

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI  
EXTENSIÓN CANTAURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS PATOLOGÍAS DEL MÓDULO DE  
AULAS DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EXTENSIÓN CANTAURA**

**Autores:**

**Romero M., Sayja D**

**Souki S., Yihad**

**Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como  
Requisito para optar al Título de:**

**INGENIERO CIVIL**

**Cantaura, Marzo del 2017**

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI  
EXTENSIÓN CANTAURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS PATOLOGÍAS DEL MÓDULO DE  
AULAS DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EXTENSIÓN CANTAURA**

**Autores:**

**Romero M., Sayja D**

**Souki S., Yihad**

**Tutor:**

---

**Ing. Jhonatan Martínez  
Tutor Académico**

**Cantaura, Marzo del 2017**

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI  
EXTENSIÓN CANTAURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS PATOLOGÍAS DEL MÓDULO DE  
AULAS DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EXTENSIÓN CANTAURA**

**El jurado hace constar que asignó a esta Tesis la calificación de:**

**APROBADO**

---

**Arq. Ramón Loaiza  
Jurado Principal**

---

**Ing. Daniel Cabrera  
Jurado Principal**

---

**Ing. Jhonatan Martínez  
Tutor Académico**

**Cantaura, Marzo de 2017**

## RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de Trabajos de Grado:

“Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario, para su autorización.”



## **DEDICATORIA**

### ***A Dios***

Por haberme permitido llegar hasta este punto de mi vida y por mantenerme saludable para lograr mis metas, para seguir adelante a pesar de los obstáculos, por darme la oportunidad de lograr aspiraciones y sueños más grandes, de ser una persona influyente, positiva y emprendedora.

### ***A mis padres***

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, por los ejemplos de perseverancia y constancia que los caracterizan y que me han influenciado siempre, por el valor mostrado para seguir adelante y superar los obstáculos que se presentan en el camino, y enseñarme que no importa las veces que falles sino las veces que te levantas y sigues intentándolo hasta lograr tus metas.

### ***A mis familiares***

Por estar siempre al pendiente de lo que me sucede y estar allí con un apoyo incondicional, a mi hermana Yuhaina, a mi primo Wael, a mis tíos Ziad, Samer, a mis abuelos, y a todas las personas que participaron directa o indirectamente en la elaboración de este proyecto.

¡Gracias a ustedes!

### ***A mis maestros***

Arq. Ramón Loaiza por su gran apoyo y motivación para la culminación de nuestros estudios profesionales, al Ing. Jhonatan Martínez, por su gran colaboración y apoyo como tutor académico, al Ing. Daniel Cabrera por su participación como jurado principal, al Urb. Elys Rondón, Ing. Anabel González, Ing. Carlos Cermeño por su tiempo compartido y por impulsar el desarrollo de nuestra formación profesional y por apoyarnos en todo momento.

### ***A mis amigos***

Que en todo momento nos apoyamos en nuestra formación profesional y que hasta la fecha seguimos siendo amigos: José Romanisio, Elinel Quintana, Dayana Romero, Jesús Tovar, Daniel Salazar, Simons Magallanes y muchos más, por haberme ayudado a realizar este proyecto. No solamente seguir siendo buenos amigos sino excelentes personas que de una u otra manera estaremos marcando pauta en un mundo en constante cambio y podamos contribuir con el desarrollo y progreso este.

Souki S., Yihad

### ***A mis padres***

Porque sin su apoyo, sus consejos y su guía, no fuera la persona que soy hoy. A mi madre que siempre ha estado en todo momento, tanto en los buenos como en los malos y por principalmente llenarme siempre de valor para cumplir todas las metas que me trazo. A mi padre que con consejos siempre ha fomentado en mí, principios de honestidad, respeto y humildad.

### ***A mis familiares***

A mi gran familia, por haber confiado en mí, por siempre haber estado allí no solo a lo largo de mi carrera sino a lo largo de mi vida. Mis Abuelos maternos por enseñarme toda su sabiduría y los paternos por cuidarme desde el cielo. A mi hermano David por aprender de su nobleza y buen corazón. A todos mis tíos en especial a Ahimara, Maigre y Alcides por ser mis protectores y mis tutores. A todos mis primos y a toda la familia Mirabal.

### ***A mis maestros***

Ing. Anabel González, profesora ejemplar que a lo largo de mi carrera fue una pieza fundamental para mi preparación. Al Arq. Ramón Loaiza por ser de esas personas con visión de futuro y de querer hacer lo mejor, digno de mi admiración. A mi Tutor Académico el Ing. Jhonatan Martínez, por su esmero, trabajo y dedicación no solo con como tutor sino como impartidor de clases en toda la Universidad de Oriente Extensión Cantaura. A todos los profesores que pusieron un granito de arena para mi formación a lo largo de mi carrera.

## ***A mis amigos***

Para todas aquellas personas que conocí en los salones de clases, que se convirtieron en mis compañeros y luego en mis amigos. Por haber hecho de ello un grupo y por qué juntos hayamos sido los primero en haber culminado materias en la casa más alta en Cantaura.

A mi Novio, Tomas Zacarias. Por haberme acompañado a lo largo de mi carrera y haber sido siempre un apoyo incondicional en todo momento.

A mi mejor amiga, Neidell Cabello. Por haber sido siempre un ilustre ejemplo de dedicación constancia y esmero.

Romero M., Sayja D.

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco primeramente a Dios por haberme permitido vivir hasta este día, haberme guiado en mi vida, por ser mi apoyo, mi luz y mi camino. Por haberme dado la fortaleza de seguir adelante en los momentos difíciles y por brindarme la fe para culminar con éxito esta carrera.

A mis padres que han dado todo el esfuerzo para que ahora esté culminando esta etapa de mi vida y darles las gracias por apoyarme en todos los momentos difíciles, ellos siempre han estado junto a mí y por ello soy una persona con principios y valores que me hacen ser más genuino y profesional, y soy un gran orgullo para ellos y para todos los que confiaron en mí.

A todos mis maestros porque ellos me enseñaron a valorar los estudios y a superarme cada día. Gracias a todos por sus consejos, su apoyo y paciencia.

Estoy seguro que mis metas planteadas darán frutos en el futuro y por ende me seguiré esforzando cada día para ser mejor y en todo lugar sin olvidar el respeto que engrandece a las personas que me brindaron su apoyo y retribuirles de la misma manera.

Souki S., Yihad

Agradezco a Dios todopoderoso y a mi Ángel de la guarda por hacerme la persona que hoy en día soy y por haberme permitido alcanzar todas las metas que hasta ahora me he propuesto. Por haberme iluminado y haberme dado la inteligencia para resolver todas las vicisitudes a lo largo de este arduo camino y por estar siempre presente en mi vida.

A mi madre por su determinación cada uno de los días en los que yo emprendía mi carrera y ella me brindaba su tiempo, apoyo y dedicación. A mi padre por ser de ayuda en los momentos difíciles. A mis abuelos, Tíos y demás familiares gracias por siempre estar para mí.

A todo el personal académico que fue un factor determinante en mi formación, ya que ellos son los creadores de mi esencia en el campo profesional.

Gracias también a todas aquellas personas que de una u otra forma me ayudaron a llegar donde estoy ahora y haber logrado este merito tan alto como profesional de la República, espero sembrar en mi país de todo lo bueno que aprendí.

Romero M., Sayja R.

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI  
EXTENSIÓN CANTAURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS PATOLOGÍAS DEL MÓDULO DE  
AULAS DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EXTENSIÓN CANTAURA**

**Autores: Sayja Romero; Yihad Souki**

**Tutor Académico: Jhonatan Martínez**

**Año: 2017**

**RESUMEN**

En este proyecto se evaluaron estructuralmente las patologías del módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura. El análisis de la edificación se basó en un estudio patológico, para ello se hizo necesario estudiar cada uno de los elementos estructurales que la conforman, por medio de la revisión de los planos originales, inspecciones visuales, toma de fotografías, levantamiento planialtimétrico, mediciones de las fisuras y grietas, deflexiones y desniveles. Con los resultados que se obtuvieron se llevó a cabo el diagnóstico y finalmente se propusieron soluciones alternativas para prevenir la propagación de estas manifestaciones en la estructura y pueda ser conservada a través del tiempo.

Palabras claves: Capacidad, estructura, patología, inspección, reforzamiento.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN .....	iv
DEDICATORIA .....	v
AGRADECIMIENTOS .....	ix
RESUMEN .....	xi
ÍNDICE DE CONTENIDO .....	xii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xvi
INTRODUCCIÓN .....	xix
CAPITULO I .....	21
EL PROBLEMA.....	21
1.1.- Planteamiento del Problema. ....	21
1.2.- Justificación de la investigación. ....	22
1.3.- Alcance del proyecto. ....	23
1.4.- Importancia de la investigación. ....	23
1.5.- Objetivos de la Investigación.....	24
1.5.1.-Objetivo General:.....	24
1.5.2.- Objetivos Específicos: .....	24
CAPITULO II .....	26
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL .....	26
2.1.- Antecedentes. ....	26
2.2.- Patología en estructuras de concreto armado.....	28
2.2.1.- Síntomas. ....	29
2.2.2.- Mecanismo. ....	29
2.2.3.- Origen.....	30
2.2.4.- Causas. ....	31
2.2.5.- Consecuencias y oportunidad de la intervención. ....	32
2.2.6.- Terapia. ....	35
2.2.7.- Procedimiento.....	35
2.3.- Principios básicos para el reconocimiento de una patología estructural.....	36
2.3.1.- Niveles de riesgo. ....	37
2.4.- Importancia de la Patología Estructural.....	38
2.5.- Patologías en las Edificaciones.....	39
2.5.1.- Patologías causadas por defectos.....	41
2.5.1.1.- Defectos en la Construcción del Proyecto: .....	43
2.5.1.2.- Defectos en los materiales de construcción:.....	46
2.5.1.3.- Defectos en el diseño del proyecto: .....	47
2.5.1.4.- Estructuras con irregularidades verticales: .....	49
2.5.1.5.- Columnas débiles:.....	49

2.5.2.- Patologías causadas por daños. ....	50
2.5.2.1.- Vigas y columnas con grandes esfuerzos de cortante y de tensión:.....	51
2.5.2.2.- Falla causada por entrepisos que no poseen adecuada resistencia al corte: .....	52
2.5.2.3.- Conexiones viga-columna con falla de adherencia: .....	53
2.5.2.4.- Muros de cortante con grandes esfuerzos: .....	54
2.5.2.5.- Asimetrías que causan efectos torsionales: .....	55
2.5.2.6.- Variaciones bruscas de rigidez a lo largo de la altura de la edificación: .....	56
2.5.2.7.- Grandes esfuerzos causados por presencia de columnas cortas: .....	57
2.5.3.- Patologías causadas por deterioro. ....	58
2.5.3.1.- Fisuras y Grietas:.....	60
2.6.- Fisuras causadas por problemas en el concreto. ....	61
2.6.1.- Agrietamiento: .....	62
2.6.1.1.- Causas del agrietamiento: .....	63
2.6.2.- Variaciones de Temperatura: .....	64
2.7.- Fisuras causadas por problemas con las armaduras. ....	66
2.7.1.- Entumecimiento:.....	66
2.8.- Fisuras causadas por fuerzas externas, problemas de diseño o de ejecución. ....	68
2.8.1.- Exceso de carga:.....	68
2.8.2.- Asentamientos:.....	69
2.8.3.- Fisuras por compresión: .....	70
2.8.4.- Fisuras por flexión: .....	72
2.8.5.- Fisuras por corte:.....	73
2.8.6.- Fisuras por torsión:.....	74
2.8.7.- Fisuras por tracción: .....	75
2.8.8.- Fisuras causadas por sismos: .....	76
2.9- Evaluación de las fisuras.....	77
2.10.- Desegregaciones. ....	79
2.11.- Disgregaciones. ....	80
2.12.- Eflorescencias.....	81
2.13.- Esquema de un proceso patológico. ....	82
CAPITULO III .....	83
MARCO METODOLÓGICO .....	83
3.1.- Tipo de Investigación. ....	83
3.2.- Nivel de la investigación.....	83
3.3.- Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	84
3.3.1.- Recopilación y revisión del proyecto original: .....	85
3.3.2.- Inspección Ocular: .....	85
3.3.3.- Levantamiento Físico:.....	86

3.3.4.- Descripción y Levantamiento de Daños (Patología):.....	86
3.3.5.- Actividades de Campo:.....	86
3.3.6.- Actividades de oficina:.....	87
3.3.7.- Diagnóstico de las Causas:.....	87
3.3.8.- Soluciones:.....	88
CAPÍTULO IV.....	89
DIAGNÓSTICO Y RESULTADOS.....	89
4.1- Recopilación y revisión del proyecto original.....	89
4.2.- Descripción de la estructura.....	89
4.3.- Revisión del proyecto original.....	92
4.3.1.- Plano base – planta.....	92
4.3.2.- Planos arquitectura.....	92
4.3.3.- Planos estructurales.....	94
4.4.-Identificación de las patologías existentes en la edificación.....	97
4.4.1.- Inspección previa.....	99
4.5.- Levantamiento de las patologías presentes en el módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura.....	109
4.5.1.- Patologías más relevantes detectadas en la edificación.....	110
4.5.2.- Medición de los recubrimientos.....	117
4.5.3.- Localización del acero de refuerzo.....	118
4.6.- Verificación de los miembros estructurales existentes en la edificación con respecto al proyecto original según la Norma Venezolana COVENIN 1753-2006 y la Norma Americana ACI 318-14...	120
4.6.1.- Verificación de la ménsula en ND3.....	121
4.6.2.- Verificación de vigas en requisito ND3.....	131
4.6.3.- Verificación de las columnas.....	153
4.6.4. Verificación de los nodos en requisito ND3.....	163
4.6.5.- Verificación de la separación de las juntas de dilatación.....	175
4.7.- Análisis de la capacidad de la estructura a partir de los requisitos de la Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1756-2001 y American Concrete Institute ACI 318-14.....	179
4.7.1.- Resultados Análisis no Lineal (Pushover).....	190
CAPÍTULO V.....	192
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	192
5.1.- Conclusiones.....	192
5.2.- Recomendaciones.....	194
BIBLIOGRAFÍA.....	198
ANEXOS.....	200
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO	

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N°1. Errores en la fase de replanteo de la obra. ....	44
Tabla N°2. Errores en la fase de encofrado y colocación de armaduras. ....	44
Tabla N°2. Errores en la fase de encofrado y colocación de armaduras.	
Tabla N°3: Errores en la fase del vaciado del concreto. ....	45
Tabla N°4: Errores en la construcción de estructuras de acero. ....	45
Tabla N°5: Errores en la construcción de elementos no estructurales. ....	46
Tabla N° 6. Fisuras por problemas en el concreto. ....	62
Tabla N° 7. Fisuras por retracción. ....	64
Tabla N° 8. Fisuras por cambios de temperatura. ....	65
Tabla N° 9. Fisuras por entumecimiento. ....	67
Tabla N°1 0. Fisuras por exceso de cargas. ....	69
Tabla N° 11. Fisuras por asentamientos. ....	70
Tabla N° 12. Fisuras por compresión. ....	71
Tabla N° 13. Fisuras por flexión. ....	72
Tabla N° 14. Fisuras por corte. ....	74
Tabla N° 15. Fisuras por torsión. ....	75
Tabla N°16. Fisuras por tracción. ....	76
Tabla N° 17. Planilla de anotación de la inspección. ....	98
Tabla N°18. Nomenclatura para diseño de vigas ND3. ....	133
Tabla N°18. Nomenclatura para diseño de vigas ND3. Cont. ....	134
Tabla N°19. Nomenclatura para el diseño de columnas. ....	155
Tabla N°20. Nomenclatura para el diseño de Nodos ND3. ....	165
Tabla N°21. Valores límites subsección 10.1 COVENIN 1756-2001. ....	176
Tabla N° 22. Fallas en elementos estructurales. Diseño por capacidad. ....	183
Tabla N° 22. Fallas en elementos estructurales. Diseño por capacidad.	
Tabla N° 22. Resultados Push X. ....	190
Tabla N°23. Resultados Push Y. ....	190

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°1. Colapso de las columnas, debido a la ausencia de estribos. .....	52
Figura N°2. Caída del concreto y grieta horizontal en muro de cortante.....	54
Figura N°3. Falla típica de columna corta (Instituciones educativas venezolanas).....	58
Figura N°4. Filtraciones que causan humedad en techo de escuela venezolana.....	59
Figura N°5. Apariencia típica de las fisuras por secado superficial del concreto. ....	62
Figura N°6. Columna que sufre de agrietamiento. ....	63
Figura N°7. Fisuras en muro causadas por la exposición a la intemperie. .....	65
Figura N°8. Proceso de formación de grietas por corrosión del acero.....	67
Figura N°9. Pórtico agrietado por exceso de carga. ....	69
Figura N°10. Representación de asentamientos.....	70
Figura N°11. Diferentes fisuras a compresión. ....	71
Figura N°12 .Fisuras a flexión. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009). ....	73
Figura N°13. Fisura por cortante de una viga. ....	74
Figura N°14. Grieta por cortante en columna durante un evento sísmico.....	74
Figura N°15. Viga fisurada por torsión. ....	75
Figura N°16. Elemento fisurado a tracción. ....	76
Figura N°17. Iniciación de la desagregación de una columna. ....	80
Figura N°18. Disgregación del concreto producido por corrosión de armaduras.....	80
Figura N°19. Eflorescencia en la superficie de concreto.....	81
Figura N°20. Fotografía satelital UDO extensión Cantaura. ....	90
Figura N°21. Módulo de aulas (vista exterior). ....	91
Figura N°22. Módulo de aulas (vista interior). ....	91
Figura N°23. Comparador de fisuras. ....	110
Figura N°24. Fisura columna eje 3J.....	110
Figura N°25. Fisura en ménsula eje 4J.....	111
Figura N°26. Grieta y desprendimiento en la ménsula eje 3D. ....	111
Figura N°27. Falla columna corta en el eje 9K.....	112
Figura N°28. Grieta en ménsula eje 4J. ....	113
Figura N°29. Profundidad de la grieta en la columna eje 4D. ....	114
Figura N°30. Grieta en la columna eje 4D. ....	115
Figura N°31. Grieta en la ménsula ubicada en el eje 4D. ....	116
Figura N°32. Medición en columna tipo C1 en el eje 4J nivel 2. ....	117
Figura N°33. Escáner localizador del acero de refuerzo.....	119

Figura N°34. Medición en junta de dilatación.....	178
Figura N°35. Modelado 3D fachada Este.....	179
Figura N°36. Modelado 3D deformada de la estructura.....	182
Figura N°37. Gráfico falla por capacidad. Columnas. ....	184
Figura N°38. Gráfico falla por capacidad. Vigas. ....	185
Figura N°39. Gráfico falla por capacidad. Volados. ....	185
Figura N°40. Gráfico de vigas en ND3. Pórticos en “X” ..	186
Figura N°41. Gráfico de vigas en ND3. Pórticos en “Y”. ....	186
Figura N°42. Gráfico de nodos en ND3. ....	187
Figura N°43. Rótulas plásticas generadas en vigas y columnas. ....	188
Figura N°44. Curva de capacidad Push X. ....	191
Figura N°45. Curva de capacidad Push Y. ....	191

## INTRODUCCIÓN

En el proceso para la evaluación de una edificación, la inspección y el diagnóstico constituye el paso más importante puesto que de acuerdo con su definición vendrá la decisión de la intervención. Acertar en el diagnóstico representa el éxito de la inversión y por supuesto en la solución de las patologías causantes del problema. No resulta fácil definir una metodología expresa y única para realizar estas etapas contrario a lo que sucede por ejemplo en el caso del diseño estructural de una edificación nueva, donde se sigue un flujo coherente y sistemático con mayor o menor énfasis en algunas etapas dependiendo de las características propias del edificio en particular.

Por otro lado para la evaluación de patologías en estructuras de concreto no resulta fácil señalar una indicación única para la interpretación de un deterioro en particular ya sea por la presencia de una fisura, deterioro, eflorescencia o anomalía. Una misma manifestación de daño en un caso puede interpretarse asociada a una causa que puede variar en circunstancias dentro de la mecánica estructural.

Por ejemplo, una fisura asociada a la flexión puede en un caso significar falta de acero de refuerzo por diseño deficiente aunque en otros casos puede asociarse a la presencia de una sobrecarga. La inapropiada interpretación del funcionamiento estructural puede llevar a un equivocado diagnóstico y por lo mismo a unos inadecuados procesos de intervención como sucede por ejemplo, con la dilatación que se forma en una placa de entrepiso en el denominado sector de la plataforma, derivado del normal comportamiento estructural tomando en cuenta las recomendaciones geotécnicas y lo previsto en el diseño estructural, cuando se decide

independizar cada sector estructural tanto en el tipo de cimiento como en el resto de la estructura.

De allí resulta la necesidad de señalar algunos criterios muy claros que permitan apoyar la labor del diagnóstico, como vía para la mejor interpretación de los daños presentes en una edificación particular para lo cual comentaremos las que a nuestro juicio deben considerarse importantes.

# **CAPITULO I**

## **EL PROBLEMA**

### **1.1.- Planteamiento del Problema.**

Las estructuras de concreto armado se han constituido en el último siglo en una de las puntas de lanza en el desarrollo de la ingeniería, permitiendo a las diferentes sociedades alcanzar fronteras impensables en otras épocas. Sin embargo, este tipo de estructuras que se caracterizan por ser tan sólidas se ven a menudo afectadas a problemas originados desde su concepción; otras veces el cambio de uso, los métodos constructivos equivocados, y a la deficiencia de los materiales utilizados, entre otros.

Ante estas manifestaciones patológicas se observa en general una actitud inconsciente, que conduce en unos casos a simples reparaciones superficiales, y en otros a demoliciones y refuerzos injustificados. Ninguno de los dos casos es recomendable, principalmente con los avances tecnológicos, ya que se han desarrollado una gran cantidad de técnicas y productos específicamente para solucionar problemas patológicos.

La patología estructural se ha definido como un estudio de las estructuras cuando presentan evidencias de fallas o deterioros, el módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura, no escapa a este tipo de problema. Actualmente, recorriendo las instalaciones, se observaron estos deterioros entre los cuales se pueden mencionar algunos de ellos como las fisuras, grietas, desprendimiento del recubrimiento, eflorescencias en el concreto, entre otras patologías, por lo que se efectuó una relativa

inspección y análisis de las causas y consecuencias de este tipo de manifestaciones y así prevenir que se sigan propagando, ya que la edificación tiene poco tiempo de uso y podrían ocasionar en el futuro patologías más relevantes.

## **1.2.- Justificación de la investigación.**

La finalidad de esta investigación fue realizar un estudio de patologías actualizadas que permitieron conocer la evolución de la condición del módulo de aulas. El informe de patologías actual sirvió para cruzar información obtenida en las distintas investigaciones que involucran las edificaciones de concreto armado, de esta manera se dio mayor fuerza a las conclusiones y recomendaciones finales que permitieron ejecutar alternativas de solución y recomendaciones por los métodos correspondientes.

Seguidamente, el diagnóstico que se realizó consistió en inspecciones visuales, toma de fotografías, levantamiento planialtimétrico, además mediciones de carácter sencillo que permitieron conocer el estado actual de la estructura, tales como medición de fisuras, deflexiones y localización del acero de refuerzo a través de un escáner. Con los resultados que se obtuvieron, se llevó a cabo el diagnóstico de los problemas presentes en la estructura concluyendo así la evolución de las distintas patologías. Finalmente, se realizaron las conclusiones y recomendaciones pertinentes para cada caso en específico, ya que permitió resaltar una serie de acciones preventivas para la respectiva problemática que acarrea la estructura.

### **1.3.- Alcance del proyecto.**

Este proyecto tuvo como punto de partida la evaluación y el diagnóstico patológico con la finalidad de identificar, localizar y caracterizar las diferentes patologías que presentase el módulo de aulas, a través de la inspección visual detallada de su estructura, mediciones en sitio, evaluación de la edificación, diagnóstico, etc. Con el fin de proponer soluciones y recomendaciones para su preservación estructural. Lo anteriormente expuesto conllevó a plantear lo siguiente: ¿Cuáles fueron las patologías que presentó el módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura? ¿En dónde se localizaron dichas patologías? ¿Cuáles fueron sus características? y ¿En qué estado de deterioro estructural se encontró actualmente la estructura?

### **1.4.- Importancia de la investigación.**

En cuanto a lo que se refiere al tema de patología estructural, ya existen estudios previos realizados destacándose en cada uno de ellos diversas metodologías para así proponer y recomendar soluciones innovadoras para disminuir su mitigación. He allí su grado de importancia y beneficio para la Universidad de Oriente extensión Cantaura, ya que actualmente no se ha realizado un estudio patológico de carácter relevante. Se destacó en este sentido la originalidad de realizar este proyecto y así dejar un legado a la casa de estudio, de igual manera ésta prepara y desarrolla profesionales para así prestar un servicio a la sociedad de manera solidaria y transparente.

Es necesario que, tanto los ingenieros como los arquitectos que estén dedicados a las restauraciones de las diversas estructuras, cuenten con

información fundamentada en la caracterización de las patologías y una guía para realizar inspecciones visuales detalladas de una estructura correctamente. Es de vital importancia que reconozcan lo valioso de realizar las evaluaciones patológicas antes de planificar intervenciones en distintas edificaciones. Es allí donde reside lo fundamental de realizar este trabajo de grado, ya que sirvió de guía para futuras evaluaciones patológicas y así preservar en el tiempo las estructuras ya construidas.

### **1.5.- Objetivos de la Investigación.**

#### **1.5.1.-Objetivo General:**

Evaluar estructuralmente las patologías del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura.

#### **1.5.2.- Objetivos Específicos:**

- Identificar los distintos tipos de patologías existentes en las diferentes áreas de la edificación a partir de los requisitos de la Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1753-2006.
- Realizar un levantamiento planialtimétrico del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura.
- Verificar las dimensiones de los miembros existentes con respecto al proyecto original según la Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1753-2006 y American Concrete Institute ACI 318-14.

- Analizar la capacidad de la estructura a partir de los requisitos de la Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1756-2001 y American Concrete Institute ACI 318-14.
- Proponer soluciones alternativas que garanticen la estabilidad de la estructura.

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO REFERENCIAL**

#### **2.1.- Antecedentes.**

Los antecedentes de la investigación se refieren a estudios, tesis, trabajos, artículos, etc., que tienen relación con el tema de estudio. Una vez que se realizó la revisión documental se obtuvo material referente a patologías en edificios de concreto armado, lo que corroboró que este es un importante tema a tratar ya que resultó una manera eficaz de prever las diversas fallas estructurales que se pudieron presentar y sirvió de guía para inspecciones y reparaciones en estructuras de concreto armado que presenten daños en sus elementos estructurales y para la realización de futuras investigaciones acerca de la patología estructural.

Entre los estudios encontrados, se tomaron como referencia los siguientes:

Serrano y Silva. (2010), llevaron a cabo una evaluación de las causas y efectos que originaron los daños estructurales del edificio de la Fundación para el Desarrollo de Sotillo (Fundeso). El análisis de la edificación se basó en un estudio patológico, para ello estudiaron cada elemento estructural por medio de ensayos destructivos, no destructivos y por carbonatación, uno fue un ensayo esclerométrico el cual indicó la posible resistencia de cada elemento. Corroboraron la resistencia obtenida de este ensayo extrayendo nueve cilindros de concreto endurecido, usaron una máquina perforadora con punta de diamante para conocer la resistencia actual del concreto. De los

resultados obtenidos, elaboraron un manual preventivo de corrosión y vida útil para dar soluciones a las distintas patologías y también a todas las estructuras de concreto armado.

Seguidamente, Balza y García. (2010), desarrollaron un manual para la reparación y refuerzo de estructuras de concreto armado que presentan problemas patológicos. El mismo constituyó un aporte en materia de reparación y refuerzo de estructuras, y tuvo como norte ser un material de apoyo a través del cual los profesionales puedan establecer las acciones correctivas adecuadas a la hora de intervenir en una estructura que presenta manifestaciones patológicas. Se basaron en un tipo de investigación que corresponde a un proyecto factible, ya que su finalidad fue ampliar y profundizar los conocimientos mediante fuentes bibliográficas y documentales relacionadas con el tema, obteniendo una herramienta que proporcione solución a la mayoría de los problemas que enfrentan los arquitectos e ingenieros en su labor de diseñar, construir, diagnosticar, supervisar y conservar las obras civiles.

Por otra parte, Pérez y Yauri (2014), realizaron un estudio analítico para contrarrestar las patologías en estructuras de concreto armado y contribuir en la vida útil de las edificaciones de centros de salud en la ciudad de Huaraz. La investigación se basó principalmente en patologías que presentaban edificaciones de estructuras de concreto armado en el sector salud, ya que observaron que sus componentes estructurales no habían soportado la capacidad requerida y del mismo modo tampoco sismos severos. Se basaron para ello en desarrollar un plan de recolección de la información y/o diseño estadístico, instrumentos de recolección de la información y un plan de procesamiento y análisis estadístico de la información, aportando que es necesario tener un claro conocimiento de las

patologías en los hospitales para así llegar a un correcto diagnóstico de la problemática, y prevenir su propagación.

Del mismo modo, Velasco (2014), diagnosticó una evaluación del nivel de incidencias de las patologías del concreto en edificaciones de los municipios de Barbosa y Puente Nacional del Departamento de Santander. Dichas edificaciones manifestaban síntomas de fallas, mediante fisuras y grietas en diferentes muros, lo que generó preocupación por parte de los directivos del Colegio e Instituto, determinando el desalojo de la edificación. El estudio patológico se desarrolló en tres etapas: 1) Historia clínica, en la cual se abordó una investigación de la región, tipo de construcción, documentación y estudios de suelo. 2) El diagnóstico se basó en lesiones observadas, resistencia del concreto y cálculo estructural. 3) Y la propuesta de intervención constituyó las recomendaciones pertinentes para la rehabilitación y vida útil de las edificaciones.

