

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Vulnerabilidad Sísmica del edificio de la Facultad de Ingeniería de la
Universidad de Costa Rica en la sede Rodrigo Facio

Trabajo de Graduación
Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Juan Diego Vargas Rosales

Director de Proyecto de Graduación:

Rubén Salas Pereira

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Integrantes del comité asesor:

Ing. Rubén Salas Pereira, Ph.D

Director

Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.

Asesor

Ing. José Luis Barzuna De Oña, M.Sc.

Asesor

Graduado

Juan Diego Vargas Rosales

Fecha: 2017, Setiembre, 30

El suscrito, Juan Diego Vargas Rosales, cédula 1-1494-0319, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné B06664, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación Vulnerabilidad Sísmica del edificio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica en la sede Rodrigo Facio bajo la dirección del Ing. Rubén Salas Pereira, Ph.D, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); **“no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales”**. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

A Dios y a mi familia, principalmente a mis padres, quienes se han encargado de ponérmelo todo muy fácil en la vida de manera que yo me pudiera enfocar en ser una buena persona, deportista, estudiante y futuro profesional. Espero con esto empezar a devolverles un poco de todo lo que han hecho por mí, este logro es para y por ustedes.

Agradecimientos

A Dios, a mis padres que me han apoyado incondicionalmente no solo en este proceso, sino a lo largo de toda mi vida. A mi novia Cristina, quien me brindó su colaboración en todo lo que pudo y me aguantó en los momentos de mayor estrés. A mi director, el Ing. Rubén Salas, a quién le agradezco la oportunidad que me dio de llevar a cabo este proyecto en el cual tuve un aprendizaje invaluable; además le agradezco que siempre encontró la forma de ayudarme en este proceso sin importar las circunstancias; admiro todo lo que ha logrado y como se ha desenvuelto como profesional. Al Ing. Álvaro Poveda, de quién aprendí muchísimo no solo en lo referente a mi proyecto de tesis, sino también en los cursos que tuve la oportunidad de llevar con usted; un gran ejemplo de profesional, dedicado y abierto a compartir todo su conocimiento con nosotros los futuros profesionales, no solo en el ámbito de la ingeniería, sino también en todo lo que implica ser un profesional responsable y al servicio de la sociedad. Al Ing. José Luis Barzuna de Oña y a su hijo José Luis, también ingeniero, quienes me ayudaron desde un principio de una manera desinteresada y de quienes aprendí muchísimo. Don José Luis, era fascinante escucharlo hablar en las reuniones de mi tesis, inclusive cuando el tema no estaba relacionado a mi proyecto, un gran ejemplo. Agradezco también al Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME) por la colaboración en la realización de las pruebas en los materiales. Finalmente debo externar mi agradecimiento al personal del decanato y a todo el personal de mantenimiento del Edificio de la Facultad de Ingeniería, que se comportaron a la altura y me colaboraron cuando lo requerí.

Índice

Índice de cuadros.....	viii
Índice de figuras.....	ix
Índice de Abreviaturas	xiii
Capítulo 1 : INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Justificación.....	2
1.3. Objetivo General	4
1.4. Objetivos Específicos	4
1.5. Antecedentes	5
1.6. Alcances y Limitaciones del Proyecto	7
1.6.1 Alcance.....	7
1.6.2 Limitaciones.....	8
1.7 Metodología.....	10
Capítulo 2 : MARCO TEÓRICO.....	15
2.1 Diseño Sismorresistente	15
2.2 Vulnerabilidad Sísmica	16
2.3 Objetivos de Desempeño.....	16
2.4 Estudio o diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes.....	20
2.5 Acciones y tipos de carga en las estructuras	20
2.6 Obtención de la demanda sísmica.....	22
2.6.1 Coeficiente Sísmico.....	23
2.7 Combinaciones de Carga.....	25
2.8 Ductilidad	26
2.9 Métodos matemáticos de Análisis estructural	28
2.9.1 Análisis Elástico: Método Estático y Dinámico.....	30
2.9.1.1 Método Estático.....	31
2.9.1.2 Método Dinámico	31
2.9.2 Análisis Inelástico: Método de Capacidad Espectral	32
2.10 Edificaciones históricas, monumentos y patrimonio arquitectónico.....	34

2.11	Adecuación o Reestructuración Sísmica	35
Capítulo 3 : DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO		37
3.1	Ubicación de la Estructura	37
3.2	Distribución arquitectónica del Edificio	38
3.3	Configuración estructural del Edificio.....	42
3.3.1	<i>Configuración estructural del Edificio A.....</i>	50
3.3.2	<i>Configuración estructural del Edificio B.....</i>	53
3.4	Descripción de los ensayos destructivos y no destructivos realizados en el edificio	54
3.4.1	<i>Ventanas exploratorias</i>	55
3.4.2	<i>Extracción de núcleos de concreto.....</i>	58
3.4.3	<i>Extracción de un ladrillo de arcilla del edificio.....</i>	65
3.4.4	<i>Detección y picas en el acero estructural.....</i>	67
3.4.5	<i>Consideraciones y recomendaciones generales en torno a las pruebas en elementos estructurales</i>	69
Capítulo 4 : MODELO DE ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA ESTRUCTURA.....		77
4.1	Consideraciones para el análisis cualitativo de la estructura	77
4.2	Estructuración y regularidad.....	78
4.3	Levantamiento de daños.....	82
4.4	Conclusiones del análisis cualitativo.....	94
Capítulo 5 : MODELO DE ANÁLISIS MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA.....		98
5.1	Modelo Estructural	98
5.2.	Determinación de la demanda sísmica.....	101
5.3.	Descripción de las cargas utilizadas.....	103
5.3.1	<i>Cargas Temporales.....</i>	104
5.3.2	<i>Cargas permanentes.....</i>	104
5.4.	Análisis modal del edificio.....	104
5.4.1	<i>Consideraciones generales para el modelado de las estructuras.....</i>	104
5.4.2	<i>Modos de oscilación del edificio de la Facultad de Ingeniería.....</i>	107
5.4.3	<i>Revisión de las derivas.....</i>	107
5.4.4	<i>Parámetros de regularidad de la estructura.....</i>	108
5.4.5	<i>Revisión Local de los elementos estructurales.....</i>	110

5.4.5.1	Revisión de vigas.....	110
5.4.5.2	Revisión de columnas.....	112
5.4.5.3	Revisión de los muros	113
5.4.5.4	Revisión de los pilares.....	116
5.4.6	<i>Revisión de la separación entre estructuras.....</i>	118
Capítulo 6 : RECOMENDACIONES DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA.....		120
6.1.	Refuerzo de muros mediante malla electrosoldada y recubrimiento de mortero	120
6.1.1	<i>Consideraciones y criterios para el diseño del esquema de rehabilitación.....</i>	122
6.1.2	<i>Consideraciones del proceso constructivo.....</i>	124
6.2.	Aumento de la capacidad de las columnas circulares.....	129
Capítulo 7 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		132
7.1.	Conclusiones.....	132
7.1.1	<i>Conclusiones de la Búsqueda de Información existente.....</i>	132
7.1.2	<i>Conclusiones de las visitas al sitio.....</i>	132
7.1.3	<i>Conclusiones del análisis cualitativo y cuantitativo de la estructura.....</i>	134
7.1.4	<i>Conclusiones finales.....</i>	136
7.2	Recomendaciones.....	136
REFERENCIAS		138
APÉNDICES		140
Apéndice A- Levantamiento arquitectónico y remodelación del edificio de la facultad de Ingeniería (1958)		140

Índice de cuadros

Cuadro 2-1. Clasificación de la estructura según sus objetivos de desempeño.....	17
Cuadro 2-2. Factor de Importancia según tipo de edificación y según el CSCR-10	24
Cuadro 3-1. Ventanas exploratorias en el edificio de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica	57
Cuadro 3-2. Extracción de núcleos de concreto.....	58
Cuadro 3-3. Resistencia a compresión de los núcleos de concreto extraídos	65
Cuadro 3-4. Resultados obtenidos mediante el detector de acero	68
Cuadro 5-1. Parámetros de los materiales utilizados en el modelo	101
Cuadro 5-2. Modos principales del edificio A de la facultad de Ingeniería obtenidos mediante el Análisis Dinámico	107
Cuadro 5-3. Modos principales del edificio B de la facultad de Ingeniería obtenidos mediante el Análisis Dinámico	107
Cuadro 5-4. Derivas inelásticas para el edificio A de la facultad de Ingeniería	108
Cuadro 5-5. Derivas inelásticas para el edificio B de la facultad de Ingeniería	108
Cuadro 5-6. Comparación entre las coordenadas del centro de masa y las coordenadas del centro de rigidez del edificio A de la facultad de Ingeniería.	109
Cuadro 5-7. Comparación entre las coordenadas del centro de masa y las coordenadas del centro de rigidez del edificio A de la facultad de Ingeniería.	109
Cuadro 5-8. Comparación entre demanda de fuerzas cortantes paralelas al plano de los muros versus capacidad para la estructura A	115
Cuadro 5-9. Comparación entre demanda de fuerzas cortantes paralelas al plano de los muros versus capacidad para la estructura B.....	116
Cuadro 5-10. Comparación entre demanda y capacidad a cortante en pilares del primer piso	118

Índice de figuras

Figura 1-1. Metodología del Estudio de Vulnerabilidad.....	10
Figura 2-1. Clasificación de edificaciones según importancia.....	19
Figura 2-2. Valores mínimos de carga temporal.....	21
Figura 2-3. Aceleración pico efectiva de diseño, Aef, para un periodo de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio.....	24
Figura 2-4. Gráfico de carga contra deflexión mostrando el concepto de ductilidad.....	26
Figura 2-5. Curva de esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado.....	27
Figura 2-6. Localización del punto de desempeño.....	32
Figura 2-7. Curva de Capacidad obtenida mediante un análisis de Pushover.....	33
Figura 3-1. Ubicación de la estructura de estudio.....	37
Figura 3-2. Distribución arquitectónica del sótano del edificio de la facultad de Ingeniería....	38
Figura 3-3. Distribución arquitectónica del primer piso del edificio de la facultad de Ingeniería.....	39
Figura 3-4. Distribución arquitectónica del segundo piso del edificio de la facultad de Ingeniería.....	40
Figura 3-5. Distribución arquitectónica del tercer piso del edificio de la facultad de Ingeniería.....	41
Figura 3-6. Ubicación de junta de construcción que separa ambas estructuras de estudio....	42
Figura 3-7. Junta de construcción que separa los edificios A y B de la facultad de Ingeniería	43
Figura 3-8. Delimitación de las estructuras de estudio separadas por junta de construcción.	43
Figura 3-9. Detalle típico de los muros sólidos de mampostería del edificio de la facultad de Ingeniería.....	45
Figura 3-10. Detalle típico de los muros de mampostería con aberturas del edificio de la facultad de Ingeniería.....	45
Figura 3-11. Muro sólido de la fachada sur del edificio B de la Facultad de Ingeniería.....	46
Figura 3-12. Muro con aberturas para puertas y ventanas presente en el edificio A de la facultad de Ingeniería.....	46
Figura 3-13. Detalle de columna de concreto típica del edificio de ingeniería.....	47
Figura 3-14. Sistema de marcos perimetrales presentes en fachada norte del edificio A de la facultad de Ingeniería.....	48
Figura 3-15. Marcos en sistema de ventanearía presentes en fachada sur del edificio A de la facultad de Ingeniería.....	48
Figura 3-16. Detalle de Columnas circulares en marco perimetral.....	49
Figura 3-17. Detalle de vigas en marcos perimetrales.....	49
Figura 3-18. Detalle de marcos de ventanas en la fachada del edificio de la facultad de Ingeniería.....	50
Figura 3-19. Distribución estructural del sótano de la estructura A del edificio de la Facultad de Ingeniería.....	51
Figura 3-20. Distribución estructural del primer piso de la estructura A del edificio de la Facultad de Ingeniería.....	52

Figura 3-21. Distribución estructural del segundo piso de la estructura A del edificio de la Facultad de Ingeniería	52
Figura 3-22. Distribución estructural del primer piso de la estructura B del edificio de la Facultad de Ingeniería	53
Figura 3-23. Distribución estructural del segundo piso de la estructura B del edificio de la Facultad de Ingeniería	54
Figura 3-24. Ubicación de los puntos de ventana de inspección en el sótano.....	55
Figura 3-25. Ubicación de los puntos de ventana de inspección en el sótano.....	56
Figura 3-26. Ubicación de los puntos de extracción de núcleos en el sótano.....	63
Figura 3-27. Ubicación de los puntos de extracción de núcleos en la Primera Planta del edificio A.....	63
Figura 3-28. Ubicación de los puntos de extracción de núcleos en la Segunda Planta del edificio A.....	64
Figura 3-29. Ubicación de los puntos de extracción de núcleos en la Segunda Planta del edificio A.....	64
Figura 3-30. Extracción de ladrillo en pared externa del edificio de la Facultad de Ingeniería	66
Figura 3-31. Obtención de la resistencia a la compresión de la mampostería a partir del tipo de mortero utilizado y la resistencia a la compresión de las unidades.....	67
Figura 3-32. Características físicas y pruebas realizadas a barras de la norma ASTM A-15	69
Figura 3-33. Procedimiento de extracción de núcleos de concreto.....	71
Figura 3-34. Procedimiento de ensayo con esclerómetro.....	71
Figura 3-35. Equipo de ultrasonido para elementos de concreto.....	72
Figura 3-36. Falla de un prisma de mampostería	73
Figura 3-37. Procedimiento de detección de barras de acero	74
Figura 3-38. Procedimiento de realización de picas en el concreto	75
Figura 3-39. Acero de refuerzo expuesto con picas en concreto.	75
Figura 4-1. Evaluación del desempeño de una estructura frágil mediante método "pushover"	80
Figura 4-2. Irregularidad en planta en la estructura B del edificio de Ingeniería.....	81
Figura 4-3. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje 2. Sentido Norte-Sur.....	84
Figura 4-4. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso tapada con repello y pintura. Edificio A. Eje D. Sentido Norte-Sur.....	84
Figura 4-5. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Norte-Sur.....	85
Figura 4-6. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso tapada con repello y pintura. Edificio A. Eje A. Sentido Oeste-Este.....	85
Figura 4-7. Grietas por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje 2. Sentido Norte-Sur.....	86
Figura 4-8. Grietas por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje 2. Sentido Norte-Sur.....	86
Figura 4-9. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este.....	87

Figura 4-10. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje 2. Sentido Norte-Sur.....	87
Figura 4-11. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este.....	88
Figura 4-12. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este.....	88
Figura 4-13. Grieta diagonal en muro de escaleras del primer piso. Edificio A. Sentido Oeste-Este	89
Figura 4-14. Pilares reforzados debido a falla por efecto de "columna corta" en primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este.....	90
Figura 4-15. Ejemplo de pilar reforzado debido a falla por efecto de "columna corta" en primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este.....	90
Figura 4-16. Grieta horizontal en fachada Norte entre los ejes 1 y 2. Edificio A.....	91
Figura 4-17. Grietas en terrazo de contrapiso de edificio A.....	92
Figura 4-18. Grietas en junta de construcción entre Edificio A y edificio de laboratorios. Primer Piso.....	93
Figura 4-19. Junta de construcción entre Edificio A y edificio de laboratorios. Nivel de Sótano	93
Figura 5-1. Modelo computacional con vista a la fachada Norte de la estructura A del edificio de la facultad de Ingeniería	99
Figura 5-2. Modelo computacional con vista a la fachada Sur de la estructura A del edificio de la facultad de Ingeniería.....	99
Figura 5-3. Modelo computacional con vista a la fachada Este de la estructura B del edificio de la facultad de Ingeniería	100
Figura 5-4. Modelo computacional con vista a la fachada Oeste de la estructura B del edificio de la facultad de Ingeniería	100
Figura 5-5. Factor espectral dinámico para sitios de cimentación tipo S3, en zona sísmica III	103
Figura 5-6. Grado de daño y deterioro de las propiedades estructurales en muros de mampostería confinada ensayados ante cargas laterales cíclicas reversibles del tipo sísmico	106
Figura 5-7. Clasificación y evaluación del grado de daños.....	106
Figura 5-8. Comparación de demanda máxima contra capacidad en viga perimetral del eje D del edificio A de Ingeniería.....	111
Figura 5-9. Comparación de demanda máxima contra capacidad en viga perimetral del eje D del edificio A de Ingeniería.....	111
Figura 5-10. Diagrama de interacción de columna circular del edificio A con demanda máxima	112
Figura 5-11. Diagrama de interacción de columna circular del edificio B con demanda máxima	113
Figura 5-12. Comparación entre la capacidad en tensión y compresión de las mochetas y la demanda máxima observada	114

Figura 5-13. Comparación de la demanda y la capacidad en flexocompresión de los pilares para carga perpendicular al plano del primer piso	117
Figura 5-14 Comparación de la demanda y la capacidad en flexocompresión de los pilares para carga paralela al plano del primer piso	117
Figura 5-15. Recomendación de separación teórica entre edificios.....	119
Figura 6-1. Uso de malla de alambre electrosoldada para fines de rehabilitación sísmica	121
Figura 6-2. Rango de valores asignados al factor de eficiencia del refuerzo horizontal.....	123
Figura 6-3. Preparación de la superficie de los muros dañados y sustitución de las piezas dañadas por piezas nuevas	124
Figura 6-4. Muro de mampostería confinada antes y después de la preparación de la superficie para la colocación de la malla electrosoldada	125
Figura 6-5. Reparación local de los elementos de concreto reforzado.....	125
Figura 6-6. Fijación de la malla al muro con clavo y separación máxima del anclaje.....	126
Figura 6-7. Malla metálica anclada a un muro de mampostería con conectores comerciales	127
Figura 6-8. Disposiciones normativas para la colocación de la malla de alambre en la superficie de los muros de mampostería.....	128
Figura 6-9. Saturación de los muros de mampostería previo a la colocación del mortero de recubrimiento	128
Figura 6-10. Detalle de colocación de la malla en muros ortogonales.....	129
Figura 6-11. Refuerzo de las columnas mediante la implementación de fibras de carbono..	130
Figura 6-12. Ejemplo de encamisado de columnas con concreto reforzado	131
Figura 6-13. Ejemplo de encamisado de columnas mediante placas y pernos de acero.....	131

Índice de Abreviaturas

kg: Kilogramo

ton: Toneladas

m: metros

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto a los 29 días

f_y : Grado del acero

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería

f'_m : Resistencia a la compresión de la mampostería

Φ_v : Factor de reducción de resistencia al cortante

Φ_f : Factor de reducción de resistencia a la flexión

Φ_c : Factor de reducción de resistencia a la compresión axial

Φ_t : Factor de reducción de resistencia a la tensión axial

V_u : Resistencia requerida de cortante, kg

V_m : Resistencia nominal al cortante de la mampostería

V_s : Resistencia nominal del refuerzo para cortante

$\delta_{i,i}$: Desplazamiento inelástico absoluto horizontal del nivel i

$\delta_{i,e}$: Desplazamiento elástico absoluto horizontal del nivel i

μ : Ductilidad global asignada

α : Factor de desplazamiento inelástico

a_{ef} : Aceleración pico efectiva de diseño en la base de la estructura

I: Factor de importancia de la edificación

SR: Factor de sobrerresistencia

FED: Factor espectral dinámico

Vargas Rosales, Juan Diego

Vulnerabilidad sísmica del Edificio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica en la sede Rodrigo Facio

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José, C.R.:

J.D.Vargas R., 2017

xiv, 139, [10]; ils. col. – 25 refs.

Resumen

Se procede a llevar a cabo un estudio de vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, con el fin de determinar cuál es el estado estructural actual de la edificación y establecer si puede cumplir con una vida útil extendida para que allí se albergue el Museo de la Universidad de Costa Rica o se debe llevar a cabo una reestructuración para cumplir con el cambio de uso planteado de una manera segura.

Primeramente se realiza una búsqueda de información existente relacionada con el edificio. Posteriormente, se realizan visitas al sitio de donde se genera un levantamiento arquitectónico, un levantamiento estructural, un levantamiento de daños en elementos estructurales y se llevan a cabo ensayos destructivos y no destructivos para conocer las características de los materiales que conforman la estructura. Con toda la información obtenida y lo observado en campo, se lleva a cabo un análisis cualitativo y un análisis cuantitativo del sistema sismorresistente, de donde se obtienen resultados en torno al comportamiento estructural del edificio ante eventos sísmicos. Finalmente, se generan conclusiones en torno al estado estructural de la edificación y recomendaciones para asegurar un desempeño estructural seguro y apropiado ante las sollicitaciones sísmicas de manera que el edificio pueda funcionar como Museo de la Universidad de Costa Rica.

Se determina que el edificio de la Facultad de Ingeniería tiende a tener un comportamiento frágil, por lo que su respuesta ante las sollicitaciones sísmicas debe darse en el rango lineal. Del análisis llevado a cabo se concluye que el edificio no posee la capacidad de sobrellevar las demandas inherentes a una condición elástica, por lo que debe ser reforzado para extender su vida útil y cumplir de una manera segura con el cambio de uso. Se presentan recomendaciones en torno a la solución de reforzamiento. J.D.V.R.

PALABRAS CLAVE: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA, ESTRUCTURA FRÁGIL, RANGO ELÁSTICO

Ing. Rubén Salas Pereira, Ph.D

Escuela de Ingeniería Civil.

Capítulo 1 : INTRODUCCIÓN

En este capítulo se tratan las premisas básicas sobre las cuales se basa todo el proyecto. Se presenta un problema que será desarrollado y estudiado a lo largo del proyecto, con su debida justificación. A su vez, se plantean los objetivos tanto generales como específicos que se desean alcanzar, junto con los alcances y limitaciones. Posteriormente, se presentan brevemente algunos antecedentes que preceden esta investigación y cuyo conocimiento fue vital para realizarla. Por último, se muestra un esquema metodológico que ilustra al lector los procesos y métodos que se siguieron.

1.1. Planteamiento del problema

El edificio de la facultad de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica, en la sede Rodrigo Facio, fue construido en el año 1954; en ese entonces, no se contaba con la información de los efectos de las cargas sísmicas sobre las estructuras que se tiene hoy en día. Lo anterior se debe a la gran cantidad de eventos sísmicos que han ocurrido en nuestro país en años recientes y que han dejado evidencia de su impacto sobre las estructuras.

A lo largo de sus más de 60 años en operación, la edificación y sus componentes estructurales se han visto sometidos a desplazamientos y fuerzas internas producidas por este gran número de eventos sísmicos que han acontecido en nuestro país. Debido a lo anterior, el edificio ha sufrido daños en su estructura sismorresistente, algunos de los cuales son notables a simple vista, como por ejemplo la presencia de grietas diagonales en varios muros del primer nivel. A su vez, con el pasar de los años, el edificio ha tenido cambios de uso y se le han añadido varios elementos que no estaban contemplados en el diseño original y agregan peso a la estructura (como por ejemplos paredes livianas divisorias y el techo), lo que aumenta las fuerzas de sismo.

Lo explicado anteriormente deja en evidencia que el edificio posee un grado de deterioro, lo cual puede significar que ante eventos sísmicos próximos, se puede ver afectado su funcionamiento a corto y mediano plazo, comprometer la integridad de componentes no estructurales (ventanas, cielos rasos, etc.) e inclusive se pueden poner en riesgo la vida de

los ocupantes en el caso de que el estado estructural del edificio sea crítico y se considere inseguro.

Se tiene planeado que el edificio en cuestión esté en funcionamiento por muchos años más, ya que a pesar de que la facultad de Ingeniería será trasladada a otro recinto, se va a utilizar la edificación para albergar el Museo de la Universidad de Costa Rica. Es por esto que es imperante conocer el estado estructural del edificio y determinar si existen deficiencias en su sistema sismorresistente, puesto que de ello va a depender si la estructura podrá cumplir con la vida útil extendida en concordancia con su nueva función de servir como museo, cumpliendo con los objetivos de desempeño planteados.

1.2. Justificación

La Universidad de Costa Rica cuenta con tres pilares o funciones principales primordiales: docencia, investigación y acción social. Como parte del cumplimiento de esas funciones se creó, a través de la Vicerrectoría de Investigación, el Museo de la Universidad de Costa Rica (museo+UCR), una unidad especial de investigación sin fines de lucro cuya misión es servir de apoyo a la Universidad de Costa Rica en el cumplimiento de esas tres funciones, así como en las labores de estudio, reflexión, creación artística y difusión del conocimiento.

La visión del museo+UCR es la de constituirse en un museo universitario modelo a nivel nacional y centroamericano mediante la adquisición, conservación, investigación, difusión y exhibición del patrimonio natural y cultural, tangible e intangible de la humanidad, con fines educativos y de entretenimiento.

Con el objetivo de volver una realidad la visión de la construcción de un museo, museo+UCR planea llevar a cabo un reacondicionamiento del edificio de la facultad de Ingeniería sede Rodrigo Facio con el fin de convertirlo en el museo de la Universidad de Costa Rica. Esto se debe a que la facultad de Ingeniería va a ser trasladada a un nuevo edificio en la Ciudad de la Investigación, dejando disponible las instalaciones actuales, las cuales son propicias para el desarrollo del proyecto por diversas razones, entre las cuales se encuentran:

- Carácter emblemático como edificio (primer edificio, construido en el año 1954).
- Disponibilidad de espacio suficiente para realizar las funciones del museo.

- Adecuado manejo de la iluminación y la ventilación en el edificio.
- Disponibilidad de suficientes áreas de crecimiento interno.
- Suficientes espacios de estacionamiento.
- Ubicación estratégica, relación y cercanía con otros espacios vitales del campus.

El edificio de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica tiene más de 60 años en funcionamiento, por lo cual como parte del proyecto de museo+UCR, es necesario un estudio de vulnerabilidad estructural del edificio actual de ingeniería basado en la vulnerabilidad sísmica del edificio, que muestre las características actuales de la estructura en cuanto a sus componentes y comportamiento estructural. A partir de la evaluación que se va a realizar, será posible determinar si es necesario algún tipo de intervención de índole estructural en el sistema sismorresistente, de manera que se cumpla con lo establecido por el Código Sísmico Costarricense (documento encargado de establecer los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción sismorresistente en Costa Rica) en cuanto a desplazamientos permisibles de acuerdo a los objetivos de desempeño de la edificación.

La importancia del estudio radica en que al ser un edificio con tantos años en funcionamiento, puede presentar daños y deterioros en los elementos estructurales debidos a las cargas, tanto sísmicas como gravitacionales, a las cuales se ha visto sometida la estructura durante sus años en operación, además de la adición de elementos, como por ejemplo paredes divisorias, que han aumentado el peso del edificio y por ende las fuerzas de sismo. Además, al ser un edificio construido y concebido hace más de 60 años, las regulaciones y requisitos de diseño eran distintos a los establecidos en el código vigente, es decir el Código Sísmico de Costa Rica 2010 (CSCR-10), así como los métodos constructivos e incluso los tipos de materiales utilizados, lo cual hace necesario un estudio de vulnerabilidad sísmica del edificio para evaluar su comportamiento y estado estructural y verificar si será capaz de soportar las solicitaciones de cargas y funcionamiento del nuevo proyecto que allí tomará vida. En caso contrario el estudio servirá de base para definir las medidas o intervenciones a llevar a cabo para que el edificio se encuentre en condiciones óptimas desde el punto de vista estructural para el nivel de desempeño deseado.

Es importante recalcar que el edificio de la facultad de ingeniería, si bien no es oficialmente considerado Patrimonio Arquitectónico, posee una enorme relevancia histórica para la Universidad de Costa Rica, por lo cual una intervención de cualquier tipo que se vaya a

realizar debe minimizar los cambios en la estructura, con el fin de conservar la esencia original del edificio a como fue concebido.

1.3. Objetivo General

Realizar un diagnóstico del edificio de la facultad de Ingeniería en la sede Rodrigo Facio en cuanto a su vulnerabilidad sísmica para determinar si es necesario una rehabilitación estructural para albergar el Museo de la Universidad de Costa Rica.

1.4. Objetivos Específicos

- Obtener y estudiar los planos y especificaciones originales del edificio de Ingeniería de la sede Rodrigo Facio.
- Coordinar ensayos de campo y laboratorio en los materiales de elementos estructurales de la edificación para obtener las principales características y parámetros de resistencia asociados al análisis y diseño estructural.
- Realizar un levantamiento estructural y arquitectónico del edificio de Ingeniería.
- Establecer un levantamiento de daños del edificio con base a una auscultación visual del sitio.
- Modelar la estructura en un software de análisis y diseño estructural.
- Evaluar la estructura mediante un análisis matemático apropiado, que permita estudiar el comportamiento estructural del edificio y verificar el cumplimiento de los requisitos del CSCR-10 en cuanto al diseño sismorresistente.
- Determinar si es necesario una reestructuración y/o refuerzo del edificio para desempeñar sus funciones como museo, a partir del diagnóstico de vulnerabilidad sísmica realizado y lo estipulado en el capítulo 15 del CSCR-10.

1.5. Antecedentes

En Costa Rica, un gran número de estructuras fueron diseñadas bajo códigos sísmicos ya obsoletos, o inclusive, en aquellas épocas en las cuales no existía un código sísmico en nuestro país, el diseño de las estructuras se realizaba siguiendo los códigos norteamericanos, los cuales no reflejaban a cabalidad la realidad y condiciones de nuestro país, como por ejemplo las variables características en la actividad sísmica de la región, los métodos constructivos, la mano de obra, el tipo de materiales utilizados, etc. Lo descrito anteriormente, aunado al hecho de que una gran cantidad de edificaciones están cerca o han superado la vida útil para la cual han sido diseñadas, hacen que cobre importancia la realización de estudios de vulnerabilidad sísmica para determinar el estado estructural actual de dichas obras y establecer si es necesario algún tipo de reestructuración para asegurar un buen comportamiento estructural de acuerdo a los objetivos de desempeño planteados y a la vida útil esperada.

El diseño sismorresistente en Costa Rica se puede dividir en dos etapas: Antes y después del año 1974. Antes del año 1974 no existía un código sísmico para el país, por lo cual en la mayoría de los casos los ingenieros utilizaban **una traducción del llamado "Blue Book" de la Structural Engineers Association of California (SEAOC)** como referencia para el diseño sismorresistente. Se hacía un simple análisis elástico de las estructuras bajo fuerzas laterales proporcionales al peso de la estructura. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2008)

En el año 1973, posterior a las trágicas experiencias del terremoto de Managua en 1972 y el de Tilarán en 1973, se hace particularmente urgente la creación de un código sísmico propio para Costa Rica, que atendiera las condiciones específicas del país. Es por esto que dicho año se acordó, entre el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA) y la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, aunar esfuerzos para la creación de dicho código. Es así como en el año 1974, se crea el Código Sísmico de Costa Rica 1974 (CSCR-74). Posterior a esto, se han elaborado 3 nuevas versiones del Código Sísmico, debido al desarrollo del conocimiento de la ingeniería sismorresistente, el aumento en la facilidad del acceso a la información y a la experiencia adquirida a través de la ocurrencia de nuevos eventos sísmicos. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2008).

La segunda versión del código fue aprobada en 1986, tomando en cuenta el primer estudio de riesgo sísmico de nuestro país, las experiencias de los terremotos de Golfito y San Isidro del General en 1983 y los nuevos recursos del OVSICORI en la Universidad Nacional y la Red Nacional de Acelerógrafos en el Instituto de Investigaciones en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2008).

Fernandez Chaves (1989) en su proyecto "Criterios para la evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en Estructuras Existentes de Concreto Reforzado" destaca que en 1987 los ingenieros Jorge Gutierrez y Raúl Gonzalez desarrollan una metodología que incluía dentro del estudio de vulnerabilidad una aproximación de la capacidad sísmica. En el método, la evaluación del estado presentado en un edificio se hace de acuerdo a seis parámetros: nivel de importancia, evaluación geotécnica, evaluación de la calidad de la estructuración, evaluación del deterioro con el tiempo, aproximación de la capacidad sísmica y los efectos de elementos no estructurales. La capacidad sísmica se calcula a partir de la capacidad en cortante de los elementos que conforman el sistema sismorresistente. El método introduce factores de participación que permiten involucrar la ductilidad en la estimación de la capacidad.

Rivera Cervantes (2004) en su proyecto "Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Existentes de Concreto Reforzado" indica que el principio de los años 90 marca el comienzo de una nueva era en la ingeniería del diseño sismorresistente de nuestro país, debido a varios eventos sísmicos de magnitudes considerables, con registros de aceleraciones de terrenos jamás observados en Costa Rica en zonas consideradas por el código vigente de la época como de baja sismicidad y en periodos de tiempo relativamente cercanos, tales como el sismo de Cóbano el 25 de marzo de 1990, el sismo de Piedras Negras el 22 de Diciembre de 1990 y el sismo de Limón el 22 de abril de 1991.

Debido a estos eventos sísmicos, se dio la necesidad de hacer un ajuste el código CSCR-86, y esto, unido a la creación del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME), que permitió realizar avanzadas investigaciones en sistemas y materiales estructurales de nuestro país, propició la llegada de la tercera versión del código: Código Sísmico de Costa Rica-2002. Este código introdujo, entre otras cosas, una zonificación sísmica, incorporó una clasificación estructural, que junto con la ductilidad de los elementos y componentes estructurales definen la ductilidad global de la estructura y añadió métodos alternos de análisis no lineal de estructuras, como alternativa a los usuales métodos estáticos

y método dinámico (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2008). El análisis del edificio que se lleva a cabo en esta investigación, está clasificado dentro de este grupo de análisis no lineales y será explicado más adelante.

Finalmente, se crea el Código Sísmico de Costa Rica-2010, el cual es el código sísmico vigente en la actualidad y el tomado en consideración en este proyecto, el cual guarda la misma estructura del código anterior, pero presenta varias actualizaciones en sus capítulos, como por ejemplo: Modificación del mapa de zonificación sísmica de acuerdo a nueva información, modificación de las consideraciones y los valores de los parámetros para calcular el coeficiente sísmico, entre otras.

1.6. Alcances y Limitaciones del Proyecto

1.6.1 Alcance

Alcances Específicos: Para poner en marcha el proyecto de reacondicionamiento del edificio de la Facultad de Ingeniería para su nueva función de desempeñarse como el museo de la Universidad de Costa Rica, es necesario contar con todos los estudios pertinentes que aseguren la viabilidad del proyecto y los procedimientos a llevar a cabo para que la estructura sea capaz de desempeñarse según su nuevo funcionamiento, esto desde el punto de vista arquitectónico, estructural, eléctrico y mecánico. El presente estudio se limita al análisis de la estructura desde el punto de vista estructural solamente.

Es importante recalcar que el alcance de este estudio no contempla la elaboración de los planos de una posible solución estructural en caso de que a partir del análisis realizado se determine necesaria una intervención. La entrega de este proyecto corresponde al estudio de vulnerabilidad estructural del edificio, con las debidas conclusiones y recomendaciones necesarias para determinar la debida solución.

Alcance espacial: Como parte del proyecto de museo+UCR, se tiene planeado utilizar la totalidad de la estructura perteneciente a la facultad de ingeniería de la sede Rodrigo Facio, con el fin de cumplir todas las funciones del museo, las cuales se dividen en exhibición, educación y acopio de colecciones. Estas funciones se van a dividir entre los tres edificios que

pertenecen a la facultad. Para efectos de este estudio, se va a limitar al análisis del edificio antiguo de la facultad de ingeniería, el cual está destinado a cumplir la función de exhibición de colecciones del museo así como servir de centro de oficinas en el tercer piso.

Alcance Temporal: El proyecto del museo de la Universidad de Costa Rica está formulado para iniciar en el año 2018, cuando la facultad de ingeniería sea trasladada a la Ciudad de la Investigación, por lo cual, para esa fecha, deberían estar listos los estudios relacionados al comportamiento del edificio y su estado actual en las ramas estructural, mecánica, eléctrica y arquitectónica, es por eso que el presente estudio está planeado para tener una duración máxima de un año, de manera que el anteproyecto se encuentre listo para ser aprobado por las autoridades e instituciones correspondientes y el proyecto del museo de la Universidad de Costa Rica se lleve a cabo en la fecha planeada.

1.6.2 Limitaciones

Como parte del proyecto, se presentaron diversos factores que limitaron en ciertos sentidos la realización de esta investigación y en torno a las cuales se debieron tomar decisiones para alcanzar los objetivos propuestos.

La principal limitación de esta investigación es la ausencia de los planos constructivos originales del edificio. Como se indicó anteriormente, la construcción del edificio se remonta al año 1954, en ese tiempo, no se debía guardar registro de los planos en ninguna institución y el destino final de los mismos era desconocido, por lo que se imposibilitó hallar los planos del proyecto y tampoco se logró conocer el nombre del diseñador. El hecho de no contar con los planos estructurales, sumado a la importancia histórica del edificio, considerado patrimonial, limita el ejercicio de realizar un estudio de vulnerabilidad en cuanto a que aumenta el nivel de incertidumbre respecto al procedimiento constructivo de la estructura, su configuración y la distribución de sus elementos. A pesar de que se realizaron pruebas en los componentes estructurales, tanto destructivas como no destructivas, para conocer sus características, el alcance de estas, en cuanto a cantidad y tipo de pruebas, no es el suficiente para determinar a un 100% como es la composición de la estructura sísmoresistente del edificio. Para alcanzar ese objetivo, es necesario realizar una cantidad

muy grande de pruebas destructivas en el edificio, lo cual es complicado si se considera la importancia histórica de la estructura para la Universidad de Costa Rica y el alto volumen de personas con el que opera la edificación. Además, es una tarea difícil para el autor de este proyecto puesto que no cuenta con equipo propio para realizar dichas pruebas y se limita a la colaboración brindada por el LANAMME para llevarlas a cabo. Por lo anterior, se debe hacer uso del criterio ingenieril para tomar decisiones dentro del análisis de la estructura.

Otra limitante de gran importancia en el proyecto, es la falta de información en cuanto a las fundaciones del edificio. No se contó para esta investigación con ningún tipo de información referente a las fundaciones de la estructura ni se contó con ningún estudio de suelos previo. La realización de un estudio de suelos se sale del alcance de este proyecto.

Además, otra limitación del estudio es el hecho de que al tratarse de una tesis de graduación, se trabajó de manera independiente respecto a las otras áreas de relevancia en el proyecto, como lo son las áreas arquitectónica, mecánica y eléctrica, puesto que algunos estudios van más avanzados, no han iniciado o inclusive no existe ninguna persona aún que se haya postulado a realizarlos. Idealmente se debería realizar un estudio en paralelo con las otras disciplinas, formando un equipo de trabajo conjunto. Igualmente, se deberían analizar los 3 edificios de ingeniería de manera simultánea, a pesar de que están debidamente separados y tendrán solicitaciones sísmicas y usos distintos, sin embargo por lo mencionado anteriormente los estudios no se realizaron en paralelo.

Adicionalmente, la alta afluencia de personas en el edificio, particularmente en las aulas y las oficinas, así como la dificultad de acceso a algunas secciones; aunado a la importancia histórica del edificio, limitó la cantidad y el tipo de pruebas que se pudieron hacer en los elementos estructurales, puesto que no se podían interrumpir las operaciones normales del edificio ni llevar a cabo la cantidad de pruebas necesarias para conocer como estaba configurada la estructura en su totalidad.

1.7 Metodología

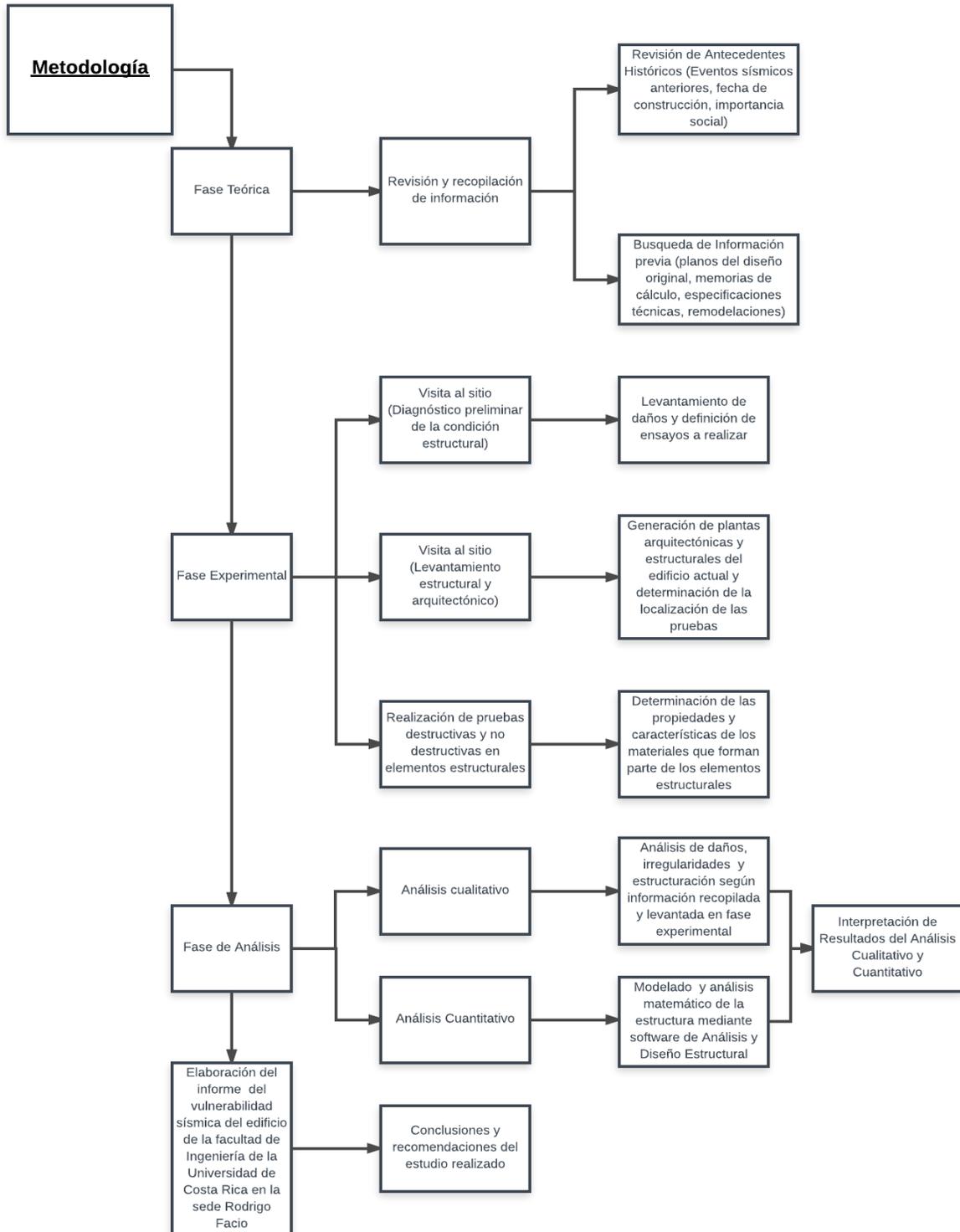


Figura 1-1. Metodología del Estudio de Vulnerabilidad

El enfoque metodológico de este proyecto se dividió en cuatro fases principales: fase teórica, fase experimental, fase de análisis y por último la elaboración del informe final de vulnerabilidad sísmica que contiene las conclusiones y recomendaciones del estudio. Estos últimos son, a fin de cuentas, los más relevantes del proyecto, puesto que brindan la información a utilizar por una oficina de diseño o cualquier otra empresa o institución para la elaboración de un reforzamiento del edificio en caso de ser necesario o por lo contrario muestra que el edificio se encuentra en óptimas condiciones estructurales y se podrá proceder al reacondicionamiento del edificio para llevar a cabo el proyecto de museo+UCR sin ninguna necesidad de reestructuración.

a) Fase Teórica

En esta fase, correspondió la búsqueda, revisión y recopilación de información acerca del proyecto, o bien de proyectos semejantes. En este proceso de búsqueda de información, fue de suma importancia la revisión de los antecedentes relevantes para el desarrollo del estudio. Para el caso del proyecto de museo+UCR, es de trascendental importancia llevar a cabo una búsqueda de registros previos de la edificación, como es el caso del diseño y los planos constructivos originales, las especificaciones técnicas, información acerca de los procesos constructivos y modificaciones realizadas durante la construcción del edificio de Ingeniería, remodelaciones, entre otros documentos, con el fin de reconocer los detalles constructivos y estructurales relevantes para este estudio y comparar el estado actual de la estructura con respecto a cómo fue concebida originalmente. Como fue mencionado anteriormente en la sección de las limitaciones del proyecto, la cantidad de información que fue posible recopilar acerca del edificio fue limitada, y se remitió básicamente a una remodelación realizada en el año 1958. No fue posible obtener los planos originales del diseño, el nombre de la empresa o del profesional a cargo del proyecto, y mucho menos especificaciones técnicas y detalles de los procesos constructivos.

