ESTUDIO DE PATOLOGÍA Y VULNERABILIDAD SISMICA DEL EDIFICIO DE LA DIOCESIS DE SINCELEJO-SUCRE

CESAR TULIO ALMARIO SALAZAR

RICHARD ISAAC BUELVAS SALAZAR

UNIVERSIDAD DE SUCRE

FACULTAD DE INGENIERIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

SINCELEJO

2006

ESTUDIO DE PATOLOGÍA Y VULNERABILIDAD SISMICA DEL EDIFICIO DE LA DIOCESIS DE SINCELEJO-SUCRE

CESAR TULIO ALMARIO SALAZAR

RICHARD ISAAC BUELVAS SALAZAR

Trabajo de grado presentado como requisito para optar el título de

Ingeniero Civil

DIRECTOR: EMEL MULET RODRIGUEZ

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD DE SUCRE

FACULTAD DE INGENIERIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL

SINCELEJO

2006

UNICAMENTE LOS AUTORES SON RESPONSABLES DE LAS IDEAS EXPUESTAS EN EL PRESENTE TRABAJO

A Dios, quien nos dio fortaleza y sabiduría.

A nuestra Mamá y Padre a quienes les debemos lo que somos hoy

A mi esposa e hija que son la motivación e impulso

Que me inspira para alcanzar mis metas.

Richard Isaac Buelvas Salazar

A mi novia que siempre creyó en mí, brindándome

Su apoyo incondicional sobre todo en los momentos

Que pensé no lograría culminar.

Cesar Tulio Almario Salazar

AGRADECIMIENTOS

La oportunidad que nos brinda la vida de expresar nuestro agradecimiento, a cada una de las personas que hacen posible la culminación y alcance de las metas propuestas, es la mejor recompensa al trabajo realizado.

Los autores de este proyecto de grado quieren agradecer sinceramente a:

A Dios, por la vida, la salud, el conocimiento y por atender nuestras peticiones de guiarnos por senderos del bien.

A nuestra familia por el valioso apoyo que nos brindaron durante el transcurrir de nuestros estudios universitarios.

A la Universidad de Sucre por darnos la oportunidad de formarnos para una vida profesional en la Ingeniería Civil, de la cual estamos convencidos de haber hecho la mejor elección.

Al cuerpo Docente del programa de Ingeniería Civil, en especial a Emel Muleth Rodriguez, por sus valiosas enseñanzas y por motivarnos a la realización de la presente investigación. A Luís Enrique Fernández, Carlos Palencia Diegó y Fernando Silva, por sus valiosas enseñanzas.

A nuestros amigos, en especial a Gloria de La Ossa y Diana Albis por la motivación y el apoyo.

INDICE

Pág.

1. RESUMEN. 1

2. ABSTRACT. 2

3. INTRODUCCION. 3

4. ESTADO DEL ARTE. 4

4.1 Estudios de Patología. 4

4.2 Estudios de Vulnerabilidad Sísmica. 8

4.2.1. Análisis Estático Lineal. 9

4.2.2. Análisis Estático No Lineal. 10

5. METODOLOGÍA. 14

5.1 Investigación De La Estructura. 14

5.1.1. Investigación Preliminar. 14

5.1.2. Investigación Profunda. 23

6. RESULTADOS. 29

6.1 Resultados De Los Sondeos. 29

6.2 Resultados De Los Ensayos Realizados. 31

6.2.1 Ensayos Sobre El Concreto. 31

6.2.2 Ensayos Sobre El Acero De Refuerzo. 31

6.3 Resultados Del Análisis Estructural. 31

6.3.1 Análisis Estructural Estudio De Patología. 31

6.3.1.1 Modelo De Análisis Estudio De Patología. 31

6.3.1.2 Resultados Análisis Estructural Estudio De Patología. 36

6.3.2 Análisis Estructural Estudio De Vulnerabilidad Sísmica. 40

6.3.2.1 Estado Del Sistema Estructural. 40

6.3.2.1 Modelación. 40

6.3.2.2 Resultados. 45

6.3.2.2.1 Índice De Flexibilidad De La Estructura. 45

6.3.2.2.2 Índice De Sobreesfuerzo De La Estructura. 50

6.3.2.2.2 Formulación Hipótesis De Secuencia De Falla. 54

7. DISCUSION DE RESULTADOS. 59

8. CONCLUSION. 64

9. RECOMENDACIONES. 65

10. BIBLIOGRAFIA. 66

11. ANEXOS.

LISTA DE FIGURAS

Figura No 1. Modelo secuencial de los procesos que sigue la patología del concreto. 5
FIGURA No 2. Ejemplo de una curva de capacidad de una estructura (Cortante en la Base vs. Desplazamiento Superior). **12**
FIGURA No 3.Esquema subdivisión del edificio para efectos de los estudios de patología y vulnerabilidad sísmica. **13**
Figura No 4. Plano No 1 **14**
Figura No 5. Plano No 2. **15**
Figura No 6. Plano No 3. **15**
Figura No 7. Foto No 1. **15**
Figura No 8. Foto No 2. **16**
Figura No 9. Foto No 3. **16**
Figura No 10. Foto No 4. **16**
Figura No 11. Plano No 4. **20**
Figura No 12. Foto No. 5. **21**
Figura No 13. Foto No. 6. **21**
Figura No 14. Foto No. 7. **21**
Figura No 15. Foto No. 9. **21**
Figura No 16. Foto No. 8. **21**
Figura No 17. Foto No. 10. **22**
Figura No 18. Foto No. 12. **22**
Figura No 19. Foto No. 13. **22**
Figura No 20. Foto No. 11. **22**
Figura No 21. Foto No. 14. **22**
Figura No 22. Foto No 5. **23**
Figura No 23. Foto No 15. **24**
Figura No 24. Foto No 16. **24**
Figura No 25. Foto No 17. **24**
Figura No 26. Foto No 18. **25**

Figura No 27. Foto No 19. **25**
Figura No 28. Foto No 20. **25**
Figura No 29. Foto No 21. **26**
Figura No 30. Foto No 22. **26**
Figura No 31. Foto No 23. **26**
Figura No 32. Foto No 24. **27**
Figura No 33. Foto No 25. **27**
Figura No 34. Foto No 26. **27**
Figura No 35. Foto No 27. **28**
Figura No 36. Foto No 28. **28**
Figura No. 37. Modelo tridimensional del Pórtico Frontal simulado en SAP2000 v10.0.1 **32**
Figura No. 38. Modelo tridimensional del Pórtico Posterior simulado en SAP2000 v10.0.1 **32**
Figura No. 39. Esquema diagnóstico de las vigas de entrepiso según el análisis estructural. **37**
Figura No. 40. Esquema diagnóstico de las columnas del edificio según el análisis estructural. **38**
Figura No. 41. Esquema diagnóstico de la cimentación del edificio según el análisis estructural. **39**
Figura No. 42. Planta primer piso y pórticos analizados para la estructura frontal del Edificio de la Diócesis de Sincelejo. **54**
Figura No.43. Distribución de cargas laterales para cada pórtico analizado
Figura No. 44. Definición en SAAP2000 V.10.1 de las dimensiones y acero de refuerzo para la columna tipo del edificio. **55**
Figura No. 45. Gráfica Momento-Curvatura arrojada por el SAP2000 V.10.1 para la viga 20x20cm del primer piso del pórtico frontal. **55**
Fig. No. 46. Primer agrietamiento de una columna del pórtico frontal, para un desplazamiento de 2.05cm. en la parte superior del mismo. **56**
Figura No. 47. Secuencia de falla del pórtico frontal para un desplazamiento superior de 6cm (1% aprox. de la altura del edificio). **56**

Figura No 48. Gráfica Binomio Demanda-Capacidad arrojada por el SAP2000 V.10.1 **57**
Figura No. 49. Gráfica envolvente Curva de Capacidad del pórtico frontal del Edificio de la Diócesis de Sincelejo. **57**
Figura No. 50. Secuencia de falla de la estructura del edificio de la Diócesis de Sincelejo, representada mediante la curva de capacidad. **58**

LISTA DE TABLAS

Tabla No.1. Valores de f´c y fy tomados para la model de los pórticos. **32**
Tabla No. 2. Carga Vigueta Tipo Losa Frontal. **33**
Tabla No. 3. Carga Vigueta Tipo Losa Posterior **34**
Tabla No. 4. Carga Lineal De Muro **34**
Tabla No. 5. Análisis De Carga De Cubierta **35**
Tabla No. 6. Estado De La Cimentación **36**
Tabla No. 7. Masa 2do Piso Pórtico Frontal **41**
Tabla No. 8. Masa Cubierta Pórtico Frontal **41**
Tabla No. 9. Calculo Del Cortante Sísmico De Diseño Pórtico Frontal **41**
Tabla No. 10. Momento Torsor Accidental (NSR A.3.6.7.1) **43**
Tabla No. 11. Masa 2do Piso Pórtico Posterior. **43**
Tabla No. 12.Carga Muerta Cubierta Pórtico Posterior **43**
Tabla No. 13. Calculo Cortante Sísmico De Diseño Pórtico Posterior **44**
Tabla No. 14. Momento torsor accidental Pórtico Posterior. **45**
Tabla No. 15. Derivas De Piso Pórtico Frontal Con 100%Ey + 0%Ex. **45**
Tabla No. 16. Derivas De Piso Pórtico Frontal Con 100%Ex + 0%Ey. **46**
Tabla No. 17. Deflexiones Máximas En Vigas Del Pórtico Frontal. **47**
Tabla No. 18. Derivas De Piso Pórtico Posterior Con 100%Ey + 0%Ex **47**
Tabla No. 19. Derivas De Piso Pórtico Posterior Con 100%Ex + 0%Ey **49**
Tabla No 20. Deflexiones Máximas En Vigas Del Pórtico Posterior. **50**
Tabla No. 21. Todas las columnas del pórtico posterior con un índice de sobreesfuerzo mayor que uno. **51**
Tabla No. 22. Todas las columnas del pórtico frontal con un índice de sobreesfuerzo mayor que uno. **51**

Tabla No 23. Índice de sobreesfuerzo para las vigas principales del pórtico posterior. **52**
Tabla No 24. Índice de sobreesfuerzo para las vigas principales del pórtico frontal. **53**

LISTA DE ANEXOS.

Anexo 1. Cálculos de la resistencia de los elementos de la estructura mediante el método de la rotura.
Anexo 2. Diagramas de interacción de las columnas, confrontadas con las solicitaciones de las cargas de servicio.
Anexo 3. Cálculo de la resistencia de zapatas de la estructura.
Anexo 4. Resultados de ensayos sobre el concreto.
Anexo 5. Resultados de los ensayos sobre el refuerzo.
Anexo 6. Estudio de suelos.
Anexo 7. Plano de rehabilitación estructural.
Anexo 8. Plano de resultados de los sondeos realizados.
Anexo 9. Plano de levantamiento estructural de la edificación.
Anexo 10. Plano de fisuras del estudio de patología estructural.
Anexo 11. Memoria de cálculo del refuerzo de columnas mediante perfiles de acero.
Anexo 12. Memoria de cálculo del refuerzo de vigas mediante perfiles de acero.

1. RESUMEN

Mediante la metodología propia de los estudios de patología y vulnerabilidad sísmica se realiza la investigación preliminar y profunda de la estructura del edificio de La Diócesis de Sincelejo; con estos resultados se emite un diagnóstico, se formula un pronóstico y finalmente se plantean recomendaciones de rehabilitación y reforzamiento.

En el estudio de patología con los resultados de los ensayos de extracción de núcleos de concreto, las excavaciones, los ensayos del acero de refuerzo, las pruebas esclerométricas y sondeos en vigas, losa, columnas y cimentación se realiza un análisis estructural tridimensional elástico. Los resultados se confrontan con la sintomatología de la estructura y se emite un análisis de resultados que describe el estado del edificio y las recomendaciones de rehabilitación. Este proceso va acompañado de una secuencia fotográfica y gráfica.

En el estudio de vulnerabilidad sísmica se toman los resultados de los ensayos y realiza un análisis elástico y uno inelástico de la estructura. En el análisis elástico, reglamentado por la NSR-98, se determinan los índices de flexibilidad y sobreesfuerzo de la estructura y se establece la vulnerabilidad del edificio. En el análisis inelástico se realiza el pushover de la estructura, del cual se construye la curva de capacidad y se presenta gráficamente la secuencia de falla de los elementos. Confrontando los resultados obtenidos de ambos análisis se emite un concepto final de la vulnerabilidad del edificio.

2. ABSTRACT

By means of the methodology characteristic of the pathology studies and seismic vulnerability is carried out the preliminary and deep investigation of the structure of the building of The Diocese of Sincelejo; with these results a diagnosis is emitted, a presage is formulated and finally they think about rehabilitation recommendations and reinforcement.

In the pathology study with the results of the rehearsals of extraction of nuclei of concrete, the excavations, the rehearsals of the reinforcement steel, the tests escleromètricas and polls in beams, flagstone, columns and foundation is carried out an elastic three-dimensional structural analysis. The results are confronted with the symptom of the structure and an analysis of results is emitted that it describes the state of the building and the rehabilitation recommendations. This process goes accompanied by a photographic sequence and graph.

In the study of seismic vulnerability they take the results of the rehearsals and he/she carries out an elastic analysis and one inelastic of the structure. In the elastic analysis, regulated by the NSR-98, the indexes of flexibility and sobreesfuerzo of the structure are determined and the vulnerability of the building settles down. In the inelastic analysis is carried out the pushover of the structure, of which the curve of capacity is built and it is presented the sequence of flaw of the elements graphically. Confronting the obtained results of both analyses a concept of the vulnerability of the building is emitted.

3. INTRODUCCION.

La Diócesis de Sincelejo presta importantes servicios pastorales y comunitarios al Departamento de Sucre - Colombia; aquí se atiende a la población desplazada, los enfermos y la comunidad en general. La institución funciona en un edificio de dos plantas ubicado en la ciudad de Sincelejo, capital de Sucre. Hoy en día está presentando un preocupante deterioro prematuro en el sistema estructural y arquitectónico. En toda la edificación se observan grietas, fisuras y asentamientos en la placa de entrepiso, columnas, vigas, escaleras, muros y elementos arquitectónicos.

La presente investigación haciendo uso de las herramientas científicas de la ingeniería Civil realiza un estudio de patología y vulnerabilidad sísmica del edificio de la Diócesis de Sincelejo, con el objetivo de plantear opciones de rehabilitación del mismo. El estudio de vulnerabilidad sísmica surge por la importancia del edificio, que aunque no se encuentra clasificado como esencial, presta una labor importante a la comunidad y es escenario de congregación de multitud de personas.

El proceso de emisión final de recomendaciones va precedido de una secuencia clara de investigación que ayudará al lector a comprender las causas y las consecuencias del estado del edificio. Adicionalmente el lector podrá definir claramente las diferencias entre un estudio de vulnerabilidad sísmica y un estudio de patología estructural; además podrá identificar claramente los pasos que se siguen durante ambos estudios.

4. ESTADO DEL ARTE

4.1 ESTUDIOS DE PATOLOGIA

A pesar que los problemas patológicos se presentaron desde la misma aparición del material, en general los estudios de patología del concreto reforzado son relativamente nuevos. Aunque autores como el Dr. Ing. Manuel Fernández Cánovas[1], indican que el surgimiento de estos estudios se dio en los años sesenta, con la crisis económica mundial; autores como el Ing. MIC, MScIS Diego Sánchez de Guzman[2] afirman que surgieron en los años setenta. Aunque ambas afirmaciones difieren en la década, coinciden en que el surgimiento de estos estudios ha sido relativamente nuevo. Sin embargo los avances en el tema han sido significativos, pues los ingenieros han utilizado rigurosamente la metodología científica, logrando con esto el pulimento de las técnicas de diagnóstico, evaluación e intervención de las estructuras. Al mismo tiempo se fue generando y compilando la literatura respectiva y hoy en día se ha convertido en una asignatura en las escuelas y facultades de Ingeniería.

Gracias al avance en el análisis patológico hoy se sabe mucho más sobre durabilidad de las estructuras, pudiendo decirse que actualmente existe un conocimiento tan amplio y profundo sobre el comportamiento mecánico y de durabilidad del hormigón armado que no existe justificación alguna para hacerlo mal[3].

La patología del concreto es una disciplina, que a través de un proceso sistemático y ordenado, permite elaborar un diagnóstico, mediante el cual se emite un pronóstico del comportamiento de la estructura, bajo las condiciones de servicio esperadas hacia el futuro[4]. A partir de este procedimiento, se realiza una evaluación de la estructura, que llevará finalmente a la intervención de la misma. Es así como se desprenden unas etapas claramente definidas dentro de estos estudios, como son el Diagnóstico, la Evaluación y la Intervención.

1, 3. Diagnóstico, Evaluación y reparación de estructuras de Hormigón Armado. Ponencia, Reunión del Concreto DE 1998, RC´98. MANUEL FERNANDEZ CÁNOVAS. Bogotá, 1998.
2. Durabilidad Del Concreto Y Mecanismos De Falla. Ponencia, Reunión del Concreto DE 1998, RC´98. DIEGO SANCHEZ DE GUZMAN. Bogotá, 1998.
4. Durabilidad y Patología del Concreto. Instituto del Concreto, “ASOCRETO”. DIEGO SANCHEZ DE GUZMAN. Bogotá, 2003.

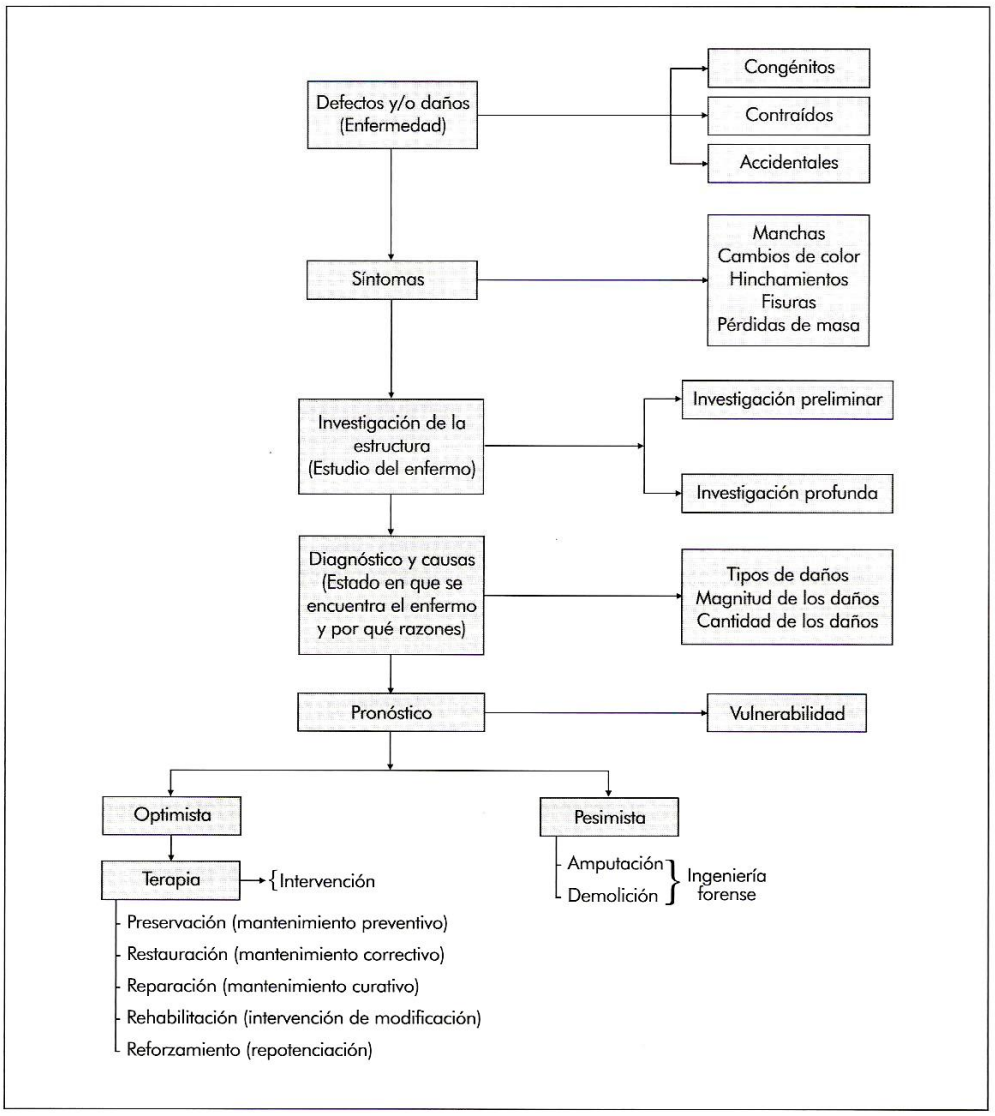

Figura 3.1 -Modelo secuencial de los procesos que sigue la patología del concreto-

Figura No 1. Modelo secuencial de los procesos que sigue la patología del concreto. Durabilidad y Patología del Concreto. Instituto del Concreto, "ASOCRETO". DIEGO SANCHEZ DE GUZMAN. Bogotá, 2003. Pág. 82.