## **2.2.- Patología en estructuras de concreto armado.**

La patología puede ser definida como la parte de la Ingeniería que estudia los síntomas, los mecanismos, las causas y los orígenes de los defectos de las obras civiles, es decir, es el estudio de las partes que componen el diagnóstico del problema. La terapia es el estudio de la corrección y la solución de estos problemas patológicos. Para obtener éxito en las medidas terapéuticas, de corrección, reparación y refuerzo es necesario que el estudio precedente y el diagnóstico haya sido bien definido, principalmente que se conozca muy bien las ventajas y desventajas de los materiales, sistemas y cada uno de los procedimientos de rehabilitación de las estructuras de concreto, para cada situación en particular hay una alternativa mejor de intervención.

### **2.2.1.- Síntomas.**

Los problemas patológicos, salvo raras excepciones, presentan manifestaciones características, a partir de las cuales se puede deducir cual es la naturaleza, el origen y los mecanismos de los fenómenos involucrados, así como estimar sus probables consecuencias.

Estos síntomas, también denominados lesiones, daños, defectos o manifestaciones patológicas, pueden ser descritos y clasificados, orientando un primer diagnóstico, a partir de detalladas y experimentadas observaciones visuales.

Los síntomas más comunes, de mayor incidencia en el concreto son las fisuras, las eflorescencias, las flechas excesivas, las manchas en el concreto arquitectónico, la corrosión de las armaduras, las oquedades superficiales, es decir, segregación de los materiales constituyentes del concreto.

Ciertas manifestaciones tienen elevada incidencia como las manchas superficiales. Sin embargo, desde el punto de vista de las consecuencias con relación al comportamiento estructural y al costo de corrección del problema, una fisura de flexión o la de corrosión de las armaduras pueden ser más significativas y más graves que otras.

### **2.2.2.- Mecanismo.**

Todo problema patológico, ocurre a través de un proceso, de un mecanismo. Por ejemplo: la corrosión de las armaduras en el concreto armado es un fenómeno de naturaleza electroquímica, que puede ser

acelerado por agentes agresivos externos, del ambiente, o internos, incorporados al concreto.

Conocer el mecanismo del problema es fundamental para una terapia adecuada. Es imprescindible saber por ejemplo, si es necesario limitar las sobrecargas o arquear la estructura antes o durante el refuerzo de vigas cuando las fisuras son consecuencias, por ejemplo, del momento flector. En este caso no basta con la inyección de las fisuras, pues estas podrían aparecer nuevamente en posiciones muy próximas a las iniciales.

### **2.2.3.- Origen.**

El proceso de construcción uso puede ser dividido en cinco grandes etapas: planeamiento, proyecto, fabricación de materiales y elementos fuera de la obra, ejecución propiamente dicha a pie de obra, y uso; esta última etapa más larga en el tiempo, involucra la operación y mantenimiento de las obras civiles.

Si por un lado las cuatro primeras etapas representan un periodo de tiempo relativamente corto, en general menos de dos años por otro lado, las construcciones deben ser utilizadas durante periodos largos, normalmente, para edificaciones convencionales este periodo de tiempo puede ser de cincuenta años y cien años o más para presas y obras de arte de importancia social.

Los problemas patológicos sólo se manifiestan durante la construcción o después de la ejecución propiamente dicha, última etapa de la fase de producción. Normalmente ocurren con mayor incidencia en la etapa de uso. Ciertos problemas como por ejemplo los resultantes de las reacciones álcali-

árido, sólo aparecen con intensidad después de más de seis años. Hay casos de corrosión de armaduras en losas de entrepiso de apartamentos que se manifiestan intensamente inclusive con el colapso parcial, solamente después de trece años de uso del edificio.

Un diagnóstico adecuado del problema debe indicar en qué etapa del proceso constructivo tuvo origen el fenómeno. Por ejemplo, una fisura de momento flector en vigas, tanto pudo ser por un diseño inadecuado, como por la calidad inferior del acero usado; tanto por la mala ejecución con un concreto de resistencia inadecuada, como por la mala utilización que se hace del elemento, con la colocación sobre la viga, de cargas mayores a las previstas inicialmente. Para cada origen del problema existe la terapia más adecuada, aunque el fenómeno y los síntomas puedan ser los mismos.

Un elevado porcentaje de las manifestaciones patológicas tiene origen en las etapas de planeamiento y proyecto. Las fallas de planeamiento y proyecto son en general más graves que las fallas de calidad de los materiales o de mala ejecución. Siempre es preferible invertir más tiempo en el detalle del diseño de la estructura, que por falta de previsión, tomar decisiones apresuradas y adaptadas durante la ejecución.

#### **2.2.4.- Causas.**

Los agentes causantes de los problemas patológicos pueden ser varios: cargas, variaciones de humedad, variaciones térmicas intrínsecas y extrínsecas al concreto, agentes biológicos, incompatibilidad de materiales, agentes atmosféricos y otros.

En el caso de una fisura en viga por la acción de momentos flectores, el agente causante es la carga, si no hubiera carga, no habría fisura cualquiera que fuera origen del problema. En el caso de fisuras verticales en vigas pueden ser los agentes causantes tanto las variaciones de humedad-retracción hidráulica por falta de curado como gradientes térmicos resultantes del calor de hidratación del cemento, o movimientos térmicos resultantes de variaciones diarias y anuales de temperatura ambiente. Evidentemente, a cada causa corresponderá una terapia más adecuada y más duradera.

#### **2.2.5.- Consecuencias y oportunidad de la intervención.**

Según Sitter (1984). Comité Europeo del Concreto (CEB) International union of laboratories and experts in construction materials, systems and structures (RILEM), un buen diagnóstico se completa con algunas consideraciones sobre las consecuencias del problema en el comportamiento general de la estructura, es decir, un pronóstico de la situación. De forma general, se acostumbra a separar las consideraciones en dos tipos: las que afectan las condiciones de seguridad de la estructura (asociadas al estado límite último) y las que componen las condiciones de higiene, estética, etc., es decir, las denominadas condiciones de servicio y funcionamiento de la edificación (asociadas a los estados límites de utilización).

Una interpretación adecuada de cada uno de estos períodos o etapas de obra es la siguiente:

- **Proyecto:**

Toda medida tomada en el ámbito de diseño con el objetivo de aumentar la protección y durabilidad de la estructura, por ejemplo, aumentar el espesor del recubrimiento de la estructura, reducir la relación agua/cemento del concreto, especificar tratamientos protectores superficiales, escoger detalles constructivos adecuados, especificar cementos, aditivos y adiciones con características especiales.

- **Ejecución:**

Toda medida fuera del proyecto, tomada durante la ejecución propiamente dicha, incluyendo en ese periodo la obra recién construida, implica un costo cinco (5) veces superior al costo que se hubiese ocasionado si esta medida hubiera sido tomada en el ámbito de diseño, para lograr el mismo “grado” de protección y durabilidad de la estructura. Un ejemplo típico sería la decisión en obra de reducir la relación agua/cemento para aumentar la durabilidad del concreto y la protección de las armaduras.

La misma medida tomada durante el proyecto permitirá el redimensionamiento automático de la estructura, considerando un concreto de resistencia a compresión más elevada, de menor módulo de deformación, de menor deformación lenta y de mayores resistencias a bajas edades. Estas nuevas características del concreto traerán la reducción de las dimensiones de los elementos estructurales, ahorros en encofrados, reducción de cuantía de acero, reducción de volúmenes y peso propio, etc. Esta medida tomada en obra, a pesar de ser eficaz y oportuna desde el punto de vista de la durabilidad, ya no propicia alteraciones que mejoren los elementos

estructurales que fueron antes definidos en el diseño estructural y por lo tanto puede representar un costo cinco (5) veces mayor.

- **Mantenimiento Preventivo:**

Toda medida tomada con antelación y previsión, durante el periodo de uso y mantenimiento de la estructura, puede ser asociada a un costo cinco (5) veces menor que aquel necesario para la corrección de los problemas generados a partir de una intervención no prevista tomada ante una manifestación explícita e irreversible de patología. Al mismo tiempo estará asociada a un costo veinticinco (25) veces superior a aquel que habría ocasionado una decisión de proyecto para la obtención del mismo “grado” de protección y durabilidad de la estructura. Como ejemplo puede ser citado la eliminación del moho ácido y la limpieza de la fachada, pinturas con barnices hidrofugantes, goteras, y otras medidas de protección.

- **Mantenimiento correctivo:**

Corresponde a los trabajos de diagnóstico, pronóstico, reparación y protección de las estructuras que ya presentan manifestaciones patológicas, es decir, corrección de problemas evidentes. A estas actividades se les puede asociar un costo ciento veinticinco (125) veces superior al costo de las medidas que podrían haber sido tomadas en el ámbito de proyecto y que redundarían en el mismo “grado” de protección y durabilidad que se estime de la obra a partir de la corrección.

### **2.2.6.- Terapia.**

Las medidas terapéuticas de corrección de los problemas pueden tanto incluir pequeñas reparaciones localizadas, como una recuperación generalizada de la estructura, o refuerzos de los cimientos, columnas, vigas o losas. Es siempre recomendable, que después de cualquiera de las intervenciones citadas, sean tomadas medidas de protección de la escritura, con la implantación de un programa de mantenimiento periódico. Este programa de mantenimiento debe tener en cuenta la vida útil prevista, la agresividad de las condiciones ambientales de exposición y la naturaleza de los materiales, y medidas protectoras adoptadas.

### **2.2.7.- Procedimiento.**

La selección de los materiales y la técnica de corrección a ser empleada dependen del diagnóstico del problema, de las características de la zona a ser corregida y de las exigencias de funcionamiento del elemento que va a ser objeto de la corrección. Por ejemplo: en los casos de los elementos estructurales que necesitan ser colocados en carga después de algunas horas de la corrección puede ser necesario y conveniente, utilizar sistemas de base epoxi o poliéster. En los casos de plazos algo más prolongados (días), pudiera ser conveniente utilizar morteros, y en condiciones normales de sollicitación (después de veintiocho días) los materiales podrían ser morteros y concretos correctamente dosificados.

### 2.3.- Principios básicos para el reconocimiento de una patología estructural.

Para iniciar cualquier tipo de investigación patológica a una estructura siempre se deben tener presentes los antecedentes históricos de la misma. Estos antecedentes permitirán a los investigadores tener una idea más clara de cuáles son las causas por las que se pueda estar presentando dicha patología en la estructura. A continuación se hace referencia a los aspectos que se deben tener claros al iniciar un estudio patológico.

- **Sismos:** Son los movimientos telúricos ocurridos durante la vida útil de la estructura. Consisten en la liberación repentina de la energía acumulada en la corteza terrestre en forma de ondas que se propagan en todas direcciones. Uno de los factores determinantes de la vulnerabilidad reside en la insuficiente ductilidad de las estructuras, es decir, su comportamiento frágil frente a los sismos.
- **Proceso constructivo:** Dependiendo de la forma en que estén dispuestos todos los elementos que componen el sistema estructural primario de las edificaciones, se logrará una forma más acertada diagnosticar las causas y de igual forma dar las recomendaciones para el tipo de intervención que se le deba realizar a la estructura afectada.
- **Estado de los materiales:** En la calidad y la forma de como sea su composición se podrá determinar por medio de modelación y cálculos matemáticos los parámetros mínimos de resistencia que tiene la estructura. Dependiendo de su uso, además deberán satisfacer otros

requisitos tales como la dureza, la resistencia mecánica, la resistencia al fuego, o la facilidad de limpieza.

- **Entorno:** Depende de la geografía, topografía, características ambientales donde se encuentra ubicada la estructura y de todo su alrededor, el que permita que por diferentes causas (físicas, mecánicas o químicas) se puedan estar presentando los síntomas para lo cual se deba realizar una patología estructural.

### 2.3.1.- Niveles de riesgo.

Los niveles de riesgo son indicadores que permiten de primera mano tomar las medidas de seguridad necesarias, para que la integridad de quienes habitan las estructuras afectadas no se vea involucrada y de igual forma su funcionamiento dependiendo de sus características. Estos indicadores pueden determinarse por medio de colores, letras o números dependiendo del tipo o lugar donde se lleve a cabo la investigación o estudio patológico. De esta manera podemos identificar tres niveles de riesgo para una estructura de concreto reforzado:

- **Nivel de riesgo bajo:** Cuando la vulnerabilidad sísmica de la estructura no se ha visto afectada de forma significativa después de un evento o por la afectación directa o indirecta de algún agente externo o interno y que no representa un daño o peligro de colapso para la integridad del sistema estructural. Este nivel de riesgo se puede manifestar en pequeñas fisuras en los elementos de concreto y que muchas veces no se pueden percibir a simple vista.

- **Nivel de riesgo medio:** Sucede cuando la estructura afectada muestra síntomas o signos puntuales, con fisuras o pérdida de recubrimientos que se pueden percibir a simple vista, las cuales pueden comprometer de una manera no muy significativa pero que de igual forma son importantes el sistema estructural de la edificación. En este caso las edificaciones pueden ser utilizadas pero bajo medidas de tratamiento y supervisión.
- **Nivel de riesgo alto:** Este se da cuando las a las estructuras después de un evento sísmico o después de una grave lesión por causa de alguna patología severa, se le producen desprendimientos parciales o totales de materiales, dejando al descubierto el refuerzo, también se presentan pandeos o deformaciones en los elementos. En este caso se recomienda de forma inmediata el desalojo de las estructuras afectadas puesto que su sistema estructural primario esta tan afectado que en cualquier momento se puede presentar un colapso.

#### **2.4.- Importancia de la Patología Estructural.**

La patología de la construcción está íntimamente ligada y de forma inversa a la calidad y si bien en esta última se ha avanzado mucho y se continúa progresando cada vez más no por esto los casos patológicos han disminuido en la misma proporción, aunque, es verdad que el descenso ha sido muy notable. Es realmente difícil conocer la situación actual del problema patológico estructural debido a que, así como los éxitos siempre se lanzan a los cuatro vientos, los fracasos se arropan, se guardan y se procura evitar su trascendencia.

Ocurre con frecuencia que a muchos de los defectos o lesiones que presentan las estructuras se les da poca importancia y, por lo tanto, no llegan a formar parte de las estadísticas debido a que el propio constructor los corrige, los cubre o los encubre. Indiscutiblemente, la fortaleza y durabilidad de una estructura, al igual que la de un ser vivo va a depender de los cuidados que se hayan tenido con ella no sólo durante su gestión o proyecto, sino también, durante su crecimiento o construcción y posteriormente durante el resto de su vida o mantenimiento.

La obra al igual que el ser vivo, se encuentra sometida a la acción del calor, de la humedad, de los vientos, etc. Pero también tiene que soportar unas acciones de tipo mecánico que pueden fatigarla e incluso lastimarla. Por consiguiente, los cuidados y la vigilancia, si bien son importantísimos durante su crecimiento o construcción y de ellos dependerá mucho la vida de la obra, no hay que pensar que terminan con la realización de la misma, sino que luego hay que seguir prodigándolos.

## **2.5.- Patologías en las Edificaciones.**

La diversidad de patologías que se manifiestan en las edificaciones es infinita; además de ser un tema muy complejo. Difícilmente se logra determinar con precisión, las causas o motivos de muchas de las manifestaciones que presentan las estructuras; en muchos casos ni siquiera la experiencia de un experto es suficiente para dar una respuesta totalmente certera. Por ejemplo, las causas de aparición de una grieta en una edificación, pueden ser múltiples; algunas veces es posible identificarlas fácilmente, pero otras veces no lo es.

Una manera sencilla de clasificar las patologías que se presentan en las edificaciones, es subdividiéndolas según su causa de origen. De acuerdo a esto, las patologías pueden aparecer por tres motivos: Defectos, Daños o Deterioro.

Las patologías que aparecen por Defectos, son aquellas relacionadas con las características intrínsecas de la estructura, son los efectos que surgen en la edificación producto de un mal diseño, una errada configuración estructural, una construcción mal elaborada, o un empleo de materiales deficientes o inapropiados para la obra. Para evitar los defectos en las edificaciones, es necesaria la intervención de personal capacitado y honrado durante la elaboración y ejecución del proyecto. Es decir, estas patologías deben ser evitadas, controladas y corregidas por personas expertas. Un defecto en la edificación, puede traducirse en altas vulnerabilidades, dejando la estructura expuesta a sufrir daños y deterioros de magnitudes incalculables.

Las patologías causadas por Daños, son las que se manifiestan durante y/o luego de la incidencia de una fuerza o agente externo a la edificación. Los daños pueden ser producto de la ocurrencia de un evento natural, como un sismo, una inundación, un derrumbe, entre otros. Pero también pueden aparecer daños en las estructuras causados por el uso inadecuado de las mismas, por ejemplo el caso en el que la edificación es obligada a soportar un peso superior al que fue concebido inicialmente (sobrecarga). Los daños muchas veces son inevitables, pero se pueden disminuir; no podemos impedir que ocurra un evento natural, pero sí podemos hacer que éste no se convierta en un desastre. Se deben concebir estructuras menos vulnerables, evitando los defectos en el diseño, materiales y construcción, seleccionando

la ubicación adecuada para la edificación, respetando los criterios de diseño, y muy especialmente, empleando un poco el sentido común.

Otro origen de las patologías, puede ser el Deterioro de la edificación. Las obras generalmente se diseñan para que funcionen durante una vida útil, pero con el transcurrir del tiempo, la estructura va presentando manifestaciones que deben ser atendidas con prontitud. La exposición al medio ambiente, los ciclos continuos de lluvia y sol, el contacto con sustancias químicas presentes en el agua, en el aire, en el entorno; hacen que la estructura se debilite continuamente. Por esta razón es de vital importancia para las edificaciones, un adecuado y permanente mantenimiento, que ayuda a prevenir el deterioro normal e inevitable causado por el tiempo.

### **2.5.1.- Patologías causadas por defectos.**

Un elevado porcentaje de las manifestaciones patológicas, tienen origen en las etapas de planeamiento y proyecto. Las fallas de planeamiento y proyecto son en general más graves que las fallas de calidad de los materiales o de mala ejecución. Es siempre preferible invertir más tiempo en el detalle del diseño de la estructura, que por falta de previsión tomar decisiones apresuradas y adaptadas durante la ejecución.

Las fases de diseño y construcción son cruciales en la permanencia, durabilidad y conservación de la edificación durante su vida útil, son fases determinantes en el comportamiento de la estructura cuando sea sometida a fuerzas externas, como las impuestas por los sismos, o a cualquier otra carga adicional e imprevista que pueda presentarse.

Debido a que las fuerzas sísmicas son las que inciden con mayor impacto sobre las estructuras, y son las que han causado mayores daños en edificaciones escolares a nivel mundial, nos enfocaremos en el estudio de los efectos que producen los eventos de esta naturaleza, los eventos sísmicos; así como en las consideraciones necesarias para elaborar un apropiado diseño de estructuras sismorresistentes.

En términos generales, las cualidades de un buen diseño sismorresistente se pueden resumir en:

- Una configuración estructural apropiada y buena disposición de la tabiquería.
- Una selección adecuada del tipo de análisis estructural, que conlleve a resultados realistas y evidencie las zonas críticas de la estructura.
- Un dimensionamiento detallado que suministre a la estructura suficiente capacidad de absorción y disposición de energía.
- Un sistema de fundaciones que garantice la estabilidad general y la transmisión eficaz de las cargas al suelo.
- Una utilización de materiales de primera calidad.
- Una ejecución de la obra debidamente controlada por una inspección honesta e inteligente.

### **2.5.1.1.- Defectos en la Construcción del Proyecto:**

Generalmente, la principal causa de defectos en la construcción, se debe a la falta de personal calificado en las fases que comprende la ejecución del proyecto. Muchas veces el desconocimiento, la negligencia, la falta de supervisión y control, la escasez de mano de obra especializada o la rapidez exigida para el cumplimiento de los trabajos, impiden la correcta ejecución de las obras, afectando negativamente el resultado final y originando consecuencias que pueden llegar a ser inaceptables.

Todos los individuos involucrados en el proceso constructivo (operadores, maestro de obras, inspectores...) pueden con sus actos o decisiones, afectar el grado de calidad de una construcción.

Comúnmente los daños generados por defectos en la construcción, se originan por:

- Errores en el replanteo.
- Modificaciones del proyecto.
- Incumplimiento de las normativas.
- Falta de definición del proyecto.
- Modificaciones en los materiales.

Algunos de los incontables errores que pueden cometerse en la fase de construcción de una estructura, se presentan en las siguientes tablas:

**Tabla N°1. Errores en la fase de replanteo de la obra.**

<b>Defecto</b>	<b>Daño</b>
<p>Colocación de las columnas en la posición incorrecta:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuando se coloca el acero de la columna en la cara opuesta a la estimada en el proyecto.</li> <li>• Cuando las columnas se colocan giradas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conlleva a modificaciones de las inercias.</li> <li>• Las columnas tendrán resistencias inferiores a la prevista.</li> </ul>
<p>Falta de alineación vertical:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuando el centro de una columna queda desviado con respecto al centro de su columna superior.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Genera excentricidades que pueden causar graves problemas en el comportamiento sísmico de la estructura.</li> </ul>

**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

**Tabla N°2. Errores en la fase de encofrado y colocación de armaduras.**

<b>Defecto</b>	<b>Daño</b>
<p>Recubrimiento excesivo o insuficiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Exceso de recubrimiento en vigas o columnas.</li> <li>• Recubrimiento insuficiente.</li> </ul>	<p>Conlleva a la corrosión del acero:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• El concreto sufrirá mayores retracciones, que en ocasiones pueden llegar a romperlo, dejando expuesto al acero.</li> <li>• El acero se encontrará expuesto a las acciones agresivas del medio ambiente.</li> </ul>
<p>Insuficiente longitud de anclaje o falta de ganchos en vigas de extremos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La barra de acero se desliza en el concreto.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pueden aparecer pequeñas fisuras verticales en la parte superior de la viga, cerca del encuentro con la columna. existe riesgo de inestabilidad al no colaborar el acero y el concreto.</li> </ul>
<p>Separación inadecuada del acero longitudinal:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuando las barras de acero no están suficientemente separadas entre sí.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La armadura muy junta no permite el paso fluido del concreto a través de la misma, lo que ocasiona una mala distribución de los elementos del concreto y por lo tanto, una distribución inadecuada de la resistencia.</li> </ul>
<p>Falta de acero de retracción:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuando no se colocan mallas de acero en losas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se producen grietas producto de cambios de temperatura y retracción del concreto.</li> </ul>

**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

**Tabla N°3: Errores en la fase del vaciado del concreto.**

<b>Defecto</b>	<b>Daño</b>
Vibrado insuficiente del concreto: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se producen vacíos en el concreto que limitan su adherencia con el acero y no garantizan una distribución uniforme de la mezcla.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Resistencia heterogénea dentro del mismo elemento.</li> <li>• Incide en la deformación y ayuda a la formación de grietas.</li> <li>• Facilita la entrada de agua y humedad.</li> </ul>
Mezcla de concreto inadecuada: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Concreto de mala calidad, concreto defectuoso, exceso de agua, empleo de aditivos perjudiciales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Disminuye la resistencia del elemento.</li> <li>• Se producen vacíos en el interior del elemento.               <ul style="list-style-type: none"> <li>• Falta de adherencia.</li> </ul> </li> <li>• Facilita la corrosión de la armadura.</li> </ul>
Curado defectuoso del concreto.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Provoca fisuras, falta de adherencia y resistencia del concreto.               <ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumenta los asentamientos.</li> <li>• Aumenta la retracción.</li> </ul> </li> </ul>
Encofrado y desencofrado: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cuando se mueve el encofrado durante el fraguado del concreto.</li> <li>• Cuando el desencofrado es inadecuado.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Se originan fisuras longitudinales en las vigas, más abiertas en la parte superior, y que se van cerrando a medida que desciende.</li> <li>• Si se desencofra prematuramente, se producen mayores deformaciones.</li> </ul>

**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

**Tabla N°4: Errores en la construcción de estructuras de acero.**

<b>Defecto</b>	<b>Daño</b>
Inadecuada protección del acero: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Falta de recubrimiento o material protector del acero (pinturas).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Expone a los elementos de acero a los efectos del agua, aire, intemperie en general; ocasionando su corrosión, que conlleva a la disminución de su resistencia.</li> </ul>
Defectos en las uniones: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Soldaduras defectuosas (grietas, mordeduras, discontinuidad, burbujas, impurezas, etc.).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Puede ocasionar grandes problemas en las estructuras, ya que las uniones representan un elemento fundamental.               <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desplazamientos indeseados, disminución de la capacidad de resistencia, colapso total o parcial de la estructura.</li> </ul> </li> </ul>

**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009)**

**Tabla N°5: Errores en la construcción de elementos no estructurales.**

<b>Defecto</b>	<b>Daño</b>
Anclaje inapropiado: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Paredes, puertas y ventanas no ancladas adecuadamente a la estructura.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desprendimiento de los elementos mal anclados.</li> </ul>
Incorrecta ejecución de los techos: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Colocación de pendientes y solapes inadecuados.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pueden ocasionar filtraciones de agua, conllevando a daños importantes.</li> </ul>
Ubicación inapropiada de instalaciones: <ul style="list-style-type: none"> <li>• A veces se comete el error de perforar vigas o columnas para colocar instalaciones u otros elementos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Afecta la resistencia del concreto y de las armaduras de acero.</li> <li>• Causa deformaciones y redistribuciones de esfuerzos.</li> </ul>

**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

### **2.5.1.2.- Defectos en los materiales de construcción:**

Los materiales a utilizar en la construcción, en especial de edificaciones importantes, deben ser materiales óptimos, que cumplan con requisitos mínimos de calidad, que sean apropiados para resistir las cargas de diseño y las condiciones del medio ambiente, que perduren en el tiempo durante la vida útil de la obra, que no sean culpables de fallas en las estructuras.

Muchas veces por criterios económicos o falta de ética profesional, se emplean materiales inapropiados en la construcción de edificaciones esenciales, poniendo en riesgo la integridad de la estructura y de sus ocupantes.

Todos los materiales y elementos constructivos, deben llegar a la obra en su estado correcto, de manera que posean todas las características físicas, mecánicas y químicas que se les presuponen, ya que éstas serán absolutamente necesarias para que cumpla correctamente la misión que se les va a asignar en la edificación.

Si alguna de las características del material no es la apropiada, resultará más fácil que aparezca alguna lesión o patología en el elemento, y por lo tanto, su durabilidad será menor.

Los posibles defectos en los materiales de construcción, son innumerables. A manera de ejemplo se expondrán algunos aspectos para evitar defectos en el material más empleado en las construcciones venezolanas: el concreto.

#### **2.5.1.3.- Defectos en el diseño del proyecto:**

Muchas veces el diseño errado de una edificación, puede ser el principal causante de sus fallas, especialmente cuando la estructura es sorprendida por la acción de un evento sísmico. Una buena configuración estructural, desarrolla un papel muy relevante en la determinación de vulnerabilidad de toda la estructura, ofreciendo condiciones y características que permiten el comportamiento adecuado de la misma en casos de ocurrencia de los eventos desastrosos más impactantes sobre las mismas, que son los sismos.

Una configuración y diseño inapropiados, hacen que la estructura sea más vulnerable, presentando debilidades conceptuales que serán severamente penalizadas cuando ocurra un sismo de magnitud considerable.

La configuración y diseño de una edificación está relacionada con la forma, el tipo, la disposición, la resistencia, la geometría, la fragmentación, entre otros aspectos que puedan presentar los diferentes elementos estructurales o la edificación completa, como estructura global.

Los principales problemas encontrados en el diseño y configuración de las estructuras, se relacionan con asimetrías y cambios bruscos de dimensiones, masas, rigideces y flexibilidades.

No existe una forma estructural ideal, pero sí existen ciertos principios básicos que pueden guiar un buen desempeño en cuanto a su configuración. Es importante destacar que existen condiciones necesarias, pero no suficientes para lograr una configuración y una forma estructural sana y adecuada.

Los 3 principios básicos que debe cumplir un diseño estructural para que se comporte adecuadamente ante la ocurrencia de un evento sísmico, son los siguientes:

- **La edificación debe ser lo más liviana posible:** Mientras más masa tiene el edificio, más elevadas serán las fuerzas de inercia que originan las sollicitaciones sísmicas.
- **La edificación debe ser suficientemente rígida y suficientemente dúctil:** La nueva filosofía es lograr edificaciones cada vez más rígidas, limitando el valor de las derivas de pisos.
- **La edificación debe ser sencilla y simétrica, tanto en planta como en altura:** Mientras más sencillas, simétricas y rectilíneas sean las estructuras, mayor será el grado de confiabilidad de las mismas cuando sean castigadas por algún movimiento sísmico.

#### **2.5.1.4.- Estructuras con irregularidades verticales:**

Un ejemplo de irregularidad vertical en una edificación, pueden ser los cambios bruscos de masa, de dimensiones, de rigidez, a lo largo de su altura; recordando que siempre deben preferirse estructuras simples, simétricas, no muy esbeltas, y que a simple vista no parezcan inestables.

Se recomienda concentrar los elementos más pesados de la edificación, cerca del suelo; ya que las aceleraciones de respuesta de una estructura ante un sismo, van incrementándose con la altura de la misma.

Las irregularidades verticales aumentan la susceptibilidad al volcamiento e incrementan y redistribuyen los esfuerzos sobre los distintos elementos estructurales.

#### **2.5.1.5.- Columnas débiles:**

Una columna se considera débil cuando tiene configuración de “columna corta” (columna parcialmente arriostrada por algún elemento rígido), o cuando su resistencia es inferior a la resistencia de las vigas que se apoyan en ella.