Fue también de relevancia dentro del proyecto estudiar los antecedentes en cuanto a eventos sísmicos que azotaron la estructura en el pasado, así como determinar qué tan propensa es la zona a la ocurrencia de sismos. Lo anterior se llevó a cabo mediante entrevistas a profesores y funcionarios de la facultad que llevan muchos años laborando en el edificio y muchos de ellos han sido testigos de eventos sísmicos y su impacto en el edificio.

Se llevó a cabo también un proceso de búsqueda información bibliográfica de utilidad para la realización del proyecto. A su vez, fue necesario conocer el entorno social del edificio, es decir, la importancia social e histórica que posee la edificación, puesto que esto va a dictar que tanto se puede modificar el edificio en caso de ser necesaria una reestructuración.

b) Fase Experimental

En primera instancia, posterior a la búsqueda y recopilación de información relevante del proyecto, correspondió realizar una serie de visitas al sitio con el objetivo de llevar a cabo una auscultación visual de todos los elementos estructurales del edificio, así como los no estructurales que evidencian algún tipo de daño, con el objetivo de obtener un diagnóstico preliminar de la condición actual del edificio. Se procedió a analizar patrones de agrietamiento en los componentes de la estructura que indicaran algún nivel de daño estructural en la edificación. Adicionalmente, y de acuerdo a lo observado, se definieron los tipos de pruebas y ensayos necesarios para conocer las propiedades de los materiales que componen los elementos estructurales del sistema sismorresistente.

Posteriormente, se llevó a cabo un levantamiento arquitectónico y estructural del edificio. Con el primero, se buscó determinar la distribución de los componentes arquitectónicos, que añaden masa a la estructura y por ende generan mayores fuerzas de sismo, de allí la **importancia de tomar en cuenta estos elementos denominados "no estructurales" en el análisis sísmico del edificio.** Lo anterior adquiere mayor relevancia, por el hecho de que con los años se le han añadido elementos no estructurales al edificio que no fueron contemplados en el diseño original y no se encuentran registrados en ningún documento, como lo son paredes livianas divisorias e incluso un tercer piso con un carácter liviano y que se puede **considerar "flexible". Lo anterior debe estar contemplado** en el análisis estructural cuantitativo de la edificación.

Con el levantamiento estructural, se buscó obtener las dimensiones y ubicación de los elementos estructurales que componen la estructura como un todo, incluyendo muros, columnas, vigas, entresijos, entre otros. Esto permitió más adelante realizar un modelo computacional del edificio, al cual se le realizó el análisis sísmico.

Ya con los tipos de prueba necesarios bien definidos y un levantamiento estructural, se procedió a determinar los puntos y las localizaciones de los ensayos a realizar en los

materiales de algunos componentes estructurales relevantes para este estudio. Los puntos para dichas pruebas fueron seleccionados estratégicamente de manera que no se comprometiera la resistencia e integridad de los elementos ni se interviniera negativamente en las funciones del edificio. La puesta en marcha de estas pruebas tiene como fin conocer las características de los materiales que componen la estructura y que son de relevancia para el estudio del comportamiento estructural de la edificación.

Finalmente, se concluyó la etapa experimental con la realización de los ensayos, tanto destructivos como no destructivos, en los elementos estructurales seleccionados previamente. Es importante destacar que los ensayos de laboratorio se realizaron con la colaboración del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LANAMME), con uso del equipo de dicha institución y la ayuda de un técnico de laboratorio.

Con toda la información recopilada en la fase experimental, fue posible elaborar una descripción del edificio, conteniendo las condiciones actuales de la estructura observadas en sitio y los resultados de los ensayos a los materiales.

c) Fase de Análisis

Posterior a la fase experimental, la cual se basaba primordialmente en trabajo de campo, correspondió la fase de análisis de la estructura. Dicha fase se divide en dos tipos de análisis del edificio: análisis cualitativo y análisis cuantitativo.

El análisis cualitativo se llevó a cabo utilizando toda la información recopilada en la fase experimental, de manera que se estudió toda esa información para sacar conclusiones de los daños observados, así como para realizar una descripción completa de la estructuración de la edificación y buscar posibles problemas en ella. También se estudió la presencia de irregularidades, tanto en planta como en altura, que se pudieran ver a simple vista.

El análisis cualitativo es relevante puesto que sirve de base para el análisis cuantitativo, que vendrá a llevar a cabo un estudio matemático para comprobar y reforzar las premisas observadas en el estudio cualitativo, de manera que sea posible elaborar conclusiones y recomendaciones respecto al estado estructural del edificio y su comportamiento ante eventos sísmicos.

Para el análisis cuantitativo del edificio, fue posible elaborar un modelo estructural del edificio mediante el software de análisis y diseño estructural ETABS; tomando en cuenta toda la información recopilada en la fase experimental, como serían los levantamientos arquitectónico y estructural, resistencia de los materiales y el levantamiento de los daños. El modelo aproximado que se realizó representa de manera precisa la configuración y comportamiento estructural del edificio de la facultad de Ingeniería, tomando en cuenta todos los elementos que proporcionan rigidez antes las fueras laterales inducidas por eventos sísmicos en la estructura.

Con el modelo debidamente realizado y calibrado, se procedió a llevar a cabo un análisis del mismo con el software, de manera que se pudiera estudiar el comportamiento estructural del edificio ante la ocurrencia de sismos, obteniendo las demandas inducidas por estos eventos y comparándolas con la capacidad de los elementos en su estado actual, considerando las reducciones en su resistencia debido a los daños presentes en los elementos. También se obtuvieron los centros de masa y rigidez para estudiar posibles irregularidades, los modos principales de vibración del edificio y las derivas de los entresijos.

Por último dentro de esta fase, correspondió interpretar y analizar los resultados obtenidos con ambos enfoques de análisis (cualitativo y cuantitativo), con el fin de encontrar concordancias entre ambos e identificar los patrones problemáticos de estructuración e irregularidades, así como zonas y elementos críticos en la estructura que deban ser reforzadas o intervenidas para asegurar un comportamiento óptimo del sistema sismorresistente, y que se cumpla con los objetivos de desempeño planteados.

d) Elaboración del Informe de Vulnerabilidad Estructural

Luego de llevar a cabo las fases teórica, experimental y de análisis, fue posible la realización y confección del informe de vulnerabilidad sísmica del edificio de la facultad de Ingeniería, conteniendo todos los detalles y resultados del estudio realizado, así como las conclusiones y recomendaciones pertinentes, en lo que respecta al comportamiento estructural de la edificación y los posibles puntos débiles de la misma que deben ser intervenidos como parte de la rehabilitación de la estructura para las nuevas funciones que va a desempeñar como parte del proyecto de Museo+UCR.

Capítulo 2 : MARCO TEÓRICO

Se presentan en este capítulo los supuestos teóricos desde los cuales se enfocará el objeto de la investigación. A partir de la información aquí presentada es posible llevar cabo un estudio de vulnerabilidad sísmica satisfactorio y que cumpla su función primordial, la cual se presentará más adelante.

2.1 Diseño Sismorresistente

En el diseño de estructuras, el factor fundamental a tomar en cuenta se refiere a garantizar la total seguridad de sus ocupantes y de los bienes que alberguen, así como también garantizar que se mantenga su integridad estructural, esto de acuerdo a los objetivos de desempeño estipulados para cada una de ellas.

En Costa Rica, al encontrarse en una zona de alta sismicidad, es de trascendental importancia el diseño sismorresistente de estructuras, puesto que el efecto de los sismos tiene grandes implicaciones en el comportamiento estructural de las edificaciones y esto puede significar pérdidas en su resistencia que pueden afectar la integridad y estabilidad de la estructura.

El diseño sismorresistente es aquel que se basa en los desplazamientos y las deformaciones internas inducidas por la acción sísmica en la estructura, por lo que su principal objetivo es elegir sistemas estructurales capaces de resistir cargas laterales y limitar estos desplazamientos inducidos por sismo, con el fin de asegurar la estabilidad estructural, reducir los daños, pérdidas económicas y salvaguardar la vida humana.

En nuestro país, el CSCR-10 es el código encargado de regular el diseño sismorresistente y define los parámetros de resistencia, rigidez y ductilidad apropiados para que las estructuras sean capaces de transmitir todas las fuerzas preferiblemente por varias trayectorias continuas y redundantes, desde el punto de aplicación hasta los cimientos, así como también establece los desplazamientos laterales permitidos según la ductilidad global y el tipo de estructura.

2.2 Vulnerabilidad Sísmica

La vulnerabilidad sísmica de una estructura se define como su predisposición a sufrir daños ante la ocurrencia de sismos. El concepto está asociado directamente con las características físicas y estructurales de diseño y es una característica que define el comportamiento propio de cada estructura ante la acción de un sismo y las implicaciones que este comportamiento tiene en el medio en que se desenvuelven.

“una definición de vulnerabilidad debe necesariamente involucrar un planteamiento interdisciplinario en el cual se evalúen todas las implicaciones que los diferentes daños sufridos por el edificio durante un evento pueden causar dentro de la comunidad y no se **limite únicamente a aspectos de su comportamiento en situaciones de este tipo**” (Chaves, 1989).

La cita anterior, se puede resumir en que la vulnerabilidad ante la amenaza sísmica de un edificio no es una propiedad intrínseca del mismo, ya que depende tanto de sus características como de la interacción con el medio que lo rodea. La vulnerabilidad sísmica de una estructura está directamente ligada con los objetivos de desempeño de la misma.

2.3 Objetivos de Desempeño

Se puede definir el desempeño como el rango de respuesta en el cual esperamos que se comporte una estructura. A partir de esta definición, un objetivo de desempeño se toma como el par formado por un nivel de demanda (Severidad Sísmica) y un rango de comportamiento de la estructura para ese nivel de demanda.

a) Severidad Sísmica (Establecida en CSCR-10):

- ✓ Se definen como *sismos fuertes* aquellos con una sacudida sísmica con periodo de retorno de 475 años, lo que corresponde a una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años.
- ✓ Se definen como *sismos extremos* aquellos cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la aceleración pico efectiva de diseño es 25% mayor que la de los sismos fuertes para el mismo sitio de cimentación.

- ✓ Se definen como *sismos moderados* aquellos cuya sacudida sísmica, expresada en términos de la aceleración pico efectiva de diseño es 25% menor que la de los sismos fuertes para el mismo sitio de cimentación.

b) Rango de Comportamiento

- Operativo: el edificio o estructura debe mantenerse en funcionamiento inmediatamente después del sismo.
- Seguridad de Vida: se asocia al no colapso de la estructura y de aquellos componentes no estructurales capaces de causar daño, protegiendo la vida de ocupantes y transeúntes.

De acuerdo a lo explicado anteriormente, el CSCR-10 establece la siguiente clasificación de edificaciones según sus objetivos de desempeño:

Cuadro 2-1. Clasificación de la estructura según sus objetivos de desempeño

		Niveles de Desempeño	
		Operativo	Seguridad de Vida
Niveles de Demanda	Sismo extremo $I=1,25$	A	B
	Sismo severo $I=1$	C	D
	Sismo moderado $I=0,75$		E

El cuadro anterior se encuentra explicado con mayor detalle en la sección 4.1.2 del CSCR-10, a continuación se presenta un resumen para un mejor entendimiento de dicho cuadro:

- Edificaciones e instalaciones esenciales (A): ante sismos extremos, además de protegerse la vida de ocupantes y transeúntes, se debe asegurar que no se interrumpan los servicios y funciones propios de la edificación.

- II. Edificaciones e instalaciones riesgosas (B): ante sismos extremos, además de protegerse la vida de ocupantes y transeúntes, se deben evitar daños capaces de causar daños graves en la población o el ambiente
- III. Edificaciones de ocupación especial (C): ante sismos fuertes, se debe proteger la vida de ocupantes y transeúntes y se deben minimizar la ocurrencia de daños en la estructura y componentes no estructurales capaces de interrumpir seriamente los servicios y funciones propias de la edificación.
- IV. Edificaciones de ocupación normal (D): ante sismos fuertes, se debe tener como prioridad proteger la vida de ocupantes y transeúntes.
- V. Edificaciones Misceláneas (E): para sismos moderados, se debe asegurar el mismo desempeño que las edificaciones de ocupación normal.

El CSCR-10 presenta la siguiente tabla clasificando varios tipos de edificaciones según su importancia o función, y les asigna un factor de importancia a cada uno de los tipos:

Grupo	Descripción	Ocupación o función de la edificación	Factor I	Factor I_s
A	Edificaciones e instalaciones esenciales	Hospitales e instalaciones que poseen áreas de cirugía o atención de emergencias. Estaciones de policía y bomberos. Garajes y refugios para vehículos o aviones utilizados para emergencias. Instalaciones y refugios en centros de preparación para emergencias. Terminales aeroportuarias y torres de control aéreo. Edificaciones y equipo en centros de telecomunicaciones y otras instalaciones requeridas para responder a una emergencia. Generadores de emergencia para instalaciones pertenecientes al grupo A. Tanques de almacenamiento de agua que sean esenciales. Estructuras que contienen bombas u otros materiales o equipo para suprimir el fuego.	1.25	1.50
B	Edificaciones e instalaciones riesgosas	Obras e instalaciones utilizadas para la producción, almacenamiento y trasiego de sustancias o químicos tóxicos o explosivos. Obras que contienen o soportan sustancias tóxicas o explosivas. Obras cuya falla pueda poner en peligro otras edificaciones de los grupos A y B.	1.25	1.50
C	Edificaciones de ocupación especial	Edificaciones para actividades educativas con una capacidad mayor que 300 estudiantes. Edificios para centros de salud con 50 o más pacientes residentes, pero no incluidas en el grupo A. Todas las edificaciones con una ocupación mayor que 5000 personas no incluidas en los grupos A o B. Edificaciones y equipo en estaciones de generación de energía y otras instalaciones públicas no incluidas en el grupo A y requeridas para mantener operación continua.	1.00	1.25
D	Edificaciones de ocupación normal	Todas las obras de habitación, oficinas, comercio o industria y cualquier otra edificación no especificada en los grupos A, B, C o E.	1.00	1.25
E	Edificaciones misceláneas	Construcción agrícola y edificios de baja ocupación. Galpones y naves de almacenamiento de materiales no tóxicos y de baja ocupación. Tapias y muros de colindancia (ver nota). Obras e instalaciones provisionales para la construcción.	0.75	1.00

Nota. Cuando no representen riesgo elevado a los transeúntes, las tapias y muros de colindancia pueden diseñarse como sistemas o componentes no estructurales conforme al capítulo 14, si su longitud no excede 15 m y su altura no excede 3 m.

Figura 2-1. Clasificación de edificaciones según importancia

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, 2010

De acuerdo a la clasificación asignada para cada estructura en particular y con el fin de asegurar el cumplimiento de los respectivos objetivos de desempeño, se deben seguir los requisitos establecidos en la tabla 4.2 del CSCR-10, que establece las posibilidades de irregularidad grave, límites a los desplazamientos relativos y requisitos de ductilidad local según cada tipo de edificación.

2.4 Estudio o diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes

Un estudio de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes tiene como finalidad descubrir en una edificación los puntos débiles que no cumplirían con los requisitos de diseño, que sean anuentes a sufrir daños o fallarían al ocurrir un evento sísmico. El estudio se lleva a cabo tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales.

Dentro del alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica se encuentra la creación de un modelo de la estructura de estudio que tome en cuenta sus características reales, como son: dimensiones, propiedades de los materiales, detalles constructivos e influencia de los elementos y componentes no estructurales, además de la realización de un análisis cualitativo de la estructura que considere las irregularidades, problemas de estructuración y los daños, si los hubiere.

El alcance de un estudio de vulnerabilidad sísmica está condicionado por el tipo de daño que se pretende evaluar y el nivel de amenaza existente.

Es importante acotar que el estudio se va a realizar basado en el código sísmico vigente (CSCR-10), el cual no existía cuando se diseñó originalmente el edificio, por lo cual es trascendental verificar el cumplimiento de todos los requisitos que allí se contemplan en torno al diseño sismorresistente en nuestro país y tomar las medidas necesarias de índole estructural en aquellos casos que no se cumpla con lo estipulado en el código y esto pueda traer consecuencias negativas en el comportamiento del edificio ante eventos sísmicos.

Los requisitos para el diagnóstico y adecuación sísmica de edificaciones existentes están estipulados en el CSCR-10 en el capítulo 15, específicamente en la sección 15.2, en donde se establecen los requerimientos mínimos, las condiciones y las exigencias bajo las cuales se deben estudiar y analizar este tipo de estructuras, con el fin de establecer si es necesaria una adecuación sísmica de acuerdo a las exigencias del inciso 15.3 del mismo código.

2.5 Acciones y tipos de carga en las estructuras

Para entender mejor el diseño sismorresistente, es necesario conocer las acciones y tipos de carga que hay sobre las estructuras:

- I. Acciones permanentes: permanecen constantes a lo largo de la vida útil de la estructura. Son acciones muy determinísticas.

El CSCR-10 define lo siguiente como cargas permanentes:

- Peso Propio de los elementos estructurales y no estructurales.
- Peso propio de elementos arquitectónicos, mecánicos y eléctricos unidos a la estructura.
- El peso de todos los productos líquidos o sólidos, cuyos depósitos están unidos a la estructura.

- II. Acciones temporales: aquellas cargas que varían tanto en el tiempo como en el espacio, pero que permanecen constantes por periodos prolongados y dependen del tipo de uso que se le dé a la estructura.

El CSCR-10 define las siguientes cargas temporales mínimas según el uso:

Destino del piso	Carga temporal (kg/m ²)
Habitación (casas de habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, edificios para internados en escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	200
Oficinas, despachos, laboratorios, salones de lectura, aulas, salas de juego y similares.	250
Escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de libre acceso al público.	400
Lugares de reunión desprovistos de asientos fijos, estadios, salones de baile, etc.	500
Bibliotecas y salones de archivo.	500
Lugares de reunión con asientos fijos, templos, cines, teatros, gimnasios, etc.	400
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía ligera.	500
Comercios, bodegas y fábricas de mercancías con <i>peso</i> intermedio.	650
Comercios, bodegas y fábricas de mercancía pesada.	800
Techos de fibrocemento, láminas de acero galvanizado y otros.	40
Azoteas con pendiente superior al 5 por ciento.	100
Azoteas con pendiente inferior o igual al 5 por ciento.	200
Voladizos en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	300
Garajes y aparcamientos (para automóviles exclusivamente).	300

NOTA: Las cargas dadas en esta tabla son mínimas. El profesional responsable del diseño debe considerar las condiciones reales a las que será sometido el piso para efectos de incrementar las cargas.

Figura 2-2. Valores mínimos de carga temporal

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, 2010

III. Acciones eventuales: no dependen de la estructura ni de su uso, sino que son función del medio donde se localizan. Se caracterizan porque pueden tomar altos valores de intensidad en poco tiempo, por ejemplo cargas de sismo, viento, oleaje o explosiones. Son eventos poco determinísticos y altamente probabilísticos. Poseen tres parámetros:

- **Tiempo de exposición "n":** corresponde a la vida útil de la estructura.
- **Riesgo o probabilidad de excedencia "PE"**
- **Periodo de retorno "PR":** corresponde al ciclo del evento.

$$PR = \frac{1}{1 - (1 - PE)^{\frac{1}{n}}}$$

Dentro de las acciones eventuales, se encuentra la *carga sísmica*, la cual se asocia a desplazamientos o movimientos en la base, y se trata como un sistema de cargas laterales. Para la determinación de la carga sísmica, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Cs = \frac{V_{base}}{W_{total}}$$

Cs: coeficiente sísmico

Con $W_{total} = \sum W_i$

W_i : Peso por nivel = $W_p + \alpha W_t$

α depende del tipo de uso:

- a) Equipo o instalaciones fijas a la estructura = 1
- b) Bodegas = 0,25
- c) Edificios en general = 0,15
- d) Techos, azoteas y marquesinas = 0

2.6 Obtención de la demanda sísmica

Para la determinación de la demanda sísmica a la cual se ve sometida una estructura ante eventos sísmicos, el CSCR-10 presenta las tablas del capítulo 5 de dicho código. Con el uso de las figuras presentes allí, es posible determinar las demandas de desplazamientos y fuerzas internas a las cuales se van a enfrentar las estructuras y sus componentes.

Para el caso de un análisis dinámico, se caracteriza la estructura de acuerdo a los parámetros estipulados en el capítulo 5 del CSCR-10, y se deja el valor del coeficiente sísmico (que será explicado posteriormente) en términos del factor FED. Se calculan los modos principales de oscilación (se deben considerar un número mínimo de modos de manera que la masa efectiva oscilante acumulada sea al menos un 90% de la masa total en cada dirección ortogonal) y sus correspondientes periodos. Posteriormente se calculan los desplazamientos máximos de la estructura durante el sismo y sus correspondientes deformaciones y fuerzas internas para cada periodo de oscilación obtenido. Finalmente, se combinan los valores máximos obtenidos para cada modo de oscilación para obtener una estimación probabilística de la respuesta máxima de cada parámetro de interés de la estructura.

Para el caso de un análisis estático, las fuerzas de sismo (que consisten en un conjunto de fuerzas estáticas horizontales aplicadas en cada nivel) se obtienen de multiplicar el valor de la masa asignada a cada nivel por un valor de coeficiente sísmico obtenido según el capítulo 5 del CSCR-10. Se supone que la respuesta fundamental de la estructura está dada por el primer modo de oscilación, por lo que se utiliza en el análisis solamente el periodo correspondiente al primero modo de vibración. Este periodo puede ser obtenido siguiendo lo estipulado en la sección 7.4.5 del código.

2.6.1 Coeficiente Sísmico

El coeficiente sísmico corresponde al porcentaje del peso del edificio en carga lateral, y el CSCR-10 lo define como:

$$C_s = \frac{a_{ef} * I * FED}{SR}$$

- i. Aceleración efectiva (a_{ef}): aceleración efectiva de diseño en la base de la estructura, va a depender, según lo estipulado en el CSCR-10, de la zona sísmica y del tipo de suelo, así que dependiendo de la ubicación y el tipo de cimentación, el código asigna una aceleración pico efectiva de diseño con un periodo de retorno de 475 años.

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S_1	0.20	0.30	0.40
S_2	0.24	0.33	0.40
S_3	0.28	0.36	0.44
S_4	0.34	0.36	0.36

Figura 2-3. Aceleración pico efectiva de diseño, A_{ef} , para un periodo de retorno de 475 años y para diferentes zonas sísmicas y tipos de sitio

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, 2010.

Las zonas sísmicas según provincia, cantón y distrito están especificadas en el código sísmico tabla 2.1, así como la clasificación de los sitios de cimentación.

- ii. Factor de Importancia (I): asignado tomando en cuenta el nivel de riesgo de la estructura y que tanta necesidad se tiene de que esa estructura se mantenga en uso posterior al evento de diseño.

Cuadro 2-2. Factor de Importancia según tipo de edificación y según el CSCR-10

Grupo	Descripción	Factor I	Factor I_p
A	Esenciales	1,25	1,5
B	Críticas	1,25	1,5
C	Especiales	1	1,25
D	Normales	1	1,25
E	Miscelaneas	0,75	1

Para clasificar la estructura según su importancia, el CSCR-10 toma en cuenta dos factores, el nivel de demanda de la estructura (sacudida sísmica) y los niveles de desempeño de la misma, y con ella asigna la estructura a un grupo en específico como se muestra en el Cuadro 2-2.

- iii. Factor de sobrerresistencia (SR): factor que toma en cuenta la resistencia real de la estructura y es la razón entre la resistencia real de la estructura y la resistencia teórica y constituye un aumento de la capacidad de la estructura.

Va a depender de la redundancia en la estructura, la sobre-estimación de cargas, el proceso constructivo, las propiedades mecánicas de los elementos y las uniones, entre otros. Es igual a 2 para estructuras tipo marco, dual y muro e igual a 1,2 para estructuras tipo voladizo y otros. Para el caso de los métodos alternos de análisis del artículo 7.7 del CSCR-10, el valor de SR que se asigna a la demanda sísmica será de 1, pero se utilizará un $SR=1.2$ para estimar la capacidad real sismorresistente de la estructura.

- iv. Factor espectral dinámico (FED): factor que modifica la aceleración de un sistema de un grado de libertad con relación a la aceleración pico efectiva de diseño. Depende del tipo de suelo, la zona sísmica, el amortiguamiento total, la ductilidad y las características dinámicas de la estructura (periodo de oscilación). Los valores para este factor se presentan en los gráficos de las figuras 5.1 a la 5.12 del CSCR-10.

2.7 Combinaciones de Carga

El CSCR-10 establece que cada elemento, componente o unión de la estructura, así como la estructura como un todo, debe tener la capacidad de soportar la carga última de diseño, la cual corresponde al mayor valor de las siguientes combinaciones:

- ❖ $CU=1,4 CP$
- ❖ $CU= 1,2 CP + 1,6 Fr CT + 1,6 CE$
- ❖ $CU=1,05 CP+ f_1 Fr CT + CS + CE$
- ❖ $CU= 0,95 CP + CS + CE$

En donde: CE: carga de empuje, CP: carga permanente, CT: carga temporal, CS: carga sísmica

f_1 : tiene un valor de 0,5 para edificaciones con baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal durante el sismo, un valor de 1 para edificaciones con alta probabilidad y para techos.

2.8 Ductilidad

La ductilidad es la característica propia de algunos materiales que les permite deformarse plásticamente sin perder su resistencia antes de la falla. Es una propiedad de gran importancia, pues se requiere que las estructuras disipen gran cantidad de energía antes de fallar. Aquellos materiales que no poseen esta característica se denominan frágiles.

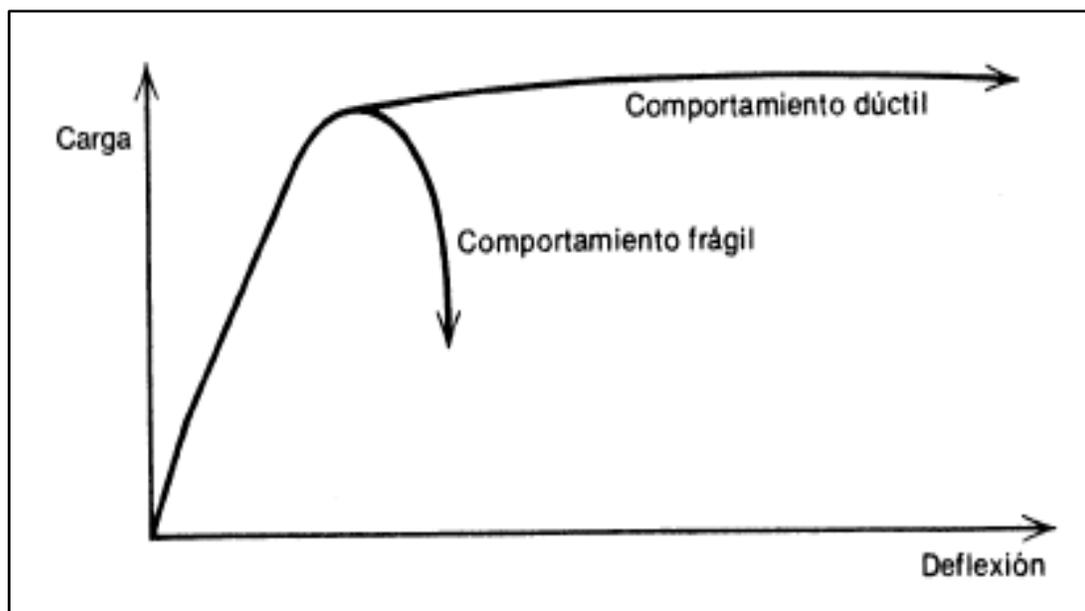


Figura 2-4. Gráfico de carga contra deflexión mostrando el concepto de ductilidad

Fuente: R.Park & T.Paulay, 1992

Existen la ductilidad a nivel del material, la ductilidad de la sección (conocida como la ductilidad local), la ductilidad del elemento y finalmente la ductilidad a nivel de la estructura (conocida como la ductilidad global).

El CSCR-10 divide la ductilidad de las secciones, o la ductilidad local, en dos: ductilidad local moderada y ductilidad local óptima. Para clasificar la ductilidad local como óptima o

moderada, se deben cumplir los requisitos de ductilidad establecidos en los capítulos 8, 9 y 10 de dicho código. En el caso de elementos de concreto, la ductilidad local depende del detallado de la sección, es decir, del acero transversal y longitudinal empleado. Por lo general, una ductilidad elevada va asociada a un concreto que cuenta con un confinamiento adecuado. Conforme aumenta la separación existente en el acero transversal, se reduce el efecto de confinamiento en el concreto. Esto quiere decir que el concreto no confinado presenta un comportamiento frágil, mientras que cuando se le da confinamiento a la sección se logra una respuesta dúctil.

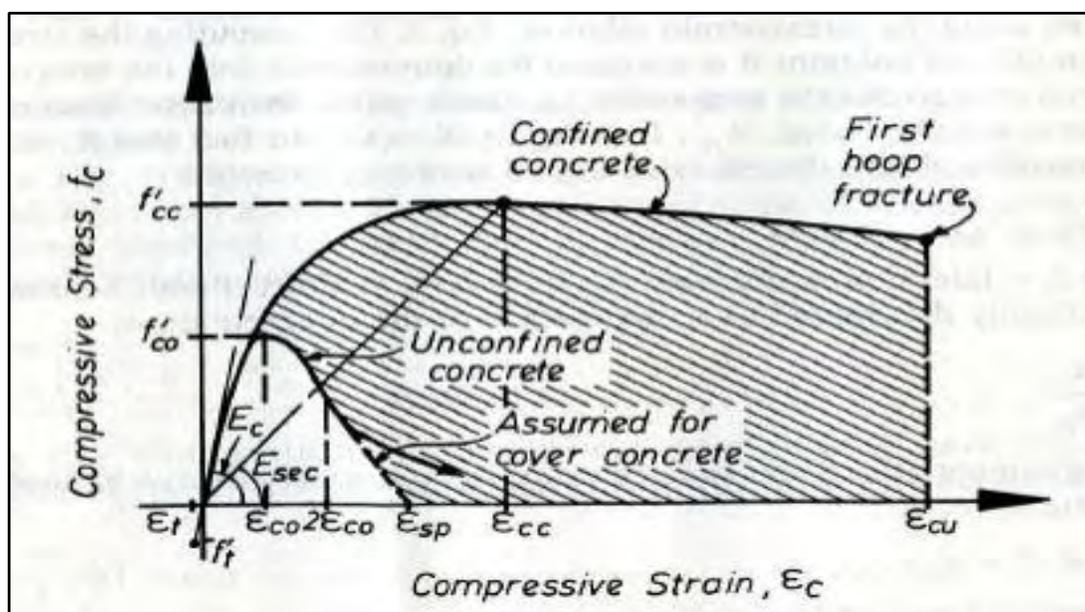


Figura 2-5. Curva de esfuerzo-deformación para concreto confinado y no confinado

Fuente: Mander et al, 1988

Dependiendo de la ductilidad local del sistema estructural, que se establece tomando en cuenta los elementos, componente y uniones cuya ductilidad sea determinante para asegurar el comportamiento dúctil del sistema estructural, se determina la ductilidad global asignada (que también toma en cuenta otros factores como el tipo de sistema estructural y la regularidad de la edificación) haciendo uso de la tabla 4.3 del CSCR-10.

Una estructura es considerada como frágil si posee elementos, componentes y uniones frágiles que son determinantes dentro de su sistema sismorresistente.

El CSCR-10 prohíbe la construcción de edificaciones con comportamiento frágil. A su vez, no se permiten edificaciones existentes que, sometidas a un proceso de diagnóstico, se determinen que poseen un sistema estructural frágil. En estos casos se debe hacer una adecuación estructural conforme al capítulo 15 del código, de manera que se provea un mínimo de ductilidad global intrínseca al sistema sismorresistente de 1.5.

2.9 Métodos matemáticos de Análisis estructural

Existen varios métodos de análisis de estructuras existentes, tanto elásticos como inelásticos. Entre los análisis elásticos disponibles se encuentran: Procedimientos estáticos de fuerzas laterales definidos por código, procedimientos dinámicos de fuerzas laterales definidos por códigos y procedimientos elásticos que usan relaciones de demanda-capacidad.

El método inelástico más básico es el análisis completo no lineal de historia en el tiempo, sin embargo, el documento ATC-40 indica que este método es muy complejo e impráctico para uso general. Según Rivera Cervantes (2004), la aseveración anterior no es tan realista en la actualidad, puesto que el documento ATC-40 data del año 1996 y en la actualidad, debido a los avances de la tecnología, los programas de análisis pueden realizar este tipo de análisis con bastante facilidad. Sin embargo, lo que resulta impráctico, es la inhabilidad de relacionar el CSCR-10 en cuanto a los sismos que se deben considerar para utilizar dicho método.

Debido a lo explicado anteriormente, existen métodos simplificados de análisis no lineal, de tipo estático, como lo son el Método de Capacidad Espectral, que utiliza la intersección de la curva de capacidad de la estructura (pushover) y un espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo, el Método del Coeficiente de Desplazamiento, que utiliza el análisis pushover y una versión modificada del desplazamiento equivalente aproximado para estimar el desplazamiento máximo y el Método de Secante que utiliza una estructura auxiliar y la rigidez secante.

A pesar de que un análisis elástico provee un buen indicativo de la capacidad elástica de las estructuras e indica en donde ocurre la primera fluencia, no es capaz de predecir los

mecanismos de falla ni de describir como se da la redistribución de fuerzas en el proceso progresivo de cedencia. Es por esto que análisis del tipo inelástico son más realistas en predecir cómo trabajan realmente las estructuras mediante la identificación de modos de falla y el potencial de colapso progresivo de la estructura. El uso de procedimientos inelásticos para el diseño y la evaluación provee al ingeniero de un mejor entendimiento del comportamiento de las estructuras cuando se ven sometidos a terremotos, donde se asume que la capacidad elástica de la estructura será excedida.

Para efectos de esta investigación, se hará tanto un análisis elástico de la estructura como un análisis inelástico. El análisis elástico se llevará a cabo según los métodos de análisis establecidos en el capítulo 7 del CSCR-10, como lo son el método estático y el método dinámico. Por otra parte, para el análisis inelástico de la estructura, se va a utilizar el Método de Capacidad Espectral y se va a utilizar como referencia el documento ATC-40, que hace énfasis en este método y lo explica detalladamente, así como el capítulo 7 del CSCR-10 que presenta este método de análisis dentro de los métodos alternos de análisis.

Para entender este método de carácter no lineal, es vital entender a cabalidad dos conceptos clave para el desarrollo de cualquier diseño basado en el desempeño: Capacidad y Demanda. La demanda es la representación del movimiento del suelo provocado por el sismo y la capacidad es la representación de la habilidad de la estructura de resistir la demanda sísmica. El desempeño está asociado a la manera en que la capacidad es capaz de controlar la demanda. En otras palabras, la estructura debe tener la capacidad de resistir las demandas del terremoto de tal manera que el desempeño de la estructura sea compatible con los objetivos del diseño. (Applied Technology Council, 1996).

Para llevar a cabo el Método de Capacidad Espectral, se requiere determinar 3 elementos primarios, que se discuten brevemente a continuación (Applied Technology Council, 1996):

- I. Capacidad: La capacidad de una estructura depende de la resistencia y de la capacidad de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad más allá de los límites elásticos, es necesario algún tipo de análisis no lineal como el método de pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-

desplazamiento **de la estructura en general**. La curva de capacidad "Pushover" aproxima el comportamiento de las estructuras después de exceder su límite elástico.

- II. Demanda: Los movimientos del suelo durante un terremoto producen patrones horizontales de desplazamiento muy complejos en estructuras y que a su vez varían en el tiempo. Los métodos lineales tradicionales utilizan fuerzas laterales para representar la condición de diseño, sin embargo, para los métodos no lineales es más sencillo y directo utilizar una serie de desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la respuesta máxima esperada del edificio durante el movimiento.
- III. Desempeño: Cuando ya se definieron la curva de capacidad y una demanda de desplazamiento, se realiza una verificación del desempeño, verificando que los elementos estructurales y no estructurales no hayan sido dañados más allá del límite aceptable dentro de los objetivos de desempeño planteados para las fuerzas y desplazamientos inducidos por la demanda.

2.9.1 Análisis Elástico: Método Estático y Dinámico

El CSCR-10 en el capítulo 7 establece dos métodos de análisis que permiten estimar, mediante análisis elásticos, las fuerzas internas y los desplazamientos laterales de estructuras que se deforman en el rango inelástico, para una demanda sísmica dada.

Se debe tomar en cuenta, para cualquiera que sea el método de análisis seleccionado, que toda estructura debe ser diseñada o analizada para solicitaciones sísmicas horizontales en dos direcciones ortogonales. El análisis en cada dirección se puede realizar en forma independiente. Se deben tomar las solicitaciones sísmicas horizontales como la suma vectorial de los efectos en una dirección más el 30% de los efectos en la otra y se debe efectuar este proceso en ambas direcciones.

2.9.1.1 Método Estático

El CSCR-10 establece que el método estático cuantifica los efectos del sismo sobre la edificación mediante el análisis elástico-lineal del sistema estructural solicitado por un conjunto de fuerzas estáticas horizontales aplicadas en cada uno de sus niveles. Se supone un primer modo de oscilación cuyos componentes en cada uno de los entresijos son proporcionales a su altura y un cortante en la base que es igual al producto del coeficiente sísmico por el peso total de la edificación.

Este método se limita a edificaciones regulares en planta y en altura, según lo estipulado en el capítulo 4 del código, a edificios con un número de pisos igual o menos a cinco y a edificios con una altura máxima sobre el nivel de calle o de acceso de veinte metros.

2.9.1.2 Método Dinámico

El CSCR-10 establece que el método dinámico, también denominado en la literatura como el Método de Superposición Modal Espectral, es un método elástico y lineal que calcula los modos de oscilación de la estructura y sus correspondientes periodos de vibración.

Dado que los modos de oscilación tienen la propiedad de ortogonalidad con respecto a la masa y a la rigidez de la estructura, se desacoplan las ecuaciones del movimiento, lo cual permite calcular los desplazamientos máximos de la estructura durante el sismo y sus correspondientes deformaciones y fuerzas internas para cada uno de los modos de oscilación, utilizando el coeficiente sísmico asociado al periodo de oscilación de cada modo. Los resultados finales son una combinación probabilística de la respuesta máxima de cada parámetro de interés de la estructura para cada modo de oscilación.

Se debe utilizar un número mínimo de modos de manera que la masa efectiva oscilante acumulada sea al menos el 90% de la masa total del edificio para las sollicitaciones sísmicas en cada dirección ortogonal.

2.9.2 Análisis Inelástico: Método de Capacidad Espectral

Conocido como el método "Pushover", el método de capacidad espectral es un método de análisis estático no lineal, basado en un concepto muy simple: comparar la capacidad de la estructura frente a la demanda sísmica. Esto es, visto gráficamente, como realizar la superposición de las curvas de capacidad de la estructura (espectro de capacidad o curva "pushover") con la curva que representa la demanda sísmica (espectro de respuesta). El punto de intersección de las curvas es conocido como el punto de desempeño y sus coordenadas representan una estimación aproximada de la respuesta inelástica de la estructura a la demanda sísmica a la cual se ve sometida.

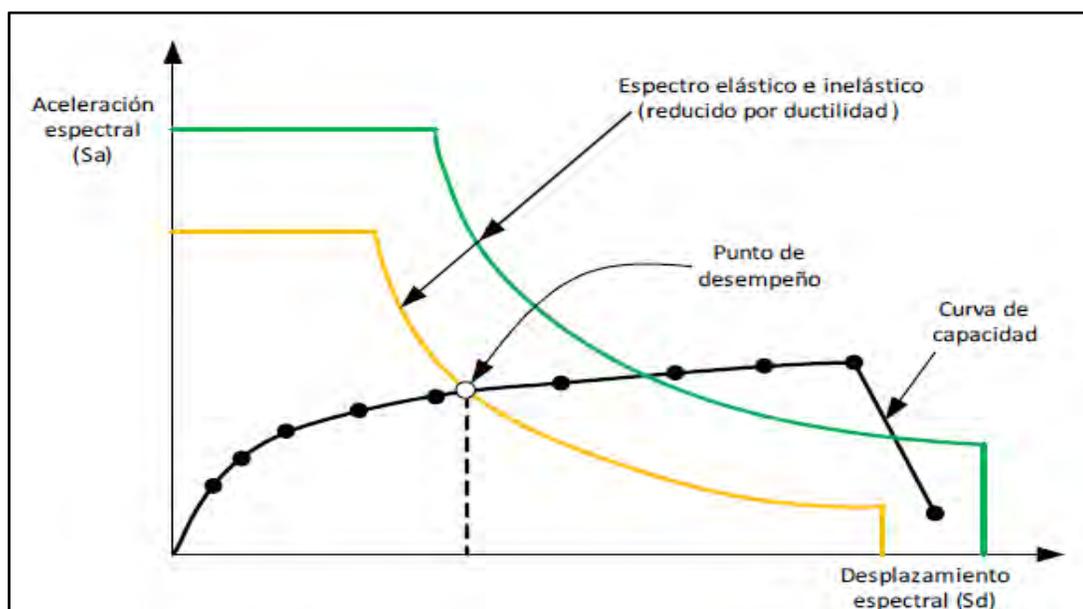


Figura 2-6. Localización del punto de desempeño

Fuente: Bravo, 2001

El análisis estático de este método se efectúa mediante cargas laterales que, como el nombre del método lo indica, empujan horizontalmente la estructura y se incrementan monótonicamente hasta que la estructura alcanza ciertos límites de desplazamientos preestablecidos o se vuelve inestable. Estas cargas laterales son proporcionales al producto de la masa de cada piso y al primer modo de oscilación del modelo elástico. Todo esto ocurre mientras las cargas verticales permanecen constantes. En cada uno de los incrementos de

carga, se supone un comportamiento lineal del edificio de manera que los incrementos en las fuerzas internas y en las deformaciones pueden ser determinados mediante análisis elástico. Cuando se forman las rótulas plásticas, la matriz de rigidez es modificada en esos elementos y se re-ensambla la matriz de rigidez global. Este proceso continúa hasta que la estructura se comporte como un mecanismo o hasta que se alcance el objetivo requerido.

La forma más conveniente de graficar la curva fuerza-desplazamiento es monitoreando el cortante en la base y el desplazamiento del techo. La curva de capacidad se construye generalmente para representar el primer modo de respuesta de la estructura, asumiendo que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura (Applied Technology Council, 1996).

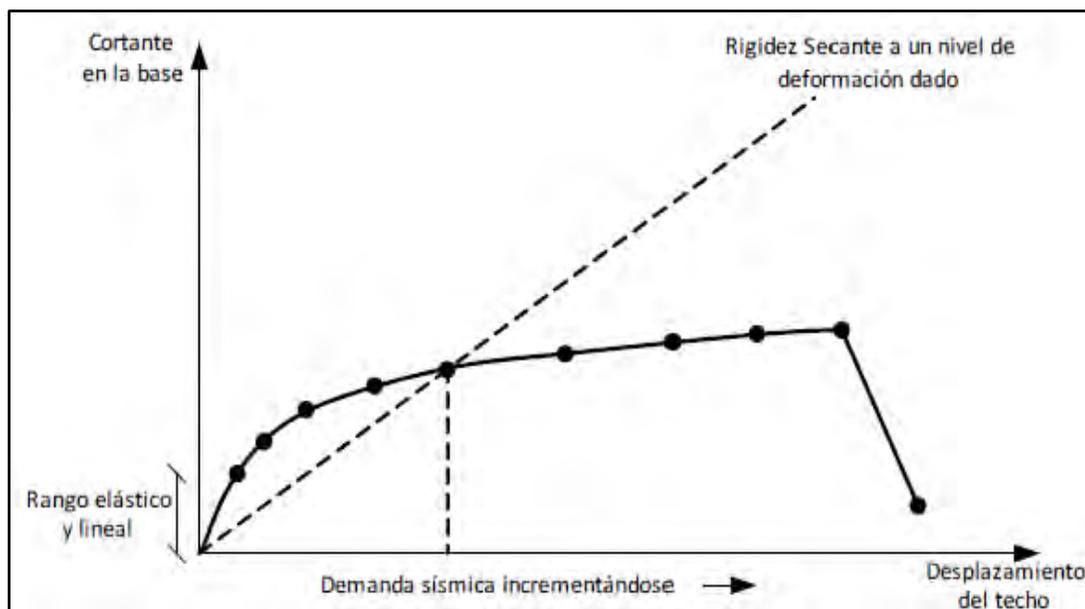


Figura 2-7. Curva de Capacidad obtenida mediante un análisis de Pushover

Fuente: Applied Technology Council, 1996

El método de capacidad espectral, al ser un método no lineal, permite estimar el comportamiento del edificio además de identificar los modos de falla y el potencial de colapso progresivo.