A través del diagnóstico se conoce la enfermedad, pues en esta etapa se observa la sintomatología de la estructura. Es decir, en esta etapa se observan, localizan y cuantifican hinchazones, cambios de color, fisuras, grietas, disgregaciones,

asentamientos, desalineaciones, erosiones y desmoronamientos de los elementos de la estructura. Esta es una parte complicada e imprescindible del análisis, dado que aplicar una terapia sin un conocimiento amplio del diagnóstico puede ser arriesgado cuando no ineficaz[5]. Las causas que pueden originar las lesiones de una estructura pueden estar relacionadas con el propio proyecto, con los materiales, la ejecución o el uso de la estructura. Tal como lo establece el Ing. Manuel Fernández Cánovas, en Europa el origen de los daños se distribuye en un 42% de fallos debidos a deficiencias en proyecto, un 22% a deficiencias en ejecución, un 15% a materiales, un 10% a fallos en explotación y un 5% a causas varias diferentes de las anteriores. Los porcentajes son muy parecidos en España, siendo: 41%, 31%, 13%, 11% y 4%, respectivamente. Por eso esta etapa debe ir acompañada de una recopilación de toda la información posible de la construcción en sus diferentes etapas.

Los orígenes de la fallas de las estructuras pueden proceder por acciones mecánicas, físicas, químicas, electroquímicas o biológicas. De la magnitud de estas acciones se puede generar un diagnóstico que puede ser optimista o pesimista. A través del optimista se podrán recuperar las características resistentes de la estructura y a través del pesimista la estructura puede ser demolida parcial o totalmente. De todas formas es muy importante analizar lo máximo que se pueda en esta etapa, para intervenir lo mínimo la estructura y esto se logra a través de un estudio riguroso, que en ocasiones puede necesitar de un equipo multidisciplinario de profesionales.

En la evaluación se determina teóricamente la seguridad de la estructura. Esto se realiza a través de métodos empíricos, analíticos o mediante pruebas de carga. Los métodos empíricos se basan principalmente en observaciones y requieren la ejecución de ensayos. En cambio los métodos analíticos, que se fundamentan en el recálculo de la estructura, se necesitan de ensayos sobre la estructura (este método será el utilizado en la siguiente propuesta de rehabilitación). Por último, las pruebas de carga escalonadas consisten en someter a la estructura a cargas

5. Diagnóstico, Evaluación y reparación de estructuras de Hormigón Armado. Ponencia, Reunión del Concreto DE 1998, RC´98. MANUEL FERNANDEZ CÁNOVAS. Bogotá, 1998.

controladas al mismo tiempo que se van midiendo las deflexiones; con esto se busca determinar la máxima carga que pueden resistir los elementos a flexión de la estructura.

El método analítico que nos ocupa en esta investigación, se basa en la realización de ensayos en la estructura tales como: extracción de núcleos de concreto para su posterior ensayo de compresión simple, ensayos esclerometricos sobre el concreto, extracción y ensayo a tensión del acero de refuerzo, ensayos de carbonatación y sulfuros.

Finalmente la intervención de la estructura consistirá en la ejecución de las conclusiones y recomendaciones emitidas en el análisis de la misma. Es decir si habrá que demolerla, restaurarla (mantenimiento correctivo), repararla (mantenimiento curativo), rehabilitarla (intervención de modificación), reforzarla (repotenciación) o hacerle mantenimiento preventivo. En los casos de reparación y refuerzo se puede recurrir a los métodos pasivos o activos. Los pasivos son aquellos que entran en carga cuando la estructura sigue deformándose a partir del momento del refuerzo y se realizan sobre elementos que están muy lejos del agotamiento. Los métodos dinámicos se realizan sobre elementos cercanos al agotamiento y consiste en introducir solicitudes a los elementos para que recuperen la resistencia y posición original. Sin embargo, en general no hay un método único de reparación y refuerzo, al igual que no existe un solo material adecuado para llevarlo a cabo, dado que dependen del tipo de causa de los daños.

La etapa de intervención requiere de buenas técnicas, ya que de esto depende que no se tenga que reparar nuevamente lo ya reparado. Hoy es posible realcalinizar por difusión un hormigón carbonatado o, extraer electroquímicamente de un hormigón los iones cloro que pueden provocar la corrosión de las armaduras o, hacer un control catódico de una zona armada o, emplear bandas de fibras de carbono unidas al hormigón con un sistema epoxi para aumentar su capacidad resistente a flexión.

4.2 ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SISMICA

Se define la vulnerabilidad sísmica como la cuantificación del potencial de mal comportamiento de una estructura con respecto a una solicitación de fuerzas sísmicas. Es decir mediante los estudios de vulnerabilidad sísmica se pondera la predisposición intrínseca de una estructura, grupo de estructuras, o zona urbana a sufrir daños ante la ocurrencia de un movimiento sísmico.

Para la determinación de la vulnerabilidad sísmica existen varios procedimientos, cuya elección depende del grado de precisión que se necesite para la estructura en análisis, aunque la tendencia actual concentra los esfuerzos en desarrollar métodos de análisis, evaluación y diseño simples y fáciles de implementar. Es así como existen métodos elásticos e inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos. Por otra parte, el principal análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable (BONETT, 2003). De esta forma surgen los análisis estáticos no lineales, que permiten comprender mejor como trabajan las estructuras cuando entren en el rango inelástico.

En esta investigación se realizará el estudio de vulnerabilidad mediante el método elástico de la fuerza lateral estática, reglamentado por la NSR-98, y el método inelástico de análisis estático no lineal. Para el primero se aplicará toda la metodología de la Norma Sismorresistente Colombiana, hasta determinar mediante este procedimiento la vulnerabilidad del edificio; para el segundo se realizará el análisis pushover con el objetivo de visualizar con más exactitud la secuencia de falla de los elementos.

3. Nilson Arthur H, Diseño de Estructuras de Concreto, editorial Mc Graw Hill.

4.2.1 ANALISIS ESTÁTICO LINEAL.

Los estudios de vulnerabilidad sísmica son reglamentados en Colombia a través de la Ley 400 de 1997 y se establecen como obligatorios para las edificaciones indispensables de todo el país. Es más, estableció un plazo a partir de su vigencia de tres años para los análisis de vulnerabilidad y seis años para la ejecución de las obras de adecuación a la norma NSR 98.

La NSR 98 establece en el capítulo A.10 los pasos que se deben llevar a cabo para un estudio de vulnerabilidad sísmica:

Paso 1 - Debe verificarse que la modificación esté cubierta por el alcance dado en A.10.1.3.

Paso 2 - Debe recopilarse y estudiarse la información existente acerca del diseño y construcción de la edificación original y sus posteriores modificaciones y deben hacerse exploraciones en la edificación, todo esto de acuerdo con A.10.2.

Paso 3 - El estado del sistema estructural debe calificarse con respecto a: (a) la calidad del diseño de la estructura original 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.

EVALUACION DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

Paso 4 - Deben determinarse unas solicitaciones equivalentes de acuerdo con los requisitos de A.10.3.2.

Paso 5 - Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura para las solicitaciones equivalentes definidas en el Paso 4.

Paso 6 - La resistencia existente de la edificación debe determinarse utilizando los requisitos de A.10.3.3.3.

Paso 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 el Paso 3.

Paso 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 el Paso 5 para las solicitaciones equivalentes definidas en el Paso 4 y la resistencia efectiva obtenida en el Paso 7.

Paso 9 - Utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis del Paso 5 deben obtenerse las derivas de la estructura.

Paso 10 - Debe determinarse un índice de flexibilidad por efectos horizontales como el máximo cociente entre las derivas obtenidas en el Paso 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 el presente Reglamento.

Tomando el inverso de los índices de flexibilidad y sobreesfuerzo se determina la vulnerabilidad de la estructura, como una fracción de la rigidez y resistencia de una estructura nueva construida con los requisitos de la NSR-98.

La tendencia actual internacional es la de consolidar el análisis estático no lineal por su simplicidad y veracidad, en este orden de ideas, aunque la NSR-98 contempla tímidamente este análisis para edificaciones esenciales, se debería desarrollar e implementar los métodos inelásticos como reglamentarios para Colombia. Ya se han formulado investigaciones acerca de este tema tal como S. Olarte, E.A. Torres & J.C. Reyes, en la Revisión de la metodología prescrita por N.S.R-98 para análisis de vulnerabilidad en estructuras de concreto reforzado, Universidad de Los Andes-Colombia.

4.2.2. ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL.

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo la distribución esperada de fuerzas inerciales (BONETT, 2003). Este análisis se realiza sometiendo la estructura a un patrón de cargas monotónicas hasta que alcance su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento es posible identificar la

secuencia de agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados de servicio y la historia de deformaciones y cortantes de la estructura que corresponde a la curva de capacidad.

La forma de distribución de las cargas laterales es determinante ya que la curva de comportamiento es sensible a cambios en la distribución de las cargas. En este caso en el análisis se elige la distribución de las cargas que arroja el análisis de la fuerza lateral equivalente. En otros casos una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y finalmente construir la curva de capacidad con la envolvente de las dos gráficas. Lo anterior indica entonces que la magnitud de las cargas laterales en un análisis pushover no es relevante, sino la relación que exista entre ellas.

Hoy en día existen software que permiten hacer el análisis pushover, tal como DRAIN2D, el IDARC 2D, el RUAUMOKO, el SAP2000 y el ETABS. En la presente investigación se realizó el análisis con el SAP2000 V.10.1. No obstante el método tiene unas limitaciones fundamentales que deben tenerse en cuenta a la hora de la interpretación de los resultados:

a) el procedimiento utilizado implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto el método es algo simplista para estructuras no dúctiles cuyos ciclos histeréticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática.
b) Cuando se realiza en dos dimensiones no se tienen en cuenta los efectos de torsión causados por las diferencias de rigidez y resistencia tridimensional. Esta limitación actualmente se ha superado con programas de computador actuales como el SAP2000 y el ETABS que realizan análisis en tres dimensiones.
c) El patrón de cargas ignora los efectos de la carga vertical del sismo.

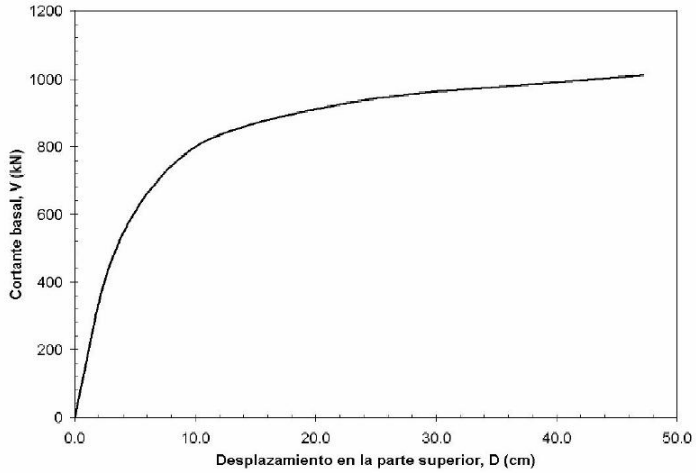

FIGURA No 2. Ejemplo de una curva de capacidad de una estructura (Cortante en la Base vs. Desplazamiento Superior).

d) Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura durante la entrada en el rango no lineal, no son considerados en el análisis.

El análisis pushover, también conocido con el nombre de Análisis Incremental del Colapso, es la base para la construcción de las gráficas del BINOMIO DEMANDA-CAPACIDAD, mediante la cual se determina el desempeño de la estructura. La curva de capacidad en los diseños por capacidad de edificaciones, es convertida a un espectro de capacidad que relaciona desplazamientos con aceleraciones, este espectro se superpone con el espectro inelástico de demanda y la intersección de ambos define el punto de desempeño de la estructura. Este punto se compara para los requerimientos de la norma escogida (ATC-40 ó VISION 2000) y si no cumple con los requerimientos entonces se define acciones tendientes al reforzamiento y/o rigidización de la estructura. Luego se realiza nuevamente el análisis para verificar el desempeño; el proceso termina, cuando se cumplen los objetivos de desempeño esperado. En este procedimiento, el espectro elástico de diseño del edificio (para nuestro caso el que reglamenta la NSR-98), se convierte a un espectro inelástico que relaciona los desplazamientos con las aceleraciones de la base del edifico.

El alcance del presente estudio llega solamente a la construcción de la curva de capacidad, porque el objetivo trazado corresponde únicamente a determinar con más certeza la secuencia de falla de los elementos; el complemento de este estudio de vulnerabilidad sísmica, que defina el desempeño del edificio, se propone como tema de investigación de un próximo trabajo.

Como se observa, aunque los estudios de vulnerabilidad sísmica y de patología, coinciden en la etapa de investigación de la estructura y la determinación de las características estructurales, difieren en el objetivo final; la patología tiende a reestablecer las condiciones del edificio para cargas verticales y medio ambientales (durabilidad), independiente si eso implica la ganancia de propiedades sismorresistentes; mientras que los estudios de vulnerabilidad buscan determinar las acciones necesarias para que la edificación resista, hasta un objetivo preestablecido, las fuerzas horizontales del sismo.

Para mayor entendimiento de la metodología de la presente investigación, se presenta a continuación un esquema del edificio, donde se subdivide la estructura en zonas de estudio.

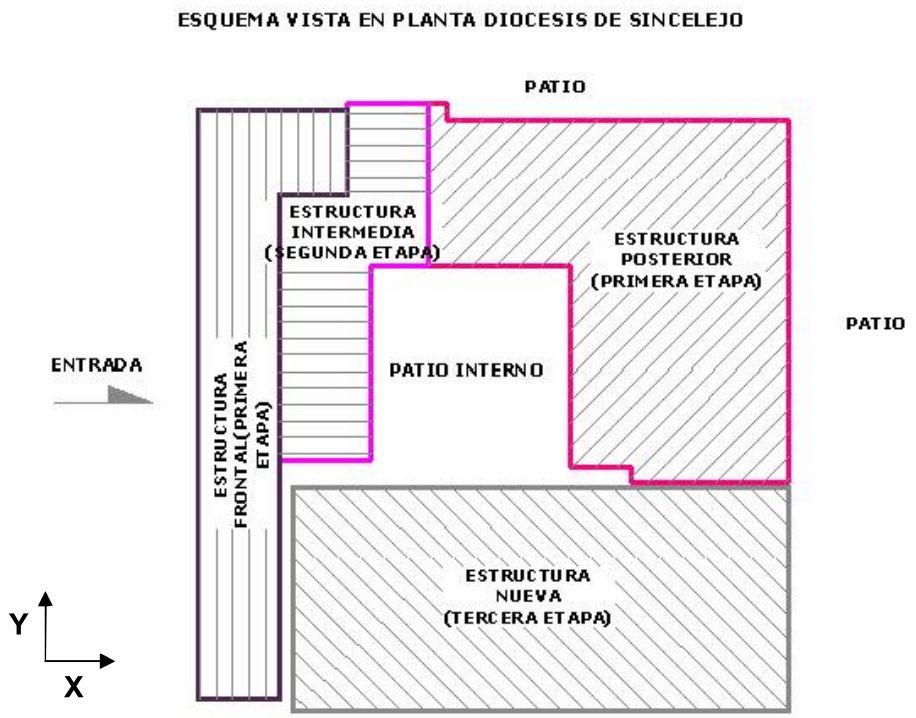

FIGURA No 3. Esquema subdivisión del edificio para efectos de los estudios de patología y vulnerabilidad sísmica.

5. METODOLOGÍA.

En forma general la metodología del presente trabajo consistió en la realización de una Investigación de la Estructura (preliminar y profunda), una evaluación, un diagnóstico y finalmente un pronóstico. A continuación se presenta en detalle la investigación de la estructura, pues este es el componente metodológico propio de los estudios de patología y vulnerabilidad sísmica; la evaluación, diagnóstico y pronóstico se describirán en los capítulos de resultados, discusión de resultados, conclusiones y recomendaciones.

5.1 INVESTIGACION DE LA ESTRUCTURA.

5.1.1. INVESTIGACION PRELIMINAR.

Los ***antecedentes*** de la construcción del Edificio de la Diócesis de Sincelejo han quedado plasmados en los recuerdos efímeros de los protagonistas de esta obra y realmente el legado escrito y pictórico existente es irrisorio y poco diciente.

En el proceso de recolección de planos, informes, fotografías, bitácoras y demás recursos visuales y tangibles, para la ***revisión del proyecto original***, se seleccionaron los siguientes documentos del archivo de la Diócesis:

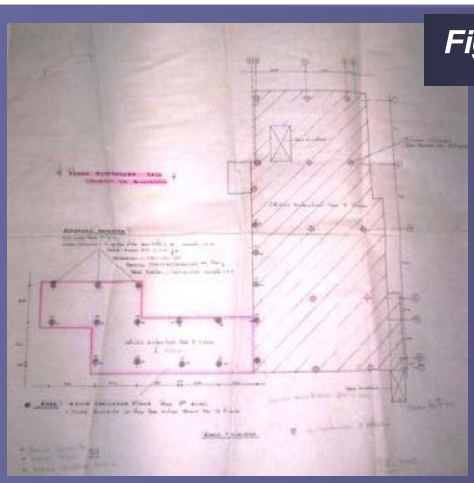

Figura No 4. Plano No 1.

Plano de planta Estructural de la losa construida en la Segunda y Tercera Etapa; en línea roja se muestra el contorno de la losa construida en la segunda etapa. La importancia de este plano radica en que muestra la disposición de las columnas con sus dimensiones; igualmente muestra el perímetro de adosamiento con las placas existentes en el momento. El plano se encuentra a escala 1__100 en medio pliego de papel.

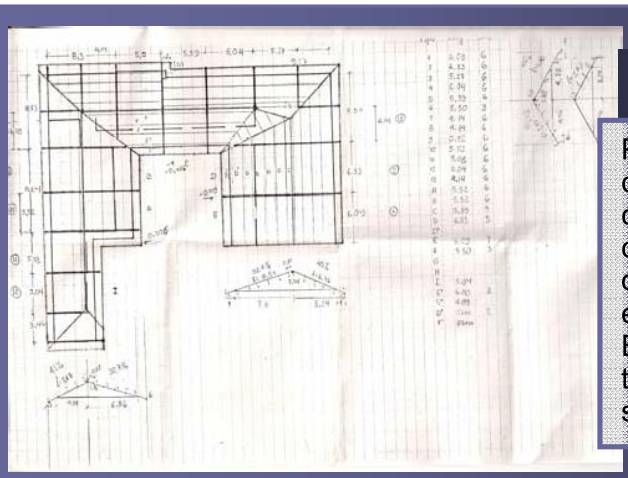

Figura No 5. Plano No 2.

Plano de planta Estructural de cubierta. Aquí se muestra la configuración y disposición de las cerchas en la cubierta, así como dimensiones y material de los elementos de la estructura metálica. Es un plano a mano alzada en tamaño de una hoja de papel oficio y sin escala.

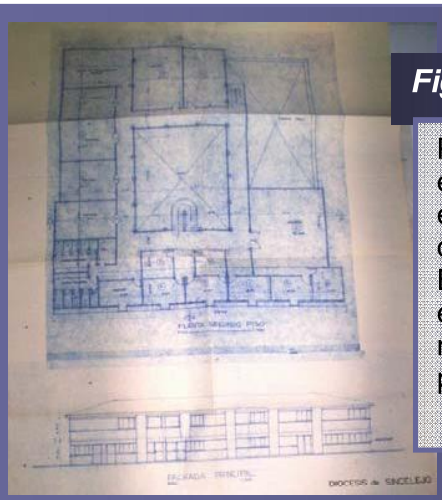

Figura No 6. Plano No 3.

Plano de planta Arquitectónica de segundo piso. En este plano se muestra la disposición de los muros en el segundo piso, así como algunas columnas que hacen parte del sistema estructural del mismo. En la parte inferior se muestra la actual fachada del edificio, donde se indican alturas y materiales de la misma. El plano se encuentra en formato de medio pliego en escala 1__100.