En un diseño sismorresistente adecuado, se debe garantizar que las columnas sean más fuertes que las vigas, y no el caso contrario. De esta manera, se prefiere que de ocurrir una falla, esta se genere en las vigas y no en las columnas.

Columnas débiles, conllevan a pisos débiles; falta de paredes o muros en una planta, conlleva a un piso débil; irregularidades en el terreno sin el adecuado diseño para cada columna, conlleva también a columnas débiles.

La falla principal de las columnas y pisos débiles, es que se excede la resistencia por cortante, antes que por flexión. En casos de sismos o sobrecargas, se originan severos daños en la edificación, generalmente la inutilización y/o colapso de la misma.

### **2.5.2.- Patologías causadas por daños.**

Los tipos de falla más importantes que se han registrado en estructuras de concreto armado, han surgido con la ocurrencia de eventos sísmicos en distintas localidades del mundo. Para entender el comportamiento sísmico de las estructuras, es necesario identificar las características que han conducido a las fallas y a los buenos comportamientos estructurales, así como también es importante el análisis de los distintos tipos de daños y de las causas que los han originado.

Por lo general las fallas presentadas en las edificaciones durante eventos sísmicos, se originan producto de los defectos en el diseño y configuración estructural, así como en los errores durante la construcción de la obra y el empleo de materiales inapropiados para la edificación. Los principales daños estructurales que ocurren durante un sismo, pueden deberse a:

- Vigas y columnas con grandes esfuerzos de cortante y de tensión.
- Entrepisos sin adecuada resistencia al corte.
- Conexiones viga-columna con fallas de adherencia.
- Muros de cortante con grandes esfuerzos.
- Asimetrías que causan efectos torsionales.
- Golpeteo entre edificios.
- Variaciones bruscas de rigidez a lo largo de la altura de la edificación.
- Amplificación de los desplazamientos en pisos superiores.
- Grandes esfuerzos causados por presencia de columnas cortas.

#### **2.5.2.1.- Vigas y columnas con grandes esfuerzos de cortante y de tensión:**

Las edificaciones deben contar con una capacidad de deformación suficiente para soportar las fuerzas sísmicas, sin que esto afecte su resistencia.

Cuando la edificación presenta una respuesta sísmica dúctil, es capaz de soportar elevadas deformaciones.

El acero proporciona ductilidad a la estructura. Se debe colocar el acero transversal (estribos) necesario y estrechamente separado, ya que los estribos sirven para mantener confinado al concreto, y cuando éstos son insuficientes el concreto se desconcha, se astilla, y el acero longitudinal se pandea, ocasionando la inestabilidad de la estructura.

Este tipo de fallas ocurren por la gran concentración de esfuerzos originados por las distintas cargas y fuerzas que induce el sismo.

Las fuerzas cortantes impuestas por los sismos, originan fallas por tensión diagonal. La manifestación típica es la formación de grietas inclinadas, en ángulos de aproximadamente  $45^\circ$ .

Cuando no hay suficiente acero transversal, o éste se encuentra muy separado, el concreto no tiene el confinamiento necesario y hay muy poca resistencia a la tensión diagonal.



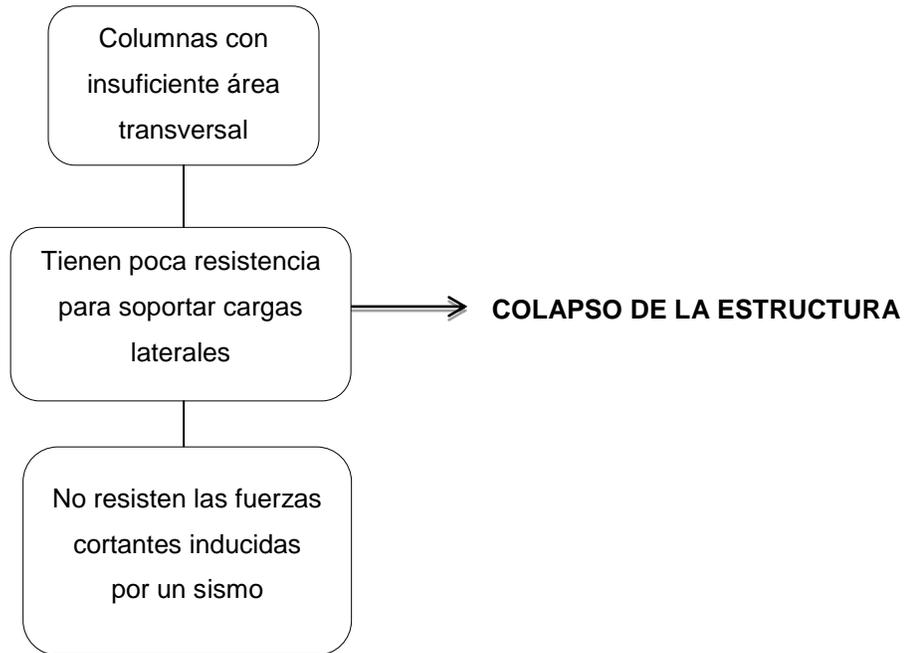
**Figura N°1. Colapso de las columnas, debido a la ausencia de estribos. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

Las vigas también pueden fallar por tensión diagonal provocada por las fuerzas sísmicas.

#### **2.5.2.2.- Falla causada por entrepisos que no poseen adecuada resistencia al corte:**

- El colapso de los edificios se debe generalmente a la poca resistencia que tienen las columnas para resistir cargas laterales.

- Las columnas deben tener un área transversal suficiente que les permitan resistir las fuerzas cortantes inducidas por los sismos.



- La ausencia de vigas en una de las direcciones hace que esta edificación escolar sea más rígida en un sentido que en el otro. A la hora de presentarse un sismo, este defecto de configuración estructural puede conllevar al colapso de la escuela.

### 2.5.2.3.- Conexiones viga-columna con falla de adherencia:

- En las conexiones entre los distintos elementos estructurales, se originan condiciones complejas y elevadas concentraciones de esfuerzos, que conducen a numerosos casos de falla.

- Las conexiones pueden fallar por la escasez de anclajes de refuerzo entre las columnas y las vigas.

#### 2.5.2.4.- Muros de cortante con grandes esfuerzos:

- Los muros de cortante tienen como función principal, resistir los esfuerzos producto de las fuerzas horizontales sísmicas.
- Las fallas suelen presentarse en la unión entre el muro y el piso o viga de apoyo.
- Los principales tipos de falla se presentan por cortante horizontal, cortante vertical o por vuelco.
- Se han observado grietas horizontales y desprendimiento del concreto en muros que han fallado durante sismos anteriores.

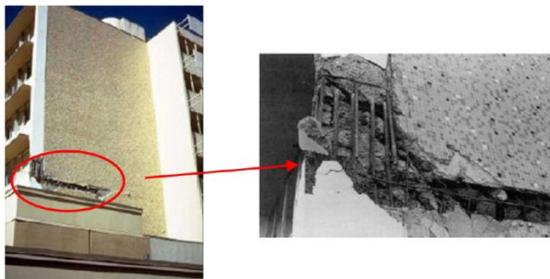


Figura N°2. Caída del concreto y grieta horizontal en muro de cortante. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

- También es posible que se presenten grietas en forma de X en las vigas donde se acoplan los muros de cortantes, o en los mismos

muros, producto de grandes demandas de ductilidad y elevadas fuerzas cortantes.

- Para evitar fallas por flexión o cortante, el diseño de los muros de cortantes debe contemplar una ductilidad suficiente para las fuerzas generadas por un sismo intenso.
- Los muros de cortantes deben colocarse de manera simétrica en la estructura para que tengan un comportamiento adecuado. Si se diseña una estructura con muros colocados asimétricamente, pueden originarse problemas de torsión por irregularidades en la rigidez.

#### **2.5.2.5.- Asimetrías que causan efectos torsionales:**

- Si el centro de masa de una estructura no coincide con el centro de rigidez, se originan efectos de torsión, en los que el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, causando incrementos excesivos en las fuerzas laterales.
- Cuando los elementos estructurales están distribuidos asimétricamente en planta, se originan vibraciones torsionales ante las acciones sísmicas, generando fuerzas elevadas en los elementos de la periferia del edificio.
- La torsión es una de las principales causantes de daños por los sismos en las edificaciones y se deben generalmente, al desequilibrio en la distribución de rigideces en la edificación.

#### **2.5.2.6.- Variaciones bruscas de rigidez a lo largo de la altura de la edificación:**

- Con frecuencia se construyen las plantas bajas de los edificios con el mayor espacio posible para permitir el paso o estacionamiento de vehículos, sin colocar paredes; mientras que en los pisos superiores las paredes proporcionan confinamiento y aportan mayor rigidez.
- Esto hace que la planta baja posea una rigidez mucho menor a la de los pisos superiores; lo que conduce a grandes desplazamientos y concentración de daños en las columnas de ese nivel
- A esta situación se le conoce como “planta baja débil”, “planta baja libre” o “planta baja blanda”.
- En caso de un evento sísmico, las edificaciones con planta baja débil, tienden a presentar severos daños, que incluso se manifiestan con el colapso de la estructura.
- Deben evitarse discontinuidades en la rigidez, resistencia y ductilidad.
- Debe evitarse la presencia de masas innecesarias.
- Se recomienda continuar las paredes hasta la planta baja.
- Una manera de ayudar a contrarrestar el problema de plantas débiles, es colocando elementos de acero en forma de cruz, que aportan cierta ductilidad y resistencia lateral (Se les llama “Cruz de San Andrés”).

**2.5.2.7.- Grandes esfuerzos causados por presencia de columnas cortas:**

- Las columnas cortas se originan cuando algún elemento, comúnmente las paredes, se encuentra adosadas a las columnas, restringiéndolas hasta donde llega la altura de las paredes.
- Se provocan concentraciones de fuerza cortante en los extremos libres de las columnas, que tienden a fallar frágilmente por cortante.
- Las columnas que se encuentran restringidas, adquieren mucha más rigidez en comparación con las demás columnas que no están confinadas ni restringidas en ninguno de sus lados. Por lo tanto, se generan elevados esfuerzos de corte en la columna corta, ocasionando consecuencias desastrosas.
- Ante la insuficiente ductilidad de la columna corta, la falla se genera por tensión diagonal producida por elevados esfuerzos cortantes.
- La columna corta es más frágil que las demás columnas no restringidas parcialmente, debido a que su longitud deformable es más limitada.



**Figura N°3. Falla típica de columna corta (Instituciones educativas venezolanas). Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

- Es por lo tanto recomendable no adosar directamente las paredes a las columnas, sino dejar un espacio libre entre ellas, o colocando algún tipo de junta que le permita a la columna deformarse libremente, permitiéndole trabajar dúctilmente en el momento de algún movimiento sísmico. (Debe fijarse muy bien las paredes a la viga superior, inferior o a ambas).
- En caso de colocar paredes adosadas a las columnas, debe hacerse a lo largo de toda su longitud.

### **2.5.3.- Patologías causadas por deterioro.**

Muchas de las lesiones que pueden encontrarse en las edificaciones son producto del transcurrir del tiempo, de la acción del medio ambiente; la exposición de una estructura a través del tiempo al aire, al agua, al sol, a la intemperie, puede causar efectos múltiples, entre los cuales pueden mencionarse:

- Humedades y filtraciones en paredes, techos, losas y otros elementos.
- Agrietamientos, descascaramientos e incluso desintegración, de elementos de madera, concreto y arcilla. Esto puede ocurrir cuando el elemento es expuesto a ciclos continuos de agua y sol.
- Descascaramiento y desintegración de elementos metálicos, producto de la corrosión de los mismos al estar expuestos al aire libre.
- La variación de temperatura y humedad ambiental originan cambios en el volumen de los materiales; estos cambios se manifiestan como contracciones y/o expansiones que pueden agrietar el elemento e incidir en su integridad.
- Asentamientos producto de la consolidación del terreno. Estos asentamientos se manifiestan generalmente, con agrietamientos de los elementos de la estructuras.



**Figura N°4. Filtraciones que causan humedad en techo de escuela venezolana. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

La sintomatología que presenta una estructura, puede ser indicativo de fallas en su seguridad o en su durabilidad. Las estructuras de concreto armado son capaces de presentar numerosos tipos de problemas, que muchas veces pueden ser peligrosos y difíciles de reparar. Las fisuras y grietas son lesiones muy comunes en estructuras de concreto armado, sus causas de origen son múltiples, al igual que sus niveles de daño para la estructura. Por ser una de las patologías más observadas, y por ser el concreto armado el material más empleado en Venezuela, se presenta a continuación un resumen de los agrietamientos, sus causas de aparición, la manera de reconocerlos y las posibles soluciones.

#### **2.5.3.1.- Fisuras y Grietas:**

Las fisuras en el concreto se atribuyen a múltiples causas y pueden sólo afectar la apariencia de una edificación, pero también pueden ser indicadoras de fallas estructurales significativas. Las fisuras pueden representar la totalidad del daño, pero también pueden señalar problemas de mayor magnitud. Su importancia depende del tipo de estructura, como así también de la naturaleza de la fisuración.

Las fisuras sólo pueden repararse correctamente si se conocen sus causas de origen y si los procedimientos de reparación seleccionados son adecuados para dichas causas; en caso contrario, las reparaciones durarán poco tiempo. Una correcta reparación, ataca no sólo la fisura como tal, sino también las causas del problema.

Debido a la complejidad que caracteriza el tema de las fisuras en estructuras, es recomendable siempre la consulta e intervención de personas con experiencia, que ayuden a solucionar estas patologías de la mejor

manera posible. Las fisuras son roturas de distintas longitudes, espesores y profundidades, que aparecen en los elementos de concreto armado, y se manifiestan externamente con un desarrollo lineal.

Las causas de origen de una fisura pueden ser múltiples. Entre ellas destacan: curado deficiente del concreto, retracción, variaciones térmicas, ataque químico, cargas externas, cargas excesivas, errores en la ejecución, errores en la concepción del diseño, asentamientos, entre otros.

## **2.6.- Fisuras causadas por problemas en el concreto.**

Se originan durante el proceso de fraguado (secado) del concreto. Están relacionadas con defectos en la fabricación o puesta en obra de la mezcla del concreto, el medio ambiente y el transcurrir del tiempo influyen en la evolución y comportamiento de estas lesiones. Son fisuras prácticamente naturales en las edificaciones. Pueden ser reparadas con tratamientos superficiales, como sellados e inyecciones de resinas (siempre y cuando no sea muy tarde).

- **Grado de importancia: No** son grietas estructurales. Deben tenerse en cuenta porque pueden facilitar la corrosión de las armaduras, o perdurar en el tiempo, pero en sí no representan un riesgo estructural.

**Tabla N°6. Fisuras por problemas en el concreto.**

<b>Causas</b>	<b>Características</b>	<b>Posible Solución</b>
Secado superficial del concreto.	Son fisuras pequeñas, de 2 a 4 centímetros de longitud.	Se evitan haciendo un buen curado del concreto, humedeciéndolo adecuadamente en el proceso de secado.
Acción del aire seco y/o del sol sobre el concreto mientras se seca.	Algunas pueden llegar hasta 10 centímetros. Generalmente aparecen en grupos, pueden formar como especies de nidos.  Aparecen durante las primeras horas de vaciado del concreto.	Por ser fisuras estéticas pueden ser selladas.

**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**



**Figura N°5. Apariencia típica de las fisuras por secado superficial del concreto.**  
**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

### **2.6.1.- Agrietamiento:**

Las causas del agrietamiento pueden ser muy variadas y su detección no siempre es fácil, sin embargo, el conocimiento de las mismas es importantísimo para saber por qué se ha producido a fin de poner remedios o aplicar una terapéutica adecuada.



Figura N°6. Columna que sufre de agrietamiento. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

#### 2.6.1.1.- Causas del agrietamiento:

- **Retracción:**

Se originan fisuras debidas a variaciones espontáneas del concreto en estado plástico. Se divide en: Hidráulica y térmica.

- **Retracción hidráulica:**

Es la variación de contracción del concreto, originados por tensiones de compresión locales que son consecuencias de la evaporación progresiva del agua de los poros del concreto que se encuentra en un ambiente seco, esta evaporación del agua es una de las causas frecuentes de grietas en el concreto. La retracción se relaciona con la relación agua-cemento.

- **Retracción térmica:**

El calor generado en la hidratación del cemento tiene influencia en la formación de fisuras, debido principalmente a la baja conductividad del concreto que hace que exista un gradiente térmico entre el interior de la masa y la superficie, dando lugar a un enfriamiento de las capas externas y

consecuentemente contracciones de las mismas, mientras el núcleo está aún caliente y dilatado.

<b>Tabla N°7. Fisuras por retracción.</b>		
<b>Causas</b>	<b>Características</b>	<b>Posible Solución</b>
La retracción.	Son frecuentes e importantes en zonas secas o con mucho sol.	No suelen tener riesgo estructural.
El concreto disminuye su volumen porque al fraguar se va evaporando el agua.	Aparecen tardíamente, en meses, incluso años.	Deben colocarse juntas de retracción que permitan expansiones y contracciones del concreto, especialmente en elementos de grandes superficies.
Este cambio volumétrico, si la estructura tiene las dimensiones limitadas, puede generar la fisuración del concreto.	Pueden tener formas de polígono irregular, pero también pueden aparecer paralelas unas a otras. Su longitud varía entre pocos milímetros y más de un metro, y su separación puede ser de pocos milímetros o de hasta 3 metros.	Colocar mallas de acero, que aportan el acero mínimo para evitar grietas por retracción y temperatura.
	Comienzan como fisuras de poca profundidad, pero pueden convertirse en fisuras cuya profundidad sea importante.	Las fisuras delgadas pueden cicatrizar, las gruesas se solucionan con inyecciones de resinas epoxi.

Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

### **2.6.2.- Variaciones de Temperatura:**

Es una causa importante y frecuente del desarrollo de grietas en el concreto. Pueden producirse por dilatación al calentarse el material o por retracción al enfriarse. En las obras de concreto, el calor puede tener dos

orígenes diferentes: el debido a las reacciones exotérmicas de hidratación del cemento y el debido al medio ambiente.

**Tabla N°8. Fisuras por cambios de temperatura.**

<b>Causas</b>	<b>Características</b>	<b>Posible Solución</b>
Los cambios de temperatura, ciclos de lluvia y secado, de frío y calor.	Se manifiestan como grietas en forma de telaraña.	Estas grietas son algo antiestéticas, pero por tratarse de grietas superficiales no afectan la integridad estructural del elemento.
Estas grietas se originan debido a la retracción de la capa superficial del concreto, mientras que el resto del concreto mantiene un volumen constante.	Se forma una especie de red de grietas muy delgadas y de poca profundidad (rara vez superior a 3mm) con poca separación entre ellas.	Si la grieta está estable (muerta), se reparan con inyecciones de resinas epóxicas o sellantes en seco, o haciendo ranuras y sellándolas. Para grietas activas (vivas) se recomienda consultar a expertos.
	Es común encontrar este tipo de agrietamientos aleatorios en elementos que están expuestos a la intemperie.	

**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**



**Figura N°7. Fisuras en muro causadas por la exposición a la intemperie. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

## **2.7.- Fisuras causadas por problemas con las armaduras.**

Se originan por problemas relacionados con el acero del concreto armado. Generalmente intervienen procesos corrosivos. Corresponden a patologías que pueden llegar a ser muy graves si no se corrigen a tiempo. Influyen los elementos agresivos del ambiente y la deficiente calidad del diseño o ejecución del proyecto. Cuando la lesión es antigua, se requiere la ayuda de expertos para corregir las fallas.

- **Grado de importancia:** Son grietas que generalmente, tienen incidencia estructural. La corrosión debe atenderse con tiempo suficiente para evitar la disminución de la resistencia del elemento. Los errores relacionados con las armaduras en la ejecución, deben ser necesariamente evitados.

### **2.7.1.- Entumecimiento:**

Se debe específicamente a la oxidación de las armaduras (corrosión), el aumento del volumen del acero, aproximadamente unas diez veces somete al concreto circundante a tracciones. Las fisuras que se originan son paralelas a las armaduras y permiten la propagación de la corrosión química.

Tabla N°9. Fisuras por entumecimiento.

Causas	Características	Posible Solución
<p>Corrosión en la armadura.</p> <p>Por escasez de recubrimiento, o por la falta de capacidad de protección del concreto. El agua penetra y se forma óxido, que va formando una capa sobre la armadura, la cual va creciendo y ejerciendo presión sobre el recubrimiento hasta romperlo y formar la grieta</p>	<p>Las fisuras aparecen de manera longitudinal a las barras de acero.</p> <p>Pueden llegar a tener grosores grandes (de hasta 1mm)</p> <p>Generalmente aparecen para las barras de las esquinas.</p> <p>Pueden provocar el descascamiento del concreto.</p>	<p>Detener la reacción química cortando los suministros de oxígeno o humedad. Usar concretos de baja permeabilidad. Aumentar el espesor del recubrimiento.</p> <p>Realizar un tratamiento anticorrosivo en los sectores afectados, sacando la capa de concreto que se encuentra floja, limpiando el acero para eliminar el óxido y colocando una capa anti óxido.</p>
<p>Cantidad inadecuada de armadura o mala disposición de la misma.</p>	<p>Se pueden generar fisuraciones excesivas y variadas en zonas donde esté ausente del acero.</p>	<p>Reforzamiento del elemento.</p> <p>Llamar a un experto.</p>

Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

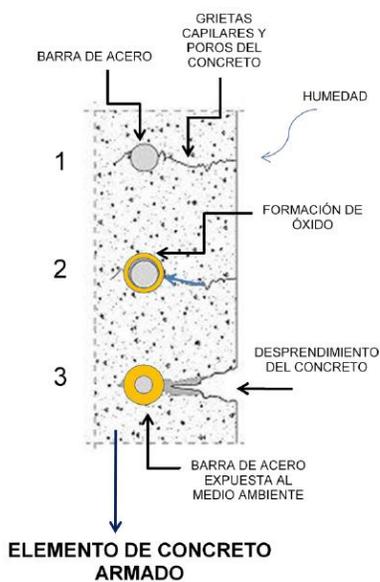


Figura N°8. Proceso de formación de grietas por corrosión del acero. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

## **2.8.- Fisuras causadas por fuerzas externas, problemas de diseño o de ejecución.**

Se originan por problemas o errores en el proyecto o en la ejecución de la estructura. También por la acción de cargas externas. Corresponden a patologías graves. Son grietas que pueden y deben evitarse con un diseño y uso adecuado de la estructura. Son fisuras que no pueden ser “maquilladas” o arregladas de manera superficial. Se hace necesaria la intervención de personal experto y calificado para la corrección y reparación de las fallas.

- **Grado de importancia:** Son grietas con importancia estructural. Se debe tener cuidado con estas fisuras, porque son síntomas de un mal comportamiento estructural.

### **2.8.1.- Exceso de carga:**

En el concreto endurecido, la causa fundamental por la que se producen grietas, es la sollicitación de los elementos estructurales más allá de su capacidad portante (presencia o acumulación de pesos no previstos en el cálculo). Este tipo de daños se presenta principalmente en vigas y losas y a veces se producen por corte cerca de los muros o de las columnas. La posición de las grietas permite a veces establecer claramente las causas originarias.

Tabla N°10. Fisuras por exceso de cargas.

Causas	Características	Posible Solución
Cargas excesivas. Flexión, compresión, tracción.	Son grietas que generalmente causan alarma. Pueden indicar que el concreto ha sobrepasado su capacidad resistente.	Se recomienda hacerle un seguimiento a la evolución de la fisura para corroborar si se trata o no de una situación de alarma. Es conveniente llamar a un experto para que realice la comprobación.

Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

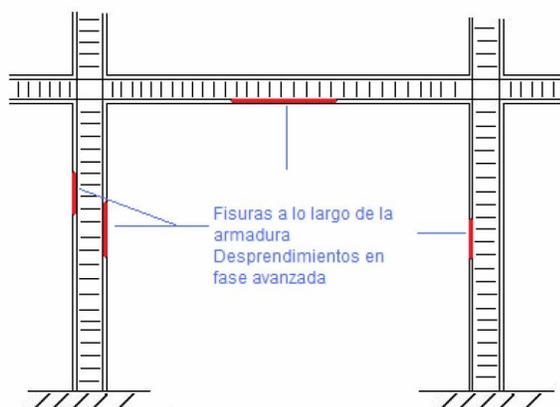


Figura N°9. Pórtico agrietado por exceso de carga. Fuente: Serrano, J y Silva, E (2010).

### 2.8.2.- Asentamientos:

Cuando una parte de un elemento o de una estructura se mueve verticalmente (asciende o desciende) respecto a otra adyacente, y lo hace con suficiente magnitud, se producen grietas usualmente por corte, como se muestra en la figura. Las causas pueden ser fundaciones mal hechas o defectos constructivos o de uso o problema por presencia de filtraciones, por arcillas expansivas.

Tabla N°11. Fisuras por asentamientos.

Causas	Características	Posible Solución
<p>Fisuras por asentamientos del terreno.</p> <p>Fundaciones mal diseñadas o mala compactación del terreno en uno de los apoyos, pueden provocar movimientos diferenciales excesivos.</p> <p>Si el movimiento es pequeño, el problema será estético. Si se produce un importante asentamiento diferencial, la estructura no sea capaz de redistribuir las cargas.</p>	<p>Se forman grietas cercanas a la columna cuyo apoyo se ha asentado, son fisuras inclinadas que apuntan hacia el lado del terreno que no se ha deformado.</p> <p>En casos más graves se puede observar la grieta y el descenso de la esquina.</p>	<p>Se necesita reforzar las fundaciones, es indispensable la intervención de ingenieros expertos.</p>

Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

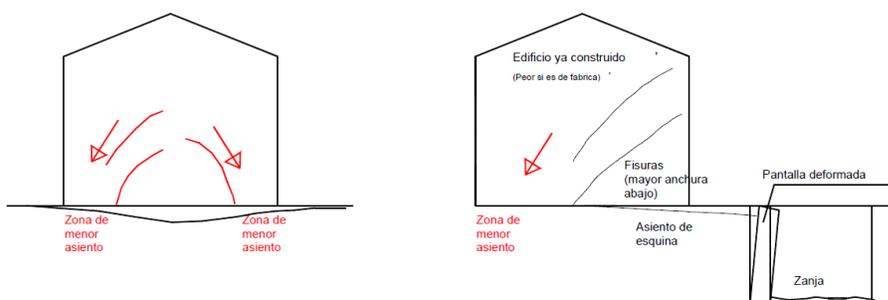


Figura N°10. Representación de asentamientos. Fuente: Serrano, J y Silva, E (2010).

### 2.8.3.- Fisuras por compresión:

El concreto sometido a la acción de esfuerzos de compresión simple puede figurarse si el valor del esfuerzo es suficiente para agrietarlo. Las fisuras de compresión son paralelas a la dirección del esfuerzo. Las fisuras pueden tener trazados diferentes a los indicados si la pieza está coaccionada de deformarse en determinadas zonas (aparecerán grietas con ángulos), es decir, cuando existe el efecto de zunchado en la parte superior e inferior de la misma ejercido por el rozamiento del concreto con los platos de la prensa,

que dan lugar a la aparición de esfuerzos cortantes que se combinan con los de compresión. En las columnas la aparición de fisuras de compresión es muy peligrosa siendo síntoma precursor de un hundimiento inmediato de la zona afectada. Las grietas de compresión empiezan a hacerse visibles con esfuerzos inferiores a los de rotura y van aumentando de forma continua.

<b>Tabla N°12. Fisuras por compresión.</b>		
<b>Causas</b>	<b>Características</b>	<b>Posible Solución</b>
<p>Fisuras de compresión.</p> <p>Se originan cuando el elemento está sometido a fuerzas que lo comprimen excesivamente.</p>	<p>Son peligrosas porque comúnmente aparecen en las columnas y evolucionan con rapidez.</p> <p>No son fáciles de identificar, generalmente aparecen varias fisuras agrupadas y en sentido vertical.</p> <p>Cuando ocurre pandeo de la columna, aparecen algunas fisuras horizontales y al lado de ellas, otras verticales.</p>	<p>Se debe consultar a expertos, ya que está comprometida la integridad de la estructura y de sus ocupantes. Los daños graves en columnas implican la inutilización de la edificación.</p>

Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

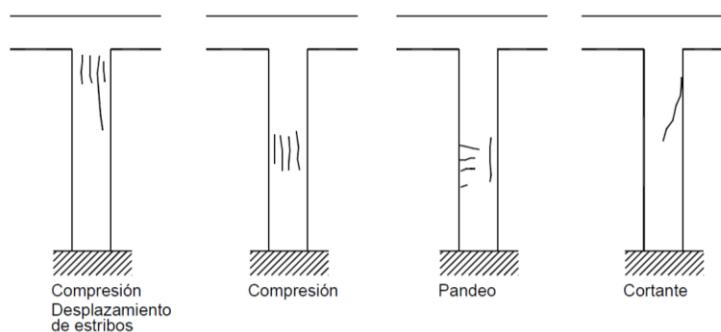


Figura N°11. Diferentes fisuras a compresión. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

#### 2.8.4.- Fisuras por flexión:

Las fisuras de flexión son las más conocidas y frecuentes en concreto armado, presentan diferentes formas según corresponda a flexión pura o flexión combinada con esfuerzos cortantes. En flexión simple. Las fisuras aparecen en las proximidades de las armaduras sometidas a tracción y progresan verticalmente buscando la línea neutra, a la vez que su anchura va disminuyendo y luego involucrarse buscando el punto de aplicación de las cargas y desapareciendo en la zona de compresión.

Si la flexión es compuesta; es muy posible que sea la fibra más comprimida la que primero sufra la fisuración. Las fisuras de flexión avisan con tiempo por lo que se pueden tomar medidas sobre las causas que la han motivado. Las fisuras de flexión suelen ser anchas y separadas si el acero que se emplea como armadura de tracción es ordinario, y son estrechas y abundantes cuando se usa acero corrugado.