2.10 Edificaciones históricas, monumentos y patrimonio arquitectónico

Según el CSCR-10, en la **sección 15.6.1** “se consideran edificaciones históricas y monumentos aquellos que tienen un valor cultural o histórico u otras condiciones formales que deben ser **conservadas, lo cual puede generar limitaciones cuando su estructura debe ser intervenida**”.

Este tipo de edificaciones de carácter patrimonial, tienen limitaciones especiales en cuanto a su restauración, las cuales están estipuladas en el inciso 15.6.3 del CSCR-10. Esto se da debido a que no solo se busca mejorar el desempeño de la estructura ante la acción de sismos, sino que a su vez se busca prolongar la vida útil de la edificación debido a su importancia histórica y esto debe realizarse de manera se minimicen los cambios a la estructura y se conserve su esencia original. La ley 7555 “PATRIMONIO HISTORICO-ARQUITECTONICO DE COSTA RICA” **es ley encargada de** velar por la conservación, la protección y la preservación del patrimonio histórico-arquitectónico de Costa Rica

La institución International Council on Monuments and Sites (ICOMOS), en su documento “**Principios para el análisis, conservación y restauración de las estructuras del patrimonio arquitectónico**”, genera una serie de recomendaciones en torno a la **tarea de diagnóstico y restauración de estructuras de patrimonio arquitectónico**, que debido a su importancia, están sometidas a una serie de dificultades para realizar dicha tarea. Entre las más importantes, se pueden citar:

- ❖ La mejor terapia es la aplicación de medidas preventivas
- ❖ No debe emprenderse acción estructural alguna sin haber comprobado antes que resulta indispensable.
- ❖ Cada intervención debe ser proporcional a los objetivos de seguridad previamente establecidos, y limitarse al mínimo indispensable para garantizar la seguridad y la perdurabilidad del bien con el menor daño posible a los valores del patrimonio.
- ❖ El proyecto de intervención deberá basarse en una comprensión clara de la clase de factores que causaron el daño y la degradación, así como de los que hayan de tenerse en cuenta para analizar la estructura tras la intervención, puesto que el proyecto debe realizarse en función de todos ellos.
- ❖ **La elección entre técnicas “tradicionales” e “innovadoras” de adecuación debe sopesarse caso por caso, dando siempre preferencia a las que produzcan un efecto de**

invasión menor y resulten más compatibles con los valores del patrimonio cultural, sin olvidar nunca cumplir las exigencias impuestas por la seguridad y la perdurabilidad.

- ❖ Deben determinarse todas las características de los materiales (especialmente cuando son nuevos) que vayan a utilizarse en una obra de restauración, así como su compatibilidad con los existentes. En ese estudio deben incluirse los impactos a largo plazo, a fin de evitar efectos secundarios no deseables.
- ❖ No deben destruirse los elementos diferenciadores que caracterizaban a la edificación y su entorno en su estado original o en el correspondiente a las etapas más antiguas.
- ❖ Cada intervención debe respetar, en la medida de lo posible, el concepto, las técnicas y los valores históricos de la configuración primigenia de la estructura, así como de sus etapas más tempranas, y debe dejar evidencias que puedan ser reconocidas en el futuro.
- ❖ Deberá evitarse, siempre que sea posible, la eliminación o alteración de cualquier material de naturaleza histórica, o de elementos que presenten rasgos arquitectónicos de carácter distintivo.
- ❖ Deberán mantenerse las imperfecciones y alteraciones que se hayan convertido en parte de la historia de la edificación, siempre que no atenten contra las exigencias de la seguridad.

2.11 Adecuación o Reestructuración Sísmica

Con respecto a una adecuación sísmica de estructuras existentes, el CSCR-10 en la sección 15.3 establece condiciones que se deben tomar en cuenta para llevar a cabo una reestructuración:

- a) Toda adecuación sísmica debe reducir la posibilidad de que un sismo produzca daños graves en los elementos y componentes de un sistema sismorresistente, así como en elementos y componentes no estructurales. Para ello se debe cumplir con los objetivos de desempeño planteados.
- b) Se deben eliminar las deficiencias graves en la estructuración detectadas en la etapa de diagnóstico.

- c) Es necesario tomar en cuenta las características reales de la estructura existente, como lo son las propiedades de los materiales, rigidez, capacidad de deformación y resistencia de los elementos, según los detalles constructivos conocidos.
- d) Se deben considerar las modificaciones que se van a realizar al sistema estructural para determinar la ductilidad global asignada y se debe revisar que los elementos, tanto nuevos como existentes, posean la ductilidad local requerida.
- e) Para determinar la demanda sísmica, se utilizan las cargas permanentes y temporales ajustadas a las condiciones reales, de acuerdo a lo determinado en el diagnóstico.
- f) Se debe considerar los esfuerzos y deformaciones existentes en la estructura a la hora de incluir nuevos elementos estructurales.
- g) Las fuerzas sísmicas de diseño se calculan según las recomendaciones de la sección 2 del código, sin embargo el profesional responsable puede justificar reducir esas fuerzas hasta el 80% con base a la vida útil remanente de la estructura que se va a reacondicionar.
- h) Las uniones entre elementos nuevos y existentes deben detallarse de manera que se asegure un comportamiento integral durante el sismo.
- i) La propuesta de adecuación sísmica debe ser sometida a un nuevo diagnóstico de vulnerabilidad para asegurar que se cumplan con los objetivos de desempeño.

Capítulo 3 : DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

En este capítulo se realizará una descripción general del edificio objeto de esta investigación. Se incluye la ubicación geográfica del edificio. También, a partir de las visitas al sitio del proyecto, fue posible generar una descripción general de la distribución arquitectónica y la configuración estructural. Para determinar las características de la configuración estructural, se llevaron a cabo una serie de ensayos destructivos y no destructivos en los elementos estructurales, los cuales se detallan en esta sección.

3.1 Ubicación de la Estructura

El edificio de la facultad de Ingeniería se ubica en la Universidad de Costa Rica, específicamente en la Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, en San Pedro de Montes de Oca, San José. Como se indicó anteriormente, en la sección de alcance de la investigación, la estructura a analizar es el edificio antiguo de la Facultad de Ingeniería. En la Figura 3-1 se puede observar la localización y la delimitación espacial del edificio considerado para el presente estudio.

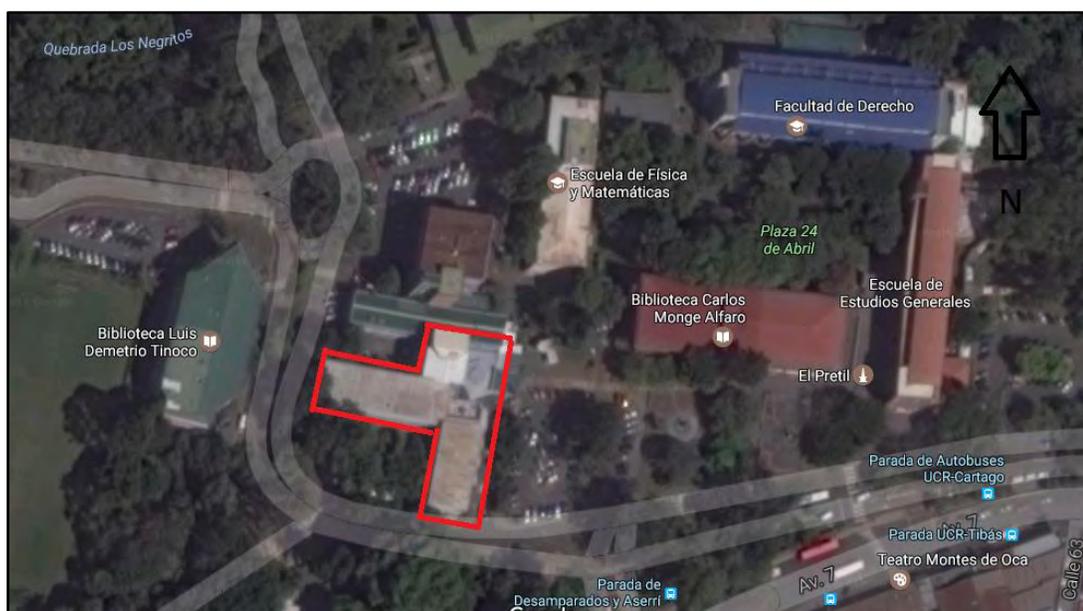


Figura 3-1. Ubicación de la estructura de estudio

Fuente: Google maps, modificado por autor 2016

3.2 Distribución arquitectónica del Edificio

Como parte del presente estudio, se llevó a cabo un levantamiento arquitectónico del edificio de la facultad de Ingeniería. Esto puesto a que la única información con la que se contaba era de un levantamiento y remodelación llevada a cabo en el año 1958. Con el paso de los años, la facultad se ha visto sometida a muchos cambios de uso y se le han añadido gran cantidad de elementos arquitectónicos con distintas funciones, principalmente paredes divisorias livianas, con el fin de tener más aulas y aumentar la disponibilidad de espacios de oficina.

El uso del edificio corresponde mayoritariamente a oficinas, aulas y estudiaderos.

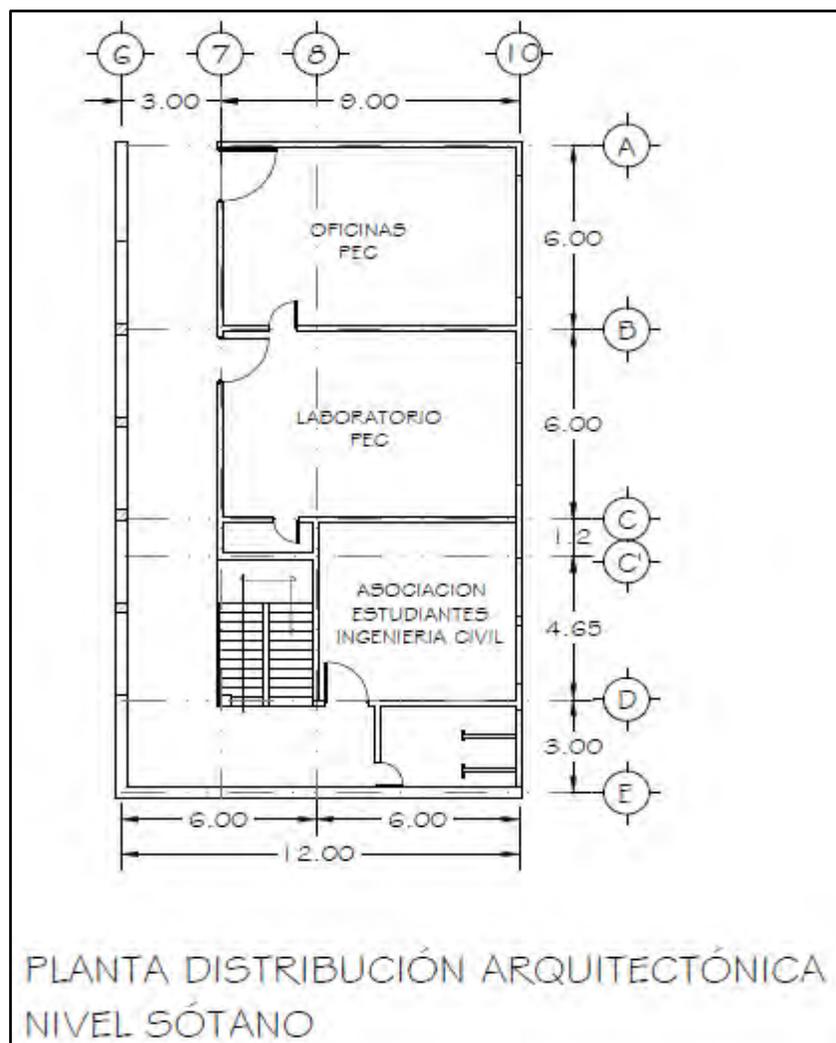


Figura 3-2. Distribución arquitectónica del sótano del edificio de la facultad de Ingeniería

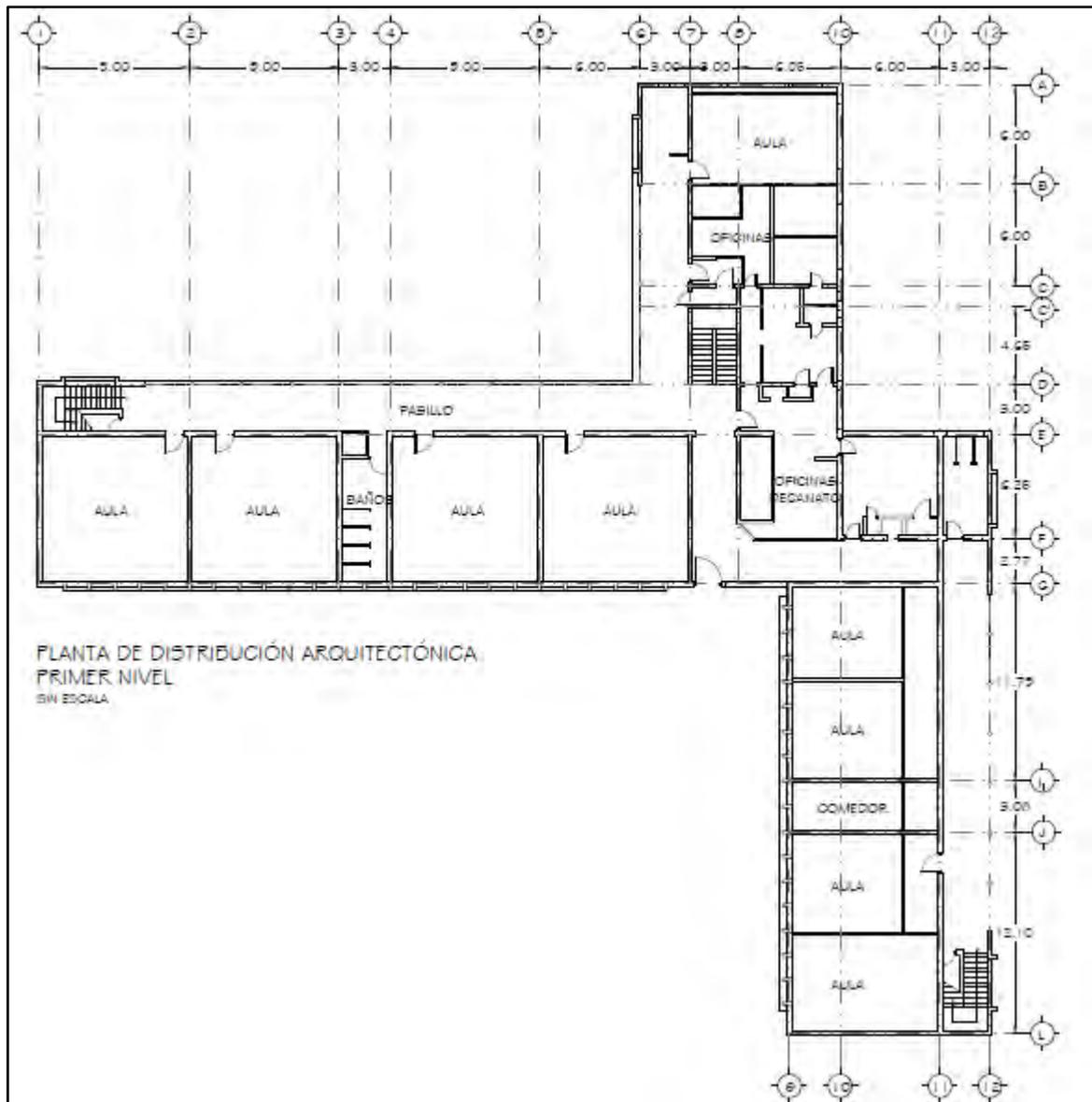


Figura 3-3. Distribución arquitectónica del primer piso del edificio de la facultad de Ingeniería

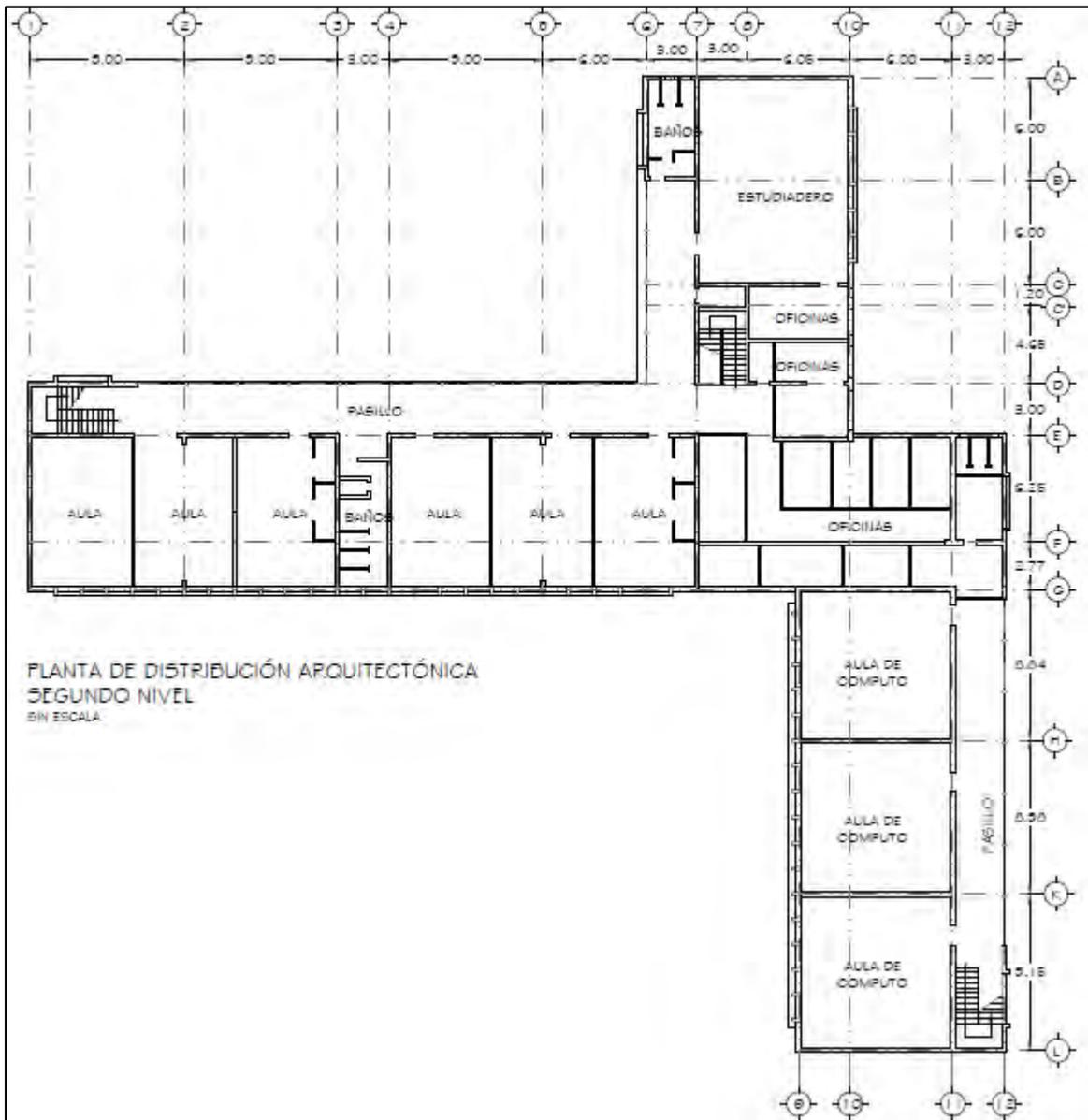


Figura 3-4. Distribución arquitectónica del segundo piso del edificio de la facultad de Ingeniería

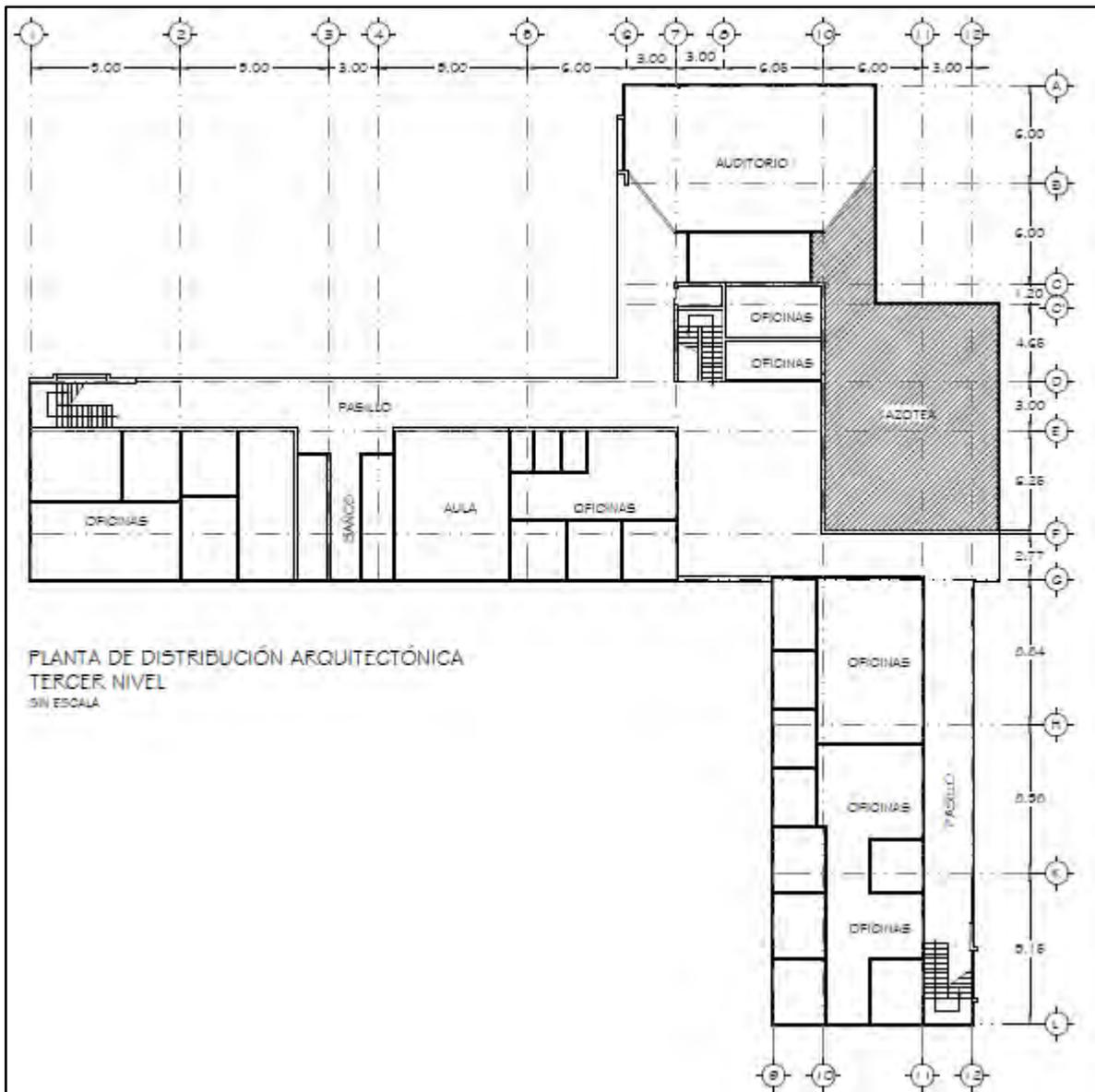


Figura 3-5. Distribución arquitectónica del tercer piso del edificio de la facultad de Ingeniería

3.3 Configuración estructural del Edificio

El edificio de estudio está constituido por dos estructuras independientes, separadas por una junta de construcción que permite que ambas estructuras se comporten de manera independiente y no se generen problemas de torsión; situación que se podría dar en el caso de que ambos edificios se encontraran ligados. Esta junta de construcción debe tener una dimensión apropiada con el fin de evitar que se dé un fenómeno de "aplauso" entre ambas edificaciones, es decir, que choquen entre sí.

En la Figura 3-6 se puede observar la ubicación de esta junta de construcción. De aquí en adelante, el edificio se va a separar en Edificio A y Edificio B y se va a realizar un estudio por separado para cada uno de ellos (ver Figura 3-8).

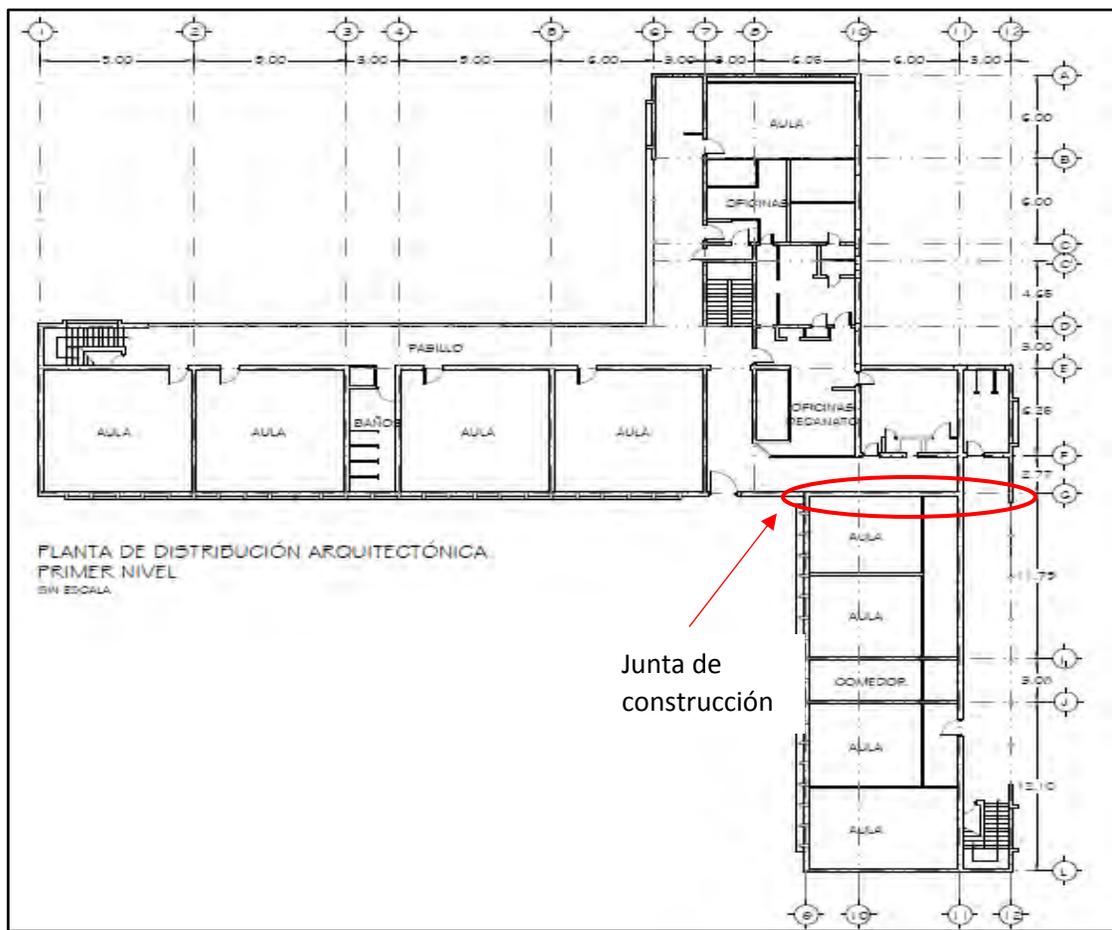


Figura 3-6. Ubicación de junta de construcción que separa ambas estructuras de estudio



Figura 3-7. Junta de construcción que separa los edificios A y B de la facultad de Ingeniería



Figura 3-8. Delimitación de las estructuras de estudio separadas por junta de construcción

Adicionalmente, existe otra junta de construcción que separa el Edificio A con el edificio de laboratorios de la facultad de Ingeniería, el cual no se analiza en el presente estudio, sin embargo un mal comportamiento o disposición de esta junta afecta directamente al Edificio A, el cual si se encuentra dentro del alcance de este proyecto. Debido a lo anterior, se toman en consideración ambas juntas de construcción y se estudian como parte del estudio de vulnerabilidad sísmica, como se podrá ver más adelante.

Tanto el Edificio A como el Edificio B de la facultad de Ingeniería, por sus características y de acuerdo con el CSCR-10, son consideradas como estructuras de tipo muro, ya que son los muros del edificio de manera predominante los responsables de resistir las fuerzas laterales inducidas por los sismos, a pesar de que se da también la presencia de un sistema de marcos perimetrales que también aportan cierto nivel de rigidez global a la estructura, aunque mínimo. Lo anterior se da puesto que los entrepisos consisten en losas de concreto reforzado coladas en sitio con un espesor de aproximadamente 28 cm, por lo que dichos entrepisos se comportan como diafragmas rígidos y distribuyen las fuertes laterales de acuerdo a la rigidez relativa de los elementos estructurales.

Ambas estructuras están conformadas por muros sólidos y muros con aberturas construidos con mampostería no reforzada de ladrillo rojo confinado, es decir, los elementos de mampostería están confinados por elementos de concreto reforzado con dimensiones variables. Los ladrillos están colocados de manera traslapada, en un sistema denominado aparejo inglés, es decir, se alternan hiladas en tizón y en soga. Los ladrillos están confinados por columnas de concreto reforzado, y en algunas secciones los muros poseen vigas medianeras. La configuración de mampostería utilizada para el edificio no incluye el uso de una viga corona, puesto que la losa colada de entrepiso viene a cumplir la función de la viga corona. El ladrillo utilizado tiene dimensiones de 22 cm de largo x 10 cm de espesor x 6 cm de altura. Los muros tienen un espesor total de 28 cm y poseen dos capas de ladrillo con aproximadamente 2 cm de mortero de pega entre ambas capas y aproximadamente 3 cm de repello a ambos lados. En la Figura 3-9 se puede observar un detalle típico de los muros sólidos del edificio. Por su parte, en la Figura 3-10, se puede ver un detalle típico de los muros con aberturas.

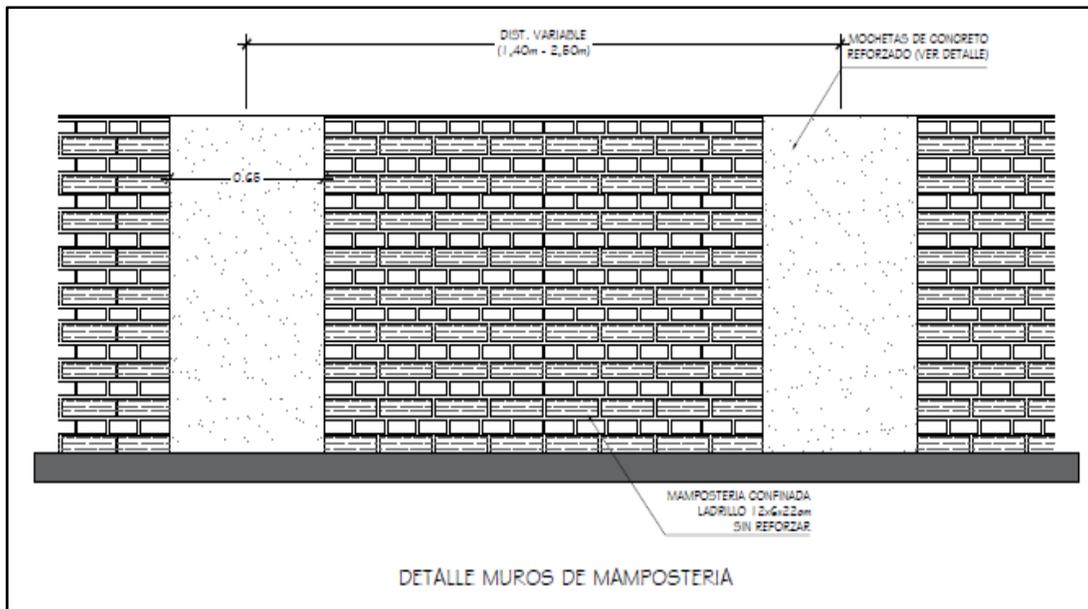


Figura 3-9. Detalle típico de los muros sólidos de mampostería del edificio de la facultad de Ingeniería.

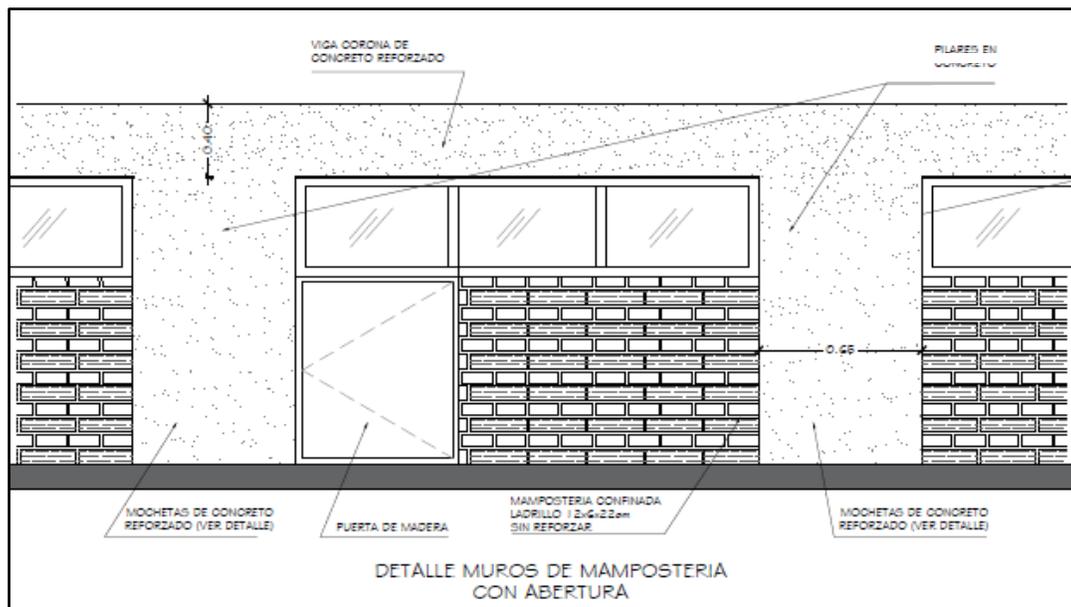


Figura 3-10. Detalle típico de los muros de mampostería con aberturas del edificio de la facultad de Ingeniería



Figura 3-11. Muro sólido de la fachada sur del edificio B de la Facultad de Ingeniería



Figura 3-12. Muro con aberturas para puertas y ventanas presente en el edificio A de la facultad de Ingeniería

Las mochetas de concreto, que cumplen con la función de confinamiento de los elementos de mampostería de los muros de la estructura, poseen tamaños variables, como se mencionó anteriormente. Se presenta a continuación el detalle típico de las mochetas presentes en los muros con aberturas de la Figura 3-13:

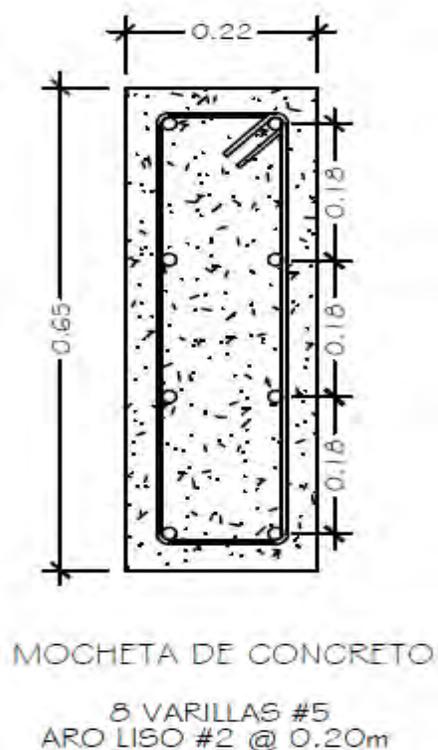


Figura 3-13. Detalle de columna de concreto típica del edificio de ingeniería

De igual forma, para ambos edificios, el sistema de marcos perimetrales de concreto reforzado consiste en sistemas de vigas de carga de sección rectangular que distribuyen las cargas en columnas circulares de 27 cm de diámetro en las fachadas norte y oeste en el caso del Edificio A y en la fachada este en el caso del Edificio B, además de otro sistema de marcos que forman parte de un sistema de ventanearía en las fachadas sur y oeste para los edificios A y B, respectivamente. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, son los muros del edificio los que resisten la mayor parte de las fuerzas laterales y las fuerzas gravitacionales.



Figura 3-14. Sistema de marcos perimetrales presentes en fachada norte del edificio A de la facultad de Ingeniería



Figura 3-15. Marcos en sistema de ventanearía presentes en fachada sur del edificio A de la facultad de Ingeniería.

A continuación se pueden observar los detalles típicos de los elementos que forman los sistemas de marcos mencionados anteriormente:

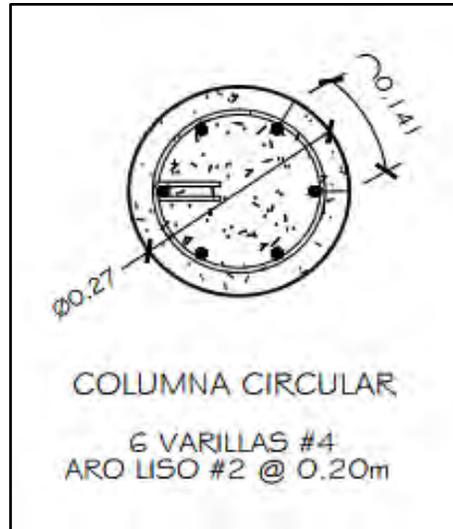


Figura 3-16. Detalle de Columnas circulares en marco perimetral

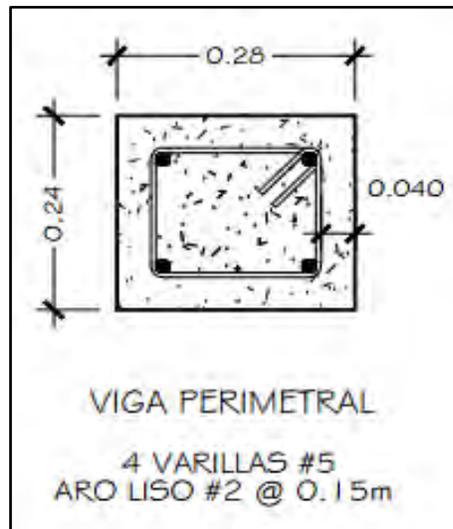


Figura 3-17. Detalle de vigas en marcos perimetrales

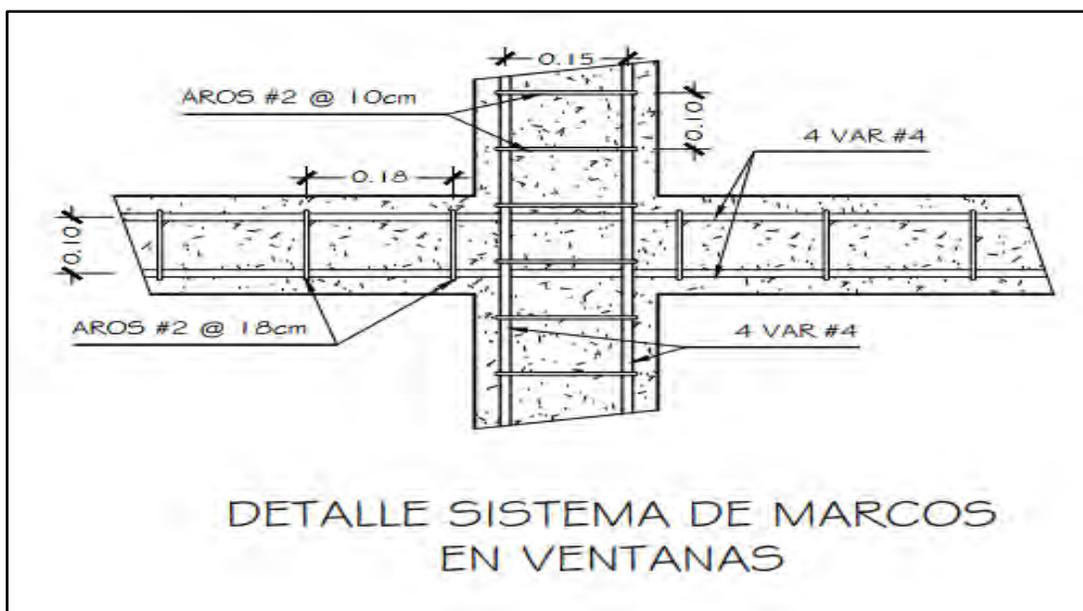


Figura 3-18. Detalle de marcos de ventanas en la fachada del edificio de la facultad de Ingeniería.

3.3.1 Configuración estructural del Edificio A

El edificio A de la facultad de Ingeniería es el edificio con mayor área de los dos que se analizan en el presente informe. Tiene forma de L y es considerado como el edificio principal de la facultad.

La estructura consiste en 2 entrepisos y un sótano. Los primeros 3 niveles (sótano, planta principal y segundo piso) poseen un sistema sismorresistente a base de muros, además de los marcos perimetrales explicados anteriormente. Por otra parte, el último nivel o tercer piso, presenta un sistema **esencialmente "liviano"**, puesto que está constituido por varias paredes livianas que sirven como elementos divisorios y de cerramiento y no tienen ninguna función estructural para efectos de este análisis. Adicionalmente el tercer piso cuenta con una estructura metálica que da soporte al sistema de techo también de acero.

La diferencia en la estructuración del edificio de los niveles inferiores respecto al último piso se debe a que originalmente el edificio contaba solamente con un sótano y dos niveles, con una azotea de concreto reforzado. Posteriormente, aproximadamente unos 25 años después de la construcción del edificio, se agregó el tercer nivel en lo que era originalmente la azotea.

Este tercer nivel, para efectos del análisis, no tiene ningún aporte estructural y se modela en el análisis matemático como masa por unidad de área en la estructura original.

Por su parte, el nivel de sótano, al estar por debajo del nivel del terreno, posee dos muros perimetrales que trabajan como muros de retención. Estos muros tienen un espesor mayor, 35 cm, respecto al espesor utilizado en los muros restantes de la estructura.

Debido a la falta de planos o un estudio de suelos previo, no se pudo determinar el tipo de cimientos sobre el que se encuentra apoyado el edificio.