De igual forma se obtuvieron 27 fotos de las diferentes etapas de construcción de la Diócesis; para destacar se muestran las siguientes:

Figura No 7. Foto No 1.

Vista interior del patio de la Diócesis en la fase de construcción de la segunda etapa. Nótese la formaleta de la losa y el proceso de retiro del recubrimiento de las columnas existentes. Al fondo se observaa el cambio de dirección de la placa posterior del edificio.

Figura No 8. Foto No 2.

Vista interior de la capilla. Esta zona del edificio fue remodelada de tal forma que se agregaron muros divisorios y cambiaron pisos. Actualmente en este sector funcionan oficinas y una bodega de alimentos al fondo de la foto.

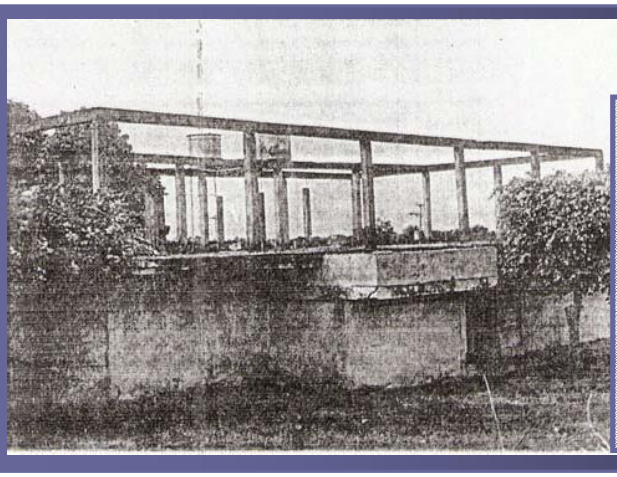

Figura No 9. Foto No 3.

Vista posterior del edificio. Nótese la disposición y dimensión de las columnas y las vigas de pórtico del segundo piso. Igualmente se logra ver la acción del medio ambiente en el concreto de la estructura. Actualmente esta zona del segundo piso del edificio está encerrada en ladrillo y cubierta en láminas de asbesto cemento.

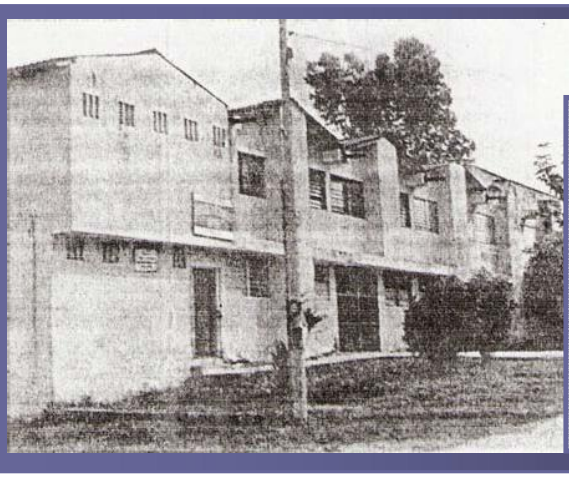

Figura No 10. Foto No 4.

Fachada original del edificio. Nótese la configuración inicial de la cubierta del edificio. Esta forma de la cubierta con múltiples aguas fue cambiada por un sistema a dos aguas conformada por láminas de asbesto cemento y estructura metálica para su soporte. Esto influyó directamente en el comportamiento de la estructura del edificio.

Durante este proceso el Sacerdote Darío Betancur facilitó una copia del *estudio de suelo* realizado en el lugar para la construcción de la nueva edificación, proyectada para tres pisos (3ra etapa). El estudio de suelos fue realizado por el laboratorio del Ing. Hernán Ramos Villamil (anexo 6).

Ante lo exiguo de la documentación se recurrió a las personas que intervinieron directamente en la construcción del edificio.

En primera instancia se acudió al Sr. Nell Beltrán Santamaría, Obispo de Sincelejo, quién informó que la construcción de la segunda etapa fue realizada por la sociedad Doria-Guevara. Con este indicio, el trece (13) de junio de 2006 se logró contactar al arquitecto Fernando Doria, uno de los integrantes de la sociedad mencionada. El aseguró que la placa de la segunda etapa era aligerada en ladrillo rojo, de tal forma que formaba un espesor de 20 cm.; que las columnas del patio fueron encamisadas para darles más resistencia y que la cimentación se construyó tal cual como lo decía el estudio de suelo. Además que en la remodelación de los pisos se reemplazó el material de relleno del sitio por material seleccionado compactado. Como última recomendación propuso que se entrevistara a los Ingenieros Hernán Ramos Villamil, Jaider Palencia Diegó y Carlos Palencia Diegó, quienes intervinieron en la asesoría estructural de la construcción; además, al Sr. Senem Fuentes, maestro de Obra.

El día 20 de junio de 2006 se logró concretar una cita con el señor Senem Fuentes en las instalaciones de la Diócesis de Sincelejo. Durante la conversación el Sr. Senem afirmó que él solamente había construido los muros perimetrales del edificio en el primer piso, que aunque en principio el era el comisionado para construir la obra, fue trasladado para otro lugar y reemplazado por el maestro de obra Cesar Salazar, a quien logramos entrevistar el 21 de junio de 2006.

La información que suministró el maestro de obra Cesar Salazar fue muy valiosa, ya que él se encargó de construir en su totalidad la segunda etapa del edificio:

- Las losas antiguas no están adosadas con la losa de la segunda etapa. Cuando se inició la construcción de ésta última ya existían dos losas; la primera, ocupaba el frente de la Diócesis y la segunda, ocupaba la parte posterior.
- La losa de la segunda etapa está armada en una dirección, aligerada en bovedilla de concreto de 25x40cm y apoyada sobre vigas de pórtico de 30x30cm.
- Todas las columnas de la losa de la segunda etapa se construyeron nuevas, soportadas sobre zapatas a una profundidad de 1.6 m.
- Para construir los arcos del patio de la Diócesis se picaron las columnas existentes y se dispuso una armadura de estribos y refuerzo longitudinal en acero, para después fundir los arcos descolgados en concreto. Es decir que los arcos no están soportados bajo la placa.
- La losa de concreto ubicada en el costado izquierdo posterior estaba soportada sobre columnas de 20x20cm, por tal motivo construyeron muros de carga de 20cm sobre vigas de cimiento de 30x30cm a una profundidad de 60cm.
- En la sala de juntas demolieron una columna para construir un pórtico de concreto; allí se dieron cuenta que las columnas del primer piso de la losa sólo tenían 4 varillas de 3/8” longitudinalmente y estribos de ¼” cada 30 cm y que estaban soportadas en zapatas de 60x60cm. A estas vigas de cimiento le colocaron 6 varillas de ½” para reforzarlas (3 abajo y 3 arriba).
- Al construir el segundo piso no se reforzaron las zapatas.
- El arco en el segundo piso que se ubica en la junta de la losa antigua con la losa nueva, está soportada sobre un muro.

Siguiendo con la investigación, se concertó una entrevista con el ingeniero Hernán Ramos Villamil, quien había realizado los estudios de suelos y había dado asesoría estructural durante la construcción. Durante la conversación afirmó lo siguiente:

- Los síntomas de falla de la estructura antigua, incluyendo la losa de la segunda etapa, comenzaron una vez se construyó la estructura más nueva destinada para tres pisos.

- La zona posterior de la Diócesis (Sala de juntas, oficina y habitación del obispo) fue rellenado con escombros y por lo tanto sin una adecuada compactación.
- Indudablemente en los terrenos de la Diócesis y la zona aledaña existe una falla geológica, pues recién construido el pavimento de la vía principal vecina se rompieron varias placas de concreto que hubo la necesidad de reemplazarlas.
- El estudio de suelos realizado para la construcción del edificio de tres pisos puede ser extrapolado para la estructura antigua y son válidas para toda la edificación.
- Posiblemente la losa de la segunda etapa influyó directamente en la falla de la estructura antigua.
- Al final de la conversación y ante la imposibilidad de recordar más aspectos importantes, llamó por teléfono al Ingeniero Eduardo Guevara, quien dijo lo siguiente:
- Cuando la estructura estaba cediendo se construyó un muro de carga perimetral en la zona lateral izquierda y posterior de la Diócesis.
- Todas las vigas de cimiento se construyeron nuevamente y las que soportaban muros de carga se construyeron de 30 cm. de espesor, por 40 cm. de alto, reforzada con 6 varillas de ½" longitudinalmente.

Paralelamente a la realización de las anteriores entrevistas se ***seleccionaron los recursos para la investigación*** y se hicieron varias ***inspecciones visuales*** que permitieron la ***medición*** del edificio a través de la ejecución de un levantamiento arquitectónico del mismo, llevado a cabo entre el 25 y el 31 de mayo de 2006. Durante su elaboración se dio especial importancia a la localización y dimensiones de las columnas, dando como resultado la identificación de modificaciones en el plano arquitectónico suministrado por la Diócesis (Figura No. 6), inclusive en la localización y dimensiones de algunas columnas. En el primer piso se detectaron mayores luces entre columnas, así como secciones transversales menores a las especificadas en los planos; a parte de esto una configuración nueva en algunos

muros. En el segundo piso igualmente se reveló una configuración distinta de muros y la no continuidad de algunas columnas erguidas en el primer piso. Los planos se encuentran anexos (plano No. 9).

Luego del levantamiento arquitectónico y con el objetivo de establecer los posibles *mecanismos de daño*, se realizó el levantamiento de fisuras y grietas del edificio durante los días 15, 16 y 17 de junio de 2006 (anexo No. 10). Para tal procedimiento se recurrió a la medición con flexo metro y regla de sus longitudes y espesores. Se prestó principal importancia a la localización del inicio y final de las mismas, así como a la forma y cambios de espesor en su longitud. Se logró realizar un levantamiento muy aproximado de las grietas gracias a que se delinearon a escala 1_100 in situ sobre un plano impreso.

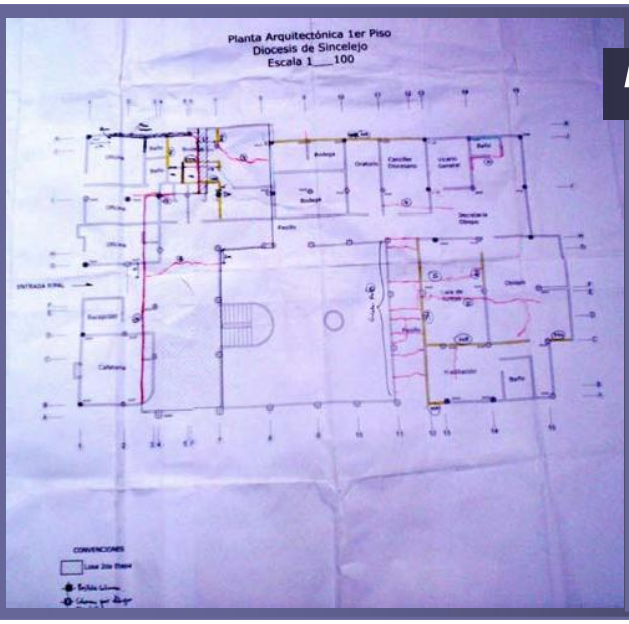

Figura No 11. Plano No 4.

Levantamiento de Fisuras y Grietas bajo la placa de entrepiso, en el piso y en muros del primer piso del edificio. En rojo las primeras; en azul las segundas y en amarillo los muros que presentan fallas. Nótese la concentración de fallas en la esquina superior izquierda (Bodegas) y en la esquina inferior derecha (Sala de Juntas). El plano fue editado en escala 1_100 en medio pliego de papel.

Figura No 12. *Foto No. 5.* Grietas en diagonal sobre muro. Patio Diócesis.

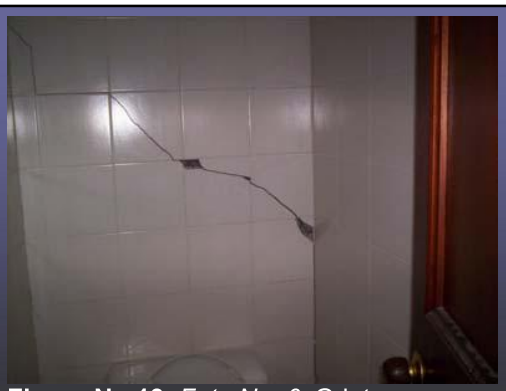

Figura No 13. *Foto No. 6.* Grieta en diagonal sobre muro. Baño Primer Piso.

Figura No 14. *Foto No. 7.* Grieta vertical sobre muros. Segundo Piso Diócesis.

Figura No 15. *Foto No. 9.* Grieta sobre piso (primer piso). Bodega Primer Piso Diócesis.

Figura No 16. *Foto No. 8.* Grieta vertical sobre muro. Habitación del Obispo (primer piso).

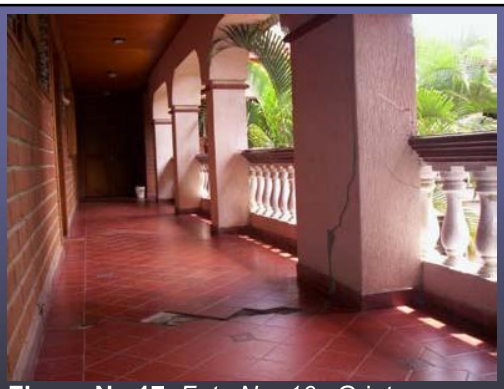

Figura No 17. *Foto No. 10.* Grieta horizontal sobre placa. Junta de Construcción 2do Piso Diócesis.

Figura No 18. *Foto No. 12.* Grieta horizontal sobre muro. Parte exterior Bodega Primer Piso Diócesis.

Figura No 19. *Foto No. 13.* Grietas combinadas sobre muro. Bodega Primer Piso Diócesis.

Figura No 20. *Foto No. 11.* Grieta sobre losa de entrepiso. Junta de Construcción 2do piso de la Diócesis.

Figura No 21. *Foto No. 14.* Grieta bajo losa de entrepiso. Junta de Construcción 2do piso de la Diócesis.

5.1.2. INVESTIGACION PROFUNDA

La información obtenida durante la investigación preliminar no fue suficiente, pues confrontada con la sintomatología de la estructura, dejaba entrever muchos interrogantes que sólo se resolverían realizando una investigación profunda de la misma. Para esto se concertó un ***plan de pruebas*** mediante el cual se estableciera el grado de afectación de los elementos y materiales en aquellos puntos estratégicos del edificio, tales como las zonas más fisuradas y agrietadas, zonas de fácil acceso y zonas que no afectaran el funcionamiento de las oficinas. El plan de pruebas se proyectó sobre un plano a escala del edificio, de donde se acordó realizar nueve sondeos para establecer las dimensiones, profundidad y refuerzo de las zapatas, losa de entrepiso, columnas y vigas del edificio. La ubicación de estos sondeos se muestra en el plano anexo No. 8.

Los esquemas de los perfiles de los sondeos se muestran en el plano anexo No. 8; para destacar se muestran las siguientes fotografías:

Figura No 22. Foto No 5.

Descubrimiento del pañete sobre la columna J9 (Sondeo S1_Patio de la Diócesis). Se observa comprometimiento de la columna, pues presenta una fisura en diagonal en el tercio medio de la misma; Sin embargo, esta fisura no sigue la misma dirección de la grieta del muro (pañete y mampostería).

Figura No 23. Foto No 15.

Sondeo S2. Nótese la profundidad de la excavación (2.4m) para hallar la profundidad de desplante de la zapata. En la parte superior izquierda obsérvese el material de escombro suelto que sirve de cimentación del piso del patio del edificio. Al fondo de la excavación una esquina de la zapata al descubierto.

Figura No 24. Foto No 16.

Sondeo S14, apique en la losa de entrepiso etapa 1 (ver plano No 8).

Izquierda arriba, sondeo sobre viga de pórtico, descubrimiento del acero de refuerzo negativo: 4 Varillas de ½" lisa en proceso de corrosión. Los estribos en varilla de ¼".

Izquierda abajo, sondeo sobre la misma viga anterior, descubrimiento del acero de refuerzo positivo: 4 Varillas de ½" lisa en proceso de corrosión. Nótese en esta fotografía la junta de construcción entre la losa y el muro, producido por la construcción del pañete de la losa antes que la del muro.

En ambos sondeos hubo la necesidad de limpiar con agua la superficie para poder descubrir el refuerzo.

Figura No 25. Foto No 17.

Sondeo S11. En esta zona se encuentra la junta de construcción entre las losas de la primera (arriba de la foto) y de la segunda (debajo de la foto) etapa. Mientras que la primera está reforzada con 6 varillas de ½" lisa y estribos de ¼" a 25cm del apoyo; la segunda con 7 varillas de ½" corrugada y estribos de 3/8" a 5cm del apoyo.

Figura No 26. Foto No 18.

Sondeo S10. Sondeo realizado en la biblioteca de la Diócesis, sobre la placa de entrepiso. En principio se creyó que la viga de pórtico no contaba con refuerzo negativo, pues se descubrió el acero de la columna y de la viga después de haber demolido 33cm de profundidad. Sin embargo se decidió ampliar el apique y se encontró que la losa de entrepiso tenía un relleno de nivelación en mortero de 27cm, 3cm en piso de cerámica, 20cm la losa, 3cm de pañete inferior y 4cm de pañete inferior adicional nuevo, para un total de 57cm de altura en sección de losa.
La sección de la columna es de 25 cm (eje "x")x20 cm (eje "y"), con refuerzo principal de 6Φ3/8" y estribos de ¼".

Figura No 27. Foto No 19.

Descubriendo el acero de refuerzo de las zapatas. Mediante este procedimiento se determinó que las zapatas de las estructuras de la primera etapa están reforzadas con 4Φ3/8" en ambos sentidos; además que las varillas presentan proceso de corrosión.

Figura No 28. Foto No 20.

Refuerzo longitudinal y transversal de la columna K6 descubierto. Nótese el color y la forma de las varillas que denotan el proceso de corrosión que se ha iniciado. La zona de la foto muestra la parte de la columna en contacto con el suelo.

Figura No 29. Foto No 21.

Sondeo S4. La columna de la foto hace parte del patio interno y se muestra la forma como fue recubierta para darle más sección. Nótese el mortero de recubrimiento que alcanza 10cm de espesor y la falta de confinamiento del mismo con estribos y refuerzo longitudinal. Aquí se observa también el refuerzo original de la columna: 6Φ3/8" y estribos de ¼".

Figura No 30. Foto No 22.

Sondeo bajo la placa de entrepiso. Se observa en esta fotografía el espesor del pañete. La primera capa de pañete se observa de color blanco y picado; la segunda capa más gruesa es la exterior con un acabado corrugado. Este sector de la foto corresponde a la losa frontal, donde se encuentra la junta de construcción.

Una vez efectuados los sondeos se realizaron extracciones de núcleo de concreto, se extrajeron muestras del acero de refuerzo y se hicieron pruebas con el martillo de rebote (esclerómetro).

Figura No 31. Foto No 23.

Extracción de Núcleo de una viga de pórtico (Sondeo S11). Aquí hubo la necesidad de abrir el refuerzo negativo de la viga para poder introducir el taladro. Nótese el buen estado de la muestra y la lubricación del sitio con agua.
Estos ensayos fueron realizados por el Centro de Investigaciones y Asesorias (CIACUS) de la Universidad del Sinú.

Figura No 32. Foto No 24.

Taladro utilizado para la extracción de núcleos. Propiedad del Centro de Investigaciones y Asesorias (CIACUS) de la Universidad del Sinú.
Una de las limitaciones de este aparato es la dificultad para tomar muestras de concreto en elementos verticales como columnas y muros de contención.

Figura No 33. Foto No 25.

Ensayo con el esclerómetro sobre la columna 1D (ver plano No. 9). Nótese el retiro del pañete y el secado de la zona, que garantiza una mejor lectura del aparato.

Figura No 34. Foto No 26.

Extracción de las muestras del acero de refuerzo. En este procedimiento se tuvo especial cuidado en no doblar las varillas para evitar inducir en ellas la fluencia. El procedimiento de corte se realizó con segueta.

Un aspecto importante a destacar luego de los sondeos fue el proceso de resane de los mismos, pues en este procedimiento se tuvo en cuenta la restauración de los elementos a su condición original o mejorada. Para destacar las siguientes fotografías:

Figura No 35. Foto No 27.

Relleno y compactación con material seleccionado de las zanjas. Con el objetivo de no acrecentar la problemática y evitar accidentes por estas zanjas, se decidió rellenarlas con material seleccionado compactado. Las fotos muestran este proceso en el Sondeo S2 (ver plano No. 8)

Figura No 36. Foto No 28.

Resane del concreto con aditivo SIKADUR-32 para fijación de Concreto viejo con concreto nuevo. Primero se limpia la superficie y con una brocha se esparce sobre esta. Luego con la ayuda de la formaleta se funde el nuevo concreto. Este procedimiento se realizó en todas las zonas intervenidas.

6. RESULTADOS.

6.1 RESULTADOS DE LOS SONDEOS.

En general se obtuvieron los siguientes resultados:

a) El sistema estructural original consiste en pórticos de concreto reforzado que sostienen losas de entrepiso armadas en una dirección aligeradas con bovedillas de concreto. El peralte del entrepiso de la primera etapa es de 20cm y sostiene acabados de pañete y de piso en cerámica que varían la sección neta del mismo hasta 57cm de altura. Las viguetas están separadas cada 60cm, 80cm y 40cm en la losa frontal, posterior e intermedia respectivamente; la sección de la vigueta tipo es de 10x20cm con 4 Φ3/8" (2 abajo y 2 arriba) liso y estribos de ¼" cada 30cm; el refuerzo presenta corrosión en algunas secciones.

b) La cubierta es en asbesto cemento y estructura metálica de soporte. Las cerchas fueron apoyadas sobre columnas de 25x20cm que subían del primer piso o en su defecto sobre muros reforzados. En la cubierta existen dos tanques elevados plásticos de 1000 L c/u, soportados por una columna de 25x20cm y un muro reforzado con un perfil de acero.

c) Las columnas de la primera etapa son de 25cm (eje "x") x 20cm (eje "y"), con refuerzo principal de 6Φ3/8" (dos filas de 3 Φ3/8" en el eje "x") y estribos de ¼" cada 30cm. El refuerzo presenta indicios de corrosión. Las columnas de la segunda etapa son de 30x30cm reforzadas con 4 Φ5/8" corrugado y estribos de 3/8" corrugado en buen estado.

d) Las vigas principales de pórtico son de b=35cm y h=20cm con 6 Φ1/2" (3 ref. negativo, 3 ref. positivo) y estribos de ¼", dispuestas en el sentido perpendicular de las viguetas de la losa. Mientras en el otro eje las vigas de pórtico son de 20x20cm que soportan el peso propio y uno que otro muro.

e) El sistema de cimentación es el de zapatas aisladas cuadradas con un diafragma de vigas de cimentación a nivel del terreno. Las zapatas son de 80cmx80cm con un espesor de 20cm, reforzadas con 4 Φ3/8" en ambos

sentidos y la profundidad de desplante varía entre 1m y 2.4 m respecto al nivel del terreno. El refuerzo presenta indicios de corrosión. En la cimentación de la segunda etapa se determinó que las zapatas tienen un espesor de 30cm y varían las dimensiones entre 1x1m a 1.5x1.5m a 1.6m de profundidad.

f) Las vigas de cimentación en general son de 20cmx20cm reforzadas con 4 Φ3/8" (2 ref. negativo y 2 ref. positivo); en algunas zonas se encontraron vigas de cimiento en concreto ciclópeo simple.

g) En las zonas del patio y del despacho del obispo se observaron capas de relleno con material de escombro y del sitio mal compactado, que sirven de cimentación a los pisos y las vigas de cimiento.

h) En los sondeos S1, S2, S4, S8 y S9 se encontró un material de consistencia dura de color beige, cuya profundidad respecto al terreno varía entre 1.2m (S4) y 2.4m (S2). El inicio del estrato en el suelo coincidía con la profundidad de desplante de cada una de las zapatas mencionadas. En general los primeros estratos presentan un material de consistencia media de color pardo oscuro, con presencia de humedad en sitios como el patio del edificio.

i) Se encontraron muros de carga de 20cm de espesor en el sentido del eje "X" y en el perímetro del edificio colindante con el patio del mismo.

j) Los arcos del patio interno fueron construidos con mortero, soportados sobre las columnas; no fueron fijados a la losa de entrepiso.

k) Las columnas del patio interno de la Diócesis fueron recubiertas de una capa de mortero de hasta de 10cm de espesor, sin previo refuerzo de las mismas. Es decir que aumentaron la sección de las columnas pero sin adicionar refuerzo transversal y longitudinal en varillas de acero.

l) Las fisuras bajo la placa afectan solamente el pañete, a excepción de la junta de construcción, que sigue la misma dirección del perímetro de la losa de la segunda etapa y traspasa toda la sección de la misma. En esta junta las losas no fueron adosadas, sin embargo el acabado de piso sí se empalmó a través de varillas de ¼" y los muros no fueron dilatados.

m) La corrosión de la edificación es generalizado pero en diferente grado de deterioro.

En el plano anexo No 8 se encuentran consignados los detalles de los perfiles de los sondeos encontrados.

6.2 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS.

6.2.1 ENSAYOS SOBRE EL CONCRETO

A nivel general la resistencia del concreto del edificio tiene valores aceptables, a excepción de la losa de entrepiso frontal que arrojó valores muy bajos de resistencia (13.4 – 16.7 MPa). Los núcleos de concreto de las zapatas arrojaron valores entre 18.7 y 29 MPa; y las columnas valores entre 25.5 y 31.5 MPa. La tabla de resultados se encuentra anexa (anexo No. 4).

6.2.2 ENSAYOS SOBRE EL ACERO DE REFUERZO.

A pesar que el acero de las estructuras más antiguas es liso y presentan indicios de corrosión, estos presentan valores buenos de resistencia y ductilidad. Es así como se tienen valores de resistencia máxima entre 472.8 y 603.3 MPa. La tabla de resultados se encuentra anexa (anexo No. 5.).

6.3 RESULTADOS DEL ANALISIS ESTRUCTURAL

Con los resultados obtenidos en los sondeos y ensayos se realizó la ***evaluación estructural***, consistente en la modelación del edificio para solicitaciones verticales (patología) y horizontales (Vulnerabilidad sísmica).

6.3.1 ANALISIS ESTRUCTURAL ESTUDIO DE PATOLOGÍA.

6.3.1.1 MODELO DE ANALISIS ESTUDIO DE PATOLOGÍA.

Teniendo en cuenta los resultados de secciones, resistencia y materiales encontrados en la investigación profunda se realizó la modelación de la estructura en el software SAAP2000 Advanced 10.0.1, fundamentada en el siguiente procedimiento:

a) Se simularon dos pórticos tridimensionales independientes; uno para la estructura frontal y otro para la estructura posterior del edificio. Los valores asumidos para el f´c y fy corresponden a los obtenidos en los sondeos.

Pórtico	Elemento	F´c (Mpa)	F´y (Mpa)
Frontal	Viga	21.6	459.2
Frontal	Columna	31.5	385
Posterior	Viga	13.4	459.2
Posterior	Columna	31.5	385

Tabla No.1. valores de f´c y fy tomados para la modelación de los pórticos.

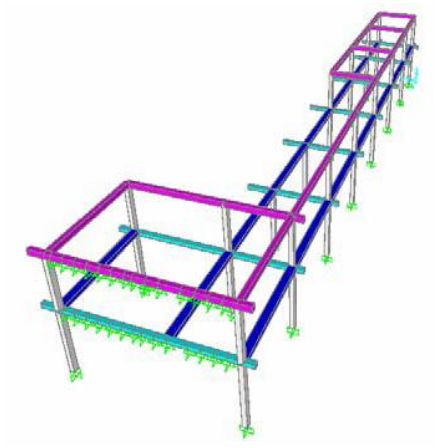

Figura No. 37. Modelo tridimensional del Pórtico Frontal simulado en SAP2000 v10.0.1

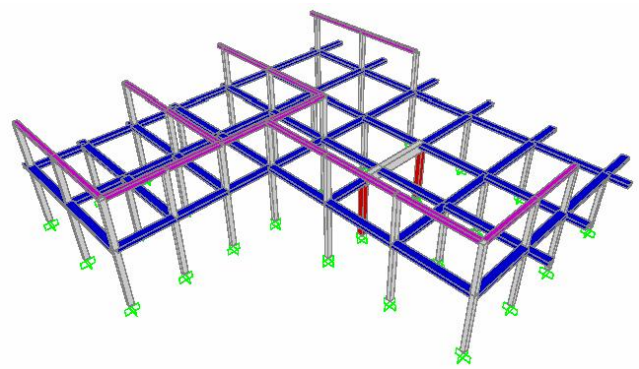

Figura No. 38. Modelo tridimensional del Pórtico Posterior simulado en SAP2000 v10.0.1

b) Tipos de Carga: Carga Muerta (D) y Carga Viva (L).

c) Combinaciones de carga: Cargas de Servicio: D+L para revisión de cimentación y 1.4D+1.7L para revisión de secciones de concreto.

d) Modelo análisis de cimentación: Zapatas rectangulares aisladas con momentos en dos direcciones.

e) Del análisis lineal en el software (SAAP2000 Advanced 10.0.1) sólo se tomaron los resultados del análisis estructural (Momentos Internos, Cortantes, Torsiones y reacciones de los apoyos) y se confrontaron con la resistencia real de vigas y columnas, calculadas mediante el método de la rotura.

f) Análisis de carga:

Tabla No. 2. CARGA VIGUETA TIPO LOSA FRONTAL

Área aferente:	0,7	m^2										
Especificación		**Alto (m)**		**Ancho (m)**		**largo (m)**		**Peso/ Volumen (Ton/m3)**		**peso/Area Aferente (Ton / $m^{2)}$**		**Mpas**
Peso propio loseta en concreto reforzado (e=5cm)	=	0,05	x	0,70	x	1,00	x	2,400	=	**0,120**	=	1,20E-03
Vigueta en concreto reforzado	=	0,15	x	0,10	x	1,00	x	2,400	=	**0,051**	=	5,14E-04
Aligerante en BOVEDILLA[1]	=	0,15	x	0,60	x	1,00	x	1,389	=	**0,125**	=	1,25E-03
Concreto simple de nivelación[2]	=	0,25	x	0,70	x	1,00	x	2,300	=	**0,575**	=	5,75E-03
Acabado en cerámica[3]	=	0,02	x	0,70	x	1,00	x	2,100	=	**0,042**	=	4,20E-04
Pañete bajo placa	=	0,07	x	0,70	x	1,00	x	2,100	=	**0,147**	=	1,47E-03
								Carga muerta:		**1,060**	=	0,011
								Carga Viva para Biblioteca[4]:		**0,500**	=	0,005
								Carga Viva resto del edificio:		**0,200**	=	0,002

1. - PESO POR UNIDAD DE BOVEDILLA (40X20X15cm): 10Kg

2. - CONCRETO SIMPLE SOBRE LA LOSETA ENCONTRADO EN LOS SONDEOS e=25cm

3. - SE ASUME UNA DENSIDAD DEL ACABADO EN CERAMICA SIMILAR AL MORTERO DE CONCRETO (2100 Kg/m3 NSR B.3.2) e=2cm

4. – EL EDIFICIO SE DIVIDIÓ EN DOS SECTORES PARA EFECTOS DE LA CARGA VIVA: LA BIBLIOTECA CON L= 500 Kg./m2 y EL RESTO DEL EDIFICIO CON L= 200 Kg./m2.

Carga Muerta Mayorada:	=	1,40	x	1,060	=	**1,4846**	Ton / m2
Carga Viva Biblioteca Mayorada:	=	1,70	x	0,500	=	**0,85**	Ton / m2
Carga Viva Resto Edificio Mayorada:	=	1,70	x	0,200	=	**0,34**	Ton / m2
1,4D + 1,7L (biblioteca)					=	**2,335**	Ton / m2
1,4D + 1,7L (resto del edificio)					=	**1,825**	Ton / m2

Tabla No. 3. CARGA VIGUETA TIPO LOSA POSTERIOR

Área aferente: 0,5 m^2

Especificación		Alto (m)		Ancho (m)		largo (m)		Peso/ Volumen (Ton/m3)		peso/Area Aferente (Ton / $m^{2)}$		Mpas
Peso propio loseta	=	0,05	x	0,50	x	1,00	x	2,400	=	**0,120**	=	1,20E-03
Vigueta	=	0,15	x	0,10	x	1,00	x	2,400	=	**0,072**	=	7,20E-04
Aligerante BOVEDILLA[1]	=	0,15	x	0,40	x	1,00	x	2,083	=	**0,125**	=	1,25E-03
Mortero nivelación[2]	=	0,03	x	0,50	x	1,00	x	2,100	=	**0,063**	=	6,30E-04
Acabado en cerámica	=	0,02	x	0,50	x	1,00	x	2,100	=	**0,042**	=	4,20E-04
Pañete bajo placa[3]	=	0,07	x	0,50	x	1,00	x	2,100	=	**0,147**	=	1,47E-03
								Carga muerta:		**0,569**	=	0,006
								Carga Viva :		**0,200**	=	0,002

1. - PESO DE UNIDAD DE BOVEDILLA 40X20X15: 10Kg
2. - NSR 98 B.3.2.
3. - EL ESPESOR DE 7cm CORRESPONDE AL ENCONTRADO DURANTE LOS SONDEOS.

Carga Muerta Mayorada:	=	1,40	x	0,569	=	**0,7966**	Ton / m2
Carga Viva Mayorada:	=	1,70	x	0,200	=	**0,34**	Ton / m2
				1,4D + 1,7L	=	**1,137**	Ton / m2

Tabla No. 4. CARGA LINEAL DE MURO

Especificación		Alto (m)		Ancho (m)		largo (m)		Peso/ Volumen (Ton/m3)		peso/Area Aferente (Ton / m)		Mpas
Muro en bloque 0,15	=	**2,50**	x	**0,15**	x	**1,00**	x	**0,833**	=	**0,313**	=	**3,13E-03**
Enchape cerámico H = 0,85	=	**0,85**	x	**0,03**	x	**1,00**	x	**2,300**	=	**0,059**	=	**5,87E-04**
Mortero para pañete	=	**2,50**	x	**0,03**	x	**1,00**	x	**2,100**	=	**0,158**	=	**1,58E-03**
								Carga muerta:		**0,529**	**=**	**0,005**

Tabla No. 5. ANALISIS DE CARGA DE CUBIERTA

Área aferente:	3,5	m^2										
Especificación		**Alto (m)**		**Ancho (m)**		**largo (m)**		**Peso/ Volumen (Ton/m3)**		**peso/Area Aferente (Ton / m^2)**		**Mpas**
Lámina Ondulada de AC	=	**0,01**	x	**3,50**	x	**1,00**	x	**2,571**	=	**0,018**	=	**1,80E-04**
Correa Metálica	=	**0,35**	x	**3,50**	x	**0,12**	x	**0,143**	=	**0,006**	=	**6,00E-05**
Cercha metálica	=	**1,40**	x	**3,50**	x	**0,15**	x	**0,238**	=	**0,050**	=	**5,00E-04**
Muro Bloque 0,15 para Culata	=	**1,40**	x	**3,50**	x	**0,15**	x	**0,750**	=	**0,158**	=	**1,58E-03**
Cielo raso en machihembre	=	**0,05**	x	**3,50**	x	**1,00**	x	**0,500**	=	**0,025**	=	**2,50E-04**
								Carga muerta:		**0,257**	**=**	**0,003**
								Carga Viva:		**0,035**	**=**	**0,000**

Carga Muerta Mayorada:	=	**1,40**	x	**0,257**	=	**0,3591**	Ton / m2
Carga Viva Mayorada:	=	**1,70**	x	**0,035**	=	**0,0595**	Ton / m2
				1,4D + 1,7L	=	**0,419**	Ton / m2

g) la distribución de cargas se realizó de acuerdo a su disposición, forma y tamaño en el edificio. Es decir aquellas cargas puntuales y/o distribuidas que afectaban a elementos específicos se dispusieron como tal. En el caso de las viguetas, las que estaban sosteniendo muros se les asignó la respectiva carga distribuida. En el caso de las columnas que sostienen las cerchas igualmente se les asignó la carga puntual respectiva y así sucesivamente.

6.3.1.2 RESULTADOS ANALISIS ESTRUCTURAL ESTUDIO DE PATOLOGÍA.

De los pórticos analizados (frontal y posterior) se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla No. 6. ESTADO DE LA CIMENTACIÓN

Pórtico	Estado	Cantidad	%	Observaciones
PORTICO FRONTAL	Zapata deficiente de área de contacto	8	47%	Bajo biblioteca y baños 2do piso.
	Zapata deficiente de refuerzo	11	64.7%	Mismas zapatas anteriores.
	Zapata deficiente de espesor	5	29.4%	Bajo Biblioteca y baños.
PORTICO POSTERIOR	Zapata deficiente de área de contacto	30	90.91%	Generalizado
	Zapata deficiente de refuerzo	32	96.97%	Generalizado
	Zapata deficiente de espesor	7	21.21%	Patio interno

El 29.4% de las vigas principales de pórtico de la losa frontal presentan deficiencia de refuerzo, todas estas se localizan en la zona de la batería de baño del segundo piso. Para destacar, la deficiencia generalizada de las vigas secundarias del pórtico frontal.

El pórtico posterior presenta deficiencia en el refuerzo de las vigas principales a nivel general. El porcentaje de vigas principales deficientes de refuerzo alcanza el 86.2%. Para destacar la deficiencia del refuerzo de los voladizos que presentan una luz de 2.1 m.

17 columnas de un total de 50 (34%) en los dos pórticos, analizadas por el método del contorno de falla, presentan condiciones teóricamente no satisfactorias, ya que en ellas las solicitaciones biaxiales de momento y carga puntual se salen del diagrama de interacción de las mismas.

El cálculo de la resistencia de las vigas, los diagramas de interacción de las columnas y el cálculo de la resistencia de la cimentación se anexan. A continuación se presenta gráficamente los resultados del análisis estructural.

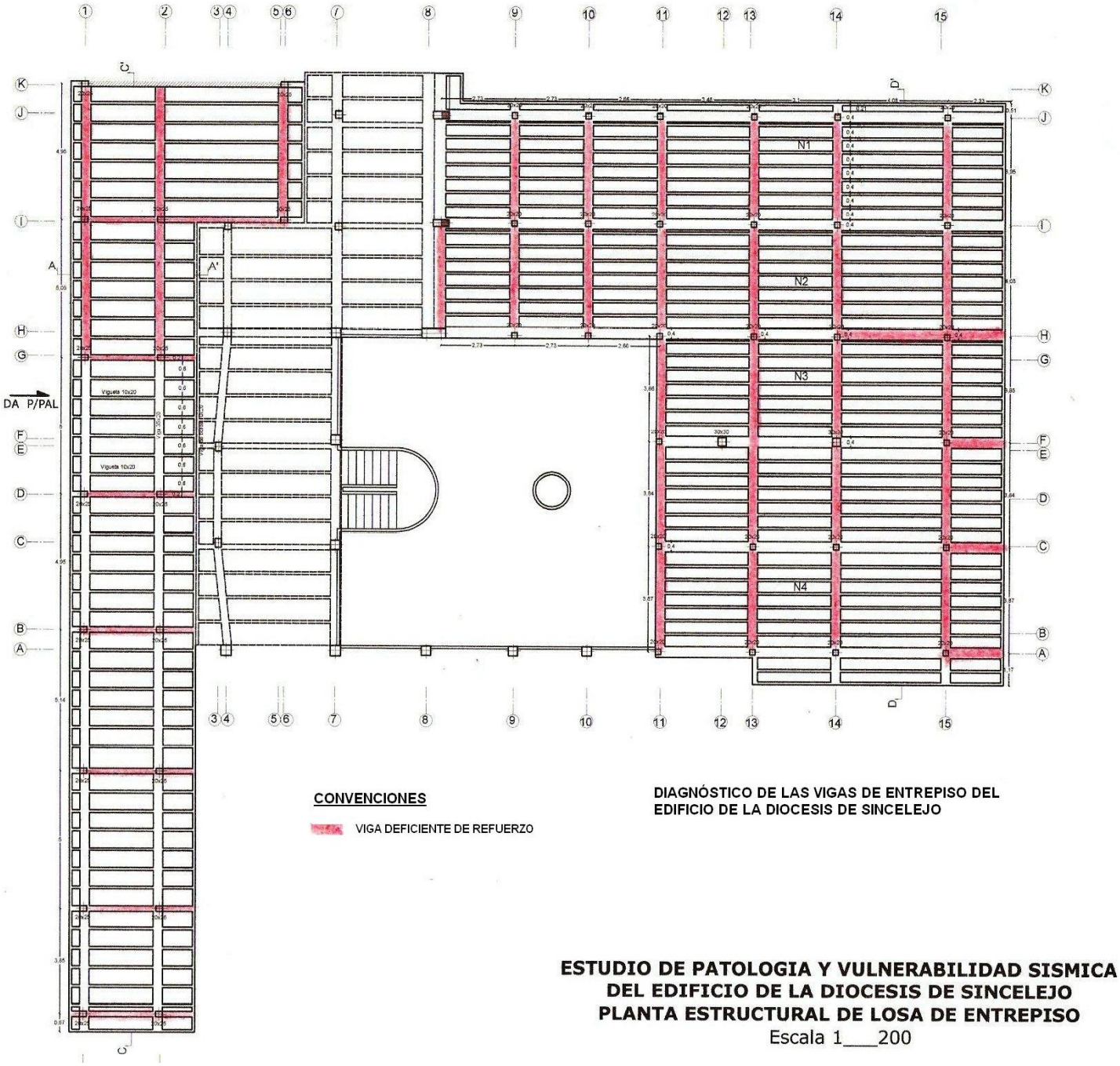

Figura No. 39. Esquema diagnóstico de las vigas de entrepiso según el análisis estructural.

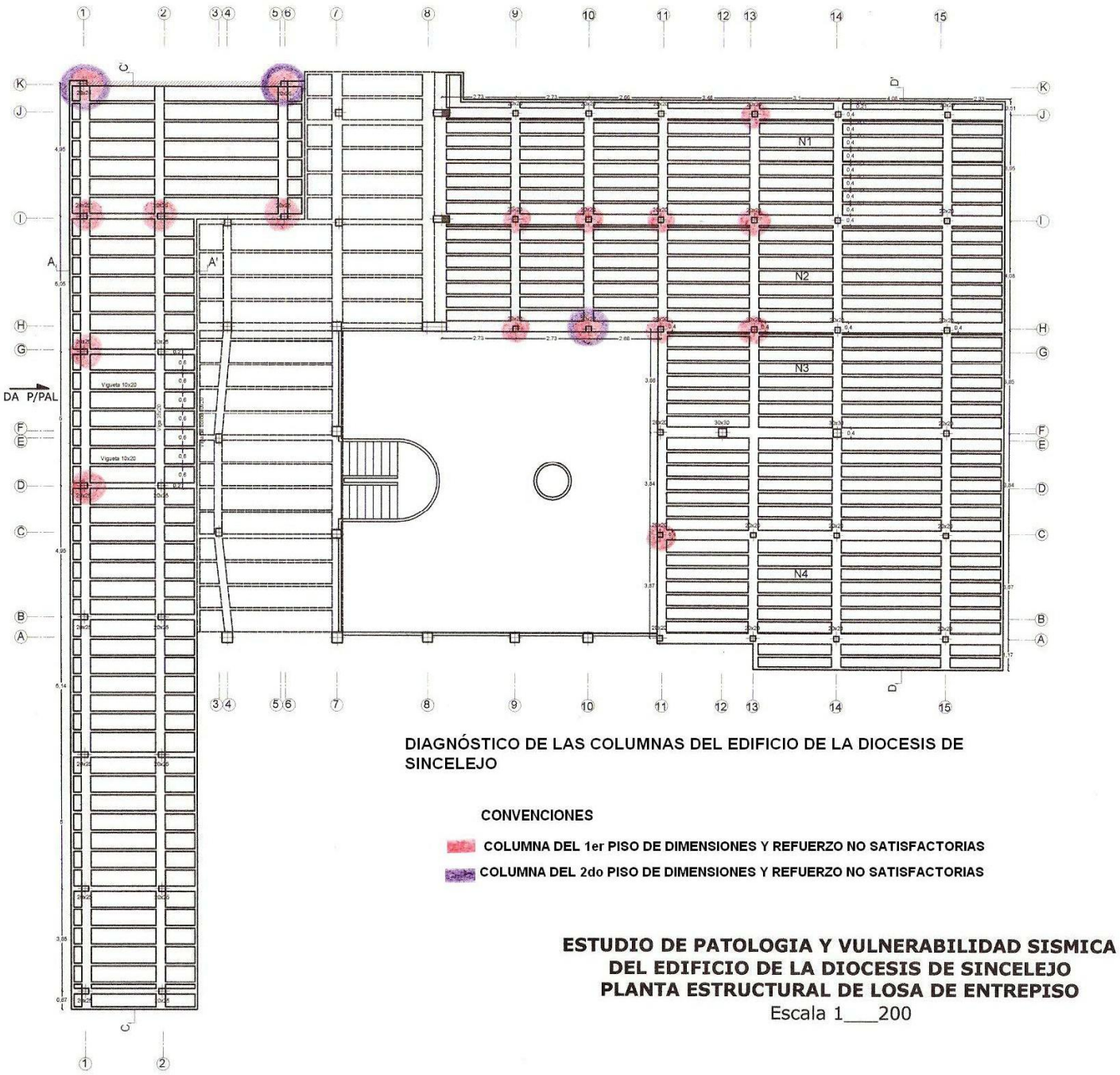

Figura No. 40. Esquema diagnóstico de las columnas del edificio según el análisis estructural.

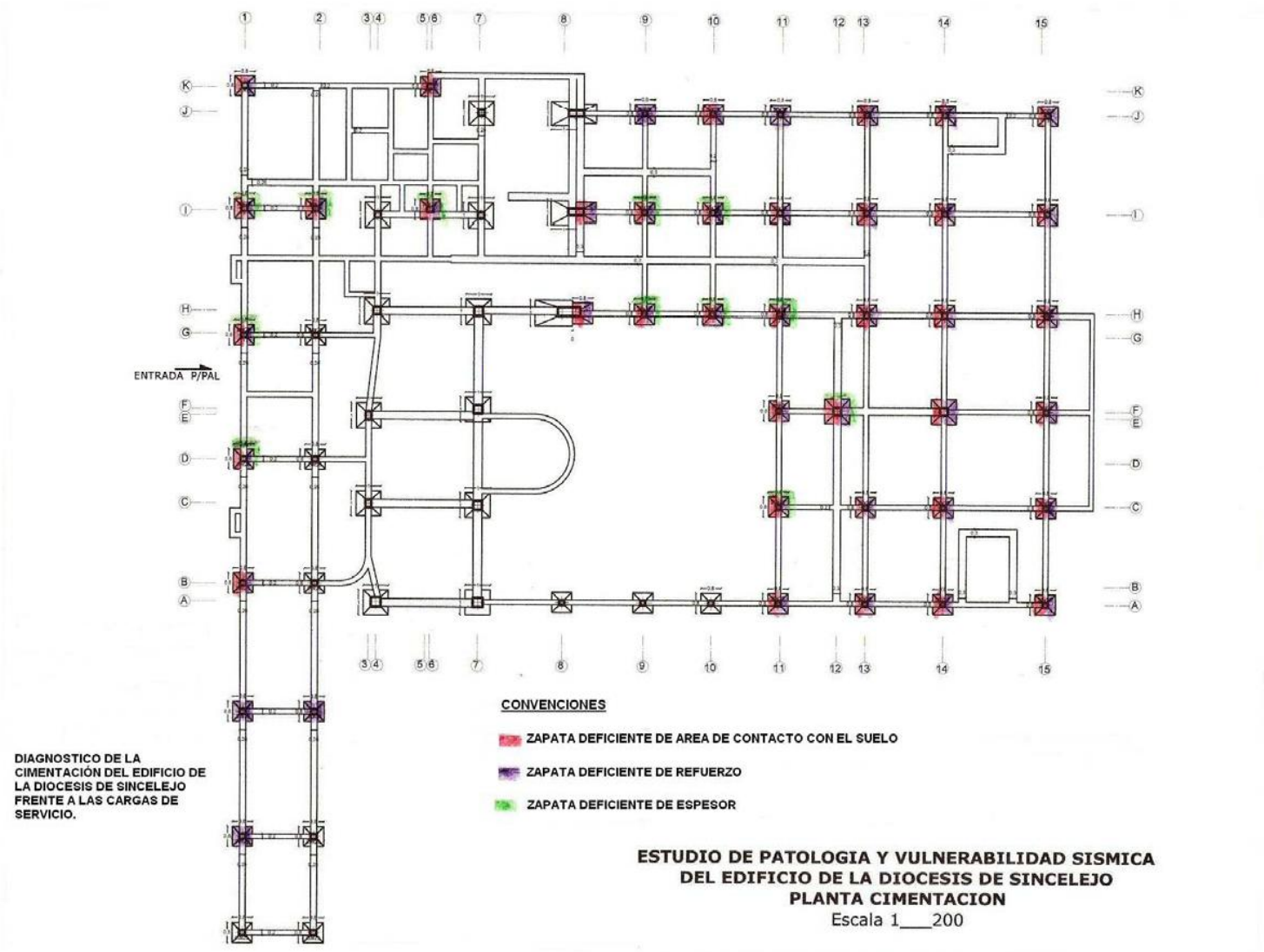

Figura No. 41. Esquema diagnóstico de la cimentación del edificio según el análisis estructural.

6.3.2 ANALISIS ESTRUCTURAL ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SISMICA.

6.3.2.1 ESTADO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

a) **Calidad del diseño y la construcción de la estructura original**. Como ya se mencionó anteriormente, no existen registros del diseño original que permitan dar una calificación al mismo, sin embargo es posible calificar la construcción de la estructura original gracias a los sondeos realizados. Teniendo en cuenta el potencial de mal comportamiento de la estructura debido a la distribución irregular de la rigidez y la masa que presenta, así como la discontinuidad de los diafragmas de la cubierta y cimentación, se propone una calificación ***regular*** en este aspecto.

b) **Estado de la estructura**. Trasponiendo el mantenimiento de la estructura, los recubrimientos del concreto, el buen estado general de las uniones viga-columnas y su apariencia exterior general, con el estado insipiente de corrosión del refuerzo, la fisuración general y las deflexiones que presenta, se propone una calificación ***regular*** para el estado general de la estructura.

Con la calificación anterior se determinan los valores de Φc y Φe (NSR98_Tabla A.10-1):

$$\Phi c = 0.7$$

$$\Phi e = 0.7$$

6.3.2.1 MODELACIÓN.

De forma similar a la modelación en el análisis de patología, se simularon dos pórticos independientes, uno para la losa frontal y el otro para la losa posterior. El análisis sísmico se realizó mediante el método de la fuerza horizontal equivalente y los parámetros sísmicos del edificio son los siguientes:

Evaluación cargas verticales pórtico frontal:

Tabla No. 7. MASA 2do PISO PORTICO FRONTAL										
Área aferente:		**183,72**	**m^2**							
Especificación		**Alto (m)**		**Ancho (m)**		**largo (m)**		**Peso/ Volumen (Ton/m3)**		**Peso (Ton)**
Peso propio losa de Entrepiso	=	**0,20**	x	**5,30**	x	**34,61**	x	**5,302**	=	**194,518**
Vigas de Pórtico (20X25)	=	**0,20**	x	**0,35**	x	**101,60**	x	**2,400**	=	**17,069**
Vigas de Pórtico (20X20)	=	**0,20**	x	**0,20**	x	**42,40**	x	**2,400**	=	**4,070**
Muros (Bloque 0,15)	=	**2,45**	x	**0,15**	x	**92,65**	x	**0,917**	=	**31,211**
Columnas	=	**0,25**	x	**0,20**	x	**42,50**	x	**2,400**	=	**5,100**
									Masa:	**251,968**

Tabla No. 8. MASA CUBIERTA PORTICO FRONTAL										
Área aferente:		**205,958**	**m^2**							
Especificación		**Alto (m)**		**Ancho (m)**		**largo (m)**		**Peso/ Volumen (Ton/m3)**		**Peso (Ton)**
Peso cubierta	=	**1,40**	x	**5,80**	x	**35,51**	x	**0,183**	=	**52,828**
Vigas de Pórtico	=	**0,20**	x	**0,20**	x	**86,60**	x	**2,400**	=	**8,314**
Columnas	=	**0,25**	x	**0,20**	x	**36,75**	x	**0,917**	=	**1,684**
Tanque elevado	=	**1,00**	x	**2,00**	x	**1,00**	x	**1,000**	=	**2,000**
Placa tanque elevado	=	**0,08**	x	**2,50**	x	**1,00**	x	**2,400**	=	**0,480**
									Masa:	**65,306**

MASA TOTAL SISTEMA PORTICO FRONTAL 317,274 Ton

Evaluación fuerzas sísmicas pórtico frontal:

Tabla No. 9. CALCULO DEL CORTANTE SISMICO DE DISEÑO PORTICO FRONTAL		
(Método de la fuerza horizontal equivalente)		
1 Zona de riesgo Sísmico:	Ciudad:	**Sincelejo**
	Zona:	**Intermedia**
2 Coeficiente de Aceleración (Aa):		**0,15**
3 Coeficiente de Sitio (S):		
	S:	**S3**

	Coeficiente:	1,5	
4 Coeficiente de Importancia (I):			
	Grupo:	III	
	I :	1,2	
5 Ct			
	Tipo de sistema estructural:	Pórticos resistentes a momentos de acero estructural.	
	Ct:	0,05	
6 Capacidad de disipación de energía:		DMO	
	Sistema:	Pórtico de Concreto	
	Ro :	5	
7 Grado de irregularidad			
	Coeficiente en planta:	2P	φp: 0,9
	Coeficiente en altura:	3A	φa: 0,9
8 Cálculo del espectro de diseño Sa			
	Altura del edificio desde la base hasta el piso más alto (m):	5,7	m
	Periodo aproximado de la edificación Ta = Cthn¾ :	0,184	Segundos
	Periodo de vibración mínimo TC = 0.48 S:	0,72	Segundos
	Periodo de vibración máximo TL= 2.40 S :	3,6	Segundos
	Sa: 2,5*Aa*I:	0,45	
9 Cortante Sísmico			
	Masa (Ton):	303,200	Ton
	Vs = Sa*g*m (g=9,8m/s):	1337,112	KN
	Vs = Sa*m:	136,440	Ton
10 Coeficiente de disipación de energía (R´)			
	R´ : φa * φp * Ro =	4,050	
11 Cortante de diseño en los miembros (Vr/R´)		33,689	Ton

12 Distribución de la Fuerza Sísmica

K: 1,000

Piso	Altura piso (m)	Carga piso (Ton)	Altura piso desde la base	$M_x h_x k$	C_{vx}	F_x (Ton)	V_x (Ton)
1	3,20	251,97	3,20	806,30	0,68	23,05	33,69
2	2,50	65,31	5,70	372,25	0,32	10,64	10,64
Σ	5,70	317,27		1178,54	1,00	33,69	

Tabla No. 10. Momento Torsor Accidental (NSR A.3.6.7.1)					
Dirección Sismo	Piso	Fuerza Sismo	Longitud Perpendicular (m)	5% longitud perpendicular (m)	Momento (Ton*m)
x	1	23,05	34,71	1,74	40,00
	2	10,64	34,71	1,74	18,47
Y	1	23,05	8,69	0,43	10,01
	2	10,64	8,69	0,43	4,62

Evaluación cargas verticales pórtico posterior:

Tabla No. 11. MASA 2do PISO PORTICO POSTERIOR

Área aferente: 343,34 m^2

Especificación		Alto (m)		Ancho (m)		largo (m)		Peso/ Volumen (Ton/m3)		Peso (Ton)
Peso propio losa de Entrepiso	=	**0,20**	x	**16,14**	x	**21,27**	x	**2,845**	=	**195,336**
Vigas de Pórtico (20X25)	=	**0,20**	x	**0,35**	x	**111,00**	x	**2,400**	=	**18,648**
Vigas de Pórtico (20X20)	=	**0,20**	x	**0,40**	x	**96,84**	x	**2,400**	=	**18,593**
Muros (Bloque 0,15)	=	**2,45**	x	**0,15**	x	**113,51**	x	**0,917**	=	**38,239**
Columnas	=	**0,25**	x	**0,20**	x	**115,20**	x	**2,400**	=	**13,824**
								Carga muerta:		**284,640**

Tabla No. 12.CARGA MUERTA CUBIERTA PORTICO POSTERIOR

Área aferente: 353,97 m^2

Especificación		Alto (m)		Ancho (m)		largo (m)		Peso/ Volumen (Ton/m3)		Peso (Ton)
Peso cubierta	=	**1,40**	x	**16,64**	x	**21,27**	x	**0,148**	=	**73,087**
Vigas de Pórtico	=	**0,20**	x	**0,20**	x	**144,51**	x	**2,400**	=	**13,873**
Columnas	=	**0,25**	x	**0,20**	x	**46,55**	x	**0,917**	=	**2,134**
								Carga muerta:		**89,094**

MASA TOTAL DEL SISTEMA DE PORTICO POSTERIOR: 373,734 Ton

Evaluación fuerzas sísmicas pórtico posterior.

Tabla No. 13. CALCULO DEL CORTANTE SISMICO DE DISEÑO PORTICO POSTERIOR				
(Método de la fuerza horizontal equivalente)				
1 Zona de riesgo Sísmico:				
	Ciudad:	**Sincelejo**		
	Zona:	**Intermedia**		
2 Coeficiente de Aceleración (Aa):		**0,15**		
3 Coeficiente de Sitio (S):				
	S:	**S3**		
	Coeficiente:	**1,5**		
4 Coeficiente de Importancia (I):				
	Grupo:	**III**		
	I :	**1,2**		
5 Ct				
	Tipo de sistema estructural:	Pórticos resistentes a momentos de acero estructural.		
	Ct:	**0,05**		
6 Capacidad de disipación de energía:		**DMO**		
	Sistema:	**Pórtico de Concreto**		
	Ro :	**5**		
7 Grado de irregularidad				
	Coeficiente en planta:	**2P**	φp:	**0,9**
	Coeficiente en altura:	**3A**	φa:	**0,9**
8 Cálculo del espectro de diseño Sa				
	Altura del edificio desde la base hasta el piso más alto (m):	**5,7**	m	
	Periodo aproximado de la edificación Ta = Cthn¾ :	**0,184**	Segundos	
	Periodo de vibración mínimo TC = 0.48 S:	**0,72**	Segundos	
	Periodo de vibración máximo TL= 2.40 S :	**3,6**	Segundos	
	Sa: 2,5*Aa*I:	**0,45**		
9 Cortante Sísmico				
	Masa (Ton):	**377,854**	Ton	
	Vs = Sa*g*m (g=9,8m/s):	**1666,336**	KN	
	Vs = Sa*m:	**170,034**	Ton	
10 Coeficiente de disipación de energía (R´)				
	R´ : φa * φp * Ro =	**4,050**		
11 Cortante de diseño en los miembros (Vr/R´)		**41,984**	Ton	

12 Distribución de la Fuerza Sísmica							
K:	1,000						
Piso	**Altura piso (m)**	**Carga piso (Ton)**	**Altura piso desde la base**	**M_xh_xk**	**C_{vx}**	**F_x (Ton)**	**V_x (Ton)**
1	**3,20**	**284,64**	**3,20**	**910,85**	**0,64**	**26,96**	**41,98**
2	**2,50**	**89,09**	**5,70**	**507,83**	**0,36**	**15,03**	**15,03**
Σ	**5,70**	**373,73**		**1418,68**	**1,00**	**41,98**	

Tabla No. 14. Momento torsor accidental (NSR A.3.6.7.1) Pórtico Posterior.

Dirección Sismo	Piso	Fuerza Sismo	Longitud Perpendicular (m)	5% longitud perpendicular (m)	Momento (Ton*m)
x	1	26,96	21,27	1,06	28,67
	2	15,03	21,27	1,06	15,98
Y	1	26,96	20,90	1,05	28,17
	2	15,03	20,90	1,05	15,70

Combinaciones de carga:

U1: 1.4D + 1.7L

U2: 1.05D + 1.275L + Ex

U3: 1.05D + 1.275L – Ex

U4: 1.05D + 1.275L + Ey

U5: 1.05D + 1.275L - Ey

D: Carga Muerta. **L:** Carga Viva **E:** Fuerza Sísmica reducida.

6.3.2.2 RESULTADOS.

6.3.2.2.1 INDICE DE FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA (NSR98 A.10.3.3.5).

A continuación se tabulan los datos principales del análisis de las derivas de la estructura ante las cargas de sismo sin reducir.

Tabla No. 15. Derivas De Piso Pórtico Frontal Con 100%Ey + 0%Ex

Frame	JointI	JointJ	JointI U2	JointJ U2	Δy	1% hpiso	CUMPLE	INDICE FLEXIBILIDAD 1ER PISO	INDICE FLEXIBILIDAD 2DO PISO
Text	Text	Text	cm	cm	cm	cm	SI/NO		
1	1	2	0,00	5,72	**5,72**	**3,20**	**NO**	**1,79**	**-**
2	2	3	5,72	8,56	**2,84**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,14**
3	4	5	0,00	5,77	**5,77**	**3,20**	**NO**	**1,80**	**-**
4	5	6	5,77	8,64	**2,87**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,15**

12	11	12	0,00	5,72	**5,72**	**3,20**	**NO**	**1,79**	**-**
13	12	13	5,72	8,56	**2,84**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,14**
14	14	15	0,00	5,77	**5,77**	**3,20**	**NO**	**1,80**	**-**
15	15	16	5,77	8,64	**2,87**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,15**
20	19	20	0,00	5,72	**5,72**	**3,20**	**NO**	**1,79**	**-**
21	20	21	5,72	8,56	**2,84**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,14**
22	22	23	0,00	5,77	**5,77**	**3,20**	**NO**	**1,80**	**-**
23	23	24	5,77	8,64	**2,87**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,15**
28	27	28	0,00	5,72	**5,72**	**3,20**	**NO**	**1,79**	**-**
29	28	29	5,72	8,56	**2,84**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,14**
30	30	31	0,00	5,77	**5,77**	**3,20**	**NO**	**1,80**	**-**
31	31	32	5,77	8,64	**2,87**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,15**
36	35	36	0,00	5,72	**5,72**	**3,20**	**NO**	**1,79**	**-**
37	36	37	5,72	8,56	**2,84**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,14**
38	38	39	0,00	5,77	**5,77**	**3,20**	**NO**	**1,80**	**-**
42	42	43	0,00	5,72	**5,72**	**3,20**	**NO**	**1,79**	**-**
43	43	44	5,72	8,56	**2,84**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,14**
44	45	46	0,00	5,77	**5,77**	**3,20**	**NO**	**1,80**	**-**
48	49	50	0,00	5,72	**5,72**	**3,20**	**NO**	**1,79**	**-**
49	50	51	5,72	8,56	**2,84**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,14**
50	52	53	0,00	5,77	**5,77**	**3,20**	**NO**	**1,80**	**-**
51	53	54	5,77	8,64	**2,87**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,15**
52	55	56	0,00	5,85	**5,85**	**3,20**	**NO**	**1,83**	**-**
53	56	57	5,85	8,76	**2,92**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,17**
61	61	62	0,00	5,72	**5,72**	**3,20**	**NO**	**1,79**	**-**
62	62	63	5,72	8,56	**2,84**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,14**
63	64	65	0,00	5,85	**5,85**	**3,20**	**NO**	**1,83**	**-**
64	65	66	5,85	8,76	**2,92**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,17**

Tabla No. 16. Derivas De Piso Pórtico Frontal Con 100%Ex + 0%Ey

Frame	JointI	JointJ	JointI	JointJ	Δx	1% hpiso	CUMPLE	INDICE FLEXIBILIDAD 1ER PISO	INDICE FLEXIBILIDAD 2DO PISO
			U1	U1					
Text	Text	Text	cm	cm	cm	cm	SI/NO		
1	1	2	0,00	12,83	**12,83**	**3,20**	**NO**	**4,01**	**-**
2	2	3	12,83	18,57	**5,74**	**2,50**	**NO**	**-**	**2,30**
3	4	5	0,00	12,83	**12,83**	**3,20**	**NO**	**4,01**	**-**
4	5	6	12,83	18,57	**5,74**	**2,50**	**NO**	**-**	**2,30**
12	11	12	0,00	11,37	**11,37**	**3,20**	**NO**	**3,55**	**-**
13	12	13	11,37	16,46	**5,09**	**2,50**	**NO**	**-**	**2,04**
14	14	15	0,00	11,37	**11,37**	**3,20**	**NO**	**3,55**	**-**
15	15	16	11,37	16,46	**5,09**	**2,50**	**NO**	**-**	**2,04**
20	19	20	0,00	9,48	**9,48**	**3,20**	**NO**	**2,96**	**-**
21	20	21	9,48	13,73	**4,24**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,70**

22	22	23	0,00	9,48	**9,48**	**3,20**	**NO**	**2,96**	**-**
23	23	24	9,48	13,73	**4,24**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,70**
28	27	28	0,00	7,54	**7,54**	**3,20**	**NO**	**2,36**	**-**
29	28	29	7,54	10,91	**3,37**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,35**
30	30	31	0,00	7,54	**7,54**	**3,20**	**NO**	**2,36**	**-**
31	31	32	7,54	10,91	**3,37**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,35**
36	35	36	0,00	5,67	**5,67**	**3,20**	**NO**	**1,77**	**-**
37	36	37	5,67	8,21	**2,54**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,01**
38	38	39	0,00	5,67	**5,67**	**3,20**	**NO**	**1,77**	**-**
42	42	43	0,00	3,78	**3,78**	**3,20**	**NO**	**1,18**	**-**
43	43	44	3,78	5,47	**1,69**	**2,50**	**SI**	**-**	**0,68**
44	45	46	0,00	3,78	**3,78**	**3,20**	**NO**	**1,18**	**-**
48	49	50	0,00	1,87	**1,87**	**3,20**	**SI**	**0,58**	**-**

Índice De Flexibilidad Del Primer Piso Pórtico Frontal: **4,01**

Índice De Flexibilidad Del 2do Piso Pórtico Frontal: **2,30**

Índice De Flexibilidad De La Estructura Pórtico Frontal: **4,01**

Tabla No. 17. Deflexiones Máximas En Vigas Del Pórtico Frontal

Frame	Sección	Length	Combi-nación	Deflexión Max	Piso	Δz Permitido ℓ/360 (NSR98_ C.9.2.2.5)	CUMPLE	INDICE FLEXIBI-LIDAD 1ER PISO	INDICE FLEXIBI-LIDAD 2DO PISO
Text	Text	cm		Cm	Text	cm	SI/NO		
5	V2	52	U1	-0,00056	1	**0,14**	**SI**	**0,00**	**-**
60	V3	457	U1	0,4129	2	**1,27**	**SI**	**-**	**0,33**
77	v1	505	U1	0,36	1	**1,40**	**SI**	**0,26**	**-**
78	v1	495	U1	1,52	1	**1,38**	**NO**	**1,11**	**-**
85	v3	495	U1	0,7244	2	**1,38**	**SI**	**-**	**0,53**
92	v1	505	U1	-0,574	1	**1,40**	**SI**	**0,41**	**-**
93	v1	495	U1	5,1819	1	**1,38**	**NO**	**3,77**	**-**
94	V1	495	U1	2,6955	1	**1,38**	**NO**	**1,96**	**-**

Tabla No. 18. Derivas De Piso Pórtico Posterior Con 100%Ey + 0%Ex

Frame	JointI	JointJ	JointI	JointJ	Δy	1% hpiso	CUMPLE	INDICE FLEXIBI-LIDAD 1ER PISO	INDICE FLEXIBI-LIDAD 2DO PISO
			U2	U2					
Text	Text	Text	cm	cm	cm	cm	SI/NO		
1	1	2	0,00	2,74	**2,74**	**3,20**	**SI**	**0,86**	**-**
15	16	17	3,07	5,06	**1,99**	**2,50**	**SI**	**-**	**0,80**
19	19	20	0,00	3,39	**3,39**	**3,20**	**NO**	**1,06**	**-**

20	20	21	3,39	5,79	**2,39**	**2,50**	**SI**	**-**	**0,96**
21	22	23	0,00	3,39	**3,39**	**3,20**	**NO**	**1,06**	**-**
22	23	24	3,39	5,79	**2,39**	**2,50**	**SI**	**-**	**0,96**
23	25	26	0,00	3,39	**3,39**	**3,20**	**NO**	**1,06**	**-**
24	26	27	3,39	5,79	**2,39**	**2,50**	**SI**	**-**	**0,96**
30	29	30	0,00	3,71	**3,71**	**3,20**	**NO**	**1,16**	**-**
31	31	32	0,00	3,71	**3,71**	**3,20**	**NO**	**1,16**	**-**
32	33	34	0,00	3,71	**3,71**	**3,20**	**NO**	**1,16**	**-**
33	34	35	3,71	6,49	**2,78**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
34	36	37	0,00	3,71	**3,71**	**3,20**	**NO**	**1,16**	**-**
35	37	38	3,71	6,49	**2,78**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
36	39	40	0,00	3,71	**3,71**	**3,20**	**NO**	**1,16**	**-**
37	40	41	3,71	6,49	**2,78**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
38	42	43	0,00	3,71	**3,71**	**3,20**	**NO**	**1,16**	**-**
39	43	44	3,71	6,49	**2,78**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
50	48	49	0,00	4,13	**4,13**	**3,20**	**NO**	**1,29**	**-**
51	49	50	4,13	7,42	**3,30**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,32**
52	51	52	0,00	4,13	**4,13**	**3,20**	**NO**	**1,29**	**-**
53	52	53	4,13	7,42	**3,30**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,32**
54	54	55	0,00	4,13	**4,13**	**3,20**	**NO**	**1,29**	**-**
55	55	56	4,13	7,42	**3,30**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,32**
56	57	58	0,00	4,13	**4,13**	**3,20**	**NO**	**1,29**	**-**
57	59	60	0,00	4,13	**4,13**	**3,20**	**NO**	**1,29**	**-**
58	60	61	4,13	7,42	**3,30**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,32**
69	66	67	0,00	4,50	**4,50**	**3,20**	**NO**	**1,41**	**-**
70	68	69	0,00	4,50	**4,50**	**3,20**	**NO**	**1,41**	**-**
71	70	71	0,00	4,50	**4,50**	**3,20**	**NO**	**1,41**	**-**
73	74	75	0,00	4,50	**4,50**	**3,20**	**NO**	**1,41**	**-**
74	76	77	0,00	4,50	**4,50**	**3,20**	**NO**	**1,41**	**-**
75	77	78	4,50	8,25	**3,75**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,50**
82	81	82	0,00	4,98	**4,98**	**3,20**	**NO**	**1,56**	**-**
83	82	83	4,98	9,34	**4,36**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,74**
84	84	85	0,00	4,98	**4,98**	**3,20**	**NO**	**1,56**	**-**
85	85	86	4,98	9,34	**4,36**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,74**
86	87	88	0,00	4,98	**4,98**	**3,20**	**NO**	**1,56**	**-**
87	88	89	4,98	9,34	**4,36**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,74**
88	90	91	0,00	4,98	**4,98**	**3,20**	**NO**	**1,56**	**-**
89	92	93	0,00	4,98	**4,98**	**3,20**	**NO**	**1,56**	**-**
90	94	95	0,00	4,98	**4,98**	**3,20**	**NO**	**1,56**	**-**

Tabla No. 19. Derivas De Piso Pórtico Posterior Con 100%Ex + 0%Ey

Frame	JointI	JointJ	JointI	JointJ	Δx	1% hpiso	CUMPLE	INDICE FLEXIBILIDAD 1ER PISO	INDICE FLEXIBILIDAD 2DO PISO
			U1	U1					
Text	Text	Text	cm	cm	cm	cm	SI/NO		
1	1	2	0,00	2,28	**2,28**	**3,20**	**SI**	**0,71**	**-**
2	2	3	2,28	4,99	**2,70**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,08**
3	4	5	0,00	2,49	**2,49**	**3,20**	**SI**	**0,78**	**-**
4	5	6	2,49	5,23	**2,74**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,09**
5	7	8	0,00	2,71	**2,71**	**3,20**	**SI**	**0,85**	**-**
6	8	9	2,71	5,48	**2,77**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
14	15	16	0,00	2,71	**2,71**	**3,20**	**SI**	**0,85**	**-**
15	16	17	2,71	5,48	**2,77**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
19	19	20	0,00	2,28	**2,28**	**3,20**	**SI**	**0,71**	**-**
20	20	21	2,28	4,99	**2,70**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,08**
21	22	23	0,00	2,49	**2,49**	**3,20**	**SI**	**0,78**	**-**
22	23	24	2,49	5,23	**2,74**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,09**
23	25	26	0,00	2,71	**2,71**	**3,20**	**SI**	**0,85**	**-**
24	26	27	2,71	5,48	**2,77**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
30	29	30	0,00	2,28	**2,28**	**3,20**	**SI**	**0,71**	**-**
32	33	34	0,00	2,71	**2,71**	**3,20**	**SI**	**0,85**	**-**
33	34	35	2,71	5,48	**2,77**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
34	36	37	0,00	2,91	**2,91**	**3,20**	**SI**	**0,91**	**-**
35	37	38	2,91	5,71	**2,80**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,12**
36	39	40	0,00	3,11	**3,11**	**3,20**	**SI**	**0,97**	**-**
37	40	41	3,11	5,95	**2,83**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,13**
38	42	43	0,00	3,32	**3,32**	**3,20**	**NO**	**1,04**	**-**
39	43	44	3,32	6,18	**2,86**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,15**
50	48	49	0,00	2,28	**2,28**	**3,20**	**SI**	**0,71**	**-**
51	49	50	2,28	4,99	**2,70**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,08**
52	51	52	0,00	2,49	**2,49**	**3,20**	**SI**	**0,78**	**-**
53	52	53	2,49	5,23	**2,74**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,09**
54	54	55	0,00	2,71	**2,71**	**3,20**	**SI**	**0,85**	**-**
55	55	56	2,71	5,48	**2,77**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
56	57	58	0,00	3,11	**3,11**	**3,20**	**SI**	**0,97**	**-**
57	59	60	0,00	3,32	**3,32**	**3,20**	**NO**	**1,04**	**-**
58	60	61	3,32	6,18	**2,86**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,15**
73	74	75	0,00	3,11	**3,11**	**3,20**	**SI**	**0,97**	**-**
74	76	77	0,00	3,32	**3,32**	**3,20**	**NO**	**1,04**	**-**
75	77	78	3,32	6,18	**2,86**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,15**
82	81	82	0,00	2,28	**2,28**	**3,20**	**SI**	**0,71**	**-**
83	82	83	2,28	4,99	**2,70**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,08**
84	84	85	0,00	2,49	**2,49**	**3,20**	**SI**	**0,78**	**-**
85	85	86	2,49	5,23	**2,74**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,09**
86	87	88	0,00	2,71	**2,71**	**3,20**	**SI**	**0,85**	**-**

87	88	89	2,71	5,48	**2,77**	**2,50**	**NO**	**-**	**1,11**
88	90	91	0,00	2,91	**2,91**	**3,20**	**SI**	**0,91**	**-**
90	94	95	0,00	3,32	**3,32**	**3,20**	**NO**	**1,04**	**-**

Tabla No. 20. Deflexiones Máximas En Vigas Del Pórtico Posterior

Frame	Sección	Length	Combi-nación	Deflexión Max	Piso	Δz Permitido ℓ/360 (NSR98_ C.9.2.2.5)	CUMPLE	INDICE FLEXIBI-LIDAD 1ER PISO	INDICE FLEXIBI-LIDAD 2DO PISO
Text	Text	cm		Cm	Text	cm	SI/NO		
9	V1	408	U1	0,613	1	**1,13**	**SI**	**0,54**	**-**
17	V1	395	U1	-0,1387	1	**1,10**	**SI**	**0,13**	**-**
18	V1	408	U1	1,5705	1	**1,13**	**NO**	**1,39**	**-**
26	V1	395	U1	0,2033	1	**1,10**	**SI**	**0,19**	**-**
27	V1	408	U1	1,458	1	**1,13**	**NO**	**1,29**	**-**
40	V1	51	U1	-0,004	1	**0,14**	**SI**	**0,03**	**-**
63	V1	384	U1	1,3131	1	**1,07**	**NO**	**1,23**	**-**
64	V1	387	U1	0,01791	1	**1,08**	**SI**	**0,02**	**-**
10	V2	395	U1	0,3408	2	**1,10**	**SI**	**-**	**0,31**

Índice De Flexibilidad Del Primer Piso Pórtico Posterior: **1,39**
Índice De Flexibilidad Del 2do Piso Pórtico Posterior: **1,32**
Índice De Flexibilidad De La Estructura Pórtico Posterior: **1,39**

Confrontando los resultados para cada pórtico se obtiene para la estructura en conjunto los siguientes valores:

a) Índice de Flexibilidad para el primer piso: 4.01
b) Índice de Flexibilidad para el segundo piso: 2.3
c) ***Índice de Flexibilidad para el edificio:*** **4.01**

6.3.2.2.2 INDICE DE SOBREESFUERZO DE LA ESTRUCTURA (NSR98 A.10.3.3.1).

Los coeficientes tabulados a continuación corresponden a los elementos con los mayores valores de sobreesfuerzo de los pórticos.

Tabla No. 21. *Todas* las columnas del pórtico posterior con un índice de sobreesfuerzo mayor que uno.

Frame	AnalSect	Output Case	1,7P (L) + 1,4P(D)	1,7M2 (L) + 1,4M2(D)	1,7M3 (L) + 1,4M3(D)	Pb	$\left(\frac{P_u - P_b}{P_0 - P_b}\right) + \left(\frac{M_{ux}}{M_{bx}}\right)^{1,5} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{by}}\right)^{1,5} \leq 1,0$	
Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m	Ton-m	Ton		
13	C1	U1	-30,51	-2,66	-0,30	40,40	1,65	NO SATISFACTORIA
14	C1	U1	-28,72	4,10	-0,16	39,90	1,83	NO SATISFACTORIA
15	C1	U1	-5,85	-3,83	0,29	39,78	1,12	NO SATISFACTORIA
21	C1	U1	-36,54	-1,93	-0,25	40,46	1,83	NO SATISFACTORIA
23	C1	U1	-30,20	3,82	-0,18	39,87	1,84	NO SATISFACTORIA
24	C1	U1	-8,10	-4,14	0,33	39,77	1,23	NO SATISFACTORIA
31	C1	U4	-18,19	-2,74	0,32	39,64	1,21	NO SATISFACTORIA
32	C1	U1	-33,94	1,72	-0,04	39,95	1,65	NO SATISFACTORIA
36	C1	U4	-19,99	2,04	0,52	40,86	1,18	NO SATISFACTORIA
38	C1	U5	-15,09	-2,36	-0,89	41,23	1,11	NO SATISFACTORIA
50	C1	U4	-18,07	2,19	-0,45	39,35	1,12	NO SATISFACTORIA
52	C1	U1	-33,76	0,09	0,33	44,42	1,58	NO SATISFACTORIA
54	C1	U1	-35,18	0,15	0,05	41,15	1,58	NO SATISFACTORIA
56	C1	U1	-37,79	2,52	-0,17	39,81	**1,98**	NO SATISFACTORIA
57	C1	U1	-25,14	0,03	0,18	44,68	1,20	NO SATISFACTORIA
70	C1	U5	-14,37	-2,42	0,68	39,11	1,06	NO SATISFACTORIA
71	C1	U5	-13,75	-2,90	0,24	39,75	1,12	NO SATISFACTORIA
73	C1	U5	-19,13	4,34	0,44	40,37	1,57	NO SATISFACTORIA
82	C1	U4	-22,63	2,77	-0,71	39,20	1,36	NO SATISFACTORIA
84	C1	U1	-35,65	0,13	0,19	43,34	1,66	NO SATISFACTORIA
86	C1	U1	-34,63	-0,07	-0,31	44,55	1,63	NO SATISFACTORIA
88	C1	U1	-35,72	-0,96	1,41	36,78	1,65	NO SATISFACTORIA
89	C1	U1	-35,23	1,35	1,23	42,50	1,78	NO SATISFACTORIA
90	C1	U1	-28,88	0,00	1,24	45,26	1,42	NO SATISFACTORIA

En este caso de las columnas, el valor que arroja la ecuación del contorno de falla se toma como índice de sobreesfuerzo.

Tabla No. 22. *Todas* las columnas del pórtico frontal con un índice de sobreesfuerzo mayor que uno.

Frame	AnalSect	Output Case	1,7P (L) + 1,4P(D)	1,7M2 (L) + 1,4M2(D)	1,7M3 (L) + 1,4M3(D)	Pb	$\left(\frac{P_u - P_b}{P_0 - P_b}\right) + \left(\frac{M_{ux}}{M_{bx}}\right)^{1,5} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{by}}\right)^{1,5} \leq 1,0$	
Text	Text	Text	Ton-m	Ton-m	Ton-m	Ton		
1	C1	U3	-11,2545	0,47034	-5,16328	35,09	1,16	**NO SATISFACTORIA**
3	C1	U2	-10,9413	0,3178	5,35046	45,07	1,30	**NO SATISFACTORIA**
12	C1	U4	-12,3792	3,86726	0,2856	40,28	1,28	**NO SATISFACTORIA**
14	C1	U2	-13,9727	0,36883	4,72751	45,01	1,30	**NO SATISFACTORIA**

20	C1	U4	-12,5703	3,85331	0,2311	40,23	1,28	**NO SATISFACTORIA**
22	C1	U4	-10,9914	3,93213	0,23468	40,23	1,26	**NO SATISFACTORIA**
28	C1	U4	-15,6389	4,0366	0,1746	40,17	1,39	**NO SATISFACTORIA**
30	C1	U4	-9,6521	3,96522	0,17865	40,18	1,23	**NO SATISFACTORIA**
36	C1	U4	-18,935	3,87113	0,05807	40,08	1,45	**NO SATISFACTORIA**
38	C1	U4	-8,0419	4,08098	0,14193	40,15	1,22	**NO SATISFACTORIA**
42	C1	U4	-18,8347	3,96711	0,0013	40,03	1,46	**NO SATISFACTORIA**
44	C1	U4	-6,9877	4,42932	0,07995	40,09	1,27	**NO SATISFACTORIA**
48	C1	U5	-24,132	-4,18584	-0,07176	40,09	1,68	**NO SATISFACTORIA**
50	C1	U1	-39,0044	6,68217	0,24713	40,15	**2,99**	**NO SATISFACTORIA**
51	C1	U1	-7,9971	-6,84178	-0,56737	40,31	1,91	**NO SATISFACTORIA**
52	C1	U5	-19,714	5,98461	-0,2893	39,87	1,96	**NO SATISFACTORIA**
53	C1	U1	-5,8247	-5,92182	1,09515	39,42	1,64	**NO SATISFACTORIA**
61	C1	U4	-9,5574	4,91025	0,07691	40,08	1,43	**NO SATISFACTORIA**
62	C1	U1	-3,7344	5,25392	0,46839	40,33	1,41	**NO SATISFACTORIA**
63	C1	U4	-6,2393	-6,56174	0,2398	39,91	1,78	**NO SATISFACTORIA**
64	C1	U1	2,0404	6,67011	-0,55184	39,75	1,66	**NO SATISFACTORIA**

El 90% de las columnas de los pórticos frontal y posterior no resisten las solicitaciones del sismo.

Tabla No 23. Índice de sobreesfuerzo para las vigas principales del pórtico posterior.

Frame	Anal Sect	Station	Output Case	M3 (Mu)	RESIST. EFECTIVA Φc*Φe*Mu	INDICE SOBRE ESFUERZO	Frame	Anal Sect	Station	Output Case	M3 (Mu)	RESIST. EFECTIVA Φc*Φe*Mu	INDICE SOBRE ESFUERZO
Text	Text	m	Text	Ton-m			Text	Text	m	Text	Ton-m		
8	V1	3,95	U5	-3,99	-1,96	0,79	**96**	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	2,41
9	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	1,14	**97**	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	1,92
17	V1	3,95	U1	-3,99	-1,96	1,95	**104**	V1	3,48	U2	-3,99	-1,96	0,52
18	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	2,95	**106**	V1	4,08	U2	-3,99	-1,96	0,79
26	V1	3,95	U1	-3,99	-1,96	1,94	**107**	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	0,91
27	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	3,06	**108**	V1	0,00	U3	-3,99	-1,96	0,50
41	V1	3,95	U1	-3,99	-1,96	1,69	**110**	V1	2,65	U2	-3,99	-1,96	0,51
42	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	1,97	**111**	V1	3,48	U2	-3,99	-1,96	0,54
43	V1	0,00	U4	-3,99	-1,96	1,39	**112**	V1	3,10	U2	-3,99	-1,96	0,51
44	V1	3,84	U5	-3,99	-1,96	1,15	**113**	V1	4,08	U2	-3,99	-1,96	0,78
45	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	1,70	**114**	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	0,68
59	V1	0,51	U1	-3,99	-1,96	0,50	**115**	V1	2,73	U2	-3,99	-1,96	0,75
60	V1	3,95	U1	-3,99	-1,96	1,95	**116**	V1	2,73	U2	-3,99	-1,96	0,69
61	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	2,11	**117**	V1	2,65	U2	-3,99	-1,96	0,74
62	V1	3,85	U1	-3,99	-1,96	1,98	**118**	V1	3,48	U2	-3,99	-1,96	0,80
63	V1	3,84	U1	-3,99	-1,96	**3,30**	**119**	V1	3,10	U2	-3,99	-1,96	0,63

64	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	2,36	**120**	V1	4,08	U2	-3,99	-1,96	1,05
65	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	1,68	**121**	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	1,38
77	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	1,29	**122**	V1	2,32	U2	-3,99	-1,96	1,03
78	V1	3,85	U1	-3,99	-1,96	1,15	**125**	V1	4,08	U2	-3,99	-1,96	0,78
79	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	2,50	**126**	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	0,98
80	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	1,37	**127**	V1	0,00	U3	-3,99	-1,96	0,63
81	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	1,19	**129**	V1	4,08	U2	-3,99	-1,96	0,88
91	V1	0,51	U1	-3,99	-1,96	0,56	**130**	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	0,98
92	V1	3,95	U5	-3,99	-1,96	2,29	**131**	V1	0,00	U3	-3,99	-1,96	0,77
93	V1	0,00	U4	-3,99	-1,96	1,86	**132**	V1	3,10	U2	-3,99	-1,96	0,67
94	V1	3,85	U1	-3,99	-1,96	2,51	**133**	V1	4,08	U2	-3,99	-1,96	0,92
95	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	2,71	**134**	V1	0,00	U1	-3,99	-1,96	0,98
							141	V1	3,95	U5	-3,99	-1,96	1,23

Tabla No 24. Índice de sobreesfuerzo para las vigas principales del pórtico frontal.

Frame	**Anal Sect**	**Station**	**Output Case**	**M3**	**M3 (Mu)**	**RESISTENCIA EFECTIVA Φc*Φe*Mu**	**INDICE SOBRE ESFUERZO**	
Text	Text	m	Text	Ton-m	Ton-m			
72	V1	3,85	U4	-4,30822	-3,99	-1,96	1,08	**No**
73	V1	5	U4	-4,65094	-3,99	-1,96	1,17	**No**
74	V1	5,14	U4	-4,54326	-3,99	-1,96	1,14	**No**
75	V1	4,95	U4	-4,34859	-3,99	-1,96	1,09	**No**
76	V1	5	U4	-4,37869	-3,99	-1,96	1,10	**No**
77	V1	5,05	U4	-5,13752	-3,99	-1,96	1,29	**No**
78	V1	0	U5	-7,38704	-3,99	-1,96	1,85	**No**
85	V1	4,95	U5	-2,20324	-3,99	-1,96	0,55	**No**
87	V1	3,85	U4	-3,42437	-3,99	-1,96	0,86	**No**
87	V1	0	U5	-2,99996	-3,99	-1,96	0,75	**No**
88	V1	5	U4	-3,32045	-3,99	-1,96	0,83	**No**
89	V1	5,14	U4	-3,3435	-3,99	-1,96	0,84	**No**
90	V1	4,95	U4	-3,01186	-3,99	-1,96	0,75	**No**
91	V1	0	U5	-2,8276	-3,99	-1,96	0,71	**No**
92	V1	5,05	U4	-5,7973	-3,99	-1,96	1,45	**No**
93	V1	0	U1	-19,6706	-3,99	-1,96	**4,93**	**No**
94	V1	4,95	U1	-11,0381	-3,99	-1,96	2,77	**No**

6.3.2.2.2 FORMULACION HIPÓTESIS DE SECUENCIA DE FALLA (NSR98 A.10.8).

Se ha elegido analizar el sentido transversal (eje “x”) del pórtico frontal del edificio, teniendo en cuenta que es el más desfavorable desde el punto de vista de rigidez y porque durante la determinación de los índices de flexibilidad y sobreesfuerzo presentó los índices más altos.

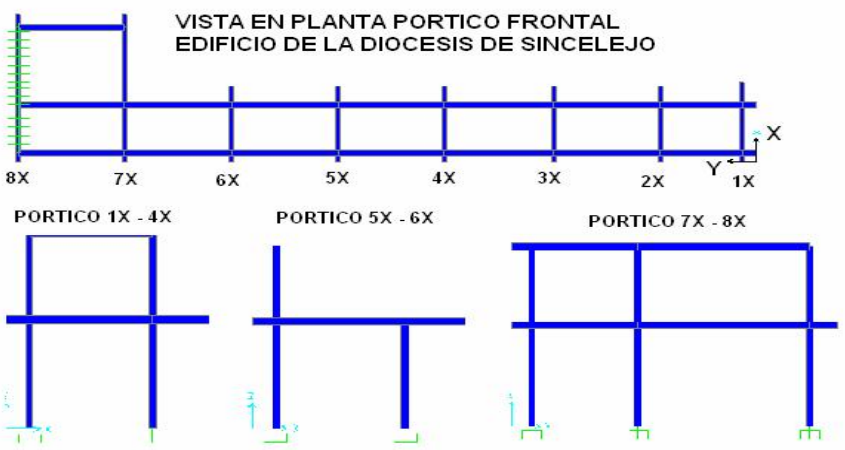

Figura No. 42. Planta primer piso y pórticos analizados para la estructura frontal del Edificio de la Diócesis de Sincelejo.

El patrón de carga utilizado para el análisis pushover de los pórticos planos, obedeció al obtenido durante la distribución del movimiento sísmico de diseño según la NSR-98. Las fuerzas laterales incluyen el efecto de torsión generado por la no concurrencia entre el centro de gravedad y el centro de rigidez.

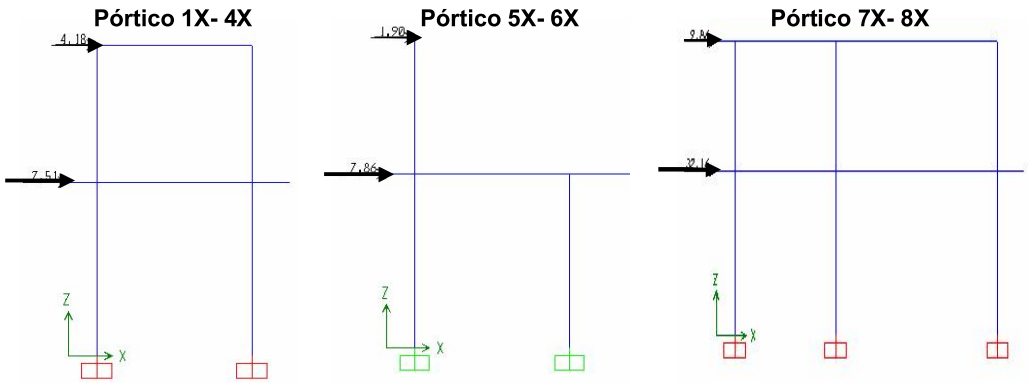

Figura No.43. Distribución de cargas laterales para cada pórtico analizado

Con el objetivo de verificar el comportamiento de la estructura con las cargas preexistentes, se realizó un análisis con la combinación de las cargas muertas y las cargas vivas del edificio estipuladas por la NSR98.

Para la asignación de las propiedades no lineales a los pórticos analizados, se han precisado los puntos discretos predefinidos (*hinges*) en los extremos de cada viga y columna (*frame*), lugares donde se prevén la formulación de rótulas plásticas. En las vigas se previeron la formación de rótulas por flexión (M3 *hinge*) y en las columnas por flexocompresión (P M2 M3 *hinge*).

En la definición de secciones transversales de vigas y columnas se asignaron las diferentes áreas de acero respectivas con el objetivo de obtener los diagramas momento-curvatura.

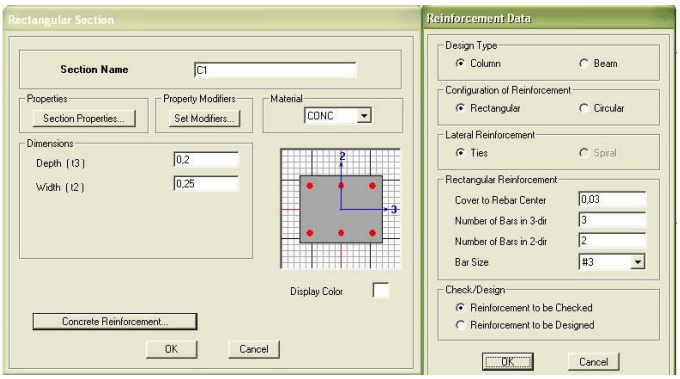

Figura No. 44. Definición en SAAP2000 V.10.1 de las dimensiones y acero de refuerzo para la columna tipo del edificio.

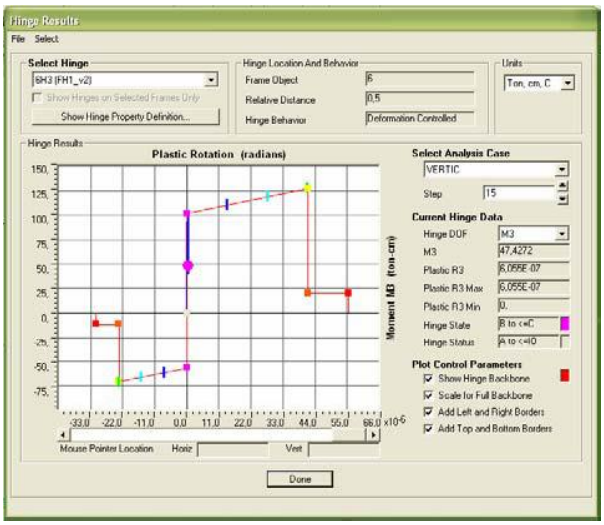

Figura No. 45. Gráfica Momento-Curvatura arrojada por el SAP2000 V.10.1 para la viga 20x20cm del primer piso del pórtico frontal.

De los diferentes resultados que se pueden obtener del análisis pushover, se tomaron en la presente investigación la evolución de falla de los elementos, la curva de capacidad y para efectos de comparación, el espectro de capacidad y el binomio demanda-capacidad según el método del Espectro de Capacidad (MEC) que arroja el SAP2000.

La evolución de la falla de los elementos se observa mediante una secuencia de pasos (*step*) que presenta el SAAP2000 V.10.1. Para cada paso elegido por el

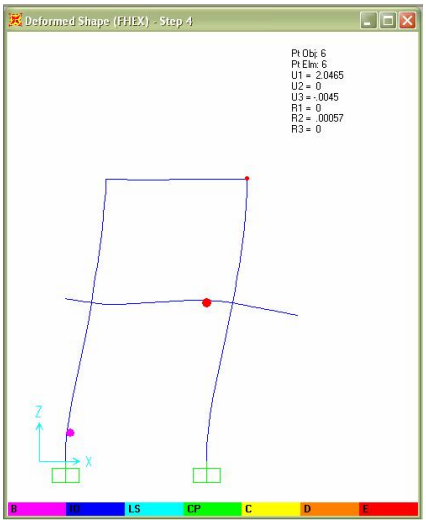

Fig. No. 46. Primer agrietamiento de una columna del pórtico frontal, para un desplazamiento de 2.05cm. en la parte superior del mismo. Nótese que la viga del primer nivel ha fallado.

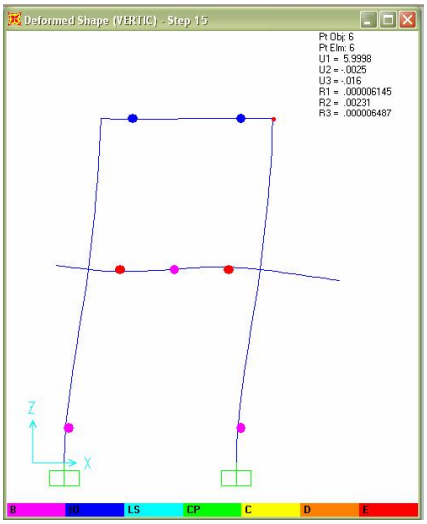

Figura No. 47. Secuencia de falla del pórtico frontal para un desplazamiento superior de 6cm (1% aprox. de la altura del edificio). Las columnas del primer nivel se encuentran agrietadas, la viga del primer nivel ha colapsado y las vigas del segundo nivel se encuentran entre la fluencia y la rotura de la sección.

usuario es posible visualizar el desplazamiento superior de la estructura y el progreso de las rótulas plásticas (*hinge*).

Con este procedimiento es posible plasmar la secuencia de falla en la curva de capacidad de la estructura. Para la obtención de esta última, se realizó la envolvente de las curvas de capacidad, mediante la superposición de las tres gráficas características de los pórticos analizados (Figura No. 48). Se observó claramente que los pórticos con más vanos (Pórticos 7X-8X) son los más rígidos y los pórticos irregulares en altura (Pórticos 5X-6X) son los más flexibles. Sin embargo, teniendo en cuenta que los Pórticos 1X-4X representan el 50% del sistema resistente y que además son los que se encuentran en el extremo más desfavorable a torsión, se escogió la curva de estos pórticos como la curva de capacidad de la estructura.

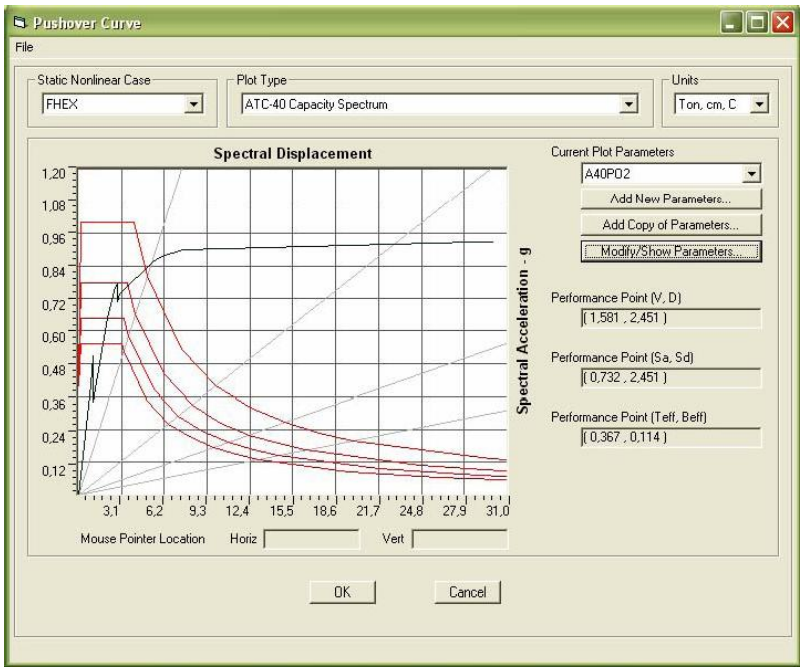

Figura No 48. Gráfica Binomio Demanda-Capacidad arrojada por el SAP2000 V.10.1 según el método del Espectro De Capacidad (MEC) y los lineamientos del ATC-40. En rojo el espectro de capacidad para amortiguamientos del 5%, 10%, 15% y 20% respectivamente; en verde el espectro de capacidad del pórtico.

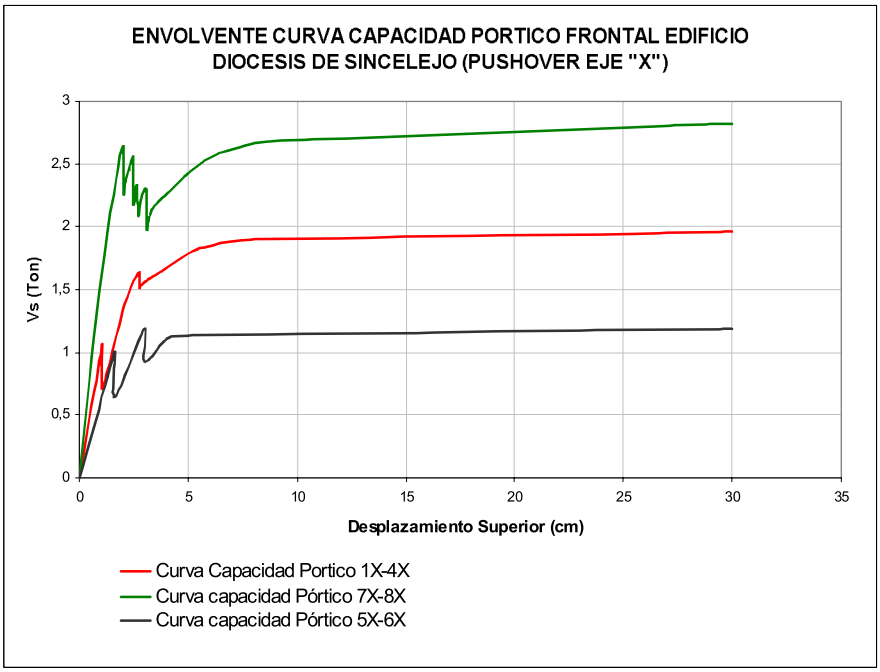

Figura No. 49. Gráfica envolvente Curva de Capacidad del pórtico frontal del Edificio de la Diócesis de Sincelejo.

Mediante el procedimiento de observación de la evolución de los pasos (*step*) en el software, se construyó la secuencia de falla de la estructura:

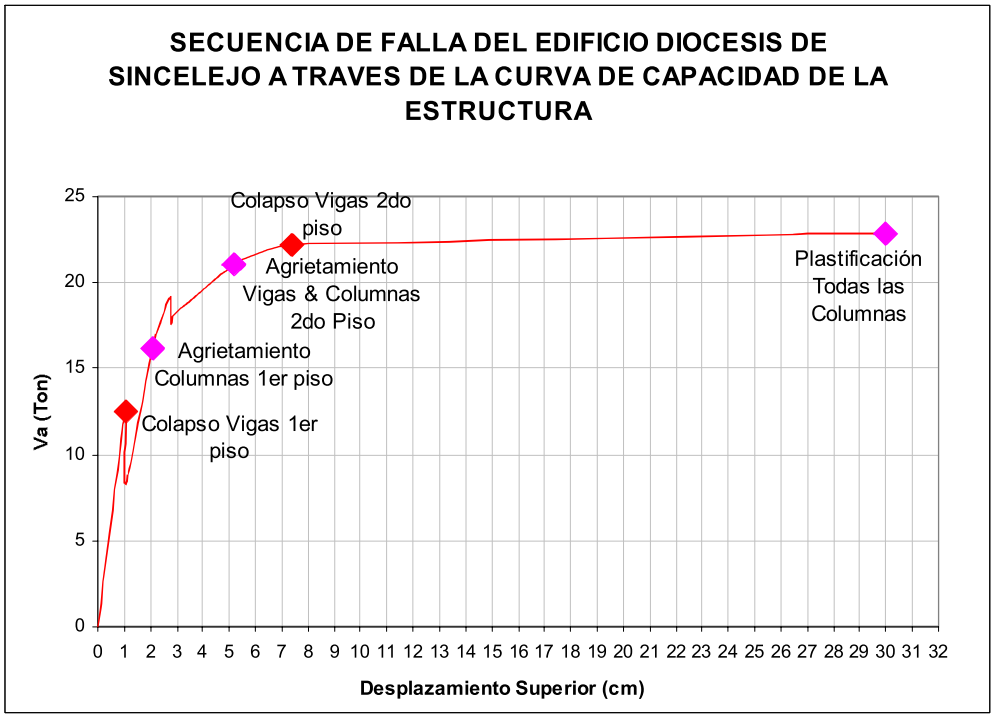

Figura No. 50. Secuencia de falla de la estructura del edificio de la Diócesis de Sincelejo, representada mediante la curva de capacidad.

7. DISCUSION DE RESULTADOS.

Los elementos de juicio obtenidos hasta el momento, que hacen parte de la auscultación y radiografía de la estructura, conllevarán a la emisión de un diagnóstico de la "enfermedad" del edificio. El papel del análisis estructural es particularmente determinante en este estudio, pues explica la sintomatología de la estructura que hasta el momento de la realización de los sondeos y los ensayos era confusa.

Los resultados del análisis estructural, de los ensayos y sondeos muestran un panorama desalentador.

Las vigas principales que sostienen la losa, especialmente en la estructura posterior, se encuentran trabajando al límite, ayudadas por la capacidad autoportante de los acabados de piso y trasmitiendo las cargas a los muros divisorios. Esta situación es evidente en zonas como la biblioteca donde se encuentran fisuras en la cerámica y bajo la placa. También explica las grietas por cortante en los muros de la bodega y el aplastamiento de los muros del pasillo del patio interno. Definitivamente la carga muerta de la losa de entrepiso es la que ha generado esta situación; mientras que la carga promedio de una losa con esas características se encuentra alrededor de 0.6 Ton/m2, el edificio presenta una de 1.06 Ton/m2 (56.6% de exceso). A esto se le suma que las vigas presentan cuantías de refuerzo inferiores a la mínima y por lo tanto tienen comprometida la resistencia y ductilidad de la sección. Para completar, el acero de refuerzo es liso y presenta indicios de corrosión.

Las columnas igualmente presentan condiciones desfavorables; sólo el 66% de ellas exhiben condiciones aceptables para las cargas verticales de servicio y el 90% de las mismas no resisten la solicitación del sismo de diseño. Este panorama es alarmante ya que en este sistema estructural la columna es un elemento indefectible para la estabilidad del mismo. Con esto toma fuerza la teoría de que el sistema estructural del edificio ha pasado de un sistema de pórticos a un sistema dual, donde los muros divisorios se han convertido en muros de carga. Las

consecuencias son palpables, varios muros han fallado y presentan patrones de fallas típicas de cortante y aplastamiento.

Por otra parte, las dimensiones de las columnas no cumplen con la mínima establecida en la NSR-98 C.10.8.4 de 0.06m2 y la calidad y disposición del refuerzo no cumple siquiera para una capacidad de disipación mínima de energía en el rango inelástico (DMI). Esto sumado a los índices de sobreesfuerzo encontrados en el análisis de vulnerabilidad sísmica sugiere tomar medidas tendientes al reforzamiento del edificio, tal como lo establece la NSR-98 en A.10.7.

En cuanto a la cimentación, el análisis estructural muestra deficiencias en áreas de contacto con el suelo, espesores y refuerzo, esto índica que las vigas de amarre de la cimentación están asumiendo gran parte de las cargas del edificio. Esto es coincidente con la teoría del sistema dual, pues al existir muros de carga las vigas de cimiento que las soportan asumen el papel de transmitirlas al suelo de fundación. Este modo de funcionamiento ha aliviado las cargas en las zapatas.

Al respecto de los muros reforzados durante la segunda remodelación, estos fueron construidos en la misma dirección de las viguetas (eje x) y coinciden con muros de segundo piso que sostienen la cubierta; es decir que fueron construidos con esa finalidad. Sin embargo no presentan mayor efectividad a la hora de contribuir al sostenimiento de la losa de entrepiso, a excepción de sitios puntuales donde reciben solidariamente cargas con columnas.

La grieta del perímetro de adosamiento entre las placas antiguas y nuevas obedece a la ausencia de un material elástico en la junta que permita las dilataciones entre ambas y no comprometan los elementos no estructurales adyacentes. Según la NSR-98 en A.6.5 ("*SEPARACION ENTRE ESTRUCTURAS ADYECENTES"*) las estructuras deben separarse de acuerdo con los estudios de la deriva; como ya se observó en el análisis de vulnerabilidad y el de patología, las estructuras del edificio superan los límites de flexibilidad y la separación entre las mismas actualmente predominan en dos (02) cm. aprox. Esta situación conllevaría a implementar acciones de rigidización que disminuyeran las derivas hasta límites

permisibles (2cm en el primer piso) y la colocación de icopor, caucho, madera u otro material sellado con productos a base de poliuretano tal como SIKAFLEX-1CSL.

El tiempo de exposición de la estructura a la intemperie (ver figura 9) y la antigüedad de la misma sugieren ser los motivos de la corrosión del acero de refuerzo de la placa de entrepiso y de las columnas. Antes de la construcción del segundo piso la estructura estuvo expuesta a la lluvia y al viento, factores que según SÁNCHEZ DE GUZMAN (2002) disminuyen la alcalinidad del concreto y permiten la destrucción de la capa pasivadora del acero de refuerzo. Durante las inspecciones y sondeos realizados se observó que la estructura aún conserva el recubrimiento del concreto, lo que índica que el proceso de corrosión está ocurriendo por la interacción química entre el concreto y el acero (corrosión electroquímica). Detener este proceso hoy en día es posible mediante métodos refinados tales como la realcalinización por difusión, la extracción electroquímica de los iones de cloro del concreto (CANOVAS 1998); sin embargo pensar en este tipo de intervención implicaría una inversión muy costosa y poco efectiva debido a que los problemas de resistencia, anclaje y adherencia del acero de refuerzo de los elementos seguirían sin resolver. Este fenómeno es generalizado en las dos estructuras antiguas (frontal y posterior) y es el que limita la inversión de la rehabilitación del edificio, pues cualquier intervención se proyectaría para la vida residual de la losa de entrepiso que se estima entre 10 y 15 años aprox. bajo condiciones normales de mantenimiento.

Respecto al análisis de vulnerabilidad sísmica, los resultados obtenidos mediante el método elástico e inelástico demuestran que la estructura no tendría un comportamiento adecuado durante la ocurrencia de un sismo. El análisis elástico reglamentado por la NSR-98 nos indica mediante el inverso de los índices de flexibilidad y sobreesfuerzo, que la estructura del edificio de la Diócesis de Sincelejo apenas cuenta con el *24.9% de la rigidez y con el 20.3% de la resistencia* que tendría una edificación nueva construida con los requisitos de la

NSR-98. Es decir que el edificio de la Diócesis de Sincelejo podría colapsar bajo la ocurrencia de un sismo moderado.

El análisis inelástico nos muestra que la falla de la estructura está determinada por las vigas principales de entrepiso, que serían las primeras que colapsarían. Según la secuencia de falla de la estructura para un sismo equivalente al 9.15% del sismo de diseño, la estructura ya presenta colapso en las vigas principales de la losa del primer piso y para un sismo equivalente al 16.23% de sismo de diseño colapsaría la cubierta. Cada uno de los sismos anteriores generan un desplazamiento superior en el edificio apenas de 1cm y 7.4cm respectivamente, hecho que corrobora los resultados del análisis elástico. Sin embargo para las columnas muestra que para un desplazamiento de 30cm todas se plastifican.

Para esta estructura en particular es importante observar que en el preciso momento de obtener los resultados del estudio de patología ya se podía entrever las deficientes condiciones sismorresistentes de la estructura. Sin embargo los resultados del pushover son importantes porque mostraron visualmente el progreso de falla del edificio.

En el software SAP2000 V.10.1 es posible realizar pushover tridimensionales, declarando el diafragma rígido de la losa de entrepiso y asignando la respectiva fuerza horizontal en el centro de masa definido (*special joint*). Para ambos pórticos (frontal y posterior) se intentó realizar el pushover tridimensional, sin embargo luego de varios intentos el software mostraba mensajes de advertencia (*warning*) y no mostraba las rótulas plásticas. Para encontrar el motivo de los mensajes de advertencia se realizó el pushover de un pórtico tridimensional regular, el cual se fue modificando secuencialmente hasta volverlo irregular; se constató que para esta última condición el SAP2000 arrojaba nuevamente los mensajes de advertencia. La ventaja del análisis tridimensional es que tiene en cuenta los efectos de interacción entre los pórticos y los efectos torsionales del sismo; constatar las diferencias entre el análisis dimensional y tridimensional, así como la

definición de los niveles de desempeño de la estructura, se propone como tema en la realización de otro trabajo investigativo.

Plantear opciones de rehabilitación implica entonces tener en cuenta todas las variables anteriores y definir el objetivo final de la misma respecto a sí se rehabilita tanto para cargas verticales y horizontales o únicamente verticales. Para ambos casos es necesario definir también si se habilita el sistema estructural de pórticos en concreto, se fortalece el sistema dual o se cambie a otro sistema, como el de muros de carga.

Una de las opciones de rehabilitación entonces sería el de ampliar la sección de todas las columnas del edificio de tal forma que adicionen resistencia y rigidez. Esto implicaría la intervención también de toda la cimentación, de tal forma que se ampliaran y reforzaran las zapatas. La placa de entrepiso se aligeraría con el retiro de todo el pañete inferior. En una segunda etapa proyectada a 10 ó 15 años se pensaría en la demolición y construcción de la losa de entrepiso nuevamente sobre las columnas reforzadas. Esta solución habilita la estructura para las solicitaciones verticales y horizontales pero implica la intervención de todo el edificio y con ello el traumatismo de las labores en el mismo. Además significa la inversión de grandes sumas de dinero.

Una segunda opción sería el de construir un sistema de pórtico en concreto independiente al actual, corriendo los ejes de columnas y vigas. La cimentación sería también totalmente nueva, incluyendo las vigas de amarre. También en una segunda etapa proyectada a 10 o 15 años se demolería y construiría la placa sobre el pórtico nuevo. En esta solución necesariamente habría que intervenir la estructura antigua para poder construir la cimentación y las vigas de pórtico. Esto generaría también mucho traumatismo en las labores diarias de la Diócesis. Tiene la ventaja de tener un mejor desempeño sísmico y una mayor vida útil; sin embargo representa la reducción de los espacios arquitectónicos interiores y altos costos de inversión.

Otra opción sería en fortalecer el sistema dual con la construcción estratégica de muros de carga que contribuirían al control de derivas y soportarían la losa de entrepiso. Esto implica la construcción o reforzamiento de las vigas de cimiento mediante la construcción de micropilotes en concreto reforzado. En zonas donde por limitaciones arquitectónicas no se puedan construir muros, se recurriría a la construcción de sistemas de vigas metálicas soportadas sobre columnas encamisadas o reconstruidas. Esta solución está orientada principalmente al soporte de cargas verticales; aunque los muros de carga aportarían rigidez a la estructura, estos no se reforzarían para las condiciones del sismo de diseño, en busca de no incrementar los costos de inversión.

8. CONCLUSION.

Acerca de las causas que originaron el estado actual de la construcción, se concluye que obedece al exceso de carga a que está sometida por malas prácticas constructivas de adaptación de una estructura antigua a un nuevo uso. Que los síntomas que presenta refleja la fatiga de la estructura por la degradación de la resistencia de la misma, a causa del proceso interno de corrosión en el acero de refuerzo, así como a la deficiencia en las secciones de los elementos estructurales. Que el sistema estructural del edificio en las condiciones actuales pasó a ser dual, es decir que la responsabilidad de soportar el edificio la están asumiendo mutuamente el sistema de pórtico y los muros de carga.

Igualmente se concluye que la edificación es vulnerable a la ocurrencia de un sismo de intensidad moderada. Que por lo tanto no cumple con los requerimientos mínimos de sismoresistencia de la Norma Sismorresistente Colombiana, NSR-98.

Lo anterior sugiere la emisión de un diagnóstico pesimista de la construcción, que limitará las obras de rehabilitación a proyectar hasta que la vida residual de la losa de entrepiso, estimada entre 10 y 15 años, provoque la demolición y construcción de la misma.

Respecto al análisis estructural de rehabilitación de la estructura se puede concluir que el refuerzo de columnas mediante el uso de perfiles en ángulo son eficientes para secciones de 3x1/2” en las columnas de la esquina frontal izquierda de la Diócesis (entre ejes K y G); mientras que en el resto de columnas del pórtico frontal la secciones de 1.5x3/16” son apropiadas. Se propone como tema de investigación el refuerzo de columnas mediante este tipo de perfiles teniendo en cuenta el aporte de resistencia de la columna existente, pues al suponer la sección monolítica concreto-perfiles se logra incrementar teóricamente la resistencia del elemento, tal como se observa en los diagramas de interacción del anexo 11. Estos diagramas muestran el incremento de la resistencia de las columnas si se simula el aporte de los ángulos como áreas de acero concentradas en los centros de masa de los mismos e incluidos en la sección de la columna.

Para el refuerzo de las vigas de pórtico, los perfiles en “C” mostraron ser ineficientes para peraltes de 6”, bajo la suposición de no tener en cuenta el aporte de resistencia de las vigas. Sin embargo los perfiles en “I”, S12x23 son eficientes bajo estas condiciones, para las vigas entre ejes K y G del pórtico frontal. De todas formas los perfiles en “I” en la práctica facilitan los trabajos de ejecución, pues evitan defectos por soldadura de los perfiles compuestos y permiten colocar conectores de cortante, en caso de que sea necesario tener en cuenta el aporte de la resistencia a la compresión de las vigas existentes.

9. RECOMENDACIONES

En base a las conclusiones se recomienda:

1. Rehabilitar la estructura posterior del edificio a través de la construcción de muros reforzados en bloque 0.15, cimentados sobre vigas de cimiento de 30x40cm en concreto de 21 Mpa, que a la vez se apoyarán sobre pilotes en concreto de 30cm de diámetro y 200cm de largo, espaciados según las especificaciones del plano No. 3/3 (anexo 7).
2. Rehabilitar la estructura frontal del edificio, entre ejes K y G, a través del reforzamiento de las columnas con ángulos de L3x1/2" y platinas 1x3/16"; el resto de columnas con L1.5x3/16" y platinas 1x3/16". Las vigas de pórtico reforzar con perfiles tipo "I" entre ejes K y G; el resto de vigas con vigas metálicas compuestas de perfiles tipo C6x10.5. En la zona bajo los baños complementar la rehabilitación con la construcción de muros portantes, encamisado de columnas y reforzamiento de las mismas. Realizar el procedimiento tal como se encuentra estipulado en el plano No. 3/3 (anexo 7).
3. Cortar la junta de construcción con discos giratorios de acero, rellenar con icopor y sellar con SIKAFLEX-1CSL. En los muros deberá realizarse el mismo procedimiento.
4. Demoler los arcos en concreto simple del patio interno del Edificio. Reconstruir con placas SUPERBOARD fijadas a la losa de entrepiso.
5. Independizar el sistema de tanque elevado de la estructura. Se sugiere trasladarlo a un lugar donde haga parte de las cargas de las estructuras antiguas.
6. Extraer el material de escombro que sirve de cimiento a la plantilla en concreto de piso del patio del edificio y rellenar con material seleccionado

compactado. Construir la nueva plantilla en concreto de 17.5 Mpa., reforzado con varillas de ¼” cada 30cm en ambos sentidos. Espesor 7cm.

7. No someter la losa de entrepiso a cargas superiores a la actual y en lo posible trasladar la biblioteca al primer piso del edificio.
8. Respecto al componente académico se recomienda la iniciación de investigaciones referentes a estudios de vulnerabilidad para construcciones irregulares modeladas en software de análisis estructural y el estudio de la interacción de columnas de concreto con los perfiles de acero de refuerzo.

10. BIBLIOGRAFIA.

1. Durabilidad y Patología del Concreto. Instituto del Concreto, “ASOCRETO”. DIEGO SANCHEZ DE GUZMAN. Bogotá, 2003.
2. Concepción y comportamiento de las edificaciones, “ASOCRETO”. HAROLD ALBERTO MUÑOZ MUÑOZ. Bogotá, 2002.
3. Diagnóstico, Evaluación y reparación de estructuras de Hormigón Armado. Ponencia, Reunión del Concreto DE 1998, RC´98. MANUEL FERNANDEZ CÁNOVAS. Bogotá, 1998.
4. Durabilidad Del Concreto Y Mecanismos De Falla. Ponencia, Reunión del Concreto DE 1998, RC´98. DIEGO SANCHEZ DE GUZMAN. Bogotá, 1998.
5. NORMAS SISMORESISTENTES COLOMBIANAS, NSR-98. Ley 400 de 1997. Decreto 33 de 1998, decreto 034 de 1999 (modificaciones). Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santa Fe de Bogotá, 1999.
6. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zona de amenaza alta y moderada, RICARDO LEON BONETT DÍAZ. Barcelona, 2003.
7. Tesis, Revisión de la metodología prescrita por la N.S.R-98 para el análisis de vulnerabilidad en estructuras de concreto reforzado, S. OLARTE, E.A. TORRES & J.C. REYES. Universidad de Los Andes, Bogotá, 2005.
8. Tesis, Diseño Sísmico Basado En Desempeño De Edificios De Hormigón Armado, LUISA PAULINA VIERA ARROBA. Santiago de Chile, 2004.
9. Diseño de Estructuras de Concreto, ARTHUR H NILSON. Ed. Mc Graw Hill. Colombia, 1999.
10. Hormigón Reforzado (Primera parte), ROBERTO ROCHEL AWAD.
11. Hormigón Reforzado (Segunda parte), ROBERTO ROCHEL AWAD.
12. Diseño Sísmico de Edificios. ENRIQUE BAZAN Y ROBERTO MELI. Ed. Limusa México 2001.