**Tabla N°13. Fisuras por flexión.**

<b>Causas</b>	<b>Características</b>	<b>Posible Solución</b>
Fisuras por flexión. Son causadas por el exceso de carga en el elemento, que le origina una cierta flexión.	Inicialmente aparecen en la parte inferior de las vigas, luego evolucionan casi verticalmente y cuando llegan al centro de la viga, se curvean.	Se debe apuntalar el elemento y reforzarlo.
Al quitar la carga, generalmente desaparecen.	Evolucionan con lentitud. Generalmente aparecen varias y juntas entre sí.	Es indispensable llamar a un experto.

**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**

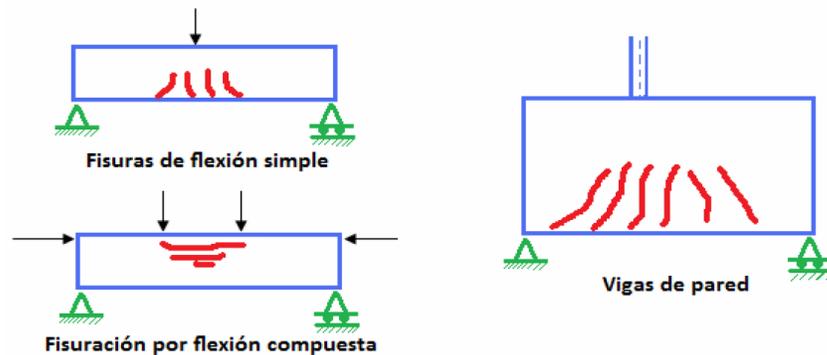


Figura N°12 .Fisuras a flexión. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

### 2.8.5.- Fisuras por corte:

En el caso de esfuerzos cortantes simples, como la resistencia a tracción es mucho menor que la compresión, las fisuras serán perpendiculares a la tensión de tracción. Las fisuras de cortante suelen aparecer en el alma de las vigas progresando hacia las armaduras para llegar finalmente hasta los puntos de aplicación de la carga con lo cual dividirán las piezas en dos partes.

En vigas de hormigón armado sometidas a cargas uniformes, las fisuras aparecen próximas a los apoyos, si los estribos o barras dobladas son de cuantía deficiente, como se muestra en la figura.

Tabla N°14. Fisuras por corte.

Causas	Características	Posible Solución
Fisuras por cortante.	Habitualmente aparecen luego de evento sísmicos.	Se debe evacuar inmediatamente la edificación.
Aparecen cuando la estructura es sometida a fuerzas cortantes, como las impuestas por un sismo.	Se presentan pocas, y casi siempre aparece una sola por cada elemento afectado. Evolucionan muy rápidamente, afectan la armadura.	Llamar urgentemente a expertos, bomberos y protección civil.
Son muy peligrosas.	Generalmente son grietas que forman un ángulo de 45°	Apuntalar y reforzar el elemento.

Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

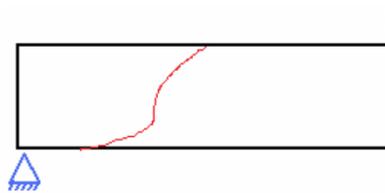


Figura N°13. Fisura por cortante de una viga. Fuente: Serrano, J y Silva, E (2010).



Figura N°14. Grieta por cortante en columna durante un evento sísmico. Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).

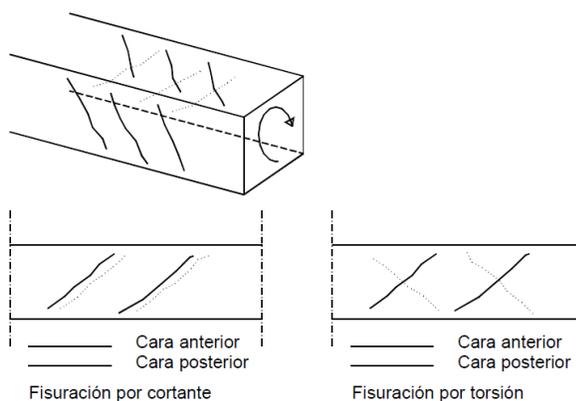
### 2.8.6.- Fisuras por torsión:

Los esfuerzos de torsión dan lugar a fisuras inclinadas a 45° que aparecen en las diferentes caras de las piezas. Este tipo de fisuras es

frecuente en estructuras de edificios cuando no se ha tenido en cuenta el efecto de torsión que se origina colocando las armaduras precisas para absorberlo. En general se les presta poca atención a los efectos de torsión.

<b>Tabla N°15. Fisuras por torsión.</b>		
<b>Causas</b>	<b>Características</b>	<b>Posible Solución</b>
Fisuras por torsión. Generadas cuando el elemento sufre efectos de torsión.	Se parecen a las fisuras por cortante. Se pueden distinguir por el sentido de inclinación que presenten en dos caras opuestas del elemento. Estas grietas se generan en un sentido en una cara de la viga, y en la cara opuesta se manifiestan en el sentido opuesto.	Igual que las fisuras por cortante.

**Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).**



**Figura N°15. Viga fisurada por torsión. Fuente: Serrano, J y Silva, E (2010).**

### **2.8.7.- Fisuras por tracción:**

La acción de esfuerzos de tracción axial origina fisuras que presentan superficies perpendiculares a la dirección del esfuerzo. Estas fisuras son poco frecuentes en el concreto armado por impedir las armaduras, sin embargo, cuando las deformaciones de éstas son importantes pueden

aparecer coincidiendo, en general, con el lugar donde están colocados los estribos aparecen de forma súbita y atraviesan toda la sección.

**Tabla N°16. Fisuras por tracción.**

<b>Causas</b>	<b>Características</b>	<b>Posible Solución</b>
Fisuras por tracción. Concentración de tensiones.	En las losas de entrepiso se pueden observar largas grietas a lo largo o ancho de la losa. En paredes se manifiestan como grietas inclinadas a partir de esquinas de dinteles de puertas y ventanas.	Llamar a un experto para conocer el nivel de peligrosidad.

Fuente: Astorga, A y Rivero, P (2009).



Figura N°16. Elemento fisurado a tracción. Fuente: Serrano, J y Silva, E (2010).

### 2.8.8.- Fisuras causadas por sismos:

Las fuerzas de sismo producen en los edificios vibraciones, aceleraciones y desplazamientos que pueden causar daños de variable gravedad, hasta provocar la ruina de la construcción, según las características estructurales y la intensidad del movimiento telúrico. Entre los daños ocasionados por sismos se pueden mencionar:

- Fisuración y caída de recubrimientos.
- Grandes desplazamientos laterales.
- Daño en el de los edificios.
- Impacto en edificios próximos.
- Aplastamiento y pandeo (global y local) de miembros comprimidos.
- Fallas por flexión y corte en columnas y muros.
- Desintegraciones en uniones defectuosas.
- Efectos torsores y de volcamiento.
- Derrumbe total o parcial de la edificación.
- Deslizamientos de suelos.
- Licuefacción del suelo de fundación.

## **2.9- Evaluación de las fisuras.**

La evaluación de fisuras es un procedimiento delicado que requiere de la experticia de personas capacitadas. Una incorrecta evaluación de una fisura conlleva a reparaciones inadecuadas y por lo tanto, al fracaso de los objetivos, que se traduce en edificaciones vulnerables, con riesgos de distintos niveles y altas exposiciones al ataque de sustancias, acciones, fuerzas y procesos que ocasionan innumerables problemas en las estructuras.

Sin embargo, personas no expertas en el tema pueden contribuir en gran parte con la identificación, control y solución de ciertos tipos de fisuras, así como en la elaboración y cumplimiento de planes preventivos y de mantenimiento de las edificaciones. Se debe tener en cuenta que es prácticamente imposible determinar con completa precisión, las causas y el porqué de las fisuras en las edificaciones de concreto armado; en todo caso,

siempre es conveniente contar con el apoyo e intervención de personas con experiencia en el tema. Es necesario llevar a cabo los siguientes pasos, como una aproximación muy general para la evaluación de fisuras y grietas:

1. Identificarlas ubicación, extensión y ancho de las fisuras, empleando un esquema de la estructura y rayando sobre él las ubicaciones. Identificar cualquier lesión, como descascaramientos, armaduras expuestas a la vista, deterioros superficiales y manchas de óxido.
2. Monitorear el movimiento de las fisuras, determinar si son fisuras vivas o muertas. Deben tomarse fotografías y compararlas con el tiempo, también pueden hacerse marcas sobre el elemento fisurado o a través de aparatos especializados.
3. Se deberían revisar los planos, especificaciones y registros de construcción y mantenimiento para conocer la disposición de las armaduras originales, el espesor y la calidad del concreto. Estimar si existe algún error en el diseño o ejecución del proyecto.
4. Determinar la presencia de fisuras y vacíos internos y la profundidad de penetración de las fisuras visibles en la superficie. Para ello puede golpearse la superficie con un martillo, un sonido hueco indica la presencia de una o más fisuras debajo de la superficie y paralelas a la fisura superficial.
5. Determinar la presencia de armaduras (cantidad, características esenciales) cerca de la fisura. Hay aparatos para esto, sin embargo se puede retirar el recubrimiento de concreto, usando taladros o cinceles.

6. Establecer las posibles causas de la fisuración. Si se sospecha de corrosión en la armadura, se debe retirar el concreto y observar directamente el estado del acero.
7. Intentar determinar si las fisuras observadas representan algún problema estructural actual o futuro, considerando las condiciones actuales y las condiciones de carga estimadas para el futuro. Tomar medidas al respecto (por ejemplo, si hay daños estructurales, desalojar la edificación e intervenir inmediatamente).

#### **2.10.- Desegregaciones.**

Consisten en la degradación del cemento de baja de funcionar como aglomerante y en consecuencia deja libres los áridos. Las causas de las desagregaciones suelen ser ataques químicos, sobre todo sulfatos y cloruros.

El proceso es lento y empieza generalmente con un cambio de coloración, seguido de la formación de fisuras entrecruzadas que van aumentando progresivamente. A continuación la superficie se va abarquillando, hasta que se desprende y se va desintegrando la masa del concreto.



**Figura N°17. Iniciación de la desagregación de una columna. Fuente: Serrano, J y Silva, E (2010).**

### **2.11.- Disgregaciones.**

Las disgregaciones son roturas que se producen desde el interior del concreto por esfuerzos internos que produzcan fuertes tracciones, que el concreto no puede resistir. Las disgregaciones pueden producirse por causas muy diversas. Así la corrosión de armaduras o las deformaciones muy fuertes, que producen disgregación del concreto superficial.

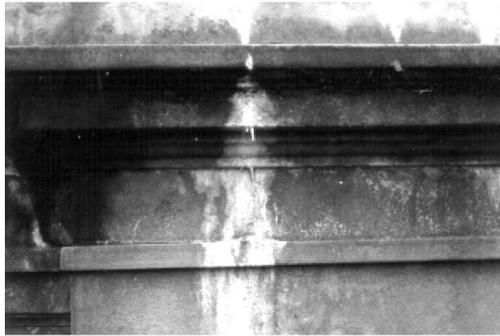
También pueden producirse fenómenos de disgregación al helarse agua que haya podido penetrar en cavidades internas. Un caso que puede ser grave es la congelación de agua que se haya podido depositar en las vainas de pretensado en la fase de construcción.



**Figura N°18. Disgregación del concreto producido por corrosión de armaduras. Fuente: Serrano, J y Silva, E (2010).**

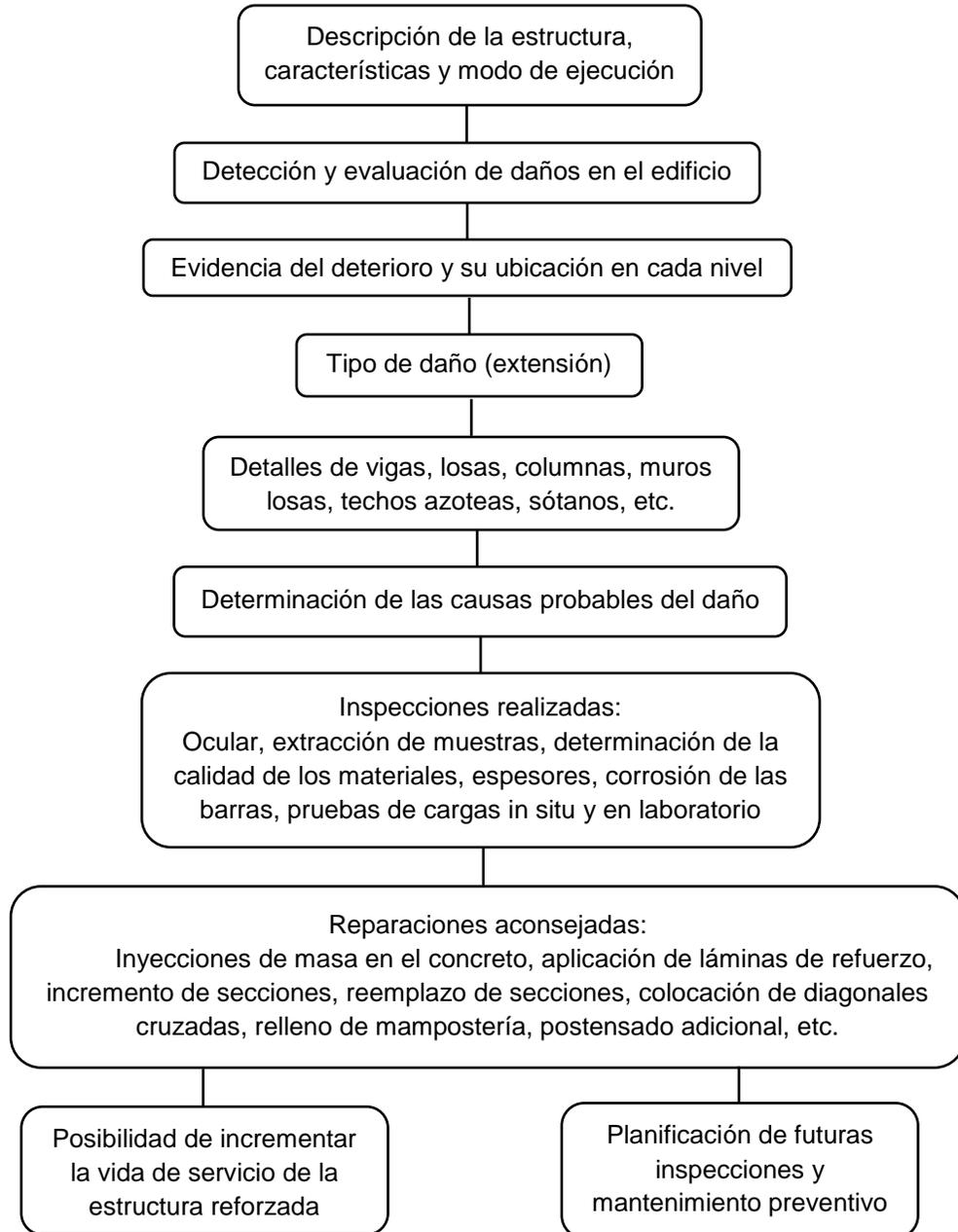
### **2.12.- Eflorescencias.**

Producida por diversas sales solubles que puede contener el agua de amasado o de curado y que cristalizan en la superficie del concreto. Es una incrustación de sales solubles, comúnmente blancas, depositadas en la superficie de piedras, ladrillos, enlucido de yeso o mortero de cemento, causada usualmente por sales alcalinas lixiviadas desde un mortero u hormigón adyacente, a medida que la humedad se mueve a través de él.



**Figura N°19. Eflorescencia en la superficie de concreto. Fuente: Serrano, J y Silva, E (2010).**

### 2.13.- Esquema de un proceso patológico.



## **CAPITULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

#### **3.1.- Tipo de Investigación.**

El objetivo principal de este proyecto consistió en evaluar estructuralmente las patologías del módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura. Según lo establece el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador, (UPEL, 2006), este planteamiento corresponde a una investigación de campo.

Se entiende por investigación de campo, el análisis sistemático de problemas en la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza y factores constituyentes, explicar sus causas y efectos, o predecir su ocurrencia, haciendo uso de métodos característicos de cualquiera de los paradigmas o enfoque de investigación conocidos o en desarrollo. Los datos de interés son recogidos en forma directa de la realidad; en este sentido se trata de investigaciones a partir de datos originales o primarios. (UPEL, 2006).

#### **3.2.- Nivel de la investigación.**

Según Arias (2012), define la investigación descriptiva como aquella que consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento. Los resultados de

este tipo de investigación se ubican en un nivel intermedio en cuanto a la profundidad de los conocimientos se refiere. (pag.24)

Por lo tanto, el nivel de investigación establece hasta qué punto se llevó a cabo el estudio del tema o problema planteado. También permite saber cuáles factores tienen que intervenir para el desarrollo de toda la investigación. Define la profundidad con la que se abordó el estudio. Basado en esto, el presente proyecto corresponde a una investigación descriptiva.

Por lo anteriormente expuesto la presente investigación es descriptiva ya que se aplicaron observaciones directas y se analizaron conjuntamente con una interpretación y evaluación, los problemas patológicos que presenta el módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura, aplicando técnicas y métodos de recolección de datos que permitieron obtener resultados para su posterior análisis.

### **3.3.- Técnicas e instrumentos de recolección de datos.**

Las técnicas de recolección de datos pueden considerarse como la forma o procedimiento que utiliza el investigador para recolectar la información necesaria en el diseño de la investigación. Así lo expresa Arias (2012) “son las distintas formas o maneras de obtener la información” (p.53). Entre las técnicas de recolección de información están la observación en sus distintas modalidades, la entrevista, el análisis documental, entre otras.

Las técnicas son los procedimientos utilizados para obtener la información requerida, y los instrumentos son los medios para recolectar

dicha información, con estas dos herramientas es posible obtener resultados veraces. Para el desarrollo del proyecto se contó con la revisión de registros ya existentes, observaciones y mediciones directas en sitio para la respectiva evaluación de la estructura y el diagnóstico. Para este caso la investigación se basó principalmente en:

### **3.3.1.- Recopilación y revisión del proyecto original:**

Para dar comienzo a este estudio se revisó en detalle los planos estructurales, arquitectónicos y uso de la edificación, a través de la recopilación de registros ya existentes mediante instituciones que hayan participado en el proyecto. Otro aspecto documentado fueron las condiciones de exposición de la estructura y la influencia del medio ambiente sobre la misma. Información importante que representó el punto de partida de la investigación.

### **3.3.2.- Inspección Ocular:**

Se realizaron inspecciones mediante varias visitas al edificio para constatar que la información suministrada de la revisión documental corresponde con lo actualmente existente, en cuanto, al dimensionado de sus elementos, disposición y diámetro del acero de refuerzo y armado de las losas, entre otros, entre los cuales se dispuso de los siguientes equipos: cámara fotográfica, cinta métrica, comparador de fisuras, equipos de topografía y/o nivelación, equipos para medición y exploración, escalera, etc.

### **3.3.3.- Levantamiento Físico:**

Se estableció el dimensionado y la disposición real de los elementos estructurales y no estructurales, mediante mediciones físicas de la geometría de los mismos, realizando localizaciones del acero de refuerzo (uso de localizadores de barras), levantamientos topográficos, altimétricos, etc. Los desplazamientos, fisuras, separaciones y distorsiones se registraron en un plano o “mapa de daños”.

### **3.3.4.- Descripción y Levantamiento de Daños (Patología):**

A través de los conocimientos que se obtuvieron de patologías que pueden presentar las edificaciones ante una situación determinada y sabiendo el efecto al que fue sometido el edificio, se pudo determinar los tipos de daños, ya que permitieron establecer los métodos de evaluación para determinar la causa de los mismos. Para ello se hizo un análisis de las grietas, inspección del estado de los elementos estructurales, inspección de la corrosión del acero de refuerzo, revisión de los recubrimientos, análisis de los detalles de estructuración tales como: distribución de rigideces, columnas cortas, asimetrías, conexiones, juntas de dilatación, evidencias de remodelaciones, etc.

### **3.3.5.- Actividades de Campo:**

Consistió en una serie de pruebas y mediciones que permitieron tener información con respecto a: La inspección visual de la estructura, la cual se llevó a cabo una vez que se cumplieron las fases de antecedentes y revisión del proyecto original, las mediciones de los miembros, longitud de las luces,

deflexiones y desniveles encontrados en la estructura motivo de la investigación.

La exploración de la estructura, las observaciones y medidas pudieron ser complementadas con algunas mediciones en la estructura y sus miembros, mediante pruebas no destructivas y exploración durante la inspección preliminar, se requirieron este tipo de actividades mediante el uso de un escáner localizador de barras de acero en los distintos miembros de la edificación.

#### **3.3.6.- Actividades de oficina:**

Se llevó a cabo la revisión analítica de la estructura con los datos reales que se obtuvieron mediante la investigación, teniendo como referencia las condiciones de la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) y American Concrete Institute (ACI) vigentes. También la revisión y análisis de los resultados de las pruebas y mediciones.

#### **3.3.7.- Diagnóstico de las Causas:**

Es una de las etapas más importantes de la investigación, ya que se adelantó un examen completo de la estructura, sin dejar pasar daños que pueden pasar inadvertidos. Las fotografías y demás registros, fueron muy útiles en esta fase para establecer con precisión el tipo de daño, la magnitud del mismo y la cantidad de su presencia en la estructura o sus miembros.

**3.3.8.- Soluciones:**

De acuerdo al análisis y evaluación de los ensayos, evaluación estructural y diagnóstico de los daños ya establecidos, se procedió a considerar la necesidad de proponer medidas para la garantizar la vida útil de la estructura, a partir de las recomendaciones que se propusieron y ciertos métodos de prevención de los daños de la edificación, garantizando así su preservación en el tiempo.

## **CAPÍTULO IV**

### **DIAGNÓSTICO Y RESULTADOS**

#### **4.1- Recopilación y revisión del proyecto original.**

Con la finalidad de realizar un proyecto basado en una evaluación de las patologías de una estructura de concreto armado, fue necesaria la búsqueda de una edificación que presentara manifestaciones patológicas en sus elementos estructurales, con el objetivo de conocer sus principales causas, determinar un diagnóstico de algunas de ellas y proponer soluciones alternativas.

El edificio seleccionado fue el módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura. Ubicado en la ciudad de Cantaura estado Anzoátegui, ya que actualmente no se realizó un estudio patológico relevante de la estructura. En el cual se hizo necesario revisar su historia, analizar los planos originales, saber el uso que se le ha dado a la estructura, etc., fue fundamental para determinar una idea clara y precisa de cómo fue concebida estructuralmente la misma.

#### **4.2.- Descripción de la estructura.**

El proyecto original presenta una edificación compuesta por dos módulos unidos por pasillos, consta de dos (2) niveles, los cuales se describen de la siguiente manera: la edificación posee diez (10) aulas por nivel, ellas representan el cuerpo principal del edificio. Los pasillos unen los módulos y sirven de acceso a las aulas, baños y bebederos en cada módulo y en cada nivel. La edificación en su totalidad, está conformada por una

estructura de concreto armado de dos (2) niveles utilizando pórticos ortogonales entre sí. Conformada también por columnas y vigas de sección cuadrada y rectangular, losas armadas en una dirección, dos módulos de escaleras, dos de ascensor y sala de máquinas.



**Figura N°20. Fotografía satelital UDO extensión Cantaura. Fuente: Google Earth.**



**Figura N°21. Módulo de aulas (vista exterior).Fuente: Autores.**



**Figura N°22. Módulo de aulas (vista interior).Fuente: Autores.**

### **4.3.- Revisión del proyecto original.**

#### **4.3.1.- Plano base – planta.**

- **Plano base (Anexo A):**

Vista planta.

#### **4.3.2.- Planos arquitectura.**

- **Fachadas (Anexo B):**

Plano AR – 05:

Fachada sur.

Fachada oeste.

Plano AR – 06:

Fachada norte.

Fachada este.

- **Cortes (Anexo C):**

Plano AR – 07:

Corte A – A.

Corte B – B.

Plano AR – 08:

Corte C – C.

Corte D – D.

Plano AR – 09:

Corte A – A revestimiento.

Corte B – B revestimiento.

Plano AR – 10:

Corte C – C revestimiento.

Corte D – D revestimiento.

- **Escalera(Anexo D):**

Plano AR – 11:

Detalle escalón.

Plano AR – 12:

Corte longitudinal L – 1.

Corte longitudinal L – 2.

Plano AR – 13:

Corte transversal T – 1.

- **Juntas de dilatación (Anexo E):**

Plano AR – 18:

Detalle junta de piso.

Detalle junta de techo.

#### 4.3.3.- Planos estructurales.

- **Nivel 1 y nivel 2 (Anexo F):**

Plano ES – 02:

Losa nervada LE1 – LE4

Losa nervada LE5.

Losa nervada sección A – A.

Machón de concreto.

Nervio de amarre.

Nervio de borde.

Viga plana sección B – B.

- **Nivel techo (Anexo G):**

Características de las cargas:

Carga muerta techo: **350 Kg/m<sup>2</sup>**

Carga muerta entrepiso: **420 Kg/m<sup>2</sup>**

Sobrecarga techo: **100 Kg/m<sup>2</sup>**

Sobrecarga entrepiso: **300 Kg/m<sup>2</sup>**

Sobrecarga escalera: **500 Kg/m<sup>2</sup>**

Características de los materiales:

**F'c = 280 Kg/cm<sup>2</sup>**

**Fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>**

Plano ES – 03:

Detalle losa sección A – A.

Detalle pérgola sección B – B.

Losa techo LT1 – LT4.

Losa techo LT5 – LT6.

Machón de concreto.

Nervio de amarre.

Nervio de borde.

Viga plana sección C – C.

Viga sección C – C.

Viga sección D – D.

- **Pórticos, ménsula y secciones (Anexo H):**

Características de los materiales:

$$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Plano ES – 05:

Detalle ménsula.

Planta ménsula.

Sección A – A; pórtico 7; Nivel Techo.

Sección B – B; pórtico 7; Nivel 1 y 2.

Sección C – C; pórtico 3 = 11; Nivel Techo.

Sección D – D; pórtico 4 = 10; Nivel 1 y 2.

Sección E – E; pórtico 1 = 13; Nivel Techo.

Sección F – F; pórtico 5 = 6 = 8 = 9; Nivel Techo.

Sección G – G; pórtico 2 = 12; Nivel Techo.

Sección H – H; pórtico 4 = 10; Nivel Techo.

Sección I – I; pórtico 5 = 6 = 8 = 9; Nivel 1 y 2.

Sección J – J; pórtico 4 = 10; Nivel 1 y 2.

Sección K – K; pórtico 2 = 12; Nivel 1 y 2.

Sección L – L; pórtico 3 = 11; Nivel 1 y 2.

Sección M – M; pórtico 4 = 10; Nivel 1 y 2.

Sección N – N; 4 = 10; Nivel Techo.

Plano ES – 06:

Sección A – A; pórtico A = M; Nivel 2.

Sección B – B; pórtico C = K; Nivel Techo.

Sección C – C; pórtico A = M; Nivel Techo.

Sección D – D; pórtico C = K; Nivel 1 y 2.

Sección E – E; pórtico D = J; Nivel 1, 2 y Techo.

- **Techo sala de máquinas, pórticos de escaleras (Anexo I):**

Características de los materiales:

$$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Plano ES – 07:

Techo sala de máquinas.

Losa sala de máquinas.

Detalle losa sala de máquinas.

Sección A – A; pórticos E, F, H, I, 11'.

Sección B – B; pórtico 12.

Sección C – C; pórtico 2' = 3; Nivel Techo sala de máquinas.

Sección D – D; pórtico 2' = 3 Nivel sala de máquinas.

Sección E – E; pórtico F = H; Nivel Techo sala de máquinas.

Sección F – F; pórtico F = H; Nivel sala de máquinas.

#### **4.4.-Identificación de las patologías existentes en la edificación.**

En primer lugar se realizó el estudio del caso, por medio de inspecciones visuales, esta información abarcó todo lo relacionado al planteamiento del problema. Posteriormente, se efectuó un censo de los daños existentes, dejando un registro con fotografías contenidas dentro del mismo. Seguidamente se determinó por medio de cálculos el tipo de patología de la cual padece la estructura. Luego de haber realizado los estudios pertinentes se procedió a procurar un diagnóstico de la estructura y un pronóstico para consecutivamente brindar las mejores recomendaciones y conclusiones.

Para la toma de datos se ejecutó un formato de planillas de inspección, que permitió recopilar información para cuando se acudió a la estructura, se efectuó el estudio mediante el análisis de los resultados y así se determinó el diagnóstico preciso de la edificación afectada, donde se aprecia causas de las patologías y/o problemas en el estudio de campo. Con esta planilla se conllevó a realizar un buen diagnóstico, explicando de manera detallada el estado en el que se encontró el lugar de estudio, y así describir las causas de las patologías presentes en la misma.

**Tabla N° 17. Planilla de anotación de la inspección.****PLANILLA DE INSPECCIÓN**

Obra:

Contratista:

Inspector:

Fecha:

**DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA**

Sección de estudio:

Patología:

Estructural:

No estructural:

**DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA****IMAGEN DE MUESTRA****Fuente: Autores.**

#### 4.4.1.- Inspección previa

##### PLANILLA DE INSPECCIÓN

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

##### DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Agrietamiento
Estructural:	Si
No estructural:	Si

##### DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA

Se observó presencia de grieta entre la cara frontal de la ménsula que sostiene a la viga en el eje 4D del nivel planta baja.