La distribución estructural del edificio A se puede observar en la siguiente figura:

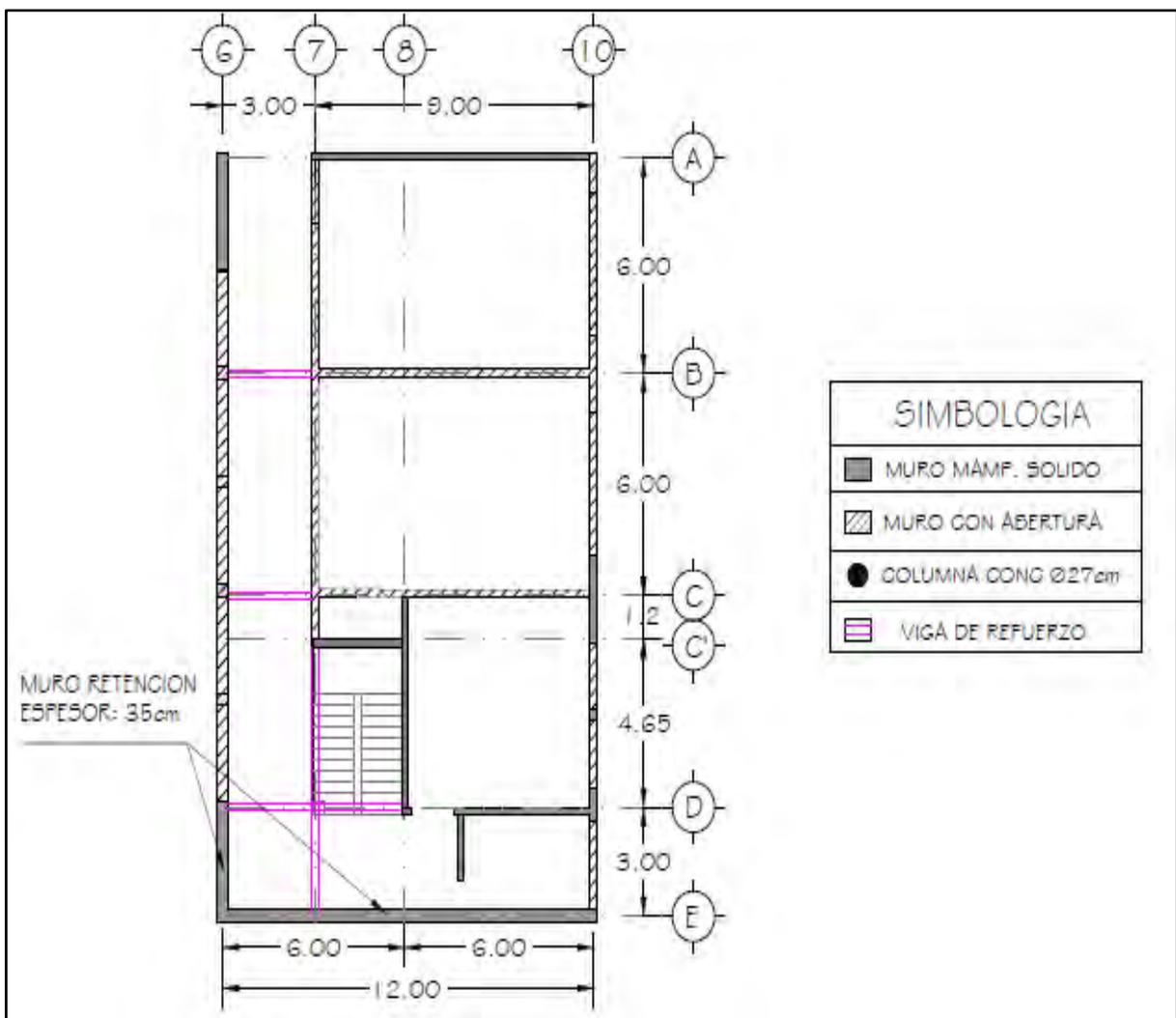


Figura 3-19. Distribución estructural del sótano de la estructura A del edificio de la Facultad de Ingeniería

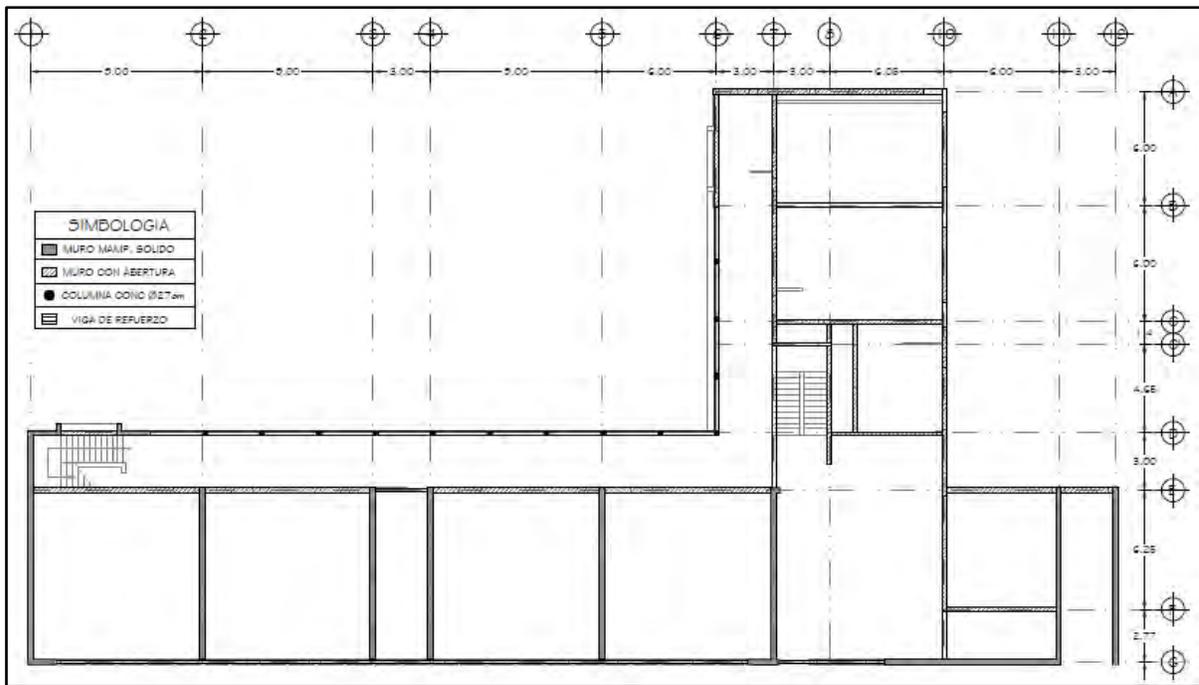


Figura 3-20. Distribución estructural del primer piso de la estructura A del edificio de la Facultad de Ingeniería

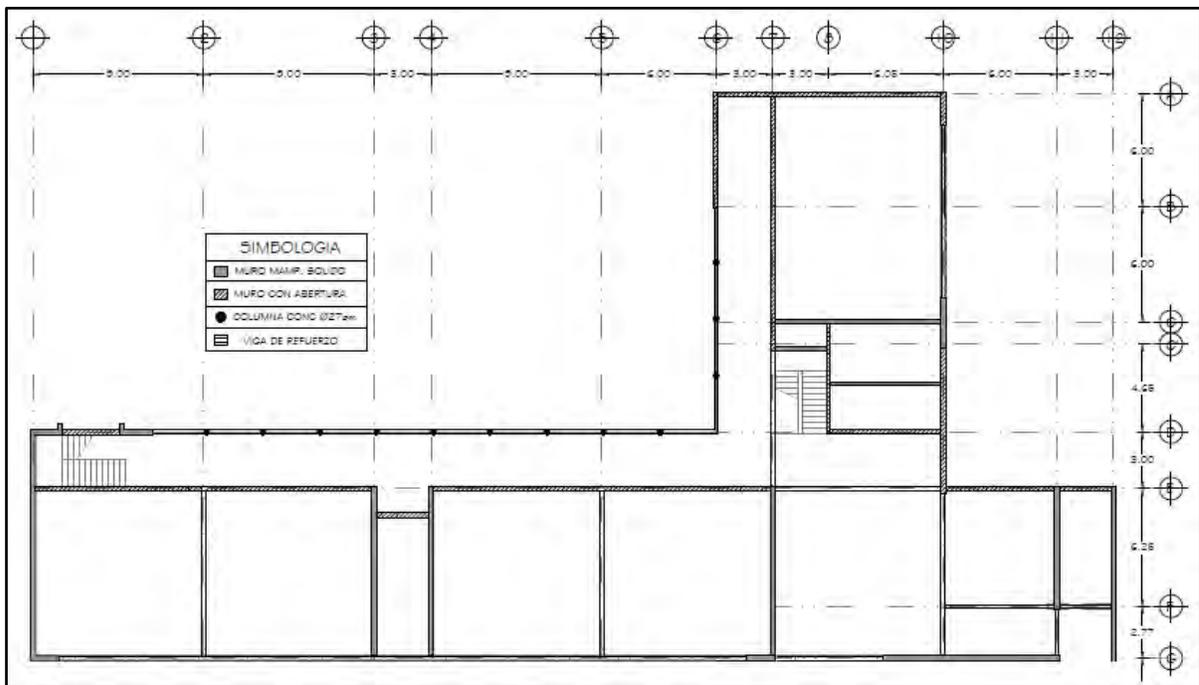


Figura 3-21. Distribución estructural del segundo piso de la estructura A del edificio de la Facultad de Ingeniería

3.3.2 Configuración estructural del Edificio B

El edificio B de la facultad de Ingeniería es el de menor área de los edificios analizados en este informe. Tiene una forma rectangular y es conocido popularmente como el “edificio de columnas”.

La estructura cuenta con dos entresijos. A diferencia del edificio A, no se cuenta con ningún nivel de sótano y el primer piso se encuentra directamente sobre el nivel del terreno. La configuración estructural del edificio es la misma que la descrita para el edificio A. El sistema sismorresistente es de tipo muro, con muros sólidos y con aberturas, con la presencia de marcos en las fachadas que aportan algún grado de rigidez lateral a la edificación.

Debido a la falta de planos o un estudio de suelos previo, no se pudo determinar el tipo de cimientos sobre el que se encuentra apoyado el edificio.

A continuación se muestra la distribución estructural del edificio B de la facultad de Ingeniería:

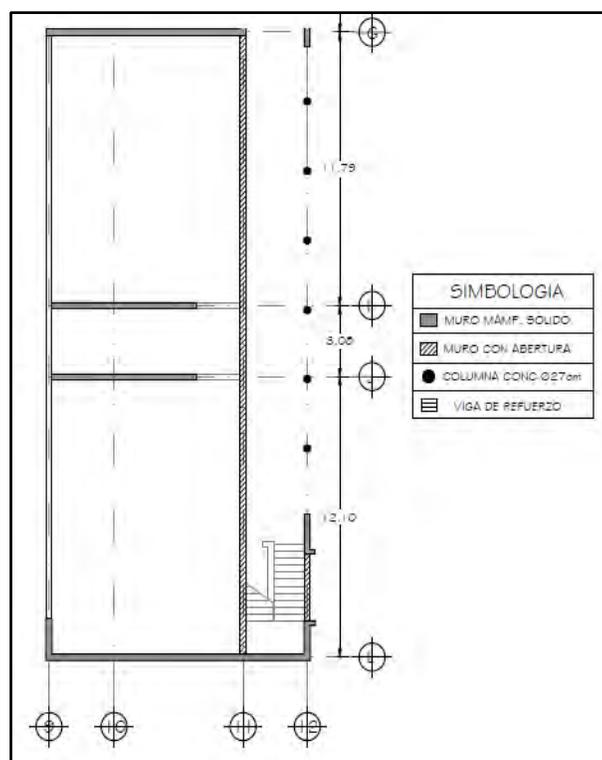


Figura 3-22. Distribución estructural del primer piso de la estructura B del edificio de la Facultad de Ingeniería

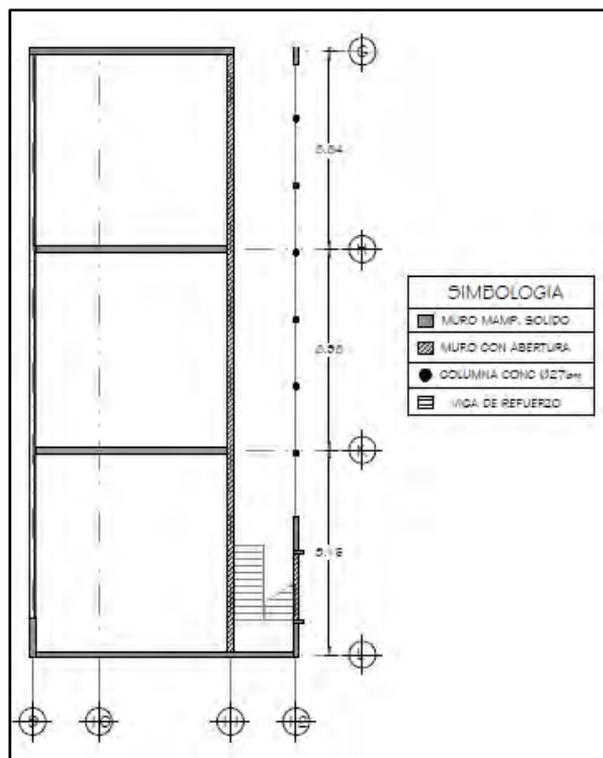


Figura 3-23. Distribución estructural del segundo piso de la estructura B del edificio de la Facultad de Ingeniería

3.4 Descripción de los ensayos destructivos y no destructivos realizados en el edificio

Ante la ausencia de los planos del edificio, no es posible conocer la disposición y propiedades de los elementos estructurales, como son la resistencia a la compresión del concreto y la resistencia a la compresión de la mampostería, así como la distribución del acero y sus propiedades. Por lo anterior, se realizaron una serie de pruebas (Tanto de carácter destructivo como no destructivo) en los elementos estructurales, con la colaboración de un técnico del LANAMME y equipo de dicha institución. A continuación se detallan las pruebas realizadas y sus resultados.

3.4.1 Ventanas exploratorias

Al no haber información estructural alguna relativa al edificio, en primera instancia, correspondió determinar cuál es la configuración estructural del edificio, es decir, se quería conocer si el edificio es de concreto o es un edificio de mampostería. Lo anterior se llevó a cabo a través de "ventanas de inspección" realizadas mediante el uso de un esmeril, operado por un técnico del LANAMME. Estas ventanas de inspección tienen dimensiones de 10 cm x 10 cm y consisten en eliminar la capa de repello para dejar expuesto el material estructural y se realizaron en varios puntos de la edificación. En la Figura 3-24 y Figura 3-25 se pueden observar los puntos en los cuales se realizaron estas ventanas exploratorias.

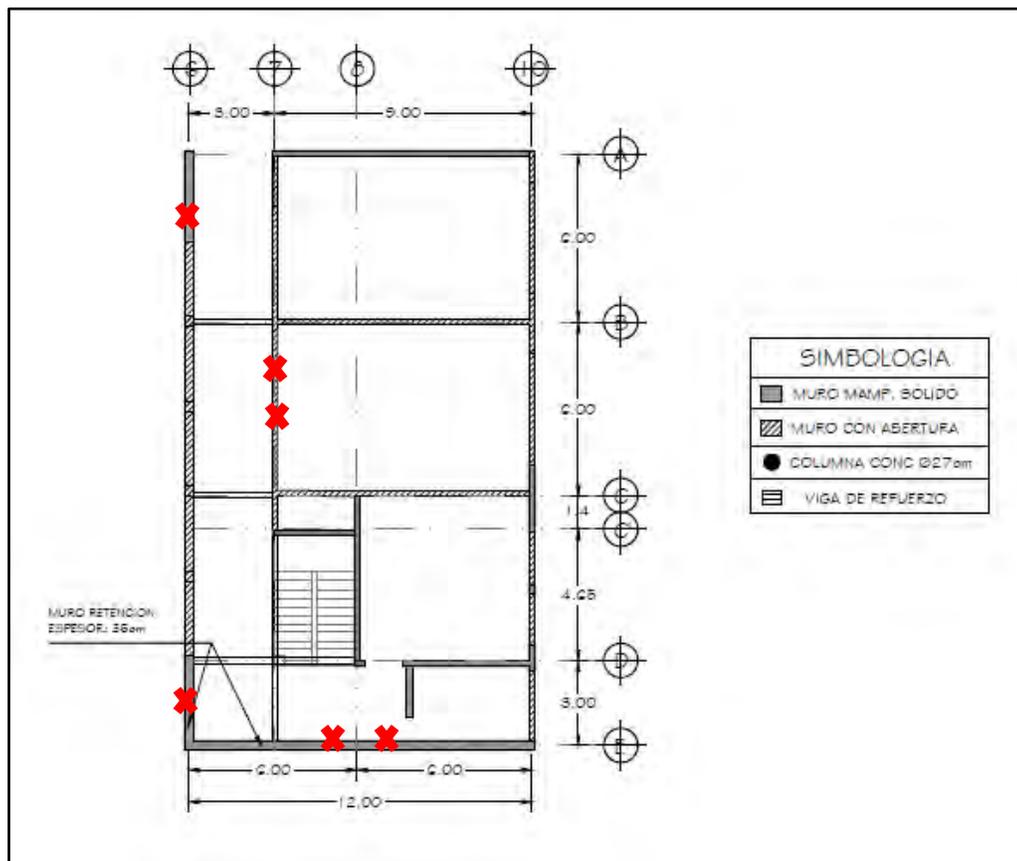


Figura 3-24. Ubicación de los puntos de ventana de inspección en el sótano

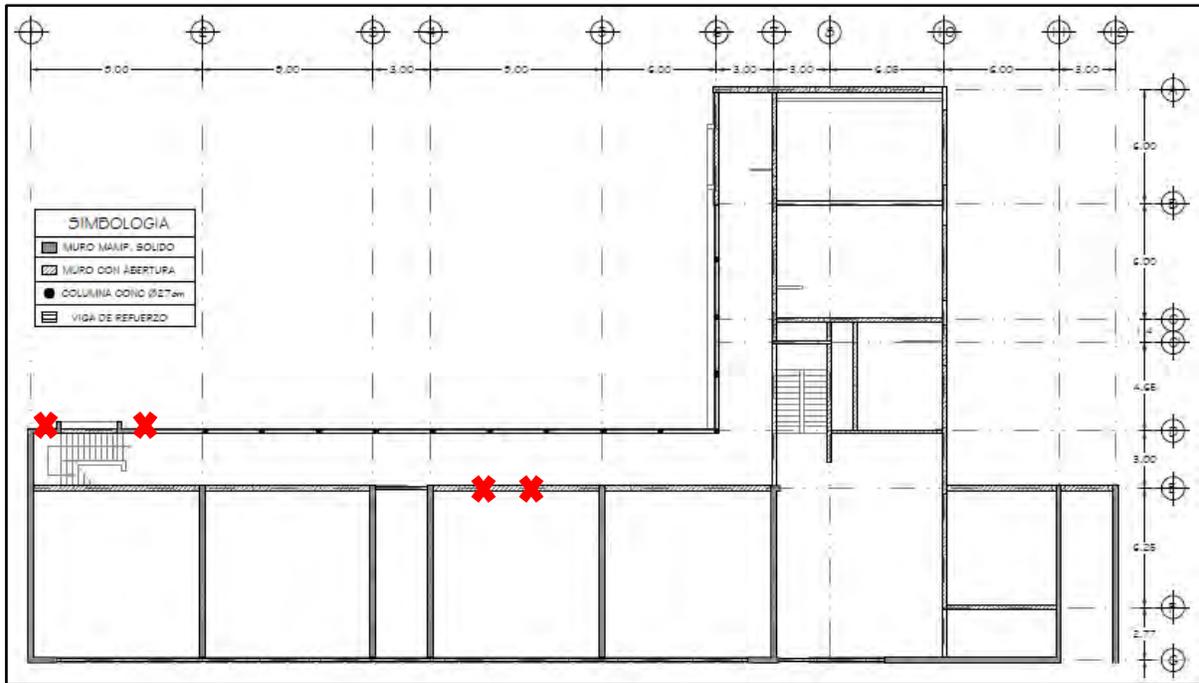
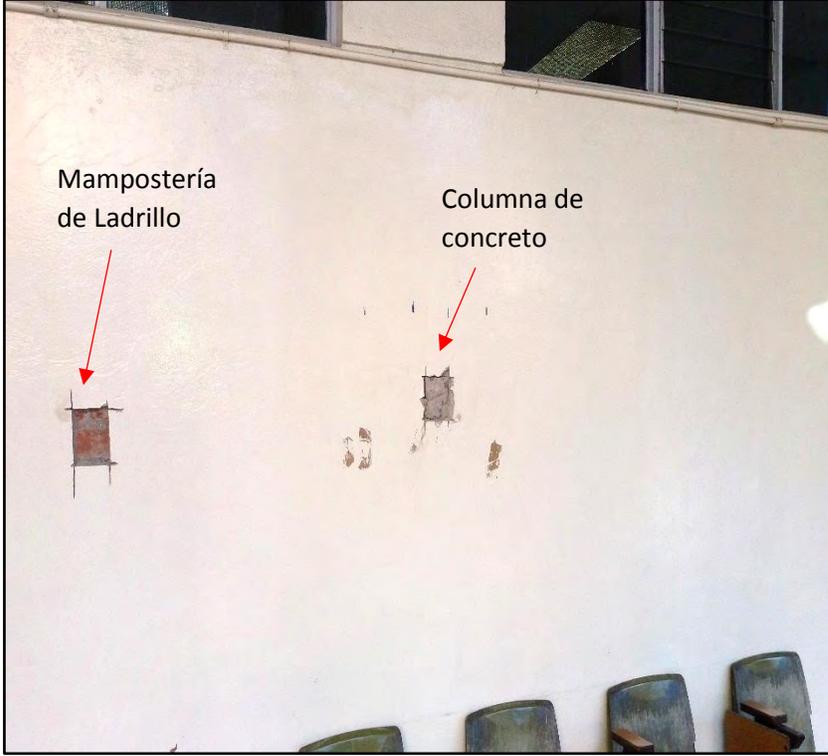


Figura 3-25. Ubicación de los puntos de ventana de inspección en el sótano

Las ventanas exploratorias permitieron conocer la configuración estructural del edificio. A continuación se muestra un resumen de la información extraída de estas pruebas:

Cuadro 3-1. Ventanas exploratorias en el edificio de Ingeniería de la Universidad de Costa Rica

Fotografía	Descripción
 <p>Mampostería de Ladrillo</p> <p>Columna de concreto</p>	<p>Se determinó que los muros del edificio fueron diseñados con un sistema de mampostería confinada. Mampuestos de ladrillo de arcilla confinados por columnas de concreto a distancias variables. Posteriormente, con el uso de un detector de acero, se determinó que la mampostería no está reforzada</p>
	<p>La colocación de los ladrillos de arcilla de los muros de la estructura es en forma traslapada, en el denominado sistema "inglés", es decir, se alternan hiladas en tesón y en soga</p>

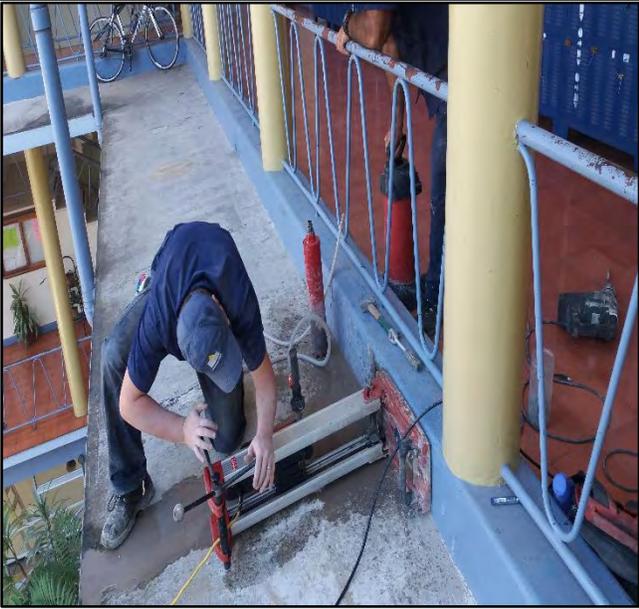
3.4.2 Extracción de núcleos de concreto

Para conocer la resistencia del concreto que forma parte de la estructura y de algunos de sus componentes, se procedió a extraer núcleos de concreto en puntos seleccionados estratégicamente (Se buscó extraer las muestras de concreto en los puntos sometidos a menores esfuerzos, de manera que no se comprometiera la resistencia de dichos elementos). Se buscaba llevar a cabo la extracción en elementos importantes dentro de la realización del modelo estructural del edificio. A continuación se puede observar la descripción de las pruebas realizadas:

Cuadro 3-2. Extracción de núcleos de concreto

Extracción de Núcleo	Descripción	Fotografía
Núcleo 1	Núcleo de concreto de 10 cm de diámetro nominal extraído de muro de retención del sótano (Figura 3-26.)	

Núcleo 2	<p>Núcleo de concreto de 10 cm de diámetro nominal extraído de muro de retención del sótano (Figura 3-26.)</p>	
Núcleo 3	<p>Núcleo de concreto de 7,5 cm de diámetro nominal extraído de columna del segundo nivel del edificio A (Figura 3-28.)</p>	

Núcleo 4	<p>Núcleo de concreto de 7,5 cm de diámetro nominal extraído de viga del segundo nivel del edificio A (Figura 3-28.)</p>	 A photograph showing a construction worker in a blue shirt and cap operating a core drilling machine on a concrete beam. The worker is positioned on a concrete floor next to a blue metal railing. A red fire extinguisher is visible on the railing. The background shows a hallway with a bicycle parked against a wall.
Núcleo 5	<p>Núcleo de concreto de 7,5 cm de diámetro nominal extraído de viga del segundo nivel del edificio A (Figura 3-28.)</p>	 A close-up photograph of a concrete core sample. The sample is irregularly shaped and has a circular hole in the center. It is resting on a blue surface, possibly a workbench or a piece of equipment.

Núcleo 6	<p>Núcleo de concreto de 7,5 cm de diámetro nominal extraído de columna del segundo nivel del edificio A (Figura 3-28.)</p>	
Núcleo 7	<p>Núcleo de concreto de 7,5 cm de diámetro nominal extraído de columna del primer nivel del edificio A (Figura 3-27.)</p>	

Núcleo 8	<p>Núcleo de concreto de 7,5 cm de diámetro nominal extraído de columna del segundo nivel del edificio B (Figura 3-29.)</p>	
Núcleo 9	<p>Núcleo de concreto de 7,5 cm de diámetro nominal extraído de viga del segundo nivel del edificio B (Figura 3-29.)</p>	

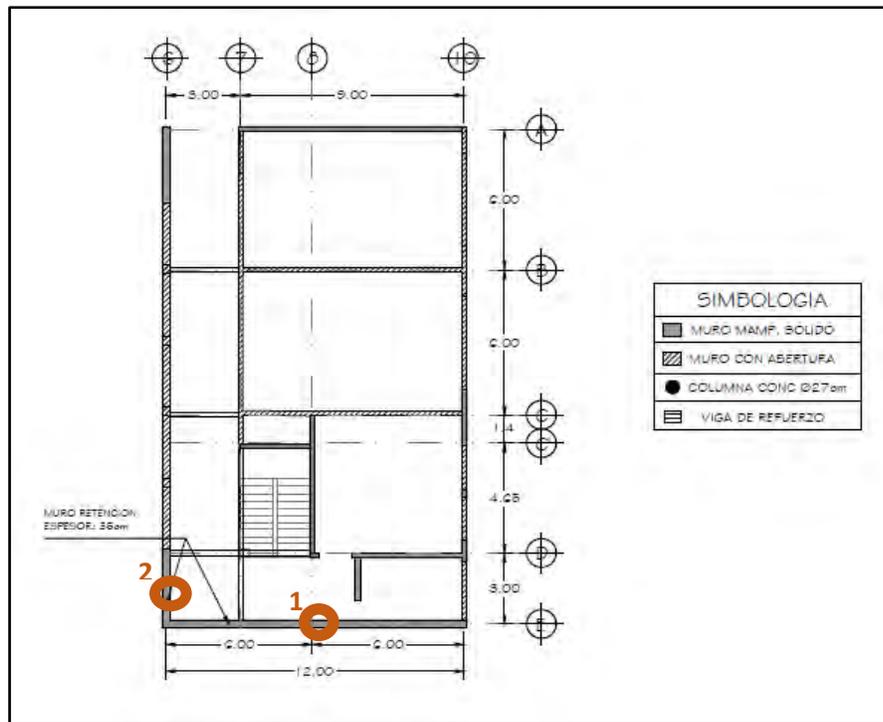


Figura 3-26. Ubicación de los puntos de extracción de núcleos en el sótano

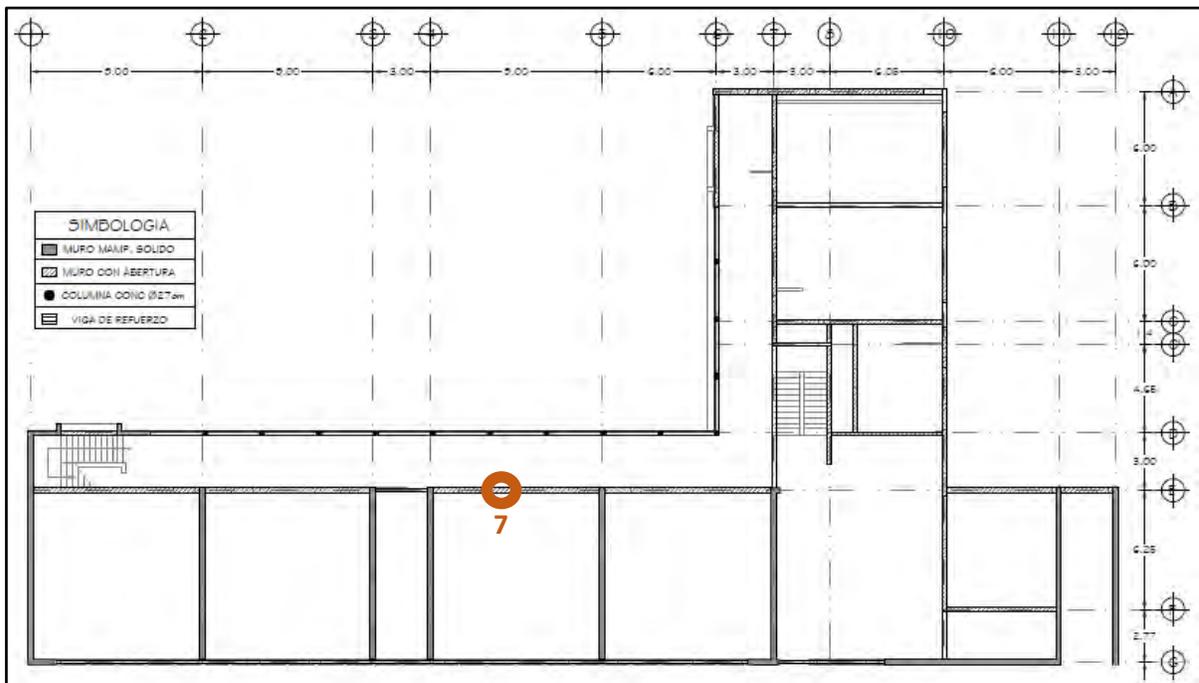


Figura 3-27. Ubicación de los puntos de extracción de núcleos en la Primera Planta del edificio A

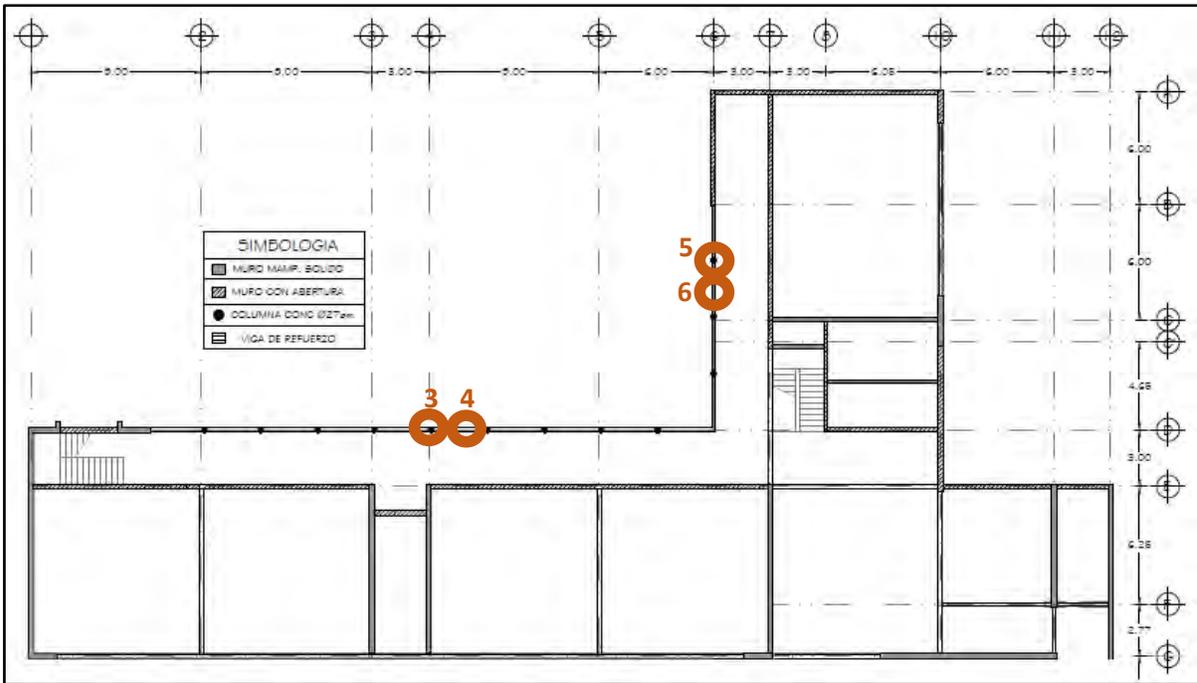


Figura 3-28. Ubicación de los puntos de extracción de núcleos en la Segunda Planta del edificio A

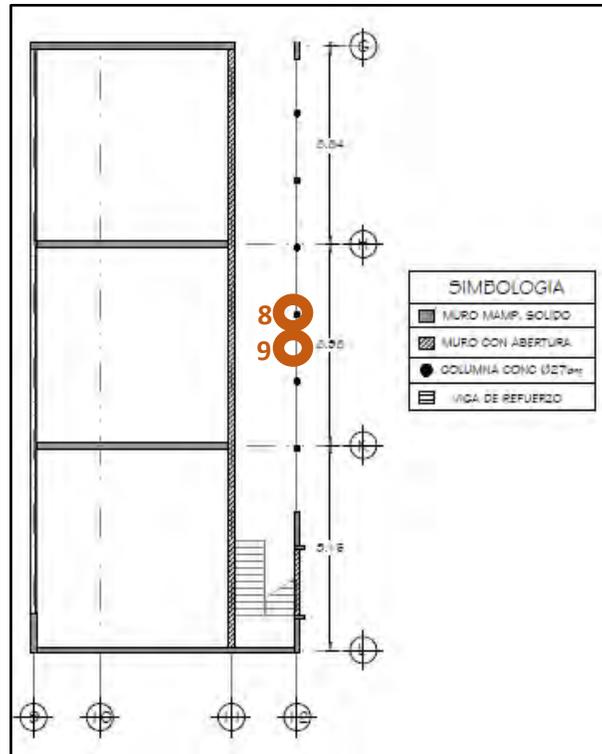


Figura 3-29. Ubicación de los puntos de extracción de núcleos en la Segunda Planta del edificio A

A continuación, en el Cuadro 3-3, se muestran los resultados obtenidos para las muestras de concreto extraídas en el edificio

Cuadro 3-3. Resistencia a compresión de los núcleos de concreto extraídos

Muestra	Altura (cm)	Diámetro (cm)	Área (cm)	Alt/D	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Peso Volumétrico
Nucleo 1	13,33	9,32	68,18	1,43	10400,94	144,92	2134,44
Nucleo 2	12,86	9,34	68,44	1,38	12848,22	178,33	2181,37
Nucleo 3	12,90	6,92	37,54	1,87	3568,95	94,11	2229,37
Nucleo 4	13,22	6,92	37,60	1,91	5608,35	147,68	2253,59
Nucleo 5	11,15	6,91	37,46	1,61	5302,44	137,30	2347,11
Nucleo 6	10,25	6,93	37,69	1,48	3772,89	96,10	2123,07
Nucleo 7	10,81	6,91	37,49	1,56	4792,59	123,99	2270,34
Nucleo 8	8,02	6,94	37,80	1,16	5404,41	130,11	2242,66
Nucleo 9	11,17	6,93	37,68	1,61	2345,31	60,38	2281,04

3.4.3 Extracción de un ladrillo de arcilla del edificio

Para obtener la resistencia a la compresión de la mampostería, el procedimiento más común es la extracción y falla de un prisma de mampostería. La resistencia a la compresión de la mampostería estará dada en función de la resistencia a la compresión del prisma mencionado. Por diversos motivos, como lo son la importancia histórica del edificio, el uso permanente de sus instalaciones y la alta movilidad de personas dentro de ellas, se tornaba complicada la tarea de extraer prismas de mampostería de la estructura, por lo que se tomó **la decisión de extraer un ladrillo de arcilla del edificio y predecir el f'_m a través de pruebas al ladrillo.**

El Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures, editado por The Masonry Society (TMS), American Concrete Institute (ACI) y el Structural Engineering Institute (SEI) establece un método alternativo para la determinación de la resistencia a la **compresión, denominado "Unit Strength Method", que permite predecir en una forma bastante precisa la resistencia de los prismas conociendo la resistencia a la compresión de los bloques y el tipo de mortero utilizado.**

Se procedió a extraer un ladrillo de uno de los muros del edificio (ver Figura 3-30), para luego fallar a compresión un cubo cortado de la unidad de mampostería con dimensiones de

6x6x6. En lo que respecta al mortero de pega utilizado para adherir las unidades de mampostería, se supuso un mortero que la American Society for Testing and Materials (ASTM), en su norma ASTM C 270, establece como tipo N de 53 kg/cm^2 (Mortero tipo C según el CSCR-10), ya que es un mortero de alta trabajabilidad y uno que el Concrete Masonry Handbook for Architects, Engineers, Builders recomienda para muros estructurales. Además, este tipo de mortero posee una resistencia baja, lo cual podría esperarse del mortero utilizado en la construcción del edificio hace más de 60 años, cuando no se realizaban labores de inspección en la elaboración del mortero.



Figura 3-30. Extracción de ladrillo en pared externa del edificio de la Facultad de Ingeniería

Con el fin de obtener la resistencia a la compresión de la mampostería, se utilizó la tabla que se observa en la Figura 3-31, con un mortero de tipo N y una resistencia a la compresión del ladrillo (extraído del edificio y fallado en el LANAMME) de 122 kg/cm^2 .

Table 1—Compressive strength of masonry based on the compressive strength of clay masonry units and type of mortar used in construction

Net area compressive strength of clay masonry units, psi (MPa)		Net area compressive strength of masonry, psi (MPa)
Type M or S mortar	Type N mortar	
1,700 (11.72)	2,100 (14.48)	1,000 (6.90)
3,350 (23.10)	4,150 (28.61)	1,500 (10.34)
4,950 (34.13)	6,200 (42.75)	2,000 (13.79)
6,600 (45.51)	8,250 (56.88)	2,500 (17.24)
8,250 (56.88)	10,300 (71.02)	3,000 (20.69)
9,900 (68.26)	—	3,500 (24.13)
11,500 (79.29)	—	4000 (27.58)

Figura 3-31. Obtención de la resistencia a la compresión de la mampostería a partir del tipo de mortero utilizado y la resistencia a la compresión de las unidades

Fuente: Masonry Standards Joint Committee, 2011

De la tabla anterior se obtuvo que la resistencia de la mampostería utilizada en el edificio de la Facultad de Ingeniería tiene un valor de aproximadamente 60 kg/cm².

3.4.4 Detección y picas en el acero estructural

Con el fin de determinar la ubicación, espaciamiento y diámetro del acero de refuerzo, se realizó una detección en primera instancia con un detector de acero y posteriormente, teniendo debidamente ubicadas las varillas, se procedió a realizar picas en ciertos elementos hasta dejar expuesto el acero de manera parcial con el fin de obtener el diámetro de este.

A su vez, con el uso del detector de acero, se encontró que los muros de mampostería no poseen refuerzo alguno y se logró verificar la presencia de mochetas de concreto, su separación aproximada y la distribución del refuerzo.

A continuación se muestran los resultados obtenidos:

Cuadro 3-4. Resultados obtenidos mediante el detector de acero

Localización	Detección	
	Acero Vertical	Acero Horizontal
Muros estructurales	Mampostería sin refuerzo con moquetas de concreto con separación variable (1,4 m- 2,4 m)	
Columna circular del según nivel	6 varillas #4 @ 15cm	Aros #2 @20cm
Viga perimetral del segundo nivel	Aros #2 @15cm	4 varillas # 5
Mocheta primer nivel	8 varillas #5	Aros #2 @20cm
Marcos en fachadas oeste y sur (Ventanas)	Aros #2 @18cm en vigas 4 varillas #4	Aros #2 @10cm en columnas 4 varillas # 4

A su vez, debido a la dificultad de obtener una muestra de acero con el fin de determinar el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo utilizado, se procedió a estudiar la literatura existente en la época de la construcción del edificio (mediados de la década de 1950). Dicha literatura muestra que la fabricación del acero de refuerzo estaba normada por la norma ASTM A-15. El libro del año 1929 "Handbook of Building Construction" establece lo siguiente:

Properties considered	Plain bars			Deformed bars			Cold-twisted bars
	Structural-steel grade	Inter-mediate grade	Hard grade	Structural-steel grade	Inter-mediate grade	Hard grade	
Tensile strength, lb. per sq. in.	55,000 to 70,000	70,000 to 85,000	80,000 min.	55,000 to 70,000	70,000 to 85,000	80,000 min.	Recorded only
Yield point, min., lb. per sq. in.	33,000	40,000	50,000	33,000	40,000	50,000	55,000
Elongation in 8 in. min. % ¹	1,400,000 Tens. str.	1,300,000 Tens. str.	1,200,000 Tens. str.	1,250,000 Tens. str.	1,125,000 Tens. str.	1,000,000 Tens. str.	5

Figura 3-32. Características físicas y pruebas realizadas a barras de la norma ASTM A-15

Fuente: Handbook of Building Construction, 1929

Debido a lo anterior, si bien no se conoce con certeza el grado de las barras de refuerzo utilizadas en el edificio, se supone de manera conservadora un esfuerzo de fluencia de 33000 lb/in² ó 2310 kg/cm².

3.4.5 Consideraciones y recomendaciones generales en torno a las pruebas en elementos estructurales

Debido al conocimiento adquirido a través de la realización de ensayos para el presente informe, es posible presentar a continuación algunas recomendaciones y consideraciones para la selección de la cantidad, el tipo y el lugar de realización de las pruebas de los materiales de elementos estructurales:

- En primera instancia, se debe conocer con certeza los materiales que componen los elementos estructurales, ya que el tipo de pruebas que se realizan en el concreto son diferentes a las pruebas que se realizan en un elemento de mampostería.
- Es de suma importancia también contar con un levantamiento estructural mediante el cual se puedan determinar los elementos estructurales más importantes del sistema

sismorresistente y en los cuales se desea llevar a cabo pruebas para conocer las propiedades de sus materiales. Realizar ensayos en puntos o elementos poco relevantes provoca que se incurra en un gasto económico importante e innecesario.

- Para seleccionar el tipo de pruebas y la cantidad de pruebas, ya conociendo los materiales de los elementos estructurales, se debe tener claro que características se desean conocer. Es importante destacar que la cantidad de pruebas a realizar puede aumentar o disminuir dependiendo de si se cuenta con los planos del diseño original, ya que si estos están disponibles, el ejercicio de realizar ensayos destructivos y no destructivos en los elementos estructurales tiene un carácter mayormente de verificación de lo especificado en planos. A continuación se muestran los tipos de pruebas principales según las propiedades que se desean conocer.

- ❖ Resistencia a la compresión del concreto: extracción y falla a la compresión de núcleos de concreto y ensayos no destructivos de esclerómetro como verificación. Para la extracción y falla de núcleos de concreto se sigue la norma ASTM C42. El número de núcleos a extraer depende del tamaño de la estructura y se debe buscar una cantidad de núcleos que sea representativa para cada tipo de elemento estructural (vigas, columnas, muros, etc), lo recomendable es extraer 3 núcleos de cada elemento estructural que se desee estudiar. Como es de esperar, entre mayor número de muestras o núcleos, más exactos serán los resultados obtenidos, sin embargo, el factor económico, la cantidad de daño aceptable y otros factores limitan el tipo y la cantidad de pruebas. El número y localización de ensayos de esclerómetro en la zona de extracción del núcleo dependen del diámetro del núcleo extraído. Para el caso de un núcleo estándar (94 mm de diámetro) se recomiendan 3 lecturas y para diámetros más pequeños se recomiendan 9 lecturas. Se recomienda que las lecturas se realicen con el esclerómetro en posición horizontal, pues esta disposición del instrumento brinda los resultados con menor grado de error. No se recomienda utilizar los resultados de las pruebas de esclerómetro para **determinar el f'_c del concreto, puesto que los valores de estas pruebas tienen** porcentajes de error muy grandes. Los ensayos con esclerómetro tienen como objetivo fundamental servir de verificación para los resultados obtenidos con los núcleos y, adicionalmente, se puede estimar la resistencia a la compresión

en algunos elementos si se establecen correlaciones entre los resultados de los núcleos y los resultados del esclerómetro según la norma ASTM C805. Lo anterior resulta muy útil si se requiere conocer la resistencia a la compresión del concreto en puntos en los cuales es complicada la tarea de extraer núcleos.



Figura 3-33. Procedimiento de extracción de núcleos de concreto
Fuente: LANAMME, 2017



Figura 3-34. Procedimiento de ensayo con esclerómetro
Fuente: LANAMME, 2017

- ❖ Resistencia en tensión del concreto: El método más recomendable es la prueba del módulo de ruptura según ASTM C78, sin embargo es común que cuando se realizan análisis de estructuras se desprecia la capacidad en tensión del concreto.
- ❖ Calidad del concreto, orientación y profundidad de grietas en el concreto: en este caso se recomienda el ensayo no destructivo de ultrasonido normado en ASTM C597, en donde se determina la velocidad de propagación de los pulsos longitudinales de onda de esfuerzos a través del concreto. Se aplica para obtener información respecto a la uniformidad y calidad del concreto, así como para determinar la presencia de grietas o vacíos y la efectividad que puede tener la reparación de dichas grietas. Es una herramienta útil para evaluar la severidad del daño o el agrietamiento. Se recomienda llevar a cabo en todos los elementos con algún grado de daño para evaluar los mismos, así como en los puntos de extracción de núcleos para comparar los resultados de ambos ensayos.