##### IMAGEN DE MUESTRA



---

**PLANILLA DE INSPECCIÓN**

---

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

---

**DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA**

---

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Desprendimiento del recubrimiento
Estructural:	Si
No estructural:	Si

---

**DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA**

---

Desprendimiento de la capa superficial de la pared de una de las aulas que se encuentra en el nivel de planta baja, debido a la falta insuficiente del recubrimiento que cubre al elemento.

---

**IMAGEN DE MUESTRA**

---



---

**PLANILLA DE INSPECCIÓN**

---

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

---

**DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA**

---

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Filtración y eflorescencia
Estructural:	Si
No estructural:	No

---

**DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA**

---

Se observó en esta fotografía presencia de filtraciones y eflorescencia en el concreto de la columna y la losa donde actualmente se encuentra el cafetín de la institución, debido al contacto con el agua que se ha acumulado en el interior de los elementos.

---

**IMAGEN DE MUESTRA**

---



---

### PLANILLA DE INSPECCIÓN

---

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

---

### DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA

---

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Fisuración y deterioro
Estructural:	Si
No estructural:	Si

---

### DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA

---

Se observó presencia de pequeñas fisuras y deterioro en la fachada exterior de la azotea debido a la exposición a la intemperie, lo que ha ocasionado que el elemento haya perdido las características que tenía en un principio.

---

### IMAGEN DE MUESTRA

---



---

**PLANILLA DE INSPECCIÓN**

---

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

---

**DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA**

---

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Filtración y corrosión
Estructural:	Si
No estructural:	No

---

**DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA**

---

Presencia de filtraciones y puntos de corrosión en la cara inferior de la losa de techo de la edificación, debido a que las aguas de lluvia pasan a través del elemento afectando también al acero dentro del mismo.

---

**IMAGEN DE MUESTRA**

---



---

**PLANILLA DE INSPECCIÓN**

---

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

---

**DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA**

---

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Eflorescencia
Estructural:	Si
No estructural:	No

---

**DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA**

---

Presencia de eflorescencias en la fachada exterior de la estructura, debido a la aparición de varios puntos de filtraciones que al reaccionar con las sales del concreto y exposición al exterior forman polvillos color blanco.

---

**IMAGEN DE MUESTRA**

---



---

**PLANILLA DE INSPECCIÓN**

---

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

---

**DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA**

---

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Filtración y corrosión
Estructural:	Si
No estructural:	No

---

**DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA**

---

Filtración en la losa de entrepiso del nivel 2 de la estructura, generando puntos de corrosión debido al contacto del agua con el acero en el interior del elemento.

---

**IMAGEN DE MUESTRA**

---



---

**PLANILLA DE INSPECCIÓN**


---

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

---

**DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA**


---

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Desprendimiento, fisuras, filtración
Estructural:	Si
No estructural:	Si

---

**DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA**


---

Deterioro en la ménsula del nivel 2, se identificó que parte del recubrimiento del elemento se ha desprendido debido a la falta de éste, seguidamente se observó distintas fisuras por las cuales ha fallado y filtraciones que ha ocasionado cambios de color en el mismo.

---

**IMAGEN DE MUESTRA**


---



---

**PLANILLA DE INSPECCIÓN**

---

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

---

**DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA**

---

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Fisuración y filtración
Estructural:	Si
No estructural:	Si

---

**DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA**

---

Presencia de fisuramiento y filtraciones en la viga del nivel 2 sostenida por una de las ménsulas, en el cual se detalló que ha venido desprendiéndose la capa superficial del elemento debido a las manifestaciones patológicas del mismo.

---

**IMAGEN DE MUESTRA**

---



---

**PLANILLA DE INSPECCIÓN**

---

Obra:	Módulo de aulas de la Universidad de Oriente ext. Cantaura		
Contratista:	Universidad de Oriente extensión Cantaura		
Inspector:	Sayja Romero, Yihad Souki	Fecha:	12/07/2016

---

**DETERMINACIÓN Y EVALUACIÓN PATOLÓGICA**

---

Sección de estudio:	Superestructura
Patología:	Fisuración y agrietamiento
Estructural:	Si
No estructural:	Si

---

**DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA**

---

Presencia de grieta y fisuras en las caras de la columna del nivel 2, se observó que este tipo de manifestación se ha ido incrementando a través del tiempo en que se inició el estudio de la estructura.

---

**IMAGEN DE MUESTRA**

---



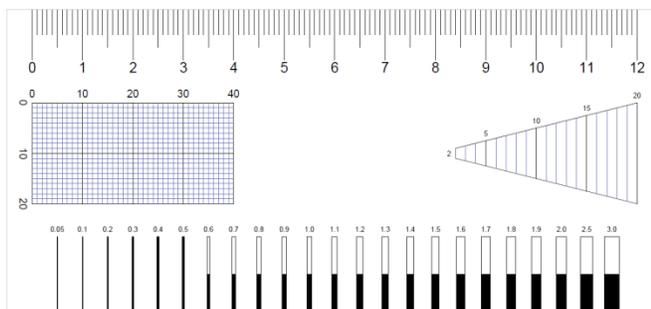
#### **4.5.- Levantamiento de las patologías presentes en el módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura.**

En esta etapa fue recomendable empezar con el levantamiento de las patologías presentes en la edificación una vez llevado a cabo la fase de antecedentes y revisión del proyecto original.

El objetivo principal de la investigación preliminar fue determinar la naturaleza y expansión de los problemas observados, e identificar los miembros afectados, fue indispensable adelantar un recorrido de la estructura para realizar un registro lo más completo posible de los daños. En este recorrido, se pudo identificar y registrar daños como los siguientes:

- Fisuras por acciones físicas.
- Grietas estructurales.
- Descascaramiento.
- Decoloración y manchado.
- Eflorescencias.
- Corrosión del acero de refuerzo.
- Filtraciones.

Adicional a la inspección visual, las investigaciones de campo incluyeron mediciones de los miembros, longitudes de luces, verificación de los recubrimientos, localización del acero de refuerzo, medición de las fisuras y grietas encontradas, entre otros. Fue indispensable realizar un levantamiento planialtimétrico de la estructura y localizar de manera precisa los daños. Las mediciones de las fisuras y grietas encontradas se realizaron mediante un comparador de fisuras como se muestra en la figura N°23.

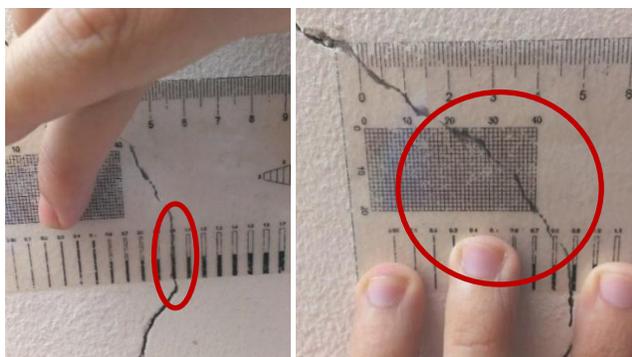


**Figura N°23. Comparador de fisuras. Fuente: Autores.**

Las manifestaciones patológicas fueron medidas y registradas en un plano o “mapa de daños”. Con el fin de identificar con mayor precisión su localización.

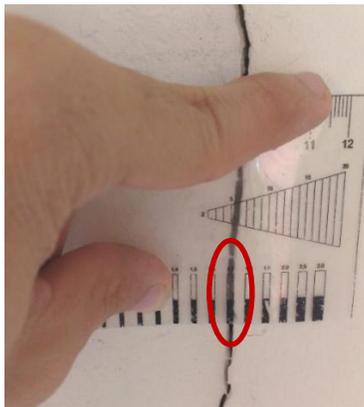
A continuación se presentan el levantamiento de los daños más relevantes presentes en la estructura y su localización en el plano:

#### **4.5.1.- Patologías más relevantes detectadas en la edificación.**



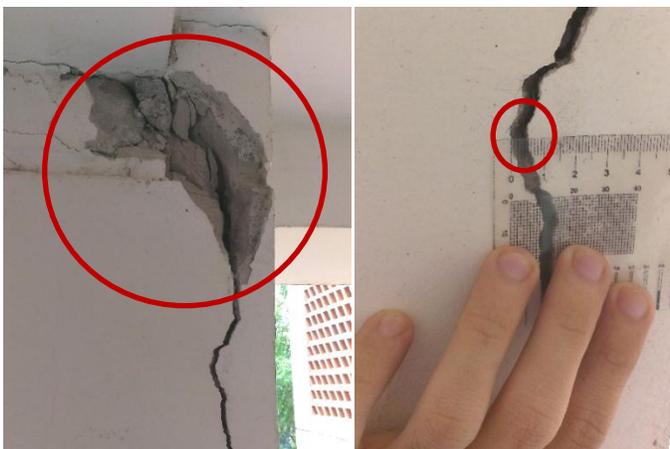
**Figura N°24. Fisura columna eje 3J. Fuente: Autores.**

En esta fotografía se presentó una fisura en la columna ubicada en el eje 3J en el nivel 1, cuyo espesor es de 1 mm y tiene una inclinación de  $45^\circ$  aproximadamente.



**Figura N°25. Fisura en ménsula eje 4J. Fuente: Autores.**

Seguidamente se presentó en esta ocasión una fisura de espesor 1,7 mm ubicada en la ménsula en el eje 4J en el nivel 1, no posee inclinación ya que la manifestación comienza desde la parte superior del elemento prolongándose verticalmente hasta la parte más baja del mismo.

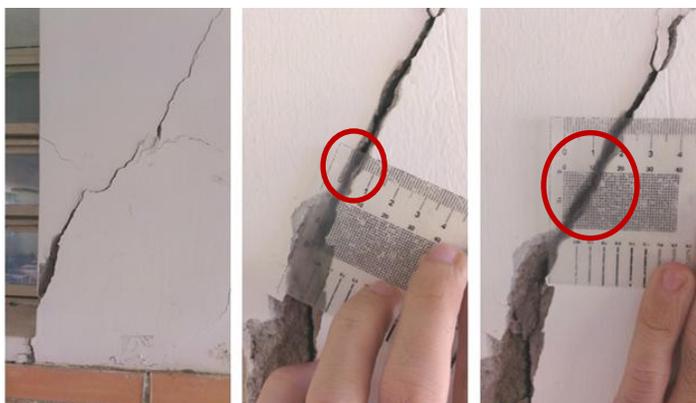


**Figura N°26. Grieta y desprendimiento en la ménsula eje 3D. Fuente: Autores.**

En la siguiente imagen se pudo reflejar claramente que la ménsula ubicada en el eje 3D del nivel 1, presenta desprendimiento del revestimiento que la cubre en uno de sus costados, también se hizo una medición de la grieta, el espesor es de 5 mm, cuya consecuencia es que el acero de

refuerzo en su interior quede expuesto lo que conllevará a que el elemento presente otras manifestaciones patológicas de mayor magnitud.

El tipo de falla que se presenta en este caso nos conllevó a plantear dos hipótesis, las cuales pueden ser que el elemento esté fallando por Tensión Diagonal, debido a que la manifestación comienza desde el apoyo superior prolongándose hasta la cara inclinada de la ménsula o que la ménsula presenta detalles de refuerzo inadecuado en su interior en vista de la magnitud de la patología en un periodo corto de haberse puesto en servicio a la edificación.



**Figura N°27. Falla columna corta en el eje 9K. Fuente: Autores.**

Este tipo de irregularidad se ve muy a menudo en las edificaciones educacionales, la falla por columna corta se presenta en esta fotografía debido a que dicha columna se encuentra adosada a la tabiquería, dando paso a la ventana que se encuentra en esa zona, incrementando el esfuerzo en la columna corta ya que su longitud es menor para deformarse libremente, conllevando en si a que dicho elemento esté comenzando a fallar por tensión diagonal, acrecentando una falla por corte.

También se pudo determinar que la grieta originada tiene un espesor de 6 mm y una inclinación de  $60^\circ$  aproximadamente. Como se mencionó en la subsección 2.5.2.7. “Grandes esfuerzos causados por presencia de columnas cortas”, una manera de evitar esta irregularidad es colocar algún tipo de junta entre la pared y la columna para permitir la deformación libre de esta y tenga un comportamiento dúctil o si se está adosando las paredes a las columnas se deben colocar a lo largo de toda la columna permitiendo el movimiento libre del elemento en el momento de un sismo.



**Figura N°28. Grieta en ménsula eje 4J. Fuente: Autores.**

La siguiente fotografía refleja claramente deterioro y desprendimiento del revestimiento en el apoyo superior de la ménsula ubicada en el eje 4J, se observó también decoloración en el concreto que cubre al elemento, ya que ha quedado expuesto a los elementos externos, ocasionando humedades dentro de éste, si se prolonga esta manifestación el acero de refuerzo quedaría expuesto también a sufrir corrosión, ocasionando que el comportamiento mecánico del elemento funcione de forma inadecuada.

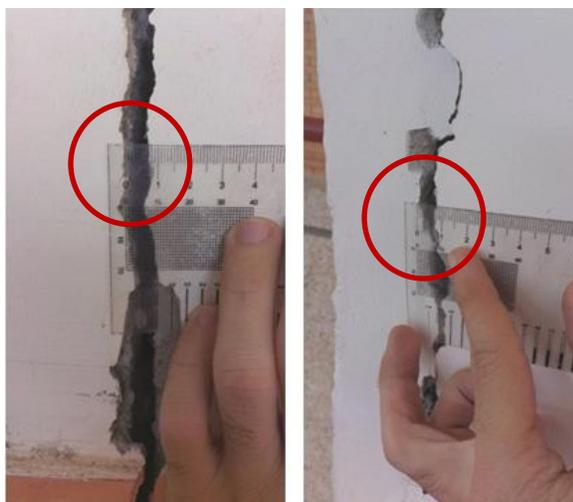
Adicionalmente se midió la grieta en la cual ha fallado el elemento, ésta es de un espesor de 2,5 mm y tiene una inclinación de 63°. Este tipo de falla que se presenta es por Tensión Diagonal, en el cual se detalló que existe la prolongación de una grieta inclinada desde el apoyo superior llegando a la cara inclinada de la ménsula, la falla ha ocurrido en la zona del concreto sujeta a esfuerzos de compresión.



**Figura N°29. Profundidad de la grieta en la columna eje 4D. Fuente: Autores.**

En la siguiente medición se realizó en la columna ubicada en el eje 4D en el nivel 2, se observó que la profundidad de la grieta abarca 2,5 cm, la grieta no presentó inclinación al contrario se extiende verticalmente desde su base hacia la parte superior de la misma. Este tipo de manifestación puede conllevar a que el acero de refuerzo en el interior de la columna se vea expuesto lo que podría ocasionar que éste sufra corrosión y la columna perdería su comportamiento mecánico.

Una posible causa de esta patología se vea relacionada con las juntas de dilatación ya que las mismas tienen la función de evitar el aplastamiento y la distorsión en los elementos contiguos del concreto, como consecuencia de las fuerzas de compresión que se desarrollan por efecto de expansiones inducidas por cambios de temperatura, cargas aplicadas y movimientos diferenciales propios de la configuración de la estructura.

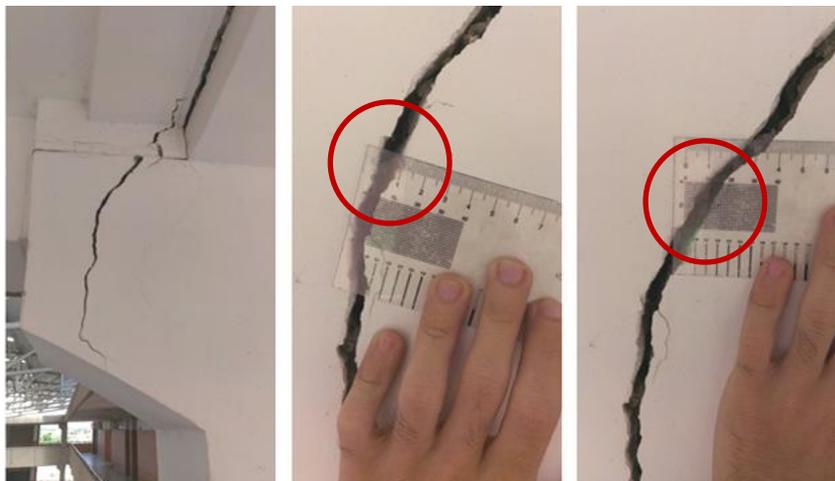


**Figura N°30. Grieta en la columna eje 4D. Fuente: Autores.**

Seguidamente tomando en consideración la columna anterior se hizo la medición de la grieta ubicada en su cara frontal y lateral izquierda, ambas grietas poseen un espesor de 7 mm, no poseen nivel de inclinación ya que se extienden a lo largo del elemento.

Se proporcionó es este caso la hipótesis anterior, ya que la grieta comienza desde la base de la columna, extendiéndose a lo largo de ésta, dicha manifestación posee una magnitud considerable en vista de que las juntas colocadas en esta zona no están realizando un comportamiento adecuado, causando el agrietamiento prolongado del elemento.

En los puntos siguientes se realizó la verificación de las juntas y se abarcó en un sentido más detallado el por qué han estado fallando progresivamente causando las numerosas manifestaciones de agrietamientos en los principales elementos estructurales.



**Figura N°31. Grieta en la ménsula ubicada en el eje 4D. Fuente: Autores.**

La ménsula ubicada en el eje 4D del nivel 2, presentó la misma manifestación que se mencionó anteriormente, se observó que la grieta comienza desde el apoyo superior donde se encuentra la lámina de neopreno, abarcando una de las caras del elemento, extendiéndose al principio con una inclinación hasta llegar a la cara inclinada del elemento.

Dicha grieta presentó un espesor de 8 mm y una inclinación de aproximadamente  $45^\circ$ , luego su cambio de dirección fue en sentido vertical llegando a la parte baja de la ménsula, como se mencionó anteriormente este tipo de falla se conoce como Tensión Diagonal.

#### 4.5.2.- Medición de los recubrimientos.

En esta etapa se verificaron los recubrimientos en los principales elementos estructurales y saber con exactitud si estos cumplen con las normativas vigentes, ya que representan una parte importante en el momento de diseñar tanto las columnas, vigas y losas de una edificación.

En este caso se midieron los recubrimientos en una de las columnas principales de la edificación como se muestra en la figura N°68, en donde anteriormente se reflejaron patologías relevantes tanto en la misma columna como en las ménsulas que conforman parte de su configuración estructural, tomando en consideración también que ésta refleja un cambio de sección desde los niveles 1 y 2 hasta el nivel del techo.

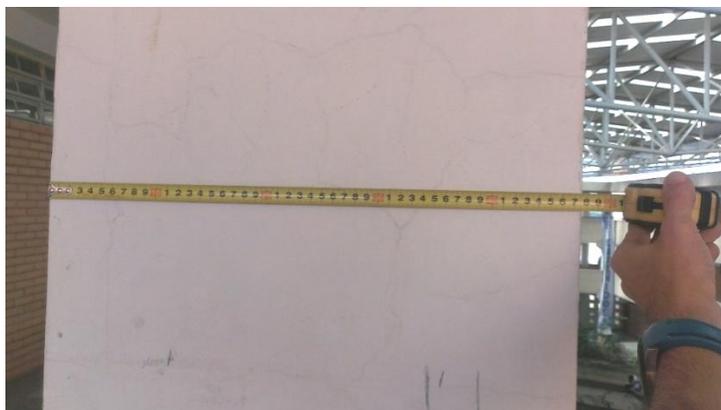


Figura N°32. Medición en columna tipo C1 en el eje 4J nivel 2. Fuente: Autores.

Principalmente para verificar que cantidad de friso posee la columna se realizó la medición del elemento en el sitio usando una cinta métrica como se mostró en la figura anterior, la dimensión de ésta fue de 48 cm, en los planos originales muestran que este tipo de columna posee una dimensión de 40x40. La cantidad de friso se calculó de la siguiente manera:

Longitud medida del elemento = 48 cm

Longitud del elemento en el plano = 40 cm

$$48 \text{ cm} - 40 \text{ cm} = 8 \text{ cm} \quad \frac{8 \text{ cm}}{2} = 4 \text{ cm}$$

La cantidad de friso usado en este elemento fue de 4 cm, en los planos originales se muestra que el recubrimiento usado para todos los elementos fue 2,5 cm; verificados estos datos pudimos afirmar que principalmente el recubrimiento usado para elementos expuestos a la intemperie debió ser de 4 cm como lo especifica la normativa vigente, en vista que se usó poco recubrimiento en los elementos estos reflejan una cantidad de friso excesiva lo que conllevó a que el concreto en el recubrimiento y el friso presentan poca adherencia entre sí, ocasionando en gran medida los problemas de agrietamientos existentes actualmente.

#### **4.5.3.- Localización del acero de refuerzo.**

Finalmente para culminar la etapa de levantamiento se hizo necesario localizar el acero de refuerzo en los elementos afectados por el agrietamiento, para ello se usó un escáner para localizar la ubicación de las barras de acero como se muestra en la figura N°69.



**Figura N°33. Escáner localizador del acero de refuerzo. Fuente: Autores.**

Como se muestra en la fotografía el escáner muestra la localización de la barra de acero a 3,5 cm del elemento, en el punto anterior se afirmó que las columnas tipo C1 en el nivel 1 y 2, presentan poco recubrimiento y exceso de friso, lo que conlleva a considerar que el acero de refuerzo presenta un comportamiento de poca adherencia ya que se encuentra entre el concreto y el friso del elemento y como el acero trabaja a tracción, es indiscutible la presencia de las grietas a temprana edad en la edificación.

En el siguiente punto se realizó la verificación de cada miembro estructural presente en la estructura y el análisis de la misma por medio de las normativas vigentes, usando software de diseño estructural y métodos de cálculo que nos dieron una idea más clara del comportamiento de la edificación.

#### **4.6.- Verificación de los miembros estructurales existentes en la edificación con respecto al proyecto original según la Norma Venezolana COVENIN 1753-2006 y la Norma Americana ACI 318-14.**

La importancia de realizar la revisión estructural de una construcción es la de garantizar que dicha estructura cumpla con los requerimientos solicitados en el diseño estructural según las normativas vigentes, con la razón de detectar las posibles fallas que pudieron poner en riesgo la edificación.

En este caso el objeto de estudio son las instalaciones del módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura. La revisión está dividida en cuatro partes:

- Verificación de la ménsula en ND3.
- Verificación de vigas en requisito ND3.
- Verificación de columnas.
- Verificación de nodos.
- Verificación de la junta de dilatación.

En las instalaciones del módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura se han detectado situaciones vulnerables e irregularidades que se observaron a simple vista en cada nivel de la edificación. Tomando en cuenta que dicho edificio tiene poco tiempo de uso, la idea fue generar dictámenes para detectar las razones por las cuales se han generado grietas tempranas de considerable magnitud y otras manifestaciones patológicas. Para ello se verificó si los datos proporcionados en los planos originales coinciden con los requerimientos de las normas pertinentes.

#### 4.6.1.- Verificación de la ménsula en ND3.

A continuación se presentan las revisiones de la ménsula siguiendo los requisitos establecidos en la norma americana por parte del American Concrete Institute (ACI 318-14). “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” específicamente en el capítulo 16; subsección 16.5 *Ménsulas y cartelas*.

Según la subsección 16.5.1 *Generalidades*. Las ménsulas y cartelas son voladizos cortos que tienden a actuar como cerchas simples o vigas de gran altura más que como miembros a flexión, las que están diseñadas para cortante de acuerdo con la subsección 22.5. *Resistencia a cortante en una dirección*. La ménsula que se me muestra en la figura N°63 puede fallar por cortante a lo largo de la interfaz entre la columna y dicho elemento, por fluencia del estribo en tracción, por aplastamiento o hendimiento del puntal de compresión, o debido a una falla de aplastamiento localizada o de cortante bajo la platina de carga.

- **Parámetros de diseño.**

El código ACI 318-14 nos permite diseñar ménsulas para las siguientes condiciones:

$$\frac{a_v}{d} \leq 1,00$$

$$N_{uc} < V_u ; N_{uc_{min}} = 0,20V_u$$

$$d_1 \geq 0,50d$$

$$C = j + L + 10 ; j_{\min} = 2,5 \text{ cm}$$

$$Z = b_{\text{viga}} - 5 \text{ cm}$$

$$a_v = \frac{2}{3} \times C$$

$$L = \frac{V}{Zfn}$$

fn: Esfuerzo de compresión del neopreno (56 Kg/cm<sup>2</sup>); Fabricante.

$$\text{fact} = \frac{N}{ZL} \leq 0,506$$

Espesor:

$$t = 0,0008 \times L_{\text{viga}}$$

$$\Delta L1 = 0,0000143 \times \Delta t \times L_{\text{viga}}$$

$\Delta t$  = Cambio de temperatura (20°C); Fabricante.

$$\Delta L2 = \frac{t}{G} \times \text{fact}$$

G = Módulo de corte del neopreno (10 Kg/cm<sup>2</sup>); Fabricante.

$\Delta L$  es el mayor entre  $\Delta L1$  y  $\Delta L2$ .

$$t \geq 2\Delta L$$

Factor de forma:

$$ff = \frac{ZL}{Z + L} \times \frac{1}{t} (n + 1) > 3$$

n = Número de láminas de refuerzo.

Si  $ff < 3$ , aumentamos el número de láminas o las dimensiones del neopreno.

n = 1 Neopreno reforzado.

n = 0 Neopreno simple.

**Ejemplo de cálculo.**

- **Área = 60,225 m<sup>2</sup>**
- **Área/4 = 15,06 m<sup>2</sup>**

$$W = 1,2CP + 1,6CV \quad 4,38 \quad (1)$$

$$CP = 420 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 4309,92 \text{ Kg/ml}$$

$$3WL/8L = 6,875 \text{ m}$$

$$\frac{3 \cdot 4309,92 \cdot 6,875}{8} = 11.111,51 \text{ Kgf}$$

$$CP = \frac{3 \cdot 420 \cdot 4,38}{8} = 4746,17 \text{ Kg/ml} \approx 4,746 \text{ Tn/ml}$$

$$CV = \frac{3 \cdot 300 \cdot 4,38}{8} = 3390,12 \text{ Kg/ml} \approx 3,390 \text{ Tn/ml}$$

$$h_{col} = 40 \text{ cm}$$

$$L_{viga} = 6.88 \text{ m}$$

$$b_{viga} = 30 \text{ cm}$$

$$F'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Solicitaciones.**

Cargas Servicio

$$V = \frac{4746,17 + 3390,12 (6,88)}{2} = 27988,84 \text{ Kgf}$$

$$N = 0,20V = 0,20 \cdot 27988,84 = 5597,77 \text{ Kgf}$$

Cargas Últimas

$$V_u = \frac{1,2 * 4746,17 + 1,6 * 3390,12 (6,88)}{2} = 38251,41 \text{ Kgf}$$

$$N_{uc} = 0,20V_u = 0,20 \cdot 38251,41 = 7650,28 \text{ Kgf}$$

- **Dimensiones del Neopreno.**

$$Z = b_{viga} - 5 \text{ cm} = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$L = \frac{V}{Z F_n} = \frac{27998,84}{25 \cdot 56} = 19,99 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

$$0,50G = 0,50 \cdot 10 = 5 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{fact} = \frac{N}{ZL} = \frac{5597,77}{25 \cdot 25} = 8,96 \text{ Kgf/cm}^2 > 5 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{No cumple}$$

Probamos  $L = 45 \text{ cm}$

$$\text{fact} = \frac{5597,77}{25 \cdot 45} = 4,97 \text{ Kgf/cm}^2 < < 5 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

$$t = 0,0008L_{\text{viga}} = 0,0008 \cdot 6,88 \text{ m} = 0,0055 \text{ m} \approx 0,55 \text{ cm}$$

$$\Delta L1 = 0,0000143 \cdot \Delta t \cdot L_{\text{viga}} = 0,0000143 \cdot 20 \cdot 6,88 \text{ m} = 0,0020 \approx 0,20 \text{ cm}$$

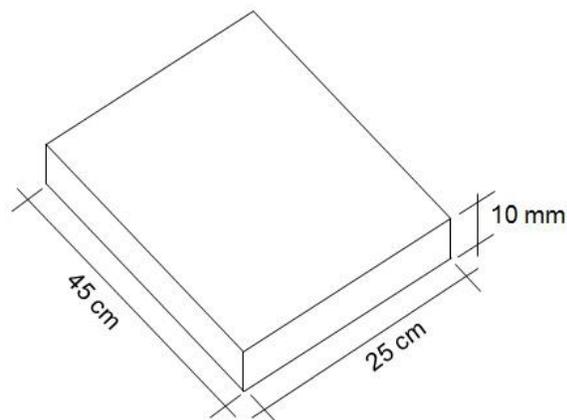
$$\Delta L2 = \frac{t}{G} \times \text{fact} = \frac{0,55}{10} \times 4,97 = 0,27 \text{ cm}$$

$$\Delta L = \Delta L2 = 0,27 \text{ cm}$$

$$t = 2 \cdot \Delta L = 2 \cdot 0,27 \text{ cm} = 0,54 \text{ cm} < 0,55 \text{ cm} \therefore t = 0,55 \text{ cm}$$

$$ff = \frac{ZL}{Z+L} \times n + 1 = \frac{25 \cdot 45}{25+45} \times 0 + 1 = 29,22 > > 3$$

**Neopreno sin  
refuerzo**



**Nota:** Según la verificación en la lámina de neopreno, las dimensiones expresadas en los planos con respecto a la longitud (L) debió ser de 45 cm, por ende este valor también afectará en la verificación de las dimensiones propias de la ménsula.