Figura 3-35. Equipo de ultrasonida para elementos de concreto

Fuente: LANAMME, 2017

- ❖ Resistencia a compresión de la mampostería: la prueba más común y que arroja los resultados más precisos es la extracción y falla de prismas de mampostería según ASTM C1314, sin embargo, si se dificultara la realización

de un ensayo tan destructivo como este, sea cual sea la razón, existe un método más conservador y menos destructivo, el cual fue utilizado en esta investigación y se encuentra estipulado en el código TMS, denominado **“Unit Strenght Method”**. El método consiste en estimar la resistencia a la compresión de la mampostería conociendo la resistencia a la compresión de una unidad de mampostería y el tipo de mortero utilizado. Sería recomendable en este sentido extraer un prisma o un ladrillo en al menos un muro representativo en cada dirección ortogonal.



Figura 3-36. Falla de un prisma de mampostería

Fuente: Poveda, 2016

- ❖ Distribución y recubrimiento del acero de refuerzo: se realiza un ensayo de tipo no destructivo en el cual se utiliza un detector de barras de acero para determinar la ubicación, diámetro y recubrimiento del acero de refuerzo, sin embargo, no se recomienda utilizar los valores del diámetro dados por el detector, puesto que son valores reflejados por medio de algoritmos propios del fabricante que dependen de la inductancia del aparato y en muchos casos los valores no son precisos. Se recomienda hacer una detección de las barras

de refuerzo en cada tipo de elementos representativo dentro del sistema sismorresistente, por ejemplo, una detección en una viga perimetral, una detección en una viga de carga central, una detección en la longitud de una columna, una detección en un metro cuadrado de un muro de retención, una detección de un metro cuadrado de un muro exterior, una detección de un metro cuadrado en un muro interior, etc.



Figura 3-37. Procedimiento de detección de barras de acero

- ❖ Diámetro de las barras de refuerzos: en este caso se recomienda realizar picas en el concreto de manera que la barra de acero quede expuesta y se pueda medir su diámetro con la ayuda de un vernier. Se recomienda realizar una pica en el concreto por cada área de detección del acero realizada con el detector de barras.



Figura 3-38. Procedimiento de realización de picas en el concreto

Fuente: LANAMME, 2017



Figura 3-39. Acero de refuerzo expuesto con picas en concreto.

- ❖ Esfuerzo de fluencia del acero: comúnmente para determinar el f_y de las barras de acero, se procede a llevar a cabo un ensayo de barras a tensión, sin embargo, para efectos de análisis de estructuras existentes, en muchas ocasiones se puede tornar complicado extraer muestras de acero de refuerzo

de la estructura e inclusive, dependiendo del punto en el cual se extraigan esas muestras, puede ser peligroso y se puede comprometer la resistencia de los elementos. Debido a lo anterior, el profesional responsable del estudio puede recurrir a la literatura existente de la época de construcción y diseño de la estructura para determinar de manera conservadora cual pudo ser el tipo de acero utilizado.

- **Se recomienda tomar en cuenta que algunos de los llamados “ensayos no destructivos” llevan esa connotación** por el hecho de que no causan daños en elementos estructurales, sin embargo varios de ellos (por ejemplo el uso del esclerómetro o las ventanas de inspección realizadas en este proyecto) implican un daño a componentes no estructurales, puesto que se debe eliminar la capa de repello y se pierde la pintura de la zona, entre otras afectaciones.
- En lo que respecta a la determinación de los puntos exactos dentro de los elementos estructurales en los cuáles se van a llevar a cabo las pruebas destructivas, ya habiendo definido la cantidad, el tipo de pruebas y los elementos en los cuales se llevarán a cabo, es importante estudiar cual será el comportamiento estructural de estos elementos y definir cuáles son los puntos más críticos o **“esforzados”**. Se debe evitar realizar ensayos destructivos en puntos críticos dentro de la sección de manera que no se comprometa la resistencia de estos elementos. Por ejemplo, para la extracción de un núcleo de concreto en una columna, se debe buscar la altura media, cercana al punto de inflexión o el punto menos esforzado. En el caso de una viga continua, es recomendable sacar el núcleo a una distancia del 20% de la longitud del tramo de viga entre apoyos y a una altura que coincida con la altura del eje neutro.

Capítulo 4 : MODELO DE ANÁLISIS CUALITATIVO DE LA ESTRUCTURA

Este capítulo, como su nombre lo indica, presenta un análisis con carácter cualitativo de la estructura. Dicho análisis se realizó con base en los aspectos observados en las visitas al sitio. Se dio énfasis a aspectos de estructuración del edificio, regularidad de la estructura y la presencia de daños, aspectos que influyen en gran medida en el comportamiento estructural de la edificación.

El análisis realizado en este capítulo será, posteriormente, complementado con un análisis cuantitativo, de manera que sea posible generar las conclusiones y recomendaciones pertinentes en torno a la vulnerabilidad sísmica del edificio de estudio.

4.1 Consideraciones para el análisis cualitativo de la estructura

En la sección 15.2 del CSCR-10, que establece los requisitos para un diagnóstico de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes, se indica que cualquier diagnóstico de índole estructural debe contener un análisis cualitativo de la estructura que considere primordialmente problemas de estructuración, irregularidades y daños en la edificación.

Para efectos de este estudio, todo lo referente al análisis cualitativo tiene que ver con lo observado en las visitas al sitio. Se dio énfasis a la presencia de daños en la estructura, a las irregularidades observadas y a los resultados obtenidos mediante las pruebas de los materiales del edificio, que permitieron definir claramente como está constituida la estructura y predecir su comportamiento estructural.

A partir de toda la información recolectada, se realiza un análisis para estimar si el estado de la estructura es adecuado o si hay evidencia de que se requiere llevar a cabo una adecuación estructural. El análisis cualitativo es reforzado con un análisis cuantitativo de la estructura. Al tomar en consideración ambos aspectos, tanto el cualitativo como el cuantitativo, es posible generar las recomendaciones y conclusiones finales del estudio de vulnerabilidad estructural.

4.2 Estructuración y regularidad

Como se mencionó en el capítulo anterior, el sistema sismorresistente del edificio es a base de muros de corte. Esto significa, que el edificio de la facultad de Ingeniería soporta las cargas laterales, inducidas por los eventos sísmicos, mediante la rigidez de los muros de corte. Si bien existe también un sistema de marcos perimetrales en las fachadas norte, oeste y este, este sistema tiene como función primordial la transmisión de fuerzas gravitacionales a las fundaciones, debido a que su rigidez relativa respecto a la rigidez de los muros frente a cargas laterales es pequeña y por ende su aporte dentro del sistema sismorresistente es despreciable.

En vista de que el sistema de entrepiso corresponde a una losa colada de 28 cm de espesor, se puede considerar como un diafragma rígido, según lo indicado en la sección 4.6 del CSCR-10. Esto significa, que las fuerzas laterales de sismo serán transmitidas del entrepiso a los muros de corte. La cantidad de fuerza lateral que toma cada elemento, es proporcional a su rigidez, de allí que los marcos toman una proporción muy pequeña de estas fuerzas.

Ahora bien, los edificios con muros, poseen la característica de que son sistemas muy rígidos y resistentes, es decir que tienen periodos de oscilación bajos y desplazamientos pequeños en los entrepisos debido a las cargas laterales. Al haber menores niveles de desplazamiento, se reducen los niveles de daño en la estructura y sus componentes no estructurales. Este tipo de estructuras tienen una capacidad de ductilidad menor respecto a otros sistemas (sistemas duales, de marcos u otros) y por ende, tienen mayores demandas de fuerza, puesto que la reducción por ductilidad es menor. Lo anterior quiere decir que este tipo de estructuras tienen incursiones en el rango no lineal menores respecto a otros sistemas estructurales, por lo que su capacidad de resistir las demandas inducidas por eventos sísmicos mediante la disipación de energía a través de deformaciones es menor.

El CSCR-10, en la tabla 4.3, establece valores de ductilidad global asignada para estructuras tipo muro para utilizar en el análisis matemático. Allí se presentan ductilidades que varían desde 1,5 a 3. El valor que se le asigne a la edificación va a depender de la regularidad y de la ductilidad local de los elementos que forman parte del sistema sismorresistente.

A simple vista, es notable que el edificio de la Facultad de Ingeniería posee una alta densidad de muros, los cuales tienen un espesor importante y una buena distribución entre los ejes longitudinal (Oeste-Este) y transversal (Norte-Sur), es decir, en ambos ejes principales existen gran cantidad de muros que proveen rigidez lateral al sistema. Lo anterior asegura que el edificio, tanto la estructura A como la estructura B, poseen una buena estructuración para hacer frente a las demandas por sismo.

De los ensayos llevados a cabo en el edificio, se determinó que estos muros están formados de mampostería de ladrillo sin reforzar, con mochetas de concreto reforzado a distancias variables que sirven de confinamiento. Con ayuda del detector de acero, se encontró que la mampostería no se encuentra reforzada y que las mochetas no cumplen con un confinamiento adecuado, lo cual como se vio anteriormente, está asociado a ductilidades intrínsecas bajas.

Si bien el CSCR-10 establece niveles de ductilidad global para edificios de tipo muro que varían entre 1,5 y 3, estos valores están planteados tomando en cuenta que se cumplen las disposiciones de dicho código. El edificio de la facultad de Ingeniería no cumple con la premisa anterior, puesto que el código exige que los paños de mampostería lleven refuerzo.

Lo expuesto anteriormente hace prever, sin necesidad de ningún cálculo matemático, que la edificación no posee una gran capacidad inelástica de disipar fuerzas en el rango no lineal, ya que no es capaz de brindar ciertos grados de ductilidad. Lo anterior lleva a la conclusión de que la respuesta predominante de la estructura, ante la ocurrencia de eventos sísmicos, va a darse dentro del rango elástico. Es decir, la estructura va a tender a comportarse de manera frágil.

Habiendo establecido que la estructura tiene un comportamiento esencialmente frágil, es necesario destacar que un comportamiento adecuado de la misma desde el punto de vista estructural y sismorresistente, implica que la respuesta de la estructura ante las sollicitaciones sísmicas se dé dentro del rango elástico. Esperar una respuesta elástica del edificio significa que a la hora de evaluar el desempeño de la estructura considerada como frágil, un adecuado desempeño requiere que la edificación se mantenga en una condición elástica en un rango de desplazamiento lo más grande posible sin que se vea comprometida su resistencia, esto es, que el punto de fluencia sobre la curva de capacidad de la estructura

(obtenida mediante un análisis de tipo pushover) se dé por encima de la curva de demanda o espectro elástico, como se puede observar en la Figura 4-1:

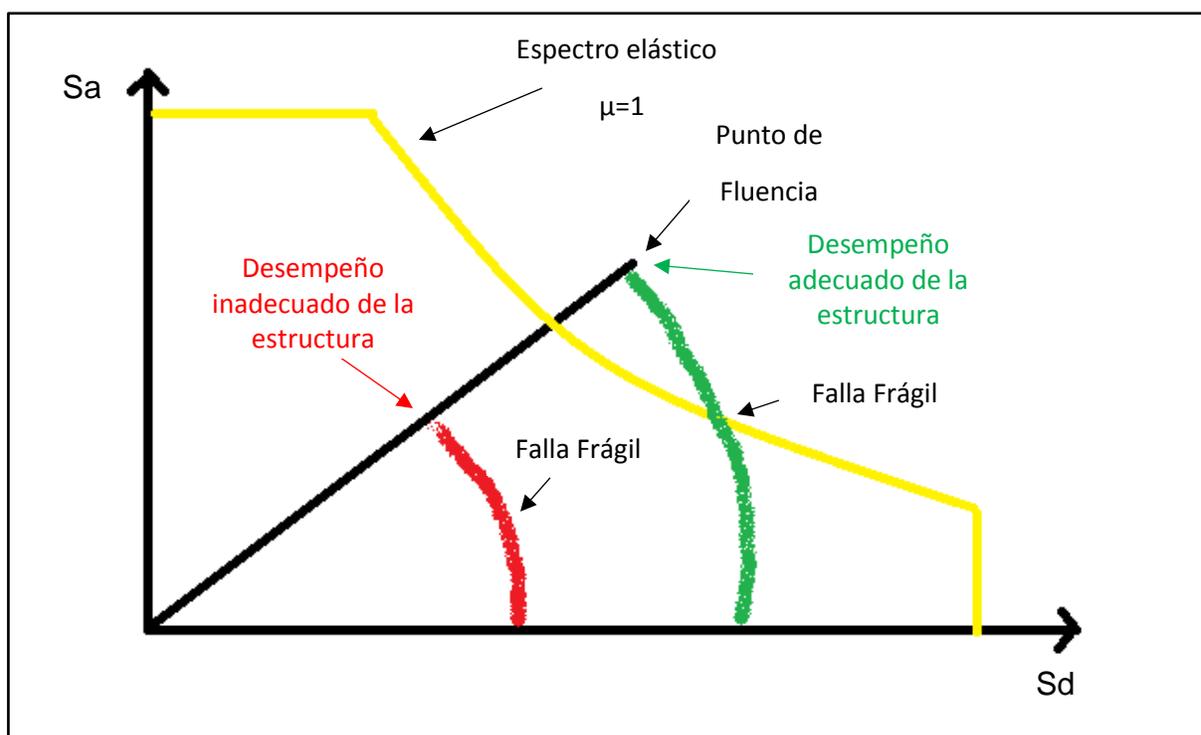


Figura 4-1. Evaluación del desempeño de una estructura frágil mediante método "pushover"

En los que respecta a la regularidad, como se mencionó en la descripción del edificio, la edificación se encuentra dividida en 2 estructuras por la presencia de una junta de construcción. El propósito de esta junta de construcción es desligar ambas estructuras de manera que tengan un comportamiento estructural independiente una de la otra. Por la forma geométrica del edificio, esto se hizo probablemente para evitar problemas de esfuerzos cortantes adicionales en los muros debidos a torsión. Este efecto torsional se da cuando las coordenadas del centro de masa del edificio (en donde son aplicadas las fuerzas de sismo) no coinciden con las coordenadas del centro de rigidez, lo que genera una excentricidad.

Al observar el edificio B de la facultad de Ingeniería, se observa que es una estructura que aparenta ser regular en planta por tener una forma geométrica rectangular y relativamente

regular, sin embargo, la distribución estructural en ambos ejes principales no es simétrica y podría presentar problemas de excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. Dicha premisa será estudiada con más detalle en el análisis cuantitativo cuando se comparen las coordenadas del centro de masa con las del centro de rigidez.

Adicionalmente, el edificio B presenta una irregularidad moderada en altura, como mínimo, puesto que los muros del segundo piso en los ejes H y K no tienen continuidad en el primer nivel, como se muestra en la Figura 4-2, incumpliendo con las disposiciones del CSCR-10 para ser considerado regular en altura.

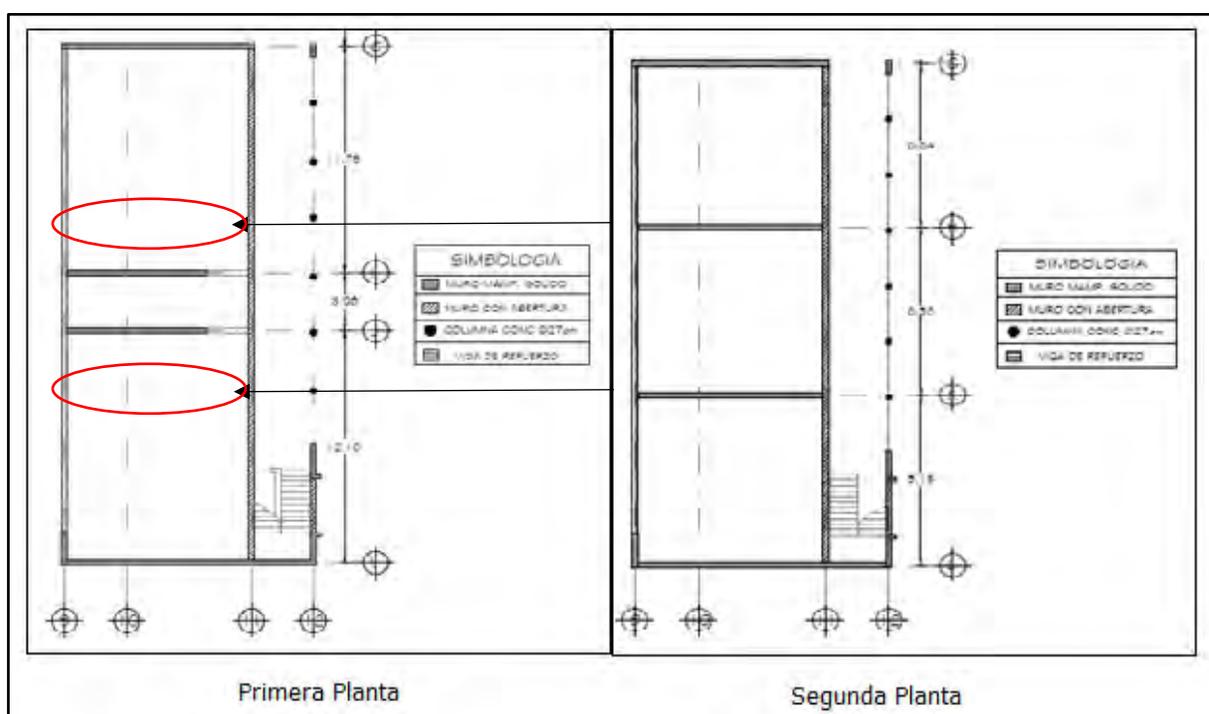


Figura 4-2. Irregularidad en planta en la estructura B del edificio de Ingeniería

Por otra parte, el edificio A presenta características a simple vista de un edificio regular en altura. Sin embargo, por su forma geométrica **de tipo "L"** y por el tipo de daños observados en los muros, hay indicativos de que la estructura podría presentar una irregularidad en planta y esto ha generado efectos torsionales adicionales, que han contribuido al agrietamiento de los muros de corte.

Las premisas anteriores en torno a la regularidad de las estructuras independientes serán estudiadas con más detalle en el análisis cuantitativo de la estructura, ya que con ayuda del modelo del edificio, es posible obtener las coordenadas del centro de masa y del centro de rigidez de la estructura, y con ello determinar la regularidad de la edificación, tanto en planta como en altura, según lo establecido en el CSCR-10, en la sección 4.3.

Habiendo establecido lo anterior, se concluye que para este estudio, se va a esperar una respuesta elástica de la estructura. Esto no implica aceptar que la estructura tiene un comportamiento 100% frágil, puesto que a pesar de lo planteado anteriormente, la edificación puede poseer algún grado de ductilidad intrínseca mayor que 1, sin embargo de manera conservadora y teniendo en cuenta las deficiencias en la estructuración (problemas de irregularidad) y el detallado del edificio, se va a evaluar la estructura de acuerdo a esta premisa. En la sección de levantamiento de daños, se van a discutir los daños observados en los elementos estructurales de relevancia dentro del sistema sismorresistente del edificio.

Si bien el CSCR-10 prohíbe los sistemas estructurales frágiles, tanto en estructuras nuevas como en estructuras existentes, si se logra demostrar a través de este diagnóstico que la estructura del edificio de ingeniería posee un desempeño estructural adecuado y puede sustentar las demandas inducidas por eventos sísmicos, con la debida redundancia en el sistema y manteniendo la integridad estructural de todos sus componentes y uniones, no será necesaria una adecuación sísmica del edificio. Por el contrario, si se determina que el estado estructural de la edificación no es el adecuado y no se cumplen las condiciones anteriormente mencionadas, se deberá llevar a cabo una adecuación sísmica.

Es importante, en este tipo de estudios, tomar en cuenta lo indicado en el párrafo anterior, en cuanto a que es esperable que una edificación con tanta antigüedad no cumpla los requisitos del código sísmico actual, sin embargo, eso no significa que la estructura posea un comportamiento estructural inadecuado y deba ser reforzada inmediatamente. De allí la importancia de este estudio.

4.3 Levantamiento de daños

Se efectuó una inspección visual de los elementos estructurales con el objetivo de conocer su estado actual. A partir de la auscultación realizada, fue posible generar un levantamiento de

los daños que presenta la edificación que podrían afectar su desempeño estructural, el cuál será tomado en cuenta para el respectivo modelo de análisis matemático que se detalla en el capítulo siguiente.

Al tratarse de un edificio cuyo principal sistema sismorresistente está compuesto por muros, se procedió a observar el estado de estos elementos. Se observó que en una gran cantidad de los muros del edificio A existe agrietamiento por tracción diagonal debido a las fuerzas laterales inducidas por eventos sísmicos, particularmente los muros del primer nivel. Debido a la distribución estructural en planta del edificio A y a lo observado en el sitio, como se mencionó anteriormente, podría existir alguna irregularidad que genere efectos cortantes torsionales adicionales en los muros, contribuyendo con la aparición de estas grietas. La premisa anterior se analizará con detenimiento más adelante, cuando se compare la ubicación del centro de masa con la ubicación del centro de rigidez de la estructura en la sección de análisis cuantitativo.

Por su parte, los muros del edificio B se encontraron en un estado estructural aceptable y no se detectaron daños importantes.

En el proceso de revisión de los daños en la estructura, se dificultó la observación de grietas en gran cantidad de muros, puesto que muchas de las paredes fueron pintadas y repelladas para ocultar estas grietas. A pesar de ello, se registraron grietas en gran cantidad de muros, algunas de ellas poniendo en evidencia el estado crítico de estos elementos de la estructura.

Las grietas en los elementos tipo muro del edificio, evidencian que algunos de estos elementos han sobrepasado su capacidad máxima funcionando como muros de corte. Este agrietamiento genera una reducción en la inercia de estos muros y por ende una reducción en la rigidez de estos elementos ante fuerzas laterales. A pesar de lo anterior, los muros siguen proporcionando rigidez lateral y soportando las cargas gravitacionales, solamente que con valores menores de resistencia con respecto a su diseño original.

Como se dijo anteriormente, el edificio tiene una buena densidad de muros en ambos ejes principales, por lo que cuenta con una apropiada redundancia en el sistema sismorresistente. Lo anterior se traduce en que hay otros muros que aún no se han agrietado y ahora serán los que van a tomar la mayor cantidad de fuerzas laterales, debido a que tienen una rigidez lateral mayor con respecto a los muros agrietados. La losa, al ser un diafragma rígido,

distribuye las fuerzas laterales según la rigidez de los elementos estructurales. Lo anterior genera demandas mayores en ciertos elementos del edificio, y aumenta la probabilidad de que en futuros sismos, se generen daños más graves en los muros del edificio.



Figura 4-3. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje 2. Sentido Norte-Sur

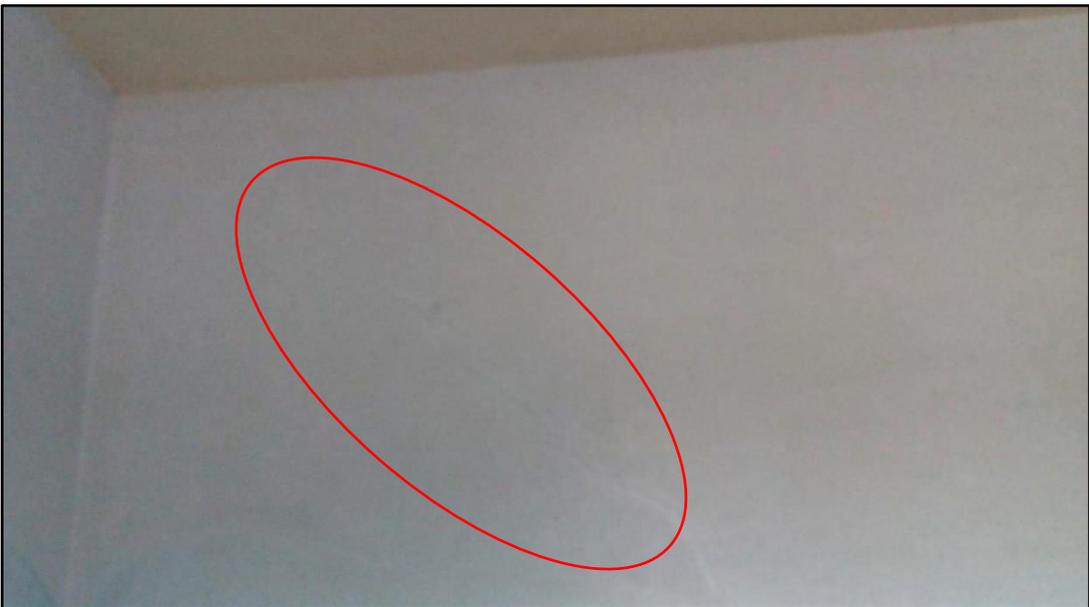


Figura 4-4. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso tapada con repello y pintura. Edificio A. Eje D. Sentido Norte-Sur

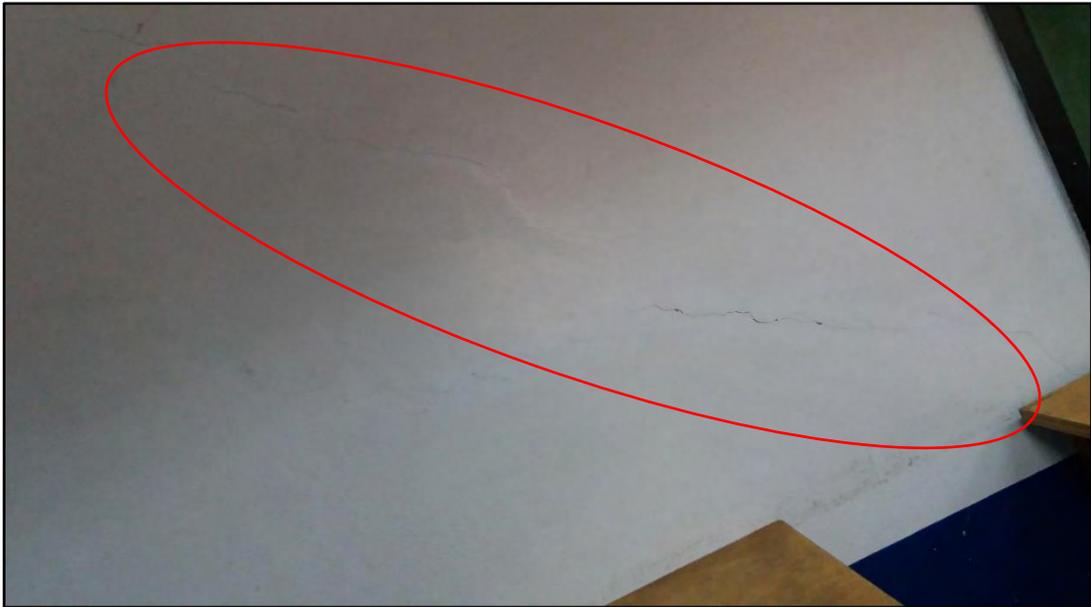


Figura 4-5. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Norte-Sur

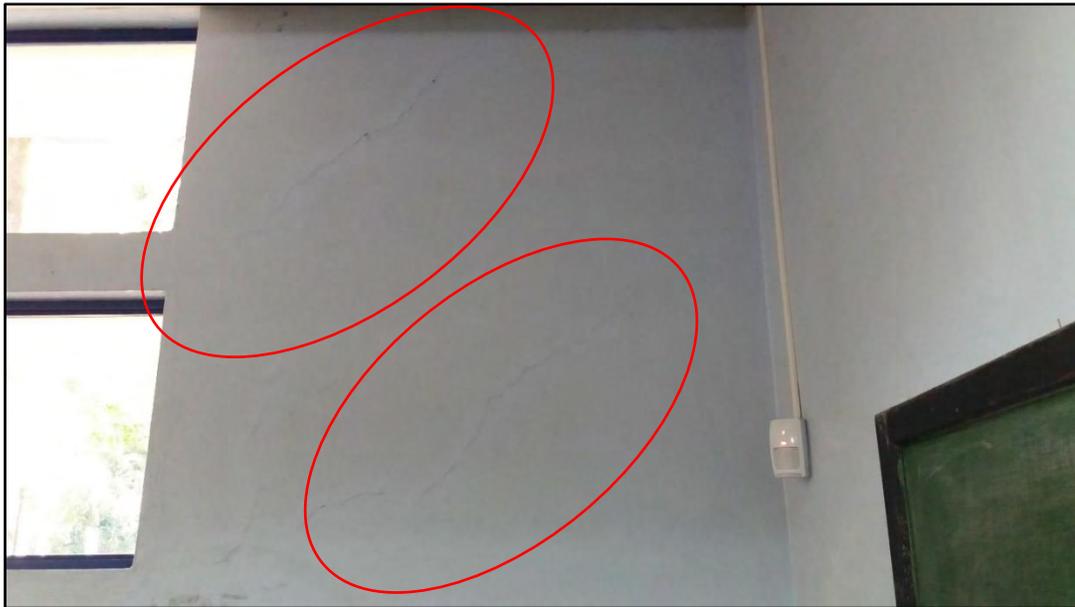


Figura 4-6. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso tapada con repello y pintura. Edificio A. Eje A. Sentido Oeste-Este



Figura 4-7. Grietas por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje 2. Sentido Norte-Sur



Figura 4-8. Grietas por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje 2. Sentido Norte-Sur



Figura 4-9. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este

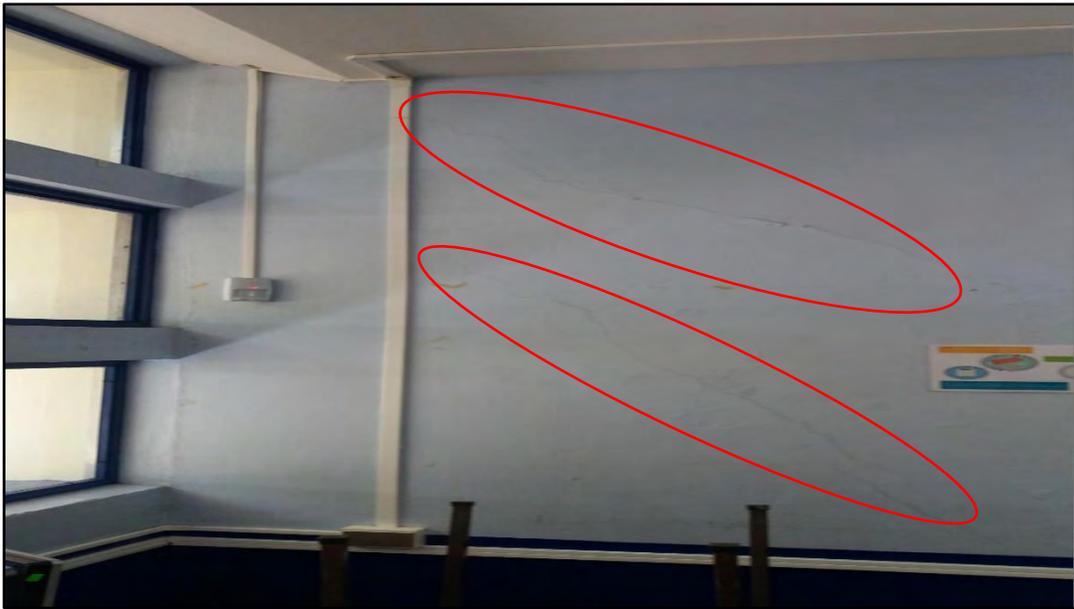


Figura 4-10. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje 2. Sentido Norte-Sur



Figura 4-11. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este



Figura 4-12. Grieta por tracción diagonal en muro del primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este



Figura 4-13. Grieta diagonal en muro de escaleras del primer piso. Edificio A. Sentido Oeste-Este

A su vez, se observó que gran cantidad de los pilares, tanto en el eje D del edificio A como en el eje B del edificio B, fallaron por el **fenómeno de "columna corta"**, pues en eventos sísmicos pasados se vieron sometidos a altos esfuerzos cortantes y se agrietaron. Sin embargo, gran cantidad de estos elementos han sido reforzados. A pesar de lo anterior, también gran cantidad de pilares no se reforzaron, por lo que en un sismo a futuro podrían fallar de la misma forma que lo hicieron los otros. Lo anterior debe tomarse en cuenta en caso de una eventual reestructuración del edificio.



Figura 4-14. Pilares reforzados debido a falla por efecto de "columna corta" en primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este



Figura 4-15. Ejemplo de pilar reforzado debido a falla por efecto de "columna corta" en primer piso. Edificio A. Eje D. Sentido Oeste-Este

Adicionalmente, se encontró un agrietamiento particular en la fachada Norte, entre los ejes 1 y 2 del edificio A. Allí se observa una grieta horizontal. Por la posición de la grieta, ésta se puede deber a que durante un evento sísmico pasado, se dio un desplazamiento diferenciado entre el muro de retención y los muros del primer nivel, que tienen espesores diferentes. Es importante destacar que no se puede descartar que dicho agrietamiento haya sido provocado por algún asentamiento del terreno en dicha zona. El daño descrito, a su vez, generó daños en el contrapiso y en los elementos de terrazo que allí se encuentran.

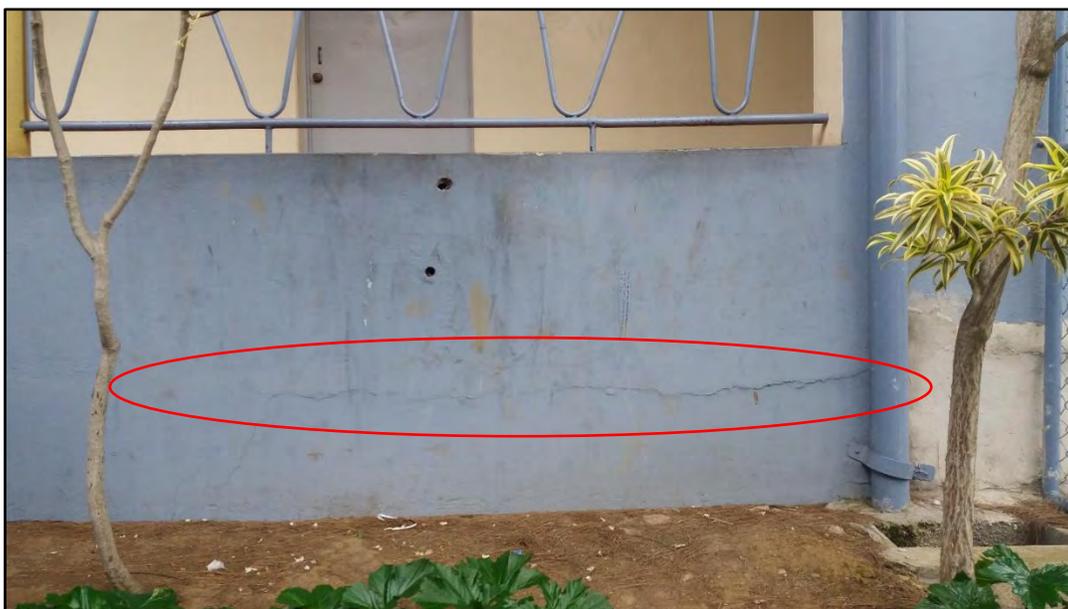


Figura 4-16. Grieta horizontal en fachada Norte entre los ejes 1 y 2. Edificio A

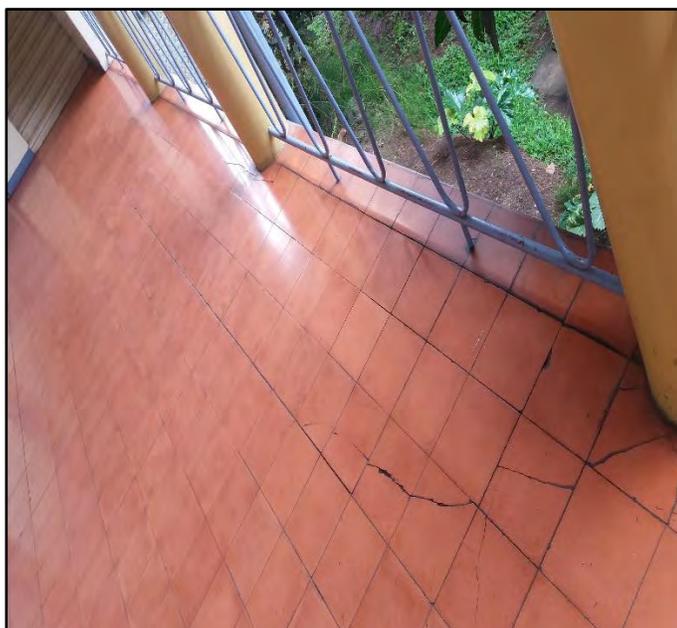


Figura 4-17. Grietas en terrazo de contrapiso de edificio A

Por último, se realizó una inspección visual de las juntas constructivas que separan las estructuras independientes del edificio, para determinar si se dejó el espaciamiento requerido y si el estado de dichas juntas es el óptimo. Se encontró que la junta que une la estructura A con la estructura B se encuentra en buen estado y no presenta señales de un comportamiento inapropiado ya que no se encontró evidencia de que se haya dado el fenómeno de golpeteo en esta junta.

Por otro lado, la junta que separa la estructura A con el edificio de laboratorios, si presenta evidencia de daños, particularmente en la planta principal, puesto que la junta fue rellenada con algún tipo de concreto o mortero. Lo anterior provocó que la junta no se comportara de manera adecuada y se generaran fisuras importantes en esa zona. La misma junta, en el nivel de sótano, no presenta dicho problema.

Más adelante, en el análisis matemático de la estructura, se va a obtener la distancia teórica que deben tener ambas juntas y se van a comparar con las distancias reales, para complementar lo observado en sitio y llegar a una conclusión acerca del estado y desempeño de estas juntas.

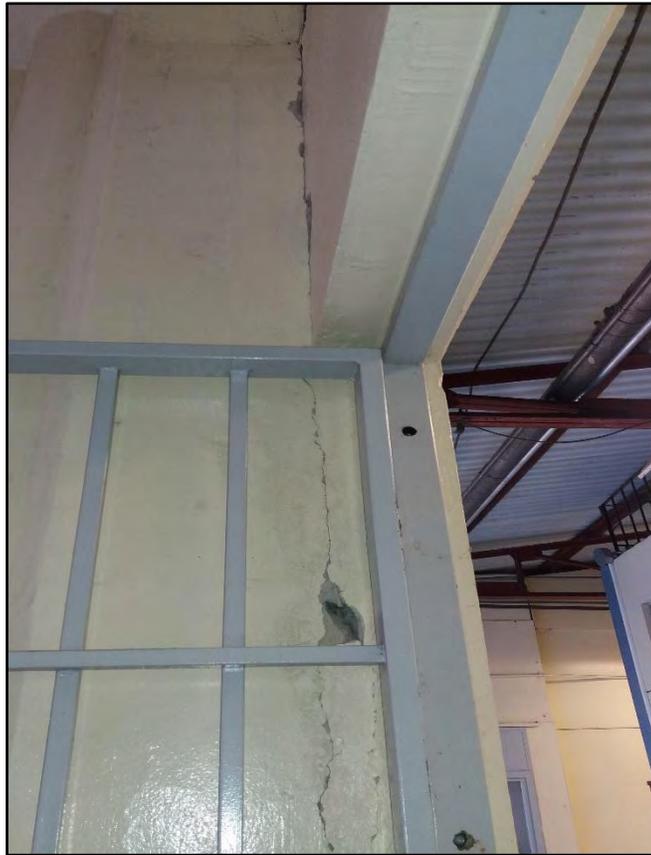


Figura 4-18. Grietas en junta de construcción entre Edificio A y edificio de laboratorios. Primer Piso



Figura 4-19. Junta de construcción entre Edificio A y edificio de laboratorios. Nivel de Sótano

4.4 Conclusiones del análisis cualitativo

A partir del análisis cualitativo realizado a la estructura mediante las visitas al sitio, se llegó a las siguientes conclusiones:

- El edificio "antiguo" de la facultad de Ingeniería, se encuentra separado en tres estructuras independientes por la presencia de juntas estructurales, por lo que cada estructura posee un comportamiento sísmico distinto.
- El sistema sismorresistente del edificio de la facultad de Ingeniería es a base de muros de mampostería no reforzada, con elementos de confinamiento de concreto reforzado.
- Los muros están formados por mampostería de ladrillo sin reforzar con dimensiones de 22 cm de largo x 10 cm de espesor x 6 cm de altura, acomodados en un sistema de aparejo inglés, confinados por columnas de concreto reforzado separadas a distancias variables.
- A partir de las pruebas realizadas en los elementos estructurales, se estimó una resistencia aproximada de 60 kg/cm² para la mampostería utilizada.
- Existe la presencia de marcos en varias fachadas, tanto los marcos del sistema de ventanas como los marcos formados por las columnas circulares y las vigas perimetrales de concreto reforzado, sin embargo estos sistemas sirven mayoritariamente para la transferencia de las cargas gravitacionales. Su aporte en la rigidez ante cargas laterales es pequeña comparada al aporte de los muros del edificio.
- Los entresijos del edificio consisten en losas coladas en sitio de aproximadamente 28 cm de espesor. Debido a sus características puede considerarse como un diafragma rígido, de manera que distribuyen las fuerzas de corte de acuerdo a la rigidez de los elementos.
- El tercer nivel o el nivel de azotea del edificio es esencialmente un nivel "liviano", con características muy flexibles, por lo que prácticamente su aporte como sistema sismorresistente es nulo y para efectos del análisis matemático, se considera como masa por unidad de área.
- Si bien el tercer nivel no va a ser considerado parte del sistema sismorresistente en el análisis cuantitativo, en la realidad, este nivel si sufre los embates de un sismo, y al

ser un nivel altamente flexible, se encuentra más anuente a sufrir daños en todos los elementos que lo componen. En eventos sísmicos anteriores, varios elementos del cielo raso se han venido al suelo. Para evitar estos riesgos o incluso problemas de mayor magnitud que atenten contra la seguridad de los ocupantes y la integridad de los elementos no estructurales del proyecto Museo+UCR, el tercer nivel debería ser reestructurado o eliminado del todo.

- **El edificio B o “edificio de columnas” presenta una irregularidad en altura, puesto que algunos de los muros no tienen continuidad en pisos inferiores. Existe la posibilidad de irregularidad en planta puesto que la distribución estructural no es simétrica.**
- El edificio A en apariencia podría presentar una irregularidad en planta. Los daños observados en los elementos estructurales (muros de corte) evidencian esta premisa.
- Por la configuración estructural del edificio (muros de mampostería sin reforzar, elementos de concreto con confinamiento insuficiente), se pueden esperar niveles bajos de ductilidad global intrínseca en la estructura. Debido a lo anterior, se establece de manera conservadora que para alcanzar un desempeño óptimo del sistema sismorresistente del edificio, este debe comportarse dentro del rango elástico ante la ocurrencia de un sismo.
- La estructura A evidencia daños importantes en algunos de sus muros, evidenciando que se ha sobrepasado la capacidad elástica de dichos elementos.
- Un 50% de los muros del edificio A en el sentido N-S presentan agrietamiento por tracción diagonal, indicando que su inercia se ha visto reducida y por lo tanto su rigidez.
- Un 30% de los muros del edificio A en el sentido O-E presentan agrietamiento por tracción diagonal, indicando que su inercia se ha visto reducida y por lo tanto su rigidez.
- La estructura B no evidencia daños significativos a simple vista en los elementos pertenecientes al sistema sismorresistente.
- Algunos pilares en los muros con aberturas fallaron por el efecto de columna corta y fueron reforzados, sin embargo algunos de ellos se encuentran aún sin reforzar y podrían fallar en futuros eventos sísmicos.
- Se observó una grieta horizontal de tamaño importante en la esquina oeste de la fachada norte del edificio A, que podría deberse a un desplazamiento diferencial en

algún evento sísmico anterior entre los muros de corte del primer nivel y el muro de retención subyacente que posee un espesor mayor o puede deberse también a un asentamiento del terreno. Este fenómeno también provocó grietas en el terrazo del contrapiso.

- La junta estructural que divide el edificio A con el edificio de laboratorios presenta fisuras en el primer piso, debido a que el espacio de la junta fue rellenado con algún tipo de concreto o mortero que ha provocado que dicha junta no tenga un funcionamiento apropiado.
- Debido al comportamiento frágil del edificio, sus irregularidades, a la falta de información acerca de la configuración total de la estructura (falta de planos), la incertidumbre acerca del proceso constructivo del mismo y el limitado conocimiento que se tiene en torno al análisis no lineal de muros de mampostería confinada de ladrillo sin reforzar en el país, se decidió no llevar a cabo el análisis no lineal planteado originalmente. Debido a que la respuesta predominante de la estructura se da en el rango lineal, un análisis elástico es suficiente para generar las conclusiones en cuanto al estado y comportamiento estructural del sistema sismorresistente.
- Si bien se observan daños importantes en algunos de los muros de corte de la estructura del edificio A, ambas estructuras estudiadas poseen una gran densidad de muros estructurales, por lo que el sistema tiene una buena redundancia para la transmisión de las fuerzas laterales, sin embargo, al existir muros con rigidez lateral reducida debido a los daños a los que se han sometido debido a la ocurrencia de sismos, los otros muros con rigideces mayores se van a ver sometidos a demandas mayores, ya que la losa de entrepiso distribuye las fuerzas de corte de acuerdo a la rigidez de los elementos. Esto podría provocar que estos muros superen su capacidad en el rango elástico y fallen ante la ocurrencia de sismos a futuro.
- Como mínimo, los muros agrietados deben ser reparados para lograr que la estructura se comporte como fue diseñada originalmente. Si se planea aumentar de manera considerable la vida útil de la edificación para que cumpla sus funciones como museo, se debe llevar a cabo una reestructuración completa de manera que se aumente la capacidad elástica y se asegure que la respuesta del edificio ante sismos se dará dentro del rango lineal o como alternativa se puede aumentar la ductilidad global intrínseca de la estructura de manera que se permitan incursiones en el rango

no lineal y se dé disipación de energía mediante deformaciones. Por las características del nuevo uso del edificio (museo de la Universidad de Costa Rica), la primera opción es la más recomendable.