- **Dimensiones de la ménsula.**

$$C = j + L + 10 = 2,50 + 45 + 10 = 57,50 \text{ cm} \approx \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$$\text{Asumimos } C = 60 \text{ cm ; } j = 5 \text{ cm}$$

$$a_v = \frac{2}{3} \times C = \frac{2}{3} \times 60 = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$\frac{a_v}{d} \leq 1a_v < d ; \quad d = 45 \text{ cm} \rightarrow \frac{40 \text{ cm}}{45 \text{ cm}} = \mathbf{0,89} < <$$

**Cumple**

**1**

$$d = 45 \text{ cm ; } h = 50 \text{ cm}$$

$$d1 = 0,50d = 0,50 \cdot 45 = 22,50 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{d1 = 25 \text{ cm}}$$

- **Cálculo del refuerzo.**

Para resistir  $V_u$

$$\Delta v_f = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{38251,41}{0,75 \cdot 4200 \cdot 1,4} = \mathbf{8,67 \text{ cm}^2}$$

Para resistir Mu

$$Mu = Vu a_v + Nuc \ h - d = 38251,41 \times 40 + 7650,28 \times (50 - 45)$$

$$\mathbf{Mu = 1.568.307,8 \text{ Kgf} - \text{cm}}$$

$$Z = 0,8d = 0,8 \cdot 45 = \mathbf{36 \text{ cm}}$$

$$A_f = \frac{Mu}{\phi f_y Z} = \frac{1.568.307,8}{0,90 \cdot 4200 \cdot (36)} = \mathbf{11,52 \text{ cm}^2}$$

Para resistir Nuc

$$A_n = \frac{Nuc}{\phi f_y} = \frac{7650,28}{0,90 \cdot (4200)} = \mathbf{2,02 \text{ cm}^2}$$

Acero Asc

$$A_{s1} = A_f + A_n = 11,52 + 2,02 = \mathbf{13,54 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s2} = \frac{2}{3} \Delta v_f + A_n = \frac{2}{3} \cdot 8,67 + 2,02 = \mathbf{7,80 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sc} = \mathbf{13,54 \text{ cm}^2} \text{ usamos } 5 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4" = \mathbf{14,25 \text{ cm}^2}$$

$$\phi = \frac{A_{sc}}{bd} = \frac{14,25}{30 \cdot (45)} = \mathbf{0,01056} > \phi_{\min} = \mathbf{0,0033} \quad \mathbf{Cumple}$$

Acero Ah

$$A_h = 0,50 \quad A_{sc} - A_n = 0,50 \quad 14,25 - 2,02 = \mathbf{6,12 \text{ cm}^2}$$

Asumiendo estribos de  $\emptyset 1/2''$  de dos ramas  $A_v = 2,53 \text{ cm}^2$

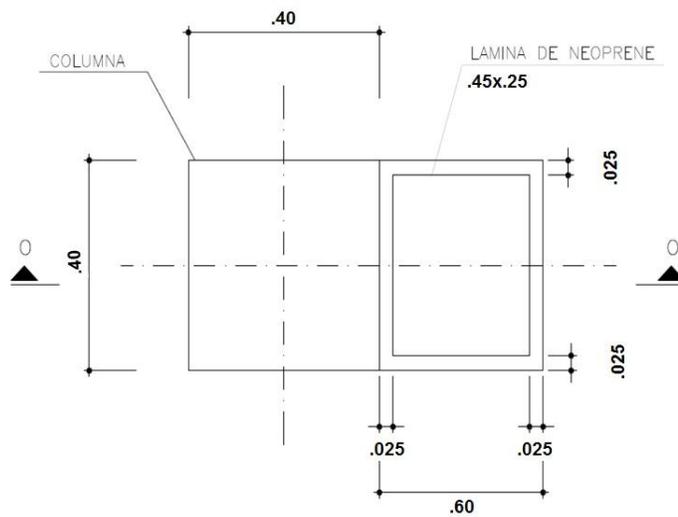
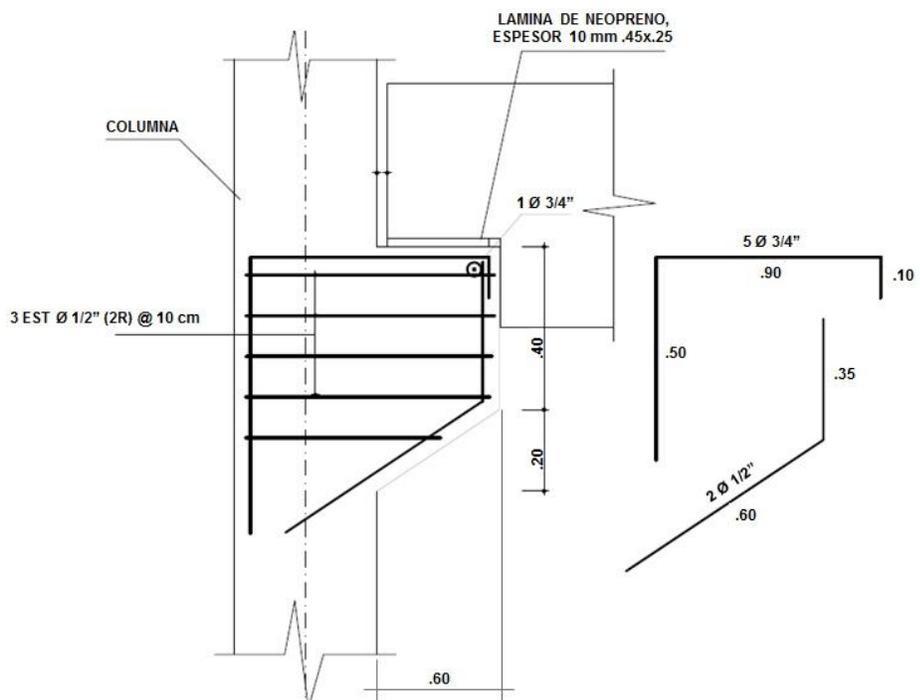
$$N = \frac{6,12 \text{ cm}^2}{2,53 \text{ cm}^2} = \mathbf{3 \text{ estribos}}$$

$$\frac{dv}{4} = \frac{45}{4} = 11,25 \text{ cm} \quad \mathbf{\text{Controla}}$$

$$S = \begin{array}{l} 24 \text{ de} = 24 \quad 2,54 \times \frac{1}{2} = 30,48 \text{ cm} \\ 8 \text{ db} = 8 \quad 2,54 \times \frac{3}{4} = 15,24 \text{ cm} \\ \quad \quad \quad 30 \text{ cm} \end{array}$$

Usamos  $S = \mathbf{10 \text{ cm}}$

- **Detallado**



#### 4.6.2.- Verificación de vigas en requisito ND3.

Seguidamente se presentan las revisiones de las vigas siguiendo los requisitos establecidos en la norma FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural (1era revisión)” específicamente en el capítulo 18; subsección 18.3 *Nivel de diseño ND3. Miembros solicitados a flexión: Vigas.*

#### Parámetros de diseño.

En el diseño de los miembros a flexión (vigas) los parámetros tomados en cuenta para la verificación basados en los planos originales fueron los siguientes:

- **Características de los materiales:**

1. Resistencia del concreto:  $F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
2. Resistencia a la cedencia:  $fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Recubrimiento:  $r = 2,5 \text{ cm}$  (para todas las vigas).

Características de la losa: Nervada – Unidireccional de espesor  $h = 30 \text{ cm}$ .

- **Cargas:**

Carga permanente de techo:  $350 \text{ Kg/m}^2$

Carga viva de techo:  $100 \text{ Kg/m}^2$

Carga permanente de entrepiso:  $420 \text{ Kg/m}^2$

Carga viva de entepiso: 300 Kg/m<sup>2</sup>

Carga viva de escaleras: 500 Kg/m<sup>2</sup>

**Nota:** Las cargas permanentes correspondieron para una losa nervada de 30 cm de espesor. En el caso de las cargas variables para entepisos y techo, uso aulas y terraza sin acceso respectivamente.

- **Dimensiones de los miembros:**

Las dimensiones de las vigas varían y en algunos de los casos, en un mismo pórtico hay cambios de sección por tramo (ver en planos de detalles).

Para el caso de las columnas existen 4 tipos denominadas C1, C2, C3 y C4. En la columna C1 existe un cambio de sección como se muestra en la siguiente tabla:

Columna/Tipo	Piso 1 y 2	Piso 3
C1	40 x 40 cm	35 x 35 cm
C2	30 x 40 cm	30 x 40 cm
C3	35 x 35 cm	35 x 35 cm
C4	45 x 35 cm	45 x 35 cm

- **Formulas.**

Ver sección “Ejemplo de cálculo”.

- **Combinaciones de carga:**

Para el cálculo de las cargas de cortantes y axiales:

$$U = 1.2 CP + 1.6 CV$$

Para el cálculo de los cortantes por capacidad:

$$U = 1.2 CP + YCV$$

**Nota:** El factor de combinación de carga variable  $Y$  se asumió como 1 para todos los casos según lo establecido en el artículo 9.3 de la norma 1753-2006.

- **Nomenclaturas usadas:**

A continuación se especificó la descripción de cada notación utilizada en la presente investigación:

**Tabla N°18. Nomenclatura para diseño de vigas ND3.**

<b>Nomenclatura</b>	<b>Descripción</b>
$f_c$	Resistencia del concreto
$f_y$	Resistencia a la cedencia del acero
$V_u$	Carga cortante ultima
$N_u$	Carga axial ultima
$M_{pr}$	Momento probable resistente
$r$	Recubrimiento del acero de refuerzo
$S$	Separación del acero transversal
$A_s$	Área de acero longitudinal
$A_{s_{max}}$	Área de acero máxima
$A_{s_{min}}$	Área de acero mínima

**Tabla N°18. Nomenclatura para diseño de vigas ND3. Cont.**

$A_s^+$	<b>Área de acero a tracción</b>
$A_s^-$	Área de acero a compresión
db	Diámetro nominal de la barra (pulg)
de	Diámetro del escribo (pulg)
Ldh	Longitud de transferencia de la barra en tracción con gancho estándar
h	Altura del elemento considerado
$b_{min}$	Base mínima permitida según lo establecido en el capítulo 18
Pu	Carga axial mayorada
q	Cuantía de acero requerida
Ve	Cortante por capacidad
$\phi$	Factor de minoración de resistencia
$\phi V_c$	Resistencia del concreto al corte
Y	Factor de combinación de carga

**Fuente: Autores.**

### Ejemplo de cálculo.

Tomando en cuenta que las vigas que se ubican en dirección contraria al armado son vigas de carga (Dirección Y) y las que se ubican en la misma dirección al armado son vigas de amarre (Dirección X).

- **Pórticos en dirección X**

Se comenzó calculando una viga de amarre de ocho (8) tramos, por simetría se revisaron cuatro (4) tramos, a continuación se muestra la verificación de un (1) tramo, los demás tramos se muestran en las tablas de resultados. (*Ubicar en el plano el pórtico C = K*).

#### Pórtico C = K (Tramo 2 – 4 =Tramo 10 – 12) Nivel 1 y Nivel 2.

		Columnas					Vigas			
CV (Kgf/m <sup>2</sup> )	CP (Kgf/m <sup>2</sup> )	F'c	Fy	r (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	Lviga	hc (cm)
300	420	280	4200	2,5	40	40	30	55	7,6	45

#### Cálculo de las fuerzas de corte y axial (Vu y Nu).

$$V_u = \frac{1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV} \cdot L_{\text{viga}}}{2}$$

$$V_u = \frac{(1,2 \cdot 420 + 1,6 \cdot 300 \cdot x (7,6))}{2}$$

$$V_u = 3739,2 \text{ Kgf}$$

$$N_u = 0,20V_u$$

$$N_u = 0,20 \cdot 3739,2$$

$$N_u = 747,84 \text{ Kgf}$$

**a) Clasificación del miembro.**

$$P_u = 0,10 \times A_g \times f'_c$$

$$P_u = 0,10 (30)(55)(280)$$

$$P_u = 46200 \text{ Kgf} > N_u = 747,84 \text{ Kgf} \longrightarrow \text{Miembro a flexión}$$

**b) Condiciones geométricas**

**(Caso 1)**  $L_n \geq 4h$

$$L_n = L - hc$$

$$L_n = 7,60 - 0,45$$

$$L_n = 7,15 \text{ m} > 4 \cdot 0,50 = 2,0 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

Nota:  $h_{max} = L_n/4$

Entonces  $7,15/4$

$h_{max} = 1,78 \text{ m}$  Altura

**(Caso 2)**  $B/h \geq 0,30 \text{ m} \longrightarrow 30 \text{ m} / 55 \text{ m} = 0,55 > 0,30 \text{ Cumple}$

**(Caso 3)**  $b_{min} = 25 \text{ cm} \longrightarrow b_{min} = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$

**(Caso 4)**  $b \leq hc + 1,5h \longrightarrow 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} + 1,5(55 \text{ cm})$

$$30 \text{ cm} < 127,5 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

### c) Revisión de aceros longitudinales

$$\text{Condición} = A_{s\min} \leq A_s \leq A_{s\max}$$

$$\text{Acero mínimo} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{14 \times 30 \times 52,5}{4200} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero máximo} = 0,025bd = 0,025 \times 30 \times 52,5 = 39,38 \text{ cm}^2$$

**Acero superior del apoyo 2 = 12 (1Ø 7/8" + 2Ø 7/8")**

$$A_s^- = 11,64 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 11,64 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero superior del apoyo 4 = 10 (1Ø 7/8" + 2Ø 7/8")**

$$A_s^- = 11,64 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 11,64 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero superior del tramo 2 – 4 = tramo 10 – 12 (4Ø 7/8")**

$$A_s^- = 15,52 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 15,52 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero inferior del apoyo 2 = 12 (3Ø 3/4")**

$$A_s^+ = 8,55 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 8,55 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

Para el acero inferior en el apoyo se verificó que  $A_s^+ \geq \frac{1}{2} A_s^-$

$$8,55 \geq \frac{1}{2} 11,64 \longrightarrow 8,55 \text{ cm}^2 > 5,82 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero inferior del apoyo 4 = 10 (6Ø 3/4")**

$$As^+ = 17,1 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 17,1 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

$$17,1 \geq \frac{1}{2} 11,64 \longrightarrow 17,1 \text{ cm}^2 > 5,82 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero inferior del tramo 2 – 4 = 10 – 12 (3Ø 3/4")**

$$As^+ = 8,55 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 8,55 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

Para el acero inferior en el apoyo se verificó que  $As^+ \geq \frac{1}{4} As^-$

$$8,55 \geq \frac{1}{4} 15,52 \longrightarrow 8,55 \text{ cm}^2 > 2,91 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**d) Revisión de adherencia****Para columnas centrales**

$$\frac{hc}{db} \geq 20 \longrightarrow \frac{45}{2,222} = 20,52 \geq 20 \quad \text{Cumple}$$

Las dimensiones de columnas 40 x 40 usadas son correctas.

**Para columnas de borde**

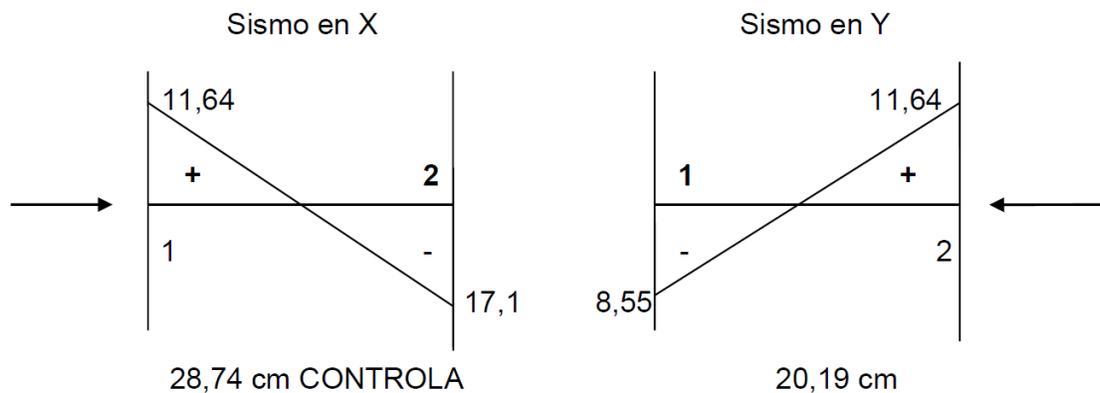
$$Ldh = \frac{0,075 f_y db}{\bar{f}_c} < hc$$

$$L_{dh} = \frac{0,075 \times 4200 \times 2,222}{280} = 41,83 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

Las dimensiones de columnas 40 x 40 usadas son correctas.

**Nota:** Para ambos casos db será la barra de mayor diámetro.

### e) Diagramas de momentos de vigas sometidas a sismo



### f) Momentos probables resistentes

Donde  $\phi = 1,00 - F_y = 1,25f_y$

#### Cálculo de la cuantía

$$Q = \frac{A_s f_y}{f'c b d} \quad \left\{ \begin{array}{l} q1 = \frac{11,64 (1,25 \times 4200)}{280 \times 30 \times 52,5} = 0,1386 \\ q2 = \frac{17,1 (1,25 \times 4200)}{280 \times 30 \times 52,5} = 0,2036 \end{array} \right.$$

### Cálculo de Mpr

$$M_{pr} = \emptyset A_s f_y d [1 - 0,59 q]$$

$$M_{pr1} = 1,00 \times 11,64 \times 1,25 \times 4200 \times 52,5 [1 - 0,59 \times 0,1386]$$

$$M_{pr1} = 2945975,6 \text{ Kg} - \text{cm} = 29,46 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{pr2} = 1,00 \times 17,10 \times 1,25 \times 4200 \times 52,5 [1 - 0,59 \times 0,2036]$$

$$M_{pr2} = 4147100,02 \text{ Kg} - \text{cm} = 41,47 \text{ Tn} - \text{m}$$

### g) Cortes por capacidad para vigas de amarre

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{29,46 + 41,47}{7,15} = 9,92 \text{ Tn}$$

### h) Resistencia del concreto al corte

$$P_u = 0,05 \times A_g \times f'_c$$

$$P_u = 0,05 \times 30 \times 55 \times 280$$

$$P_u = 23100 \text{ Kgf} > N_u = 747,84 \text{ Kgf} \longrightarrow \mathbf{V_c = 0}; \text{ Se desprecia la resistencia al corte}$$

### i) Separación de estribos en zona confinada

$$S = \frac{\emptyset f_y d A_v}{V_s} = \frac{0,75 \times 4200 \times 52,5 \times 1,42}{9920} = 23,67 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l}
 d/4 = 52,5/4 = 13,1 \text{ cm} \longrightarrow 12 \text{ cm} \text{ **Controla**} \\
 8db = 8 (2,54 \times 7/8) = 17,78 \text{ cm} \\
 24de = 24 (2,54 \times 3/8) = 22,86 \text{ cm} \\
 30 \text{ cm}
 \end{array} \right\} \mathbf{S}
 \end{array}$$

USAMOS ESTRIBOS DE 2 RAMAS Ø3/8" @ 12 CM EN ZONA CONFINADA

$$N = \frac{2h}{S} + 1 = \frac{2 \times 55}{12} + 1 = 10,17 \longrightarrow \mathbf{N = 11 \text{ estribos}}$$

**j) Separación de estribos en zona central**

$$\left. \begin{array}{l}
 d/2 = 52,5/2 = 26,25 \text{ cm} \\
 30 \text{ cm}
 \end{array} \right\} \mathbf{S}$$

$$S = \frac{\emptyset f_y d A_v}{V_s} = \frac{0,75 \times 4200 \times 52,5 \times 1,42}{9920} = 23,67 \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{23 \text{ cm Controla}}$$

USAMOS ESTRIBOS Ø3/8" DE 2 RAMAS @ 23 CM

- **Pórticos en dirección Y**

Verificamos una viga de carga de cuatro (4) tramos, por simetría se revisaron dos (2) tramos. A continuación se muestra la verificación de un (1) tramo, los demás tramos se muestran en las tablas de resultados. (*Ubicar en el plano el pórtico 5 = 6 = 8 = 9*).

**(Tramo A – B = Tramo L – M) Nivel 1 y Nivel 2**

		Columnas					Vigas			
CV (Kgf/m <sup>2</sup> )	CP (Kgf/m <sup>2</sup> )	F'c	Fy	r (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	Lviga	hc (cm)
300	420	280	4200	2,5	35	45	30	55	5,4	35

$$N_u = 531,36 \text{ Kgf}$$

**a) Clasificación del miembro.**

$$P_u = 0,10 \times A_g \times f'_c$$

$$P_u = 0,10 (30)(55)(280)$$

$$P_u = 46200 \text{ Kgf} > N_u = 531,36 \text{ Kgf} \longrightarrow \text{Miembro a flexión}$$

**b) Condiciones geométricas**

**(Caso 1)**  $L_n \geq 4h$

$$L_n = L - h_c$$

$$L_n = 5,4 - 0,35$$

$$L_n = 5,05 \text{ m} > 4 \cdot 0,35 = 1,4 \text{ m} \quad \text{Cumple}$$

Nota:  $h_{max} = L_n/4$   
Entonces  $5,05/4$   
 $h_{max} = 1,26 \text{ m}$  Altura

**(Caso 2)**  $B/h \geq 0,30 \text{ m} \longrightarrow 30 \text{ m} / 55 \text{ m} = 0,55 > 0,30$  **Cumple**

**(Caso 3)**  $b_{\min} = 25 \text{ cm} \longrightarrow b_{\min} = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  **Cumple**

**(Caso 4)**  $b \leq h_c + 1,5h \longrightarrow 30 \text{ cm} < 35 \text{ cm} + 1,5(55 \text{ cm})$   
 $30 \text{ cm} < 117,5 \text{ cm}$  **Cumple**

### c) Revisión de aceros longitudinales

**Condición =  $A_{s_{\min}} \leq A_s \leq A_{s_{\max}}$**

$$\text{Acero mínimo} = \frac{14bd}{f_y} = \frac{14 \times 30 \times 52,5}{4200} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero máximo} = 0,025bd = 0,025 \times 30 \times 52,5 = 39,38 \text{ cm}^2$$

**Acero superior del apoyo A = M (1Ø 3/4" + 2Ø 3/4")**

$$A_s^- = 8,55 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 8,55 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero superior del apoyo B = L (1Ø 3/4" + 2Ø 7/8")**

$$A_s^- = 13,46 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 13,46 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero superior del tramo A – B = tramo L – M (2Ø 3/4")**

$$A_s^- = 5,7 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 5,7 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero inferior del apoyo A = M (1Ø 3/4" + 2Ø 7/8")**

$$As^+ = 13,46 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 13,46 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

Para el acero inferior en el apoyo se verificó que  $As^+ \geq \frac{1}{2}As^-$

$$13,46 \geq \frac{1}{2} 8,55 \longrightarrow 13,46 \text{ cm}^2 > 4,28 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero inferior del apoyo 6 = 8 (2Ø 7/8" + 2Ø 1")**

$$As^+ = 17,9 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 17,9 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

$$17,9 \geq \frac{1}{2} 13,46 \longrightarrow 17,9 \text{ cm}^2 > 6,73 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

**Acero inferior del tramo 2 – 4 = 10 – 12 (2Ø 7/8")**

$$As^+ = 7,76 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5,25 \text{ cm}^2 < 7,76 \text{ cm}^2 < 39,38 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

Para el acero inferior en el apoyo se verificó que  $As^+ \geq \frac{1}{4}As^-$

$$7,76 \geq \frac{1}{4} 5,70 \longrightarrow 7,76 \text{ cm}^2 > 3,37 \text{ cm}^2 \text{Cumple}$$

#### d) Revisión de adherencia

##### Para columnas centrales

$$\frac{hc}{db} \geq 20 \longrightarrow \frac{35}{2,222} = 13,78 < 20 \quad \text{No cumple}$$

$$hc_{\min} \geq 20bd = 50,8 \text{ cm}$$

**Nota:** Las dimensiones de las columnas que debieron usarse son 60x45. Cuando se diseña debería aumentarse  $hc$ , pero como en este caso se trató de una revisión se sigue usando  $hc$  35 cm. Para  $db$  es la barra de mayor diámetro.

##### Para columnas de borde

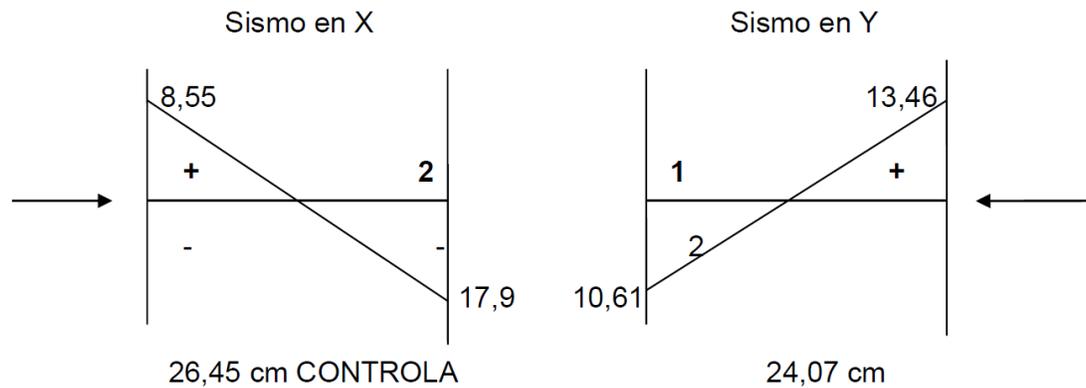
$$Ldh = \frac{0,075 f_y db}{f'_c} < hc$$

$$Ldh = \frac{0,075 \times 4200 \times 1,905}{280} = 35,86 \text{ cm} > 35 \text{ cm} \quad \text{No cumple}$$

$$hc_{\min} = Ldh + r \longrightarrow 35,86 + 2,5 = 38,36 \text{ cm}$$

**Nota:** Las dimensiones de columnas que debieron usarse son 40x45.

**e) Diagramas de momentos de vigas sometidas a sismo**



**f) Momentos probables resistentes**

Donde  $\phi = 1,00 - F_y = 1,25f_y$

**Cálculo de la cuantía**

$$Q = \frac{A_s f_y}{f'_c b d} \left\{ \begin{array}{l} q_1 = \frac{8,55 (1,25 \times 4200)}{280 \times 30 \times 52,5} = 0,1018 \\ q_2 = \frac{17,90 (1,25 \times 4200)}{280 \times 30 \times 52,5} = 0,2131 \end{array} \right.$$

**Cálculo de Mpr**

$$M_{pr} = \phi A_s f_y d \left( 1 - 0,59 q \right)$$

$$M_{pr1} = 1,00 \times 8,55 \times 1,25 \times 4200 \times 52,5 \left( 1 - 0,59 \times 0,1018 \right)$$

$$M_{pr1} = 2215071,88 \text{ Kg} - \text{cm} = 22,15 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_{pr2} = 1,00 \times 17,90 \times 1,25 \times 4200 \times 52,5 \times 1 - 0,59 \times 0,2131$$

$$M_{pr2} = 4313393,77 \text{ Kg} - \text{cm} = 43,13 \text{ Tn} - \text{m}$$

### g) Cortes por capacidad para vigas de amarre

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u L_n}{2} = \frac{22,15 + 43,13}{5,05} + \frac{1,2 \times 0,42 + 1(0,30) \times 5,05}{2}$$

$$V_e = 14,96 \text{ Tn}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} - \frac{W_u L_n}{2} = \frac{22,15 + 43,13}{5,05} - \frac{1,2 \times 0,42 + 1(0,30) \times 5,05}{2}$$

$$V_e = 10,90 \text{ Tn}$$

### h) Resistencia del concreto al corte

$$P_u = 0,05 \times A_g \times f'_c$$

$$P_u = 0,05 \times 30 \times 55 \times 280$$

$$P_u = 23100 \text{ Kgf} > N_u = 531,36 \text{ Kgf} \longrightarrow \mathbf{V_c = 0}; \text{ Se desprecia la resistencia al corte}$$

### i) Separación de estribos en zona confinada

$$S = \frac{\emptyset f_y d A_v}{V_s} = \frac{0,75 \times 4200 \times 52,5 \times 1,42}{14960} = 15,70 \text{ cm}$$

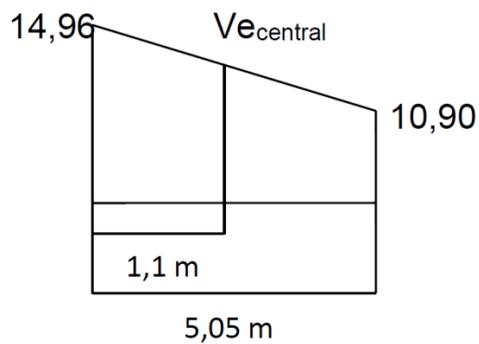
$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l}
 d/4 = 52,5/4 = 13,1 \text{ cm} \longrightarrow 12 \text{ cm} \text{ **Controla**} \\
 8db = 8 (2,54 \times 7/8) = 17,78 \text{ cm} \\
 24de = 24 (2,54 \times 3/8) = 22,86 \text{ cm} \\
 30 \text{ cm}
 \end{array} \right\} \mathbf{S}
 \end{array}$$

USAMOS ESTRIBOS DE 2 RAMAS Ø3/8" @ 12 CM EN ZONA CONFINADA

$$N = \frac{2h}{s} + 1 = \frac{2 \times 55}{12} + 1 = 10,17 \longrightarrow \mathbf{N = 11 \text{ estribos}}$$

**j) Separación de estribos en zona central**

$$\left. \begin{array}{l}
 d/2 = 52,5/2 = 26,25 \text{ cm} \\
 30 \text{ cm}
 \end{array} \right\} \mathbf{S}$$



$$\frac{14,96 - 10,90}{5,05} = \frac{V_{e_{\text{central}}} - 10,90}{5,05 - 1,10}$$

$$V_{e_{\text{central}}} = \frac{14,96 - 10,90 \times (5,05 - 1,10)}{5,05} + 10,90$$

$$V_{e_{\text{central}}} = 14,07 \text{ cm}$$

$$S = \frac{\emptyset f_y d A_v}{V_s} = \frac{0,75 \times 4200 \times 52,5 \times 1,42}{14070} = 16,69 \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{16 \text{ cm Controla}}$$

USAMOS ESTRIBOS Ø3/8" DE 2 RAMAS @ 16 CM

$$N = \frac{l_n - 2l_c}{S} - 1 = \frac{5,05 - 2 \times 1,1}{16} - 1 = 16,81 \longrightarrow \mathbf{N = 17 \text{ estribos}}$$

## Resultados.

Las tablas resumen de los resultados obtenidos en la verificación para el nivel de diseño ND3 de cada miembro a flexión (viga), por pórtico y en el siguiente orden (**ver Anexos**):

- 1) Pórticos del nivel 1 y 2.
- 2) Pórticos del nivel techo.

De la siguiente manera:

- **Para los pórticos del nivel 1 y 2 (Entrepiso):**

Vigas de carga (Sentido Y – Números).

Vigas de amarre (Sentido X – Letras).

- **Para los pórticos del nivel techo:**

Vigas de carga (Sentido Y – Números).

Vigas de amarre (Sentido X – Letras).

**Nota:** Las subsecciones que se nombraron en las tablas corresponden a lo establecido en el capítulo 12 y 18 de la norma 1753-2006. Los casos nombrados como 1, 2, 3 y 4 equivalen a los requisitos establecidos en la subsección 18.3.2b ( $L_n \geq 4h$ ,  $b/h \geq 0.30$ ,  $b_{min} = 25 \text{ cm}$  y  $b \leq hc + 1.5 h_{viga}$ ).

### **Observaciones.**

Se presenta un resumen sobre los aspectos más importantes en la verificación de los miembros a flexión para ND3.

#### **1) Recubrimiento: 2,5 cm.**

La subsección 7.2.4 establece que los recubrimientos mínimos para elementos protegidos de la intemperie son 4 cm, de manera que no se cumple con este requisito.

#### **2) Carga variable de techo = 100 Kgf/cm<sup>2</sup>**

La carga no corresponde a una azotea con acceso (150 Kgf/cm<sup>2</sup>).

#### **3) Carga permanente de entrepiso y techo: 420 Kgf-cm<sup>2</sup> y 300 Kgf-cm<sup>2</sup> respectivamente.**

Las losas nervadas varían de espesor, sin embargo las cargas que se especifican en los planos de construcción no representan realmente los valores para losas de espesor 30 cm, teniendo una disminución considerable de las mismas al momento de diseñar.

#### **4) Falta de detallado de vigas de escaleras.**

En los planos de escaleras no se especifica el detallado de las vidas que soportan las escaleras, de manera que no fue posible realizar la verificación de las mismas.

### **5) Dimensionado de las columnas.**

Las dimensiones de las columnas no cumplen con los requisitos establecidos en el capítulo 18 referente a la adherencia (ver tablas de resultados).

### **6) Falta de detallado de vigas de riostra.**

En los planos no se especifica el detallado de las vigas de riostra, de manera que no fue posible realizar la verificación de las mismas.

### **7) Separación de los aceros transversales.**

En ciertos casos la separación colocada entre los estribos a lo largo del miembro es mayor a la separación calculada, tanto en la zona confinada como la zona no confinada.

#### 4.6.3.- Verificación de las columnas.

Seguidamente se presentan las revisiones de las columnas siguiendo los requisitos establecidos en la norma FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural (1era Revisión)” específicamente en el capítulo 18 subsección 18.4 *Nivel de diseño ND3. Miembros solicitados a flexión y carga axial: Columnas.*

##### **Parámetros de diseño.**

En el diseño de los miembros solicitados a flexión y carga axial (Columnas) los parámetros tomados en cuenta para la verificación basados en los planos fueron:

- **Características de los materiales:**

1. Resistencia del concreto:  $f'c = 280 \text{ Kgf/cm}^2$
2. Resistencia a la cedencia:  $f_y = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$

Recubrimiento:  $r = 2,5 \text{ cm}$  (Para todas las columnas).

- **Dimensiones de los miembros:**

Como se mostró anteriormente existen 4 tipos de columnas denominadas C1, C2, C3 y C4. En la columna C1 hay un cambio de sección como se muestra en la siguiente tabla:

<b>Columna/Tipo</b>	<b>Piso 1 y 2</b>	<b>Piso 3</b>
C1	40x40	35x35
C2	30x40	30x40
C3	35x35	35x35
C4	45x35	45x35

Las alturas de las columnas varían por nivel:

<b>Nivel</b>	<b>Altura de la Columna (m)</b>
1	3,85
2	3,30
Techo	3,30

- **Fórmulas.**

Ver sección “Ejemplo de cálculo”.

- **Nomenclaturas usadas**

A continuación se especifica la descripción de cada notación utilizada en la presente investigación:

**Tabla N°19. Nomenclatura para el diseño de columnas.**

<b>Nomenclatura</b>	<b>Descripción</b>
$f_c$	Resistencia del concreto
$f_y$	Resistencia a la cedencia del acero
$V_u$	Carga cortante última
$N_u$	Carga axial última
$M_u$	Momento último
$r$	Recubrimiento del acero de refuerzo
$\gamma_h$	Factor de recubrimiento
$e$	Excentricidad
$d_b$	Diámetro nominal de la barra (pulg)
$h_c$	Altura de la columna
$h_n$	Promedio de las alturas
$b$	Base del elemento considerado
$h$	Altura del elemento considerado
$A_s$	Área de acero
$\Sigma M_c$	Sumatoria de los momentos de las columnas
$\Sigma M_v$	Sumatoria de los momentos de las vigas
$P_u$	Carga axial mayorada
$L_o$	Longitud de confinamiento
$A_{sh}$	Área de acero transversal
$b_c$	Ancho del núcleo
$A_{ch}$	Área del núcleo
$V_e$	Cortante por capacidad

**Fuente: Autores.**

### Ejemplo de cálculo.

Se verificó en esta ocasión la columna ubicada en el pórtico 4 del eje C, denotándose las siguientes condiciones:

$$\text{Dimensión} = 40 \times 40$$

$$L_n = 3,30 \text{ m}$$

$$f'c = 280 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$V_u = 28.505 \text{ Kgf}$$

$$N_u = 44.421 \text{ Kgf}$$

$$M_u = 2.462 \text{ Kgf} - \text{m}$$

$$r = 2,5 \text{ cm}$$

- **Factor de recubrimiento**

$$\gamma h = h - 2r = 40 - 2 \times 2,5 = 35 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{\gamma h}{h} = \frac{35 \text{ cm}}{40 \text{ cm}} = 0,88$$

- **Excentricidad**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2462}{44421} = 0,055 \text{ m} \approx 5,55 \text{ cm}$$

- **% de Acero**

$$\frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} > e \quad \text{Acero en las cuatro caras}$$

$$K_u = \frac{P_u}{f'_c \times b \times h} = \frac{44421}{280 \times 40 \times (40)} = 0,10$$

$$\frac{e}{h} = \frac{5,55}{40} = 0,13875$$

Del diagrama M – P se tiene  $\phi = 1,3875\%$

$$\phi_{\min}(1\%) < \phi (1,3875\%) < \phi_{\max}(6\%)$$

- **Área de acero**

$$A_s = \phi b h = 0,01388 \times 40 \times 40 = 22,21 \text{ cm}^2$$

***Nota:** Según lo especificado en los planos el área de acero para esta columna fue de 31,02 cm<sup>2</sup>, ya que se usaron 8 Ø 7/8" cumpliendo así con este criterio.*

- **Clasificación del miembro**

$$P_u = 0,10 A_g f'_c = 0,10 \times 40 \times 40 \times 280 = 44800 \text{ Kgf}$$

$$P_u = 44800 \text{ Kgf} > N_u = 44421 \text{ Kgf} \therefore \text{Miembro a flexión}$$

- **Condiciones geométricas**

Menor dimensión  $\geq 30$  cm      40 cm  $> 30$  cm      **Cumple**

$$\frac{b}{h} = \frac{\text{menor dimensión}}{\text{mayor dimensión}} \geq 0,40 \quad \frac{40}{40} = 1 > 0,40$$

- **Verificación de adherencia**

$$\frac{h}{db} \geq \frac{\alpha a f_y}{f'_c} ; \quad \alpha a: \text{varia entre } 0,08 - 0,10$$

$db = \emptyset 7/8$ " (Mayor diámetro de la viga)

$$\frac{40}{7/8 \times 2,54} \geq \frac{0,08 \times 4200}{280} = 18,00 < 20,08 \quad \text{No cumple}$$

- **Resistencia mínima a flexión**

$$\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_v} \geq 1,20$$

$$\Sigma M_c = 36,31 + 36,31 = 72,62 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\Sigma M_v = 20,21 + 21,21 = 40,42 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\frac{72,62}{40,42} = 1,80 > 1,20 \quad \text{Cumple}$$

- **Refuerzo transversal**

Longitud de confinamiento

$$Lo \left\{ \begin{array}{l} \text{Altura del elemento} \\ \frac{Ln}{6} = \frac{\text{Luz libre}}{6} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$Lo \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ cm} \\ \frac{330}{6} = 55 \text{ cm} \quad \text{Controla} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Espaciamiento máximo de los estribos rectangulares**

Se asumió estribos  $\emptyset 3/8''$

Separación inicial de centro a centro.

$$Xi = \frac{55 - 2 \cdot 6 - (7/8 \times 2,54)}{2} = 20,38 \text{ cm}$$

$Xi = 20,38 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$       Se necesitó estribo para cabillas centrales

Se recalculó Xi

$$X_i = 20,38 + (3/8" \times 2,54) = 21,33 \text{ cm}$$

$$h_x = 21,33 \text{ cm}$$

$$S \left\{ \begin{array}{l} 1/4 \text{ (menor diámetro)} = 1/4 (40) = 10 \text{ cm} \quad \mathbf{Controla} \\ 6db = 6 (7/8" \times 2,54) = 13,33 \text{ cm} \\ S_o = 10 + \frac{35 - h_x}{3} = 10 + \frac{35 - 21,33}{3} = 14,56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Área de sección transversal requerida**

$$P_u = 0,30 A_g f'_c = 0,30 \times (40) \times (40) \times (280) = 134400 \text{ Kgf} > N_u = 44421 \text{ Kgf}$$

Como  $P_u$  es mayor que  $N_u$ , se utilizó la ecuación 1 y 2.

$$A_{sh} \left\{ \begin{array}{l} 0,30 \frac{S_{bc} f'_c}{f_y} \times \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \\ 0,90 \frac{S_{bc} f'_c}{f_y} \\ 0,20 \times S_{bc} K_f K_n \frac{P_u}{f_y A_{ch}} \end{array} \right.$$

- **Parámetros Kf y Kn**

$$Kf = \frac{f'c}{1750} + 0,60 \geq 1$$

$$Kf = \frac{280}{1750} + 0,60 = 0,76 < 1 \quad Kf = 1$$

$$Kn = \frac{hl}{hl - 2} = \frac{8}{8 - 2} = 1,33$$

- **Ancho y Área del Núcleo**

$$bc = hc - 2r = 40 - 2(2,5) = 35 \text{ cm}$$

$$Ach = bc \times hc = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

- **Área de sección transversal**

$$\text{Ash} \left\{ \begin{array}{l} 0,30 \frac{10 \times 35 \times 280}{4200} \times \frac{40 \times 40}{1225} - 1 = 2,95 \text{ cm}^2 \\ 0,90 \frac{10 \times 35 \times 280}{4200} = 21 \text{ cm}^2 \quad \text{Controla} \end{array} \right.$$

$$\text{Ash} = 3 \times 0,71 = 2,13 \text{ cm}^2 < 21 \text{ cm}^2 \quad \text{No cumple}$$

Cambiamos a  $\emptyset$  1/2"; 5/8" y dos estribos cerrados uno en forma de rombo (4 ramas) y S = 7 cm.

$$0,90 \frac{7 \times 35 \times 280}{4200} = 14,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = (5 \times 1,27 + 5 \times 1,98) = 16,23 \text{ cm}^2 > 14,7 \text{ cm}^2$$

- **Refuerzo transversal por corte**

$$V_e = \frac{2 M_{nc}}{L_n} = \frac{2 \times 36,31}{3,30} = 22,01 \text{ Tn}$$

- **Resistencia del concreto al corte**

Se considera  $V_c = 0$ , si se cumplen las siguientes condiciones simultáneamente:

$$N_u < 0,05 A_g f'_c$$

$$V_e \geq 0,50 V_u$$

$$P_u = 0,05 \times 40 \times 40 \times 280 = 22400 \text{ Kgf} < N_u \\ = 44421 \text{ Kgf}$$

**No cumple**

$$V_e = 22010 \text{ Kgf} > 0,50 \times 28505 \text{ Kgf} = 14252,5 \text{ Kgf}$$

**Cumple**

#### 4.6.4. Verificación de los nodos en requisito ND3.

A continuación se presentan las revisiones de los nodos siguiendo los requisitos establecidos en la norma FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural (1era Revisión)” específicamente en el capítulo 18 subsección 18.5 *Nivel de diseño ND3. Nodos.*

##### **Parámetros de diseño**

En el diseño de los miembros de las uniones vigas-columnas (Nodos), los parámetros tomados en cuenta para la verificación basados en los planos fueron los siguientes:

- **Características de los materiales:**

1. Resistencia del concreto:  $f'c = 280 \text{ Kgf/cm}^2$
2. Resistencia a la cedencia:  $f_y = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$

Recubrimiento:  $r = 2,5 \text{ cm}$  (Para todas las vigas).

- **Características de la losa:**

Nervada – Unidireccional de espesor  $h = 30 \text{ cm}$ .

- **Dimensiones de los miembros:**

Las dimensiones de las vigas varían y en algunos de los casos, en un mismo pórtico hay cambios de sección por tramo (ver en planos de detalles).

<b>Secciones de vigas usadas</b>	
30x55	30x30

Para el caso de las columnas existen 4 tipos denominadas C1, C2, C3 y C4. En la columna C1 existe un cambio de sección como se muestra en la siguiente tabla:

<b>Columna/Tipo</b>	<b>Piso 1 y 2</b>	<b>Piso 3</b>
C1	40x40	35x35
C2	30x40	30x40
C3	35x35	35x35
C4	45x35	45x35

Las alturas de las columnas varían por nivel:

<b>Nivel</b>	<b>Altura de la Columna (m)</b>
1	3,85
2	3,30
Techo	3,30

- **Fórmulas.**

Ver sección “Ejemplo de cálculo”.

- **Nomenclaturas usadas:**

A continuación se especifica la descripción de cada notación utilizada en la presente investigación:

**Tabla N°20. Nomenclatura para el diseño de Nodos ND3.**

Nomenclatura	Descripción
$f'c$	Resistencia del concreto
$f_y$	Resistencia a la cedencia del acero
$V_u$	Carga cortante última
$M_{pr}$	Momento probable resistente
$r$	Recubrimiento del acero de refuerzo
$A_{s_{inf}}$	Área de acero inferior
$A_{s_{sup}}$	Área de acero superior
$d_b$	Diámetro nominal de la barra (pulg)
$h_c$	Altura de la columna
$h_n$	Promedio de las alturas
$b$	Base del elemento considerado
$h$	Altura del elemento considerado
$q$	Cuantía de acero requerida
$V_e$	Cortante por capacidad
$\Phi$	Factor de minoración de resistencia
$\Phi V_c$	Resistencia del concreto al corte
$\gamma$	Factor de combinación de carga

**Fuente: Autores.**

### Ejemplo de cálculo.

**Pórtico C = K (Tramo 2 – 4 = Tramo 10 – 12)**

#### 1. Resistencia del concreto en el nodo

$$F'_c < 1059 \text{ Kgf/cm}^2$$

#### 2. Identificación del tipo de conexión

Nodo 2 = 12	Nodo 4 = 10
De borde con columna continua	Interior con columna continua

#### 3. Condiciones geométricas

*Nota: El ancho de la viga "bviga" no debe excederse de "bmax".*

#### Datos nodo 2 = 12

b columna C4	h columna	b viga
45	35	30

#### Condición:

$$\left\{ \begin{array}{l} 3b_{col} \longrightarrow 3(45) = 135 \text{ cm} \\ b_{col} + 1,5h_{col} \longrightarrow 45 + 1,5(35) = 97,5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Controla} \end{array} \right.$$

$$b_{viga} = 30 \text{ cm} < b_{max} = 97,5 \text{ cm} \longrightarrow \text{Cumple}$$

**Datos nodo 4 = 10**

<b>b columna C4</b>	<b>h columna</b>	<b>b viga</b>
40	40	30

**Condición:**

$$\left\{ \begin{array}{l} 3b_{col} \longrightarrow 3(40) = 120 \text{ cm} \\ b_{col} + 1,5h_{col} \longrightarrow 40 + 1,5(40) = 100 \text{ cm} \longrightarrow \text{Controla} \end{array} \right.$$

$$b_{viga} = 30 \text{ cm} < b_{max} = 100 \text{ cm} \longrightarrow \text{Cumple}$$

**4. Anclaje de acero**

Si el acero no se ancla en las columnas se debe verificar que:

$$\begin{aligned} \text{Condición} &\longrightarrow h_{viga} \geq 20d_b \text{ col} \\ &55 \text{ cm} > 20 \times 2,222 \text{ cm} \\ &55 \text{ cm} > 44,44 \text{ cm} \quad \text{Cumple} \end{aligned}$$

**5. Refuerzo longitudinal y transversal**

**Nota:** Deben cumplirse todos los requisitos de diseño de columnas.

**6. Ancho efectivo de la losa**

**Nota:** Como la losa es nervada no se calcula su ancho efectivo.

## 7. Momentos resistentes

Fórmula para calcular las Cuantías:

$$q = \frac{A_s f_y}{f'_c b d}$$

Fórmula para Momentos probables:

$$M_{pr} = \phi A_s f_y d (1 - 0,59q)$$

### Datos nodo 4 = 10

d	$\phi$	f <sub>y</sub>	A <sub>SINF</sub>	A <sub>SUP</sub>	q1	q2
65	1	4200	8,55	11,64	0,106875	0,1455

### Resultado:

	Kg – cm	Tn – m
M <sub>pr1</sub>	2733709,07	27,3370907
M <sub>pr2</sub>	3631160,78	36,3116078

**Nota:** Mismos resultados en sentido horario y anti-horario.

**Datos nodo 2 = 12**

<b>d</b>	<b>φ</b>	<b>fy</b>	<b>AS<sub>INF</sub></b>	<b>AS<sub>SUP</sub></b>	<b>q1</b>	<b>q2</b>
65	1	4200	17,10	11,64	0,21375	0,1455

**Resultado:**

	<b>Kg – cm</b>	<b>Tn – m</b>
Mpr1 horario	3631160,78	36,3116078
Mpr2 anti-horario	2733709,07	27,3370907

**8. Corte de los nodos**

**Nota:** Para el nodo 2 = 12 controla los momentos horarios.

$$h_n = 3,8 \text{ cm}$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr}}{h_n} = \frac{36,31}{3,8} = 9,555 \text{ Tn}$$

**Nota:** Para nodo 4 = 10 ambos son iguales.

$$h_n = 3,8 \text{ cm}$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{h_n} = \frac{27,33 + 36,31}{3,8} = 16,75 \text{ Tn}$$

### 9. Corte último de los nodos

**Nota:** Para el nodo 2 = 12 caso 3.

$$V_u = T - V_{col}$$

Para hallar  $T = A_{s_{sup}} \times f_y = 11,64 \times 1,25 \times 4200 = 61110 \text{ Kg}$

$$V_u = 61,110 - 9,555 = \mathbf{51,555 \text{ Tn}}$$

**Nota:** Para el nodo 4 = 10 caso 1.

$$\left[ \begin{array}{l} V_{col} = 16,75 \\ T \text{ (tn)} = 61,110 \\ C \text{ (tn)} = A_{s_{inf}} \times f_y = 8,55 \times 1,25(4200) = 44,8875 \end{array} \right.$$

$$V_u \text{ (tn)} = C + T - V_{col} = 44,89 + 61,10 - 16,75 = \mathbf{89,75 \text{ Tn}}$$

### 10. Corte teórico del nodo

**Nota:** Se verificó si el nodo está confinado, si cumple con las siguientes condiciones:

$$b_{viga} \geq \frac{3}{4} \times b_{col}$$

$$L = \frac{b_{col} - b_{viga}}{2} \leq 10 \text{ cm}$$

**Nodo 2 = 12**

$$30 \text{ cm} < \frac{3}{4} 45 \text{ cm} = 33,75 \text{ cm} \quad \text{No cumple}$$

$$L = \frac{45 - 30}{2} = 7,5 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

} **No confinada en 2 caras**

**Nodo 4 = 10**

$$30 \text{ cm} < \frac{3}{4} 40 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

$$L = \frac{40 - 30}{2} = 5 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

} **Cara confinada**

**11. Factor Y**

Para el nodo 2 confinada en 2 o 3 caras  $Y = 4$

Para el nodo 4 confinadas en 4 caras  $Y = 5,30$

**12. Factor "m"**

$$\text{Para el nodo 2 } m = 0,30 \text{ si } e > bc/8 = 45/8 = 5,63$$

$$m = 0,50 \text{ si } e < bc/8 = 45/8 = 5,63$$

} **m = 0,50**

$$\text{Para el nodo 4 } m = 0,50 \text{ si } e > bc/8 = 40/8 = 5$$

$$m = 0,50 \text{ si } e < bc/8 = 40/8 = 5$$

} **m = 0,50**

### 13. Para calcular $b_j$

#### Para nodo 2

$$b_j = \min \left\{ \begin{array}{l} b_{\text{viga}} + \frac{1}{2} \times m_{\text{hc}} \\ \frac{b_{\text{viga}} + b_{\text{col}}}{2} \\ b_{\text{col}} \end{array} \right.$$

$$\frac{m_{\text{hc}}}{2} = \frac{0,50 \times 35}{2} = 8,75 \text{ cm} \quad \mathbf{L = 9 \text{ cm}}$$

$$b_j = \min \left\{ \begin{array}{l} 30 + 2 \cdot 9 = 48 \text{ cm} \\ \frac{30 + 45}{2} = 37,5 \text{ cm} \quad \mathbf{\text{Controla}} \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### Para nodo 4

$$\frac{m_{\text{hc}}}{2} = \frac{0,50 \times 40}{2} = 10 \text{ cm} \quad \mathbf{L = 10 \text{ cm}}$$

$$b_j = \min \left\{ \begin{array}{l} 30 + 2 \cdot 10 = 50 \text{ cm} \\ \frac{30+40}{2} = 35 \text{ cm} \quad \text{Controla} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### 14. Corte teórico $\phi = 0,85$

**Para nodo 2**

$$\phi V_n = \phi Y \overline{f'_{c b j}} h_c = 0,85 \times 4 \times \overline{280} \times 37,5 \times 35 = 74671,91 \text{ Kg} \approx 74,67 \text{ Tn}$$

$$\phi V_n = 74,67 \text{ Tn} > V_u = 51,555 \quad \text{Cumple}$$

**Para nodo 4**

$$\phi V_n = \phi Y \overline{f'_{c b j}} h_c = 0,85 \times 5,30 \times \overline{280} \times 35 \times 40 = 105536,3 \text{ Kg} \approx 105,5 \text{ Tn}$$

$$\phi V_n = 105,54 \text{ Tn} > V_u = 51,555 \quad \text{Cumple}$$

## Resultados.

Las tablas resumen de los resultados obtenidos en la verificación para nivel de diseño 3 (ND3) de cada conexión viga columna (Nodos), por pórtico y en el siguiente orden (**ver Anexos**):

- Pórticos del nivel 1 y 2 (Entrepiso).
- Pórticos del nivel techo.

De la siguiente manera:

- Para los pórticos del nivel 1 y 2 (Entrepiso):
  1. Vigas de carga (Sentido Y – Números).
  2. Vigas de amarre (Sentido X – Letras).
  
- Para los pórticos del nivel techo:
  1. Vigas de carga (Sentido Y – Números).
  2. Vigas de amarre (Sentido X – Letras).

**Nota:** Las sub-secciones que se nombran en las tablas corresponden a lo establecido en el capítulo 18 de la FONDONORMA 1753-2006.

#### 4.6.5.- Verificación de la separación de las juntas de dilatación

Finalmente se verificó la separación de las juntas de dilatación ubicadas en la estructura, para ello se consultó el capítulo 10 de la Norma venezolana COVENIN 1756-2001. *Control de los desplazamientos*. Revisando las siguientes subsecciones:

Subsección 10.1. *Desplazamientos laterales totales*

$$\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei}$$

Donde:

R: Factor de Reducción de respuesta

$\Delta_{ei}$ : Desplazamiento lateral del nivel  $i$  calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente. :

Se verificó la deriva  $\delta_i$ , que representa la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos.

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

Seguidamente se realizó la revisión de los valores límites según lo establecido en la tabla 10.1 utilizando dicho valor para verificar los desplazamientos en cada nivel de la edificación.

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})}$$

Donde:

$(h_i - h_{i-1})$ : Separación entre pisos o niveles consecutivos.

**Tabla N°21. Valores límites subsección 10.1 COVENIN 1756-2001.**

Tipo y disposición de elementos no	Edificaciones			
	Estructurales	Grupo A	Grupo B	Grupo C
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura		0,012	0,015	0,018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura		0,016	0,020	0,024

Fuente: COVENIN 1756-2001.

Finalmente se verificó las separaciones mínimas según lo establecido en la subsección 10.3 de la norma COVENIN 1756-2001, denotándose la siguiente ecuación:

$$\frac{R + 1}{2} \Delta_{en}$$

Donde:

$\Delta_{en}$  = Máximo desplazamiento lateral elástico del último nivel en la dirección considerada pero no menor que 3,5 cm en los primeros 6 metros más el cuatro por mil (4°/°) de la altura que exceda esta última.

### Ejemplo de cálculo

- Para nivel 1

$$\frac{\delta_i}{390} = 0,012 \quad \delta_1 = 0,012 \times 390 = 4,68$$

- Para nivel 2

$$\frac{\delta_i}{370} = 0,012 \quad \delta_2 = 0,012 \times 370 = 4,44$$

- Para nivel 3

$$\frac{\delta_i}{290} = 0,012 \quad \delta_3 = 0,012 \times 290 = 3,48$$

- **Desplazamiento lateral**

$$\Delta_1 = 4,68$$

$$\Delta_2 = 4,68 + 4,44 = 9,12$$

$$\Delta_3 = 9,12 + 3,48 = 12,6$$

De la ecuación:  $\Delta_i = 0.8 R \Delta_{ei}$  se despeja  $\Delta_{ei}$

$$\Delta_{ei1} = 0,975$$

$$\Delta_{ei2} = 1,90$$

$$\Delta_{ei3} = 2,63$$

- **Separación mínima**

$$\frac{R + 1}{2} \Delta_{en}$$

$$\frac{6 + 1}{2} \times 2,63 = \mathbf{9,2 \text{ cm}}$$

En la siguiente figura se detalló la medición de la separación que se obtuvo de la junta de dilatación.



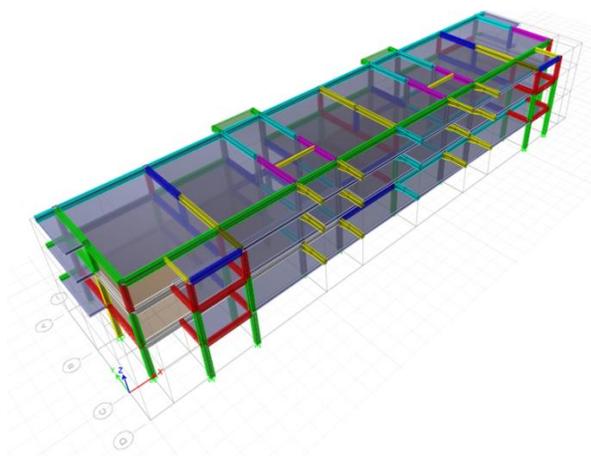
**Figura N°34. Medición en junta de dilatación. Fuente: Autores.**

Según la verificación anterior de la separación mínima y respecto a la medición mostrada, dicho elemento no cumple con lo especificado en la norma, se pudo observar que la separación de la junta en el sitio posee poco menos de 2 cm de separación cuando en realidad debería tener poco más de 9 cm respecto al cálculo anterior, por lo que se deberá ejecutar medidas pertinentes para corregir esta irregularidad.

#### **4.7.- Análisis de la capacidad de la estructura a partir de los requisitos de la Comisión Venezolana de Normas Industriales COVENIN 1756-2001 y American Concrete Institute ACI 318-14.**

En esta última fase se analizó la capacidad estructural de uno de los módulos que componen la edificación para verificar su comportamiento y que tipo de deformaciones presenta según las dimensiones de los miembros estructurales existentes en la actualidad y las cargas con que actúan cada uno de ellos.

En primera instancia se modeló uno de los módulos usando el software de análisis estructural ETABS 2015, se realizó el levantamiento de cada uno de los elementos que compone a la estructura, vigas, columnas, losas y voladizos, desde la planta baja incluyendo el nivel 1, nivel 2 y nivel techo, según los datos suministrados en los planos originales. Como se muestra en la figura N°35.