Capítulo 5 : MODELO DE ANÁLISIS MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA

Este capítulo presenta un análisis con carácter cuantitativo del edificio de la Facultad de Ingeniería. Este análisis parte de la realización de un modelo computacional de la estructura existente que toma en cuenta sus características reales, como lo son sus dimensiones, propiedades de los materiales, detalles constructivos e influencia de los elementos y componentes no estructurales. Posteriormente, con el modelo debidamente calibrado, se llevó a cabo un análisis de tipo dinámico según las disposiciones del CSCR-10 en la sección 7.5.

A partir del análisis realizado, fue posible extraer información de utilidad para generar conclusiones respecto al comportamiento estructural del edificio, como son los modos principales de oscilación, las derivas del edificio, las coordenadas del centro de masa y el centro de rigidez, la revisión local de elementos estructurales y por último la revisión de la separación entre estructuras independientes.

5.1 Modelo Estructural

Con base al levantamiento realizado, así como la información recolectada en las visitas al edificio, se realizó un modelo estructural utilizando el software ETABS 2016 Ultimate. Se modeló de manera que la contraparte computacional representara fielmente el comportamiento elástico de la estructura.

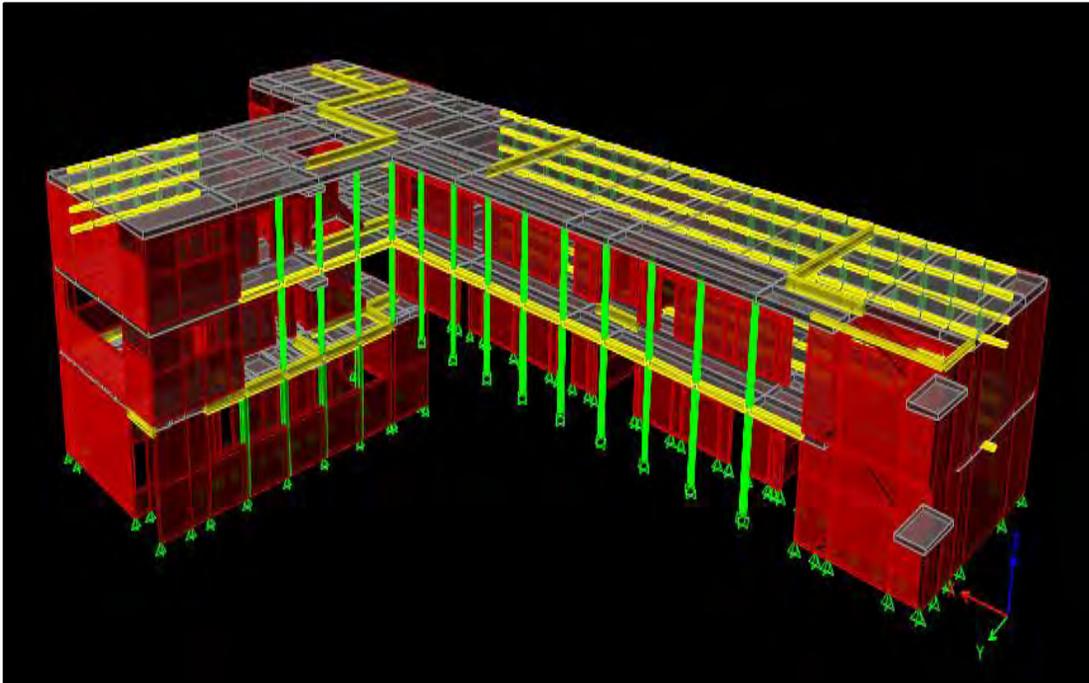


Figura 5-1. Modelo computacional con vista a la fachada Norte de la estructura A del edificio de la facultad de Ingeniería

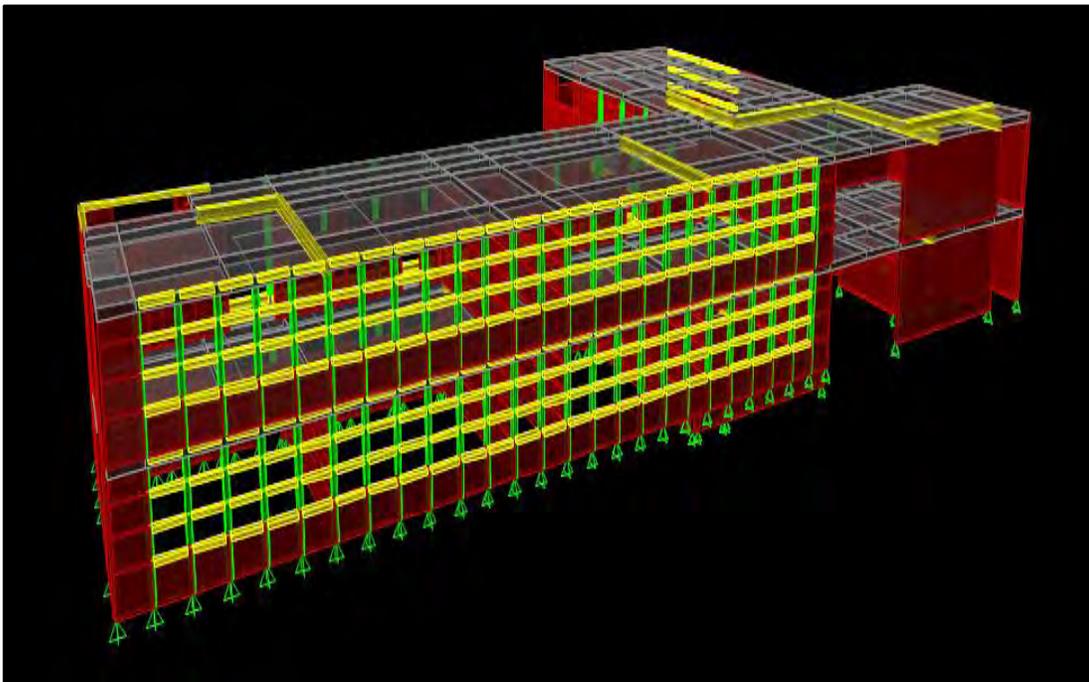


Figura 5-2. Modelo computacional con vista a la fachada Sur de la estructura A del edificio de la facultad de Ingeniería

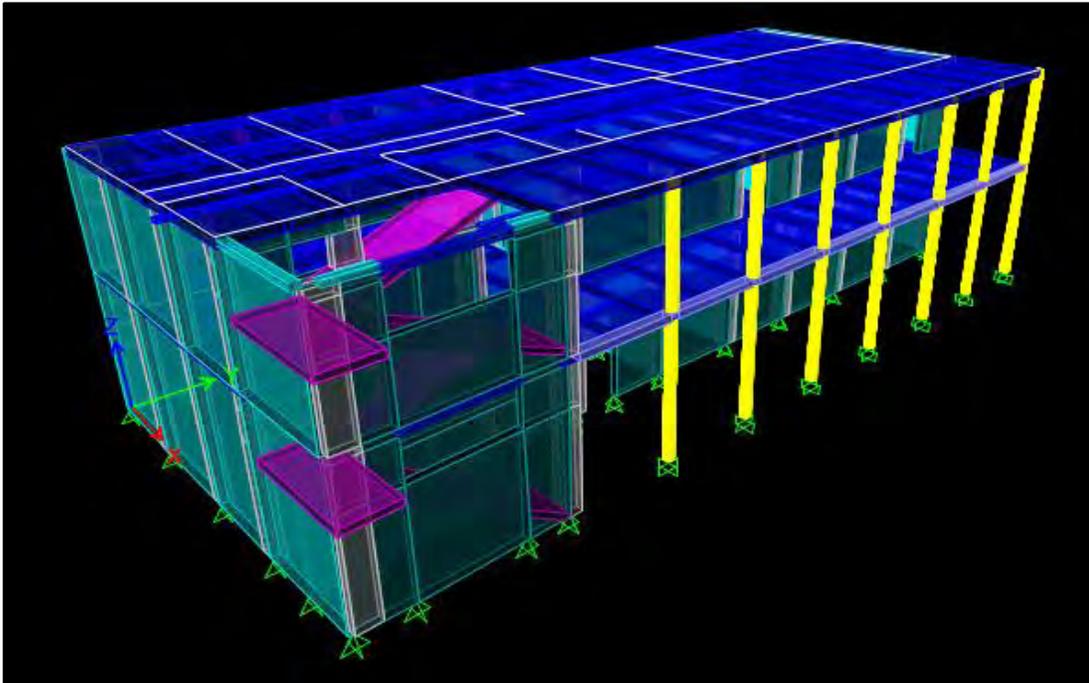


Figura 5-3. Modelo computacional con vista a la fachada Este de la estructura B del edificio de la facultad de Ingeniería

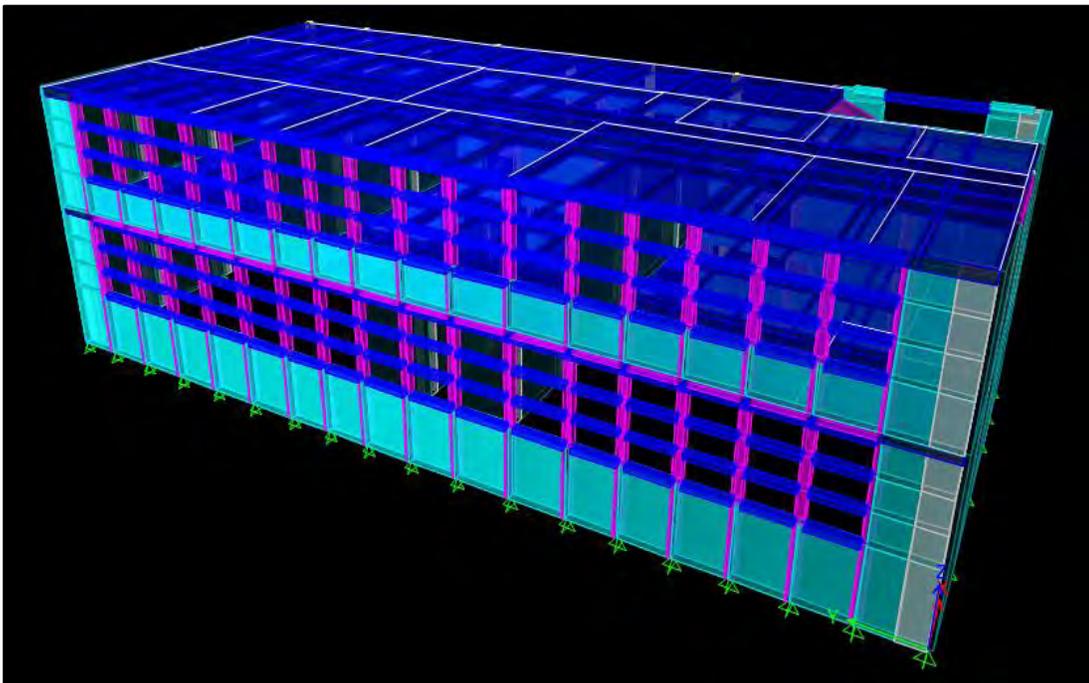


Figura 5-4. Modelo computacional con vista a la fachada Oeste de la estructura B del edificio de la facultad de Ingeniería

Cuadro 5-1. Parámetros de los materiales utilizados en el modelo

Parámetros del modelo			
Materiales	Parámetro	Valor	
Acero	f_y	2310 kg/cm ² (G33)	
Mampostería	f'_m	60 kg/cm ²	
	E_m	30000 kg/cm ²	
Concreto	f'_c	Mochetas	
		124 kg/cm ²	
		Columnas Circulares	
		95 kg/cm ² (A)	130 kg/cm ² (B)
		Vigas Perimetrales	
		142 kg/cm ² (A)	60 kg/cm ² (B)
	E_c	Mochetas	
		168146 kg/cm ²	
		Columnas Circulares	
		147200 kg/cm ² (A)	172166 kg/cm ² (B)
		Vigas Perimetrales	
		180000 kg/cm ² (A)	117000 kg/cm ² (B)

5.2. Determinación de la demanda sísmica

Con el fin de determinar la demanda que induce la ocurrencia de sismos en el edificio de la facultad de Ingeniería, correspondiente a desplazamientos y deformaciones internas, es necesaria una caracterización sísmica de la estructura, tomando en cuenta los siguientes parámetros:

- Importancia: De acuerdo con la tabla 4.1 del CSCR-10 (Figura 2-1 de este documento), el edificio en estudio se **clasifica dentro del grupo C de "Edificaciones de ocupación especial", ya que es una edificación para actividades educativas con una capacidad mayor que 300 estudiantes**, de manera que se le asigna un factor de importancia de 1.
- Aceleración pico efectiva de diseño: este parámetro toma en cuenta tanto la zonificación sísmica como el sitio de cimentación de la estructura, y corresponde a un periodo de retorno de 475 años.

- (1) Zona sísmica: De acuerdo a la tabla 2.1 del CSCR-10, el edificio en cuestión se ubica dentro de la zona III, por estar ubicado en la provincia de San José y cantón de Montes de Oca.
- (2) Sitio de cimentación: Al no conocer las propiedades del sitio, el CSCR-10 permite suponer que el sitio de cimentación es de tipo S3, por lo cual se utiliza dicha suposición.

Conociendo lo anterior y haciendo uso de la Figura 2-3, se determina que se utilizará en el análisis una aceleración efectiva de 0,36

- Sobrerresistencia: Cuando se utilizan los métodos de análisis estático o dinámico estipulados en el CSCR-10, la sobrerresistencia es igual a 2 para estructuras tipo muro. Cuando se utilizan los métodos alternativos de análisis del CSCR-10, entre los cuales se encuentra el Método de Capacidad Espectral, se asigna a la demanda sísmica un valor de sobrerresistencia de 1, y se utiliza un valor de sobrerresistencia de 1,2 para estimar la capacidad real sismorresistente de la estructura.
- Ductilidad Global Asignada: el CSCR-10 define en la tabla 4.3 la ductilidad global asignada a una estructura de acuerdo al tipo de sistema estructural, su regularidad y la ductilidad local de sus componentes y uniones. Como se discutió en el análisis cualitativo de la estructura, se va a analizar la estructura conservadoramente con una ductilidad global asignada de 1.

Con los parámetros anteriores, se elige el espectro de diseño para el edificio:

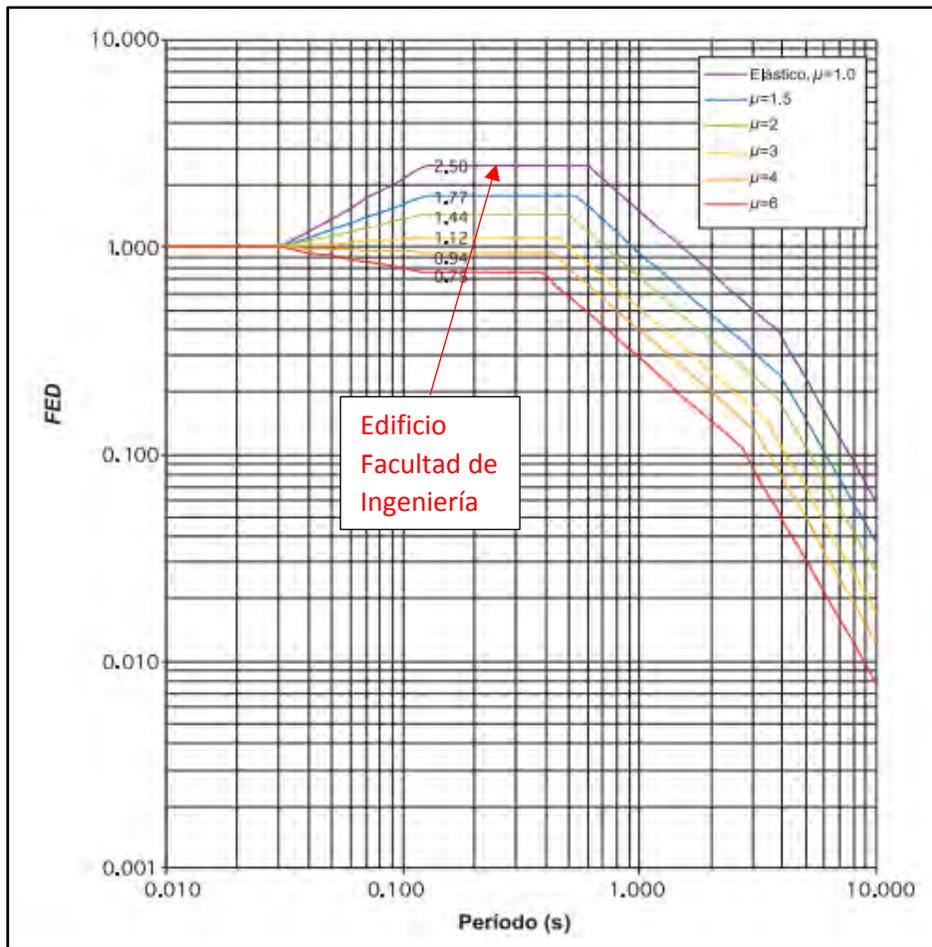


Figura 5-5. Factor espectral dinámico para sitios de cimentación tipo S3, en zona sísmica III

5.3. Descripción de las cargas utilizadas

Para el análisis del modelo de la estructura y la respectiva asignación de las cargas, se estudian dos escenarios, el primero es la condición actual del edificio, funcionando como Facultad de Ingeniería y el segundo escenario está asociado con el edificio funcionando como museo. De ambos escenarios estudiados, la conclusión acerca de la necesidad de una reestructuración se hará tomando en cuenta la condición de cargas más crítica.

5.3.1 Cargas Temporales

- Oficinas = 250 kg/m²
- Aulas = 250 kg/m²
- Zonas de libre acceso y pasillos = 400 kg/m²
- Bibliotecas y salones de Archivo = 500 kg/m²

5.3.2 Cargas permanentes

- Concreto reforzado (peso propio) = 2400 kg/m³
- Acabado de Piso = 100 kg/m²
- Cielos = 10 kg/m²
- Instalaciones electromecánicas = 20 kg/m²
- Divisiones livianas = 35 kg/m²
- Paredes de Mampostería = 1700 kg/m³

5.4. Análisis modal del edificio

Una vez definidos los parámetros necesarios, se procedió a realizar un análisis dinámico según el CSCR-10. Con este tipo de análisis fue posible revisar las derivas del edificio para compararlas con los límites establecidos por el CSCR-10. También se lograron revisar las características de regularidad de las estructuras, los modos de oscilación principales, las demandas en elementos estructurales y los desplazamientos de los entrepisos.

5.4.1 Consideraciones generales para el modelado de las estructuras

Para llevar a cabo el modelo, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones generales:

- El edificio A se modeló de manera conservadora enteramente de mampostería de ladrillo sin refuerzo, sin tomar en cuenta la presencia de las mochetas de confinamiento o las vigas medianeras. Lo anterior debido a la dificultad de conocer en su totalidad la cantidad, separación, tamaño y localización de dichos elementos en el edificio.

- Por ser una estructura más pequeña y con una distribución estructural más simple, el edificio B se modeló tomando en cuenta la presencia de mochetas de concreto de manera que el análisis de la estructura se acercara más a su contraparte real.
- Los elementos estructurales se modelaron con las propiedades de los materiales encontradas a través de los ensayos destructivos y no destructivos.
- Los muros de mampostería y la losa colada de entrepiso se modelaron como elementos tipo Shell thin.
- Se asignaron diafragmas rígidos a los entrepisos.
- Para los muros del edificio se consideraron apoyos de tipo cuchilla y para las columnas apoyos de tipo empotramiento.
- Se redujo la inercia de las vigas en un 50% para modelar el efecto de columna fuerte-viga débil.
- Se realizó un mallado de elementos finitos en los elementos tipo Shell para aumentar la precisión de los resultados. El tamaño de los elementos finitos empleados fue variable dependiendo de los requerimientos de la configuración estructural. Se trató de mantener una relación de aspecto (cociente entre la dimensión más larga y la dimensión más corta) cercana a la unidad o 3:1 como máximo.
- Se consideró un número de modos tal que la masa efectiva oscilante acumulada fuera de al menos el 90% de la masa total del edificio. Para el edificio A se utilizaron 50 modos y para el edificio B se utilizaron 30 modos.
- Las cargas de paredes livianas, barandas y el murete del último nivel se modelaron como cargas distribuidas por metro lineal.
- Para efectos de tomar en cuenta los daños observados en el edificio, se incorporó en algunos muros una reducción de su rigidez mediante la asignación de una reducción a la inercia de estos elementos. Para cuantificar los niveles de degradación de la rigidez por efectos de los desplazamientos laterales, se utilizó la siguiente tabla:

Estado de daño observado	Distorsión (%)	$R / R_{inicial}$	V/V_{max}	Grado de daño
Fisuras horizontales por flexión, Fisuras verticales por flexión, cercanas al paño de los castillos.	0.04	0.08	0.50	Ligero (I)
Primer agrietamiento de la mampostería por tensión diagonal o cortante.	0.13	0.35	0.85	Moderado (II y III)
Inicio de la penetración del fisuramiento inclinado en los extremos de los castillos.	0.20	0.27	0.90	Fuerte (IV)
Agrietamiento en forma de "X" en todos los paneles de la mampostería.	0.23	0.24	0.98	Fuerte (IV)
Aplastamiento del concreto, agrietamiento horizontal distribuido en la altura de los castillos.	0.32	0.18	1.0	Fuerte (V)
Concentración de grietas diagonales en extremos de los castillos. Desconchamiento del recubrimiento de concreto.	0.42	0.13	0.99	Grave (V)
Concentración de daño en los extremos inferiores de los castillos. Plegamiento del refuerzo longitudinal (deformación en "S").	0.50	0.10	0.80	Grave (no se clasifica)

Figura 5-6. Grado de daño y deterioro de las propiedades estructurales en muros de mampostería confinada ensayados ante cargas laterales cíclicas reversibles del tipo sísmico

Fuente: (Ruiz, Sanchez, & Alcocer)

Grado	Estado de daño en muros de mampostería	Ancho de grieta [mm]
I	<ul style="list-style-type: none"> Grietas pequeñas difícilmente visibles sobre la superficie del muro. Grietas mínimas en castillos y dadas de confinamiento. 	< 0.2
II	<ul style="list-style-type: none"> Grietas claramente visibles sobre la superficie del muro. 	0.2 – 1.0
III	<ul style="list-style-type: none"> Inicio de la formación del agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dadas. Grietas considerablemente grandes en la superficie del muro. Agrietamiento diagonal en muros confinados con castillos y dadas, o en muros de relleno de concreto reforzado. 	1.0 – 3.0
IV	<ul style="list-style-type: none"> Inicio de la formación de agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dadas. Desprendimiento de parte de piezas. Aplastamiento local de la mampostería. 	> 3.0
V	<ul style="list-style-type: none"> Prolongación del agrietamiento diagonal en castillos y dadas Agrietamiento diagonal en muros sin castillos y dadas Deformación, inclinación horizontal o vertical apreciable del muro. 	> 1.0

Figura 5-7. Clasificación y evaluación del grado de daños

Fuente: (Ruiz, Sanchez, & Alcocer)

- De acuerdo a lo expuesto anteriormente, para los muros con daños más severos se asignó una disminución de un 70% en la rigidez y para aquellos con daños más leves y el resto de muros se asignó una reducción del 50%. Lo anterior puesto que muchos de los daños han sido tapados y “maquillados”, además de que tantos años en funcionamiento del edificio, entre los cuales se han dado eventos sísmicos, han provocado inevitablemente una degradación de la rigidez de los elementos estructurales.

5.4.2 Modos de oscilación del edificio de la Facultad de Ingeniería

A continuación se muestran los modos principales de oscilación obtenidos con el análisis de la estructura, con sus respectivos periodos y porcentajes de masa participativa.

Cuadro 5-2. Modos principales del edificio A de la facultad de Ingeniería obtenidos mediante el Análisis Dinámico

Modo	Periodo	Masa efectiva
T. Longitudinal (O-E)	0,224	80%
T. Transversal (N-S)	0,173	73,55%
Rotacional	0,143	69%

Cuadro 5-3. Modos principales del edificio B de la facultad de Ingeniería obtenidos mediante el Análisis Dinámico

Modo	Periodo (s)	Masa efectiva
T. Longitudinal (N-S)	0,213	81.3%
T. Transversal (O-E)	0,155	74,00%
Rotacional	0,126	53%

5.4.3 Revisión de las derivas

El CSCR-10 establece, en el capítulo 7, tabla 7.2, los límites a las razones de deriva inelástica según cada tipo de categoría de edificación y el tipo de sistema estructural. Para edificaciones de tipo muro, el límite de la razón de deriva corresponde a 0,01.

Se muestran a continuación los resultados de las derivas obtenidas en el análisis:

Cuadro 5-4. Derivas inelásticas para el edificio A de la facultad de Ingeniería

Piso	Deriva Inelástica longitudinal	Deriva inelástica Transversal	Límite CSCR-10 (Edificación C, tipo muro)	Cumplimiento
2	0,001856	0,001444	0,01	Cumple
1	0,002028	0,00155	0,01	Cumple
Sótano	0,000796	0,000614	0,01	Cumple

Cuadro 5-5. Derivas inelásticas para el edificio B de la facultad de Ingeniería

Piso	Deriva Inelástica longitudinal	Deriva inelástica Transversal	Límite CSCR-10 (Edificación C, tipo muro)	Cumplimiento
2	0,001658	0,000836	0,01	Cumple
1	0,001528	0,001134	0,01	Cumple

Como se puede observar en los cuadros anteriores, ambas estructuras cumplen con los límites máximos establecidos en el código.

Es importante destacar que las limitaciones que establecen los códigos a las derivas buscan dos objetivos primordiales: controlar daños a elementos no estructurales debido a grandes desplazamientos y controlar los efectos de segundo orden o los llamados efectos P- Δ . Estas derivas van a demandar cierto nivel de ductilidad en los elementos, puesto que se van a deformar.

Debido a lo anterior, si bien se cumple en este proyecto con los límites establecidos por el CSCR-10, es necesario hacer hincapié en el hecho de que dichas limitaciones parten del supuesto que las edificaciones analizadas corresponden a edificios en los cuales se ha dado un detallado adecuado a los elementos estructurales de manera que puedan sobrellevar dichas deformaciones, sin embargo, como se mencionó en apartados anteriores, el detallado de los elementos del edificio de Ingeniería no brinda gran ductilidad a la estructura como un todo, la cual, se podría considerar frágil.

5.4.4 Parámetros de regularidad de la estructura

Para estudiar las características de regularidad de la estructura y corroborar lo observado en el análisis cualitativo, se procedió a revisar las coordenadas de los centros de masa para compararlas con las coordenadas del centro de rigidez. Lo anterior se lleva a cabo puesto que

excentricidades entre ambos parámetros generan esfuerzos cortantes adicionales en los muros debido a la torsión generada por dicho fenómeno.

Es importante tener en cuenta las características de regularidad de una edificación ante la necesidad de un refuerzo de la estructura, puesto que si la edificación presenta alguna irregularidad, se debe tomar la decisión en torno al enfoque de la reestructuración. Lo anterior quiere decir que, se debe decidir si tomar las medidas estructurales necesarias para eliminar la irregularidad en el edificio o alternativamente reforzar los elementos estructurales de manera que puedan sobrellevar dicha irregularidad.

Cuadro 5-6. Comparación entre las coordenadas del centro de masa y las coordenadas del centro de rigidez del edificio A de la facultad de Ingeniería.

Piso	CM (O-E) (m)	CM (N-S) (m)	CR (O-E) (m)	CR (N-S) (m)	e (O-E) (m)	e (N-S) (m)	Razón de Rigidez	Razón de Rigidez
2	30,8362	9,1733	28,7214	11,465	2,1148	2,2917	3,71%	7,64%
1	29,7915	8,5441	28,5623	8,7883	1,2292	0,2442	2,16%	0,81%
Sótano	42,1425	19,2122	40,3756	16,8829	1,7669	2,3293	14,72%	11,09%

Cuadro 5-7. Comparación entre las coordenadas del centro de masa y las coordenadas del centro de rigidez del edificio A de la facultad de Ingeniería.

Piso	CM (O-E) (m)	CM (N-S) (m)	CR (O-E) (m)	CR (N-S) (m)	e (O-E) (m)	e (N-S) (m)	Razón de Rigidez	Razón de Rigidez
2	5,4007	13,7227	8,0309	11,6185	2,6302	2,1042	21,77%	7,86%
1	5,1443	13,4762	8,0193	11,762	2,875	1,7142	23,80%	6,40%

Con base en lo anterior y según lo estipulado por el CSCR-10 en la sección 4.3, se determina que:

- I. El edificio A de la facultad de Ingeniería es regular en altura
- II. El edificio A de la facultad de Ingeniería presenta una irregularidad moderada en planta
- III. El edificio B de la facultad de Ingeniería presenta una irregularidad moderada en planta
- IV. El edificio B de la facultad de Ingeniería presenta una irregularidad moderada en altura

5.4.5 Revisión Local de los elementos estructurales

A partir del modelo estructural y el análisis dinámico realizado, fue posible obtener las demandas debido a las cargas gravitacionales y las cargas de sismo en los elementos estructurales, con el objetivo de comparar las demandas con la capacidad de los elementos.

Debe tomarse en cuenta, que ante la ausencia de planos no puede conocerse con exactitud la configuración de refuerzo de cada uno de los elementos, lo que genera complicaciones a la hora de calcular la capacidad, sin embargo, a continuación se realizan algunas revisiones de capacidad vs demanda, utilizando la información recolectada en el levantamiento estructural y las localizaciones del refuerzo.

5.4.5.1 Revisión de vigas

Se procede a revisar las vigas del sistema de marcos perimetrales. La función de estas vigas es meramente la transmisión de las fuerzas gravitacionales desde el entrepiso hasta las columnas circulares. La viga es continua, con apoyos en cada una de las columnas, por lo que se ve sometida a esfuerzos de flexión positiva y negativa. A continuación se muestran la comparación entre las demandas más críticas y la capacidad:

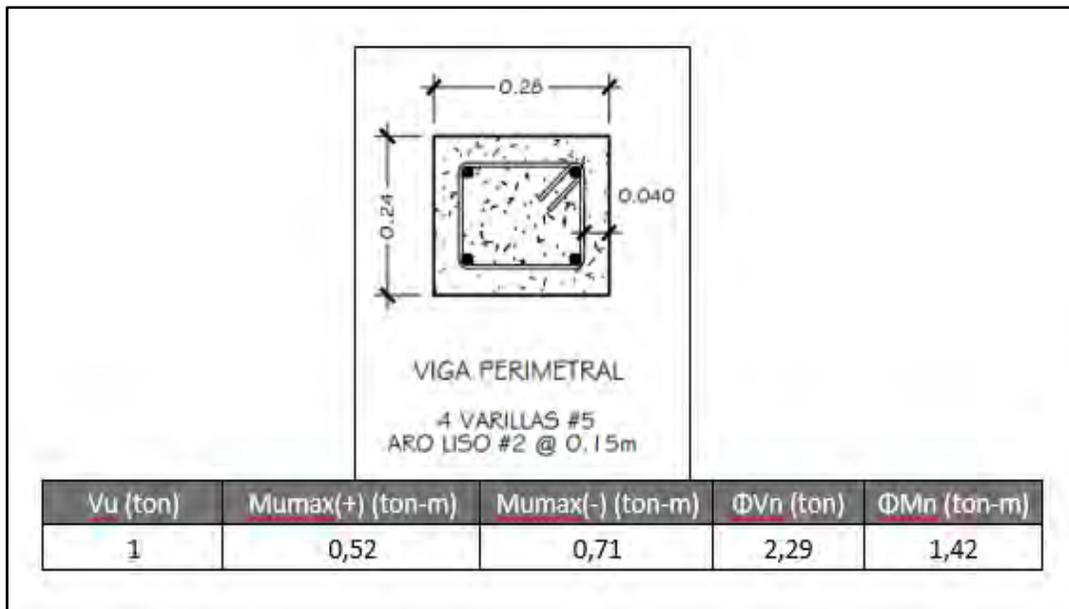


Figura 5-8. Comparación de demanda máxima contra capacidad en viga perimetral del eje D del edificio A de Ingeniería

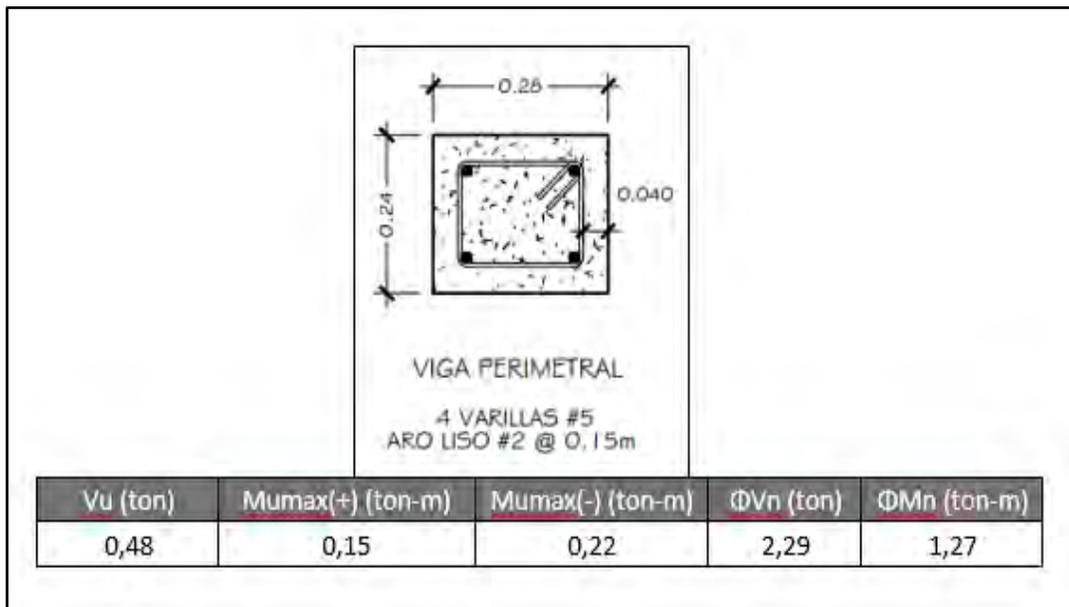


Figura 5-9. Comparación de demanda máxima contra capacidad en viga perimetral del eje D del edificio A de Ingeniería

5.4.5.2 Revisión de columnas

Si bien el sistema el sistema sismorresistente del edificio de la facultad de Ingeniería es a base de muros de corte, como se mencionó en apartados anteriores, se da la presencia de sistemas de marcos perimetrales conformados por columnas circulares de concreto reforzado y vigas rectangulares de concreto reforzado. La función de estas columnas es mayoritariamente la de transmitir fuerzas gravitacionales a las fundaciones del edificio.

A continuación se muestran los diagramas de interacción de las columnas circulares más críticas en cada una de las estructuras:

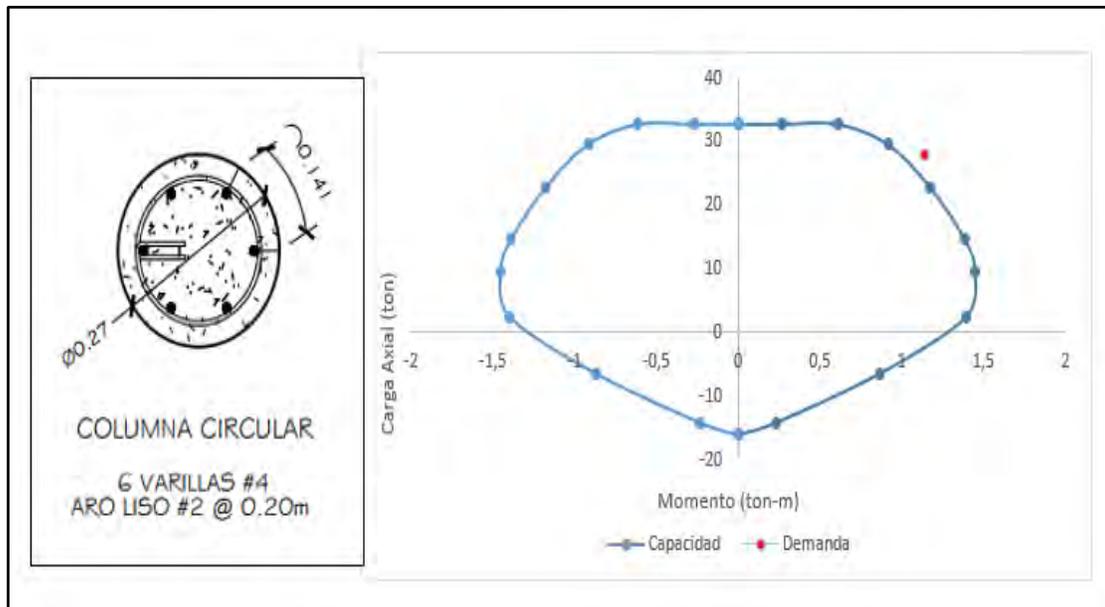


Figura 5-10. Diagrama de interacción de columna circular del edificio A con demanda máxima

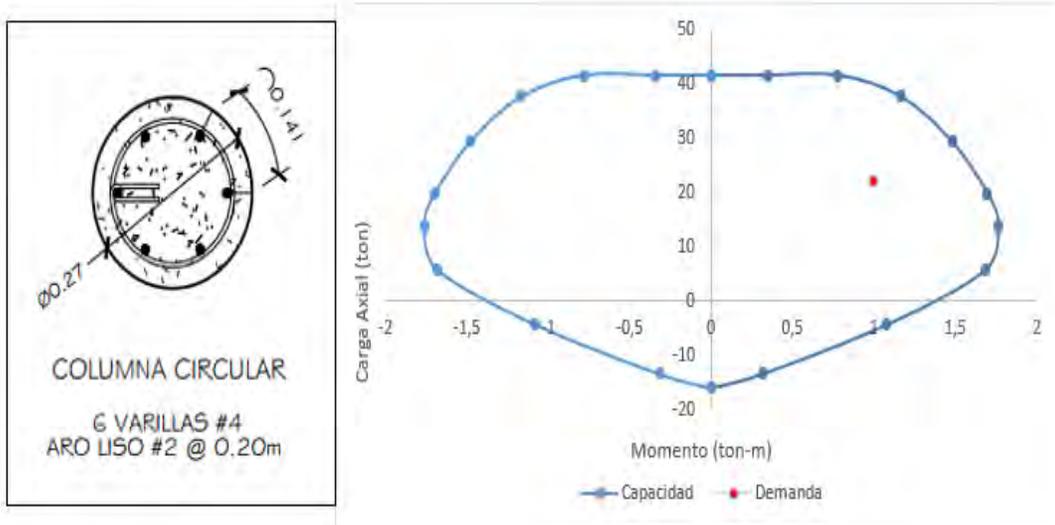


Figura 5-11. Diagrama de interacción de columna circular del edificio B con demanda máxima

Se puede observar como en el Edificio A la demanda máxima supera la capacidad de algunas de las columnas, mientras que en el Edificio B la demanda se encuentra dentro del diagrama de interacción de las columnas de esa estructura, por lo que se pueden considerar seguras.

5.4.5.3 Revisión de los muros

Para llevar a cabo la revisión de los muros, se seleccionaron aquellos con las mayores demandas y lo más importante dentro del sistema sismorresistente del edificio.

Por la configuración estructural del edificio, es de esperar que los muros tengan un **comportamiento de muros "chatos"** y su comportamiento esté regido por esfuerzos cortantes, sin embargo, van a existir esfuerzos por flexocompresión que provocarán esfuerzos de tensión en los muros. Debido a que no existe refuerzo en los paños de mampostería, y su capacidad en tensión es despreciable, las mochetas de concreto reforzado van a ser los elementos responsable de tomar los esfuerzos de tensión. De allí que también se lleva a cabo una revisión de estos elementos.

Es importante tomar en cuenta, a su vez, que se supuso que toda la fuerza cortante sobre el muro debe ser tomada por la mampostería y se supuso que no hay contribución en la resistencia al cortante por parte de los elementos de confinamiento.

La resistencia al cortante de los muros debe cumplir con la fórmula:

$$V_u \leq \Phi_c * V_n$$

Con: $V_n = V_m + V_s$

Para el caso de estudio de este proyecto, la resistencia al cortante la proporciona exclusivamente la mampostería, puesto que no existe refuerzo alguno en los muros.

$$V_m = \left\{ \left[1 - 0,44 * \left(\frac{M_u}{V_u * d} \right) \right] \sqrt{f'_m} + 0,25 \left(\frac{P_u}{A_g} \right) \right\} d * b_w$$

Para el estudio de los esfuerzos de flexocompresión en la dirección paralela al plano, como se mencionó anteriormente, se desprecia la contribución de la mampostería y se asume que las mochetas de concreto deben ser capaces de tomar los esfuerzos de tensión y los esfuerzos de compresión.

Se presenta a continuación una figura que compara las demandas máximas por tracción y compresión en las mochetas de concreto respecto a su capacidad:

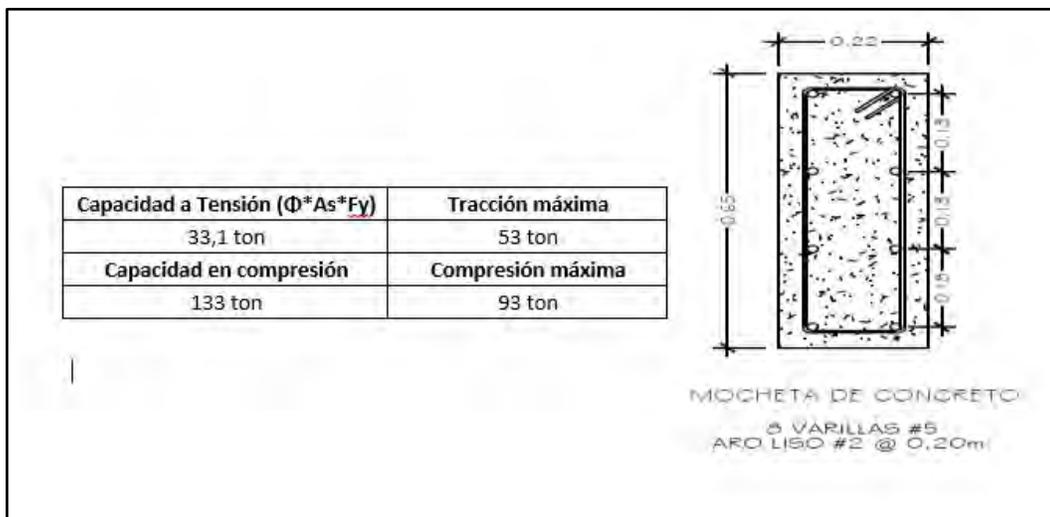


Figura 5-12. Comparación entre la capacidad en tensión y compresión de las mochetas y la demanda máxima observada

Como se puede observar, las columnas de concreto reforzado tienen una capacidad sobrada en compresión, pero las demandas de tensión superan su capacidad de manera considerable. Se presenta solamente el caso más crítico, sin embargo, en la gran mayoría de columnas esquineras se sobrepasa la capacidad en tensión.

A continuación se presenta la comparación entre las demandas de cortante y la capacidad de los muros más esforzados del edificio:

Cuadro 5-8. Comparación entre demanda de fuerzas cortantes paralelas al plano de los muros versus capacidad para la estructura A

Elemento	Nivel	Demanda de cortante V_u (ton)	Capacidad en cortante ΦV_m (ton)
Muro eje 1	Planta Principal	97	83
Muro eje 2	Planta Principal	85	94
Muro eje 3	Planta Principal	85	92
Muro eje 4	Planta Principal	91	93
Muro eje 5	Planta Principal	122	95
Muro eje 7-Entre A y D	Planta Alta	132	98
Muro eje 7-Entre A y D	Planta Principal	100	99
Muro eje A	Planta Principal	192	92
Muro eje A	Planta Alta	125	86
Muro eje 12	Planta Principal	159	105
Muro eje 12	Planta Alta	55	86
Muro eje 13	Planta Principal	135	80
Muro eje 13	Planta Alta	74	76
Muro con aberturas eje D	Planta Principal	146	86
Muro con aberturas eje D	Planta Principal	106	51
Muro con aberturas eje D	Planta Principal	63	82
Muro con aberturas eje D	Planta Principal	40	71
Muro con aberturas eje D	Planta Alta	46	71
Muro con aberturas eje D	Planta Alta	57	62
Muro con aberturas eje D	Planta Alta	41	64
Muro de Retención	Sótano	73	156
Muro eje F	Planta principal	57	51
Muro eje F	Planta Alta	26	48
Muro Eje J	Planta Alta	94	94,38
Muro eje K	Sotano	69	88
Muro eje K	Planta Alta	116	109
Muro eje K	Planta Alta	109	86

Cuadro 5-9. Comparación entre demanda de fuerzas cortantes paralelas al plano de los muros versus capacidad para la estructura B

Elemento	Nivel	Demanda de cortante V_u (ton)	Capacidad en cortante ΦV_m (ton)
Muro con abertura eje B	Primera Planta	107	154
Muro con abertura eje B	Primera Planta	112	79
Muro con abertura eje B	Primera Planta	75	39
Muro con abertura eje B	Segunda Planta	70	50
Muro con abertura eje B	Segunda Planta	79	57
Muro elevación D	Primera Planta	40	26
Muro elevación D	Segunda Planta	22	39
Muro eje 1	Primera Planta	81	120
Muro eje 2	Segunda Planta	50	79
Muro eje 3	Primera Planta	84	81
Muro eje 4	Primera Planta	92	81
Muro eje 5	Segunda Planta	68	80
Muro eje 6	Primera Planta	127	83
Muro eje 6	Segunda Planta	80	82

5.4.5.4 Revisión de los pilares

En muros con abertura, los elementos de tipo "pilar" son críticos, puesto que concentran fuerzas internas altas y la falla de uno de estos elementos, significaría que el muro podría colapsar en su totalidad.

En eventos sísmicos anteriores, particularmente en el sismo de Limón en el año 1991, se dio la falla de varios de los pilares en los ejes D y B de los edificios A y B respectivamente. Estos elementos se ven sometido a altos esfuerzos de corte debido al fenómeno de "columna corta". Además, cuando el muro perforado es sometido a cargas laterales, se generan cargas axiales en los pilares producto de los momentos de volcamiento.

Producto de la falla de algunos de estos elementos en el edificio, se dio un reforzamiento de varios de ellos, sin embargo, muchos otros quedaron sin reforzar y se encuentran en su estado original, de allí la importancia de revisar estos elementos.

A continuación se presenta la revisión llevada a cabo en estos elementos. Se revisaron para esfuerzos de flexocompresión paralela y perpendicular al plano de los pilares y para esfuerzos cortantes.

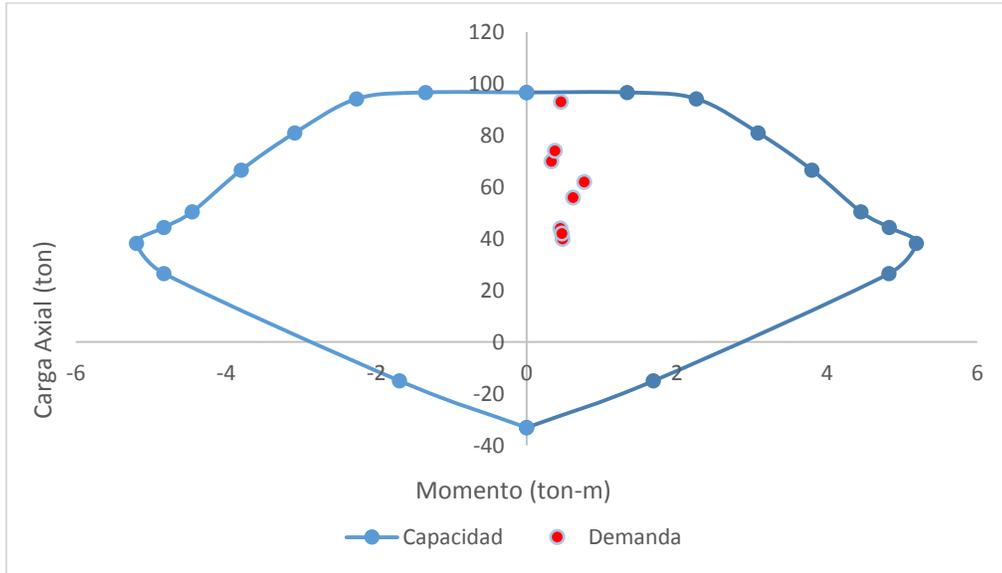


Figura 5-13. Comparación de la demanda y la capacidad en flexocompresión de los pilares para carga perpendicular al plano del primer piso

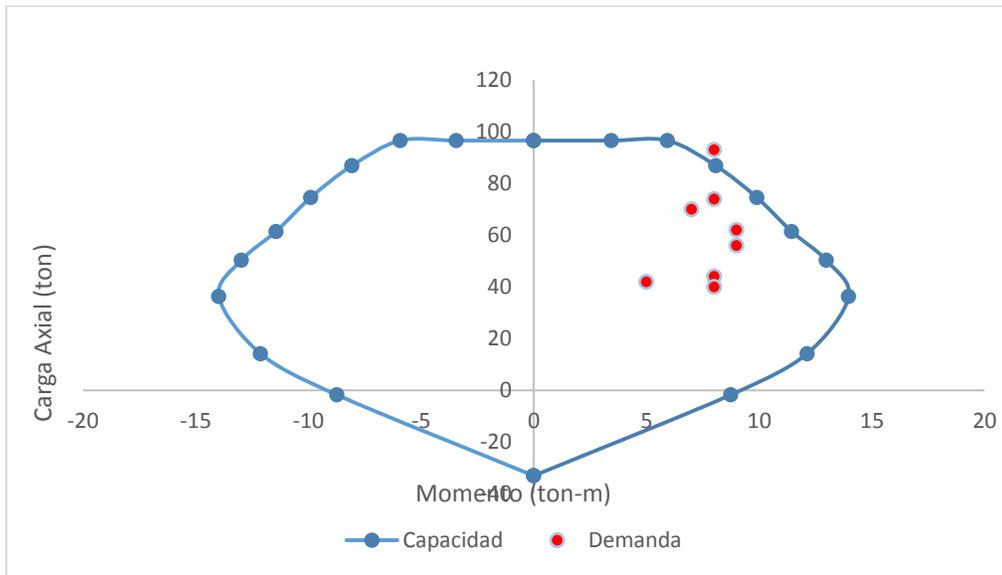


Figura 5-14 Comparación de la demanda y la capacidad en flexocompresión de los pilares para carga paralela al plano del primer piso

Cuadro 5-10. Comparación entre demanda y capacidad a cortante en pilares del primer piso

Demandas de cortante V_u (ton)	Capacidad en cortante (ΦV_n) (ton)
17	5,4
15	5,4
16	5,4
17	5,4
18	5,4
19	5,4
20	5,4
9	5,4

Se puede observar claramente como todos los pilares ven superada su capacidad en cortante debido al efecto de "columna corta" y fallarían en cortante ante futuros eventos sísmicos. Si bien varios de los pilares fueron reforzados, es necesario reforzarlos todos, puesto que como se mencionó anteriormente, estos elementos son muy importantes dentro del comportamiento estructural del edificio.

5.4.6 Revisión de la separación entre estructuras

Para evitar el fenómeno del golpeteo o de "aplauso" entre edificios adyacentes. La separación teórica que se debe dejar es de:

$$\text{Separación} = \sqrt{(\delta, A)^2 + (\delta, B)^2}$$

Del análisis, se extrae que la separación teórica debería de ser:

$$\text{Separación entre estructuras A y B} = \sqrt{(10,17\text{mm})^2 + (9,32\text{ mm})^2} = 1,38\text{ cm}$$

Los desplazamientos inelásticos para cada edificio se obtuvieron según las disposiciones del CSCR-10, en el inciso 7.6:

$$\delta, i = \alpha * \mu * SR * \delta, e$$

Se utiliza un valor de sobrerresistencia de 2, una ductilidad global asignada de 1 y un factor de desplazamiento inelástico de 0,7 asignado para estructuras tipo muro en la tabla 7.1 del CSCR-10

La junta dispuesta entre las estructuras A y B del edificio de Ingeniería es de 3 cm, por lo cual no debería presentar problemas de golpeteo.

Por otra parte, no se puede obtener la separación teórica entre el edificio A y el edificio de laboratorios de la facultad de Ingeniería, ya que el último no fue analizado en este proyecto, sin embargo, existe un criterio que recomienda que la separación teórica debería ser la altura del edificio más pequeño dividida entre 50, como se muestra en la siguiente figura:

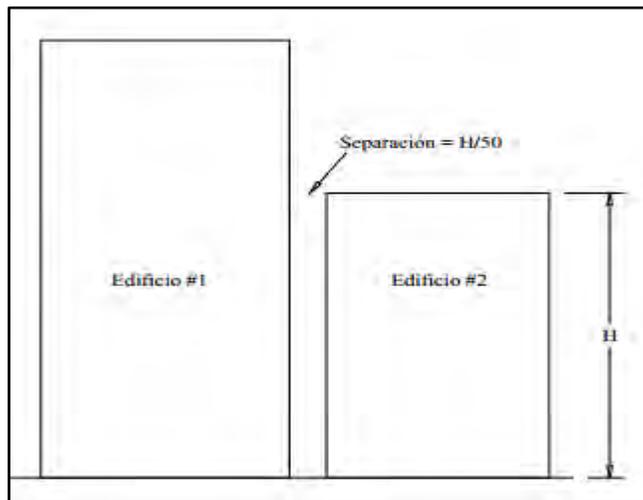


Figura 5-15. Recomendación de separación teórica entre edificios

Fuente: Poveda, 2016.

El edificio de Laboratorios de la facultad de Ingeniería tiene una altura de 5,6 m, por lo que una separación teórica recomendada sería de 11,2 cm.

Nuevamente, la separación real en la junta es de 3 cm. Si bien no cumple con la recomendación, es importante destacar que la recomendación brinda un valor sumamente conservador para el diseño para los casos en los cuales no se conocen los desplazamientos de alguno o ambos edificios de estudio, por lo que aunque no cumpla, la junta puede tener un comportamiento apropiado, como deja en evidencia el estado actual de la misma.

Capítulo 6 : RECOMENDACIONES DE REFUERZO DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo con toda la información recolectada a lo largo del proyecto y a los análisis realizados, se determina que el edificio de la facultad de Ingeniería debe ser reforzado ya que el comportamiento de estructuras prácticamente frágiles ante eventos sísmicos no es el adecuado, además de que hay evidencia física (daños observados) y analítica (revisión de capacidad de elementos locales), que evidencian que el edificio ha sobrepasado su capacidad elástica en sismo pasados y ante un evento futuro podría colapsar.

Se presenta en este capítulo una propuesta de reforzamiento, de acuerdo con el sistema sismorresistente, sus propiedades y configuración, así como acorde al uso que se le va a dar y a su importancia histórica. Queda en manos del profesional responsable del diseño formal del reforzamiento decidir si utiliza la propuesta acá descrita o utiliza otra alternativa que considere más apropiada.

6.1. Refuerzo de muros mediante malla electrosoldada y recubrimiento de mortero

El método de refuerzo de muros presentado en esta sección, muy utilizado en países latinoamericanos como México, cuenta con el respaldo de varios resultados experimentales que evidencian que, aplicado correctamente, el refuerzo mediante malla electrosoldada y recubrimiento de mortero permite aumentar la resistencia ante cargas laterales, incrementar la rigidez remanente, así como la capacidad de deformación y la disipación de energía.



Figura 6-1. Uso de malla de alambre electrosoldada para fines de rehabilitación sísmica

Fuente: (Ruiz, 2007)

La aplicación de malla electrosoldada como técnica de rehabilitación puede ser usada ya sea como reparación de muros dañados (devolver su seguridad y funcionalidad estructural ante eventos sísmicos) o como refuerzo (incrementar su seguridad y funcionalidad estructural antes eventos sísmicos), y a su vez, puede ser aplicado este método en uno de los lados del muro o en ambos. Ensayos experimentales llevados a cabo en especímenes de ladrillo, muestran la efectividad de éste método para ambos casos. Por ejemplo, Ruiz, Sanchez, & Alcocer **en su publicación "Rehabilitación de muros de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero", destacan lo siguiente: "En los muros construidos con ladrillo macizo, la resistencia del muro rehabilitado con malla por ambos lados fue de 2.1 veces la del muro original, mientras que un muro rehabilitado con malla por un lado aumentó la resistencia en 1.35 veces,"**. Adicionalmente, Ruiz García, **en su publicación " Rehabilitación sísmica de edificaciones de mampostería para vivienda" destaca: "En promedio, la resistencia de los muros reparados fue superior en 2,26 veces respecto a los muros originales"**.

La eficiencia y la resistencia ante cargas laterales que aporta esta metodología de rehabilitación va a depender de 4 aspectos fundamentales:

- i. La cuantía y eficiencia de los alambres horizontales
- ii. Calidad y densidad de los anclajes para ligar la malla al muro
- iii. La calidad del recubrimiento
- iv. La relación de aspecto de los muros

6.1.1 Consideraciones y criterios para el diseño del esquema de rehabilitación

En primera instancia, al hacer uso de la metodología de refuerzo presentada en este capítulo, se debe determinar el tipo y la cantidad de malla a emplear para resistir las cargas laterales actuantes, su colocación (una o ambas caras) y el número de anclajes.

El criterio básico de diseño, propuesto por (Ruiz, Sanchez, & Alcocer), establece:

$$\mathbf{V_{R,R} \geq V_b}$$

Donde $V_{R,R}$ corresponde a la resistencia a cortante de la estructura rehabilitada con malla de alambre electrosoldada y V_b es la fuerza cortante basal actuante.

$$V_{R,R} = V_{Sm} + V_{Rm}$$

V_{Sm} es la contribución de la malla de alambre a la resistencia ante fuerzas laterales y V_{Rm} es la resistencia remanente del muro de mampostería ante fuerzas laterales.

V_{Rm} incluye la contribución de la mampostería, así como de los elementos confinantes, y se puede calcular como:

$$V_{Rm} = F_R * V_R$$

V_R es la resistencia a fuerzas cortantes de la mampostería y F_R corresponde a un factor de reducción de resistencia que se recomienda considerarse como 0,8 para tomar en cuenta las incertidumbres inherentes al proceso constructivo, entre otros aspectos. Si bien se va a reparar la superficie de los muros dañados previo a la colocación de la malla, no es correcto considerar el 100% de la resistencia de la mampostería, por lo que queda a criterio del profesional responsable del diseño asignar una reducción a la resistencia original de la mampostería.

Para el cálculo de V_{Rm} se deberán considerar las características mecánicas reales de la mampostería, debido a la gran dispersión en las propiedades mecánicas de la mampostería proveniente de distintas regiones. Adicionalmente, es recomendable realizar ensayos para medir la resistencia a cortante de la mampostería.

La contribución de la malla electrosoldada, V_{Sm} , se calcula como:

$$V_{Sm} = \rho_h * F_{yh} * A_T * \eta * F_R$$

ρ_h corresponde a la cuantía de refuerzo horizontal de la malla, f_{yh} es el esfuerzo nominal a fluencia de los alambres de la malla, A_T es el área bruta de la sección transversal del muro de mampostería y η es un factor de eficiencia del refuerzo horizontal, que toma en cuenta que los alambres de la malla no alcanzan su esfuerzo de fluencia simultáneamente en la altura del muro.

Con base a resultados experimentales, se puede calcular η con respect al siguiente criterio:

$$\eta = \begin{cases} 0.6; & \text{si } \rho_h f_{yh} \leq 6 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.2; & \text{si } \rho_h f_{yh} \geq 9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Figura 6-2. Rango de valores asignados al factor de eficiencia del refuerzo horizontal

Si los valores de $\rho_h * f_{yh}$ varían entre 6 y 9 kg/cm², se asume una variación lineal.

Para el cálculo de la cuantía de refuerzo horizontal se utiliza la siguiente expresión:

$$\rho_h = \frac{ash}{t * sh}$$

con t: espesor del muro; ash: área de acero de los alambres horizontales de la malla en una separación sh, y sh: separación horizontal de los alambres de la malla.

6.1.2 Consideraciones del proceso constructivo

Para obtener un comportamiento adecuado de esta técnica de rehabilitación, se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos constructivos:

1. Preparación de las grietas y superficie de los muros: es necesario reparar la superficie de los muros dañados antes de la colocación de la malla y su recubrimiento de mortero. Se sugiere retirar los fragmentos y piezas sueltas de las grietas, principalmente en las zonas más dañadas, así como remover el polvo y las partículas en el interior de las grietas mediante chorro de agua. Para facilitar la adherencia entre la mampostería y el recubrimiento de mortero, la superficie de los muros debe estar libre de cualquier acabado. La superficie de mampostería debe estar limpia y con rugosidades (del orden de 0,5 mm de profundidad) mediante un martelinado suave. Se recomienda rellenar las grietas inclinadas en la superficie de la mampostería con mortero de cemento y en zonas muy dañadas es recomendable sustituir las piezas agrietadas por piezas nuevas, como se puede observar en la Figura 6-4. Cuando el espesor de las grietas es inferior a 5mm es conveniente utilizar una lechada de cemento y no se considera necesario el uso de resinas para el relleno de grietas.

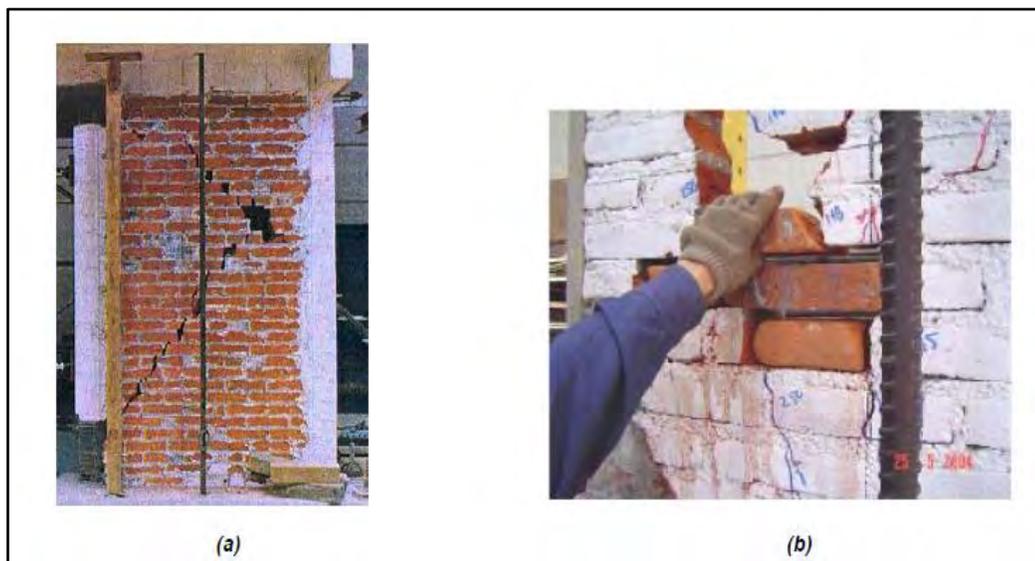


Figura 6-3. Preparación de la superficie de los muros dañados y sustitución de las piezas dañadas por piezas nuevas

Fuente: (Ruiz, 2007)



Figura 6-4. Muro de mampostería confinada antes y después de la preparación de la superficie para la colocación de la malla electrosoldada

Fuente: (Ruiz, 2007)

2. Reparación local de los elementos de concreto: En caso de dañarse las mochetas de concreto, se recomienda repararse localmente la zona afectada mediante la sustitución del concreto fracturado con concreto nuevo y enderezar los plegamientos de las varillas.

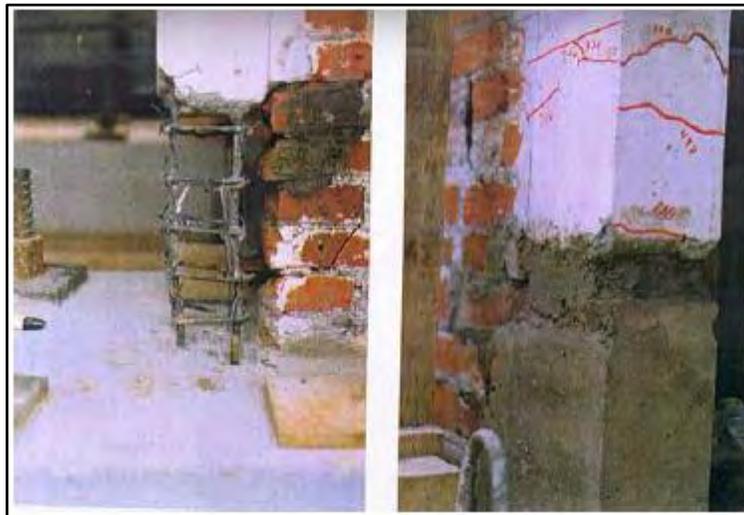


Figura 6-5. Reparación local de los elementos de concreto reforzado

Fuente: (Ruiz, 2007)

Adicionalmente se sugiere reforzar los extremos de las mochetas de concreto con estribos cerrados a cada hilada o a $d/2$ (la menor de ambas), en una distancia no menor a $1/6$ de su altura libre, $4d$ y 40 cm, con d siendo el peralte de la columna. Lo anterior debido a que se ha probado experimentalmente la contribución del refuerzo longitudinal a sostener la capacidad de deformación y aumentar la capacidad ante cargas laterales por encima de la carga de agrietamiento.

3. Anclaje: Se sugiere utilizar una densidad mínima de 9 anclajes/m². Para cumplir la función de anclajes, se pueden utilizar clavos para madera de 64 mm de longitud, colocados manualmente con martillo, con una separación vertical y horizontal máxima de 45 cm.

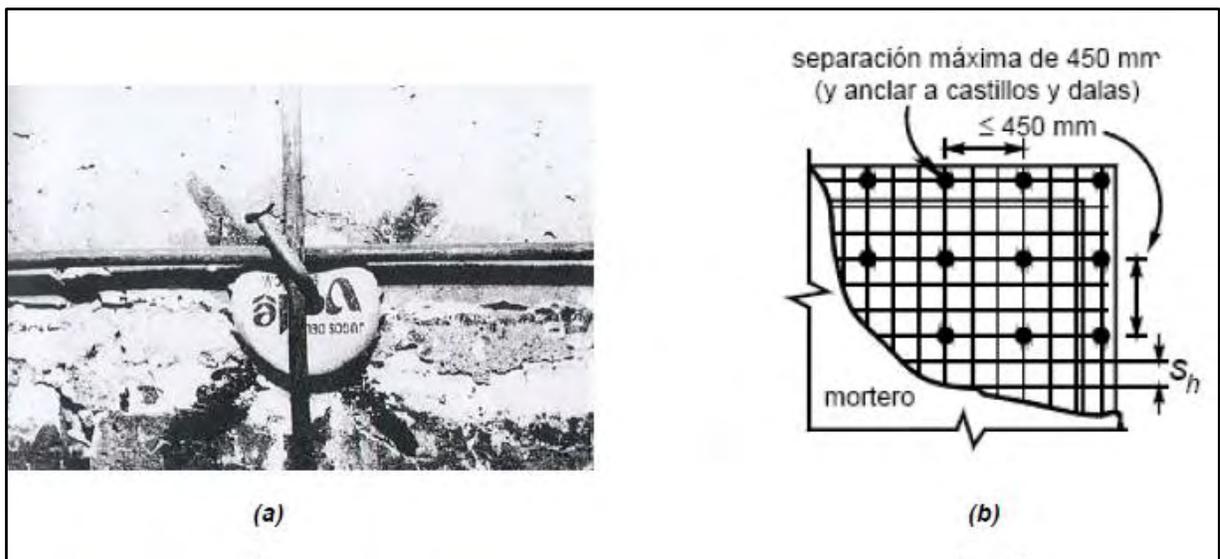


Figura 6-6. Fijación de la malla al muro con clavo y separación máxima del anclaje

Fuente: (Ruiz, 2007)

De manera alternativa, se pueden utilizar conectores comerciales colocados a través de una carga explosiva controlada cuando el calibre de la malla es mayor a 6,4 mm, atendiendo las recomendaciones de densidad y espaciamiento que se expusieron anteriormente.

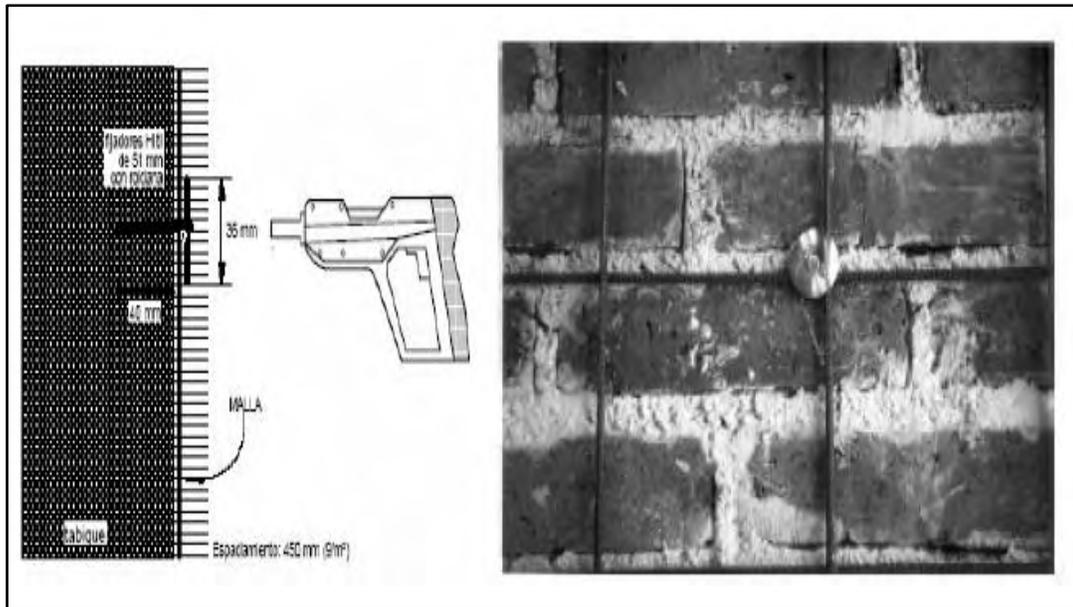


Figura 6-7. Malla metálica anclada a un muro de mampostería con conectores comerciales

Fuente: (Ruiz, 2007)

4. Colocación de la malla: es recomendable que los bordes de la malla se sujeten a los elementos de concreto reforzado mediante anclajes adicionales. Se debe buscar que la malla de alambre rodee las mochetas de concreto, así como los bordes de las puertas y ventanas, como se observa en la Figura 6-8 Para determinar la longitud de traslape se utilizan los requisitos para el diseño de elementos de concreto reforzado. La colocación del mortero de recubrimiento puede ser de forma manual o lanzado. Antes de aplicar el mortero, es necesario saturar la superficie del muro, como se ilustra en la Figura 6-9.

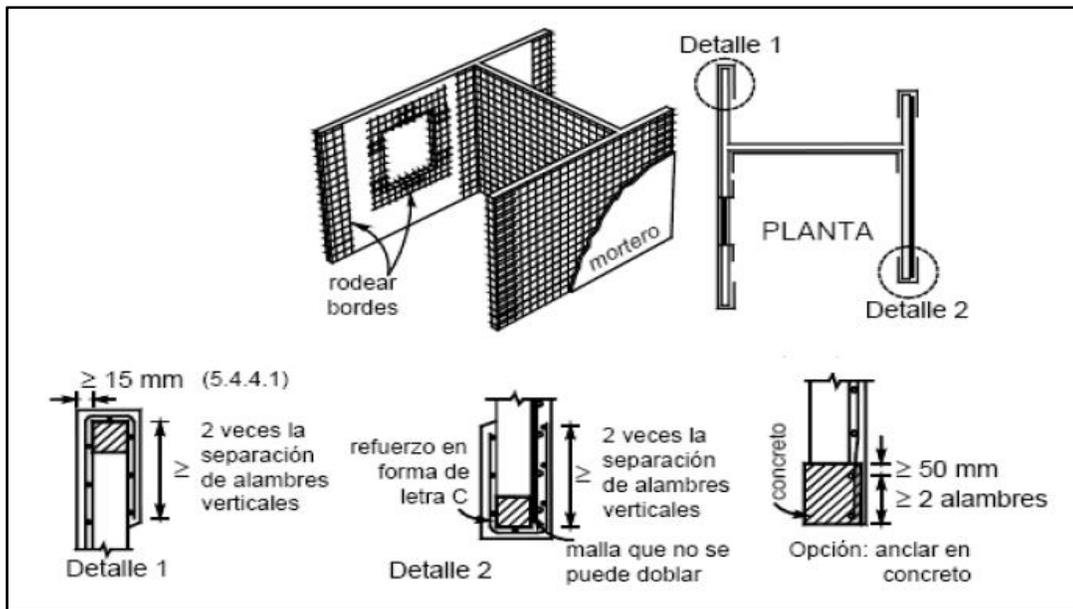


Figura 6-8. Disposiciones normativas para la colocación de la malla de alambre en la superficie de los muros de mampostería

Fuente: (Ruiz, 2007)

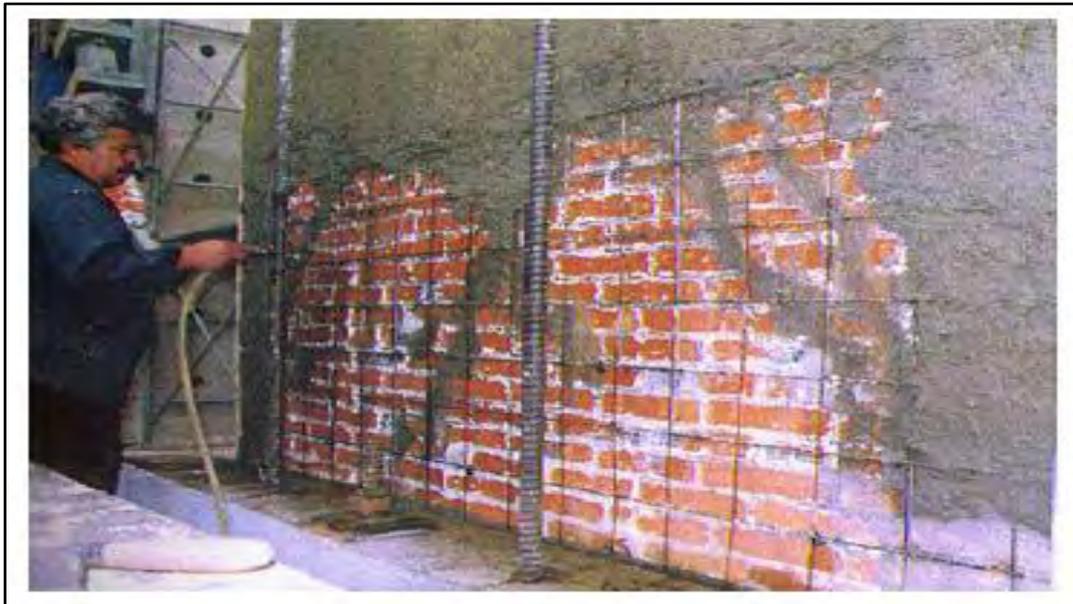


Figura 6-9. Saturación de los muros de mampostería previo a la colocación del mortero de recubrimiento

Fuente: (Ruiz, 2007)

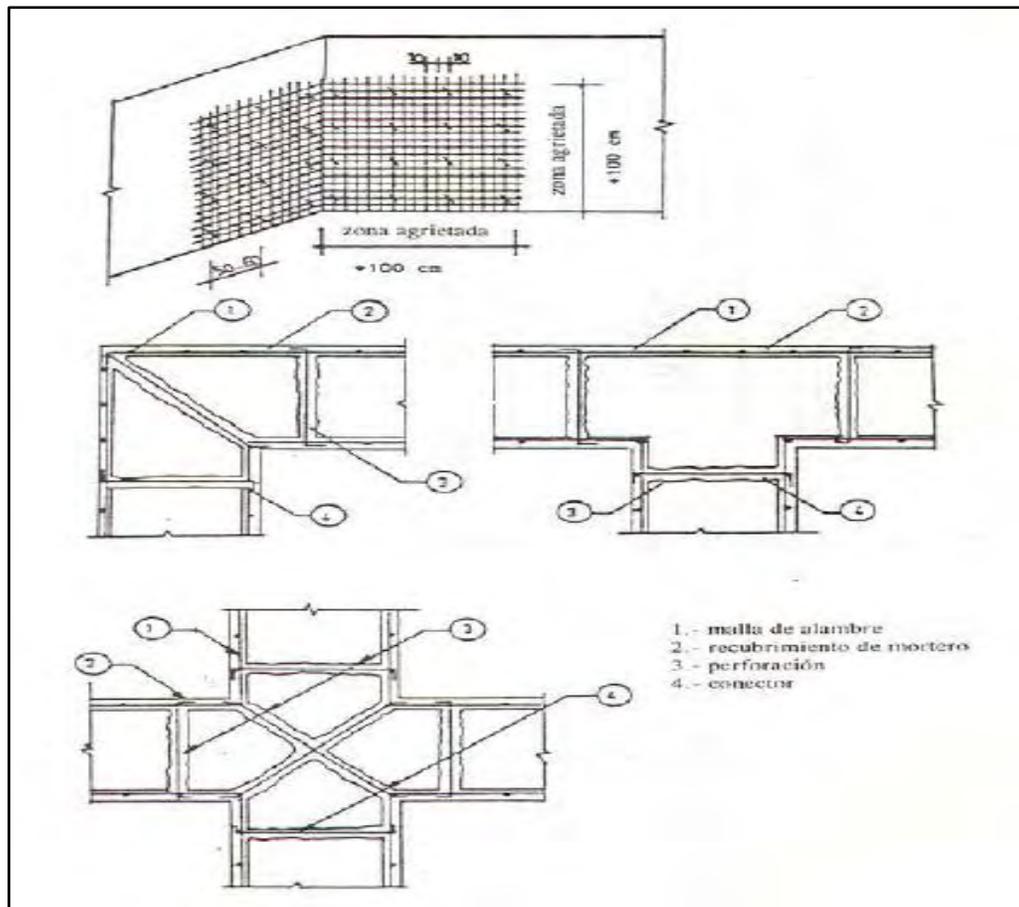


Figura 6-10. Detalle de colocación de la malla en muros ortogonales

Fuente: (Ruiz, 2007)

6.2. Aumento de la capacidad de las columnas circulares

De acuerdo con el análisis realizado, se determinó que algunas de las columnas circulares del edificio A ven superada su capacidad ante las demandas de carga gravitacional. Debido a lo anterior, es necesario implementar algún sistema de refuerzo que aumente la capacidad ante cargas gravitacionales de estos elementos.

Se propone implementar un refuerzo de las columnas circulares a base de fibras de carbono, de manera que se aumente la resistencia de estos elementos. La implementación de este sistema no vendría a aumentar la rigidez de las columnas ante fuerzas laterales, sin embargo, eso no es lo que se busca en este caso, ya que el aporte a la rigidez lateral de estos elementos es despreciable, puesto que tiene mayoritariamente una función de

transmitir las cargas gravitacionales a las fundaciones. Con esta solución solo se busca elevar la capacidad local de las columnas.

Una alternativa a esta solución sería el encamisado de acero o concreto de las columnas, sin embargo, este sistema de reforzamiento implicaría un aumento en la masa del edificio y por lo tanto aumentarían las fuerzas de sismo en los entrepisos. Como ventaja de esta alternativa, está el hecho de que se aumentaría la inercia de estos elementos y por tanto la rigidez, pero como se mencionó anteriormente, no es lo que se busca en este caso, sin embargo, no se debe descartar esta alternativa de reforzamiento.

Con la implementación del sistema de fibras de carbono, se pretende dar un mejor confinamiento a las columnas, aumentar la capacidad en carga axial, flexión y cortante, de manera que puedan cumplir su función de transmitir las cargas gravitacionales en una sección del edificio tan crítica como son los pasillos.

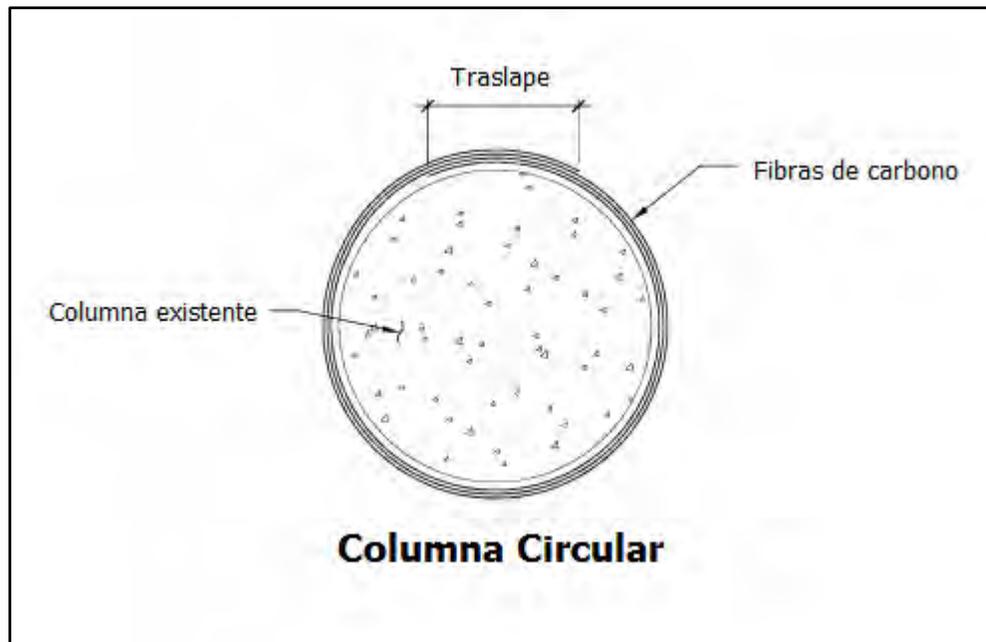


Figura 6-11. Refuerzo de las columnas mediante la implementación de fibras de carbono

Fuente: (FEMA, 2006). Modificado por: Vargas, 2017

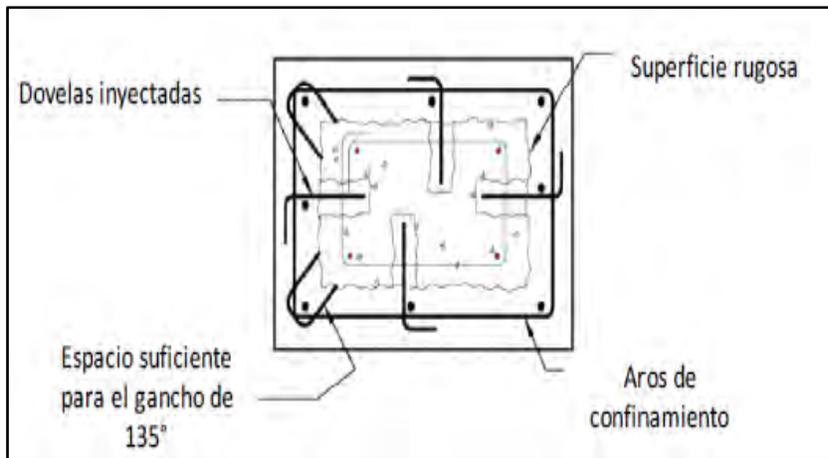


Figura 6-12. Ejemplo de encamisado de columnas con concreto reforzado

Fuente: (FEMA, 2006). Modificado por: Vargas, 2017

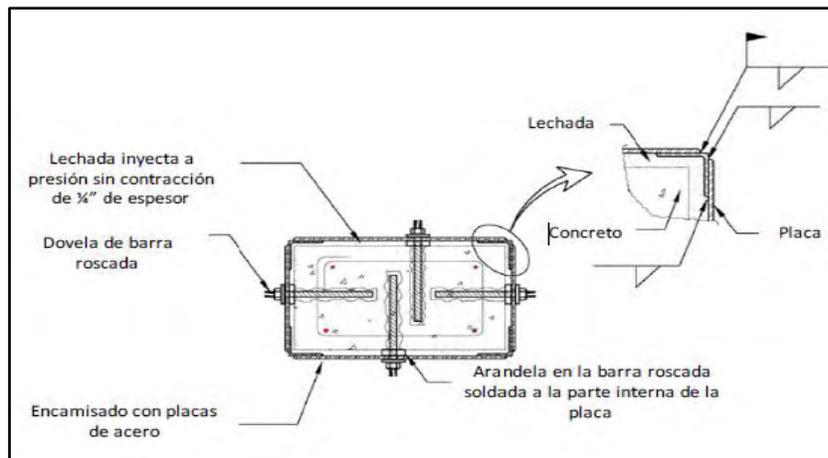


Figura 6-13. Ejemplo de encamisado de columnas mediante placas y pernos de acero

Fuente: (FEMA, 2006). Modificado por: Vargas, 2017

Capítulo 7 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en toda la información recolectada experimentalmente a lo largo de las visitas al sitio, al modelo computacional de la estructura y a los análisis llevados a cabo, se presentan en este capítulo las conclusiones y recomendaciones en torno al estado estructural del edificio objeto de esta investigación y de su vulnerabilidad sísmica.

7.1. Conclusiones

Se presentan a continuación las conclusiones del estudio de vulnerabilidad sísmica del edificio de la Facultad de Ingeniería de acuerdo a cada etapa de la investigación:

7.1.1 Conclusiones de la Búsqueda de Información existente

- No se encontró registro (Planos, especificaciones, detalles constructivos) alguno del diseño original del edificio de la facultad de Ingeniería.
- El edificio de la facultad de Ingeniería fue el primero en ser construido dentro de la sede Rodrigo Facio y tiene un alto significado histórico para la Universidad de Costa Rica.

7.1.2 Conclusiones de las visitas al sitio

- **El edificio “viejo” de la facultad de Ingeniería se encuentra dividido en tres** estructuras independientes por juntas de construcción que permiten que cada uno de ellos tenga un comportamiento estructural independiente.
- Se determinó que el edificio de la facultad de Ingeniería, por sus características y según el CSCR-10, posee un sistema sismorresistente a base de muros.
- Los sistemas de marcos en las fachadas poseen una función meramente de transferencia de cargas gravitacionales a las fundaciones y su aporte a la rigidez lateral de la estructura es poco.
- Se ha añadido al edificio peso adicional, el cual no se encontraba contemplado en el diseño original (Paredes divisorias, tercer nivel, entre otros), por lo que

se aumentan las fuerzas laterales inducidas por los sismos en la estructura y el edificio aumenta su vulnerabilidad.

- El tercer piso del edificio tiene características de un sistema muy flexible y que presenta poca oposición a las cargas laterales de sismo, por lo que es un nivel muy vulnerable y que podría sufrir daños en elementos no estructurales y poner en riesgo la vida de sus ocupantes.
- Se llevaron a cabo ensayos, tanto destructivos como no destructivos, que permitieron conocer la configuración estructural del edificio y las características de los materiales.
- A través de ventanas de inspección se determinó que los muros están formados por mampostería de ladrillo sin reforzar con dimensiones de 22 cm de largo x 10 cm de espesor x 6 cm de altura, acomodados en un sistema de aparejo inglés, confinados por columnas de concreto reforzado separadas a distancias variables.
- Los entrepisos corresponden a losas coladas de concreto reforzado con 28 cm de espesor aproximadamente.
- Se obtuvieron valores para la resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m) y la resistencia a la compresión del concreto (f'_c) en los elementos estructurales más relevantes dentro del estudio a partir de las pruebas realizadas.
- Con el uso del detector de acero se halló la distribución del acero de refuerzo de los elementos estructurales y, posteriormente, se realizaron picas en el concreto para verificar esta distribución y establecer los diámetros de las barras.
- Con base en la literatura de la época en la cual fue diseñada el edificio, se determinó el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo utilizado en los elementos de concreto.
- Se llevó a cabo un levantamiento estructural del edificio para establecer la configuración estructural del Edificio de Ingeniería para efectos de llevar a cabo un análisis que permitiera conocer su comportamiento y estado estructural.

- Se realizó un levantamiento arquitectónico de la condición actual del edificio, de manera que se pudiera tomar en cuenta el efecto de los elementos no estructurales dentro del análisis.
- A partir de las visita al sitio, se logró de manera satisfactoria llevar cabo un levantamiento de los daños en elementos estructurales y no estructurales.
- Se encontraron daños moderados y graves en los muros de la estructura A del edificio de Ingeniería. Los daños corresponden a grietas por tracción diagonal en los paños de mampostería, característicos de muros de mampostería sin reforzar con comportamientos estructurales regidos por cortante.
- No se observaron daños significativos a simple vista en los muros de la estructura B del edificio de Ingeniería.
- En los muros con aberturas para puertas y ventanas de ambas estructuras analizadas, se observaron pilares reforzados que fallaron en eventos sísmicos **anteriores por el efecto de "columna corta". Se encontraron también pilares sin reforzar.**
- Los juntas constructivas evidencian un comportamiento apropiado con excepción de la junta existente en el primer piso entre el edificio A y el edificio de laboratorios de la facultad de Ingeniería, en donde se observan daños y agrietamiento en la zona de la junta y alrededores debido a que dicha junta fue rellenada con algún concreto o mortero que no le permite funcionar de la manera esperada.
- Se observó un agrietamiento horizontal particular en la esquina Noroeste de la estructura A del Edificio de Ingeniería. Dicho agrietamiento puede deberse a un desplazamiento diferenciado entre los muros de retención y los muros de la planta principal o a un asentamiento del terreno. Se observan daños en el terrazo del contrapiso de la planta principal debido a este fenómeno.

7.1.3 Conclusiones del análisis cualitativo y cuantitativo de la estructura

- Debido a las deficiencias de estructuración del edificio (irregularidades), a la falta de confinamiento adecuado en elementos de concreto reforzado y a la

fragilidad de los paños de mampostería, la respuesta primordial del edificio ante eventos sísmicos debe darse dentro del rango elástico, ya que no cuenta con una capacidad considerable de disipar energía mediante deformaciones (es decir, tiene una ductilidad global intrínseca cercana a 1)

- Existe evidencia (daños en elementos del sistema sismorresistente) de que los elementos del sistema sismorresistente han superado su capacidad elástica en eventos sísmicos pasados. Estos daños han generado una degradación de la rigidez de estos elementos, lo que aumenta la vulnerabilidad sísmica del edificio ante la ocurrencia de sismos a futuro.
- La estructura A de la facultad de Ingeniería es regular en altura y presenta una irregularidad moderada en planta.
- La estructura B de la facultad de Ingeniería presenta una irregularidad moderada tanto en planta como en altura.
- Ambas estructuras analizadas cumplen con los límites de razón de deriva en los entrepisos establecidos por el CSCR-10.
- Para el marco perimetral, se llevó a cabo una revisión de las columnas circulares y las vigas de concreto reforzado. Algunas de las columnas ven superada su capacidad, por lo que son vulnerables. Las vigas cumplen con las demandas del análisis.
- Una gran cantidad de muros del sistema sismorresistente ven superada su capacidad en cortante ante las demandas extraídas del análisis sísmico.
- Las mochetas de concreto cumplen con las demandas de carga axial de compresión, no así para el caso de cargas axiales de tensión, donde ven superada su capacidad, especialmente las mochetas esquineras.
- Los pilares en los muros con aberturas para puertas y ventanas son elementos críticos de la estructura y el análisis realizado muestra que estos elementos pueden fallar por los esfuerzos de cortante a los cuales se ven sometidos. Si bien algunos de estos elementos se han reforzado, otros aún se encuentran en su estado original y son vulnerables.
- La junta que separa la estructura A de la estructura B del edificio de Ingeniería presenta una distancia de separación adecuada.

7.1.4 Conclusiones finales

- El edificio de la facultad de Ingeniería tiene una configuración estructural que se considera frágil. El CSCR-10 prohíbe estructuras sismorresistentes con estas características.
- Tanto la estructura A como la estructura B del edificio de la facultad de Ingeniería, según el análisis llevado a cabo, no cumplen con las demandas de un análisis elástico para la condición actual, por lo que se considera que no tendrán un comportamiento adecuado ante las sollicitaciones sísmicas y son vulnerables.
- El edificio debe ser rehabilitado mediante un reforzamiento de los elementos estructurales, de manera que se asegure un comportamiento elástico del mismo ante eventos sísmicos y se aumente la vida útil remanente de manera que pueda ser utilizado por Museo+UCR para desempeñar sus funciones de Museo de la Universidad de Costa Rica.

7.2 Recomendaciones

- Es recomendable tomar en cuenta las recomendaciones y consideraciones presentadas en este proyecto de investigación en torno a la realización de ensayos en los elementos estructurales para llevar a cabo un estudio sísmico de una estructura.
- Se recomienda llevar a cabo un reforzamiento del sistema sismorresistente y de cargas gravitacionales del edificio acorde con las recomendaciones de rehabilitación presentadas en este informe.
- En cuanto a la propuesta de reforzamiento con malla electrosoldada y recubrimiento de mortero, se deben tomar en cuenta los aspectos inherentes al proceso constructivo. En este sentido, debe haber una inspección adecuada de manera que se asegure una disposición óptima del método de rehabilitación, ya que como se mencionó en este informe, la efectividad de este método depende tanto de un diseño apropiado como de un proceso constructivo idóneo.

- El alcance y distribución del reforzamiento debe ser tal que se asegure que la respuesta del edificio ante solicitaciones sísmicas se va a dar dentro del rango elástico y no van a haber incursiones significativas dentro del rango no lineal. Se recomienda que la propuesta de reforzamiento sea validada mediante un análisis no lineal del tipo **“pushover”**, de manera que se asegura un comportamiento elástico de la estructura. Lo anterior quiere decir que el punto de fluencia sobre la curva de capacidad del edificio obtenida con dicho método no debe estar por debajo de la curva de demanda para ninguna de las dos direcciones ortogonales.
- El diseño del reforzamiento debe considerar las irregularidades halladas en la estructura y encargarse de que estas no tengan un impacto negativo en el desempeño estructural del edificio.
- Independientemente del esquema de reforzamiento seleccionado, el profesional responsable del mismo debe considerar la importancia histórica del edificio en su diseño. En este sentido, se recomienda tomar en cuenta la sección 2.10 de esta investigación en el diseño del reforzamiento.
- Por las características y funcionamiento del eventual cambio de uso del edificio (desempeñándose como museo), se recomienda que la rehabilitación del edificio minimice los desplazamientos en los entresijos producidos por las fuerzas laterales para así evitar daños en elementos no estructurales valiosos (vitriñas, colecciones, artesanías, entre otros).
- El tercer piso del edificio debe ser reestructurado de manera que se aumente su rigidez antes fuerzas laterales, de lo contrario, se recomienda que sea eliminado, puesto que por sus características flexibles tendrá un comportamiento estructural inadecuado ante la ocurrencia de sismos y su impacto en elementos no estructurales puede atentar contra la vida de sus ocupantes.
- Se recomienda llevar a cabo un estudio de suelos de la zona del proyecto, para conocer las características de los estratos de suelo del proyecto, la capacidad soportante y descartar la ocurrencia de asentamientos como el que pudo haber provocado la grieta horizontal mencionada anteriormente.
- Es necesario llevar a cabo un estudio de campo que permita dejar expuestas las fundaciones, con el objetivo de conocer cuál es la configuración de estas y su estado actual. Lo anterior tiene como finalidad determinar si se requiere alguna intervención

estructural de los cimientos de la estructura para llevar a cabo el reforzamiento seleccionado del edificio y se pueda extender su vida útil de manera que pueda funcionar como el Museo de la Universidad de Costa Rica y pueda sobrellevar las sollicitaciones sísmicas de una manera segura.

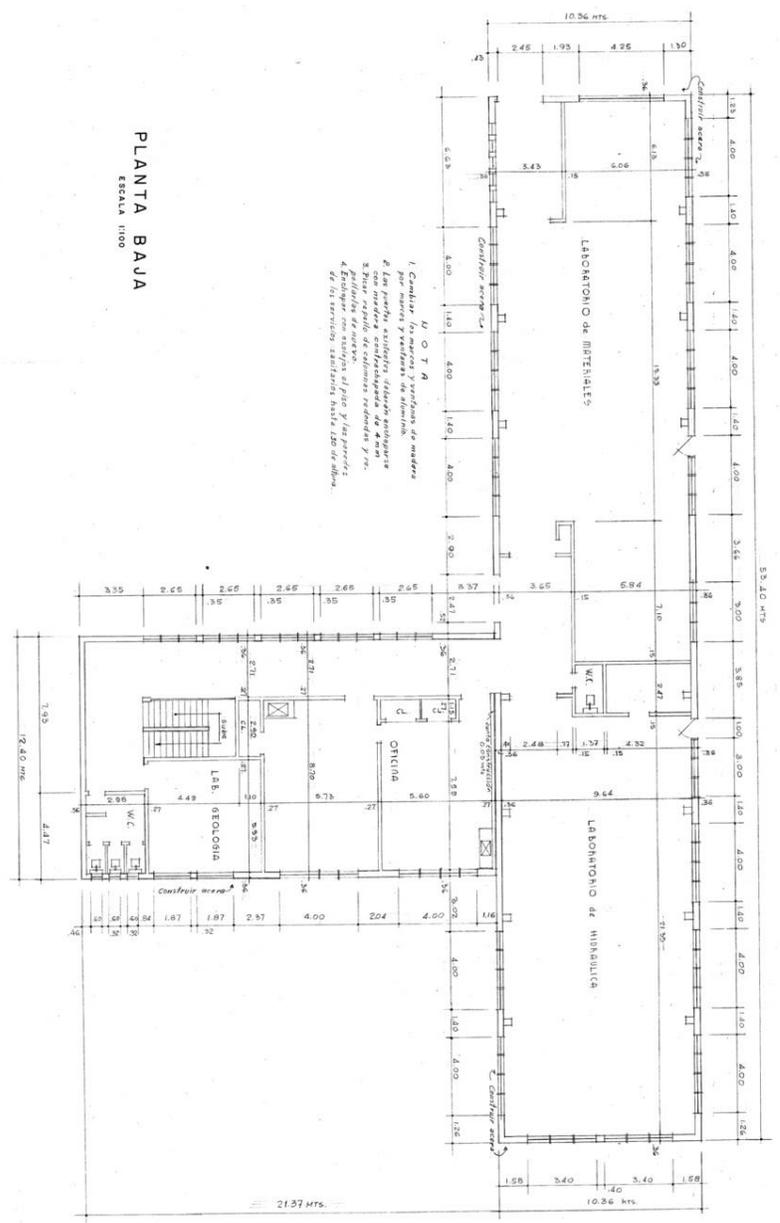
REFERENCIAS

- Applied Technology Council. (1996). *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1*. California.
- Asamblea Legislativa de la República de Costa Rica. (2006). *Ley Nº 7555, Ley de Patrimonio Histórico-Arquitectónico de Costa Rica*. San José, Costa Rica.
- ASTM International. (2008). *ASTM C 270: Standard Specification for Mortar for Unit Masonry*. Pennsylvania, Estados Unidos.
- Bravo, A. (2001). *Relación entre ductilidad local y ductilidad global asignada en edificios de concreto reforzado tipo dual diseñados según la propuesta del Código Sísmico de Costa Rica 2002. Proyecto de graduación para optar por el grado de Maestría en Ingeniería Civil*. Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil, San José, Costa Rica.
- C., A. N. (s.f.). *IC-0604 Materiales de Construcción*.
- (s.f.). *Capítulo 5. Métodos de Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica*. Obtenido de <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/14CAPITULO5.pdf?sequence=14>
- Centro Colaborador OPS/OMS para Mitigación de desastres en establecimientos de salud, Universidad de Chile. (2000). *Bases Metodológicas, Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica de edificaciones estructuradas con Pórticos de hormigón armado*. Santiago. Obtenido de http://www.hospitalseguro.cl/documentos/Bases_Metodologicas.pdf
- Cervantes, A. R. (2004). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Existentes de Concreto Reforzado*. San José.
- Chaves, C. E. (1989). *Criterios para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en Estructuras Existentes de Concreto Reforzado*. San José.
- Cocco, S. R. (2010). *DESARROLLO DE UN MÉTODO NO-LINEAL DE CAPACIDAD ESPECTRAL PARA TORRES DE TOMA DE AGUA DE PRESAS*. Buenos Aires. Obtenido de <http://www.cimec.org.ar/ojs/index.php/mc/article/viewFile/3031/2962>
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2008). *Código Sísmico de Costa Rica*. Obtenido de <http://www.codigosismico.or.cr/historia.htm>

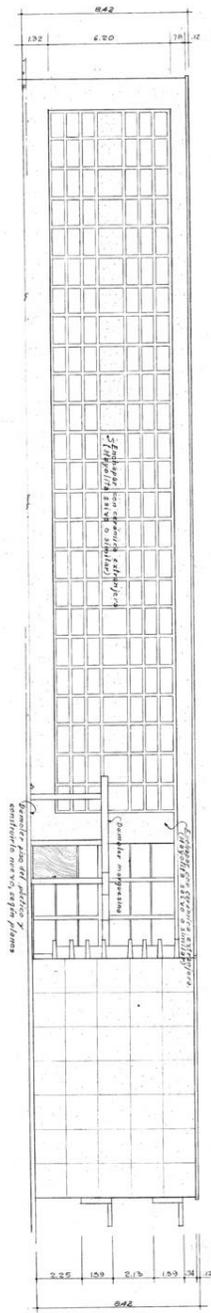
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. Editorial Tecnológico de Costa Rica.
- Flores, L., Ríos, M., & Reyes, C. (2004). *Rehabilitación con malla y mortero de muros de mampostería con aberturas*. Acapulco.
- Hool, G. A., & Johnson, N. C. (1929). *Handbook of Building Construction*. New York: McGraw-Hill Book Company.
- International Council on Monuments and Sites (ICOMOS). (Octubre de 2003). *PRINCIPIOS PARA EL ANÁLISIS, CONSERVACIÓN Y RESTAURACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DEL PATRIMONIO ARQUITECTÓNICO*. Obtenido de http://www.icomos.org/charters/structures_sp.pdf
- Masonry Standards Joint Committee. (2011). *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*.
- mojik, I. (2012). *Método push/over*. Obtenido de https://prezi.com/f1ys1_tt6rfx/metodo-pushover/
- Moreno, D. P. (s.f.). *Metodología para el estudio de la vulnerabilidad estructural de edificaciones*. Obtenido de http://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/encuentros-suelosyestructuras/documentos/vulnerabilidad/01_diego_paez.pdf
- R.Park, & T.Paulay. (1992). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Christchurch, Nueva Zelanda: Editorial Limusa.
- Ruiz, J. (2007). *Rehabilitación sísmica de edificaciones de mampostería para vivienda*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Ruiz, J., Sanchez, T., & Alcocer, S. (s.f.). *Rehabilitación de muros de mampostería confinada mediante malla de alambre y recubrimiento de mortero*. UNAM, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, Mexico, D.F.
- Superintendencia de Notariado y Registro. (2012). *ESTUDIOS DE VULNERABILIDAD SISMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL BANCO DE PROYECTOS AÑO 2012*. Obtenido de <https://www.supernotariado.gov.co/portalsnr/images/archivosupernotariado/proyectosnr2012/proyectosinversion2012/documento%20justificacion%20vulnerabilidad%202012.pdf>
- THE FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). (2006). *FEMA 547-Techniques For The Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*.
- Universidad Nacional de Colombia. (2011). *VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PATOLÓGICO DE LA INSTITUCIÓN UNIVERSITARIA, TECNOLÓGICO DE ANTIOQUIA*. Medellín. Obtenido de http://www.tdea.edu.co/images/noticias/documentos/planeacion/estudio_vulnerabilidad_sismica.pdf
- Vargas, Á. P. (2016). *Notas del curso de Estructuras de Mampostería*. San José, Costa Rica.

ANEXOS

Anexo A- Levantamiento arquitectónico y remodelación del edificio de la facultad de Ingeniería (1958)

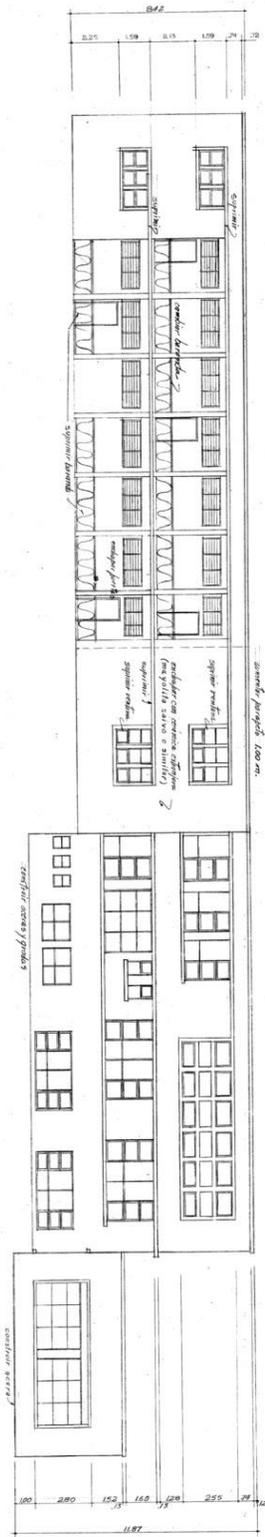


PLANTA BAJA
ESCALA 1:100

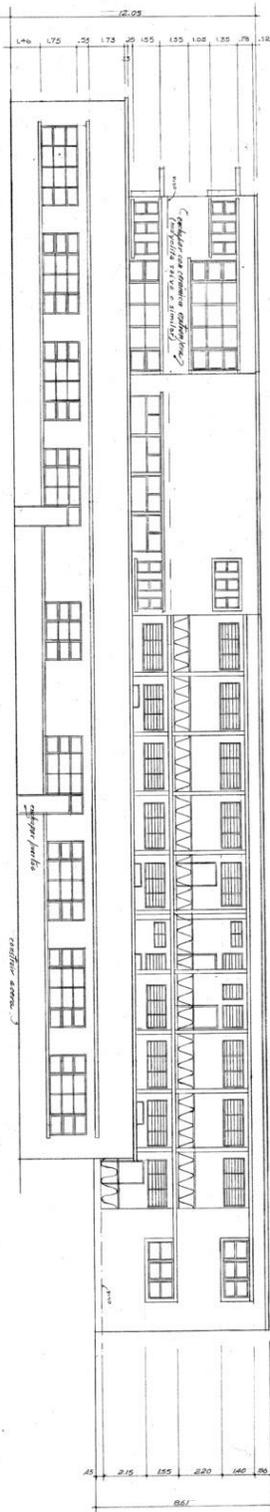


FACHADA SUR
ESCALA 1:100

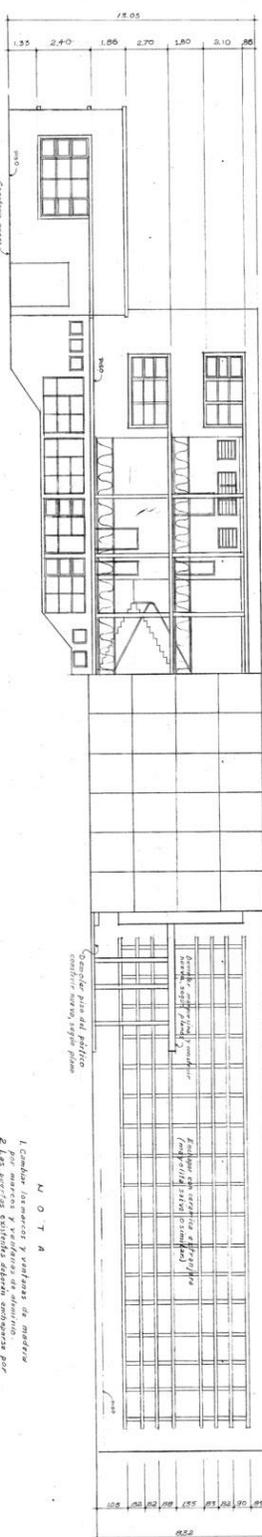
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
CIUDAD UNIVERSITARIA
DEPARTAMENTO DE PLANEAMIENTO Y CONSTRUCCIONES
EDIFICIO DE INGENIERIA
PLANTA BAJA, FACHADA SUR
PROYECTO: ABRAJE, PADILLA, RODRIGO MARIN
DISEÑO Y PLANOS: RAFAEL BARRANTES C.U.C.R. 8
ARQUITECTO: F. RUIZ V.
L. MARIOLA E. HERNANDEZ F. RUIZ V.
L. GARRIBO LL. R. SANCHEZ R. E. CHAMARRIN
JUNIO 1937



FACHADA ESTE
ESCALA 1:100



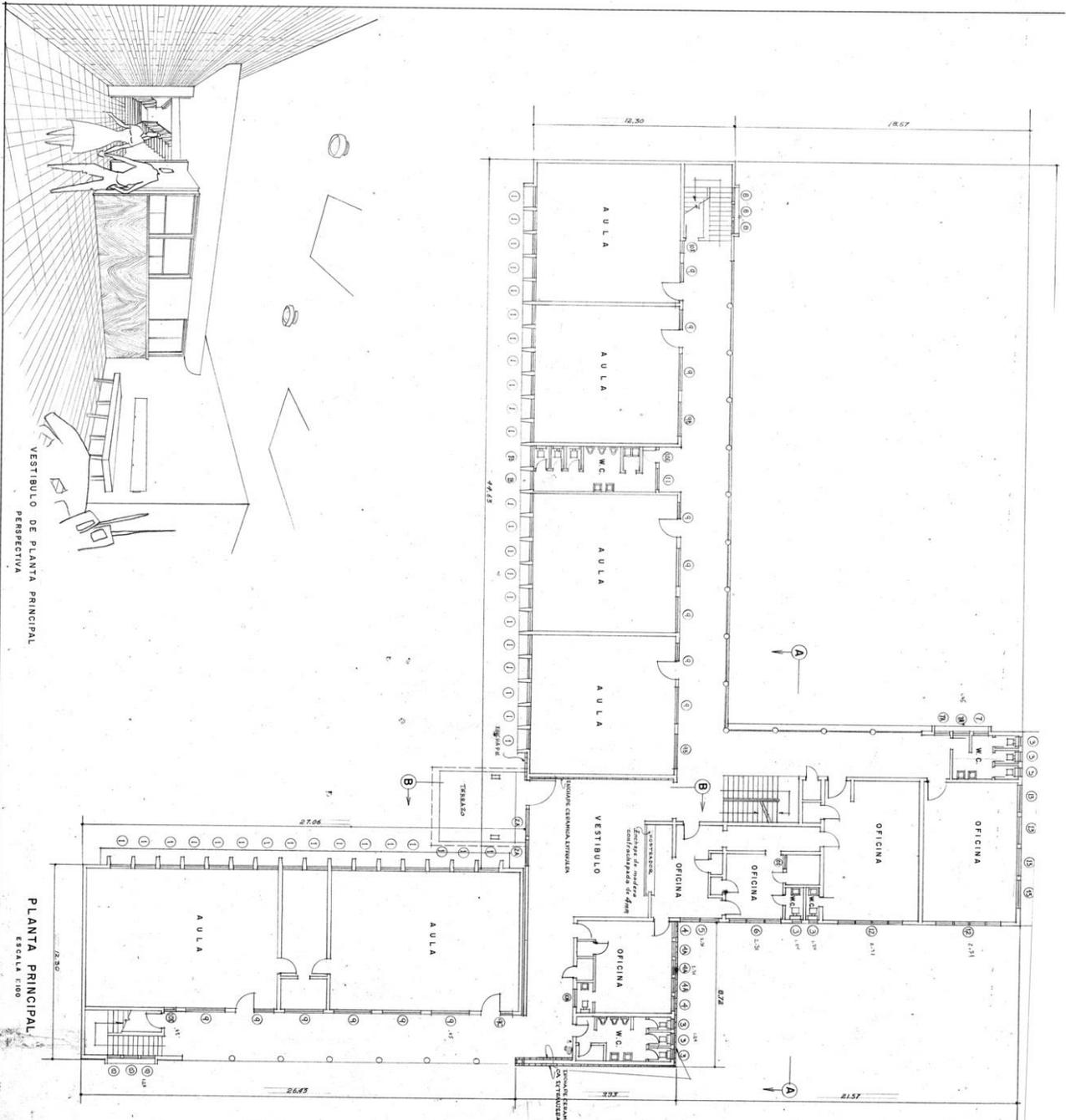
FACHADA SUR
ESCALA 1:100
NORTE



FACHADA OESTE
ESCALA 1:100

M O T A
L Cambiar las mallas y ventanas de madera por mallas y ventanas de aluminio.
2 Cambiar las mallas y ventanas de aluminio por mallas y ventanas de aluminio con mallas colchonadas por 4 mm.
3 Quitar el vidrio de las ventanas redondas y reemplazarlo por aluminio.

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA	PROYECTO: ANEXO LE PADILLA, RODRIGO MARIAS
Ciudad UNIVERSITARIA	DISEÑO Y PLANOS
DEPARTAMENTO DE PLANEAMIENTO Y CONSTRUCCIONES	ARQUITECTOS: INGENIEROS SIBAJANTES
EDIFICIO DE INGENIERIA	LEONARDO SIBAJANTES
FACHADAS	LEONARDO SIBAJANTES
	RODRIGO MARIAS
	E CHAMARRA
	2 DE ABRIL DE 1957
	C.U.C.R. 8
	HOJA 4
	JUNIO 1957



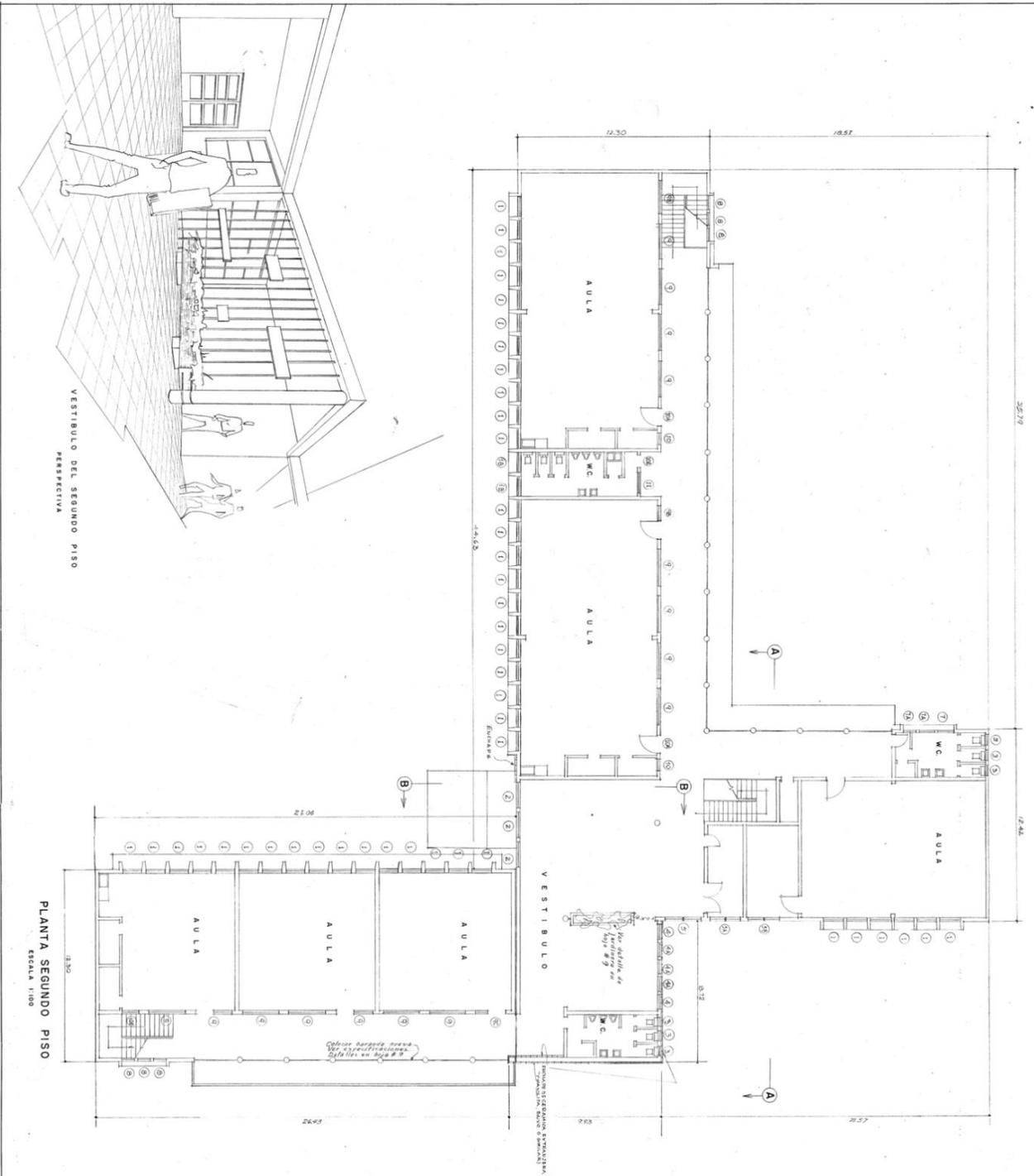
VESTIBULO DE PLANTA PRINCIPAL
PERSPECTIVA

PLANTA PRINCIPAL
ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
 CIUDAD UNIVERSITARIA
 DEPARTAMENTO DE PLANEAMIENTO Y ZONIFICACION
 EDIFICIO DE INGENIERIA

PLANTA PRINCIPAL

PROYECTO: ASESORIA TECNICA PARA EL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE PLANEAMIENTO Y ZONIFICACION EN LA CIUDAD UNIVERSITARIA DE COSTA RICA
 ARQUITECTOS: DR. JOSE MANUEL GONZALEZ GONZALEZ Y DR. JOSE MANUEL GONZALEZ GONZALEZ
 4 DE MARZO DE 1978



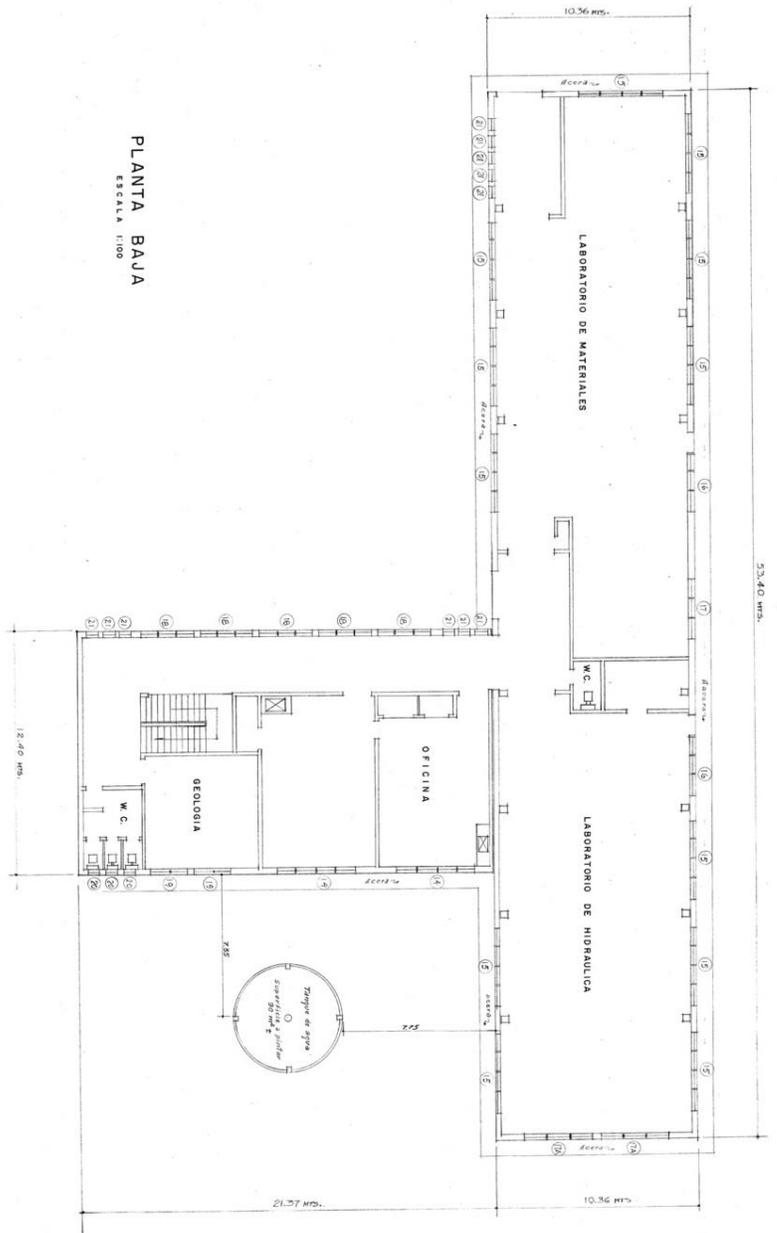
UNIVERSIDAD DE COSTARRICA
 CIUDAD UNIVERSITARIA
 DEPARTAMENTO DE PLANEAMIENTO Y CONSTRUCCIONES
 EDIFICIO DE INGENIERIA

PLANTA SEGUNDO PISO

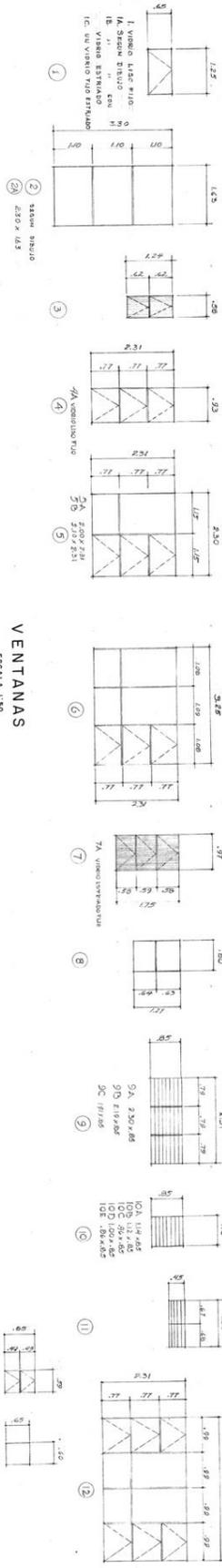
PROYECTO ANGE JE. MADULLA, R. MARIS

DISEÑO Y PLANOS: RAJAVIET
 ARQUITECTOS: RAJAVIET Y
 4 E. MADULLA, E. HERNANDEZ, F. RUIZ Y
 L. GAMBOELL. S. SANCHEZ, R. E. OLIVERA
 SAN JOSE, COSTARRICA

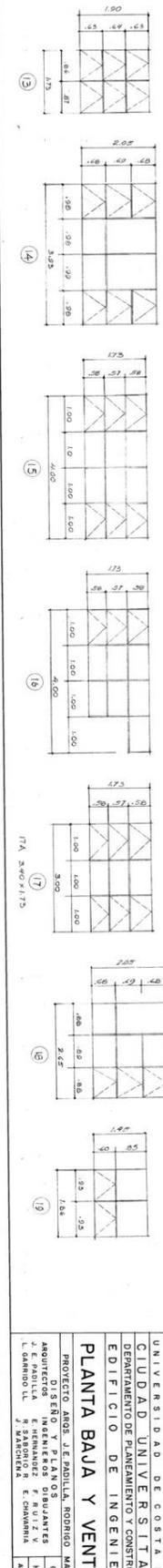
C.U.C.R. 8
 HOJA 6
 ABRIL 1958



PLANTA BAWA
ESCALA 1:100



VENTANAS
ESCALA 1:50



VENTANAS
ESCALA 1:50

NOTAS GENERALES SOBRE LAS VENTANAS DE ALUMINIO

1. ANTES DE ENCARAR EL PIEDO O MECIURA DE VENTANA, SUS DIMENSIONES DEBEN CONFIRMARSE EN LA CONSTRUCCION. LAS DIMENSIONES AQUI MOSTRADAS SE REFIEREN A LOS "BUQUES" O BROQUETES EN LA MANOSERENIA.
2. TODAS LAS VENTANAS SERAN DE ALUMINIO DE PRIMERA CALIDAD. LOS PANELES O SECCIONES MOVIBLES DEBERAN, ACCIONARSE POR MEDIO DE MANIVELAS QUE RECORRIERE LA CARRA MANIPULACION DE LAS VENTANAS Y LAS DIVISIONES QUE MARCAN LAS DIFERENTES AREAS DE LAS VENTANAS Y VENTANILES DEBERAN TENER LAS SECCIONES NECESARIAS EN CUANTO A FORMA Y RESISTENCIA. LOS VIBRIOS DEBERAN SER DE PRIMERA CALIDAD Y DE UN ESPESOR QUE SE AJUSTE AL AREA RESPECTIVA.
3. CAMBIO O SUERENCIAS POR PARTE DEL CONTRATISTA EN RELACION CON LOS PLANOS DE ESTAS VENTANAS DEBERAN HACERSE EN LOS PRIMEROS DOS MESES DESPUES DE INICIADOS LOS TRABAJOS.

MARCOS Y BANQUINAS

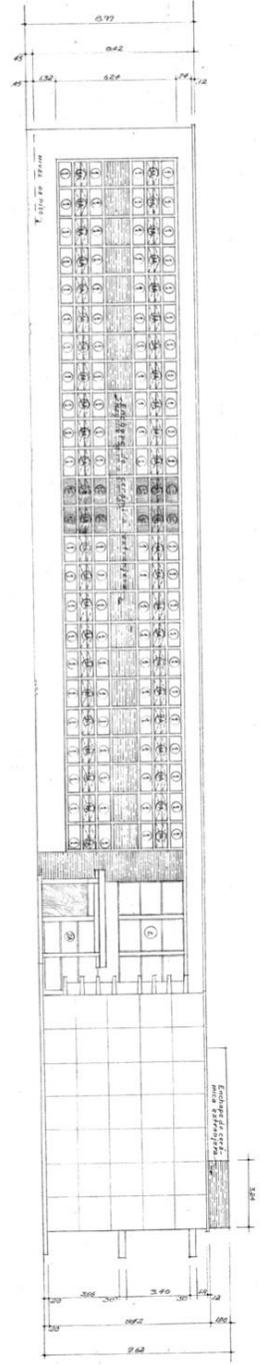
EN LAS VENTANAS SERAN DE ALUMINIO CON SU RESPECTIVA PREVENSION PARA EVITAR FILTRACION DE AGUAS DE LLUVIA.

-  CELOSIAS MOVIBLES DE VIBRIO
-  VIBRIO ESTIADO FIJO MOVIBLE
-  VIBRIO TRANSPARENTE FIJO
-  VIBRIO TRANSPARENTE MOVIBLE

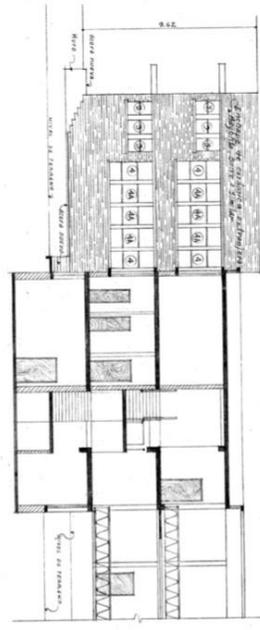
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
CIUDAD UNIVERSITARIA
DEPARTAMENTO DE PLANEAMIENTO Y CONSTRUCCIONES
EDIFICIO DE INGENIERIA

PLANTA BAWA Y VENTANAS

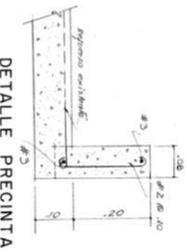
PROYECTO ASES. J. E. PADILLA, RODRIGO MARI
ARQUITECTOS ENGENIEROS Y DISEÑADORES
J. E. PADILLA F. R. V. Z. Y
L. CARRON LL. J. MARCONIA E. CHAMORRA
C. U. C. R. B.
HOJA 7
AGOSTO 1958



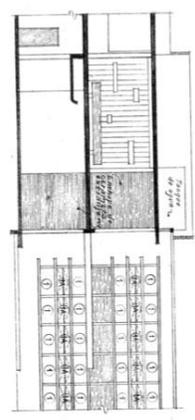
FACHADA SUR
ESCALA 1/100



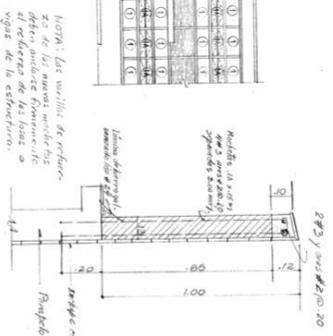
CORTE A-A
ESCALA 1/100



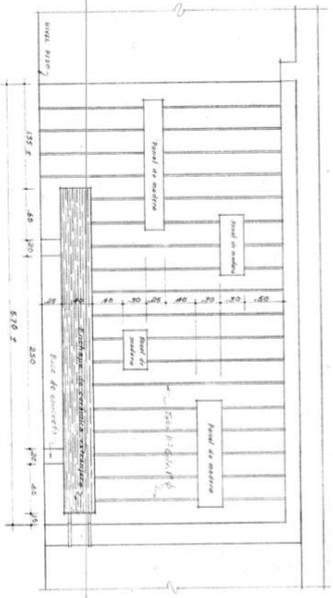
DETALLE PRECINTA DE MARQUESINA
ESCALA 1/5



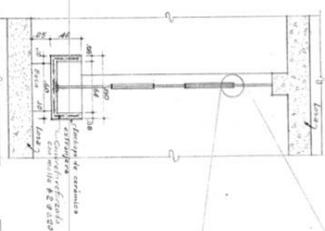
CORTE B-B
ESCALA 1/100



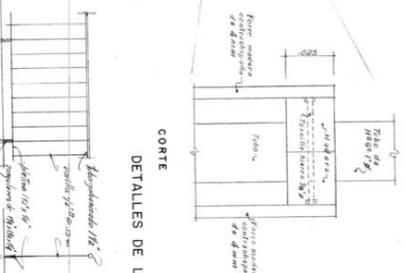
DETALLE AUMENTO PARAPETO
ESCALA 1/10



DETALLE DE REJA Y JARDINERA
(PLANTA ALTA)
ELEVACION
ESCALA 1/25



CORTE
ESCALA 1/25



CORTE
DETALLES DE LOS PANELES DE MADERA EN LA REJA
ESCALA 1/1

DETALLE DE BARANDA
ESCALA 1/20

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA
CIUDAD UNIVERSITARIA
DEPARTAMENTO DE PLANEAMIENTO Y CONSTRUCCIONES
EDIFICIO DE INGENIERIA
FACHADA SUR
CORTES Y DETALLES

PROYECTO DE	INGENIEROS	C.U.C.R.
1. E. MANILLA	2. E. MANILLA	3. E. MANILLA
4. E. MANILLA	5. E. MANILLA	6. E. MANILLA
7. E. MANILLA	8. E. MANILLA	9. E. MANILLA
10. E. MANILLA	11. E. MANILLA	12. E. MANILLA
13. E. MANILLA	14. E. MANILLA	15. E. MANILLA
16. E. MANILLA	17. E. MANILLA	18. E. MANILLA
19. E. MANILLA	20. E. MANILLA	21. E. MANILLA
22. E. MANILLA	23. E. MANILLA	24. E. MANILLA
25. E. MANILLA	26. E. MANILLA	27. E. MANILLA
28. E. MANILLA	29. E. MANILLA	30. E. MANILLA
31. E. MANILLA	32. E. MANILLA	33. E. MANILLA
34. E. MANILLA	35. E. MANILLA	36. E. MANILLA
37. E. MANILLA	38. E. MANILLA	39. E. MANILLA
40. E. MANILLA	41. E. MANILLA	42. E. MANILLA
43. E. MANILLA	44. E. MANILLA	45. E. MANILLA
46. E. MANILLA	47. E. MANILLA	48. E. MANILLA
49. E. MANILLA	50. E. MANILLA	51. E. MANILLA
52. E. MANILLA	53. E. MANILLA	54. E. MANILLA
55. E. MANILLA	56. E. MANILLA	57. E. MANILLA
58. E. MANILLA	59. E. MANILLA	60. E. MANILLA
61. E. MANILLA	62. E. MANILLA	63. E. MANILLA
64. E. MANILLA	65. E. MANILLA	66. E. MANILLA
67. E. MANILLA	68. E. MANILLA	69. E. MANILLA
70. E. MANILLA	71. E. MANILLA	72. E. MANILLA
73. E. MANILLA	74. E. MANILLA	75. E. MANILLA
76. E. MANILLA	77. E. MANILLA	78. E. MANILLA
79. E. MANILLA	80. E. MANILLA	81. E. MANILLA
82. E. MANILLA	83. E. MANILLA	84. E. MANILLA
85. E. MANILLA	86. E. MANILLA	87. E. MANILLA
88. E. MANILLA	89. E. MANILLA	90. E. MANILLA
91. E. MANILLA	92. E. MANILLA	93. E. MANILLA
94. E. MANILLA	95. E. MANILLA	96. E. MANILLA
97. E. MANILLA	98. E. MANILLA	99. E. MANILLA
100. E. MANILLA	101. E. MANILLA	102. E. MANILLA