**Figura N°35. Modelado 3D fachada Este. Fuente: ETABS 2015.**

Seguidamente después de realizar el modelado de cada elemento estructural se asignaron las cargas respectivas a cada elemento entre las cuales fueron las siguientes:

- **Cargas nivel techo:**

Losa nervada (e = 30 cm):

$$CPP = 510 \text{ Kgf/m}^2$$

$$CV = 100 \text{ Kgf/m}^2$$

Losa volado (e = 30 cm)

$$CPP = 510 \text{ Kgf/m}^2$$

$$CV_{AULAS} = 100 \text{ Kgf/m}^2$$

$$CV_{TECHO} = 100 \text{ Kgf/m}^2$$

Losa pérgola (e = 30 cm)

$$CPP = 150 \text{ Kgf/m}^2$$

$$CV_{TECHO} = 100 \text{ Kgf/m}^2$$

- **Cargas nivel 1 y nivel 2:**

Losa aulas (e = 30 cm)

$$CPP = 660 \text{ Kgf/m}^2$$

$$CV_{AULAS} = 300 \text{ Kgf/m}^2$$

Losa pasillos (e = 30 cm)

$$CPP = 660 \text{ Kgf/m}^2$$

$$CV_{PASILLOS} = 400 \text{ Kgf/m}^2$$

- **Cargas ménsulas:**

$$CP = 420 \text{ Kgf/m}^2 \times 4,38 \text{ m} = 1839,6 \text{ Kgf/m}$$

$$CV = 300 \text{ Kgf/m}^2 \times 4,38 \text{ m} = 1314 \text{ Kgf/m}$$

Luego se cargaron en el software las combinaciones de cargas a la estructura respecto a los datos anteriormente mostrados, entre ellas fueron las siguientes:

- **Combinaciones de cargas:**

$$U = 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV}$$

$$U = 1,4 \text{ CP} + 1,4 \text{ CPP}$$

$$U = 1,2 \text{ CP} + \gamma \text{ CV} \pm S$$

$$U = 0,90 \text{ CP} \pm S$$

Donde:

CP = Carga permanente.

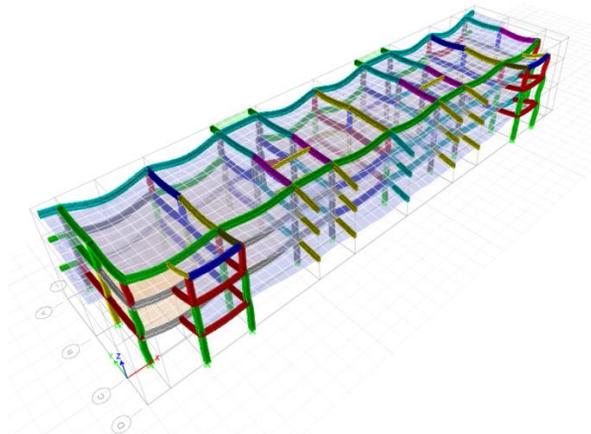
CV = Carga variable.

S = Carga sísmica.

$\gamma$  = Factor de carga variable.

El siguiente paso que se realizó fue la corrida del programa para visualizar de qué manera se deforma la estructura, como se muestra en la figura N° 36; y verificar los resultados obtenidos de cuales elementos

estructurales están fallando y qué tipo de falla presentan cada uno de ellos y en base a ello se estableció el diagnóstico de los problemas presentados para finalmente proponer diversas soluciones que garanticen la estabilidad de la edificación.



**Figura N°36. Modelado 3D deformada de la estructura. Fuente: ETABS 2015.**

De los resultados obtenidos en el análisis (ver Anexos), se resumió por medio de tablas y gráficos circulares de porcentajes principalmente cuales elementos están fallando, donde se ubica cada elemento según su eje, en qué nivel de la edificación se encuentra, tipo de falla que presenta cada uno de ellos y que nivel de riesgo presenta la estructura para que de esa manera proponer las mejores soluciones posibles.

Se concretaron algunos puntos importantes que se tomaron en consideración para la realización de este primer análisis de los cuales podemos mencionar los siguientes:

- Los voladizos de los pasillos no existe continuidad del acero inferior, específicamente en las vigas de sección variable.

- El acero de paramento no se consideró para el momento último de las vigas.
- La viga en el pórtico 5 no tiene gancho estándar.

**Tabla N° 22. Fallas en elementos estructurales. Diseño por capacidad.**

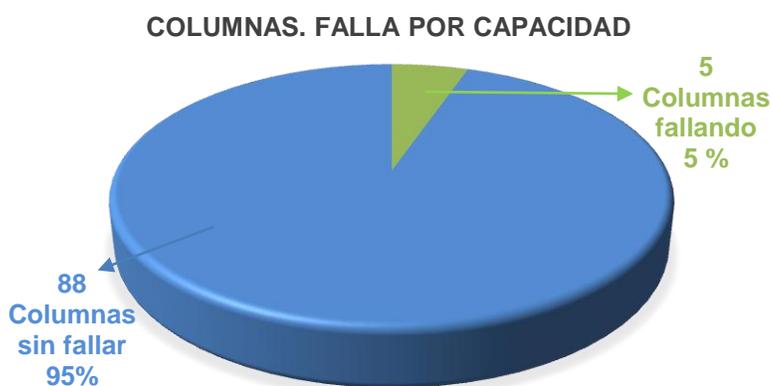
Elemento	Eje	Nivel	Tipo de falla
Columna	B4	PB	Falla por capacidad. Corte en el nodo excede el límite
Columna	B10	PB	Falla por capacidad. Corte en el nodo excede el límite
Viga	PD 3-4	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Viga	PD 10-11	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Viga	P2 B-C	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Viga	P3 C-D	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Viga	P4 C-D	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Columna	4B	PB	Falla por capacidad. Corte en el nodo excede el límite
Viga	P5 C-D	N1-2	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Viga	P5 A-B	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Volado	P5	Techo	Falla por falta de acero de refuerzo
Viga	P6 C-D	N1-2	Falla por corte. Acero longitudinal insuficiente
Viga	P6 C-D	Techo	Falla por corte. Acero longitudinal insuficiente
Viga	P6 A-B	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Volado	P6	Techo	Falla por falta de acero de refuerzo
Viga	P7 C-D	N1-2	Falla por corte. Acero longitudinal insuficiente
Viga	P7 C-D	Techo	Falla por corte. Acero longitudinal insuficiente
Columna	C7	PB	Falla por capacidad. Corte en el nodo excede el límite
Viga	P8 C-D	N1-2	Falla por corte. Acero longitudinal insuficiente
Viga	P8 C-D	Techo	Falla por corte. Acero longitudinal insuficiente
Viga	P8 B-C	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Viga	P8 A-B	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente

**Tabla N° 22. Fallas en elementos estructurales. Diseño por capacidad. Cont.**

Volado	P8	Techo	Falla por falta de acero de refuerzo
Viga	P9 C-D	N1-2	Falla por corte. Acero longitudinal insuficiente
Viga	P9 B-C	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Viga	P9 A-B	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Volado	P9	Techo	Falla por falta de acero de refuerzo
Viga	P10 C-D	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Columna	10B	PB	Falla por capacidad. Corte en el nodo excede el límite
Viga	P11 C-D	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente
Viga	P12 B-C	N1	Falla por corte. Acero de refuerzo insuficiente

**Fuente: Autores.**

Seguidamente se resumió la información de la tabla anterior a través de gráficos donde se refleja el total de elementos analizados, número de elementos que están fallando y el porcentaje que refleja esa cantidad, para las columnas, vigas y los volados detallados en el modelo 3D mostrado anteriormente.



**Figura N°37. Gráfico falla por capacidad. Columnas. Fuente: Autores.**



**Figura N°38. Gráfico falla por capacidad. Vigas. Fuente: Autores.**



**Figura N°39. Gráfico falla por capacidad. Volados. Fuente: Autores.**

Según la verificación de las vigas y nodos en requisito ND3 mostrados en sección 4.5.2 y 4.5.4, en los cuales se mostró el ejemplo de cálculo de uno de sus elementos, dichos resultados se encuentran en las tablas de resultados en la sección “Anexos. Tablas de resultados” para las vigas y nodos, en ellas se puede apreciar claramente cuales elementos no cumplen con este requisito y en qué nivel de la edificación se encuentran.

A continuación se muestran gráficos en los cuales se resume el número de vigas y nodos que no cumplen con este requisito y el porcentaje que representan para que de esta manera se pueda diagnosticar el nivel de riesgo que representa actualmente la estructura, para así proponer las mejores soluciones a estas manifestaciones e irregularidades.

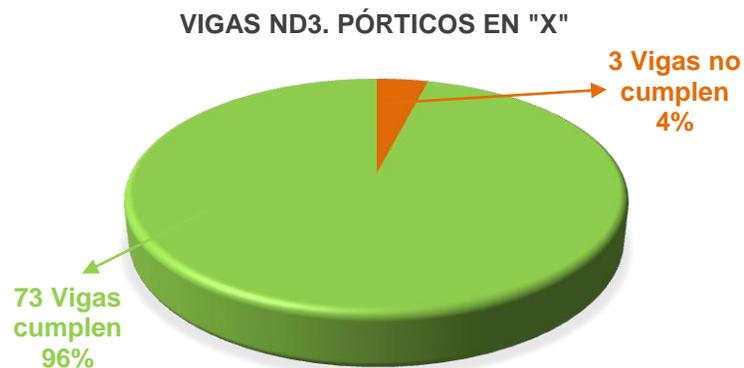


Figura N°40. Gráfico de vigas en ND3. Pórticos en "X". Fuente: Autores.



Figura N°41. Gráfico de vigas en ND3. Pórticos en "Y". Fuente: Autores.



**Figura N°42. Gráfico de nodos en ND3. Fuente: Autores.**

Finalmente para verificar el nivel de riesgo de la estructura se realizó un análisis no lineal (Pushover), se trata de un método simplificado estático no lineal, nos permitió determinar la capacidad que tiene actualmente la estructura frente a un evento sísmico tanto en el sentido “X” como en el sentido “Y”, generando como resultado una curva que refleja el comportamiento de la edificación.

Este método nos permitió sustituir la estructura real no lineal por un sistema equivalente no lineal modal, representándola con sus propiedades modales efectivas. A continuación se muestran los resultados de dicho análisis y el diagnóstico final del comportamiento de la estructura, para así de esta manera proponer las mejores soluciones para mantener la estabilidad estructural de la edificación.

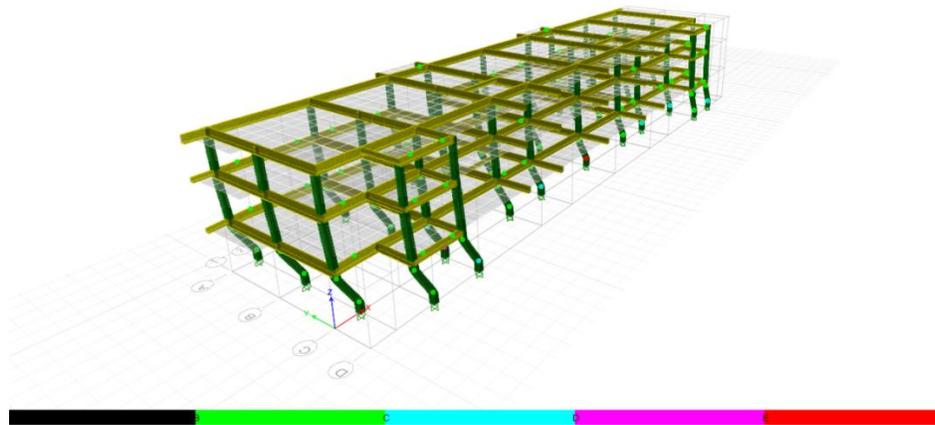


Figura N°43. Rótulas plásticas generadas en vigas y columnas. Fuente: ETABS 2015.

En la figura anterior se muestran de qué manera se generaron rótulas plásticas en la estructura, cada color representa el nivel de servicio en el cual se comportaría la edificación en el momento de un evento sísmico. De los cuales se explican a continuación:

- Negro: Nivel A - Totalmente operacional.
- Verde: Nivel B - Operacional.
- Azul: Nivel C - Seguridad.
- Fucsia: Nivel D - Pre-colapso.
- Rojo: Nivel E - Colapso.

**Nivel A - Totalmente operacional:** Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes.

**Nivel B - Operacional:** Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños en elementos estructurales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

**Nivel C - Seguridad:** Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. La estructura requerirá reparaciones importantes.

**Nivel D - Pre-colapso:** Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural.

**Nivel E - Colapso:** Nivel de desempeño en el cual la estabilidad de la estructura queda comprometida por completo generándose colapso en sus principales elementos estructurales.

Finalmente se muestran los resultados del análisis no lineal (Pushover) en el módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura modelada en el sistema anterior. A través de los resultados mostrados a continuación se pudo detallar en cuales elementos estructurales se generan rótulas plásticas y así comprobar el comportamiento de la estructura y tomar en base al diagnóstico las mejores soluciones para evitar que la estabilidad estructural se vea comprometida a sufrir más daños en el tiempo.

#### 4.7.1.- Resultados Análisis no Lineal (Pushover).

**Tabla N° 22. Resultados Push X**

<b>Pasos</b>	<b>Observaciones</b>
Paso 1	Se generan articulaciones plásticas en las vigas del pórtico A en los tramos 5-6 y 8-9.
Paso 2	Se generan las primeras rótulas plásticas en las columnas 6 y 9 del pórtico A en el nivel del techo, es decir ya en estos elementos existen puntos de fallas considerables.
Paso 3	Se generan rótulas plásticas en todas las columnas del pórtico A en el nivel planta baja, y el desplazamiento lateral es de 4,99 cm en el tope.
Paso 5	Se generan rótulas plásticas en todas las columnas de planta baja, columnas 4 y 11 en el pórtico D y columna 4 en el pórtico C, con un desplazamiento máximo de 9,86 cm.

**Fuente: Autores.**

**Tabla N°23. Resultados Push Y**

<b>Pasos</b>	<b>Observaciones</b>
Paso 1	El desplazamiento lateral máximo es de 1,89 cm, en la viga CD del pórtico 10 se genera la primera rótula plástica.
Paso 5	Desplazamiento lateral máximo de 3,94 cm, la condición de la viga CD llega a colapso en el pórtico 10.
Paso 9	Desplazamiento lateral máximo es de 4,33 cm, llegando a nivel de colapso las rótulas plásticas en las vigas del tramo AB pórtico 6, pórtico 8 en el nivel 1-2, pórtico 9 tramo BC nivel 1, tramo CD pórtico 10 nivel 1.

**Fuente: Autores:**

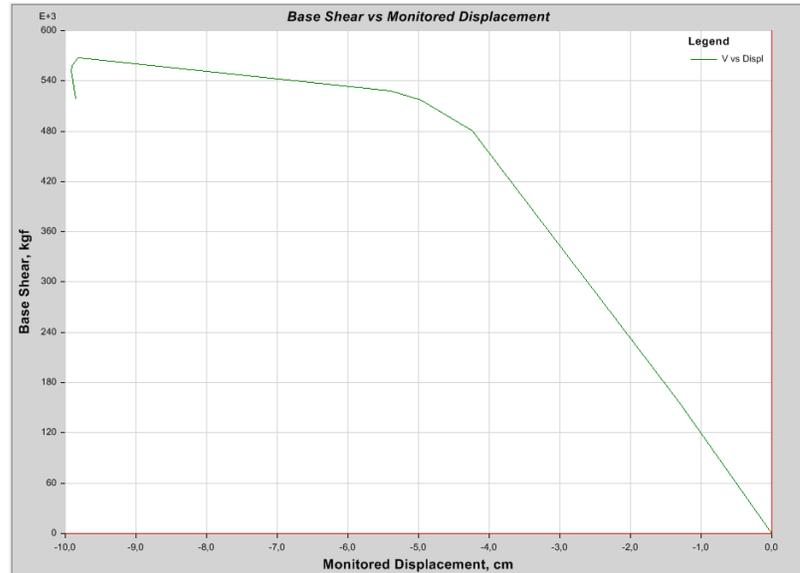


Figura N°44. Curva de capacidad Push X. Fuente: ETABS 2015.



Figura N°45. Curva de capacidad Push Y. Fuente: ETABS 2015.

En base a los resultados anteriormente mostrados se concluyó que la estructura va a fallar para un sismo frecuente, creando un mecanismo de colapso global en la dirección X.

## **CAPÍTULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **5.1.- Conclusiones.**

- Durante el proceso de identificación de las patologías en las diferentes áreas de la edificación se determinó que:
  - a. La presencia de eflorescencias, hongos y corrosión en algunas losas es originado por el empozamiento de las aguas de lluvia debido a la falta de impermeabilización y de mantenimiento de los bajantes.
  - b. Las grietas en la tabiquería son generadas por asentamientos diferenciales en la estructura, debido a que en la zona se encuentran arcillas expansivas que crean cambios volumétricos debajo de las fundaciones, de contracción y/o expansión.
  - c. Las grietas y fisuras en elementos de concreto armado son debidas a la inadecuada separación de las juntas de dilatación, por lo que la estructura se ve afectada debido a los esfuerzos térmicos de dilatación y/o contracción de la masa de concreto. Este efecto ha generado fisuración y agrietamiento de los frisos en las columnas en el área del módulo de escaleras los cuales fueron efectuados para ocultar de manera estética el agrietamiento inicial evidenciado en la etapa de construcción del edificio.
  
- Se realizó un levantamiento planialtimétrico del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura. El objetivo principal de ésta inspección fue determinar la naturaleza y expansión de los problemas observados, seguidamente con una medición de los daños y su localización, por lo que se concluyó lo siguiente:

- a. En 246 columnas verificadas, 66 (27%) presentan la irregularidad por “columna corta”. Esto ocasiona vulnerabilidad en la estructura, por lo que la edificación tendrá un bajo desempeño en la disipación de energía debido a las acciones sísmicas.
  - b. La separación de la junta de dilatación medida de 2 cm es insuficiente, esto puede generar el efecto de golpeteo entre los módulos, lo que podría ocasionar un colapso global de la edificación. Se debe reconstruir la junta de dilatación denotando la distancia calculada de 9 cm, para evitar el impacto entre las estructuras.
- Se verificaron las dimensiones de los miembros estructurales según la Norma Venezolana COVENIN 1753-2006 y American Concrete Institute 318-14. Se determinó que:
    - a. En el diseño ND3, en los pórticos en dirección “X”, de 76 vigas verificadas 3 (4%) no cumplen con este requisito.
    - b. En los pórticos en dirección “Y”, de 73 vigas verificadas 24 (33%) no cumplen con este requisito.
    - c. De 99 nodos verificados 46 (46%) no cumplen con este requisito. Por lo tanto, estos nodos tienen la probabilidad de fallar por falta de adherencia, esto podría ocasionar un colapso global del sistema estructural.
  - Se analizó la capacidad estructural según los requisitos de la Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 y American Concrete Institute 318-14, usando el software para análisis estructural ETABS 2015. Se concluyeron los siguientes aspectos:

- a. En el análisis por capacidad, la demanda necesaria por acero de refuerzo de 260 elementos verificados, 31 (12%) fallan por refuerzo insuficiente.
- b. En el análisis no lineal (Pushover), el mecanismo de pórtico desplazable se generó en el nivel "B" operacional en dirección "X", con un desplazamiento máximo de 9,86 cm. Para la dirección "Y" el desplazamiento máximo es de 4,33 cm, se generó en el nivel "E" colapso. Por lo tanto, la estructura genera un mejor desempeño en el sentido "X" que en el sentido "Y".

## **5.2.- Recomendaciones**

- Realizar un diseño óptimo a la junta de dilatación, utilizando un compuesto multiuso para la reparación y reconstrucción del hormigón. Este tipo de material ofrecerá una adhesión excelente y alta resistencia al impacto, así como mínima porosidad y encogimiento nulo, lo que preverá la filtración de agua y suciedad a través del sustrato. Al mismo tiempo se conseguirá un buen punto de anclaje de este material con el sello de goma.
- Utilizar para el reforzamiento de las vigas un sistema FRP (Fiber Reinforced Polyester), este tipo de material incrementará sensitivamente la capacidad de resistencia a la flexión y al corte en estos elementos. La resistencia adicional es tal, que las cargas a las que ha sido sometida, reforzada de extremo a extremo posteriormente con este sistema, podrá llegar a superar su capacidad de carga adicional. Aplicando este material en la cara del fondo de la viga, en su longitud, incrementamos su resistencia a flexión, controlando mejor

su deflexión, mientras que si se aplica en las caras laterales, incrementamos su resistencia al corte.

- Reforzar las columnas que están sufriendo fallas a través de sistemas FRP (Fiber Reinforced Polyester), de esta manera se brindará una mayor resistencia a la flexión y dotamos de mayor confinamiento a estos elementos. Este es un sistema de bajo costo en comparación a tener que aumentar la sección de las columnas, con la consiguiente pérdida de la apariencia arquitectónica original. Una vez reforzado y cubierto el elemento, el cambio en la apariencia es nulo, pero muy significativo en resistencia.
  
- Para la reparación de las fisuras y grietas existen en el mercado 3 factores para el mejor procedimiento:
  1. **Ancho de la fisura:** Utilizar para fisuras hasta 6 mm sistemas de inyección con resinas de tipo epóxico o acrílico, para anchos superiores a 6 mm utilizar materiales cementosos tipo grout.
  2. **Movimiento de la fisura:** Para las fisuras activas se deben utilizar materiales de inyección que sean flexibles con capacidad de elasticidad limitada, para las fisuras inactivas usar resinas rígidas que restituyan la rigidez y el monolitismo de la sección (resinas epóxicas).
  3. **Condición de la humedad de la fisura:** Se recomienda usar para las fisuras con humedad resinas que reaccionan con el agua y se expanden sellándola por completo y la entrada de agua hacia el interior de la estructura. Estas resinas pueden ser de poliuretano expandible o no expandible. También se pueden utilizar resinas acrílicas flexibles y no expandibles en contacto con agua que dan un sello más permanente a la inyección.

- Separar convenientemente los componentes que puedan incluir el Efecto de Columna Corta, o incorporar dichos componentes en el análisis y diseño como parte del sistema estructural, a fin de prever las sollicitaciones que estos impondrán. Para tabiquería la solución más usual será reforzando con castillos o con refuerzo en el interior de bloques huecos. Otras soluciones consisten en guiar arriba la pared mediante ángulos o canales, o mediante guías que entran en muescas preparadas en la losa.
- Prevenir la aparición de eflorescencias es indispensable. Para tratar las humedades, sobre todo las causadas por filtración o por capilaridad. El método más sencillo consiste en disolver los cristales con agua a presión y retirarlos con un cepillo de cerdas naturales. Para realizar este tipo de limpieza se debe elegir un día caluroso para que el agua se evapore y la superficie quede seca. Es necesario que éstas sean impermeabilizadas en la zona afectada una vez que ha sido tratada.
- Impermeabilizar y dar mantenimiento a la azotea cada vez que la vida útil del producto expira (de 5 a 10 años), se sugiere medir el grado de inclinación que tiene la azotea, realizar una re-nivelación o rellenar lo que le falta con una mezcla de mortero, usar aditivos para así evitar que el agua no se estanque y por lo tanto se filtre por el techo.
- Emplear para el desprendimiento del revestimiento morteros con un porcentaje de retención de agua superior al 90%. El soporte debe humedecerse suficientemente para evitar la deshidratación del

mortero. Cuando la base posee baja succión es conveniente aplicar previo al revestimiento, una capa de imprimación consistente en una base de lechada o un mortero con aditivos de resinas sintéticas; ésta capa permite una mejor adherencia del mortero de revestimiento.

## BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318SUS-14)*
- Arias, F. (2012). *El Proyecto de la Investigación*. (6ta Edición). Caracas-Venezuela: Editorial Episteme, C.A.
- Astorga, A. y Rivero, P. (2009). *Patologías en las edificaciones*. Centro de Investigación en Gestión Integral de Riesgos. Mérida, Venezuela.
- Balestrini, M. (2006). *Como se elabora el Proyecto de Investigación*. Caracas: Editorial Textos, C.A.
- Balza, O. y García, L. (2010). *Manual para la reparación y refuerzo de estructuras de concreto armado que presentan problemas patológicos*. Trabajo de Grado. Universidad Rafael Urdaneta. Maracaibo, Venezuela.
- Bustamante, G. y Castillo, J. (2012). *Evaluación y diagnóstico patológico de la iglesia San Toribio de Mogrovejo de Cartagena de Indias*. Trabajo de Grado. Universidad de Cartagena. Cartagena, Colombia.
- Carreño, L. y Serrano, R. (2005). *Metodología de evaluación en patología estructural*. Trabajo de Grado. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.
- Fayad, M. (2006). *Evaluación y diagnóstico de las estructuras en concreto*. Versión 3.0. Asociación colombiana de productores de concreto. (Asocreto).
- Norma Venezolana COVENIN MINDUR (1753-03). (2003). *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Fondonorma, Caracas.
- Norma Venezolana COVENIN (1756-01). (2001). *Edificaciones sismorresistentes*. Fondonorma, Caracas.

- Norma Venezolana COVENIN (2002-88). (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. Fondonorma, Caracas.
- Pérez, L. y Yauri, N. (2014). *Estudio analítico para contrarrestar las patologías en estructuras de concreto armado y contribuir en la vida útil de las edificaciones de centros de salud en la ciudad de Huaraz-2013*. Trabajo de Grado. Universidad San Pedro. Huaraz, Perú.
- Porrero, C. (2009). *Manual del concreto estructural*. Editorial Sidetur, Caracas, Venezuela.
- Sánchez de Guzmán, D. (2006). *Durabilidad y patología del concreto*. D'Vinni Ltda. Colombia: Bogotá.
- Serrano, J. y Silva, E. (2010). *Causas y efectos de los daños estructurales del edificio de concreto armado Fundeso, ubicado en la avenida 5 de julio, Puerto La Cruz, Edo. Anzoátegui*. Tesis de Grado. Universidad de Oriente. Barcelona, Venezuela.
- SITTER, W.R. *Costs for Service Life Optimization. The "Law of Fives"*. In: CEB-RILEM Durability of Concrete Structures. Proceedings of the International Workshop held in Copenhagen, 18-20 May 1983. Copenhagen, CEB, 1984. (Workshop Reported by Steen Rostam)
- Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL). (2006). *Manual de trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales*. Caracas, Venezuela.
- Velasco, E. (2014). *Determinación y evaluación del nivel de incidencias de las patologías del concreto en edificaciones de los municipios de Barbosa y Puente Nacional del departamento de Santander*. Tesis de Grado. Universidad Militar Nueva Granada. Bogotá, Colombia.

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO**

<b>TÍTULO</b>	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS PATOLOGÍAS DEL MÓDULO DE AULAS DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EXTENSIÓN CANTAURA
<b>SUBTÍTULO</b>	

**AUTOR (ES):**

<b>APELLIDOS Y NOMBRES</b>	<b>CÓDIGO CVLAC / E MAIL</b>
Souki Sifontes, Yihad	<b>CVLAC:</b> 20.448.658 <b>E MAIL:</b> yihadsouki90@gmail.com
Romero Mirabal, Sayja Dayana	<b>CVLAC:</b> 21.041.865 <b>E MAIL:</b> dayana_romero@outlook.com
	<b>CVLAC:</b> <b>E MAIL:</b>
	<b>CVLAC:</b> <b>E MAIL:</b>

**PALABRAS O FRASES CLAVES:**

Capacidad.

Estructura.

Patología.

Inspección.

Reforzamiento.

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**

<b>ÁREA</b>	<b>SUB ÁREA</b>
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

**RESUMEN (ABSTRACT):**

En este proyecto se evaluaron estructuralmente las patologías del módulo de aulas de la Universidad de Oriente extensión Cantaura. El análisis de la edificación se basó en un estudio patológico, para ello se hizo necesario estudiar cada uno de los elementos estructurales que la conforman, por medio de la revisión de los planos originales, inspecciones visuales, toma de fotografías, levantamiento planialtimétrico, mediciones de las fisuras y grietas, deflexiones y desniveles. Con los resultados que se obtuvieron se llevó a cabo el diagnóstico y finalmente se propusieron soluciones alternativas para prevenir la propagación de estas manifestaciones en la estructura y pueda ser conservada a través del tiempo.

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**

**CONTRIBUIDORES:**

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
	ROL	CA	AS (X)	TU	JU
Martínez Guerra, Jhonatan Alex	CVLAC:	15.376.400			
	E_MAIL	ingmartinezgj@gmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
Loaiza Martin, Ramón Ygnacio	CVLAC:	9.281.084			
	E_MAIL	rloaiza@udo.edu.ve			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
Cabrera, Daniel	CVLAC:	17.421.606			
	E_MAIL	danielcabrera@udo.edu.ve			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU

**FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:**

2017	03	02
AÑO	MES	DÍA

**LENGUAJE. SPA**

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**

**ARCHIVO (S):**

<b>NOMBRE DE ARCHIVO</b>	<b>TIPO MIME</b>
TESIS. Evaluación estructural de las patologías del módulo de aulas de la Universidad de Oriente Extensión Cantaura.doc.	Aplicación/msword

**CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS:** A B C D E F G H I  
J K L M N O P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y  
z. 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9.

**ALCANCE**

**ESPACIAL:** (OPCIONAL)

**TEMPORAL:** (OPCIONAL)

**TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:**

Ingeniero Civil

**NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:**

Pregrado

**ÁREA DE ESTUDIO:**

Departamento de Ingeniería Civil

**INSTITUCIÓN:** Universidad de Oriente / Extensión Cantaura



UNIVERSIDAD DE ORIENTE  
CONSEJO UNIVERSITARIO  
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano  
**Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ**  
Vicerrector Académico  
Universidad de Oriente  
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda "SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009".

Leído el oficio SIBI - 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR <i>[Signature]</i>
FECHA 5/8/09 HORA 5:30

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

**JUAN A. BOLANOS CUNDEL**  
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Telemática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**

**DERECHOS**

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de trabajos de grado:

“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo”

---

Romero M., Sayja D.

---

Souki S., Yihad

**AUTORES**

---

Ing. Martínez Jhonatan

**TUTOR**

---

Arq. Loaiza Ramón

**JURADO**

---

Ing. Cabrera Daniel

**JURADO**

---

Arq. Loaiza Ramón

**POR LA COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO**