

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO
SÍSMICO PARA LA EVALUACIÓN DEL ALA NORTE
DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA DE
LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

PRESENTADO POR:

CARLOS ANTONIO LÓPEZ MANZANO

CARLOS ROBERTO PÉREZ ALFARO

LUIS ADÁN SOLÓRZANO NAVARRO

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO DE 2017

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSC. CRISTOBAL HERNAN RÍOS BENITEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

**APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN
ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO PARA LA
EVALUACIÓN DEL ALA NORTE DEL EDIFICIO DE LA
FACULTAD DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL
SALVADOR**

Presentado por:

CARLOS ANTONIO LÓPEZ MANZANO

CARLOS ROBERTO PÉREZ ALFARO

LUIS ADÁN SOLÓRZANO NAVARRO

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN

SAN SALVADOR, MAYO DE 2017

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN

AGRADECIMIENTOS

A **Dios todopoderoso**, por guiarnos por el camino del bien. Por iluminarnos con la sabiduría necesaria para vencer los obstáculos que se presentaron a lo largo de esta etapa. Por poner en nuestro camino personas que contribuyeron a que pudiéramos alcanzar nuestros propósitos, también por habernos brindado la fortaleza necesaria en todos los momentos. Gracias, Amén.

Al **Ing. Rodolfo Nosiglia**, por ser un excelente docente, por habernos enseñado y guiarnos durante este proyecto, por la paciencia y buen entusiasmo en todo momento y por siempre motivarnos a seguir adelante.

Al **Ing. Adry Flores y al Ing. Herber Coello**, por habernos enseñado y guiarnos a lo largo de este proyecto, por alentarnos a hacer las cosas mejores, por estar para nosotros en todo momento y por su buena disposición ante todo.

Al **PhD. Edgar Peña**, por ser un excelente docente y enseñarnos mucho, por todos los consejos brindados a lo largo de este proyecto, por estar siempre para nosotros y por encaminarnos en este difícil pero muy satisfactorio trabajo de graduación.

Al **Ing. Ranulfo Cárcamo**, por ser un excelente docente, por aconsejarnos no solo en el aspecto académico sino que también en el aspecto profesional y personal.

Al **Ing. Jorge Flores**, por ser un gran docente, por estar con la mejor disposición en todo momento y por siempre presentarnos soluciones a cualquier duda o inconveniente.

Al **Ing. Fredy Orellana**, al **Dipl.-Ing. Manuel Gutiérrez** y al **Ing. Nicolás Guevara**, por ser unos excelentes docentes y habernos ayudado en todo momento, por todos los consejos brindados y por motivarnos a no rendirnos nunca.

A todo el personal docente y personal administrativo de la Escuela de Ingeniería civil, por toda la enseñanza otorgada, por todos los consejos y ayuda brindada.

A las autoridades de la **Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador** y en especial al **Doctor Juan Cabrera** por todo el apoyo brindado durante todo el proyecto.

Al **Ministerio de Obras Públicas** que a través de la **DACGER** nos brindó apoyo técnico durante la ejecución del trabajo de graduación.

A **todos nuestros amigos y compañeros** que nos acompañaron a lo largo de esta etapa y que nos apoyaron en todo momento.

Grupo del Trabajo de Graduación

DEDICATORIA

Primeramente a **DIOS TODOPODEROSO**, por darme la sabiduría y perseverancia necesaria durante todo este tiempo para poder obtener un logro más en mi vida.

A **la Virgen de Guadalupe** que me concedió el triunfo de coronarme como ingeniero civil.

A **mi abuelita María Agustina Tulia Serrano de Manzano (Q. D. D. G.)** que siempre deseó lo mejor para mí y que soñó con ver finalizado lo que ahora estoy logrando.

A **mis padres, Berta de Jesús Manzano y Juan Antonio López** que me ayudaron en todo sentido constantemente durante todo el desarrollo de esta carrera.

A **mi abuelito Miguel Ángel Manzano**, que sin su gran apoyo no hubiese sido posible realizar esta meta que un día me propuse.

A **mis tíos** que contribuyeron para que éste sueño se hiciera realidad, en especial a **Oscar Manzano y Alba Manzano**.

Y a **toda mi familia** que me ayudó de alguna manera durante todo este tiempo de estudios.

Agradezco a la **UES** que a través de la **Unidad de Estudios Socioeconómicos** se me concedió una beca remunerada para que pudiera recibir la educación superior en esta universidad.

A **los catedráticos de la escuela de ingeniería civil** que con sus conocimientos me formaron profesionalmente.

Un especial agradecimiento para los catedráticos: **Ing. Cárcamo, Ingra. Lesly Mendoza, Ing. Fredy Orellana, Ing. Jorge Flores, Ing. Miguel Landaverde, PhD. Edgar Peña** por su apoyo incondicional en los últimos años de estudio.

A mis compañeros de tesis:

- **Luis Solórzano (el crack)** por estudiar conmigo durante casi toda la carrera y tener la paciencia de aguantar todas mis locuras.
- **Carlos Pérez (Carlos cholo)** por ser un compañero con quién estudiaba de manera continua para superar los retos que se nos presentaban.

A **Ana María Piche** que durante todo el desarrollo del trabajo de graduación nos brindó un lugar donde poder trabajar y apoyo moral para poder terminarlo.

A **todos mis amigos y amigas** que fueron compañeros de estudio por darnos el apoyo mutuo necesario para seguir adelante y no desvanecer ante las adversidades que se nos presentaba, en especial a **Josué Aguirre, Jonathán Santamaría, Oscar Javier, Roberto Cerón, Scarlett Alvarenga, Karina Pérez, Karla López, Karla Escalante, José Echeverría, Marlon Chavarría.**

Finalmente a **todas las personas** que fueron parte de todo lo realizado para consagrar este título.

Carlos Antonio López Manzano

DEDICATORIA

Le agradezco y les dedico este triunfo a las siguientes personas:

A **Dios todopoderoso**, por haberme dado la oportunidad de haber estudiado esta excelente carrera, por bendecirme con una gran familia, por toda la sabiduría concedida, por la fortaleza otorgada en todos los momentos, por estar siempre a mi lado.

A **mis padres Carlos Armando Pérez Trejo y Gema Carolina Alfaro de Pérez**, por ser unos excelentes padres, por siempre darme lo mejor, por enseñarme a saber decidir entre lo bueno y lo malo, por todos los consejos otorgados para ser una buena persona y un buen profesional. Por ser mis modelos a seguir, por siempre apoyarme en todas mis decisiones y por estar presentes para mí siempre. Gracias por todo papi y mami.

A **mi hermana Mónica Larissa Pérez Alfaro**, por ser una excelente hermana, ser mi amiga, por estar siempre para mí, por apoyarme en los buenos y malos momentos, por todos los consejos y por siempre querer lo mejor para mí. Gracias Mony.

A **mi novia Karen Vanessa García Ancheta**, por apoyarme siempre, por motivarme a seguir adelante siempre, por escucharme y aconsejarme siempre, por ser esa persona que le da balance y alegrías a mi vida, gracias por todo amor.

A **Carlos Erik Chavarría Pérez**, por siempre estar presente para mí, por todas las enseñanzas y consejos en lo académico, profesional y personal otorgados a lo largo de mi vida.

A mis amigos de toda la vida **Julio Portillo, Alejandro Argueta, Douglas Cáceres, Mario Portillo, Salvador Zelaya y Rodrigo Romero** por estar presentes siempre, por apoyarme en los buenos y malos momentos, por motivarme a nunca rendirme.

A mis amigos, colegas y compañeros de la universidad, que siempre estuvieron presentes, con los cuales superamos todos los obstáculos que se nos presentaron y que contribuyeron a cumplir todos mis propósitos.

A todos mis docentes que a lo largo de la carrera que me compartieron su conocimiento, me aconsejaron y me enseñaron muchas cosas sobre la vida, sobre el ámbito profesional y académico.

A mis compañeros de tesis y amigos Carlos Manzano y Luis Solórzano, porque con la ayuda de ustedes pudimos sobrellevar todos los inconvenientes que se nos presentaron, que este sea uno de muchos logros en nuestras vidas ingenieros, estoy orgulloso por nuestro trabajo. Gracias por todo.

Carlos Roberto Pérez Alfaro

DEDICATORIAS

Primeramente, a **Dios**, quien me ha brindado la oportunidad de estar con vida y me ha proporcionado las fuerzas y sabiduría para continuar adelante a lo largo de cada uno de los obstáculos que se han presentado, gracias por la bendición de poder ser Ingeniero Civil.

A la **Virgen de Guadalupe**, por concederme uno más de mis sueños.

A mis padres, **Adán Ulises Solórzano y Rosa Nelly Navarro**, por siempre apoyarme en mis decisiones y darme los consejos adecuados cuando los he necesitado, por brindarme su respaldo y cariño a lo largo de toda esta etapa universitaria.

A mis hermanos, **Brayan Solórzano y Jessy Solórzano** por su apoyo recibido en este nuevo logro. A mi novia, **Sandra Martínez**, por siempre apoyarme, por estar presente y darme ánimos cuando lo necesitaba, por su ayuda incondicional y por todo el amor recibido.

A mis amigos y compañeros, **Sofía Ramírez, Clarissa Mena, Verence Centeno, Jessica Suarez, Karla López, Karla Escalante, Jonathan Santamaría y a mis amigos FM33** por toda la ayuda recibida, por su apoyo a lo largo de la carrera universitaria y compartir conmigo momentos buenos y malos, gracias por siempre demostrarme su amistad.

A los ingenieros, *Ranulfo Cárcamo, Nicolás Guevara, Fredy Orellana, Susan Campos, Miguel Landaverde*, por ayudarme compartiendo sus conocimientos.

A mis amigos y compañeros de tesis, *Carlos Manzano y Carlos Pérez*, por siempre estar a lo largo de toda la etapa universitaria, por ayudarme dentro de los problemas que se presentaban en las diferentes materias cursadas, por su apoyo y por todos los esfuerzos realizados para poder culminar nuestro trabajo de graduación.

Y a todos los demás que de una u otra forma han aportado para poder alcanzar este sueño, gracias a todos.

Luis Adán Solórzano Navarro

ÍNDICE DEL CONTENIDO

CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Antecedentes.....	2
1.3 Planteamiento Del Problema.....	6
1.4 Enunciado Del Tema	7
1.5 Objetivos	7
Objetivo General:	7
Objetivos Específicos:	8
1.6 Alcances	8
1.7 Limitaciones	9
1.8 Justificación.....	10
1.9 Desarrollo Capitular	12
CAPITULO II: MARCO TEORICO PARA LA EVALUACION ESTRUCTURAL MEDIANTE DESEMPEÑO SISMICO.....	16
2.1 Introducción.....	16
2.2 Comparación de métodos de análisis sísmico.	17
2.3 Análisis Estático No Lineal.....	21
2.3.1 No linealidad en una estructura	22
2.3.2 Método Estático no Lineal.	29
2.3.3 Determinación del nivel de desempeño sísmico	35
2.4 Justificación de la utilización del análisis estático no lineal-Pushover dentro de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico.....	39
2.5 Utilización de la evaluación estructural por desempeño sísmico en El Salvador	40
2.6 Importancia de las actividades y ensayos necesarios para una evaluación estructural de edificaciones existentes	42
CAPITULO III: METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO	43
3.1 Establecimiento del objetivo de desempeño.....	43
3.2 Revisión de las condiciones existentes del edificio.....	47

3.2.1 Revisión de planos.	47
3.2.2 Inspección Visual.	48
3.3 Ensayos en los elementos de concreto reforzado.	61
3.4 Análisis sísmico de la edificación	63
3.4.1 Análisis Espectral Modal.	64
3.4.3 Análisis Estático No Lineal (Pushover)	65
3.5 Determinación de la amenaza sísmica.....	70
3.5.1 Construcción del espectro elástico de respuesta según la NTDS.	70
3.5.2 Conversión del espectro de respuesta elástico.	73
3.5.3 Reducción de la demanda sísmica.	74
3.6 Determinación del punto de desempeño.	74
3.7 Límites de respuesta estructural.....	75
3.7.1 Límites de aceptabilidad global	76
3.7.2 Límites de aceptabilidad de elementos	77
3.8 Resultados de la evaluación.....	84
3.9 Entrega de documentación al propietario.	84
3.9.1 Plano de daños.	85
3.9.2 Memoria de cálculo	85
CAPITULO IV: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SISMICO	86
4.1 Generalidades	86
4.1.1 Descripción General del Edificio	86
4.1.2 Estudios Preliminares	97
4.2 Revisión de las condiciones existentes	98
4.2.1 Revisión y verificación de planos	99
4.2.2 Inspección Visual	104
4.3 Obtención de resultados de las propiedades de materiales	117
4.3.1 Concreto	117
4.3.2 Acero	121
4.3.4 Importancia del estudio de suelos al Edificio en estudio	125
4.4 Normas a considerar	125

4.5 Establecimiento del Objetivo de Desempeño.....	126
4.6 Análisis Sísmico	129
4.6.1 Criterios de Modelación	129
4.6.2 Análisis Modal	140
4.6.2 Análisis Pushover	141
4.6.4 Determinación de la demanda sísmica	156
CAPITULO V: ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	158
5.1 Curva de Capacidad.....	158
5.2 Determinación del punto de desempeño	164
5.3 Limites de Aceptabilidad Global	167
5.4 Limites de aceptabilidad de elementos	170
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	183
6.1 Conclusiones	183
6.2 Recomendaciones	187
BIBLIOGRAFÍA	189
ANEXO 1	192
ANEXO 2	201
ANEXO 3	217
ANEXO 4	221
ANEXO 5	230

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1 Tectónica de placas en Centro América.....	4
Figura II-1: Esquema de comportamiento lineal y no lineal para edificaciones.....	21
Figura II-2: Curvas típicas de esfuerzo-deformación para cilindros de concreto con diferentes valores de resistencia a compresión. (Tomada de Bonett Díaz, 2003)	26
Figura II-3: Curvas de comportamiento carga axial-deformación para distintos tipos de confinamiento de los elementos ensayados. (Bonett Díaz, 2003).....	28
Figura II-4: Curva idealizada elasto-plástica perfecta (a), Curva de comportamiento idealizada trilineal (b), Curva de comportamiento real del acero de refuerzo (c). (Tomado de Bonett Diaz, 2003)	29
Figura II-5: Curva de capacidad estructural.....	32
Figura II-6: Curva de capacidad y los diferentes niveles de desempeño.	32
Figura II-7: Formación de rotulas plásticas.	34
Figura II-8: Mecanismo de formación de rotula plástica en vigas.....	34
Figura II-9: Curva de capacidad y Espectro de capacidad.....	37
Figura II-10: Representación de la reducción de un espectro de demanda. (Tomado de ATC-40).	38
Figura III-1: Niveles de desempeño estructural (ATC-40)	46
Figura III-2: Irregularidad geométrica en planta.....	49
Figura III-3: Configuración de entrantes y salientes en planta. Si $B > A$, $B/A \leq 2$ además, $a/A \leq 0.15$	50
Figura III-4: Irregularidades Verticales	51
Figura III-5: Efecto de columna corta.....	51
Figura III-6: Configuración de entrantes y salientes en elevación. Si $A > B$, $H/B \leq 4.0$. Además, $b/B \leq 0.15$	52
Figura III-7: Modos de vibración de una estructura.....	65
Figura III-8: Esquema general de la aplicación de metodología Pushover.....	66
Figura III-9: Patrones de Carga.....	67
Figura III-10: Curva de capacidad y espectro de capacidad.	69
Figura III-11: Representación gráfica de la generación del espectro elástico de respuesta.	72
Figura III-12: Espectro de respuesta.	72
Figura III-13: Curva “Fuerza-Deformación” para evaluación de elementos	78
Figura IV-1: Ubicación de la edificación. Vista en planta (Google Maps).....	87
Figura IV-2: Elevación fachada principal Edificio de la Facultad de Medicina.....	87

Figura IV-3: Vista de la geometría en planta de los tres edificios. (Fuente: Google Earth)	88
Figura IV-4: Junta de construcción que presenta diferencia entre los niveles de cada edificio. (Junta entre Ala Sur y Cuerpo Central).....	89
Figura IV-5: Tomografías de refracción eléctrica indicando los sectores de mayor concentración de agua.	90
Figura IV-6: Representación del edificio en estudio.....	92
Figura IV-7: Ubicación de sub sótanos en toda el área de construcción de los tres edificios.....	93
Figura IV-8: Representación de la información de tomografías eléctricas y ubicación de sub sótanos representando su contenido de agua.....	94
Figura IV-9: Elevación fachada principal Edificio del ala norte de la Facultad de Medicina (Sector Este). (Plano de la edificación, 1965).....	96
Figura IV-10: Elevación fachada posterior del Edificio del ala norte de la Facultad de Medicina (Sector Oeste) (Plano de la edificación, 1965)	96
Figura IV-11: Elevación fachada lateral del Edificio del ala norte de la Facultad de Medicina (Sector Norte) (Plano de la edificación, 1965)	97
Figura IV-12: Ubicación de la Junta de construcción que separa al edificio en consideración del edificio del cuerpo central de la Facultad de Medicina de la UES.	105
Figura IV-13: Determinación de la altura del edificio.	106
Figura IV-14: Vista en planta de la geometría presentada por el edificio del Ala Norte de la Facultad de Medicina.	107
Figura IV-15: Determinación de salientes	108
Figura IV-16: Determinación de entrantes.....	109
Figura IV-17: Planta general del edificio del ala norte de la Facultad de Medicina, esquema de representación de ejes para la ubicación de elementos estructurales.	112
Figura IV-18: Núcleos extraídos de losa de fundación del edificio de la facultad de medicina previos a ser ensayados a compresión.....	118
Figura IV-19: Tablas de resultados de ensayo con martillo de rebote. Fuente: Programa PROCEQ Hammerlink.....	119
Figura IV-20: Datos proporcionados por el escáner para una viga de la edificación.	121
Figura IV-21: Ejemplo de armado propuesto para una de las vigas de la edificación en estudio	122
Figura IV-22: Ejemplo de armado propuesto para una de las columnas de la edificación en estudio.	123
Figura IV-23: Vista en elevación del armado de la columna propuesta.	124
Figura IV-24: Ensayo SPT realizado en el costado poniente del edificio.....	125
Figura IV-25: Modelado del edificio en el programa de computadora.....	129

Figura IV-26: Representación de la ubicación de la longitud plástica (Según T Paulay & M. Prinsley. (1992).)	132
Figura IV-27: Diagrama de momento-curvatura para viga en análisis.	134
Figura IV-28: Curva de capacidad 1(Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección x).	146
Figura IV-29: Curva de capacidad 1(Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección x).	147
Figura IV-30: Curva de capacidad 1(Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección x).	147
Figura IV-31: Curva de capacidad 1(Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección Y).	148
Figura IV-32: Curva de capacidad 1(Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección Y).	148
Figura IV-33: Curva de capacidad 1(Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección Y).	149
Figura IV-34: Curva de capacidad 2(Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección X).	149
Figura IV-35: Curva de capacidad 2(Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección X).	150
Figura IV-36: Curva de capacidad 2(Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección X).	150
Figura IV-37: Curva de capacidad 2(Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección Y).	151
Figura IV-38: Curva de capacidad 2(Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección Y).	151
Figura IV-39: Curva de capacidad 2(Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección Y).	152
Figura IV-40: Curva de capacidad 3(Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección X).	152
Figura IV-41: Curva de capacidad 3(Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección X).	153
Figura IV-42: Curva de capacidad 3(Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección X).	153
Figura IV-43: Curva de capacidad 3(Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección Y).	154
Figura IV-44: Curva de capacidad 3(Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección Y).	154
Figura IV-45: Curva de capacidad 3(Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección Y).	155
Figura IV-46: Espectro elástico según la NTDS en base a la zona sísmica, tipo de suelo e importancia de la estructura.	157
Figura V-1: Representación de las curvas de capacidad (Escenario 1).	159

Figura V-2: Representación de las curvas de capacidad (Escenario 2).....	161
Figura V-3: Representación de las curvas de capacidad (Escenario 3).....	162
Figura V-4: Representación del procedimiento “B” del método de espectro de capacidad- demanda para la obtención del punto de desempeño.	165
Figura V-5: Punto de desempeño calculado según el procedimiento B del método de espectro de capacidad-demanda (Escenario 1)	165
Figura V-6: Punto de desempeño calculado según el procedimiento B del método de espectro de capacidad-demanda. (Escenario 2)	166
Figura V-7: Punto de desempeño calculado según el procedimiento B del método de espectro de capacidad-demanda. (Escenario 3)	166
Figura V-8: Límites de desplazamiento. (Escenario 1).....	168
Figura V-9: Límites de desplazamiento. (Escenario 2).....	168
Figura V-10: Límites de desplazamiento. (Escenario 3).....	169
Figura V-11: Representación del mecanismo de falla en elementos.	171
(Diagrama Momento-Curvatura para el análisis de rotulas)	171
Figura V-12: Mecanismo de falla en el límite de fluencia. (Escenario 1)	172
Figura V-13: Mecanismo de falla en el límite de fluencia. (Escenario 2)	172
Figura V-14: Mecanismo de falla en el límite de fluencia. (Escenario 3)	173
Figura V-15: Mecanismo de falla para Inmediatamente Ocupacional. (Escenario 1)	174
Figura V-16: Mecanismo de falla para Inmediatamente Ocupacional. (Escenario 2)	174
Figura V-17: Mecanismo de falla para Inmediatamente Ocupacional. (Escenario 3)	175
Figura V-18: Mecanismo de falla en el punto de desempeño. (Escenario 1).....	176
Figura V-19: Mecanismo de falla en el punto de desempeño. (Escenario 2).....	176
Figura V-20: Mecanismo de falla en el punto de desempeño. (Escenario 3).....	177
Figura V-21: Comportamiento presentado por una rotula plástica en el punto de desempeño. (Correspondiente a columna en rango de LS).....	178
Figura V-22: Límites establecidos según tabla 6-8 del FEMA-356 para una rótula plástica de columna.....	179
Figura V-23: Comportamiento presentado por una rotula plástica en el punto de desempeño. (Correspondiente a una viga de planta baja)	179
Figura V-24: Límites establecidos según tabla 6-7 del FEMA-356 para una rótula plástica de viga.....	180
Figura V-25: Mecanismo de falla en el punto de desplazamiento último.....	180
Figura V-26: Mecanismo de falla en el punto de desplazamiento último.....	181
Figura V-27: Mecanismo de falla en el punto de desplazamiento último.....	181

Figura VI-1: Punto de desempeño y límites de aceptabilidad global (escenario 1).....	185
Figura VI-2: Punto de desempeño y límites de aceptabilidad global (escenario 2).....	186
Figura VI-3: Punto de desempeño y límites de aceptabilidad global (escenario 3).....	186

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I.1 Mayores terremotos ocurridos en El Salvador 1900-2015	4
Tabla II.1 Resumen comparativo de los métodos de análisis sísmico.	20
Tabla III-1: Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40).....	46
Tabla III-2: Irregularidades Estructurales en Elevación. (Tomado de Tabla 5, NTDS)	53
Tabla III-3: Irregularidades Estructurales en Planta. (Tomado de Tabla 6, NTDS)	54
Tabla III-4 Elementos estructurales a evaluar dependiendo del sistema estructural.....	55
Tabla III-5: Tipos de grietas a evaluar en inspección visual.....	56
Tabla III-6: Daños estructurales comunes, (planteado por Lissette Campos, Manuel Gutiérrez y Miguel Martínez, 1996.)	57
Tabla III-7: Evaluación y clasificación de daños (Lissette Campos, Manuel Gutiérrez y Miguel Martínez, 1996).....	59
Tabla III-8: Parámetros de reducción de inercia por agrietamiento en elementos estructurales..	60
Tabla III-9: Tipos de ensayos a realizar	61
Tabla III-10: Límites de deformación.	76
Tabla III-11: Límites de derivas según la NTDS (Tabla 8 de la NTDS)	77
Tabla III-12: Criterios de aceptabilidad para vigas (Tabla 6-7 en FEMA-356).....	79
Tabla III-13 Criterios de aceptabilidad para columnas (Tabla 6-8 en FEMA-356).....	80
Tabla III-14: Descripción de los daños representativos para elementos y componentes no dúctiles en edificios de concreto reforzado y sistemas estructurales de marcos y paredes.....	81
Tabla IV-1: Características de cada nivel del edificio del ala norte de la Facultad de Medicina. 95	
Tabla IV-2: Comparación de las dimensiones en planos de los elementos estructurales y las dimensiones medidas en campo para el ala norte. (Valores en cm.).....	102
Tabla IV-3: Descripción de daños en elementos.....	113
Tabla IV-4: Clasificación y cuantificación de daños estructurales en vigas y columnas.....	115
Tabla IV-5: Resultados de ensayo a compresión de núcleos de concreto.....	117
Tabla IV-6: Valores de resistencia de concreto en base a pruebas.	120
Tabla IV-7: Binomio de desempeño a utilizar en la evaluación.	127
Tabla IV-8: Binomio de desempeño para estructuras normales.	128
Tabla IV-9: Valores correspondientes al diagrama de momento curvatura para la viga en consideración.	133
Tabla IV-10: Períodos de vibración para los primeros quince modos.	141
Tabla IV-11: Peso de cada nivel del edificio.	142

Tabla IV-12: Patrón de cargas uniformemente distribuido.....	143
Tabla IV-13: Patrón de cargas según NTDS.....	144
Tabla IV-14: Patrón de cargas considerando el modo dominante de vibración.....	145
Tabla IV-15: Valores máximos de cortante y desplazamiento para los tres escenarios analizados según cada patrón de carga impuesto en cada uno.....	155
Tabla V-1: Determinación de los desplazamientos máximos para cada nivel de desempeño. ..	167

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

El análisis y diseño estructural sismo resistente de una estructura constituye una parte fundamental en la concepción de un proyecto cuando este se encuentra ubicado en zonas de alta sismicidad. En este contexto, los países ubicados en zonas de gran actividad sísmica deben contar con la institucionalidad idónea e instrumentalización más avanzada tecnológica y técnicamente para evaluar los efectos que los frecuentes movimientos telúricos causan a las edificaciones.

En El Salvador como en muchos países del mundo no existen metodologías que permitan la evaluación de edificaciones después de haber sido afectados por eventos sísmicos; por lo que el uso de documentos internacionales recomendados para dichas evaluaciones es necesario, de tal manera que mediante esta documentación puedan establecerse los pasos a seguir dentro de las diversas formas de evaluación post sismo y de esta manera poder determinar el grado de afectación que tendrá una estructura al ser sometida a un determinado nivel de sismo. Para nuestro país, solamente existen metodologías de diseño estructural contempladas en la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) dentro de la cual se establecen diseños utilizando análisis lineal estático y el análisis lineal dinámico; pero no contempla una metodología normalizada para la aplicación de un análisis de evaluación estructural basado en el desempeño sísmico de la estructura, a pesar de existir una considerable cantidad de edificaciones dañadas por los sismos ocurridos en los últimos 30 años, a los cuales se les debería de realizar una evaluación estructural. Ante ello, en el presente estudio se retomará la metodología aplicada por Chicas, Díaz y Ventura (2015), en la cual se toman en cuenta parámetros del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40), con el objeto de desarrollar una evaluación estructural por desempeño sísmico al ala norte del edificio de la

Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador (UES), ubicado en la ciudad de San Salvador.

Para poder llevar a cabo la investigación se necesitará de ciertos insumos indispensables para la aplicación de la metodología, como la información técnica de los materiales utilizados para la construcción del edificio, una recopilación de los planos de la edificación, así como otros datos que sean de relevancia en la evaluación. También es necesaria una inspección visual del estado actual de los elementos estructurales, para determinar la presencia de fallas considerables o desprendimientos del concreto que pudieran afectar el acero estructural presente en los diversos elementos de la estructura, es decir, realizar un levantamiento de daños presentes en los elementos estructurales de la edificación.

De esta manera, siguiendo los pasos estipulados en la metodología, se obtendrá a través de la modelación de la estructura en un software de análisis estructural, datos que permitan establecer la curva de capacidad de carga y evaluar así el punto de desempeño para la condición actual de la estructura en base a un nivel determinado de movimiento de terreno, dependiendo de estos resultados podrán establecerse medidas de acción, si fuesen necesarias, para garantizar la seguridad de las personas ocupantes de la edificación, y que está continúe cumpliendo con el fin para el cual fue diseñada y que sea capaz de soportar eventos sísmicos futuros.

1.2 Antecedentes

Los movimientos generados por cada evento sísmico producen fuerzas inerciales en la estructura, aun en los elementos que no son parte del sistema sismo resistente. Las fuerzas que se presentan en cada evento dan como resultado esfuerzos internos dentro de los elementos constituyentes, los que deberán disipar la energía mediante la transmisión de dichas fuerzas al suelo, lo cual se logra a través de la cimentación del edificio.

El Salvador se ubica en la zona conocida como “el cinturón de fuego del pacífico”, considerándose un país de alta sismicidad y que se caracteriza por experimentar una intensa y permanente actividad sísmica y volcánica. El lecho del océano pacífico se encuentra ubicado sobre placas tectónicas, las cuales se encuentran en permanente fricción entre sí, generando una acumulación de tensiones. Cuando la tensión acumulada es liberada, se producen los movimientos telúricos que afectan en distintas magnitudes e intensidades a las regiones ubicadas sobre la zona alrededor del cinturón del pacífico.

Específicamente El Salvador, se encuentra sobre una zona de subducción en donde dos placas tectónicas tienen interacción entre sí: la Placa de Cocos, que se encuentra por debajo de la Placa del Caribe (ver Figura 1.1), por lo que el hundimiento de la primera produce una acumulación de energía que, al liberarse, da lugar a los movimientos telúricos que han afectado a nuestro país, incluyendo en los últimos 60 años varios terremotos de gran magnitud e intensidad, como se describe más adelante. La subducción de la Placa de Cocos también genera la fusión del manto terrestre, dando lugar al ascenso del magma y con ello, posibilitando la constitución de la cadena volcánica de la zona, lo que también favorece a una mayor sismicidad en la región, siendo necesaria la evaluación estructural de los edificios existentes debido a estas condiciones de la región.



Figura I.1 Tectónica de placas en Centro América¹

En el siglo XX y XXI, según Huezco (2004), en El Salvador han ocurrido 9 sismos de gran magnitud, que generaron la pérdida de muchas vidas humanas y graves daños a la infraestructura pública y privada:

Tabla I.1 Mayores terremotos ocurridos en El Salvador 1900-2015 ¹

LUGAR	FECHA	MAGNITUD (ESCALA DE RICHTER)	PERDIDA DE VIDAS HUMANAS
San Salvador	Junio de 1917	6.7	1050
Zona Central	Abril de 1919	5.9	100
San Vicente	Diciembre de 1936	6.1	100-200
Jucuapa-Chinameca	Mayo de 1951	6.2	400
San Salvador	Mayo de 1965	6.0	125
Territorio Nacional	Junio de 1982	7.0	8
San Salvador	Octubre de 1986	5.4	1500
Territorio Nacional	Enero de 2001	7.6	944
Zona Paracentral	Febrero de 2001	6.6	315

¹ Fuente: Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET)

Es importante destacar los terremotos ocurridos en 1986 y 2001, pues son los últimos grandes eventos sísmicos que El Salvador ha experimentado y de los cuales se cuenta con información detallada de los daños causados. En el terremoto del 10 de octubre de 1986 resultaron dañados y colapsados algunos edificios públicos y privados, entre ellos, el Edificio Rubén Darío, que colapsó totalmente; el edificio Gran Hotel San Salvador, que también colapsó totalmente y el edificio Dueñas, en donde las columnas del primer nivel sufrieron colapso total, entre otros.

En el terremoto del 13 de enero de 2001, según el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) (2014) 1,155 edificios públicos resultaron dañados, 108,261 viviendas destruidas, 19 hospitales dañados, 405 iglesias dañadas, entre otros daños ocasionados. En la misma lógica, para el terremoto del 13 de febrero de 2001, 82 edificios públicos resultaron dañados, 41,302 viviendas destruidas, 5 hospitales dañados, 73 iglesias dañadas, entre otros.

En la ciudad universitaria de la Universidad de El Salvador sede San Salvador, también se presentaron daños en edificaciones como el edificio de Economía, que sufrió daños en las columnas del primer nivel, las que se encontraron totalmente dañadas, también presentaba vigas y nudos fallados. El edificio de clínicas o edificio N° 2 de la Facultad de Odontología, también sufrió serios daños; la destrucción completa de la cubierta de asbesto cemento, presentando, además, daños graves en algunas de las columnas interiores (Granados y Lemus, 2003).

Un caso específico lo representa el edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador el cual es la edificación en estudio. La estructura está conformada por tres cuerpos principales y su construcción se empezó aproximadamente en el año 1965, y según información brindada por docentes y autoridades de la Universidad, el edificio al inicio de su construcción experimentó el sismo de mayo de 1965 por lo que generó una sensación de incertidumbre en los constructores y diseñadores; los cuales decidieron reforzar el edificio al mismo tiempo que este

era construido. Está información del reforzamiento de la edificación por distintos motivos no se encuentra disponible dentro de los registros de la entidad correspondiente, al parecer fue extraviada en alguno de los eventos vividos dentro de la institución y por lo tanto, no se tienen planos que especifiquen dichas modificaciones.

La edificación ha sufrido diversos eventos sísmicos, tales como; el sismo de 1965 durante su construcción, así como los movimientos provocados por los sismos del año 1982, octubre de 1986 y de enero del 2001, así como eventos de menor magnitud que pudieron o no haber ocasionado daños estructurales a la edificación, pero que no se tiene registro sobre dicha información.

1.3 Planteamiento Del Problema

El Salvador posee una alta sismicidad presentada por estar ubicado en una de las zonas de subducción más activas del mundo. Esta situación genera como resultado una alta vulnerabilidad a los eventos sísmicos tanto de baja como de gran magnitud, lo cual pone a prueba el funcionamiento de las estructuras y el diseño aprobado en el momento de la construcción de la edificación. Es especialmente preocupante el estado de los edificios antiguos, sobre los cuales, en muchos casos, se desconocen los diseños estructurales utilizados, así como sus procesos constructivos. Para el tiempo de la construcción del edificio de la facultad de medicina se desconoce el tipo de análisis y condiciones de diseño utilizadas, pero desde principios del siglo XX los diseños se realizaban por el método de “esfuerzos permisibles”, sin embargo, desde la publicación de la edición 1963 del código ACI 318, hubo una rápida transición a otro método, el método de “diseño por resistencia última”, debido a que se consideró como un método más racional y realista en su aplicación a la seguridad de las estructuras ².

² Alvarado, Pineda y Ventura (2004)

En tal contexto, en El Salvador, el Ministerio de Gobernación y Desarrollo Territorial, por medio de la Dirección de Protección Civil, ha mostrado su preocupación por conocer el estado actual de la estructura del edificio de la facultad de medicina , a raíz de ello, se ha buscado la evaluación en base a su capacidad de respuesta ante solicitaciones sísmicas, para que de esta forma se pueda determinar si la estructura en particular cumple con los parámetros de funcionalidad y seguridad estructural y no presente riesgo para sus ocupantes.

La ciudad universitaria de la Universidad de El Salvador sede San Salvador, donde una considerable cantidad de edificaciones sufrieron daños de distinta magnitud derivados de los eventos sísmicos ocurridos en los últimos 60 años, entre ellos, el edificio de la Facultad de Medicina del cual no se cuenta con registros relacionados a reforzamientos en los últimos años; la presente investigación se enfocará en evaluar el estado estructural actual de la edificación con el objeto de determinar la capacidad estructural del edificio.

1.4 Enunciado Del Tema

Aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para la evaluación del ala norte del edificio de la facultad de medicina de la Universidad de El Salvador.

1.5 Objetivos

Objetivo General:

- Evaluar mediante el desempeño sísmico el estado actual del ala norte del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador (UES), con el objeto de proponer medidas a adoptar para garantizar la seguridad estructural del edificio y la minimización de riesgos ante la ocurrencia de futuros eventos sísmicos.

Objetivos Específicos:

- Evaluar el estado actual de la edificación para determinar si la edificación presenta daños estructurales y encontrar las causas fundamentales que originaron dichos daños.
- Establecer el nivel de desempeño estructural que podría alcanzar la estructura en análisis, para las condiciones existentes.
- Determinar la curva de capacidad de carga de la estructura, mediante el método estático no lineal.
- Proponer en forma general recomendaciones a seguir para garantizar la seguridad estructural de la edificación y para la minimización de riesgos ante futuros eventos sísmicos.

1.6 Alcances

El estudio que se pretende realizar mediante este trabajo de investigación consiste en retomar los procedimientos planteados por Chicas, Ríos y Ventura (2015) para la evaluación por desempeño sísmico, en la cual se toman en consideración las metodologías establecidas por reglamentos de carácter internacional (FEMA 356, ATC-40) que contemplan el análisis de estructuras mediante la aplicación del método estático no lineal, sin embargo, acoplado estos procedimientos a la

demanda sísmica contemplada por las normas vigentes en el país. Se seguirá una serie de pasos establecidos en la metodología mencionada que conducirán a resultados que indiquen el estado actual del edificio.

Dicho estudio incluirá la revisión estructural mediante una inspección visual y la disposición del refuerzo en los elementos con el objeto de plantear un modelo acertado de las condiciones que presenta el edificio, y mediante la utilización del software de análisis estructural poder obtener la curva de capacidad del edificio, la cual será la que determine el nivel de carga lateral que este podrá soportar para una futura sollicitación de carácter sísmico. Mediante los datos obtenidos de dicha curva, podrá evaluarse si el nivel de desempeño establecido al inicio del estudio se cumple o si no se cumple se propondrán medidas para garantizar el bienestar de las personas y la seguridad estructural de la edificación.

1.7 Limitaciones

- La metodología de la cual está basado este trabajo es aplicada únicamente para marcos de concreto reforzado.
- No se considera en esta investigación el efecto de la interacción suelo-estructura como un tema amplio en particular, solamente se establecerá la capacidad portante del suelo, ya que es de importancia debido a que se tiene la presencia de humedad considerable como para poder influir en las condiciones de modelado.
- Dadas la naturaleza de la investigación, ésta se enfocará únicamente en determinar la capacidad estructural de la edificación mediante un análisis estático no lineal. No se

considerará el problema de filtraciones que la cimentación de la edificación posee. Dicho problema debería ser analizado en futuros trabajos.

- La interpretación de los resultados será aplicada únicamente al ala norte del edificio de medicina de la Universidad de El Salvador. Las otras dos partes del edificio deberán ser evaluadas posteriormente.
- En El Salvador ninguna norma muestra los lineamientos para realizar un análisis estático no lineal (Pushover) por lo que la investigación se realizará mediante el uso de documentación y estándares vigentes en el ámbito internacional.

1.8 Justificación

El Salvador está ubicado en una zona de alto riesgo sísmico, lo que ha llevado a constituir una larga historia de eventos sísmicos de diferente magnitud e intensidad, que han causado la pérdida de muchas vidas humanas y graves daños a la infraestructura pública y privada, que luego se convirtieron en frenos del crecimiento económico y obstáculos para alcanzar mayores estados de desarrollo. Como ya se ha mencionado, en el país las evaluaciones del estado de las edificaciones luego de un movimiento telúrico de considerable magnitud se llevan a cabo a través de metodologías basadas en diferentes técnicas empíricas, las que no siempre brindan una evaluación objetiva y científica de los daños sufridos por la edificación. Ante ello, es de suma importancia contar con una metodología que considere la evaluación estructural luego de ocurrido un movimiento telúrico, con el fin de determinar con un mayor nivel de precisión el nivel de daño generado en las partes estructurales de las edificaciones y a la vez conocer parámetros de funcionalidad y comportamiento que puedan presentar las estructuras ante nuevas amenazas

sísmicas y con esto garantizar la seguridad tanto de las personas que usan las edificaciones como la seguridad estructural de la edificación.

Muchos de los edificios diseñados y construidos a partir de la segunda mitad del siglo pasado aún se encuentran en funcionamiento, ya sea que se haya efectuado algún tipo de reparación o reforzamiento. Además, con el tiempo se han visto afectados dichos edificios por un gran número de movimientos sísmicos y por acciones accidentales que de una u otra forma no fueron consideradas en las condiciones iniciales de diseño, lo que genera un nuevo patrón de cargas, resultando en nuevas fuerzas internas en los elementos estructurales.

En el caso del ala norte del edificio de la Facultad de Medicina, es una edificación construida hace aproximadamente 50 años y ha soportado incontables eventos sísmicos entre ellos el sismo de 1986 y del 2001 los cuales generaron una gran destrucción tras su paso. La estructura en estudio pudo o no haber sido dañada y a su vez reparada o reforzada en el transcurso de su vida útil, pero no se cuenta con ningún registro acerca de que el edificio haya sido intervenido.

Esta ausencia de información sobre lo mencionado genera cierta preocupación a las autoridades de la Facultad de Medicina sobre el estado actual del edificio, por lo que en el Programa de gestión de riesgos de la Facultad de Medicina se menciona en el apartado “Plan de emergencia ante sismos y terremotos” que se debe realizar y garantizar la seguridad estructural de la edificación después de haber ocurrido un evento sísmico de magnitud 7.0 o mayor en la escala de Richter.

Como se mencionó el edificio ha sufrido incontables eventos sísmicos desde el momento de su construcción a la actualidad por lo que es necesario un análisis estructural que permita conocer el estado de la edificación y su posible comportamiento ante eventos sísmicos futuros. La implementación del análisis estático no lineal permite la consecución de un modelo más exacto ya

que considera las deformaciones en los elementos estructurales aun cuando estos han sobrepasado su rango elástico. El producto de este análisis será una serie de resultados los cuales serán utilizados para la implementación de medidas que garanticen la seguridad de la edificación.

1.9 Desarrollo Capitular

En esta sección se hace una breve descripción del contenido de cada uno de los seis capítulos en los que se desglosa este trabajo de investigación.

1.9.1 CAPÍTULO I: GENERALIDADES.

Se llevará a cabo una investigación para la aplicación del método por desempeño sísmico al ala norte del edificio de la Facultad de Medicina de la UES a través de la modelación de la estructura en un software de análisis estructural; y con los datos obtenidos, dependiendo de los resultados, categorizar la edificación.

En el desarrollo de este capítulo se presentaron los antecedentes, evolución y trascendencia de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico realizada al edificio de la facultad de medicina de la UES, los objetivos que se pretenden cumplir para solventar el problema, alcances que se esperan al finalizar el trabajo de investigación, asimismo, las limitaciones para desarrollar dicha investigación.

1.9.2 CAPÍTULO II: MARCO TEORICO PARA LA EVALUACION ESTRUCTURAL MEDIANTE DESEMPEÑO SISMICO.

Cuando se va a realizar la evaluación de una estructura por desempeño sísmico debe tomarse en cuenta las características de la edificación, tales como geometría del edificio, materiales de los cuales está construida, cargas a las cuales está sometida; y se debe conocer el método de análisis

sísmico que se desea aplicar. Existen una variedad de análisis de diseño y evaluación sísmica de edificios, la selección y utilización de método adecuado para realizar un análisis depende del tipo de edificio que se va a diseñar o evaluar.

Actualmente se utilizan dos tipos de métodos de análisis sísmico: el lineal y no lineal. Los métodos de análisis lineal estático como el de la fuerza lateral equivalente y el dinámico lineal son métodos simplificados que describen y toman en cuenta el rango elástico, estos métodos son utilizados principalmente en estructuras con una configuración estructural simétrica en planta y en altura (como el método de la Fuerza Lateral Equivalente utilizado en la NTDS). Los métodos de análisis no lineal toman en cuenta el comportamiento y las deformaciones más allá del punto de fluencia de la estructura, siendo estos métodos más representativos de la realidad, con los cuales se puede determinar el comportamiento de una estructura desde agrietamiento hasta el colapso. El método de análisis estático no-lineal (pushover) requiere la asignación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos para representar los mecanismos de falla generados por los incrementos de carga lateral; por el contrario, el método de análisis dinámico no lineal (tiempo-historia) requiere la asignación de modelos histeréticos para representar los mecanismos de falla generados por las fuerzas cíclicas de acelerogramas.

Además, se presentan parámetros importantes de la no linealidad, se describen los rangos y niveles de desempeño establecidos en diferentes publicaciones, códigos, o lineamientos tales como la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) y El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40).

1.9.3 CAPÍTULO III: METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO

El objetivo principal de los análisis sísmicos de evaluación de una estructura es verificar el comportamiento de ésta ante una determinada demanda sísmica para posteriormente verificar su desempeño.

Se describe el procedimiento para realizar una evaluación por desempeño sísmico siguiendo los lineamientos propuestos por el Consejo de Tecnología aplicada (ATC) y el FEMA, considerando la demanda establecida en la NTDS. La metodología propuesta incluye descripciones necesarias para realizar la inspección visual y recopilar los datos de las condiciones existentes, la información mínima necesaria que debe obtenerse de los ensayos a los materiales, procedimiento del análisis estático no lineal (Pushover) para determinar la capacidad de la estructura, métodos para determinar el punto de desempeño y los límites de respuesta estructural.

1.9.4 CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO.

La aplicación de la metodología de evaluación por desempeño sísmico, requiere la definición de un objetivo de desempeño, el conocimiento de las características y parámetros de diseño de la estructura, por lo cual se debe investigar previamente la geometría, estado actual de la edificación, los materiales de los cuales está constituida, la cantidad de acero de refuerzo que contiene cada uno de los elementos, sus conexiones y la funcionalidad del edificio. Es importante conocer con la mayor exactitud posible estos parámetros para que la aplicación de esta metodología genere resultados más aproximados a lo real.

Conociendo todos los parámetros necesarios de la estructura, se procede a realizar la modelación en computadora, en el cual se toman criterios de modelación necesarios, como por ejemplo la definición de las cargas actuantes en la edificación, patrón de cargas laterales que se aplica en el

análisis estático no lineal (pushover) en un programa de computadora, modelación de rótulas plásticas, diafragmas de la estructura, entre otros. Dependiendo de los criterios que se tomen, el comportamiento de la estructura y sus resultados pueden variar.

1.9.5 CAPÍTULO V: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Con los resultados obtenidos del análisis se procede a obtener el punto de desempeño del edificio.

Con lo anterior, se verifica si se cumplió con el objetivo de desempeño estipulado, por lo que se utiliza el método de espectro de capacidad-demanda. También, se presenta los mecanismos de falla generados en el punto de desempeño, así como también el comportamiento de la estructura a medida se incrementa el desplazamiento lateral.

1.9.6 CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Al finalizar la aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico, tomando como base los resultados analizados se puede concluir sobre los objetivos cumplidos en este trabajo de investigación y sobre la confiabilidad de la aplicación de los métodos para calcular el punto de desempeño.

Finalmente, se plantean una serie de recomendaciones relacionadas al desempeño de la edificación para realizar una categorización adecuada de ésta.

CAPITULO II: MARCO TEORICO PARA LA EVALUACION ESTRUCTURAL MEDIANTE DESEMPEÑO SISMICO.

2.1 Introducción.

Dentro de este capítulo se presenta una base teórica respecto a las diversas herramientas necesarias para poder llevar a cabo el análisis y evaluación estructural deseado. Primeramente, se muestra una comparativa de los diversos métodos de análisis estructural que se pueden tener, se ofrece cada uno de los puntos que constituyen a dichos métodos y de esta manera tener una perspectiva de los que se puede efectuar y para qué condiciones se apegan cada uno.

Posteriormente se enfoca en mostrar lo que constituye un análisis estático no lineal, tomando una base teórica que permita al lector poder aplicar las condiciones que esta metodología presenta. Se inicia estipulando que constituye la no linealidad de la estructura, tomando en consideración el comportamiento no lineal que presenta cada uno de los materiales presentes en el concreto reforzado. Seguido de esto, se muestra el fin que persigue el método y sus formas planteadas para poder obtener el valor de desempeño a una estructura determinada que se encuentre en análisis. Se ha buscado realizar de una manera teórica cada uno de estos puntos anteriormente mencionados de manera que el lector pueda generarse una idea de lo que el método de análisis pretende conseguir a la hora de realizar su aplicación práctica.

Se muestra también como la metodología planteada de análisis estático no lineal es aplicada a El Salvador y qué consideraciones son las que se deben tomar en cuenta para su aplicación a la región salvadoreña, debido a que es un procedimiento que no está estipulado dentro de nuestra Norma Técnica de Diseño por Sismo, que es la normativa aplicada a las construcciones del país. Sin embargo, se han podido realizar las adecuaciones necesarias para que dicho procedimiento

establecido por documentos de evaluación post-sismo internacionales tales como Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), o el Instituto de Tecnología Aplicada (ATC), sea utilizado con fines de determinar de una manera más exacta el comportamiento estructural de una edificación al verse sometida a una excitación sísmica.

En ocasiones anteriores, en El Salvador se ha estudiado el tema, y se ha realizado la metodología en trabajos de graduación poniéndola en práctica en edificios de la Universidad de El Salvador, así como también se ha realizado análisis de este tipo a otros edificios dentro del país, ya sea con fines prácticos o con fines académicos los cuales no llegan a establecerse plenamente en la práctica.

Por último, se mostrará algunos de los diversos ensayos que se deben tomar en cuenta en el desarrollo de un análisis de este tipo, con el objetivo de conocer las características constitutivas de los elementos presentes en la estructura.

2.2 Comparación de métodos de análisis sísmico.

El análisis sísmico es un subconjunto del análisis estructural, y es el cálculo de la respuesta que presenta la estructura de un edificio ante un sismo.

Las primeras disposiciones para resistencia sísmica era el requerimiento de diseño para una fuerza lateral equivalente, la cual es una proporción del peso del edificio (distribuida en los centros de masa de los pisos). Esta aproximación era adoptada en el apéndice del Uniform Building Code (UBC) de 1927, el cual era usado en la costa oeste de los Estados Unidos de América. Más tarde se hizo evidente las propiedades dinámicas de la estructura al ser afectada por cargas generadas durante un sismo.

El Código de Construcción del condado de Los Ángeles de 1943 adoptó una disposición para variar la carga tomando en cuenta el número de pisos (basado en la investigación llevada a cabo en Caltech, en colaboración con la Universidad de Stanford y el estudio de la costa de EE.UU., que comenzó en 1937).

El concepto de "espectros de respuesta" fue desarrollado en la década de 1930, pero no fue hasta 1952 que un comité conjunto de la Sección de San Francisco de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) y la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) propuso utilizar el período de vibración (el inverso de la frecuencia) para determinar las fuerzas laterales³.

La Universidad de Berkeley California, fue la primera base para el análisis sísmico de las estructuras basado en programas de computadora, dirigido por el profesor Ray Clough (quién ideó el término de elementos finitos⁴), formando estudiantes como Ed Wilson, que pasó a escribir el programa SAP en 1970⁵, el cual es un avanzado programa de "análisis de elementos finitos".

La ingeniería sísmica se ha desarrollado mucho desde aquellos días, y algunos de los diseños más complejos utilizados en la actualidad son elementos especiales de protección ante los movimientos del suelo ya sea justo en la base (aislamiento de la base) o distribuido en toda la estructura. Estos tipos de estructuras requiere explícitamente el análisis de elementos finitos mediante sistemas informáticos, que dividen el período en partes muy pequeñas y utilizan modelos de la física actual.

³ ASCE. (2000). Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA-356) (Report No. FEMA 356). Reston, VA: American Society of Civil Engineers prepared for the Federal Emergency Management Agency.

⁴ ATC. (1985). Earthquake Damage Evaluation Data for California (ATC-13) (Report). Redwood, CA: Applied Technology Council.

⁵ Bozorgnia, Y, Bertero, V, "Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering", CRC Press, 2004.

Se dará a continuación, en la siguiente tabla, un enfoque a detalle de cada uno de los diversos métodos de análisis estructural, dentro de los cuales se muestra tanto métodos de análisis lineal como no lineal, y cada una de las características que toman en consideración éstos antes mencionados:

Tabla II.1 Resumen comparativo de los métodos de análisis sísmico.

Método	Descripción	Características	División del método	Descripción
Análisis lineales	Son aquellos que solamente toman en cuenta el comportamiento proporcional de la relación esfuerzo-deformación, es decir, solamente durante el tiempo en el que se cumpla la ley de Hooke, por lo tanto, los elementos son evaluados solamente dentro del rango elástico.	<p>-Utilización en el análisis de estructuras regulares tanto en planta como en elevación.</p> <p>- NO es posible identificar los puntos posibles de falla de la estructura</p> <p>- No se evalúa hasta llegar al colapso, solamente dentro del límite de proporcionalidad.</p>	Estático lineal	Se basa en tomar la sollicitación sísmica recibida como un conjunto de fuerzas laterales estáticas equivalentes que representan el efecto de las fuerzas sísmicas como tal, es decir, el efecto del sismo es simulado por una fuerza equivalente aplicada sobre el edificio; dicha fuerza posteriormente es aplicada a cada nivel del edificio tomando en cuenta una distribución lineal de la misma dentro de la altura total de la edificación.
			Dinámico lineal	La estructura se modela para múltiples grados de libertad siendo así una mejor y más aproximada suposición del comportamiento dinámico que tiene la edificación durante un sismo.
Análisis No Lineal	Son aquellos que consideran el comportamiento de las estructuras una vez se ha alcanzado y superado el esfuerzo de fluencia f_y , es decir, cuando los elementos han superado el rango de proporcionalidad y comienzan a tener un comportamiento plástico ante el incremento de las cargas, por lo cual se tendrán deformaciones residuales en la estructura.	<p>- Nos referimos plenamente a la evaluación de las estructuras en todo su rango de comportamiento real, desde las primeras deformaciones sufridas, pasando por la fluencia de los elementos hasta llegar a la falla completa.</p> <p>-Se aplica en estructuras con no linealidad geométrica y de los materiales.</p>	Estático no lineal	El modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación de fuerza-deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material, lo cual representa una ventaja clara en relación a los métodos de análisis estáticos, ya que nos proporciona un comportamiento de la estructura más apegado a las condiciones reales a la hora de que una edificación se ve afectada por un evento sísmico.
			Dinámico No lineal	Es catalogado como el más preciso para obtener los resultados mayormente apegados al comportamiento real de cualquier estructura, sin embargo, es un análisis que exige demasiada complejidad, ya que para no cometer ningún tipo de error en el manejo de los datos necesarios a utilizar se deben de tener muy claro los parámetros propios que se exigen para su aplicación.

2.3 Análisis Estático No Lineal

Ya se ha mostrado en el apartado anterior una comparativa de los diversos métodos para poder realizar un análisis sísmico, como se vio existen varias metodologías de análisis y cada uno de ellos tiene sus propias limitantes y condiciones de aplicación. Para este caso, se pretende efectuar una aplicación del *método estático no lineal*, con el fin de poder establecer el comportamiento que se tendrá en una estructura ante una amenaza sísmica de una determinada magnitud, y así poder garantizar las condiciones mínimas de seguridad para los ocupantes de la edificación a estudiar.

Como se dijo anteriormente el uso de métodos no lineales representa mejores resultados dentro de la evaluación a realizar, debido a que en éste considera el comportamiento más apegado a la realidad que presentará la estructura bajo la acción de un movimiento del terreno, ya que se considera dicho comportamiento más allá de su rango lineal elástico, es decir, el comportamiento inelástico que tendrá la estructura después de exceder su límite de fluencia, y de esta forma mostrar de una mejor manera el comportamiento dentro de todo el rango del diagrama de esfuerzo-deformación que represente a la edificación (ver figura II-1), obteniendo así resultados más exactos; acordes a la envergadura de lo que se requiere.

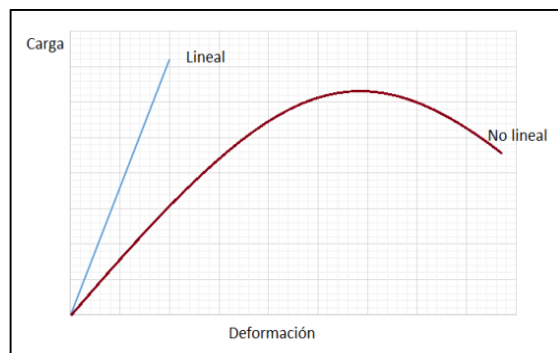


Figura II-1: Esquema de comportamiento lineal y no lineal para edificaciones.

Otro de los puntos que se toman en cuenta para la utilización de este tipo de análisis de evaluación estructural, es que, debido a que es uno de los procedimientos no lineales, se pueden analizar

estructuras que no presenten una regularidad estructural como tal, a diferencia de lo que se decía acerca de los métodos lineales en donde se tenían que cumplir condiciones de regularidad tanto en planta como en elevación.

Para poder realizar la aplicación de este procedimiento, se debe considerar tener información previa relevante a varios aspectos propios de la edificación a la cual se plantea estudiar. Dicha información contempla: características constitutivas de los materiales que conforman la estructura, dimensionamientos de los elementos estructurales, distribución del acero de refuerzo en los elementos, acciones gravitacionales, patrones de carga a ser considerados y la posible ubicación de los puntos de falla.

2.3.1 No linealidad en una estructura

Se habla dentro de este apartado del método de análisis no lineal, sin embargo, hay que comprender primero a que se refiere el término o categorización para el cual se dice que se realizará un análisis de forma “no lineal”. Comúnmente se le conoce como “no lineal” a aquel tipo de análisis del cual se obtienen resultados más allá del rango proporcional de la edificación, es decir, el comportamiento más allá de cuando la gráfica esfuerzo-deformación para una estructura deja de comportarse linealmente y pasa a tener un comportamiento que ya no se rige por la ley de Hooke, en conclusión, más allá de su punto de fluencia, ya que este es el límite para dicho comportamiento lineal.

Es importante comprender que, las estructuras en general poseen un comportamiento real que está caracterizado por presentar resultados que van desde la aparición de pequeñas grietas debido al aumento de carga, pasando por su rango de proporcionalidad en donde la estructura solamente presenta un comportamiento vinculado al rango lineal, hasta alcanzar en última instancia el rango no lineal de la edificación; en el cual la proporción que se tenía en el primer tramo del diagrama

de comportamiento para la estructura ya no continua prevaleciendo, y por lo tanto, la ley de Hooke pierde validez.

Debido a esto, a pesar de que los métodos lineales proporcionan buenas aproximaciones para considerar resultados más allá del límite proporcional, es de suma importancia la aplicación de un método que ofrezca resultados aún más exactos y que permita evaluar edificaciones que presenten configuraciones estructurales un tanto más complicadas, debido a que este parámetro le genera hasta cierto punto, una pérdida de uniformidad a nivel general, lo cual es un indicador de las limitantes presentadas por los métodos más sencillos antes mencionados.

El comportamiento no lineal o la no linealidad de una estructura puede presentarse a raíz de varios aspectos, ya que, la estructura al verse sometida a fuerzas de gran magnitud que le ocasionan deformaciones considerables, presentará una respuesta altamente no lineal. De esta forma la respuesta coincide con la consideración del comportamiento dentro de los ensayos de materiales en laboratorio, en el cual se aprecia claramente que una vez sobrepasado el límite proporcional del material, se presentaran deformaciones residuales al retirar la carga impuesta antes de que le elemento falle completamente.

Los factores que mayormente son presentados en las edificaciones que ocasionan que se dé con mayor razón un comportamiento no lineal son, por ejemplo; el cambio de rigidez que pueden poseer las estructuras debido a los cambios en las dimensiones de los elementos sismo resistentes constituyentes del edificio, que para las edificaciones esto genera no linealidad del tipo geométrica. En muchos casos es notable a simple vista, realizando un chequeo de las condiciones existentes, en el cual se puede tener una noción de los cambios dimensionales que se presenten en los elementos estructurales.

También, se puede presentar la no linealidad debido al cambio en las características constitutivas de los materiales utilizados, esto a causa de las características presentadas por el material que establecen el comportamiento estructural global de la edificación, tomando en cuenta su diagrama de esfuerzo-deformación. Entonces, cuando el cambio en la rigidez se da como consecuencia del cambio en las propiedades de los materiales con los cuales están hechos los elementos, se tendría no linealidad de los materiales. A continuación, se mencionan cada uno de los factores que afectan el comportamiento de los materiales que conforman el concreto reforzado.

2.3.1.1 Características constitutivas de los materiales.

A medida ha ido transcurriendo el tiempo, las construcciones ha ido experimentando cambios, pero, sin embargo, ha seguido permaneciendo siempre su enfoque desde el inicio de cuando las construcciones iniciaron en épocas pasadas. Se ha tenido grandes avances en cuanto al conocimiento de las propiedades que puedan presentar las combinaciones de materiales utilizados en la construcción, de manera que se puedan alcanzar los resultados previstos en la fase de diseño del proyecto a llevarse a cabo. El comportamiento presentado por las estructuras de concreto reforzado es quizás, lo que más se ha desarrollado en cuanto a pruebas de laboratorio realizadas con fin de obtener resultados que proporcionen un panorama más claro de cómo se tendrá la respuesta ante las diversas cargas y eventos de carácter sísmico bajo los cuales se ve afectada la edificación.

Es curioso mencionar que alrededor del mundo muchas de las construcciones que se realizaron en años anteriores a base de mampostería, han mostrado un mejor comportamiento que algunas de las construcciones más recientes a base de concreto reforzado, lo cual hace preguntarnos si se tiene algún déficit en cuanto al diseño y construcciones con este tipo de material. Sin embargo, hay una causa principal por la cual muchos de los proyectistas se inclinan más por el uso del concreto

reforzado en las construcciones, y es básicamente, la disponibilidad de dicho material, así como también el costo más bajo que éste representa⁶.

Es importante considerar que las características de dicho material proporcionen ductilidad a la estructura, esto debido a que es común observar que en zonas en la cual la sismicidad del terreno es muy alta, los proyectistas se focalizan en la construcción de elementos, y, en consecuencia de la estructura en general, que posean una alta rigidez, es decir, sistemas rígidos que evitarán grandes desplazamientos, sin embargo, lo correcto es que las estructuras posean suficiente ductilidad; ya que es necesaria para poder tener un mejor comportamiento sísmico.

Por esta razón es importante tomar en cuenta y tener una idea esencial de cómo será el comportamiento que presentan los materiales al verse influenciados por cargas sísmicas que le generan un nuevo patrón de esfuerzos a los elementos.

Las propiedades mecánicas tanto del concreto como del acero se han examinado en muchos laboratorios a nivel mundial buscando cada vez un mejor conocimiento de su comportamiento, dichas propiedades mecánicas se mencionan a continuación:

2.3.1.1.1 Propiedades del Concreto

2.3.1.1.1.1 Resistencia

Para el caso del concreto, se pueden tener diversos comportamientos dependiendo del tipo de concreto a utilizar, los aditivos que le sean proporcionados y la forma en la que se presente un refuerzo de confinamiento o no.

⁶ Chicas Medrano, Roberto José; Díaz Ríos, Walther Odyr, Ventura Benítez, Edwin Josué. Propuesta y aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para edificaciones; pág. 23. San Salvador, El Salvador, 2015.

Generalmente el concreto (sin ningún tipo de confinamiento) es el elemento que trabaja a compresión dentro del mecanismo completo de concreto-acero que constituye el concreto reforzado, por lo tanto, deberán obtenerse valores de su resistencia a compresión (f'_c) ya que es la característica que nos interesa conocer de dicho material. Las resistencias a la compresión del concreto son obtenidas a los 28 días por medio de ensayos de cilindros a compresión.

Los concretos con diferente resistencia presentaran cambios notales en su curva característica de esfuerzo-deformación, y esto puede notarse gráficamente en la *Figura II-2*, en la cual se observa cómo se producen cambios para cada una de las curvas que representan diversas resistencias del concreto.

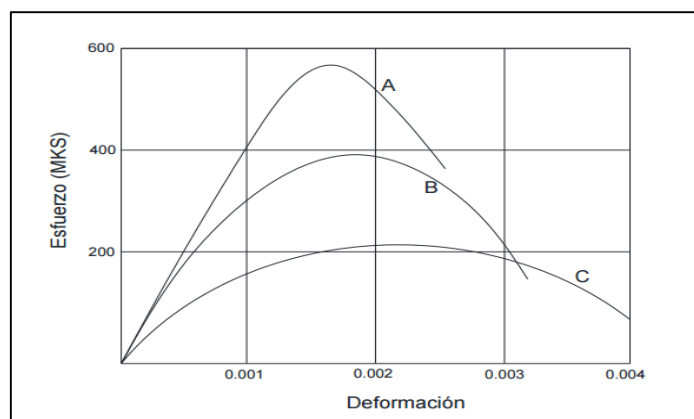


Figura II-2: Curvas típicas de esfuerzo-deformación para cilindros de concreto con diferentes valores de resistencia a compresión. (Tomada de Bonett Díaz, 2003)

2.3.1.1.2 Módulo de Elasticidad

Otro de las características básicas de este material estructural es, su módulo de elasticidad (E), definido en forma gráfica como el valor de la pendiente de la medición secante bajo carga a compresión. Y el cual puede ser calculado mediante fórmulas de manera analítica.

Dichas ecuaciones mantienen una estimación conservadora de los valores de módulos de elasticidad que se pueden presentar, por lo cual, se sobreestiman los valores que pueden ser obtenidos mediante ensayos en un laboratorio de materiales, alcanzando en ocasiones resultados hasta un 30 o 40 por ciento más bajos que los valores reales.

Sin embargo, esta reducción conservadora puede ser ideal para el diseño y análisis del control de deflexión en los elementos, pero por otro lado al considerar el diseño sísmico de las edificaciones ya no es deseable el poseer valores bajos en el módulo de elasticidad (E), esto debido a que, al considerar el cálculo de los periodos del edificio teniendo bajos valores de módulo de elasticidad (E), se obtendrían respuestas en los periodos fundamentales de vibración más allá de los valores correctos y esto conduciría a obtener valores de los coeficientes de cortante basal menores que los correspondientes a los valores de E correctos, por lo tanto, se subestiman las fuerzas utilizadas para el diseño de la estructura (Bonett Díaz, 2003).

2.3.1.1.1.3 Confinamiento

El concreto confinado se logra mediante la adición de acero de refuerzo transversal al elemento con el objetivo de mejorar su desempeño de trabajo, el cual por lo general son estribos o espirales, los cuales se colocan espaciados a cierta distancia (en base a reglamentos como el ACI, entre otros) calculada dependiendo del fin al cual se pretenda utilizar el elemento, éstos espirales o estribos proporcionan una mejor respuesta del elemento cuando este se somete a una gran carga de manera uniaxial y experimenta mayores deformaciones transversales, las cuales son reducidas cuando el concreto se apoya en los estribos de acero proporcionados.

La inclusión del confinamiento demuestra cambios apreciables en las deformaciones presentadas por los elementos de concreto más allá de sobrepasado el límite de fluencia, y es muy poco el cambio de los mismos para el rango antes de que el concreto alcance la fluencia.

Puede notarse en la *Figura II-3*, que efectivamente la inclusión de estribos de confinamiento le genera un comportamiento de mayor deformación al elemento que aquel en el cual no existe dicho refuerzo transversal.

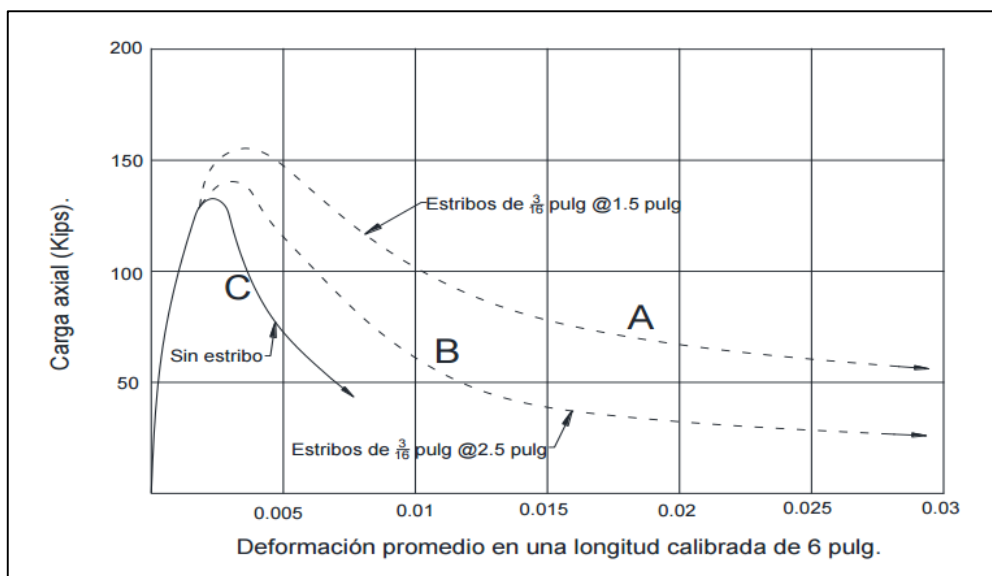


Figura II-3: Curvas de comportamiento carga axial-deformación para distintos tipos de confinamiento de los elementos ensayados. (Bonett Díaz, 2003).

A continuación, se presentan las propiedades del otro material que constituye al concreto reforzado.

2.3.1.1.2 Propiedades del acero

Una importante mención dentro del comportamiento que puedan presentar las estructuras de concreto reforzado es que, la ductilidad que éstas presenten es debido a la capacidad que logre el acero para soportar las cargas cíclicas producidas en los sismos, de manera de no disminuir su resistencia (f_y).

Cuando la estructura se ve sometida a cargas cíclicas, el acero tendrá un comportamiento de carga y descarga que proporcionará una respuesta histerética del mismo.

En general, para el diseño es necesario idealizar un perfil de la curva esfuerzo-deformación. La idealización más común que se considera es tomar una curva con solamente dos líneas rectas (figura II-4a), a la cual se le conoce como elasto-plástico perfecto y, por lo tanto, no considera el incremento de esfuerzo que sea mayor al de fluencia (figura II-4b), ni tampoco el aumento en el esfuerzo a causa del endurecimiento por deformación que presenta el acero de refuerzo dentro de su rango de comportamiento antes de fallar completamente (figura II-4c).

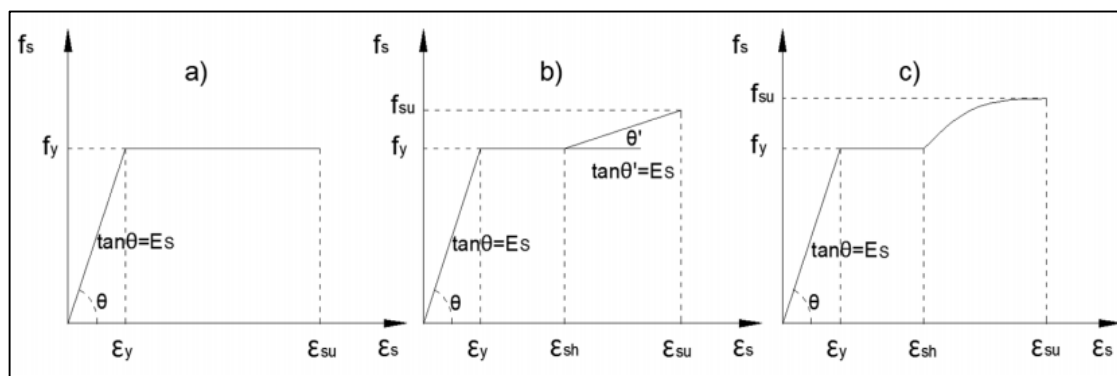


Figura II-4: Curva idealizada elasto-plástica perfecta (a), Curva de comportamiento idealizada trilineal (b), Curva de comportamiento real del acero de refuerzo (c). (Tomado de Bonett Diaz, 2003)

2.3.2 Método Estático no Lineal.

Teniendo ya una mejor idea de lo que caracteriza a una estructura como no lineal, y de las características de cada material que proporciona el comportamiento no lineal, podemos considerar básicamente el método estático no lineal a utilizar.

Básicamente lo que se busca con la utilización de este tipo de análisis, es determinar el comportamiento de una estructura en el rango inelástico.

A medida que el edificio en consideración sufre eventos sísmicos de diversa magnitud, los elementos constitutivos sufren igualmente deformaciones, dependiendo la magnitud del sismo que le sea afectado, así será el tipo de respuesta a presentar, por ejemplo, si es afectado por un sismo

de baja magnitud; puede que las deformaciones y desplazamientos que presente el edificio no sobrepasen el comportamiento elástico, por lo cual no se presentarán daños considerables o deformaciones residuales en los elementos, caso contrario, al verse sometido bajo la presencia de un sismo de gran magnitud, los elementos sufrirán mayor deformación, lo que ocasionará que posiblemente se sobrepase el límite proporcional, y de esta forma se puedan tener daños en los elementos.

Sin embargo, no hay que subestimar el comportamiento que se puede presentar a la hora de los sismos de baja y media magnitud, debido a que los desplazamientos presentados y las deformaciones que se han ido acumulando a lo largo del tiempo y en cada uno de los eventos sísmicos que se hayan presentado en la región en consideración, han proporcionado un cambio en las condiciones iniciales de la estructura, lo que puede causar que el comportamiento histerético que se ha desarrollado en cada evento disminuya la capacidad estructural, a tal punto de que un evento de baja magnitud pueda ocasionar una gran afectación a la estructura.

El método estático no lineal, también es conocido como Pushover y tiene una gran aplicación en la evaluación de estructuras, pues permite evaluar la capacidad ante cargas laterales incrementales a una estructura ya diseñada en la cual se conoce la disposición de acero de refuerzo; las cargas son aplicadas de forma monótonica hasta llevar a la estructura al colapso, como resultado del análisis se obtiene la curva de capacidad resistente de la estructura; la cual relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral del techo de la estructura. (Chicas, Díaz y Ventura, 2015).

Para la aplicación de este método, se requiere considerar un patrón de cargas laterales, ya sea de forma uniforme, en distribución triangular o tomando en consideración los modos principales de vibración que presente la estructura; para el cual puede tomarse como referencia el primer modo de vibración debido a que se espera que sea el de mayor participación en el comportamiento.

Se busca que la edificación en análisis presente no linealidad o plastificación en puntos previamente definidos que serán en los que se tendrá que prestar atención a la hora de buscar el modo de falla que presente el edificio hasta llevarlo al colapso. Estos puntos mencionados son los conocidos como “rótulas plásticas”, estos elementos son de gran ayuda debido a que son estos puntos lo que nos permitirán conocer la ubicación de la plastificación máxima presentada en los elementos. Las rotulas plásticas deben ser consideradas tanto en las vigas como en las columnas.

Con la aplicación de este análisis no lineal de evaluación se puede identificar la secuencia de agrietamiento, fluencia y el momento en que falla cada uno de los elementos que componen la estructura. La demanda por su parte se determina a partir de pseudo espectros elásticos del sismo de diseño, transformados en inelásticos mediante factores de reducción que dependen de la ductilidad global y de los principales parámetros vibratorios de la estructura. (Tomás Guendelman, Mario Guendelman & Jorge Lindenberg, 2005).

Como resultado de este método, se podrá determinar la curva de capacidad de la estructura que se esté analizando, esta curva presenta gráficamente un comportamiento definido típicamente por una serie de segmentos de líneas con pendientes decrecientes debido a la pérdida progresiva de rigidez a causa del sismo al cual se ve afectado como se muestra en la figura II-5.

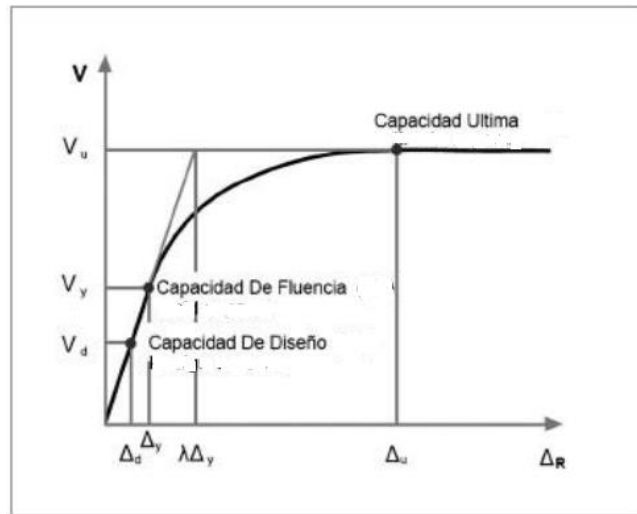


Figura II-5: Curva de capacidad estructural.

La pendiente trazada dentro de este diagrama, desde el punto del origen de la curva hasta el punto de desplazamiento considerado como “d”, correspondiente al punto que se haya determinado de desempeño, tal y como se ve en la *Figura II-6*, representa la rigidez efectiva característica de la edificación. También se pueden notar una serie de puntos a lo largo del trazado de la curva, dichos puntos localizados, se establecen como puntos de control que representan la ocurrencia de un evento importante en la historia de la respuesta estructural presentada por la estructura en análisis.

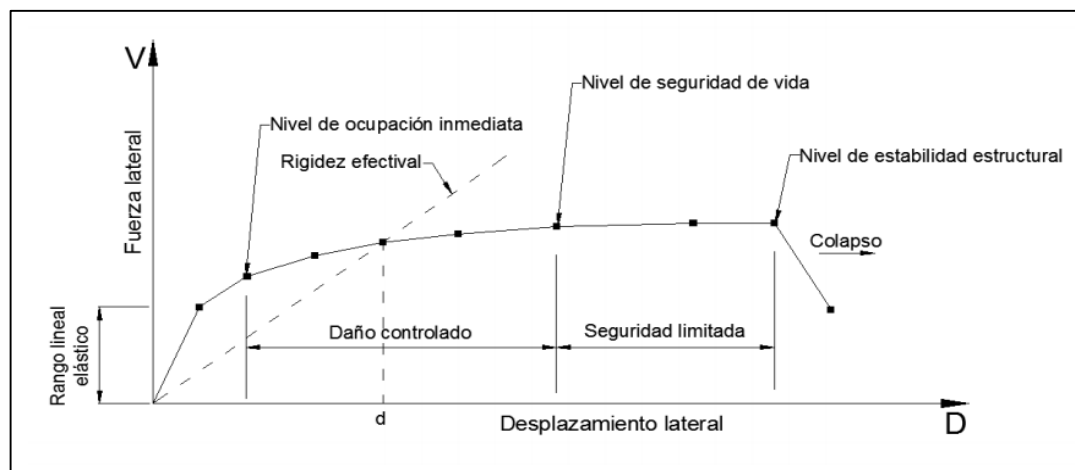


Figura II-6: Curva de capacidad y los diferentes niveles de desempeño.

Dentro del esquema mostrado en la *Figura II-6*, se puede notar que en cada tramo de la curva de capacidad se pueden tener las diversas categorizaciones en base al nivel de desempeño que podría tenerse en el edificio.

2.3.2.1 Limitaciones del método estático no lineal.

Una de las limitantes más significativas en el uso de este método de análisis es quizás la asunción de que la estructura vibra únicamente bajo el control del primer modo de vibración, lo cual para estructuras reales de gran altura o con asimetrías en su estructuración no es válido. Sin embargo, la metodología no restringe su uso a un conjunto de edificaciones con este tipo de características. De igual forma, así como su nombre lo establece este método está basado en el incremento de cargas estáticas, por lo cual no se puede predecir un comportamiento bajo cargas cíclicas.

2.3.2.2 Rótulas plásticas.

La formación de los puntos en los cuales se espera la mayor plastificación de los elementos a causa de grandes deformaciones y aumentos considerables de esfuerzo debido a la aplicación de las cargas incrementales, son llamadas Rótulas Plásticas, y son estos puntos los cuales nos proporcionan el esquema de comportamiento que va teniendo la estructura a medida se va incrementando la carga lateral impuesta.

En la *Figura II-7* se muestra el esquema básico de la formación de rotulas plásticas tanto en vigas como en columnas, siendo más favorable la formación de dichas rotulas primeramente en vigas.

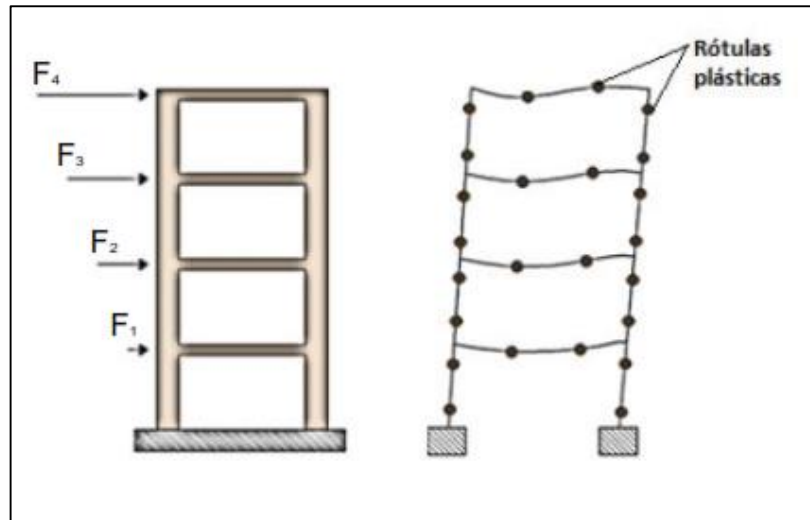


Figura II-7: Formación de rotulas plásticas.

Por ejemplo, una viga que está sometida a una carga (w) e incrementándose de manera monótonica, la deformación (Δ) también incrementa de manera proporcional a la carga hasta que alcanza la fluencia; una vez pasando al rango plástico la deformación sigue aumentando aun cuando la carga no aumente; la sección sigue plastificando hasta que se forma la rótula plástica en el centro del claro produciendo el colapso en la viga como se muestra en la *figura II-8* (Chicas, Díaz, Ventura, 2015).

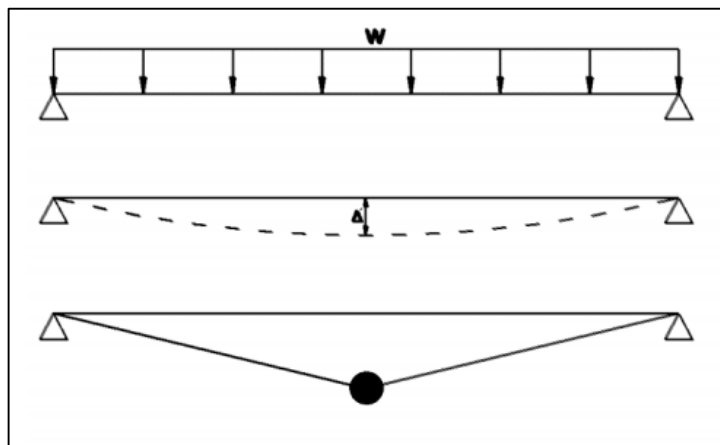


Figura II-8: Mecanismo de formación de rotula plástica en vigas.

Se deberá también establecer un modelo de plasticidad a tomar en cuenta para el análisis; se pueden tener modelos de plasticidad concentrada, modelos de plasticidad distribuida, y también los modelos de plasticidad por fibras.

Dentro de esta metodología se pretende utilizar el modelo de plasticidad concentrada, debido a que para una estructuración basada en marcos de concreto reforzado el comportamiento inelástico bajo excitaciones sísmicas comúnmente se concentra en los extremos de las vigas y columnas. Por lo tanto, un modelo de este comportamiento se hace por medio de rótulas plásticas representadas como una articulación muy cerca de las intersecciones entre viga-columna, (Chicas, Díaz y Ventura, 2015).

Por otro lado, puede tenerse un modelo de plasticidad distribuida en la cual las rótulas plásticas no se formarán en los extremos de los elementos, si no que podrán formarse a lo largo del elemento. Es decir, que depende de dónde se localice la carga en el elemento estructural, será ahí donde habrá generación de mencionadas rótulas.

Y, por último, está el modelo de plasticidad por fibras, sin embargo, a pesar de obtenerse los mejores resultados, es un modelo complicado el cual requiere conocimiento del comportamiento por elementos finitos.

2.3.3 Determinación del nivel de desempeño sísmico

Posteriormente a la aplicación de la metodología de análisis estructural de edificaciones existentes Pushover, y luego de que la modelación e incremento de carga se haya realizado en la representación tridimensional del edificio, se buscará obtener el nivel de desempeño presentado por la estructura, de manera que nos pueda dar un parámetro de las condiciones de daños que

presentará tanto en elementos estructurales como en no estructurales al verse sometida a un sismo predeterminado.

Básicamente, el punto de desempeño es una categorización realizada bajo ciertos parámetros que dará como resultado conocer el nivel de daño (estructural y no estructural) que presentará la estructura después de un movimiento del terreno, y así poder establecer cuál de los niveles de desempeño estipulados en normativas internacionales es donde está considerada aquella estructura que se ha puesto en análisis.

Para poder realizar este proceso, se pueden utilizar algunos métodos que nos permiten conocer el punto de desempeño de la estructura, y poder determinar los desplazamientos que se obtienen al alcanzar este punto.

Se presentarán a continuación los métodos que pueden tomarse para la determinación del punto de desempeño para la estructura.

2.3.3.1 Método de Espectro de Capacidad-Demanda.

Es el primero de los métodos para poder obtener el nivel de desempeño presentado por la estructura, el cual consiste en graficar dentro de un mismo esquema y en conjunto, el espectro de capacidad de la estructura y el espectro de demanda obtenido para un sismo de diseño.

Realizando lo antes mencionado, se puede determinar el valor del punto de desempeño tomando en cuenta que dicho valor resultará de la intercepción de ambas curvas de espectros mencionadas.

Es importante la consideración que dicho espectro de demanda utilizado para el análisis debe ser inelástico, por lo cual, debe de realizarse su transformación del formato elástico al inelástico con el objetivo de considerar la respuesta no lineal. Así mismo, el amortiguamiento de la estructura no debe de superar los valores máximos permitidos según el ATC-40.

2.3.3.1.1 Espectro de capacidad:

Generalmente la forma de representar la respuesta de las fuerzas y los desplazamientos calculados mediante el análisis incremental de cargas laterales, es a través de una curva de capacidad o curva Pushover.

Esta curva de capacidad se genera por pendientes decrecientes asociadas con la degradación de rigidez, fluencia de los elementos y el daño ocurrido en ellos (Chicas, Díaz y Ventura, 2015).

Será necesario que la curva de capacidad sea transformada a un espectro de capacidad, es decir, transformar la curva Pushover obtenida del análisis a un formato ADSR (Aceleration Displacement Response Spectral) como muestra la *figura II-9*. El documento recomendado para la evaluación y reforzamiento de edificios existentes que muestra el ATC-40 establece las diversas ecuaciones a utilizar para poder realizar dicha conversión.

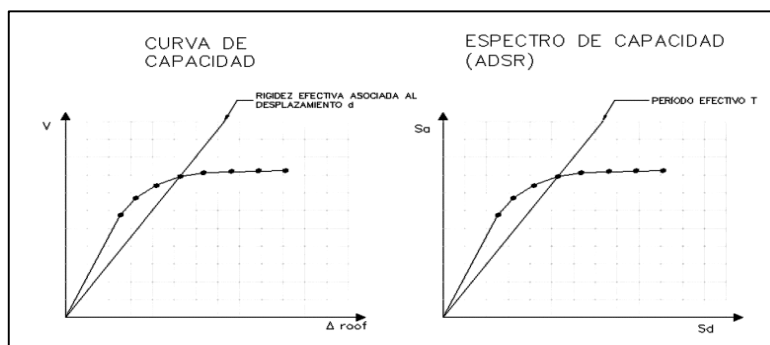


Figura II-9: Curva de capacidad y Espectro de capacidad.

2.3.3.1.2 Espectro de demanda.

Para poder determinar la demanda, la cual es constituyente de cada región de análisis, es necesario la construcción de un espectro de respuesta elástico, el cual, para esta región de análisis, está regido por lo que estipula la NTDS, la cual establece un amortiguamiento a considerar del 5%, en el espectro que se construye a partir de lo que se establece en esta normativa se relacionan valores de aceleración y período, pero es necesario transformar dicho espectro a un formato ADSR, ya

que se deben correlacionar ambas en un solo formato para poder obtener los resultados deseados para el valor de desempeño estructural.

De igual forma que para la transformación del espectro de capacidad, para efectuar los cambios constituyentes del formato para el espectro de demanda, se debe seguir las ecuaciones establecidas por el ATC-40.

Otro factor importante es que cuando una estructura se ve sometida a movimientos sísmicos, el amortiguamiento presentado debe ser la combinación del amortiguamiento viscoso, (que es el que esta comúnmente implicado en la construcción del espectro), y del amortiguamiento histerético.

Para este caso se debe calcular el amortiguamiento efectivo, y esto debe llevarse a cabo mediante las formulas propuestas por el documento en que se basa esta investigación, ATC-40.

Hasta que mediante la utilización de dichas formulas se obtenga la gráfica de espectro de demanda reducido, tal y como se muestra en la *Figura II-10*.

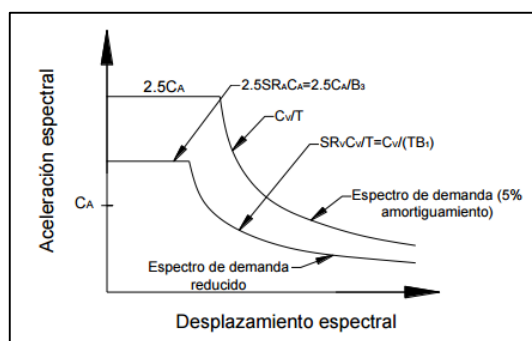


Figura II-10: Representación de la reducción de un espectro de demanda. (Tomado de ATC-40).

2.3.3.2. Método de coeficientes de desplazamiento.

Este segundo método para determinar el punto de desempeño, es planteado tanto por la Agencia Federal de Manejo de Emergencia (FEMA-356), así como también es introducido por el Instituto de Tecnología Aplicado (ATC-40).

Este proceso inicia con una representación bilineal de la curva de capacidad determinada, y a partir de eso, se utilizan ecuaciones que muestran cada uno de los “factores de desplazamientos” que se debe ir tomando en cuenta, además se tienen establecidas tablas en las cuales se pueden obtener dichos valores tomando en consideración características del edificio en relación al comportamiento no lineal, obteniendo al final el desplazamiento de un punto en consideración que se encuentra en la máxima altura del edificio siendo éste el desplazamiento para el punto de desempeño. Sin embargo, este procedimiento no es aplicable directamente a todo tipo de estructuras, ya que se limita a las edificaciones que presentan regularidad tanto en planta como en elevación, en estructuras que no presenten esta condición el valor determinado presentará inexactitud.

2.4 Justificación de la utilización del análisis estático no lineal-Pushover dentro de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico

La implementación de una metodología de evaluación estructural post-sismo es de suma importancia ya que al tener una sucesión de pasos establecidos generaría una uniformidad en los resultados de las evaluaciones de las edificaciones después de un evento sísmico.

La ausencia de una metodología establecida para la evaluación estructural de edificaciones después de un sismo en El Salvador crea la necesidad de la implementación de una metodología, por lo que en este trabajo de grado se ha seleccionado utilizar una metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico desarrollada en base a lo establecido por Chicas, Ríos y Ventura (2015) dentro de su trabajo de graduación y referenciado a documentos como el desarrollado por el Concejo de Tecnología Aplicada (ATC) para la evaluación de estructuras post-sismo (ATC-40), el FEMA-356 y la NTDS de manera que se pueda aplicar al ala norte del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador.

Dentro de la documentación internacional a tomar en cuenta se considera propiamente la utilización del método de análisis sísmico estático no lineal, a través de su herramienta Pushover. La utilización del análisis sísmico estático no lineal permite conocer el comportamiento dentro del rango no lineal de la estructura hasta llevarla al colapso. Al considerar la no linealidad de los materiales se garantiza que los resultados del análisis se asemejen a la realidad del comportamiento de la estructura ya que muchas veces en un evento sísmico los elementos que componen la estructura pueden entrar a comportamiento no lineal y ocasionar el colapso parcial o total de los elementos.

Para la aplicación del análisis estático no lineal se tomará como referencia los lineamientos establecidos en el ATC-40 ya que este documento presenta las consideraciones a tomar en cuenta, el procedimiento a realizar y las diversas consideraciones que se toman como referencia. Utilizando disposiciones del ATC-40 en combinación con la demanda sísmica que se establece dentro de la NTDS, se obtendrá un análisis no lineal estático calibrado con las condiciones de sitio de El Salvador.

Para la ejecución del análisis Pushover se utilizará el programa de cálculo SAP2000 el cual servirá de herramienta para la realización de los complejos cálculos que requiere la consideración de la no linealidad de los elementos, la implementación de las cargas laterales, así como también servirá para constatar los diferentes grados de libertad que rigen a la estructura.

2.5 Utilización de la evaluación estructural por desempeño sísmico en El Salvador

Como ya se ha mencionado anteriormente en este capítulo, El Salvador no cuenta con procedimientos que rijan análisis sísmicos no lineales, ya que las normas existentes en el país no

consideran este tipo de análisis y se centran solamente en procedimientos de análisis lineal. Sin embargo, se pueden utilizar investigaciones realizadas en otros países y junto a la normativa local, crear un procedimiento calibrado en base a las condiciones locales.

La evaluación estructural por desempeño sísmico es bastante utilizada a nivel mundial para la evaluación de edificaciones existentes. Debido a la importancia de determinar el comportamiento de dichas edificaciones, instituciones alrededor del mundo han dedicado tiempo en la realización de investigaciones que proporcionen lineamientos para la aplicación de procedimientos para la evaluación estructural por desempeño sísmico.

El Salvador por ser un país con alta sismicidad, cuenta con edificaciones antiguas que han soportado innumerables eventos sísmicos, y muchos de ellos no cuentan con una evaluación que determine si la edificación se comportará dentro de los parámetros para los cuales fue diseñada en un nuevo evento sísmico. Debido a esta necesidad, este tipo de evaluaciones se están realizando con mayor frecuencia en El Salvador.

Se pueden mencionar dos casos dentro de la Universidad de El Salvador en las cuales se ha utilizado el análisis no lineal para la evaluación estructural, en el año 2006, se realizó un trabajo de grado donde se aplicó este procedimiento para la evaluación estructural del edificio de la biblioteca de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura.

En el año 2015, se efectuó un trabajo de grado donde se propuso una metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico y como ejemplo de aplicación, se tomó el edificio de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura.

Con el paso de los años y con la continuidad en la investigación de los análisis no lineales, los países se verán en la obligación de convertir estos lineamientos internacionales en normas de evaluación estructural post-sismo.

2.6 Importancia de las actividades y ensayos necesarios para una evaluación estructural de edificaciones existentes

Para la realización de una evaluación estructural en una edificación existente es necesario conocer las propiedades de los elementos que componen la estructura, ya sean elementos estructurales o no estructurales. También es necesario identificar daños presentes en la estructura y tratar de determinar la causa que los originó.

Para la determinación de las propiedades de los elementos estructurales y no estructurales, así como también para determinar los daños existentes es necesaria la realización de inspecciones visuales para conocer el estado actual de la edificación, igualmente para poder determinar en base a lo observado e inspeccionado el número y tipo de ensayo a realizar dentro de la estructura.

También se debe realizar una comparación entre los planos (si se cuenta con ellos) y las condiciones actuales de la edificación, es decir, verificar si la ocupación de la edificación es la misma para la cual fue diseñada la estructura, si ha habido remodelaciones o ampliaciones que no hayan sido agregadas a los planos, indagar si ha habido reparaciones estructurales y no estructurales luego de haber ocurrido un evento sísmico.

Todas estas características deben de obtenerse previo a la realización de la evaluación estructural, ya que entre más características se conozcan sobre los materiales, daños a los elementos estructurales y no estructurales, dimensiones de los elementos actuales, cargas actuantes no consideradas en el diseño, etc., el modelado de la estructura reflejará de mejor manera el comportamiento real de la edificación.

CAPITULO III: METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO

El presente capítulo establece los pasos a seguir dentro de lo planteado en normativas internacionales (ATC-40), para desarrollar una adecuada evaluación estructural por desempeño sísmico al edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, el cual, se centra en una serie de pasos que permitirán un adecuado análisis no lineal con el fin de obtener información precisa a cerca del comportamiento estructural a presentar en futuros eventos sísmicos que puedan afectar a tal edificación.

Para la adecuada aplicación en El Salvador de la normativa considerada (ATC-40), se debe hacer uso de las condiciones propias del país, lo que se logra con el uso de la demanda sísmica establecida dentro de la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS).

La metodología considera una secuencia lógica de pasos a seguir, desde el establecimiento del objetivo de desempeño esperado de la estructura, hasta la entrega de los resultados mediante un informe en el que se tengan los datos obtenidos del análisis.

3.1 Establecimiento del objetivo de desempeño.

Como primer paso de la metodología de evaluación estructural a considerar se deberá de establecer un objetivo de desempeño, el cual será el comportamiento que se requiere que la estructura posea ante un evento sísmico.

Las normativas internacionales que establecen evaluaciones estructurales post-sismo han desarrollado niveles de desempeño que indican parámetros para poder clasificar a las estructuras

en relación a los daños presentados (tanto estructurales como no estructurales) ante un evento sísmico.

Tal y como lo menciona el ATC-40, 1996, “El nivel de desempeño describe un estado límite de daños. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por esos daños y la funcionalidad de la edificación después del terremoto.”

Para el caso de la normativa ATC-40, proporciona por separado los niveles y rangos de desempeño para los elementos estructurales y los niveles de desempeño para los elementos no estructurales, de tal manera que la combinación de ambos nos conducirá a la definición del nivel de desempeño global presentado por la edificación. Se puede ver de forma gráfica en la *Figura III-1* los distintos niveles de desempeño catalogados dentro del código ATC.

- **Niveles y rangos de desempeño de los elementos estructurales.**

Describen los estados de daño de los elementos estructurales de un edificio, se tienen los siguientes: ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y estabilidad estructural (SP); mientras que en los rangos existentes entre los niveles de desempeño tenemos: daño controlado y seguridad limitada. Todos estos se denotan con la abreviación SP-n (*“Structural Performance”* y *“n”* es un número designado que está entre 1 y 6).

- **Niveles de desempeño de los elementos no estructurales.**

Son los estados de daño causados por los movimientos sísmicos en los componentes no estructurales que se encuentran en el edificio, los cuales son revisados en el proceso de evaluación, toman en cuenta todos aquellos equipos y elementos que no forman parte de los elementos sismo resistentes; pero que pueden tener afectación a los ocupantes. Para su designación se coloca el nombre de cada nivel de desempeño; seguido de las iniciales del

tipo de desempeño correspondiente (*“Nonstructural Performance”*) seguido de una letra que va desde la “A” hasta la “E” según el nivel de desempeño que se vaya considerando, quedando definido, por ejemplo: “Ocupacional NP-A”.

El nivel de desempeño global de la edificación, como se mencionó anteriormente se obtiene mediante la combinación de los niveles de desempeño para elementos estructurales y de los elementos no estructurales, dando como resultado los 4 niveles de desempeño global más comúnmente utilizados dentro de las evaluaciones tomando como referencia el ATC-40.

Estos niveles de desempeño globales se definen a continuación (ver *Figura III-1*).

- ***Operacional, 1-A:*** Este nivel de desempeño está caracterizado por la funcionalidad. El daño presentado es leve tanto estructural y no estructural. Algunas veces requiere reparaciones mínimas y no representa amenaza en la funcionalidad del edificio. Continúa con funcionamiento normal.
- ***Operación inmediata, 1-B:*** Este nivel de desempeño presenta los requerimientos más comúnmente usados para edificios esenciales. Los servicios primarios continúan funcionando normal mientras que los servicios secundarios presentan algunas interrupciones.
- ***Seguridad de vida, 3-C:*** Se generan daños en los elementos estructurales y se pueden tener colapsos de elementos no estructurales, se consideran pequeños daños que pueden afectar la seguridad de los ocupantes.
- ***Estabilidad estructural, 5-E:*** Este nivel de desempeño considera mantener los sistemas estructurales aptos para soportar las cargas gravitacionales que ayudan a mantener la estabilidad de la estructura. Pero se corre el peligro que un mínimo evento sísmico

próximo pueda afectar gravemente la estructura, cuya capacidad es nula a la hora de soportar réplicas.

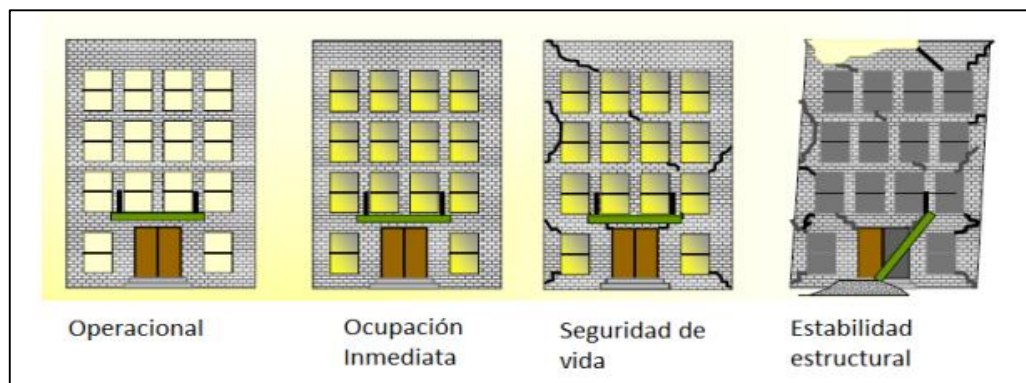


Figura III-1: Niveles de desempeño estructural (ATC-40)

Los niveles de desempeño mostrados dentro de la *tabla III-1*, muestran las posibles combinaciones que se podrían dar como resultado, sin embargo, se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño para las edificaciones más comúnmente utilizados.

Tabla III-1: Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40)

	<i>SP-1</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	<i>SP-2</i> <i>Daño</i> <i>Controlado</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-3</i> <i>Seguridad</i>	<i>SP-4</i> <i>Seguridad</i> <i>limitada</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-5</i> <i>Estabilidad</i> <i>Estructural</i>	<i>SP-6</i> <i>No</i> <i>considerado</i>
<i>NP-A</i> <i>Operacional</i>	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C</i> <i>Seguridad</i>	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D</i> <i>Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E</i> <i>No</i> <i>Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Los niveles referenciados dentro de la *tabla III-1* con el nombre "NR", son niveles de desempeño No Recomendados, por lo que no deben considerarse en las evaluaciones.

El ingeniero encargado de realizar la evaluación estructural deberá junto al propietario o encargado de la estructura llegar a un acuerdo sobre el nivel de desempeño que se desea que la edificación presente ante un evento sísmico. El ingeniero o empresa a cargo de la evaluación deberá plantearle al propietario con palabras claras en que consiste el rango de daños que cada nivel de desempeño presenta y en base a las características de importancia de la edificación llegar a un acuerdo sobre el nivel de desempeño a alcanzar.

3.2 Revisión de las condiciones existentes del edificio.

Para realizar la evaluación estructural de un edificio se necesita saber el estado actual de la estructura mediante inspección visual, así mismo, investigar sobre la calidad de los materiales utilizados, proceso constructivo, reparaciones, ampliaciones, remodelaciones que no hayan sido consideradas dentro de los planos, daños existentes y dimensiones construidas de los elementos.

3.2.1 Revisión de planos.

Para conocer el tipo de sistema y configuración estructural, materiales, tipos de diafragma, distribución de los elementos que componen la estructura y sus características; como dimensiones, resistencia y cantidad del acero de refuerzo; se deben revisar minuciosamente los planos estructurales con los que se cuente, en caso de no poseerlos se debe realizar una visita de campo con el fin de obtener información directa que pueda garantizar las características a considerar en los elementos.

Es necesario indagar si la edificación ha sido remodelada o reparada en alguna ocasión y si se cuentan con planos que incluyan estos cambios.

3.2.2 Inspección Visual.

La inspección visual deberá efectuarse en todas las áreas de la estructura a la cual se pueda ingresar y tomando información del edificio, tal como daños en los elementos estructurales y no estructurales (deformaciones, corrosión, desprendimiento de concreto, etc.), también identificar posibles irregularidades en planta y en elevación, las cuales dependiendo la configuración de la edificación puedan ampliar los daños que pueda sufrir la estructura ante un evento sísmico.

3.2.2.1 Irregularidad Geométrica.

La irregularidad geométrica se puede presentar en dos casos, irregularidad horizontal e irregularidad vertical.

3.2.2.1.1 Irregularidad geométrica horizontal.

Es aquella irregularidad en planta que se presenta cuando la configuración arquitectónica de una edificación es una forma geométrica irregular o extraña, que no sea rectangular o cuadrada. Esta irregularidad se presenta con salientes cuya relación de dimensiones entre la saliente y el cuerpo principal exceden a los parámetros de diseño recomendado.

Durante las visitas a la edificación por el exterior y el interior del edificio, se debe prestar especial cuidado a:

- Observar si se presentan anomalías en relación con la vista en planta de la instalación. Por ejemplo, las ampliaciones continuas; las cuales alteran la forma original con la que fue concebido el edificio.
- Identificar in situ si existen juntas sísmicas o de temperatura, que dividan la estructura en partes regulares.

- Observar la presencia de masas concentradas. Por ejemplo, la ubicación de un tanque de agua sobre un extremo de la cubierta puede originar excentricidad de torsión.

Algunas de las irregularidades y formas de chequeo que se buscan, son mostradas en la *Figura III-2*.

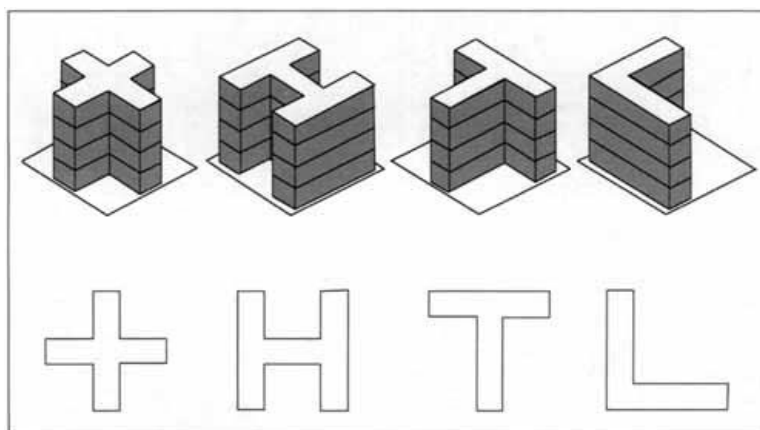
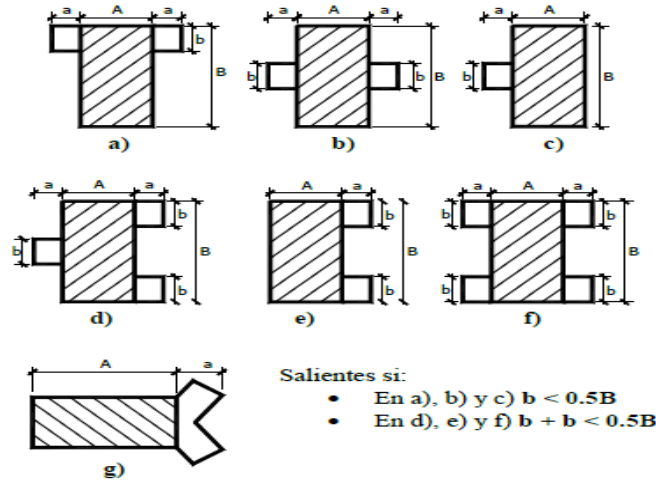
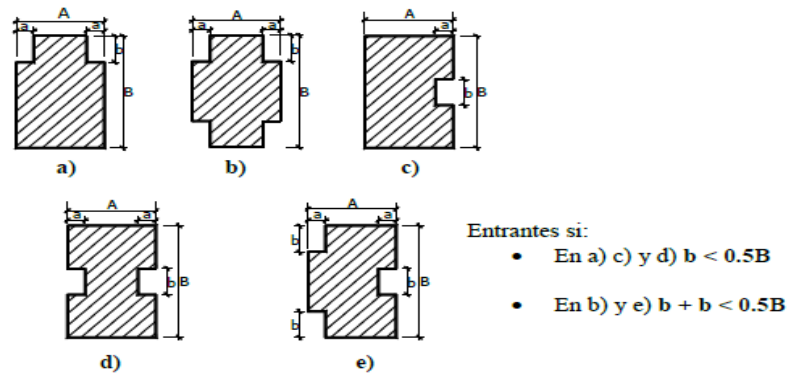


Figura III-2: Irregularidad geométrica en planta.

Se debe de evitar el efecto de plantas alargadas por lo que los criterios específicos de estructuración en el apartado de proporción recomiendan que la relación entre la longitud y la base del cuerpo principal no sea mayor a 2.5.

Además de esto, los criterios de estructuración contemplan ciertos puntos en cuanto a las salientes y las entrantes en planta, y se presentan a continuación:

A) Configuración de salientes en planta

B) Configuración de entrantes en planta


*Figura III-3: Configuración de entrantes y salientes en planta.
Si $B > A$, $B/A \leq 2$ además, $a/A \leq 0.15$*

3.2.2.1.2 Irregularidad geométrica en elevación.

En elevación, al igual que en la planta, la irregularidad geométrica de una edificación puede estar expresada en términos de su forma y la excentricidad que pueda generarle torsión.

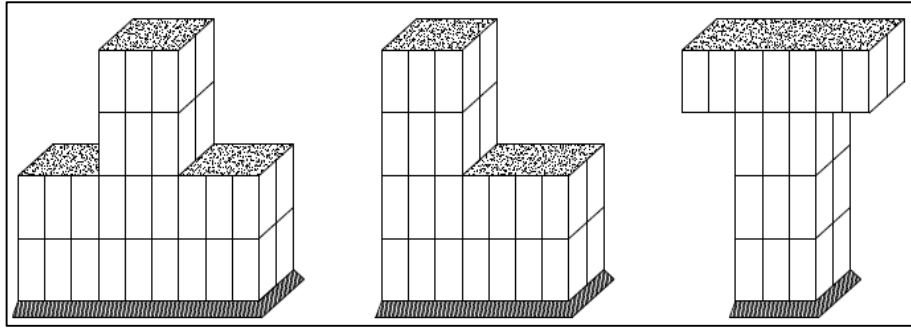


Figura III-4: Irregularidades Verticales.

Se debe observar:

- Discontinuidad en las construcciones, con cambios abruptos en su forma vertical.
- La variación del tipo de material de los elementos estructurales en altura puede afectar su resistencia (columnas del primer nivel en concreto y las del segundo nivel en metal).
- Grandes diferencias en la masa de los pisos: masas concentradas en los niveles superiores de la edificación, debido a la presencia de motores y tanques de agua entre otras cosas.
- Buscar la presencia o ausencia de columnas cortas. Un muro de relleno puede transformar una columna diseñada para trabajar en toda su altura en una columna corta, esto puede verse en la *Figura III-5*.

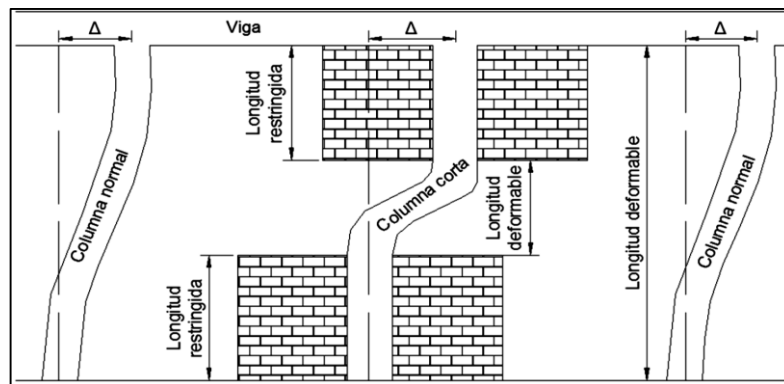


Figura III-5: Efecto de columna corta.

Se debe de evitar el efecto de plantas alargadas por lo que los criterios específicos de estructuración en el apartado de proporción recomiendan que la relación de la altura a la dimensión menor de la base sea menor a 4. Además de esto, los criterios de estructuración contemplan ciertos puntos en cuanto a las salientes y las entrantes en elevación y se presentan a continuación:

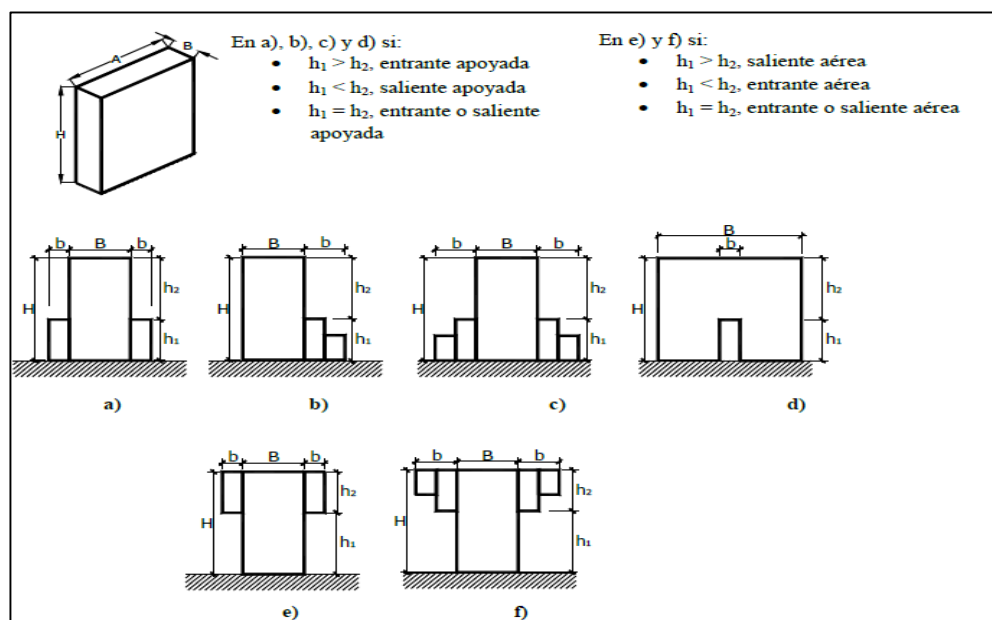


Figura III-6: Configuración de entrantes y salientes en elevación.
Si $A > B$, $H/B \leq 4.0$. Además, $b/B \leq 0.15$.

3.2.2.2 Irregularidad Estructural.

La irregularidad estructural se puede presentar igualmente en dos casos, tanto en elevación como en planta.

3.2.2.2.1 Irregularidad estructural en elevación.

Según la tabla 5 de la NTDS ⁷ la irregularidad estructural en elevación se puede dar en los siguientes casos:

⁷ Tabla 5: Irregularidades estructurales en elevación, Norma técnica para diseño por sismo, El Salvador

Tabla III-2: Irregularidades Estructurales en Elevación. (Tomado de Tabla 5, NTDS)

Tipo de Irregularidad	Definición
<i>Irregularidad en la rigidez-Entrepiso flexible</i>	Entrepiso flexible es aquel cuya rigidez lateral es menor que el 70 por ciento de la del entrepiso inmediato superior o menor que el 80 por ciento del promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores.
<i>Irregularidad en la masa</i>	Se considera que existe irregularidad cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor que el 150 por ciento de la masa efectiva de un piso consecutivo. No se considera irregularidad en la masa cuando el techo sea más liviano que el piso inferior.
<i>Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistentes a cargas laterales</i>	Se considera que existe esta discontinuidad cuando los elementos resistentes a cargas laterales están desplazados dentro de su plano, una cantidad mayor que la longitud de tales elementos.
<i>Discontinuidad en la capacidad-Entrepiso débil</i>	Se considera que un entrepiso es débil cuando su resistencia es menor que el 80 por ciento de la del entrepiso superior. Resistencia de entrepiso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a sismo que comparten el cortante de entrepiso en la dirección en consideración.

3.2.2.2 Irregularidad estructural en planta.

Según la tabla 6 de la NTDS ⁸ la irregularidad estructural horizontal se puede dar en los siguientes casos:

⁸ Tabla 6: Irregularidades estructurales en planta, Norma técnica para diseño por sismo, El Salvador

Tabla III-3: Irregularidades Estructurales en Planta. (Tomado de Tabla 6, NTDS)

Tipo de Irregularidad	Definición
<i>Irregularidad torsional</i>	Si los diafragmas no son flexibles se considerará que existe irregularidad torsional cuando la máxima deriva de entrepiso, incluyendo la torsión accidental, calculada en un extremo de la estructura transversal a un eje, es mayor que 1.2 veces la deriva de entrepiso promedio de los dos extremos de la estructura.
<i>Esquinas entrantes</i>	La configuración en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contiene una irregularidad de tipo “esquina entrante” cuando ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina entrante sean mayores que el 15 por ciento de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada.
<i>Discontinuidad del diafragma</i>	Se considera discontinuidades en diafragma los cambios abruptos o variaciones en la rigidez, como recortes o aberturas mayores que el 50 por ciento del área bruta de la planta del edificio.
<i>Desalineamiento fuera del plano</i>	Discontinuidades en la trayectoria de una fuerza lateral, tal como elementos verticales fuera del plano.
<i>Sistemas no paralelos</i>	Los elementos verticales resistentes a carga laterales no son paralelos o no son simétrico con respecto a los ejes principales ortogonales del sistema resistente a fuerzas laterales.

3.2.2.4 Evaluación de elementos sismo resistentes.

Se debe de identificar el sistema estructural de la edificación y hacer la inspección de los elementos estructurales correspondientes, como muestra la *tabla III-4*, para lo cual es necesario revisar escaleras, cuartos de máquinas, sótanos, subsótanos, cubiertas, etc., así como también, remover los acabados arquitectónicos que sean necesarios para localizar los elementos estructurales.

Tabla III-4 Elementos estructurales a evaluar dependiendo del sistema estructural.

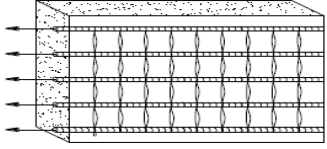
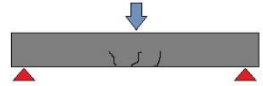
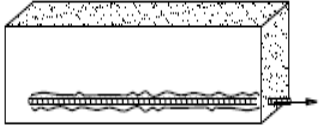
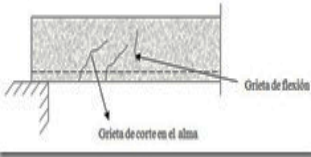
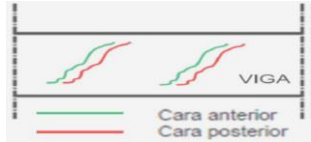
Sistema Estructural	Elementos Estructurales
Pórtico de concreto reforzado	Vigas, columnas, nudos y losas de entrepiso
Pórtico con muros estructurales en concreto reforzado	Vigas, columnas, nudos, muros y losas de entrepiso
Estructuras metálicas	Vigas, columnas, conexiones y losas de entrepiso
Estructuras en madera	Vigas, columnas, conexiones y losas de entrepiso
Mampostería	Muros portantes (con columnetas y vigas de confinamiento en el caso de ser confinada) y losas de entrepiso
Adobe y bahareque	Muros portantes y losas de entrepiso

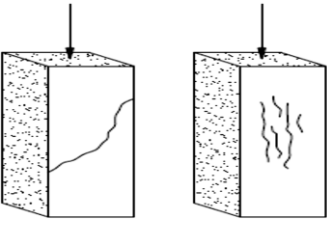
Tomado de Guía Técnica para inspección de edificaciones después de un sismo. FOPAE-AIS. 2009.

3.2.2.3 Evaluación de grietas.

Dependiendo de las amenazas sísmicas a las que se ha visto sometido el edificio en estudio se pueden presentar diversas fallas o grietas provocando daños en elementos estructurales. A continuación, se presentan las fallas más comunes que se pueden encontrar a la hora de realizar una inspección visual.

Tabla III-5: Tipos de grietas a evaluar en inspección visual.

Tipo de Falla	Descripción	Esquema
<i>Fisuras por tracción pura</i>	Las fisuras de tracción son poco frecuentes en el concreto reforzado debido a que el acero se encarga de absorberlas; sin embargo, cuando las deformaciones de las secciones son grandes, pueden aparecer coincidiendo con el lugar donde están colocados los estribos.	
<i>Fisuras por flexión</i>	Las fisuras de flexión son las más comunes en el concreto reforzado. Las fisuras de flexión avisan con tiempo; no son, por lo tanto, índice de peligro inminente y proporcionan tiempo para poder determinar el tipo de daño, y por consiguiente, para tomar medidas correctivas al elemento estructural. Se presentan en la fibra que está sometida a tracción.	
Fisuras por adherencia	Se produce en zonas en que la armadura que trabaja a tracción se encuentra insuficientemente anclada por malos procesos constructivos en las que las varillas se impregnan de aceites. Este tipo de fisuras se caracteriza por ser paralelas a la dirección de las barras.	
Fisuras por cortante.	Se disponen como grietas inclinadas. Las grietas son usuales en concreto reforzado y presforzado, se desarrollan cerca de los apoyos o en cargas puntuales muy elevadas, forman ángulos de aproximadamente 45 grados respecto al eje central de la viga, probablemente se inician en la parte superior de una grieta de flexión.	
Fisuras por torsión.	Se parecen a las fisuras por cortante. Se pueden distinguir por el sentido de inclinación que presenten en dos caras opuestas del elemento. Estas grietas se generan en un sentido en una cara de la viga, y en la cara opuesta se manifiestan en el sentido opuesto.	

<p>Fisuras por compresión.</p>	<p>Se originan cuando el elemento está sometido a fuerzas que lo comprimen excesivamente. Son peligrosas porque comúnmente aparecen en las columnas y evolucionan con rapidez. No son fáciles de identificar, generalmente aparecen varias fisuras agrupadas y en sentido vertical.</p>	
---------------------------------------	---	---

3.2.2.4.1 Clasificación de daños

Se realiza la clasificación de daños encontrados en las edificaciones, de manera que, en base a su tipología presentada dentro de los elementos estructurales, pueda establecerse la causa de su generación.

Se tomará como referencia una clasificación planteada por *Lisette Campos, Manuel Gutiérrez y Miguel Martínez, 1996*⁹, en la que, para cada elemento se tiene específicamente el tipo de daño que puede presentarse, tal como se muestra en la *Tabla III-6*.

Tabla III-6: Daños estructurales comunes, (planteado por Lisette Campos, Manuel Gutiérrez y Miguel Martínez, 1996.)

ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIPO DE DAÑO	CAUSAS
COLUMNAS	Grietas diagonales.	Cortante o torsión
	Grietas verticales.	Flexo-compresión
	Desprendimiento del recubrimiento.	Flexo-compresión
	Aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	Flexo-compresión

⁹ Lisette Campos, Manuel Gutiérrez & Miguel Martínez, (1996). Tesis: *EVALUACIÓN DE DAÑOS Y REDISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA*. CIUDAD UNIVERSITARIA: Escuela de Ingeniería Civil. San Salvador, El Salvador.

VIGAS	Grietas diagonales.	Cortante o torsión.
	Rotura de estribos.	Cortante o torsión.
	Grietas verticales.	Flexión.
	Rotura del refuerzo.	Flexión.
	Aplastamiento del concreto.	Flexión.
UNIÓN VIGA-COLUMNA	Grietas diagonales.	Cortante.
	Falla por adherencia del refuerzo de vigas.	Flexión.
LOSAS DE ENTREPISOS	Grietas alrededor de columnas en losas o placas planas.	Penetración.
	Grietas longitudinales.	Flexión.
MUROS DE CONCRETO	Grietas diagonales.	Cortante.
	Grietas horizontales.	Flexo-compresión.
	Aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	Flexo-compresión.
MUROS DE MAMPOSTERÍA	Grietas diagonales.	Cortante.
	Grietas verticales en las esquinas y centro.	Flexión y volteo.
	Grietas como placa perimetralmente apoyada.	Flexión.

Una vez catalogadas las fallas presentes en cada elemento de la estructura, se procede a clasificarlas de forma más específica, para lo cual, se toma en consideración el espesor presentado por dichas grietas, y así obtener un parámetro del daño estructural que permita realizar reducciones en la rigidez de los elementos que se han visto dañados, de manera que se realice la consideración cuantitativa del daño dentro del modelado de la estructura.

El ancho de la grieta nos dará un estimado de la magnitud de daño que provocan las fisuras o grietas dentro de cada elemento, tal y como se muestra en la *Tabla III-7*.

Tabla III-7: Evaluación y clasificación de daños (Lissette Campos, Manuel Gutiérrez y Miguel Martínez, 1996)¹⁰

DAÑO	DESCRIPCIÓN
Estructural ligero	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de concreto. • Fisuras y caídas de aplanados en paredes y techo. • Grietas de menos de 3.0 mm de ancho en muros de mampostería.
Estructural fuerte	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas de 0.5 a 1.0 mm de ancho en elementos de concreto. • Grietas de 3.0 a 10 mm de ancho en muros de mampostería.
Estructural grave	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas de más de 1.0 mm de ancho en elementos de concreto. • Desprendimiento de recubrimiento en vigas y columnas. • Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo de refuerzo en columnas y muros de concreto. • Agrietamiento de losas planas alrededor de las columnas. • Aberturas en muros de mampostería. • Desplomes de columnas de más de 1:100 de su altura. • Desplome de edificio de más de 1:100 de su altura.

¹⁰ Lissette Campos, Manuel Gutiérrez & Miguel Martínez, (1996). Tesis: *EVALUACIÓN DE DAÑOS Y REDISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA*. CIUDAD UNIVERSITARIA: Escuela de Ingeniería Civil. San Salvador, El Salvador.

3.2.2.4.2 Cuantificación de daños

Luego de realizada una identificación cualitativa de los datos de daños encontrados dentro de las instalaciones y elementos, se procede a realizar una cuantificación de dicha recolección, debido a que, para poder representar dichos daños dentro del modelo para su posterior análisis estructural, se debe proporcionar la información de forma cuantitativa.

Tal y como se mencionó anteriormente, es importante considerar que se deben tener criterios para la reducción de la rigidez de los elementos que se han visto afectados por grietas o fisuras. Normativas tales como el ACI 318, en su apartado 10.10.4.1 proporcionan valores para el proceso de reducción de la inercia de los elementos. También, según estudios realizados por *MacGregor J.G Hage S.E, 1997*¹¹ y *Paulay & M. Prinsley, 1992*¹², para determinar el porcentaje de reducción de inercia de los elementos que son afectados por grietas, se han propuesto los siguientes valores a considerar:

Tabla III-8: Parámetros de reducción de inercia por agrietamiento en elementos estructurales.

ELEMENTO	CLASIFICACIÓN DE DAÑO	FACTOR DE AGRIETAMIENTO
Vigas	Estructural ligero	0.50I _g
	Estructural fuerte	0.40I _g
	Estructural grave	0.35I _g
Columnas	Estructural ligero	0.85I _g
	Estructural fuerte	0.80I _g
	Estructural grave	0.70I _g

¹¹ MacGregor J.G Hage S.E . (1997). *Stability Analysis Design Concrete Frame*.


¹² Paulay, T. and Priestley, M.J.N. 1992, "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley and Sons, New York, Estados Unidos.




3.3 Ensayos en los elementos de concreto reforzado.


Siguiendo con el procedimiento establecido para este tipo de evaluación mediante la técnica del Pushover, se debe elaborar un plan de trabajo que establezca la cantidad y tipos de ensayos que serán necesarios realizar acorde al tipo de edificación que se tenga en consideración para el análisis y tomando en cuenta las diversas problemáticas que este pueda presentar para la determinación de las características básicas requeridas en la evaluación.

A continuación, se presentan las actividades y ensayos a realizar para esta evaluación estructural.

Tabla III-9: Tipos de ensayos a realizar

Tipo de ensayo	Descripción	Equipo
<p>Medición de grietas</p>	<p>Como se mencionó en la fase de inspección visual realizada a la estructura, se debe de dar seguimiento al estudio de las grietas que se encontraron. Las grietas manifiestan algún fallo percibido en la edificación, de tal manera, que es el lenguaje presentado por la estructura para darnos a entender la ocurrencia de dicho fallo, de esta forma también puede conocerse el comportamiento al que está siendo sometida la estructura, o al que fue sometida en algún evento de carácter sísmico. Algunas de las características a determinar en cada una de estas grietas o fisuras son: determinación de su abertura, morfometría (lisa, con quiebres, continua o discontinua).</p> <p>Generalmente cuando se hace una evaluación a las grietas, lo que se busca es realizar una medición física mediante un fisurómetro o micrómetro, tal y como el que se muestra en la <i>Figura</i>, o en su defecto, un escalímetro que nos proporcione buena precisión.</p>	 <p>The top image shows a blue metric scale ruler with a vertical crack in concrete being measured. The bottom image shows a crack gauge, which is a specialized tool with two vertical arms and a central measuring rod, used for precise measurement of crack widths.</p>

<p><i>Pruebas de capacidad no destructivas al concreto (Martillo de rebote)</i></p>	<p>Este tipo de prueba catalogado dentro de los ensayos para poder conocer la resistencia de los concretos, está regido bajo la norma ASTM C-805-02. Este ensayo permitirá evaluar la calidad del concreto en cada elemento. Se basa en la utilización del Esclerómetro de Schmidt (ver <i>Figura</i>).</p> <p>Este ensayo puede brindarnos valores relativos de homogeneidad en el concreto utilizado en la estructura.</p>	
<p><i>Escáner de refuerzo (Pachómetro)</i></p>	<p>El escaneo de barras de refuerzo en los elementos de concreto reforzado, es un método que nos proporciona información acerca del armado de la estructura cuando se desconocen los planos estructurales. Es un método no destructivo, el cual consta de un dispositivo de detección, de tipo banda, que se traslada a lo largo del elemento a detectar, conectado a un aparato central de procesamiento en el que se puede observar la información recolectada (recubrimientos, diámetros, cantidad de acero presente y espaciamientos).</p>	
<p><i>Extracción de núcleos</i></p>	<p>La prueba de extracción de núcleos de concreto de las estructuras existentes, es un método que nos proporcionará posteriormente bajo ensayos de laboratorio la resistencia presentada por el concreto, el cual será definido en base a los núcleos que han sido extraídos de los elementos constituyentes de análisis. Este tipo de prueba ya no constituye un método de análisis no destructivo, debido a que en este se debe realizar cierto daño con fines de la extracción, el procedimiento se lleva a cabo con un equipo adecuado, que consta de una maquina provista con una broca que penetra el elemento a considerar (tal como lo muestra la <i>Figura</i>).</p>	

<p><i>Pruebas de carga</i></p>	<p>Por último y continuando con el proceso completo que contempla la prueba de extracción de núcleos, se llega el momento del trabajo en el laboratorio, en el cual se deben ensayar dichas extracciones realizadas, de tal manera que nos proporcione un valor de resistencia presentado actualmente por la estructura.</p> <p>Los resultados obtenidos dan a conocer el valor de resistencia a la compresión del concreto, y de esta manera se tendrá con mayor precisión las características y especificaciones que rigen a la estructura</p>	
---------------------------------------	--	---

3.4 Análisis sísmico de la edificación

Es necesario conocer, cómo será el comportamiento presentado por la estructura ante las amenazas sísmicas que se tendrán en consideración dentro del análisis y esto deberá efectuarse mediante un modelado de las condiciones de la estructura, es decir, elaborar un modelo en tres dimensiones que represente a través de un programa de computadora la estructura, de forma que se tengan dentro de la modelación las características propias, tales como, dimensiones, cargas y daños existentes; para poder obtener los resultados más apegados a la realidad.

Para la parte del análisis sísmico contemplado en este apartado, se deberán incluir importantes herramientas que constituyen en conjunto, un mejor resultado al finalizar la metodología a aplicar, dentro de los cuales primeramente se tiene que analizar mediante un espectro de diseño constituido por lo que establece la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) aplicada a nuestro país, de manera que se pueda realizar un análisis espectral modal del edificio, con el objetivo de identificar los principales modos de vibración que regirán a la estructura. Continuando con dichas herramientas, será importante mencionar qué, se debe definir las cargas laterales a ser aplicadas para cada una de las direcciones. Por último, se tendrá que establecer la curva de capacidad que

presentará el edificio, a partir de un análisis Pushover, con el que se pueden detallar y ubicar los posibles puntos de falla.

Se mostrará a continuación cada una de las herramientas antes mencionadas, de manera que el análisis sísmico de la edificación sea en conjunto un modelo que permita obtener resultados que conduzcan a conclusiones sólidas, en base a datos y resultados con la menor incertidumbre posible dentro del proceso.

3.4.1 Análisis Espectral Modal.

Una vez elaborado el modelo de la edificación en tres dimensiones a través de un programa de computadoras, el cual permita efectuar el análisis previsto, se deberá afectar por el espectro de diseño que se establece dentro la NTDS, de manera que se puedan establecer los modos principales de vibración con el fin de poder tener una forma de comprobación previa para el inicio del método Pushover como tal, de esta forma, se estaría proporcionando parte de las condiciones propias de la región en la cual se está realizando dicha evaluación.

La estructura en análisis al verse sometida a cierta amenaza sísmica que pueda afectarla, tenderá a oscilar en diferentes modos de comportamiento ante el sismo, es decir, por ser un cuerpo definido en tres dimensiones posee la capacidad de deformarse o desplazarse en las tres direcciones, además de poder girar respecto a cada una de éstas con varios ejes de rotación diferentes. Es por ello que existirán varios "modos" o "formas" en los que una estructura puede vibrar u oscilar frente a una excitación sísmica determinada; tal y como se muestra en la *Figura III-7*.

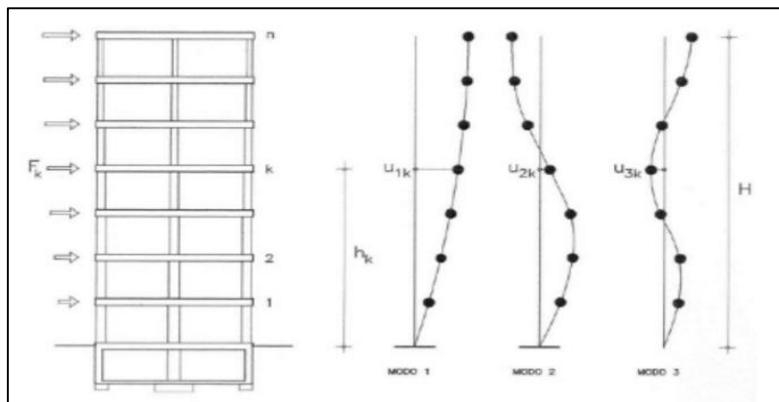


Figura III-7: Modos de vibración de una estructura.

Básicamente el análisis espectral modal consiste en efectuar un proceso que garantice el número completo de modos de vibración que pueden influir para la búsqueda de resultados precisos, de manera que puedan seleccionarse adecuadamente la cantidad suficiente de estos modos que afectarán significativamente a la estructura. Según lo establece la NTDS, "los requisitos relativos a que todos los modos significativos sean incluidos pueden ser satisfechos demostrando qué, para los modos considerados, al menos el 90% de la masa participante de la estructura esté incluida en los cálculos de respuesta para cada una de las direcciones horizontales principales."

3.4.3 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

Dentro del análisis sísmico que se presenta en este capítulo, se tendrá en esencia, el método como tal para poder considerar la evaluación desde el punto de vista estático no lineal, el cual, para esta investigación se centra en el análisis por Pushover. Esencialmente este procedimiento de análisis se basa en tres pasos constituyentes, lo cuales se pueden resumir en: definir los patrones de carga que serán aplicados al edificio, posteriormente determinar y generar la curva de capacidad de carga constituyente a cada edificio en particular, con la cual se podrá establecer en qué nivel de desempeño puede catalogarse dicha estructura, y por último, analizar los posibles modos de falla que se van a tener conforme al comportamiento presentado por la estructura a medida se desarrolle

el análisis, así como también tener conocimiento de sus ubicaciones dentro de los elementos. Gráficamente la metodología Pushover es en términos generales según como se muestra en la *Figura III-8*.

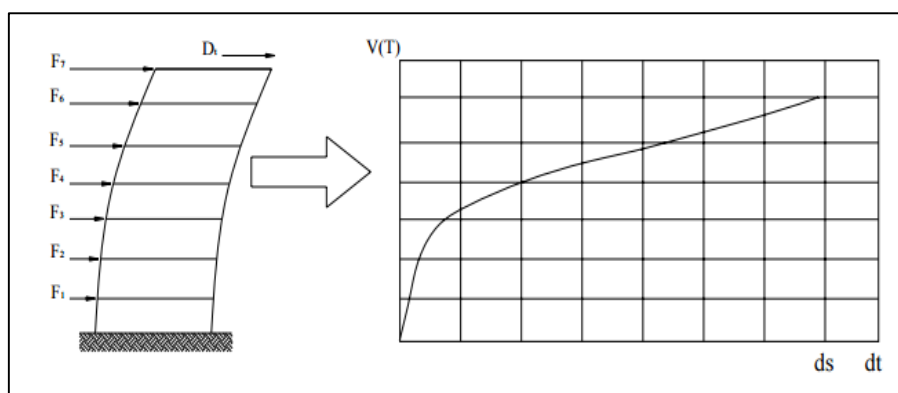


Figura III-8: Esquema general de la aplicación de metodología Pushover.

3.4.3.1 Definir Patrones de Carga.

Para la aplicación de la metodología Pushover, debe de seleccionarse una carga real obtenida de las disposiciones establecidas en los códigos regionales, de manera que ésta se incremente monótonicamente dentro de la realización del análisis.

Según lo establece el código ATC-40, deben ser al menos dos diferentes patrones de carga a considerar dentro del análisis, las cuales deberán ser aplicadas de manera que se acerquen a las fuerzas inerciales que se tendrán a hora de un movimiento de terreno que afecte a la estructura. Pueden aplicarse diferentes distribuciones, sin embargo, para establecer éstas, se puede revisar el apartado correspondiente dentro de la normativa ATC.

Los dos grupos de distribución de carga lateral que más se utilizan en el análisis de Pushover y que son propuestos por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (ASCE 2000) y el Concejo de Tecnología Aplicada (ATC-1996) son:

- Un patrón de carga uniforme, el cual es proporcional a la masa de cada nivel y a su fuerza total lateral sin tomar en cuenta la elevación.
- Un patrón de carga lateral según lo establecido por la NTDS, la cual recomienda una distribución de carga según la altura de la edificación.
- Una distribución de fuerzas proporcional al producto de la masa y la deformación modal relacionada al primer modo de vibración de la estructura.

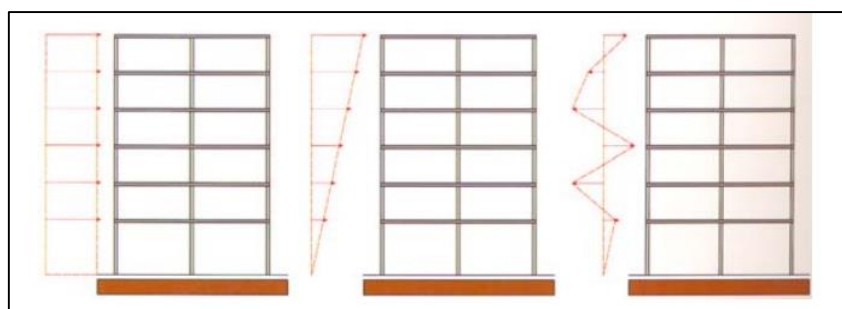


Figura III-9: Patrones de Carga.

3.4.3.2 Definir Rótulas Plásticas.

Un paso importante dentro de la metodología a poner en práctica para la realización del análisis por Pushover, es tomar en cuenta la definición del modelo de plasticidad a utilizar, y en particular la definición de las rótulas plásticas. Es importante tener en cuenta que dependiendo del programa que se desee utilizar, así se podrá contar con las diferentes formas de definir un modelo de plasticidad para ser usado en el análisis, por lo que es importante conocer cuál de ellos se usará; así como sus diferencias.

Se podrá tener un modelo de plasticidad concentrada, o se podrá usar un modelo de plasticidad por fibras, este último más complejo que el primero, por lo tanto, sus resultados son más exactos. Para nuestro caso se utilizará un modelo de plasticidad concentrada, de manera que las rótulas plásticas quedarán definidas en puntos previamente establecidos dentro de los elementos

estructurales y que mediante su representación en el programa de computadora se podrá tener un mayor control de los puntos locales de falla que se asignarán.

Se plantea, considerar los puntos de fallas en los extremos de los elementos, de manera que sean estos puntos (Rotulas Plásticas) los que alcancen la máxima capacidad de deformación y por lo tanto, que los elementos entren en plastificación en dichos puntos.

Las rótulas serán asignadas a través del programa de análisis estructural y serán los puntos a tomar en cuenta para localizar las fallas para cada uno de los eventos incrementales de carga que se tendrán dentro del Pushover, de manera que se pueda comprender el comportamiento que éstas van generando dentro del comportamiento global presentado por la edificación en general.

Las rotulas plásticas serán definidas según el elemento estructural que representen, para el caso de las vigas; se definirán por medio de su diagrama de momento curvatura y para las columnas se realizará mediante su diagrama de interacción.

3.4.3.3 Determinación del Espectro de Capacidad.

Dentro de este apartado se buscará la determinación del espectro de capacidad asociado a la respuesta que presente la edificación.

Inicialmente, se obtiene mediante el programa de computadora la curva de la capacidad de carga de la estructura para cada uno de los pequeños incrementos a realizar, y según como lo estableció el código ATC en el año 1982, "el espectro de capacidad es utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes."

Al obtener la curva de capacidad de la estructura la cual se representa por medio de una curva que relaciona la fuerza lateral (Cortante Basal, V) con el desplazamiento en la parte superior del edificio (D), lo que se busca posteriormente es, realizar su conversión a un formato ADSR

(Acceleration Displacement Spectrum Response), de manera que esta nueva curva transformada representará el Espectro de Capacidad (*Ver figura III-10*). Generalmente la curva de capacidad de carga es construida representando el primer modo de vibración de la estructura basándose en la suposición que el primer modo de vibración es el que predomina dentro de la respuesta estructural. Teniendo así el espectro de capacidad definido se podrá evaluar y comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura de manera de poder establecer el parámetro de desempeño.

En esta nueva representación de la curva, quedará definido en el eje de las ordenadas la aceleración espectral, mientras que en el eje de las abscisas el desplazamiento espectral, de forma que cada punto correspondiente a fuerza lateral o desplazamiento de la azotea, queden representados como Aceleraciones espectrales "Sa" y Desplazamientos espectrales "Sd".

Al igual y como lo planteó Freeman, 1994; "La ventaja de la representación en este formato es que pueden superponerse tanto la capacidad como la demanda en un mismo diagrama, permitiendo así una solución directa del nivel de desempeño presentado para un edificio en consideración."

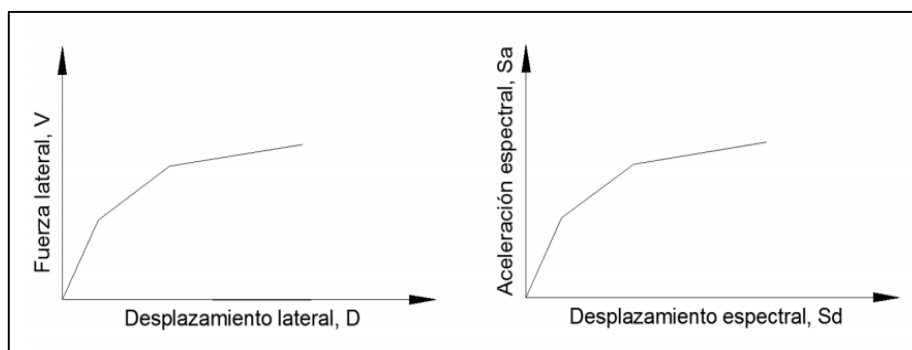


Figura III-10: Curva de capacidad y espectro de capacidad.

3.5 Determinación de la amenaza sísmica.

La demanda sísmica generalmente queda representada por medio de un espectro de respuesta. Generalmente se ha caracterizado que para fines prácticos de análisis y diseño en estructuras se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones, sin embargo, en los últimos años se ha determinado que los parámetros de mayor relevancia son los desplazamientos y las deformaciones. Es por esta razón que se promovió la utilización de un formato ADSR para los espectros de respuesta, dentro del cual como se mencionó en el apartado anterior, se podrá obtener más fácilmente los parámetros para la determinación del desempeño sísmico de la estructura.

Para esta región la demanda sísmica a aplicar se determina a partir de lo estipulado por la NTDS, la cual considera la generación de un espectro de respuesta elástico que incluye la respuesta dinámica pico de todos los modos que tengan una contribución significativa dentro de la respuesta estructural total.

Es de tomar en cuenta que la amenaza definida dentro de la NTDS no se inicia a partir de las aceleraciones máximas del terreno, si no que se basa en consideraciones probabilísticas que consideran que la probabilidad de excedencia es del 10% en un período de retorno de 50 años.

3.5.1 Construcción del espectro elástico de respuesta según la NTDS.

Para la construcción del espectro de respuesta que se tomará en cuenta para la aplicación de esta metodología, cabe mencionar que dentro de la normativa correspondiente que se tiene en consideración dentro del país, no existe un estudio amplio y detallado para la determinación de una amenaza sísmica de forma que sea lo más apegado a las condiciones de sismicidad presentadas en la región a lo largo de los años y tomando en cuenta también los eventos más actuales que determinan las condiciones de sismicidad más reciente, sino que solamente se enfoca en un

espectro elástico que representa a un sismo con un pequeño porcentaje de ser alcanzado en un determinado número de años, de manera que su período de retorno dé un parámetro de como este podría ser alcanzado o no. Sin embargo, se ha encontrado que el espectro elástico de respuesta planteado en la NTDS, representa las mismas características que el sismo de diseño que se presenta dentro del capítulo 3 de la normativa ATC, por lo que se tomará como un equivalente.

Dentro del ATC-40 se presenta un total de 3 niveles de amenaza sísmica, representados mediante espectros de respuesta, los cuales se consideran dependiendo el tipo de objetivo de desempeño que se desee alcanzar, y en consecuencia para el tipo e importancia de la estructura que se esté analizando.

Para el caso de nuestro país, la NTDS únicamente considera un solo espectro de respuesta, por lo cual a la hora de tomar en cuenta el objetivo de desempeño que se desee alcanzar en el edificio en estudio, deberá tomarse en cuenta que tipo de amenaza a considerar según la normativa del ATC, y así poder corroborar si será necesario tomar factores de amplificación o reducción al espectro planteado dentro de la normativa local.

De manera conceptual, la construcción del espectro de respuesta se puede considerar, como si se tuviese una serie de estructuras con un grado de libertad, o en su caso un grupo de osciladores simples, los cuales tendrán diferentes períodos de vibración pero igual valor de amortiguamiento, de manera que cuando estos osciladores sean sometidos a la acción de un movimiento de terreno, representado en un registro de aceleraciones correspondientes a la región en estudio; se tendrá para cada uno de estos osciladores simples, una respuesta que marcará su comportamiento al verse bajo la excitación de la fuerza, dicha respuesta puede mostrarse a través de una historia de desplazamientos, de forma que posteriormente a cada una de estas respuestas se pueda determinar el máximo desplazamiento obtenido, y de esta forma obtener cada uno de los máximos para cada

una, de manera que pueden mostrarse en un gráfico cada desplazamiento en función del período de vibración presentado por cada uno de los osciladores. Es decir, que la respuesta máxima de cada oscilador con período "T", representa un punto del espectro a construir. En forma gráfica tendríamos:

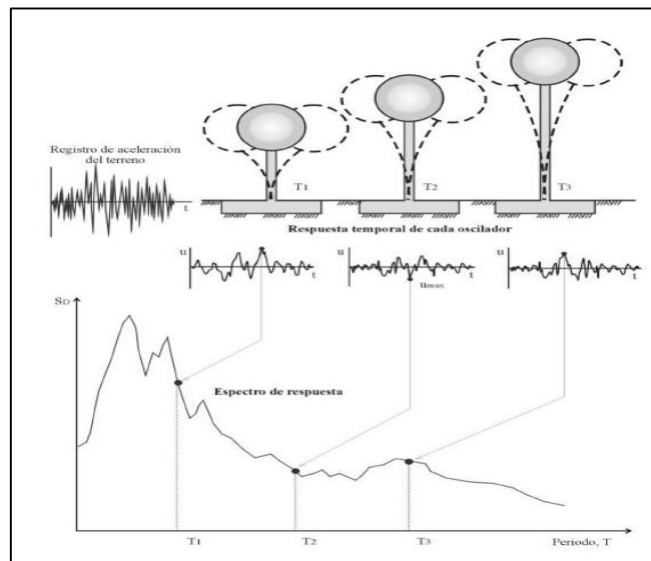


Figura III-11: Representación gráfica de la generación del espectro elástico de respuesta.

Posteriormente, el espectro de respuesta queda representado de la siguiente manera:

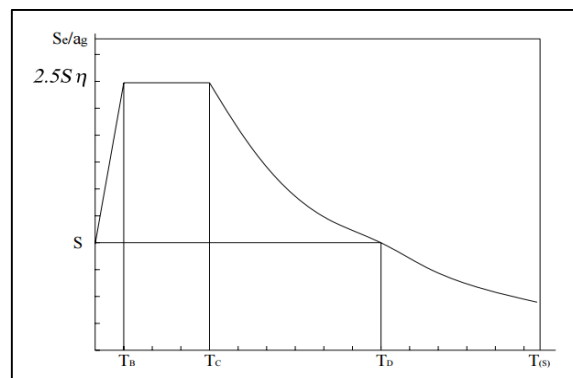


Figura III-12: Espectro de respuesta.

Donde:

S_e : Espectro de respuesta elástico.

T : Período de vibración para un sistema equivalente de un grado de libertad.

A_g : Aceleración sísmica de diseño.

T_B, T_C : Límites de la aceleración espectral constante en cada segmento.

T_D : Valor que define el comienzo del rango de respuesta de desplazamiento constante en el espectro.

S : Aceleración máxima del terreno.

n : Factor de corrección por amortiguamiento.

3.5.2 Conversión del espectro de respuesta elástico.

Una vez construido el espectro de respuesta planteado por la NTDS, se debe realizar su conversión a un formato en el que se puedan tener desplazamientos espectrales que representen el comportamiento de la estructura de forma que se pueda presentar un mejor manejo de los datos.

El espectro de respuesta que se ha construido, está en un formato que relaciona la aceleración máxima presentada por la estructura, en función del período, pero se debe convertir esta representación de manera que se tenga el parámetro que como ya se mencionó anteriormente es de mejor ayuda dentro de los resultados que se desean obtener.

El ATC-40 nos presenta una ecuación para que se realice la conversión del periodo a coordenadas de desplazamiento espectral, dicha ecuación es la siguiente:

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

3.5.3 Reducción de la demanda sísmica.

Con el objetivo de poder establecer el punto de desempeño de la estructura mediante las curvas de espectro de respuesta y la curva de capacidad determinada, se deberá realizar una reducción a dicho espectro de respuesta, debido a que se ha calculado tomando en cuenta que se tendrá un amortiguamiento viscoso del 5% tal y como lo establece la NTDS, pero para la metodología, los factores de reducción deben ser expresados en términos de amortiguamiento efectivo, por lo que será necesario efectuar la reducción correspondiente al espectro de respuesta.

Esto se debe a que el espectro considerado dentro de la NTDS, es un espectro elástico de respuesta, el cual no es compatible con las características reales de vibración que presentará la estructura, por lo cual, para poder hacer que el espectro considere el comportamiento más allá de las condiciones elásticas se efectúa la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histerético equivalente (β_{eq}) y de esta manera poder dar origen a un espectro de respuesta que brindará información concordante del comportamiento presentado por la edificación.

Al efectuar este procedimiento de reducción se podrá finalmente relacionar dichas curvas, de manera que estas puedan generar el valor del punto de desempeño presentado por la estructura siguiendo uno de los métodos correspondientes para la determinación de dicho valor, los cuales se detallaron dentro del capítulo II. En el próximo apartado se menciona el método a seguir en esta investigación.

3.6 Determinación del punto de desempeño.

Dentro de esta fase en la metodología, se plantea, el poder establecer el punto de desempeño de la estructura. El código ATC-40 establece dos métodos para poder determinar dicho punto; el método

del espectro de capacidad-demanda y el método de coeficientes de desplazamiento tal y como fueron descritos dentro del *Capítulo II* de esta investigación.

Para el caso particular de este trabajo de grado, se establece el uso del método de cálculo formulado por el programa de análisis estructural en el que se realiza la modelación de la estructura. El cual corresponde al *método B* dentro del procedimiento de “*espectro de capacidad-demanda*” que fue descrito dentro del Capítulo II.

3.7 Límites de respuesta estructural

Para determinar si el edificio cumple con un objetivo de desempeño específico, los valores de respuesta a partir de un análisis estático no lineal se comparan con los límites de los niveles de rendimiento adecuados. Aquí se presentan los límites de respuesta estructurales, que constituyen criterios de aceptación para la estructura del edificio. Los límites de respuesta se dividen en dos categorías:

- **Límites de aceptabilidad globales.** Estos límites de respuesta incluyen requisitos para la capacidad de carga verticales, resistencia a carga lateral, y la deriva lateral.
- **Límites de aceptabilidad de elementos.** Cada elemento (marco, pared, diafragma o fundación) debe ser chequeado para determinar si éstos están dentro de los límites aceptables.

El objetivo de desempeño representa un comportamiento deseado para un nivel específico de sismo. Si calculada la respuesta para determinado movimiento del suelo, se excede alguno de los límites de aceptabilidad global o los de aceptabilidad local, el edificio debe ser considerado como si no se alcanzase el objetivo de desempeño.

3.7.1 Límites de aceptabilidad global

3.7.1.1 Cargas Gravitacionales

La estructura del edificio debe ser capaz de soportar las cargas gravitacionales y permanecer intacta para cualquier nivel de desempeño.

3.7.1.2 Cargas Laterales

Algunos elementos están sujetos a disminución de su resistencia a través de múltiples ciclos de carga. Si un número significativo de elementos se degradan, la resistencia de la fuerza lateral general del sistema de construcción, no debe degradarse en más de un 20 por ciento de la resistencia máxima de la estructura. Cuando se produce una mayor degradación, debe reforzarse la estructura, o se debe emplear metodologías alternativas para refinar las estimaciones de respuesta esperada. La degradación de los elementos secundarios no necesita ser considerada para esta comprobación.

3.7.1.3 Deformaciones laterales

Las deformaciones que presente la estructura en el punto de desempeño deben ser chequeadas contra los valores límites presentados en la siguiente tabla según el nivel de desempeño en estudio:

Tabla III-10: Límites de deformación.

<i>Límites de deriva de entrepiso</i>	Nivel de desempeño			
	Inmediatamente ocupacional	Control de daños	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Deriva total máxima	0.01	0.01 - 0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005 - 0.015	Sin límite	Sin límite

Fuente: Tabla 11-2 en ATC-40

La deriva total máxima se define como la distorsión de entrepiso en el punto de desempeño. La deriva inelástica máxima se define como la porción de la deriva total más allá del punto de desempeño máximo efectivo. Para la estabilidad estructural, la deriva total máxima en el entrepiso i para el punto de desempeño no debe exceder la cantidad de $0.33 \frac{V_i}{P_i}$, donde V_i es la fuerza de corte lateral total calculada en el entrepiso i y P_i es la carga total por gravedad en el entrepiso i .

Adicionalmente, la NTDS establece límites de derivas laterales (ver *Tabla III-11*), que están en función de la ocupación y el tipo de estructura.

Tabla III-11: Límites de derivas según la NTDS (Tabla 8 de la NTDS)

Tipo de Edificio	Categoría de ocupación		
	I	II	III
Edificios de un piso en acero estructural sin ningún equipo ligado a la estructura y sin acabados frágiles	0.015 hsx	0.020 hsx	Sin límite
Edificios de 4 pisos o menos y sin acabados frágiles	0.010 hsx	0.015 hsx	0.020 hsx
Todos los otros edificios	0.010 hsx	0.015 hsx	0.015 hsx

hsx: Altura de entrepiso debajo del nivel x.

3.7.2 Límites de aceptabilidad de elementos

Cada elemento debe ser chequeado para determinar si cumplen los requisitos de aceptabilidad bajo fuerzas y deformaciones en el punto de desempeño.

3.7.2.1 Enfoque general para la aceptabilidad de elementos

3.7.2.1.1 Elementos y componentes primarios y secundarios

Cada elemento y componente es clasificado como primario o secundario dependiendo su importancia para el sistema de resistencia a carga lateral. Los elementos y componentes que proporcionan una parte importante de la resistencia de la estructura o rigidez lateral en el punto de desempeño se consideran primarios. Otros elementos y componentes pueden ser considerados secundarios.

3.7.2.1.2 Capacidad de deformación de los elementos

Las deformaciones calculadas en los elementos mediante las rotulas plásticas será a través de valores de rotación en dichas rotulas. Los parámetros que definen las rotaciones límites en vigas y columnas para cada nivel de desempeño (Inmediatamente Ocupacional (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP)) se muestran en la *Tabla III-12 y III-13 (Tablas 6-7 y 6-8 del capítulo 6 del FEMA-356)* y se van a representar de manera general mediante el siguiente esquema.

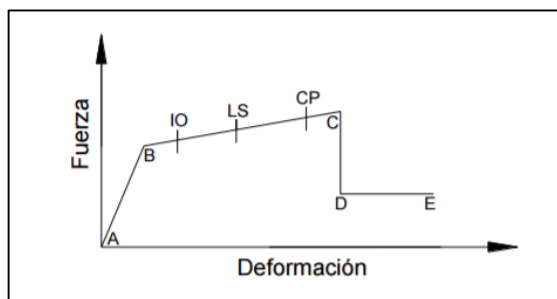


Figura III-13: Curva “Fuerza-Deformación” para evaluación de elementos

Según la curva mostrada, el punto A representa la condición sin carga lateral, el punto B indica la fluencia del elemento, el punto C define la máxima capacidad del elemento, el punto D representa

el esfuerzo residual que se da a causa de una disminución en la resistencia, la cual puede estar asociada a la fractura del refuerzo longitudinal dentro del elemento que se analiza y finalmente el punto E es el punto de ruptura, donde se da la máxima deformación.

Tabla III-12: Criterios de aceptabilidad para vigas (Tabla 6-7 en FEMA-356)

Tabla 6-7 Parametros de modelado y criterios de aceptación numerica para procedimientos no lineales Vigas de concreto reforzado										
Condiciones	Parámetros de modelado ³					Criterios de aceptación ³				
	Ángulo de rotación plástica, radianes			coeficiente resistencia residual	IO	Ángulo de rotación plástica, radianes				
						Nivel de desempeño				
	a			b	c	Tipo de componente				
						Primario		Secundario		
a			b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
i. Vigas controladas por flexión¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Vigas controladas por cortante										
Espaciamiento de estribo ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Espaciamiento de estribo > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo del tramo¹										
Espaciamiento de estribo ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Espaciamiento de estribo > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Vigas controladas por incrustaciones inadecuadas en la unión viga-columna¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
<ol style="list-style-type: none"> 1. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurra para un determinado componente, use el mínimo valor numerico apropiado de la tabla. 2. "C" y "NC" son abreviaturas para el refuerzo transversal conforme o no conforme. Un componente es conforme si dentro del tramo a flexión y para componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la resistencia proporcionada por los estribos (Vs) es al menos 3/4 del cortante de diseño. De lo contrario el componente se considera no conforme. 3. Se permite la interpolación lineal entre los valores indicados en la tabla. 										

Tabla III-13 Criterios de aceptabilidad para columnas (Tabla 6-8 en FEMA-356)

Tabla 6-8 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales										
Columnas de concreto reforzado										
Condiciones	Parámetros de modelado ⁴					Criterios de aceptación ⁴				
	Ángulo de rotación plástica, radianes			Coeficiente resistencia residual		Ángulo de rotación plástica, radianes				
						Nivel de desempeño				
						Tipo de componente				
						Primario		Secundario		
					IO	LS	CP	LS	CP	
i. Columnas controladas por flexión¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columnas controladas por cortante^{1,3}										
Todos los casos ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura libre^{1,3}										
Espaciamiento de aro ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Espaciamiento de aro > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columnas con cargas axiales superiores a 0.70Po^{1,3}										
Aros conformes en toda la longitud			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
Todos los otros casos			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<ol style="list-style-type: none"> 1. Cuando más de una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurra para un determinado componente, use el mínimo valor numérico apropiado de la tabla. 2. "C" y "NC" son abreviaturas para el refuerzo transversal conforme y no conforme. Un componente se es conforme si, dentro del plástico de flexión los aros son espaciados a ≤ d/3, y si para los componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la resistencia proporcionada por los aros (Vs) es al menos tres cuartos de la cizalla de diseño. De lo contrario, el componente se considera no conforme. 3. Para calificar, las columnas deben tener refuerzo transversal conforme de aros. De lo contrario, serán tratadas como controladas por la fuerza. 4. Se permitirá la interpolación lineal entre los valores indicados en la tabla. 5. Para las columnas controladas por cizallamiento, véase la Sección 6.5.2.4.2 para los criterios de aceptación. 										

Para los elementos estructurales y los componentes comúnmente encontrados en los edificios a evaluar con esta metodología, se presenta una breve descripción del daño esperado para cada nivel de desempeño, (Ver *Tabla III-14*) (Dicha tabla también incluye descripciones de daños esperados en elementos típicos no estructurales de edificios.)

Tabla III-14: Descripción de los daños representativos para elementos y componentes no dúctiles en edificios de concreto reforzado y sistemas estructurales de marcos y paredes.

Elemento/ Componente	<i>Inmediatamente Ocupacional</i>	<i>Control de Daños</i>	<i>Seguridad de Vida</i>	<i>Estabilidad Estructural</i>
<i>Columnas</i>	Flexión muy limitada y agrietamiento por cortante, pero sin desprendimiento. No hay desplazamiento horizontal permanente. Mantiene capacidad por gravedad.	Flexión limitada y agrietamiento por cortante con poco o sin desprendimiento. No hay desplazamiento horizontal permanente. Mantiene capacidad por gravedad.	Formación de rótulas en las partes inferiores del edificio, causando desprendimiento cerca y en la parte inferior de la unión viga-columna. Desplazamiento horizontal permanente cerca del 2% de la deriva de entrepiso con pequeñas áreas ligeramente superiores. Mantiene capacidad por gravedad.	Formación de rótulas formadas en las partes inferiores del edificio, causando desprendimiento cerca y en la parte inferior de la unión viga-columna y pulverización de concreto dentro del núcleo. Desplazamiento horizontal permanente cerca del 3.5% de la deriva de entrepiso con pequeñas áreas ligeramente superiores. Mantiene capacidad por gravedad por casi toda la estructura.
<i>Vigas</i>	Desprendimiento muy limitado cerca de la unión viga-columna. Agrietamiento por flexión muy limitado en región de rótulas plásticas. No hay deflexión permanente. Mantiene capacidad por gravedad.	Desprendimiento limitado cerca de las uniones viga-columna. Agrietamiento por flexión muy limitado en región de rótulas plásticas. No hay deflexión permanente. Mantiene capacidad por gravedad.	Desprendimiento cerca de las uniones viga-columna. Agrietamiento por flexión y cortante en región de rótulas plásticas progresando hacia dentro de la unión viga-columna. Elongación de corte en estribos adyacentes al nudo. Deflexión vertical permanente cerca de L/175. Mantiene capacidad por gravedad.	Desprendimiento extensivo cerca de la región de formación de rótulas plásticas y uniones viga-columna. Agrietamiento por flexión y cortante en región de rótulas plásticas progresando hacia dentro de la unión viga-columna. Ruptura de corte en estribos. Deflexión vertical permanente cerca de L/75. Mantiene capacidad por gravedad.

<i>Losas</i>	Agrietamiento muy limitado adyacente a la unión viga columna u otros soportes. Mantiene capacidad por gravedad.	Agrietamiento limitado adyacente a la unión viga columna u otros soportes. Mantiene capacidad por gravedad.	Agrietamiento adyacente a la unión viga columna u otros soportes. Mantiene capacidad por gravedad.	Agrietamiento extensivo adyacente a la unión viga columna u otros soportes. Pedazos de concreto pulverizado y ausencia de acero en áreas entre la losa.
<i>Paredes y pilastras</i>	Agrietamientos muy escasos por cortante en plano de pared. Muy poco o sin agrietamiento en extremos de paredes o pilastras. No hay desplazamiento horizontal permanente. Mantiene capacidad por gravedad.	Agrietamientos escasos por cortante en plano de pared. Poco o sin agrietamiento en extremos de paredes o pilastras. No hay desplazamiento horizontal permanente. Mantiene capacidad por gravedad.	Desprendimiento extensivo y corte y agrietamiento por flexión, particularmente en extremos talones de paredes de cortante. Evidencia de falla corrediza por cortante. Desplazamiento horizontal permanente cerca del 2% de la deriva de entrepiso con otras áreas ligeramente superiores. Mantiene capacidad por gravedad.	Desprendimiento extensivo y corte y agrietamiento por flexión en toda la pared, particularmente en áreas con mayor desplazamiento permanente. Evidencia de pandeo de barras de refuerzo longitudinal. Evidencia de fallas por cortante corredizas a lo largo de las juntas de construcción y en la base de la pared. Desplazamiento horizontal permanente cerca del 3.5% de la deriva de entrepiso con otras áreas ligeramente superiores. Mantiene capacidad por gravedad en casi toda la estructura.
<i>Fundaciones</i>	No hay evidencia de asentamiento diferencial entre dos columnas adyacentes.	No hay evidencia de asentamiento diferencial entre dos columnas adyacentes.	Asentamiento diferencial cerca de L/150 entre dos columnas adyacentes.	Asentamiento diferencial cerca de L/60 entre dos columnas adyacentes.
<i>Elementos No Estructurales</i>	No hay presencia de vidrio fracturado. Todas las puertas interiores y exteriores	Vidrio fracturado muy limitado. Todas las puertas interiores y exteriores operando.	Algunos vidrios fracturados y porciones limitadas que faltan en los pisos con grandes desplazamientos permanentes.	Más vidrios fracturados y porciones limitadas que faltan en los pisos con grandes desplazamientos permanentes

	<p>operando. Daño muy limitado en techos suspendidos y artefactos de iluminación y no hay colapso. Muy pocos artículos de muebles volcados. Agrietamiento muy limitado en divisiones interiores y acabados de escaleras. Elevadores y utilidades de construcción en funcionamiento. Daño muy limitado en áticos.</p>	<p>Daño limitado en techos suspendidos y artefactos de iluminación. Muebles volcados en casos aislados. Agrietamiento limitado en divisiones interiores y acabados de escaleras. Elevadores y utilidades de construcción en funcionamiento. Daño limitado en áticos.</p>	<p>Más que todo, puertas exteriores funcionando. Algunas puertas interiores sin funcionar y dañadas. Algunos techos suspendidos colapsados. Artefactos de iluminación dañados. Divisiones interiores extensivamente dañadas sin derribarse. Escaleras interiores extensivamente agrietadas. Elevadores y utilidades de construcción sin funcionamiento. Áticos extensivamente dañados.</p>	<p>y cantidades más pequeñas de vidrios fracturados sobre otros pisos. Puertas exteriores e interiores sin funcionar y dañadas. Más techos suspendidos y artefactos de iluminación colapsados. Divisiones interiores extensivamente dañadas y parcialmente derribadas. Escaleras interiores extensivamente agrietadas. Muebles volcados. Elevadores y utilidades de construcción sin funcionamiento. Áticos parcialmente colapsados.</p>
--	--	--	--	--

Fuente: Tabla 11.1 del ATC-40

3.8 Resultados de la evaluación.

Luego de realizar el análisis estático no lineal, se procede a evaluar los resultados obtenidos. Dentro de esta parte de la metodología, se pretende principalmente determinar si el objetivo de desempeño que fue planteado al inicio de la metodología se pudo alcanzar o no.

De igual forma, se debe analizar los daños ocurridos y la ubicación de los puntos que obtuvieron mayor cantidad de daños dentro de los elementos estructurales, y posteriormente dicha información será proporcionada mediante un informe global del comportamiento presentado por la estructura en análisis luego de verse sometida a los incrementos de carga para la determinación de la capacidad estructural.

Debe prestársele mucha atención al desplazamiento presentado por la estructura en el punto de desempeño que fue calculado según el apartado correspondiente en esta misma metodología, ya que este punto deberá compararse con el máximo desplazamiento permitido dentro de la tabla brindada por el ATC, en la cual se encuentran los límites de derivas máximas para cada nivel de desempeño buscado.

Si se da el caso que no se logra alcanzar el objetivo de desempeño planteado al inicio de la metodología, se deberá corroborar cada uno de los elementos que no cumplen estructuralmente y se debe presentar un informe indicando que elementos son los que se presentan mayormente dañados.

3.9 Entrega de documentación al propietario.

Como último punto dentro de esta metodología planteada para la evaluación del edificio de la Facultad de Medicina, se realiza la entrega de documentación correspondiente de todo el proceso

de análisis realizado en la estructura de parte de los encargados hacia el propietario de la edificación, con fin de proporcionar los resúmenes que consignen desde la información del estado actual del edificio, así como cada uno de los parámetros que en esta metodología se han considerado, y terminando en las conclusiones del análisis, y así de esta forma, los encargados de tomar una decisión al respecto del edificio en cuestión, tengan suficiente información con fines de establecer un plan de acción para poder garantizar la seguridad de sus ocupantes.

Algunos de los documentos a incluir son:

3.9.1 Plano de daños.

Dentro de este apartado, y tomando en cuenta las condiciones presentadas inicialmente para esta edificación, se realizará y presentará un plano indicando las ubicaciones de los daños presentes en cada nivel de la estructura a partir de las observaciones realizadas dentro de la fase de inspección visual realizada en esta investigación. Esto constituye una herramienta para tener una mayor interpretación de los daños con los cuales cuenta la estructura.

3.9.2 Memoria de cálculo

Se presentará dentro del informe de documentación, una memoria de cálculo, en donde se establezca información tales como; las normativas en las cuales se ha basado el estudio, las tablas de requerimientos mínimos a cumplir con las cuales se ha comparado los datos, los factores de modificación utilizados, patrones de carga, derivas máximas obtenidas, curvas generadas en el proceso, y todo tipo de dato de salida que pueda ser de utilidad para el manejo posterior de la información, de manera que sea lo más clara y precisa posible.

CAPITULO IV: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SISMICO

A continuación, se presenta la aplicación de los parámetros a tomar en cuenta para la aplicación de la metodología descrita en el capítulo anterior para ser aplicada en el ala norte del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, en base a la información relacionada a los aspectos técnicos del edificio, visitas realizadas a dicha estructura y el objetivo de desempeño previamente definido, se podrá realizar el análisis por desempeño planteado en esta metodología.

4.1 Generalidades

Como punto de partida dentro del desarrollo de la metodología de evaluación a considerar, se mostrará una descripción general del edificio en consideración, se tomará en cuenta las características principales, tales como: ubicación, uso actual en cada nivel, características de su composición estructural y estudios preliminares realizados.

4.1.1 Descripción General del Edificio

El edificio de la Facultad de Medicina se ubica al costado Sur dentro del Campus Universitario de la Universidad de El Salvador, (ver *figura IV-1*) y está orientado de Este a Oeste respecto a su entrada principal. Dicha estructuración se compone por tres cuerpos independientes, los cuales están separados mediante juntas sísmicas.

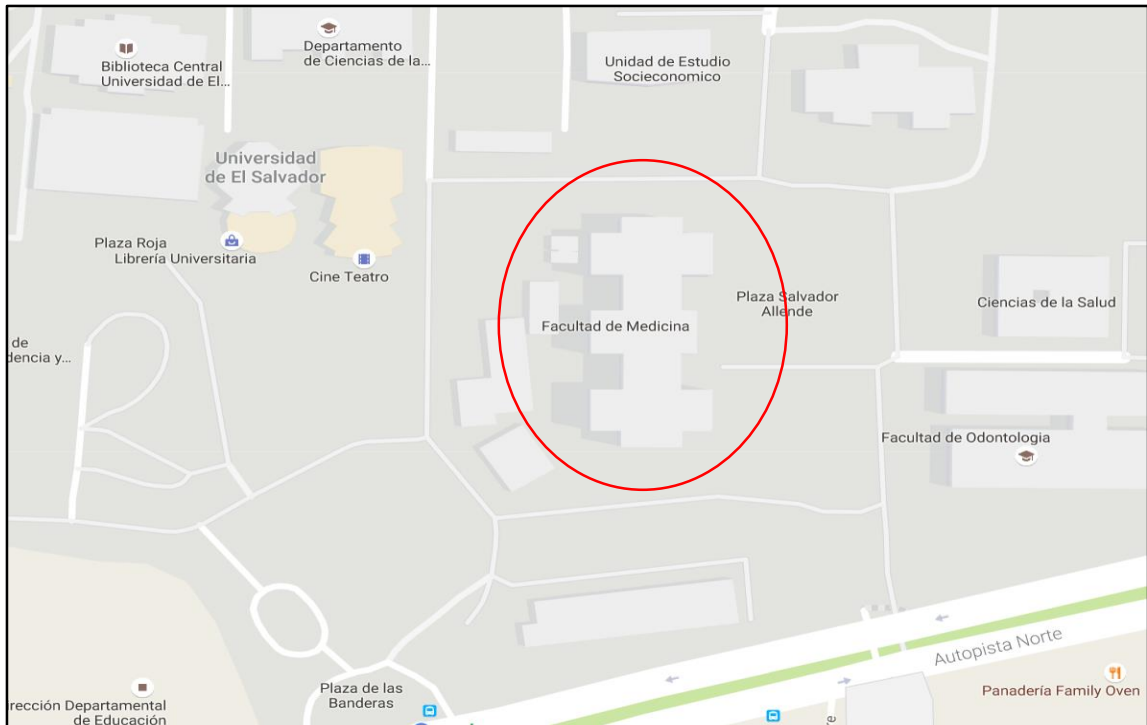


Figura IV-1: Ubicación de la edificación. Vista en planta (Google Maps)

Los tres cuerpos independientes que conforman el complejo de edificio son: el ala norte, cuerpo central y el ala sur; tal como se muestra en la *figura IV-2*.

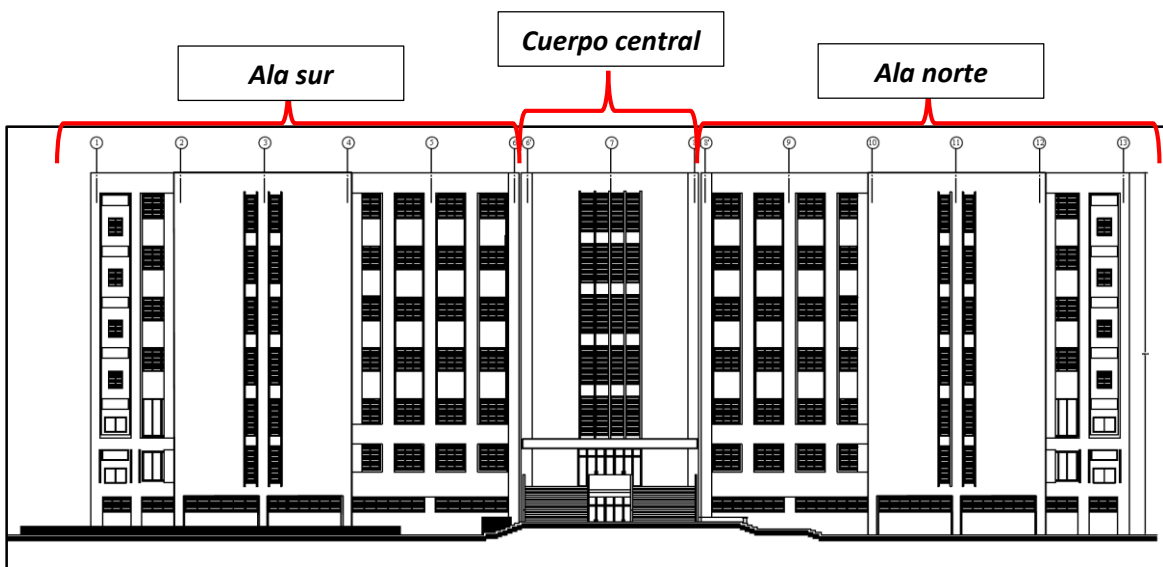


Figura IV-2: Elevación fachada principal Edificio de la Facultad de Medicina.

Los edificios independientes correspondientes tanto al ala norte, como al ala sur, son geoméricamente iguales en cuanto a su geometría en planta, mientras que el cuerpo central es geoméricamente distinto a los dos antes mencionados. (Ver figura IV-3)



Figura IV-3: Vista de la geometría en planta de los tres edificios. (Fuente: Google Earth)

La cimentación de los tres cuerpos que conforman el edificio es a base de una losa de cimentación de concreto reforzado, asentada sobre un suelo con características determinadas según el estudio de suelos realizado, el cual se muestra dentro del *Anexo 1*.

Además, es relevante mencionar que dicha edificación presenta un problema adicional en cuanto a su funcionamiento normal, ya que en sus cimientos se ha encontrado la presencia de agua en cantidad representativa, lo cual es un factor para que se produzcan asentamientos afectando a toda la estructura, tal y como se ha observado en las visitas de campo realizadas, en las cuales se comprueba la existencia de dichos asentamientos entre los edificios, ya que puede notarse una diferencia de niveles en las juntas de construcción, presentando un desnivel aproximado de 5 mm.

(Ver figura IV-4).



*Figura IV-4: Junta de construcción que presenta diferencia entre los niveles de cada edificio.
(Junta entre Ala Sur y Cuerpo Central)*

A través de la colaboración del departamento de Geofísica de la Facultad de Ciencias Naturales y Matemáticas de la Universidad de El Salvador, haciendo uso de equipo geofísico, se efectuó un estudio de refracción eléctrica, el cual se llevó a cabo en el terreno alrededor del perímetro del edificio. Mediante las tomografías obtenidas en dichos estudios, se elaboró perfiles de resistividades presentadas por el suelo, en el que se pueden establecer los sectores que presentan

mayor afectación por agua, así como también poder conocer tentativamente la orientación del flujo que presenta el agua dentro del terreno (Ver figura IV-5). Por lo tanto, este estudio constituye un indicador para confirmar que pueden seguirse produciendo los asentamientos mencionados anteriormente.

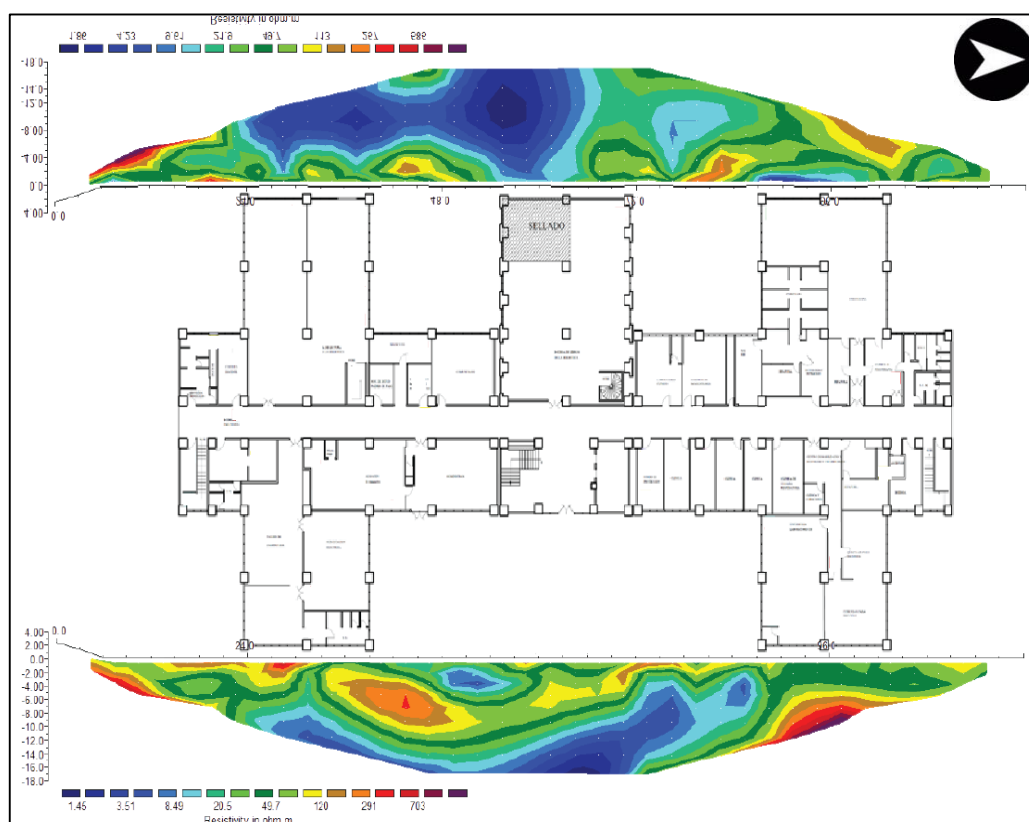


Figura IV-5: Tomografías de refracción eléctrica indicando los sectores de mayor concentración de agua.

Sin embargo, este fenómeno no será estudiado dentro de esta investigación, por lo cual solamente se toma como un dato general que caracteriza a las condiciones en las cuales se encuentra la estructura.

Para el caso de la superestructura de la edificación, está constituida por marcos de concreto reforzado, por lo tanto, la distribución de las cargas se da mediante vigas y columnas que las

trasladan al suelo por medio de la losa de cimentación. Se tiene la presencia de paredes de mampostería de bloque de concreto dentro de la estructura, pero únicamente cumplen con la función de ser paredes de relleno o divisorias en cada uno de los niveles de la edificación, ya que, se presentan juntas entre dichas paredes y los marcos de la estructura, por lo tanto, no están ligadas al sistema sismo-resistente por el que está constituida la estructura.

Las losas de entrepiso son a base de concreto reforzado, de 20 cm de espesor, lo que constituye un diafragma rígido en cada nivel. También se cuenta con una azotea de techo de concreto reforzado, representando al igual que las losas de entrepiso, un diafragma rígido en la parte superior de la edificación.

Cada uno de los cuerpos constituye un área de construcción, la cual se distribuye de la siguiente manera:

Ala Norte: 974.52 m² (en planta)

Cuerpo Central: 433.5 m² (en planta)

Ala Sur: 974.52 m² (en planta)

Dando como resultado un total de área construida de: *2382.54 m² (en planta)*.

Cada uno de ellos con un total de 7 niveles constituyentes (Sótano, planta baja y 5 niveles superiores).

Para el objetivo de evaluación que contempla este trabajo, el cuerpo a tomar en consideración es el ala norte de la estructura (*Ver figura IV-6*), por lo tanto, las descripciones próximas se realizarán en base a este edificio.

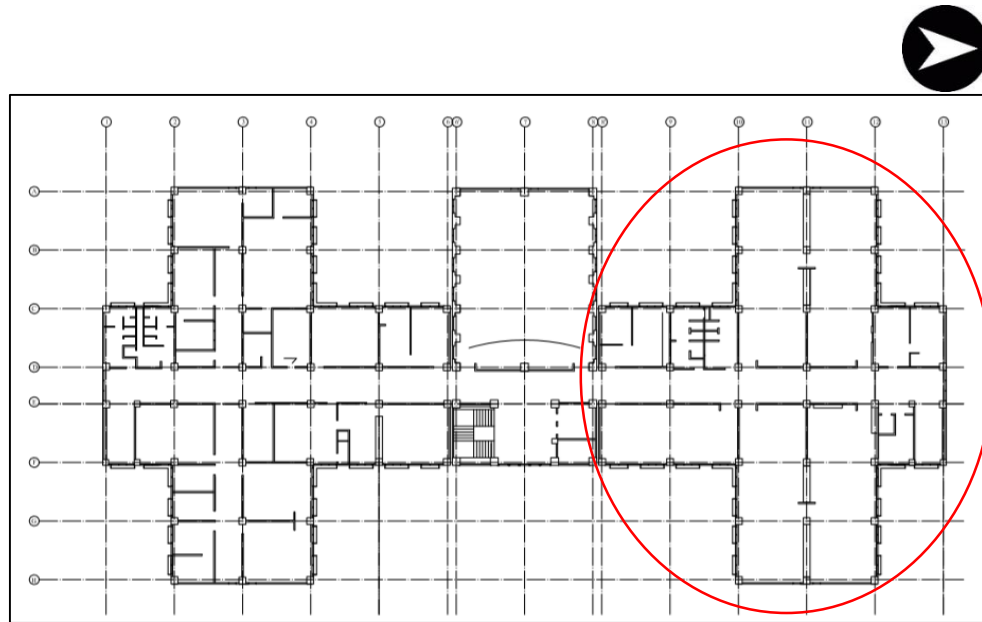


Figura IV-6: Representación del edificio en estudio.

El edificio del ala norte de la Facultad de Medicina, está compuesto por un sótano a nivel de piso terminado, el cual actualmente cumple la función de bodegas de archivos de la Facultad de Medicina y algunas aulas de sectores administrativos dentro de la facultad, cabe señalar que bajo este nivel considerado como Sótano, se tiene una serie de compartimientos o sub sótanos, dentro de toda el área de construcción, no solamente del edificio considerado en este trabajo de grado, si no también, bajo toda el área de construcción de los dos edificios restantes, tal y como se muestra en la *Figura IV-7*.



Figura IV-7: Ubicación de sub sótanos en toda el área de construcción de los tres edificios.

Dichos sub sótanos, se utilizaron como bodegas en los que se almacenaron libros, mobiliario, equipo de laboratorio médico y medicinas, los cuales se vieron afectados por la presencia de agua que según una inspección realizada por la Unidad de Protección Civil pudo determinarse que alcanzó niveles considerables, llegando a los 1.5 m. de altura en algunos de estos compartimientos en los que se almacenaba el material mencionado. Tal como se indica en la *Figura IV-7*, los sub sótanos presentan diversa nomenclatura en relación al contenido de agua en cada uno. Los marcados con color rojo simbolizan los sub sótanos que presentan mucha agua, los de color amarillo presentan poca agua, los verdes no presentan contenido de agua y los marcados con negro, son sub sótanos que se encuentran sellados y no puede obtenerse información. La distribución y representación de los sub sótanos en cuanto al contenido de agua que estos presentan, proporciona una correlación de información en cuanto a la ubicación de sectores con mayor contenido de agua que se determinó de acuerdo al estudio geofísico realizado (Ver *Figura IV-8*).

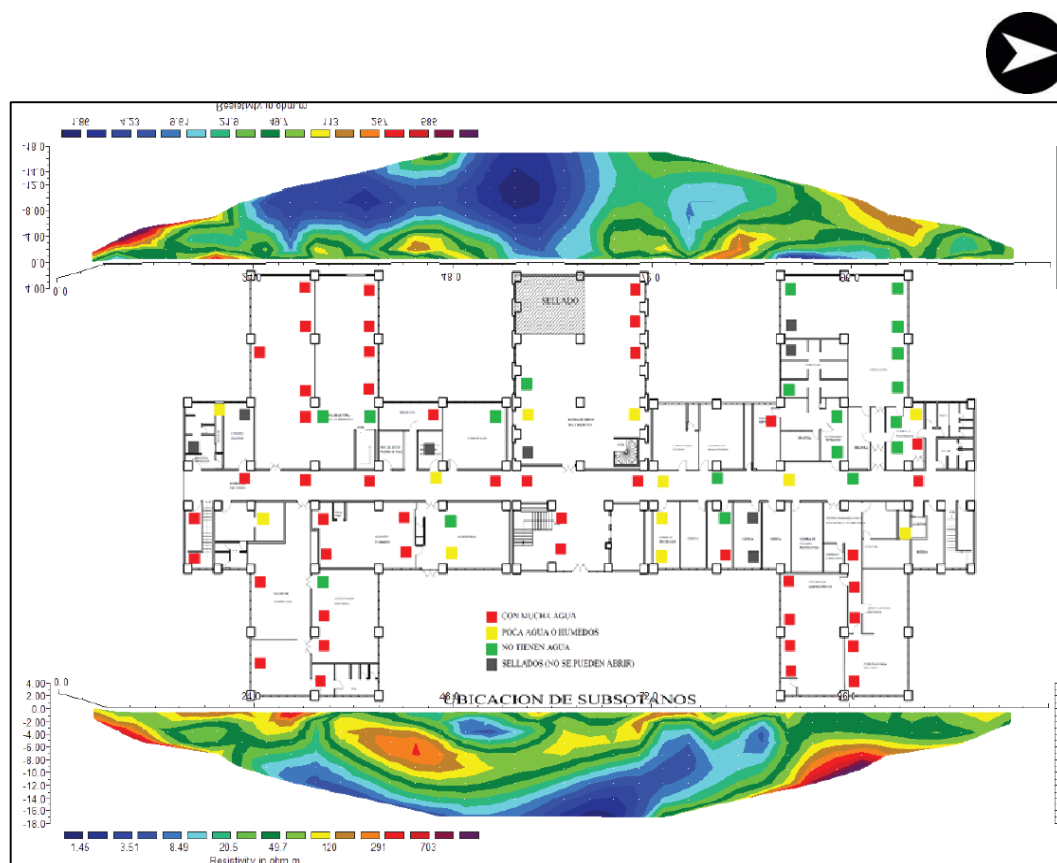


Figura IV-8: Representación de la información de tomografías eléctricas y ubicación de sub sótanos representando su contenido de agua.

El Ministerio de Obras Públicas (MOP) está realizando labores de manera que se pueda tener información acerca del origen o procedencia del agua que afecta a los sub sótanos, fenómeno que se produce desde los primeros años de funcionamiento del edificio. Sin embargo, dicha problemática podría considerarse para ser estudiada con mayor detalle en una investigación posterior, ya que se ha convertido en un fenómeno que produce afectación dentro de las condiciones de funcionamiento normal de la estructura.

Dentro de la *Tabla IV-1* se hace una descripción de cada uno de los niveles del edificio del ala Norte, en la cual se muestran características de uso, y alturas de entrepiso.

Tabla IV-1: Características de cada nivel del edificio del ala norte de la Facultad de Medicina.

Nivel	Características
Sótano	Está ubicado a nivel de piso terminado, cuenta con una altura de entrepiso de 3.90 m y es usado como cuartos de bodegas, aulas de servicio administrativo y cubículos de docentes.
Primer Nivel (Planta baja)	Este nivel es usado para las oficinas centrales de la Facultad de Medicina, entre las que se ubican: Decanato, secretaría, administración académica de esta facultad y otras oficinas de administración. La altura de entrepiso en este nivel es de 4.0 m.
Segundo nivel	Cuenta con una altura de entrepiso de 3.40 m., su uso es para laboratorios de diversas materias.
Tercer nivel	Tiene una altura de entrepiso correspondiente a 3.40 m. y es usado como salones de clase y laboratorios impartidos dentro de la facultad.
Cuarto nivel	Este nivel también es usado para laboratorios y aulas de clase, el cual posee una altura de entrepiso de 3.30 m.
Quinto nivel	Cuenta con una altura de 3.30 m y su uso es de salones de clase, laboratorios y algunos cubículos en los cuales se tiene materiales a utilizar dentro de las prácticas de laboratorio impartidas.
Sexto nivel	Tiene una altura de entrepiso de 3.40 m. y su uso cotidiano es para salones de clase y está ubicada también una sala de autopsias.
Azotea	Está conformada por una losa de concreto reforzado de 20cm de espesor, y constituye un diafragma rígido de techo, sobre este también se tiene un cuarto de control de los ascensores.

A continuación, se muestran las *Figuras IV-9, IV-10 y IV-11*, en las cuales se representa la edificación considerada (Ala Norte), a partir de cada una de sus vistas en elevación para cada dirección.

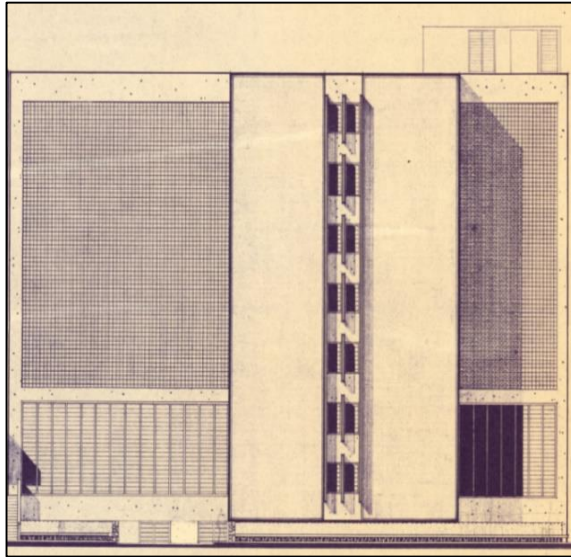


Figura IV-9: Elevación fachada principal Edificio del ala norte de la Facultad de Medicina (Sector Este). (Plano de la edificación, 1965)

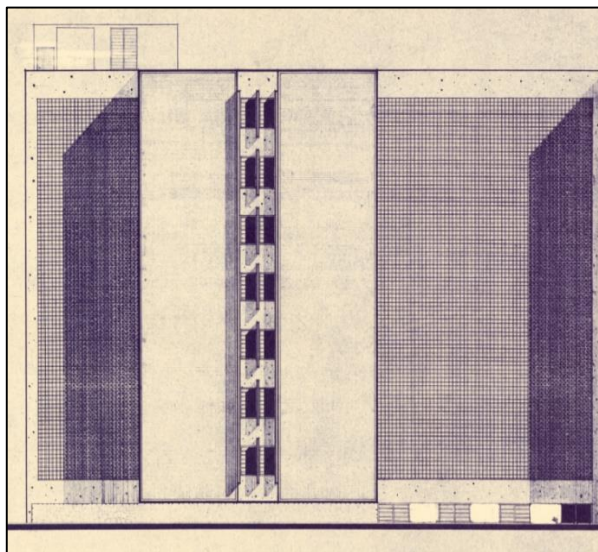


Figura IV-10: Elevación fachada posterior del Edificio del ala norte de la Facultad de Medicina (Sector Oeste) (Plano de la edificación, 1965)

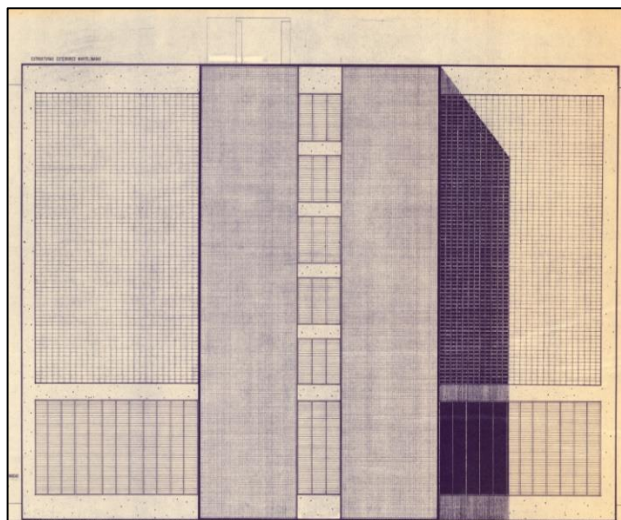


Figura IV-11: Elevación fachada lateral del Edificio del ala norte de la Facultad de Medicina (Sector Norte) (Plano de la edificación, 1965)

4.1.2 Estudios Preliminares

De acuerdo a lo investigado, el edificio de la Facultad de Medicina de la UES comenzó su construcción dentro del campus universitario en febrero de 1965; por la madrugada del 3 de mayo de ese mismo año, un sismo de 6.5° en la escala de Richter sacudió a El Salvador, causando graves daños al avance que se tenía en dicha edificación, por lo que se procedió a realizar modificaciones de la estructura en general. A consecuencia de esto, la mayor parte de los planos estructurales proporcionados por la Unidad de Desarrollo Físico de la UES no coinciden con la geometría de los elementos que se ha determinado en visitas técnicas realizadas a dicho edificio y de igual forma esto plantea la idea que la disposición de acero presentada en dichos planos debe ser distinta a la que actualmente poseen los elementos de la estructura.

Debido a daños ocasionados por los terremotos de enero y febrero de 2001, este complejo de edificios tuvo una remodelación en sus acabados en el año 2002, en vísperas de los XIX Juegos Centroamericanos y del Caribe con sede en la UES.

No se tiene antecedentes de análisis sísmico realizado a la estructura desde su construcción, pero debido a la problemática de filtración de agua y a un dictamen precautorio sobre el riesgo de posible hundimiento emitido por autoridades de la Dirección General de Protección Civil, es que la comisión evaluadora del edificio de la Facultad de Medicina solicita apoyo para realizar un análisis estructural con fines de conocer recomendaciones técnicas acerca del comportamiento de la estructura ante una posible amenaza sísmica, de manera que, en base a los resultados presentados mediante un informe del análisis estructural, puedan establecerse acciones a llevar a cabo.

4.2 Revisión de las condiciones existentes

Con el objetivo de obtener información técnica de las condiciones estructurales y geométricas que presenta la edificación, así como también información acerca de las condiciones que se presentan externamente y que pueden representar un parámetro adicional para que el edificio presente o no un funcionamiento normal, se realizó una revisión de diversos documentos que podrían proporcionar información sobre las características presentadas por el edificio, tales como, planos disponibles, así como también se efectuaron visitas de campo al lugar para poder reconocer diversos parámetros en el edificio como daños presentes, dimensiones de los elementos estructurales e irregularidades.

Para este caso, se buscó varias fuentes de información que pudiesen brindar la mayor cantidad de planos del diseño original del edificio, así como también, planos estructurales actualizados o planos de modificaciones estructurales realizadas a lo largo de la historia de la edificación. Esto con el objetivo de poder conocer las características utilizadas en el diseño de la estructura, y en base a éstas; elaborar el modelo tridimensional con todos los parámetros necesarios para efectuar el análisis estructural vertido dentro de esta investigación.

Sin embargo, solo se logró recopilar un set de planos del diseño original de la estructura, del año 1965. Este set de planos fue la poca información que se pudo obtener en los registros de las fuentes de información buscadas. Estos planos no están completos, de manera que no pudo conocerse la información en su totalidad acerca del armado y características de materiales.

Por lo tanto, debido a esto; se presentó la necesidad de determinar información a través de ensayos y pruebas de recolección de datos (Prueba de penetración estándar (SPT), extracción de núcleos, pruebas de carga al concreto, escaneo de barras de refuerzo, pruebas utilizando martillo de rebote y estudios geofísicos de refracción eléctrica) mediante los cuales se pudo obtener información de la distribución de barras de refuerzo dentro de los elementos sismo resistentes, valores de resistencia a la compresión del concreto, condiciones de suelo y la presencia de agua en algunos sectores de la cimentación de la estructura. Dichos procedimientos realizados ayudaron para la determinación de características que fueron utilizadas en la modelación 3D que es requerida para efectuar el análisis.

4.2.1 Revisión y verificación de planos

Como se mencionó anteriormente, se cuenta con planos del edificio del ala norte de la Facultad de Medicina, los cuales son, en su mayoría los planos arquitectónicos. Sin embargo, dentro de la información encontrada en los archivos de la Unidad de Desarrollo Físico de la UES se encontró planos estructurales del edificio en cuestión y también del cuerpo central de la Facultad de Medicina, en los cuales se mencionan algunas especificaciones de diseño a considerar.

Dentro de estos planos se tiene información referente a las secciones de concreto que conforman el edificio, en los cuales se muestra la disposición del acero de refuerzo presente en dichas secciones (vigas y columnas) para cada uno de los niveles de la estructura, se tiene también los valores de la dimensión de cada elemento mencionado, de manera que con esta información podría

construirse la modelación de la estructura dentro del programa de análisis estructural, tomando en cuenta las características vertidas dentro de estos planos. Sin embargo, el análisis se realizó considerando las propiedades geométricas y características de materiales actuales en la estructura, para ello se estableció visitas de campo para determinar si efectivamente las condiciones se cumplían en referencia a lo mostrado en la planimetría. De ahí pudo determinarse que las dimensiones de elementos que muestran los planos son menores en relación a las que se encuentran actualmente al realizar la medición de los mismos.

Para el caso de la disposición de acero, se corroboró las cantidades mínimas establecidas en el capítulo 21 de la normativa ACI-318S-08 para vigas y columnas, determinando así que en algunas de las secciones no se cumple dicha condición.

Debido a esto, se presentó la necesidad de que mediante las pruebas realizadas utilizando el scanner de refuerzo se corrobore la cantidad de acero presente, de tal manera que, si se tiene un cambio en la disposición de acero, pueda justificarse claramente dicho cambio. De esta forma se tendrá las condiciones adecuadas para representar con menos incertidumbre las características propias de estructuración que se presentan actualmente.

Realizando la evaluación de los datos obtenidos mediante la prueba de scanner, las cantidades de acero son mayores a las que se tienen en los planos estructurales de la edificación. Tratando de llegar a una conclusión del por qué los planos estructurales no muestran la información exacta tanto en dimensiones de las secciones como en las cantidades de acero de refuerzo presentes, se pudo llegar a indagar que puede deberse al cambio que se realizó en el diseño estructural a raíz del terremoto ocurrido el año en que se construía el complejo de edificios. Un punto adicional que fortalece dicho planteamiento, es el hecho de que los planos proporcionados para esta investigación (y los únicos de los cuales se tiene registro para el ala norte) corresponden al diseño

original de la estructura, y no contemplan los cambios del diseño debido al terremoto mencionado. Esto comprobó ya que, posteriormente a la obtención de estos planos, la unidad de desarrollo físico informó que se habían obtenido otro set de planos correspondientes al complejo de edificios de la facultad de medicina.

Al revisar este segundo set de planos, efectivamente se tenían nuevos planos estructurales; pero correspondían únicamente al edificio del cuerpo central de la facultad de medicina. Realizando una comparación con los planos que inicialmente se habían proporcionado; pudo determinarse que la cantidad de acero presentada en estos nuevos planos estructurales es mayor. De igual manera, las dimensiones de elementos son mayores y presentan la misma medida que las determinadas en el levantamiento de campo. Por lo tanto, se llega a establecer (como se había mencionado anteriormente) que los planos recopilados en esta segunda entrega por parte de la Unidad de Desarrollo Físico de la UES, corresponden al rediseño efectuado, una vez se presentó la afectación por el terremoto del año 1965; y los planos que se habían proporcionado al inicio representaban el diseño original.

Puesto que debía darse una propuesta con la cual se desarrollaría esta investigación, ya que se debía cumplir con las condiciones que actualmente se presentan en el edificio, lo cual implicó tomar como referencia toda la información recolectada a través de los diversos ensayos que se realizaron en las visitas de campo, ya que los planos estructurales existentes que corresponden al ala norte, solamente sirvieron de apoyo para la modelación porque no proporcionan la suficiente información sobre las condiciones actuales.

Para el caso de los marcos que no presentaban información alguna, se realizó una comparación con respecto a otros de los marcos similares y teniendo en consideración las distribuciones presentadas, se estableció las similitudes entre uno y otro para su modelación con fines de análisis.

De esta forma se muestran en el *anexo 3* los esquemas de los planos estructurales que representan el diseño original de la estructura.

En relación al cambio establecido en cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales, se muestra a continuación en la *Tabla IV-2* la variación entre las secciones plasmadas en los planos y las que se utilizarán para este análisis en base a las dimensiones medidas en campo.

Tabla IV-2: Comparación de las dimensiones en planos de los elementos estructurales y las dimensiones medidas en campo para el ala norte. (Valores en cm.)

SECCIONES	VIGAS		COLUMNAS	
	Dimensiones en planos	Dimensiones medidas en campo	Dimensiones en planos	Dimensiones medidas en campo
NIVEL SÓTANO	40x80	50x95	70x70	90x90
		45x95	70x80	90x90
	35x70	45x95	80x80	100x100
NIVEL 1 (PLANTA BAJA)	40x80	50x95	65x65	85x90
			75x75	90x90
	35x70	45x95	70x80	90x90
			80x80	90x90
NIVEL 2	35x60	50x95	65x65	85x90
	35x75	45x95		90x90
		50x95	75x75	90x90
		40x70	50x95	70x80
	40x75	50x95	80x80	90x90
NIVEL 3	35x60	40x85	55x55	80x80
				85x85
	35x70		60x60	75x80
	35x75		65x65	75x75
				80x80
			70x80	80x80
80x80		80x80		
NIVEL 4	35x60	40x85	55x55	80x80
				85x85
			60x60	75x80
	35x70		65x65	75x75
				80x80
			70x80	80x80
	80x80	80x80		

<i>NIVEL 5</i>	<i>35x60</i>	<i>40x80</i>	<i>50x50</i>	<i>70x70</i>
			<i>50x60</i>	<i>70x70</i>
			<i>55x55</i>	<i>65x65</i>
				<i>70x70</i>
	<i>35x70</i>		<i>60x60</i>	<i>70x70</i>
			<i>65x65</i>	<i>70x70</i>
			<i>70x80</i>	<i>70x70</i>
			<i>80x80</i>	<i>70x70</i>
<i>NIVEL 6</i>	<i>35x60</i>	<i>35x70</i>	<i>50x50</i>	<i>50x50</i>
				<i>60x60</i>
			<i>50x60</i>	<i>60x60</i>
	<i>35x65</i>		<i>55x55</i>	<i>60x60</i>
			<i>55x65</i>	<i>60x60</i>
			<i>70x80</i>	<i>60x60</i>
			<i>80x80</i>	<i>60x60</i>

Según la información correspondiente a los planos del proyecto, se puede establecer lo siguiente:

El edificio está constituido estructuralmente por marcos de concreto reforzado tanto en su dirección Norte-Sur como en la dirección Este-Oeste, los cuales cumplen la función de resistir las cargas gravitacionales y las que se puedan producir lateralmente como consecuencia de eventos sísmicos.

Según la NTDS se establecen diferentes clasificaciones en cuanto al sistema estructural presente en cada edificación, el edificio en cuestión deberá ser catalogado dentro de alguna de éstas ya que fue construido mucho antes que se estableciera esta clasificación en la normativa vigente en el país.

Es por ello que:

Para tener una clasificación del sistema estructural según la NTDS, lo podemos catalogar dentro del sistema “A” el cual corresponde a un sistema resistente a fuerzas laterales y gravitacionales por medio de marcos no arriostrados, ya que es la misma condición que se presenta dentro de esta edificación.

- El sistema empleado para la cimentación de la estructura es formado por una losa de fundación de concreto reforzado.
- Las secciones transversales de vigas y columnas presentadas por el edificio son diferentes entre los diversos niveles, dichas dimensiones se mostraron dentro de la *tabla IV-2*.
- El sistema de losa de entrepiso en cada uno de los niveles es compuesto a base de losa de concreto reforzado lo que representa un diafragma rígido.
- La azotea está compuesta por una losa de concreto reforzado apoyada sobre vigas que a su vez se apoyan en columnas del nivel superior, constituyendo también un diafragma rígido de techo.
- Las paredes que se tienen en la edificación no presentan planos a detalle, sin embargo, son paredes que no están ligadas al sistema de marcos, por lo tanto, solamente cumplen con la función de relleno y no tienen una función estructural como tal.

4.2.2 Inspección Visual

A través de la inspección visual realizada mediante visitas al lugar en consideración (Edificio del Ala Norte de la Facultad de Medicina), se hizo el reconocimiento de las condiciones existentes presentadas por la estructura.

Primeramente, se identificó que la estructura está compuesta por 3 edificios que están separados por medio de junta sísmica, tal y como se mencionó y mostró anteriormente dentro de esquemas que mostraban dichas condiciones. La junta existente para el caso del edificio que se toma para el análisis en esta investigación, se encuentra separando el cuerpo central y el ala norte de la estructura, y se ubica entre los ejes 8 y 8' (Ver *Figura IV-12*), lo cual les permite a estas estructuras que tengan libertad de movimiento.

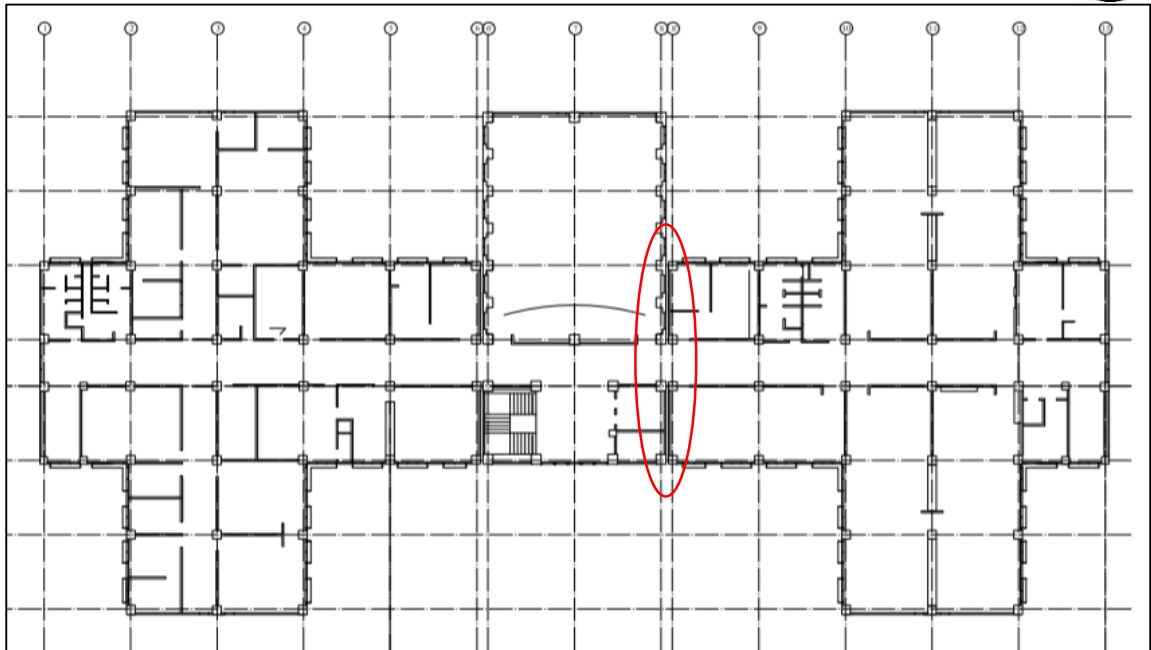
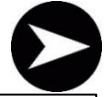


Figura IV-12: Ubicación de la Junta de construcción que separa al edificio en consideración del edificio del cuerpo central de la Facultad de Medicina de la UES.

Dentro de los puntos importantes tomados en cuenta para la inspección visual se contempla, el levantamiento total de la geometría de la estructura, el establecimiento de irregularidades presentadas por la edificación tanto en planta como en elevación (Estructurales y geométricas) y el levantamiento de daños presentes en el edificio; tanto estructurales como no estructurales.

Se realizó también la medición de las distancias entre los ejes, alturas de entrepiso y altura total del edificio como se muestra en la *Figura IV-13*, cumpliendo así con la recolección de datos de dimensiones que se utilizaron dentro del modelo presentado.



Figura IV-13: Determinación de la altura del edificio.

Para llevar a cabo el levantamiento completo de los daños (estructurales y no estructurales) que presenta el edificio en cada uno de los niveles, se hizo la inspección visual correspondiente en la cual se obtuvieron dichos daños tabulados con sus características, así mismo, se tomó nota de los parámetros de irregularidad (estructural y geométrica) tanto en planta como elevación.

Se muestran a continuación los datos obtenidos respecto a la irregularidad de la estructura y las características y cuantificación de los daños observados.

4.2.2.1 Irregularidad en la estructura

4.2.2.1.1 Irregularidad Geométrica

- Irregularidad Geométrica Horizontal:
 - La configuración en planta presentada por la estructura es de forma irregular, debido a que presenta salientes que le atribuyen una forma geométrica en planta tipo cruz con una de sus salientes más larga que otra (Ver *Figura IV-14*).
 - No se han encontrado juntas sísmicas o de construcción que dividan las salientes presentadas por el edificio.

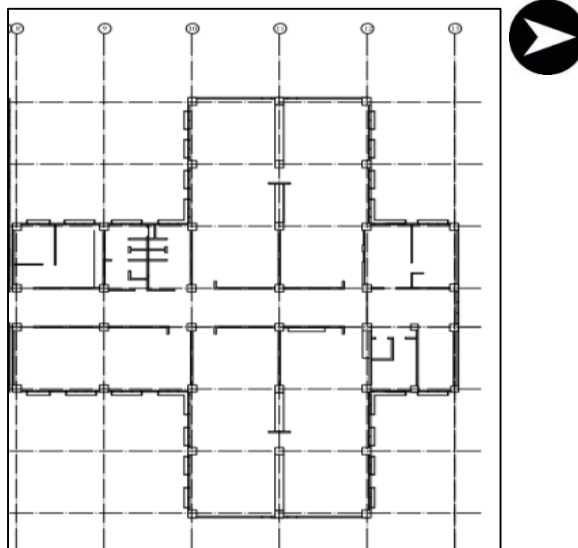


Figura IV-14: Vista en planta de la geometría presentada por el edificio del Ala Norte de la Facultad de Medicina.

- Se establece que la forma presentada por la estructura en planta tiene *salientes* y no *entrantes*, en base a los criterios presentados en el apartado 3.2.2.1.1, *Figura III-3 del capítulo III* del presente trabajo. El cálculo se muestra a continuación:

Primeramente, se determina si cumple para ser analizado respecto a la presencia de entrantes y salientes. Para esto debe cumplirse que:

$$(B > A), \quad (B/A \leq 2) \quad y \quad (a/A \leq 1.5)$$

Para este caso tomaremos la dimensión “B”, como la que está orientada en la dirección Oriente-Poniente, mientras que la dimensión “A” la que está orientada en la dirección Norte-Sur.

Primer Parámetro:	Segundo Parámetro:	Tercer Parámetro:
$(B > A)$ $39.75 > 35 \quad \text{ok}$	$(B/A \leq 2)$ $39.75/35 \leq 2$ $1.14 \leq 2 \quad \text{ok}$	$(a/A \leq 1.5)$ $14/14 \leq 1.5$ $1 \leq 1.5 \quad \text{ok}$

Por lo cual, según los resultados obtenidos se confirma que si se cumplen las condiciones para establecer posibles entrantes o salientes.

Determinación de salientes:

Según la *Figura III-3*, mostrada dentro del *capítulo III*, se establece la forma que presenta el edificio y se procede a realizar el cálculo para las salientes, según el criterio mostrado.

Se toma como cuerpo principal el que está orientado en dirección Oriente-Poniente, debido a que es la dirección que presenta mayor dimensión.

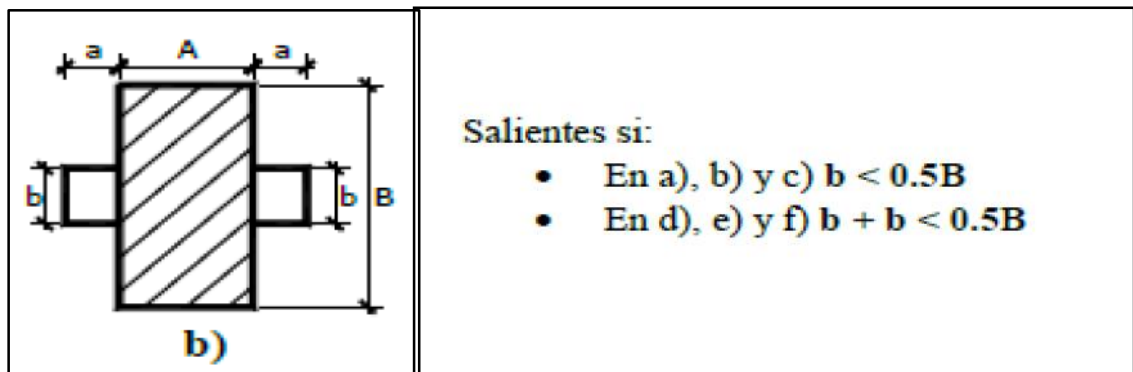


Figura IV-15: Determinación de salientes

Se consideran salientes sí:

$$b < 0.5B$$

$$15.75 \text{ m} < 0.5(39.75)$$

$$15.75 \text{ m} < 19.875 \text{ m} \text{ ok}$$

$$a < 0.5A$$

$$14 < 0.5(35)$$

$$14 < 17.5 \text{ ok}$$

Por lo tanto, se determina que si son consideradas como salientes del edificio.

Determinación de entrantes:

Según la *Figura III-3*, mostrada dentro del *capítulo III*, se establece la forma que presenta el edificio y se procede a realizar el cálculo para las entrantes, según el criterio mostrado.

Se toma como cuerpo principal el que está orientado en dirección Oriente-Poniente, debido a que es la dirección que presenta mayor dimensión.

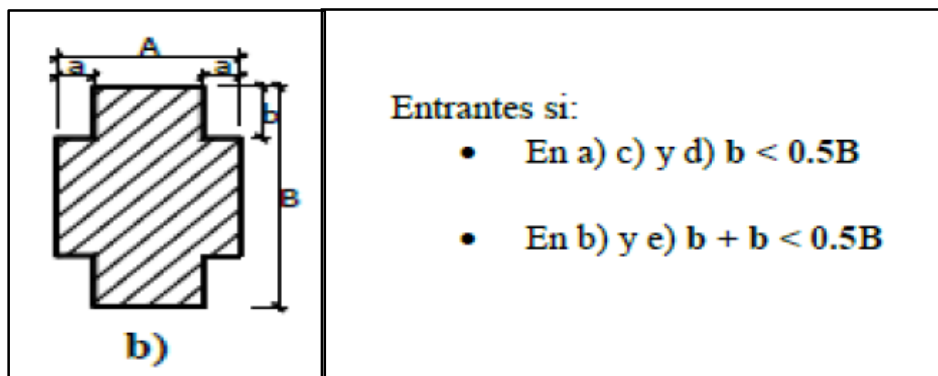


Figura IV-16: Determinación de entrantes.

Se consideran entrantes sí:

$$b + b < 0.5B$$

$$24 \text{ m} < 0.5(39.75)$$

$$24 \text{ m} < 19.875 \text{ m} \text{ *no cumple*}$$

$$a + a < 0.5A$$

$$21 < 0.5(35)$$

$$21 < 17.5 \text{ *no cumple*}$$

Por lo tanto, se determina que no son consideradas como entrantes del edificio.

- Irregularidad Geométrica en elevación:

Según los parámetros a tomar en cuenta establecidos dentro del *capítulo III, apartado 3.2.2.1.2*, se determina que el edificio no presenta ningún tipo de irregularidad geométrica en elevación.

4.2.2.1.2 Irregularidad Estructural

- Irregularidad Estructural en planta:

Tomando en consideración los aspectos descritos en el *apartado 3.2.2.2.2, dentro del Capítulo III*, se puede establecer lo siguiente:

-No se presenta discontinuidad en el diafragma, ya que no se han encontrado recortes o aberturas que superen el 50% del área en planta de la edificación.

-Los elementos sismo resistentes se encuentran alineados y en regularidad en su distribución, por lo que no se presenta irregularidad en cuanto a sistemas no paralelos.

-Esquinas entrantes:

Se determina que se ha presentado efecto de esquinas entrantes para ambas direcciones, ya que sus proyecciones después de presentarse la esquina, son mayores al 15% de la dimensión total en planta considerada, tal como se muestra a continuación:

Dirección Oriente-Poniente	Dirección Norte-Sur
$12 > (0.15 * 39.75)$ $12 > 5.96$ \therefore <i>Esquina Entrante</i>	$14 > (0.15 * 35)$ $14 > 5.25$ \therefore <i>Esquina Entrante</i>

- Irregularidad Estructural en elevación:

En base a lo establecido en el *apartado 3.2.2.2.1*, el cual muestra los parámetros para conocer las irregularidades estructurales en elevación y considerando también las características observadas, se establece que la estructura no presenta irregularidades estructurales en elevación.

4.2.2.2 Registro de daños y fallas

El recuento e identificación de daños se realizó en cada uno de los niveles del edificio, obteniendo los datos mostrados dentro del *Anexo 2*. A manera de ejemplo, se muestra dentro de la *Tabla IV-3*, la descripción de un elemento de cada tipo (Viga, Columna y Losa) que presenta daños de los que fueron observados. Dentro de esta tabla, se describe la ubicación de grietas o fisuras para cada elemento, dimensiones de dichas grietas encontradas y ubicación de los elementos en los cuales se tiene la presencia de agrietamiento.

Con el objetivo de que el lector tenga mayor entendimiento de las ubicaciones a las cuales se hace referencia dentro de las descripciones de daños en la *Tabla IV-3* así como dentro del *Anexo 2*, se muestra a continuación en la *Figura IV-17*, un esquema de la planta general del edificio del Ala Norte de la Facultad de Medicina, en donde se establecen los ejes a utilizar como ubicación, así como también los tableros de losas con su respectiva numeración.

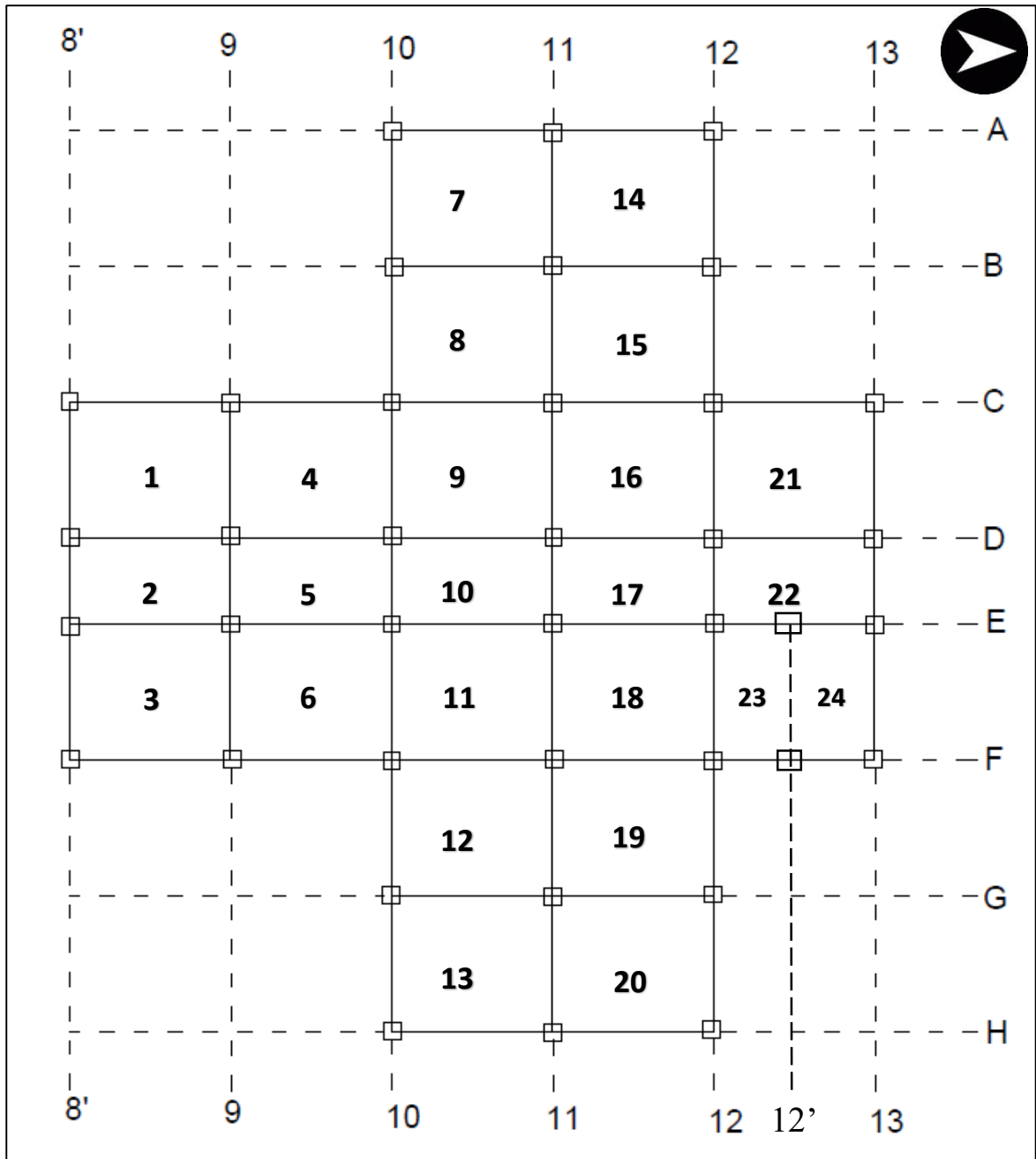
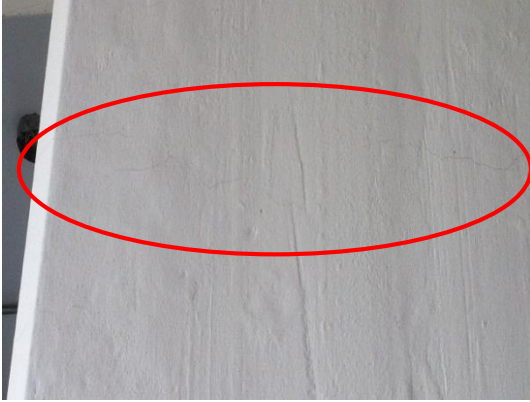
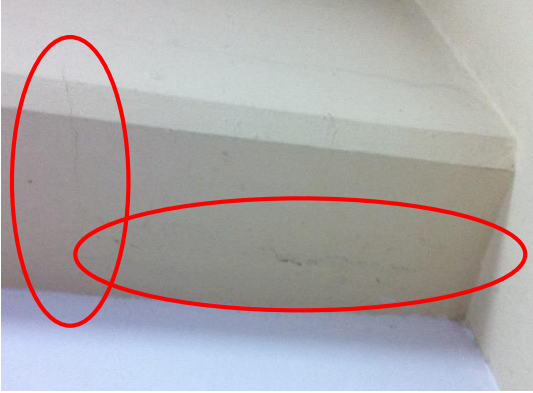



Figura IV-17: Planta general del edificio del ala norte de la Facultad de Medicina, esquema de representación de ejes para la ubicación de elementos estructurales.

Tabla IV-3: Descripción de daños en elementos.

Esquema del daño	Ubicación	Descripción
 <p style="text-align: center;">Col-VI-1</p>	<p>Nivel 6, Intersección de los ejes E y 12'</p>	<p>Grieta observada en la parte central de la altura de la columna, se extiende en toda la dimensión correspondiente a dicha columna, ancho de grieta de 0.5 mm. Grieta ocasionada por efecto de flexión.</p>
 <p style="text-align: center;">Viga-V-3</p>	<p>Nivel 5, Eje13 TramoC-D</p>	<p>La viga presenta varias fisuras con anchos de grieta de entre 0.3-0.5 mm, se extienden desde la parte inferior de la viga con longitudes de grieta de 20-35 cm, en la figura se muestra la grieta más considerable, la cual se ubica en la parte cercana al nudo con la columna, se presenta en la parte inferior de la viga y se observa que fue resanada, el ancho de grieta es de 2 mm. Grieta generada por efecto de cortante.</p>

 <p style="text-align: center;">Losa-I-1</p>	<p>Entrepiso 1, tablero 6, entre ejes 9-10 y E-F.</p>	<p>La grieta se presenta en la parte central de la losa, tiene un ancho de 0.7mm y una longitud de 70 cm. Grieta generada por flexión.</p>
--	---	--

4.2.2.3 Clasificación y cuantificación de daños

Una vez realizada la determinación de los daños dentro de la inspección visual (mostrados en *Anexo 2*), se procede a clasificar y cuantificar dichos daños observados, y de esta manera conocer la afectación que tendrán en cuanto al funcionamiento normal que puedan presentar los miembros de concreto reforzado. La cuantificación de daños se realiza tal y como se estableció dentro del *capítulo III, apartado 3.2.2.4.2, Tabla III-8*. Como se dijo en ese apartado, la cuantificación se hace en base a factores de reducción de rigidez por agrietamiento de las secciones, con el objetivo de poder asignar valores cuantitativos que representen los daños existentes, de manera que se conozca las condiciones reales presentadas por la estructura. Los valores correspondientes a la reducción de rigidez son tomados en base a lo planteado por *MacGregor J.G Hage S.E, 1997*¹³ y *Paulay & M. Prinsley, 1992*¹⁴, los cuales son los mismos valores propuestos por reglamentos internacionales, tales como, “*Código de diseño de concreto armado de Nueva Zelanda*”,

¹³ MacGregor J.G Hage S.E . (1997). *Stability Analysis Design Concrete Frame*.

¹⁴ Paulay, T. and Priestley, M.J.N. 1992, “*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*”, John Wiley and Sons, New York, Estados Unidos.

“Reglamento para concreto estructural - ACI-318”, “Federal Emergency Management Agency – FEMA356” y “Seismic Rehabilitation Guidelines – ASCE2000”.

Según lo observado en las inspecciones realizadas, se debe mencionar que la mayor cantidad de daños estructurales presentes son para elementos de vigas, se tienen pocos en losas, y en columnas no se han encontrado daños considerables.

Se muestran a continuación los valores a considerar realizando la aplicación de factores de reducción de inercia en los elementos sísmo resistentes afectados (vigas y columnas).

Tabla IV-4: Clasificación y cuantificación de daños estructurales en vigas y columnas.

Elemento	Tipo de falla	Clasificación de daños	Factor de agrietamiento
Sótano			
Viga-S-1	Torsión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-S-2	Torsión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-S-3	Cortante	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-S-4	Cortante y Torsión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-S-5	Flexión y Torsión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-S-6	Torsión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-S-7	Cortante	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-S-8	Cortante	Estructural Fuerte	0.40I_g
Primer Nivel			
Viga-I-1	Desprendimiento de concreto	Estructural Grave	0.35I_g
Viga-I-2	Flexión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-I-3	Cortante	Estructural Fuerte	0.40I_g
Segundo Nivel			
Viga-II-1	Cortante y Flexión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-II-2	Cortante	Estructural Fuerte	0.40I_g

Viga-II-3	Flexión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-II-4	Flexión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Tercer Nivel			
Viga-III-1	Flexión	Estructural Grave	0.35I_g
Viga-III-2	Cortante	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-III-3	Torsión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-III-4	Torsión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-III-5	Cortante	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-III-6	Flexión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-III-7	Flexión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Quinto Nivel			
Viga-V-1	Flexión	Estructural Grave	0.35I_g
Viga-V-2	Flexión	Estructural Grave	0.35I_g
Viga-V-3	Cortante	Estructural Ligero	0.50I_g
Viga-V-4	Torsión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-V-5	Torsión	Estructural Ligero	0.50I_g
Viga-V-6	Torsión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Col-V-1	Cortante	Estructural Grave	0.85I_g
Sexto Nivel			
Viga-VI-1	Flexión	Estructural Ligero	0.50I_g
Viga-VI-2	Flexión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-VI-3	Flexión	Estructural Ligero	0.50I_g
Viga-VI-4	Cortante y Flexión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Viga-VI-5	Flexión	Estructural Fuerte	0.40I_g
Col-VI-1	Flexión	Estructural Fuerte	0.80I_g

NOTA: En el cuarto nivel no se encontraron daños.

Es importante mencionar que, para dejar un proceso más claro respecto a las dudas que podrían generarse en relación al comportamiento de la estructura efectuando reducción de rigidez global a todos los elementos del edificio o realizando solamente la reducción de rigidez a los elementos que se encuentran dañados según el levantamiento de daños efectuado en campo, se analizarán escenarios en los cuales muestre resultados para ambas condiciones mencionadas.

4.3 Obtención de resultados de las propiedades de materiales

4.3.1 Concreto

Originalmente, y según como se muestra dentro de las especificaciones técnicas establecidas en los planos estructurales, se tiene que el valor de la resistencia del concreto para el diseño de la edificación fue de 210 kg/cm², sin embargo, como es de esperar, el valor de la resistencia del concreto ha presentado un aumento conforme a su edad. Para determinar la resistencia del concreto a utilizar dentro de las características de la estructura para su modelación, se realizaron ensayos a núcleos extraídos de la Losa de Fundación del Edificio de la Facultad de Medicina (ver *figura IV-18*) de acuerdo al procedimiento de la norma ASTM C42 (Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete) y ensayos de compresión de cilindros de concreto de acuerdo a la norma ASTM C39 (Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens) obteniendo los siguientes resultados (hoja de resultados de laboratorio en anexo 5):

Tabla IV-5: Resultados de ensayo a compresión de núcleos de concreto.

N° Núcleo	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Peso (Kg)	Área (cm ²)	Peso Unitario (Kg/m ³)	Edad (Días)	Carga (Kg)	Esfuerzo (Kg/cm ²)
1	9.91	20.08	3.422	77.1	2.209	x	28700	372
2	9.91	20.09	3.462	77.1	2.234	x	24500	318



Figura IV-18: Núcleos extraídos de losa de fundación del edificio de la facultad de medicina previos a ser ensayados a compresión.

Los valores determinados mediante las pruebas de carga a los especímenes extraídos muestran un valor mayor al considerado en el diseño de la estructura.

Para poder tener un parámetro adicional en la determinación del valor de resistencia a utilizar para el concreto, se analizó los datos obtenidos mediante el uso del martillo de rebote, ya que a través de la colaboración del Ministerio de Obras Públicas se efectuó dicha prueba.

El equipo utilizado para el ensayo con el martillo de rebote, es uno de los más avanzados y cuenta con las especificaciones correspondientes a la norma ASTM-C805 que rige dicho ensayo. El equipo es digital y posee una plataforma virtual que permite ver el proceso de toma de datos y las características consideradas en cada una de las lecturas tomadas.

Se realizaron cerca de 90 lecturas en los elementos estructurales que componen el edificio, de las cuales, cada una toma una cantidad de 10 golpes según lo establecido en la norma antes mencionada. Los datos correspondientes son mostrados en las tablas de la *Figura IV-19*.

Impact counter	Name	Date & Time	Mean value	Averaging mode	Valid/Total	Std dev.	Conv. curve
1040	P1	04/10/2016 9:43 AM	380 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	50 kg/cm ²	10-percentile curve
1050	P1	04/10/2016 9:44 AM	420 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	55 kg/cm ²	10-percentile curve
1060	P1	04/10/2016 9:46 AM	560 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	25 kg/cm ²	10-percentile curve
1070	P2	04/10/2016 9:59 AM	530 kg/cm ²	Mean ASTM	8/10	78 kg/cm ²	10-percentile curve
1080	P2	04/10/2016 10:00 AM	570 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	85 kg/cm ²	10-percentile curve
1090	P2	04/10/2016 10:01 AM	495 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	73 kg/cm ²	10-percentile curve
1100	P3	04/10/2016 10:27 AM	540 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	78 kg/cm ²	10-percentile curve
1110	P3	04/10/2016 10:28 AM	495 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	80 kg/cm ²	10-percentile curve
1120	P3	04/10/2016 10:29 AM	540 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	63 kg/cm ²	10-percentile curve
1130	P4	04/10/2016 11:05 AM	430 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	80 kg/cm ²	10-percentile curve
1140	P4	04/10/2016 11:07 AM	Invalid series (430 kg/cm ²)	Mean ASTM	7/10	55 kg/cm ²	10-percentile curve
1150	P4	04/10/2016 11:08 AM	415 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	73 kg/cm ²	10-percentile curve
1160	P4	04/10/2016 11:10 AM	475 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	60 kg/cm ²	10-percentile curve
1170	P5	04/10/2016 11:25 AM	Invalid series (475 kg/cm ²)	Mean ASTM	6/10	75 kg/cm ²	10-percentile curve
1180	P5	04/10/2016 11:27 AM	Invalid series (475 kg/cm ²)	Mean ASTM	7/10	55 kg/cm ²	10-percentile curve
1190	P5	04/10/2016 11:29 AM	380 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	75 kg/cm ²	10-percentile curve
1200	P5	04/10/2016 11:31 AM	500 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	63 kg/cm ²	10-percentile curve
1210	P5	04/10/2016 11:33 AM	485 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	95 kg/cm ²	10-percentile curve
1220	P6	04/10/2016 11:45 AM	370 kg/cm ²	Mean ASTM	8/10	30 kg/cm ²	10-percentile curve
1230	P6	04/10/2016 11:45 AM	410 kg/cm ²	Mean ASTM	8/10	60 kg/cm ²	10-percentile curve
1240	P6	04/10/2016 11:46 AM	445 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	85 kg/cm ²	10-percentile curve
1250	P7	04/10/2016 12:26 PM	210 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	28 kg/cm ²	10-percentile curve
1260	P7	04/10/2016 12:27 PM	215 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	38 kg/cm ²	10-percentile curve
1270	P7	04/10/2016 12:28 PM	175 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	13 kg/cm ²	10-percentile curve
1280	P8	04/10/2016 12:44 PM	365 kg/cm ²	Mean ASTM	8/10	65 kg/cm ²	10-percentile curve
1290	P8	04/10/2016 12:45 PM	Invalid series (475 kg/cm ²)	Mean ASTM	7/10	85 kg/cm ²	10-percentile curve
1300	P8	04/10/2016 12:46 PM	435 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	63 kg/cm ²	10-percentile curve
1310	P8	04/10/2016 12:47 PM	425 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	55 kg/cm ²	10-percentile curve
1320	P9	04/10/2016 2:24 PM	475 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	85 kg/cm ²	10-percentile curve
1330	P9	04/10/2016 2:25 PM	430 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	78 kg/cm ²	10-percentile curve
1350	P9	04/10/2016 2:27 PM	525 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	70 kg/cm ²	10-percentile curve
1360	P10	04/10/2016 2:42 PM	390 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	68 kg/cm ²	10-percentile curve
1370	P10	04/10/2016 2:43 PM	360 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	48 kg/cm ²	10-percentile curve
1380	P10	04/10/2016 2:44 PM	370 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	40 kg/cm ²	10-percentile curve
1390	P11	04/10/2016 2:59 PM	420 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	55 kg/cm ²	10-percentile curve
1400	P11	04/10/2016 3:01 PM	385 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	65 kg/cm ²	10-percentile curve
1410	P11	04/10/2016 3:02 PM	425 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	63 kg/cm ²	10-percentile curve
1420	P12	04/10/2016 3:19 PM	535 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	90 kg/cm ²	10-percentile curve
1430	P12	04/10/2016 3:21 PM	Invalid series (535 kg/cm ²)	Mean ASTM	7/10	113 kg/cm ²	10-percentile curve

Impact counter	Name	Date & Time	Mean value	Averaging mode	Valid/Total	Std dev.	Conv. curve
1563		04/14/2016 9:58 AM	520 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	73 kg/cm ²	10-percentile curve
1573		04/14/2016 10:00 AM	485 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	75 kg/cm ²	10-percentile curve
1583		04/14/2016 10:02 AM	475 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	90 kg/cm ²	10-percentile curve
1593		04/14/2016 10:17 AM	370 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	28 kg/cm ²	10-percentile curve
1603		04/14/2016 10:18 AM	305 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	23 kg/cm ²	10-percentile curve
1613		04/14/2016 10:19 AM	365 kg/cm ²	Mean ASTM	8/10	48 kg/cm ²	10-percentile curve
1623		04/14/2016 10:35 AM	Invalid series (475 kg/cm ²)	Mean ASTM	7/10	63 kg/cm ²	10-percentile curve
1633		04/14/2016 10:36 AM	370 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	58 kg/cm ²	10-percentile curve
1643		04/14/2016 10:37 AM	510 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	88 kg/cm ²	10-percentile curve
1653		04/14/2016 10:38 AM	360 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	38 kg/cm ²	10-percentile curve
1663		04/14/2016 10:58 AM	415 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	90 kg/cm ²	10-percentile curve
1673		04/14/2016 10:59 AM	Invalid series (475 kg/cm ²)	Mean ASTM	7/10	45 kg/cm ²	10-percentile curve
1683		04/14/2016 11:01 AM	500 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	73 kg/cm ²	10-percentile curve
1693		04/14/2016 11:01 AM	300 kg/cm ²	Mean ASTM	8/10	60 kg/cm ²	10-percentile curve
1703		04/14/2016 11:19 AM	615 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	48 kg/cm ²	10-percentile curve
1713		04/14/2016 11:20 AM	560 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	65 kg/cm ²	10-percentile curve
1723		04/14/2016 11:21 AM	510 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	73 kg/cm ²	10-percentile curve
1733		04/14/2016 11:53 AM	270 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	13 kg/cm ²	10-percentile curve
1743		04/14/2016 11:54 AM	330 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	45 kg/cm ²	10-percentile curve
1753		04/14/2016 11:55 AM	315 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	35 kg/cm ²	10-percentile curve
1763		04/14/2016 12:20 PM	315 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	33 kg/cm ²	10-percentile curve
1773		04/14/2016 12:21 PM	280 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	18 kg/cm ²	10-percentile curve
1783		04/14/2016 12:21 PM	305 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	48 kg/cm ²	10-percentile curve
1793		04/14/2016 1:43 PM	325 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	35 kg/cm ²	10-percentile curve
1803		04/14/2016 1:44 PM	310 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	13 kg/cm ²	10-percentile curve
1813		04/14/2016 1:45 PM	335 kg/cm ²	Mean ASTM	8/10	55 kg/cm ²	10-percentile curve
1823		04/14/2016 1:57 PM	310 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	38 kg/cm ²	10-percentile curve
1833		04/14/2016 1:58 PM	320 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	48 kg/cm ²	10-percentile curve
1843		04/14/2016 1:58 PM	300 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	58 kg/cm ²	10-percentile curve
1853		04/14/2016 2:11 PM	385 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	33 kg/cm ²	10-percentile curve
1863		04/14/2016 2:11 PM	315 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	48 kg/cm ²	10-percentile curve
1873		04/14/2016 2:12 PM	370 kg/cm ²	Mean ASTM	9/10	53 kg/cm ²	10-percentile curve
1883		04/14/2016 2:19 PM	310 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	25 kg/cm ²	10-percentile curve
1893		04/14/2016 2:20 PM	315 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	25 kg/cm ²	10-percentile curve
1903		04/14/2016 2:20 PM	300 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	23 kg/cm ²	10-percentile curve
1913		04/14/2016 2:35 PM	340 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	30 kg/cm ²	10-percentile curve
1924		04/14/2016 2:36 PM	305 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	43 kg/cm ²	10-percentile curve
1934		04/14/2016 2:37 PM	360 kg/cm ²	Mean ASTM	10/10	50 kg/cm ²	10-percentile curve

Figura IV-19: Tablas de resultados de ensayo con martillo de rebote. Fuente: Programa PROCEQ Hammerlink

De los datos mostrados puede notarse que existen lecturas marcadas con un tono de color más oscuro, indicado que éstas no deben ser consideradas, también, hay algunas de ellas que presentan valores muy bajos o muy altos de resistencia, por lo tanto, se estableció un rango de resistencias entre 200-420 kg/cm² para tomar en consideración y determinar así un valor promedio para poder tener el parámetro correspondiente al ensayo con martillo de rebote.

Una vez seleccionados los valores dentro de dicho rango se determinó el promedio de las lecturas, obteniendo así un valor de 340 kg/cm².

Por lo tanto, teniendo así los 3 parámetros para determinar el valor de resistencia del concreto (Resistencia de diseño, Resistencia de especímenes ensayados y Resistencia media por ensayo de martillo de rebote), los cuales son resumidos en la siguiente tabla:

Tabla IV-6: Valores de resistencia de concreto en base a pruebas.

Resistencia de diseño	Especímenes de concreto ensayados	Prueba con martillo de rebote (Valor promedio)
210 kg/cm ²	372 kg/cm ²	340 kg/cm ²
	318 kg/cm ²	

A partir de esta información, y de manera que se consideren las incertidumbres que podrían presentar los resultados, se establece tomar un valor de **300 kg/cm²** para la resistencia del concreto en los elementos, de tal manera que el análisis represente la condición actual de la estructura.

$$\therefore f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.2 Acero

Para obtener el detallado completo del acero de refuerzo en las vigas y columnas de la edificación en estudio, se pidió la colaboración al Ministerio de Obras Públicas (MOP), para que mediante la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) se realizaran pruebas para la detección de barras en los elementos estructurales principales (vigas y columnas) de las cuales no se tenía información completa en los planos estructurales. Esto se realizó con el equipo pachómetro (scanner de refuerzo), que constituye una prueba no destructiva al concreto; el equipo utilizado permitió conocer datos de los diámetros de las barras, detección de la ubicación de las mismas, y el recubrimiento que presentan dentro de los miembros de concreto, tal y como se muestra en la *figura IV-20*.

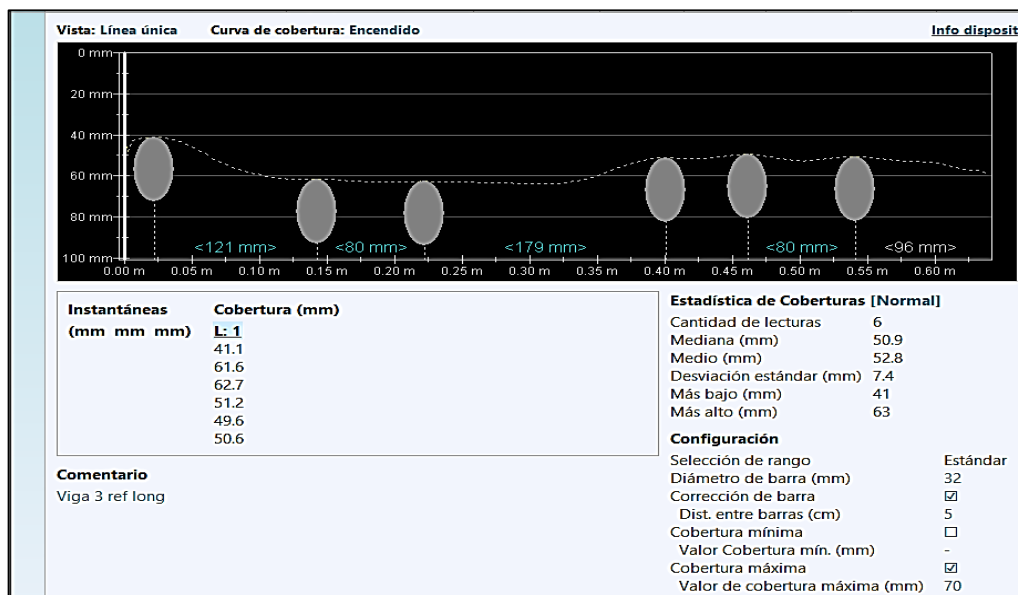


Figura IV-20: Datos proporcionados por el escáner para una viga de la edificación.

Tal como se mencionó anteriormente, debido a las deficiencias que se presentaban en los planos estructurales actuales del edificio en consideración, se estableció realizar un estudio mediante el scanner de refuerzo, en el cual se pudiera tener un mayor conocimiento de la cantidad de acero

presente en las secciones de concreto. Por lo tanto, las secciones de concreto fueron corroboradas mediante el uso del pachómetro y se determinó de esta forma la cantidad de acero que presentan actualmente las vigas y columnas, de igual forma, se realizó una comparación con las cantidades mostradas en los planos del cuerpo central del rediseño efectuado en el edificio y en base a esta información mencionada se estableció una propuesta de la cantidad de acero a utilizar. Dicha propuesta de secciones se muestra dentro del *anexo 4*.

A continuación, en la *Figura IV-21* se presenta el ejemplo de las secciones que han sido comparadas para el establecimiento de la sección propuesta en una de las vigas correspondiente al nivel de sótano (Eje 11, tramo D-E):

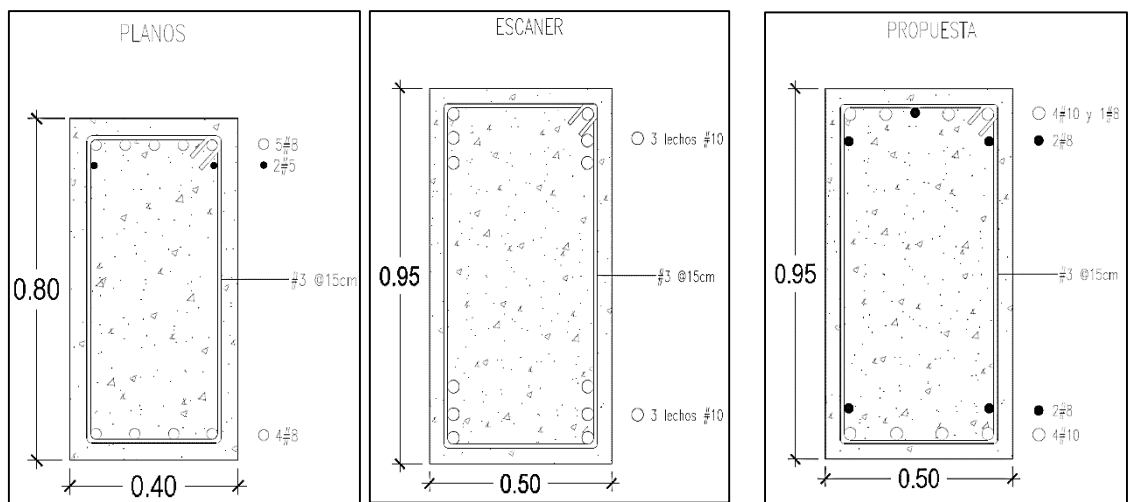


Figura IV-21: Ejemplo de armado propuesto para una de las vigas de la edificación en estudio.

De igual forma, en la *Figura IV-22* se presenta el ejemplo de las secciones que han sido comparadas para el establecimiento de la sección propuesta en la columna correspondiente al segundo nivel (Intersección eje G y eje 11; (C-8)):

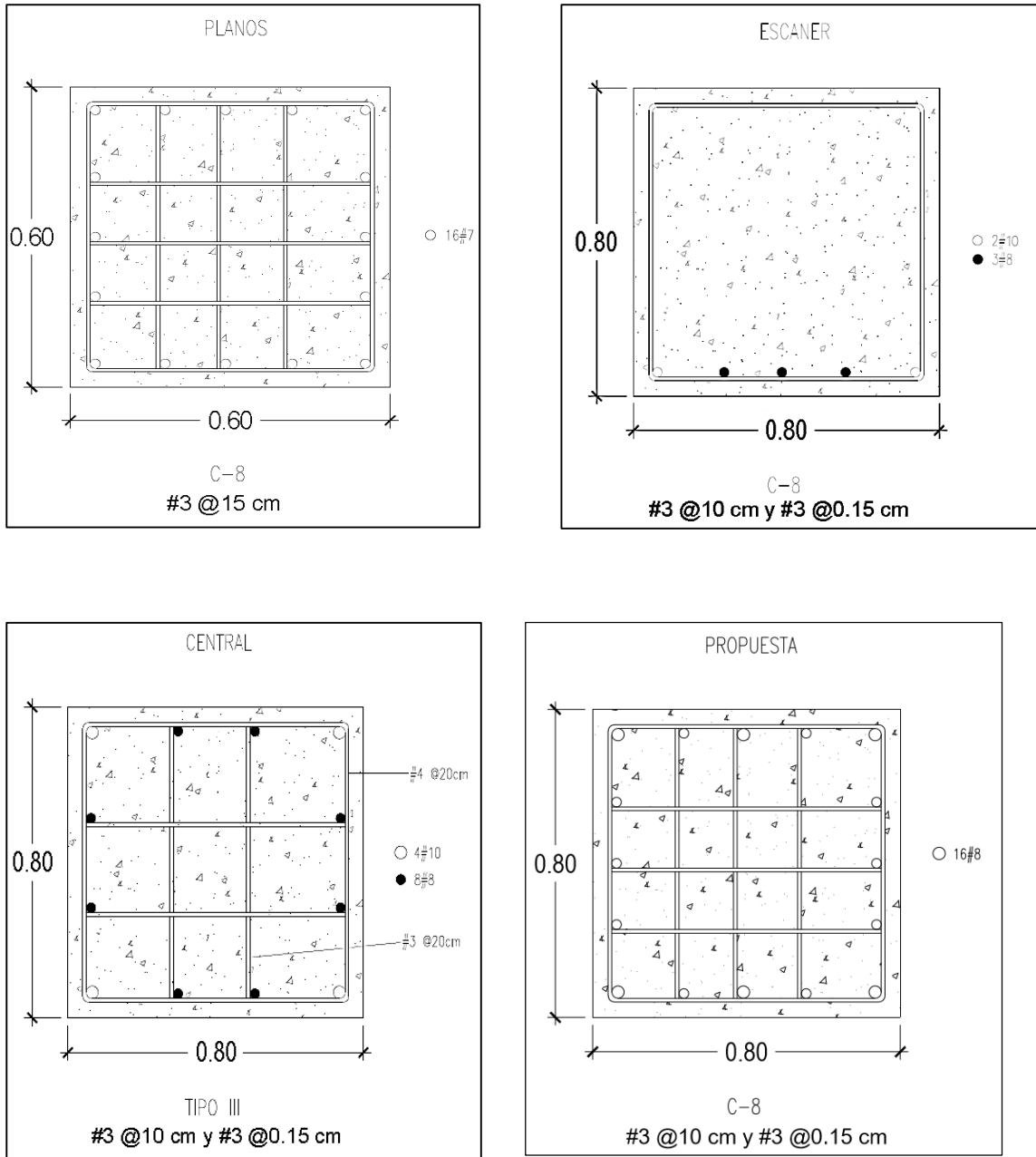


Figura IV-22: Ejemplo de armado propuesto para una de las columnas de la edificación en estudio.

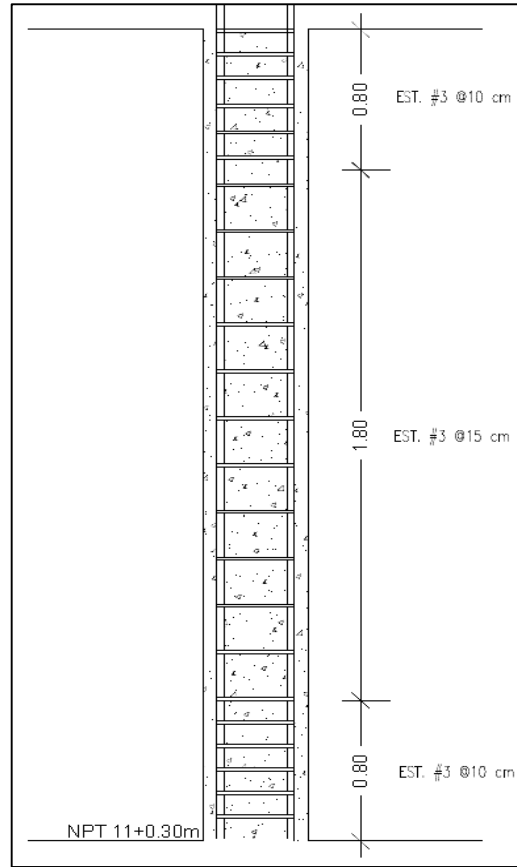


Figura IV-23: Vista en elevación del armado de la columna propuesta.

Para realizar el análisis presentado dentro de esta investigación, y establecer valores de resistencia a la fluencia del acero, se ha tomado como referencia las consideraciones de calidad de materiales establecidas dentro de un plano estructural correspondiente al cuerpo central de la estructura, ya que fue el único en el que se pudo encontrar este tipo de información tomada en cuenta a la hora de la construcción. También, se han tomado en cuenta entrevistas realizadas a los ingenieros asesores, en las cuales mencionaban que para los años 60's, lo más común era utilizar resistencias de los materiales que rondaban los 210 kg/cm^2 para el caso del concreto y de 2800 kg/cm^2 para el caso del acero.

Es así que tomando como referencia estas bases, se ha establecido utilizar una resistencia de fluencia del acero para fines del análisis de:

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.4 Importancia del estudio de suelos al Edificio en estudio

Con ayuda de la Escuela de Ingeniería Civil se realizaron 2 Ensayos de Penetración Estándar (SPT, por sus siglas en inglés. Ver *figura IV-24*) del cual se obtuvieron valores de contenidos de humedad, clasificación del suelo y contenido de materia de orgánica, pero no se encontró la presencia de nivel freático; mostrando los resultados en el *anexo 1*. Por lo que continúa la investigación del origen del agua presente en los sub-sótanos.



Figura IV-24: Ensayo SPT realizado en el costado poniente del edificio.

4.4 Normas a considerar

Para el establecimiento de las cargas gravitacionales y las características de las cargas laterales a ser aplicadas en esta evaluación estructural se tomarán los parámetros vertidos en:

- Norma Técnica para Diseño por Sismo (1997)
- Reglamento para la Seguridad Estructural en las Construcciones (1996)
- Applied Technology Council (ATC-1996)
- Federal Emergency Management Agency (FEMA 356)

4.5 Establecimiento del Objetivo de Desempeño

Para un establecimiento previo del objetivo de desempeño que se espera alcanzar finalizada la investigación, es necesario establecer un nivel de desempeño y un nivel de movimiento de terreno con el cual se evalúe la edificación para alcanzar el objetivo propuesto. Para esto, se debe conocer cuál es el uso actual del edificio y su importancia, así como también el estado que presenta en cuanto a daños estructurales que puedan ocasionar mayor afectación en un evento sísmico.

Como ya se describió en un apartado anterior, el uso actual del edificio es para salones de clase y laboratorios, así como también oficinas administrativas y cubículos de docentes, por lo tanto, alberga a una gran cantidad de personas que concentran sus estudios dentro de esta estructura, teniendo así un indicador de que para este tipo de edificación se buscará alcanzar un objetivo de desempeño de *Seguridad de Vida (LS)*, de manera que se pueda garantizar la seguridad de los ocupantes ante un evento telúrico.

Para el caso de este edificio del ala norte, se tienen cifras proporcionadas por la unidad de planificación de la Facultad de Medicina, que registran que en horas pico el uso del edificio alcanza las 1400 personas entre las que se mantienen en los pasillos, las que permanecen en clases y el personal administrativo que se encuentra en labores.

Según la cuantificación de daños presentada, puede notarse que se encuentran daños estructurales en algunos elementos sismo resistentes, pero estos no representan un peligro de colapso actualmente.

Se toma en cuenta también que para completar el binomio comprendido en el objetivo de desempeño se establece el nivel de movimiento de terreno que se considerará para alcanzar el desempeño planteado.

Para esto, se considera lo que establece el reglamento ATC, donde se plantea 3 distintos niveles de movimiento de terreno (Terremoto de servicio (SE), Terremoto de diseño (DE) y Terremoto máximo (ME)).

Para el caso particular del espectro de respuesta propuesto por la NTDS presenta las mismas características que se establecen para el “terremoto de diseño” estipulado en el ATC.

Dentro del capítulo 3 del ATC-40 se estipulan los diversos niveles de desempeño y su correspondiente nivel de movimiento de terreno para estructuras convencionales. La *Tabla IV-7* (*tabla 3-2a* del ATC-40), muestra en términos generales el binomio de desempeño a usar para estructuras de carácter normal, dentro de las cuales se va a considerar el edificio en estudio.

Tabla IV-7: Binomio de desempeño a utilizar en la evaluación.

Definición del objetivo de desempeño				
Nivel de desempeño Movimiento de suelo	Operacional	Inmediatamente Ocupacional	Seguridad de Vida ↓	Estabilidad Estructural
Terremoto de servicio (SE)				
Terremoto de diseño (DE) →			X	
Terremoto máximo (ME)				

Fuente: Tabla 3.2a de ATC-40

Además, la *Tabla IV-8 (tabla 3.4b)* del ATC-40) muestra el binomio considerado para un tipo de edificio catalogado como normal y que presenta gran ocupación en su funcionamiento diario, las cuales son las mismas características de la estructura que se analiza en esta investigación.

Tabla IV-8: Binomio de desempeño para estructuras normales.

<i>Muestra de objetivos de desempeño para edificios normales</i>				
Edificación	<i>Edificios nuevos</i>	<i>Adaptación común actual</i>	<i>Alta ocupación</i>	<i>Con tiempo mínimo de inactividad</i>
Amenaza sísmica	Combinación del nivel de desempeño			
<i>Terremoto de servicio</i>				
<i>Terremoto de diseño</i>	2C	3D	3C	1C
<i>Terremoto máximo</i>	5E		3D	

Fuente: Tabla 3.4b de ATC-40

El código “3C” que se muestra marcado en la *tabla IV-8*, se referencia según la *tabla III-1* mostrada dentro del capítulo 3 de este trabajo de grado, y corresponde a un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

Por lo tanto, la propuesta establecida para alcanzar un nivel de desempeño de “seguridad de vida” establece que se evalúe la estructura con un espectro con características iguales a las del “terremoto de diseño” (DE) que menciona el ATC-40. Dicho espectro, cumple las mismas características que el espectro de respuesta de la NTDS.

Por lo tanto, la propuesta establecida para alcanzar un nivel de desempeño de “seguridad de vida” establece que se evalúe la estructura con un espectro con características iguales a las del “terremoto de diseño” (DE) que menciona el ATC-40. Dicho espectro, cumple las mismas características que el espectro de respuesta de la NTDS. (10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, aproximadamente 500 años de periodo de retorno).

4.6 Análisis Sísmico

4.6.1 Criterios de Modelación

4.6.1.1 Datos Generales

Para realizar el análisis sísmico planteado dentro de esta investigación (Análisis Estático No lineal), se realizó el modelado en 3D del edificio de la Facultad de Medicina de la UES, en el cual a través del programa de computadora a utilizar (SAP-2000) se definen todas las características recolectadas a través de los ensayos de materiales e inspecciones técnicas, así como de la información establecida en algunos de los planos estructurales, de tal manera que se incorporen las condiciones más apegadas a las que presenta el edificio actualmente.

Se muestra dentro de la *Figura IV-25*, la geometría de la estructura según el modelo visto desde el programa de computadora.

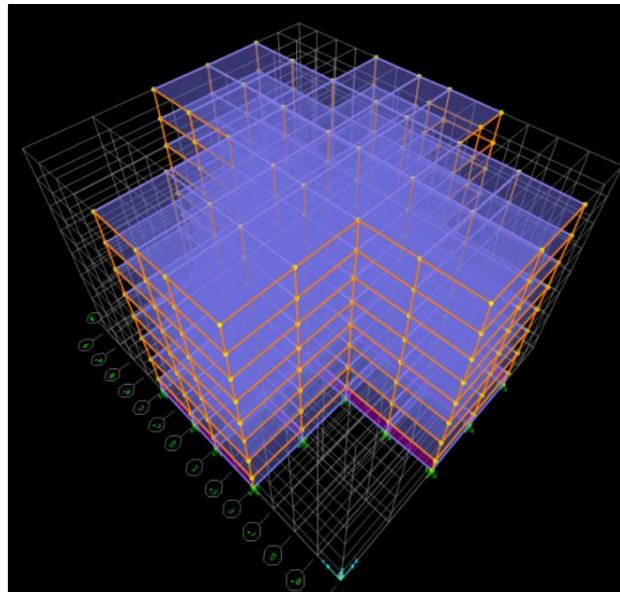


Figura IV-25: Modelado del edificio en el programa de computadora.

4.6.1.2 Cargas Gravitacionales:

Dentro de los criterios considerados en la modelación se destaca que se toman los parámetros establecidos por reglamentos y códigos vigentes en el país en cuanto a la consideración de cargas gravitacionales, tal y como se mencionó en el *apartado 4.4*.

Las cargas gravitacionales consideradas según el reglamento para la seguridad estructural en las construcciones son las siguientes:

- **Carga Muerta (CM):**

Peso volumétrico del concreto	2400 kg/m ³
Sobrecarga en losa	20 kg/m ²
Enladrillado	120 kg/m ²
Cielo falso + instalaciones eléctricas	20 kg/m ²
Paredes de bloque	350 kg/m ²
Ventanearía	35 kg/m ²
Divisiones interiores	70 kg/m ²
Peso volumétrico del acero	7890 kg/m ³

- **Carga Viva (CV):**

Carga viva instantánea en losa	180 kg/m ²
Carga viva instantánea en techo	50 kg/m ²

4.6.1.3 Resistencia de Materiales

Las resistencias de materiales que se usan en la modelación corresponden a lo que se estableció en el *apartado 4.3*.

Resistencia a la compresión del concreto: 300 kg/cm²

Resistencia a la fluencia del acero: 2800 kg/cm²

4.6.1.4 Rótulas plásticas

4.6.1.4.1 Zona de plastificación de los elementos estructurales

Para establecer los puntos en los cuales se espera que se generen las rótulas plásticas, se puede mencionar que para el comportamiento real de una estructura en un determinado evento sísmico la generación de grietas y puntos de falla de los elementos puede darse a lo largo de todo el elemento estructural considerado, de acuerdo a como sea la magnitud del esfuerzo que se presente en el mismo. Sin embargo, como ya es conocido, para estructuras a base de marcos que se ven sometidos a acciones sísmicas, los puntos de mayor esfuerzo se presentan en los extremos de los elementos que componen dichos marcos (Vigas y Columnas), por lo tanto, una forma de tener un mayor control y simplificación de la presencia de plastificación en los elementos es determinando posibles puntos en los cuales se espera que se generen las mayores deformaciones. Tomando como referencia los modelos de plasticidad mencionados dentro del *apartado 2.3.2.2*, se considerará un modelo de plasticidad concentrada, debido a que este modelo representa los puntos de falla en ubicaciones previamente establecidas, las cuales se tomarán en los extremos de cada elemento. Se tendrá que tomar en cuenta, una longitud plástica a utilizar para que se generen dichas rotulas

(Figura IV-26), una buena estimación según lo planteado por *T. Paulay & M. Prinsley, 1992*¹⁵, es tomar la longitud igual a la mitad del peralte de la sección, $0.5h$ o un 5-10% de la longitud del elemento. Para esta investigación se ha considerado ubicarlas en una longitud igual al 10% de la longitud del elemento considerado.

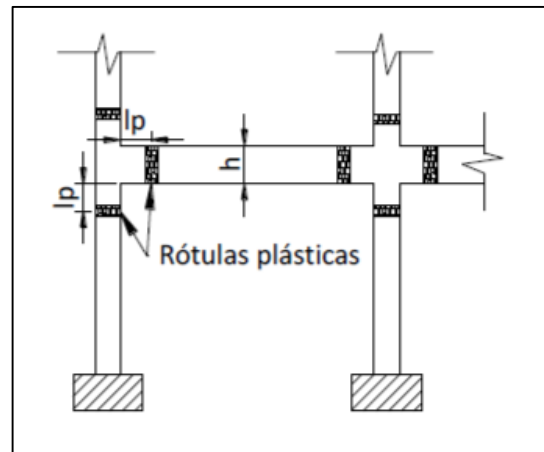


Figura IV-26: Representación de la ubicación de la longitud plástica (Según *T. Paulay & M. Prinsley, (1992).*)

4.6.1.4.1 Comportamiento y definición de los límites de rotulas plásticas.

El comportamiento de las rótulas plásticas de los elementos estructurales se define por medio de los diagramas de momento-curvatura. A continuación, se muestra el procedimiento de cálculo que se realiza para la definición de los límites correspondientes a rotulas plásticas de vigas y columnas:

- **Vigas**

Mediante las ecuaciones de equilibrio y la relación de compatibilidad de deformaciones se calculan los puntos del diagrama momento-curvatura, para este caso se evalúa una viga correspondiente a la planta baja, ubicada en el eje B, tramo 10-11 (VPB-2):

¹⁵ *T. Paulay & M. Prinsley, (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.*

Los valores determinados para generar el diagrama de momento curvatura son los que se muestran en la *Tabla IV-9*, la cual se muestra a continuación:

Tabla IV-9: Valores correspondientes al diagrama de momento curvatura para la viga en consideración.

Curvatura(rad/m)	Momento (ton. m)
0.05738	143.22
0.05738	143.19
0.02944	128.02
0.01249	114.34
0.00272	77.18
0.00254	70
0.00247	58.43
0.00204	46.92
0.00183	39.76
0.00161	33.05
0.0014	26.36
0.00098	12.72
0.00077	6.64
0.00035	-3.78
0.00014	-9.01
0	-3.81
-0.00014	-15.93
-0.00035	-21.58
-0.00077	-31.88
-0.00119	-42.27
-0.0014	-48.76
-0.00183	-61.71
-0.00204	-67.32
-0.00225	-66.27
-0.00272	-89.22
-0.00299	-114.87
-0.01249	-149.48
-0.02677	-164.52
-0.05738	-182.46

Con los datos determinados se graficó el diagrama de momento curvatura y se obtuvo el grafico de la figura IV-27.

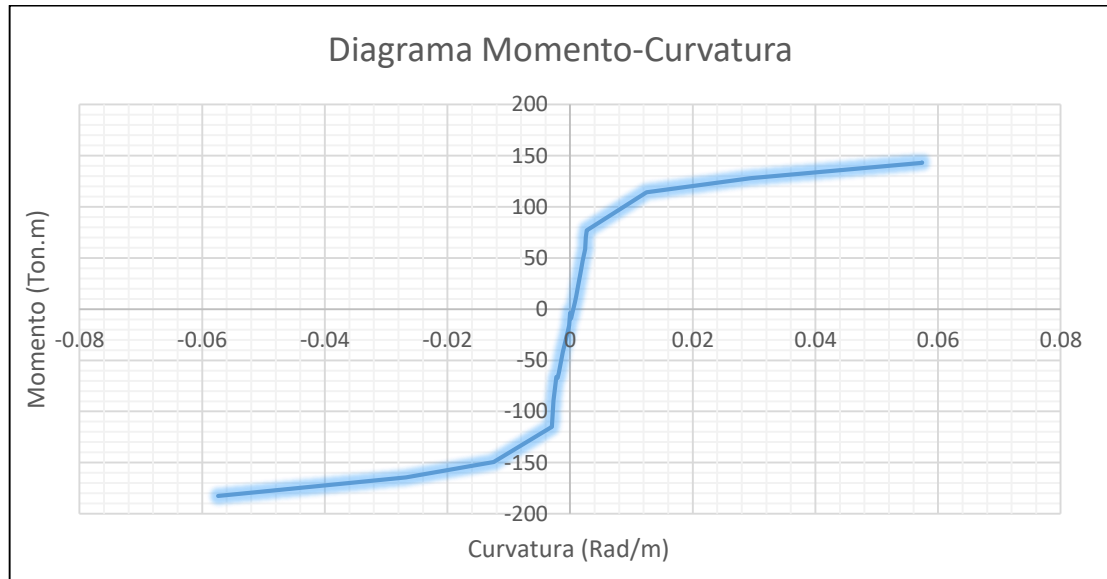


Figura IV-27: Diagrama de momento-curvatura para viga en análisis.

Del cual se obtienen los valores de momento y curvatura para cuando se da la fluencia en el elemento:

- Para la flexión positiva; $\varphi_y = 0.00272 \frac{rad}{m} \wedge M_y = 77.18 \text{ ton.m}$
- Para la flexión negativa; $\varphi_y = -0.00272 \frac{rad}{m} \wedge M_y = -89.22 \text{ ton.m}$

Para el cálculo de los valores de Momento y Rotación a colocar en Sap2000 se ha tomado como referencia el punto cuando se alcanza la mayor plastificación en el elemento (considerando solo la flexión positiva):

$$\varphi_u = 0.05738 \frac{rad}{m} \wedge M_u = 143.22 \text{ ton.m}$$

Calculando la rotación en radianes, considerando el ancho efectivo de la viga (45cm):

$$\phi_y = 0.00272 \frac{\text{rad}}{\text{m}} \times 0.45 \text{ m} = 0.001224 \text{ rad}$$

$$\phi_u = 0.05738 \frac{\text{rad}}{\text{m}} \times 0.45 \text{ m} = 0.025821 \text{ rad}$$

Por lo tanto, la rotación después del punto de fluencia en el punto de máxima plastificación es:

$$\phi_a = 0.025821 - 0.001224 = 0.024597 \text{ rad}$$

Y la relación de momentos para este punto es:

$$\frac{M_u}{M_y} = \frac{143.22}{77.18} = 1.86$$

Siguiendo el mismo procedimiento para los demás puntos que definen el comportamiento de la rótula que se genera en esta viga y considerando que la curvatura de la sección aumenta mientras se mantiene un valor de resistencia de aproximadamente 20% de la resistencia en fluencia, se obtiene:

PROPUESTA DE RÓTULA PARA PONER EN SAP2000

Point	Moment/SF	Rotation/SF
D-	-0.20	0.024876
C-	-2.05	0.024597
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.86	0.024597
D	0.20	0.024597

Además, para la definición de las rótulas plásticas utilizadas dentro del programa SAP2000, se efectuó el cálculo según las tablas propuestas por la Federal Emergency Management Agency (FEMA-356) en su apartado 6.5, con el objetivo de obtener los valores límites en las rotulas plásticas según el comportamiento presentado por los elementos. A continuación, se presenta el ejemplo de cálculo para la misma viga considerada anteriormente:

- ❖ Parámetros de modelado y criterios de aceptabilidad numérica para la viga ubicada en la planta baja (Eje B, tramo 10-11 (VPB-2)):

De acuerdo a la tabla 6-7 del FEMA se toman los siguientes parámetros para vigas:

Tomando en cuenta un valor de cortante actuante en la viga de 14.37 ton. determinado mediante el programa SAP2000 tenemos:

Calculando las cuantías de acero:

$$\rho' = \frac{A_s}{bd} = \frac{40.8}{45 * 95} = 0.00954$$

$$\rho = \frac{A'_s}{bd} = \frac{30.60}{45 * 95} = 0.00716$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) = \frac{0.85 * 300}{2800} 0.836 \left(\frac{6120}{6120 + 2800} \right) = 0.0522 \%$$

Por tanto:

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{0.00716 - 0.00954}{0.0522} = -0.045 \%$$

Revisando el confinamiento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{2 * 0.71 * 2800 * 89}{15} = 23590 \text{ kg} = 23.59 \text{ ton.}$$

$$\text{Si } V_s > \frac{3}{4} V = \frac{3}{4} * 14.37 = 10.78 \text{ ton.} \rightarrow \text{Ok!}$$

Separación de estribos: $S=15 \text{ cm.} \leq \frac{89}{3} = 29.7 \rightarrow \text{Ok!}$

\therefore Sí hay confinamiento!

También:

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{14.37}{0.45 * 0.95 * \sqrt{3000}} = 0.614 \text{ ton/m,}$$

convirtiendo a unidades del Sistema Inglés: $0.614(\text{ton/m}) * 1.1926 = 0.732 \text{ lb/pulg}$

Por tanto, para los resultados obtenidos en cada una de las condiciones evaluadas, se puede establecer en base a las tablas que se presentan en la FEMA-356 los valores límites correspondientes a cada nivel de desempeño, tal como se muestra a continuación:

Inmediatamente Ocupacional (IO)=0.0010

Seguridad de Vida (LS)=0.02

Prevención de Colapso (CP) =0.025

Y los valores de rotación después del punto de fluencia son:

a=0.025

b=0.05

Comparando ambos resultados se observa la similitud de éstos, por lo que se considera aceptable usar los valores que definen el comportamiento de las rótulas en vigas tal y como lo establece el programa SAP2000, ya que están en base a lo establecido por FEMA-356.

- **Columnas**

Debido a lo complejo del cálculo de rótulas plásticas para columnas, solamente se ha tomado en cuenta el procedimiento utilizando las tablas de la FEMA-356 tal como se muestra a continuación:

Parámetros de modelado y criterios de aceptabilidad numérica para la columna de sótano (*Intersección eje 12 y eje E (C-5)*):

De acuerdo a la tabla 6-8 del FEMA-356 se toman los siguientes parámetros para columnas:

Tomando en cuenta que se tienen valores de 31.56 ton. para cortante y 403.00 ton. para carga axial en dicha columna.

Revisando el confinamiento:

Separación de estribos(s)=15 cm. $\leq \frac{90}{3} = 30 \therefore$ Sí hay confinamiento!

$$\frac{P}{A_g f'_c} = \frac{403.00}{0.90 * 0.90 * 3000} \approx 0.2$$

También:

$$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{31.56}{0.90 * 0.90 * \sqrt{3000}} = 0.711 \text{ ton/m,}$$

*convirtiendo a unidades del Sistema Inglés: $0.711 * 1.1926 = 0.848 \text{ lb/pulg}$*

Por tanto, con los resultados obtenidos de los parámetros evaluados, se establece en base a la tabla 6.8 del FEMA-356 los valores límites de rotación en radianes para los diferentes niveles de desempeño:

Inmediatamente Ocupacional (IO)=0.003

Seguridad de Vida (LS)=0.012

Prevención de Colapso (CP) =0.015

Corroborando así los datos que utiliza el SAP2000 para definir los límites de rotación de los diferentes niveles de desempeño en columnas, por lo que se considera aceptable usar los valores propuestos por el programa de computadora que definen el comportamiento de las rótulas para las columnas.

4.6.1.5 Parámetros no lineales de los materiales asignados en el programa de análisis estructural

Para el análisis sísmico el programa de computadora utiliza ciertos mecanismos para la representación de los parámetros no lineales de la estructura, por lo cual, se usará los siguientes parámetros de no linealidad de los materiales a usar (Concreto y Acero), en los cuales se establece el modelo de histéresis que tomaran dichos materiales para su comportamiento ante la carga impuesta.

Para el concreto se utiliza el modelo de histéresis de Takeda, y para la definición de la curva de esfuerzo-deformación del concreto se usará el modelo de Mander, asignando un valor de amortiguamiento viscoso de 0.05.

Para el caso del acero de refuerzo se contempla el modelo de histéresis de Takeda y para la definición de la curva de esfuerzo-deformación se usará el modelo de Park Et Al, el cual contempla

una forma trilineal del diagrama esfuerzo-deformación del acero, incluyendo así el efecto de endurecimiento.

4.6.2 Análisis Modal

Una vez elaborado el modelo de la geometría de la edificación en tres dimensiones, se realiza el análisis espectral modal para obtener los periodos de acuerdo al número de modos para que por lo menos el 90% de la masa participante sea incluida en los resultados (ver tabla IV-10). Esto con el fin de comparar cuantitativamente que el período obtenido con el programa de computadora sea aproximadamente igual al calculado por el método A de la NTDS (Ver sección 4.2.2 de la NTDS).

Método “A” NTDS:

$$T = c_t h_n^{3/4}$$

$c_t = 0.073$ para marcos de concreto reforzado

$h_n =$ Altura total del edificio

$$\therefore T = 0.073 * 27.10^{3/4} = 0.867 \text{ seg}$$

Tabla IV-10: Períodos de vibración para los primeros quince modos.

<i>Modo de vibración</i>	<i>Período (seg)</i>	<i>Participación de masa modal acumulada (%)</i>
<i>1</i>	<i>0.8628</i>	<i>65.24</i>
<i>2</i>	<i>0.8108</i>	<i>66.21</i>
<i>3</i>	<i>0.7865</i>	<i>68.34</i>
<i>4</i>	<i>0.3065</i>	<i>76.68</i>
<i>5</i>	<i>0.2891</i>	<i>76.85</i>
<i>6</i>	<i>0.2817</i>	<i>77.14</i>
<i>7</i>	<i>0.1716</i>	<i>80.67</i>
<i>8</i>	<i>0.1639</i>	<i>80.68</i>
<i>9</i>	<i>0.1244</i>	<i>81.66</i>
<i>10</i>	<i>0.1136</i>	<i>82.63</i>
<i>11</i>	<i>0.0938</i>	<i>84.23</i>
<i>12</i>	<i>0.0848</i>	<i>85.18</i>
<i>13</i>	<i>0.0616</i>	<i>85.48</i>
<i>14</i>	<i>0.0307</i>	<i>90.56</i>
<i>15</i>	<i>0.0210</i>	<i>95.85</i>

Del análisis modal se determinan dos tipos de datos relevantes para la evaluación estructural, tales como los períodos para los diferentes modos de vibración y los desplazamientos modales para el período fundamental del edificio.

4.6.2 Análisis Pushover

A continuación, se presenta el análisis pushover, para el cual los valores de los pesos sísmicos y desplazamientos modales de cada nivel del edificio se obtienen del programa de computadora.

4.6.2.1 Definición de los patrones de carga

Como primer paso para la aplicación del análisis estático no lineal (pushover) es establecer los patrones de carga lateral, para lo cual en la siguiente tabla se muestra la distribución en masa del edificio.

Tabla IV-11: Peso de cada nivel del edificio.

Nivel	Peso (Ton.)
<i>Sótano</i>	<i>1990.23</i>
<i>1 (Planta Baja)</i>	<i>1801.95</i>
<i>2</i>	<i>1673.87</i>
<i>3</i>	<i>1637.26</i>
<i>4</i>	<i>1545.03</i>
<i>5</i>	<i>1424.94</i>
<i>6</i>	<i>1454.61</i>
<i>Azotea</i>	<i>810.72</i>
<i>Total</i>	<i>12,338.61</i>

- **Patrón de Cargas uniformemente distribuida**

Se calcula la fuerza lateral normalizada en cada nivel de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{m_x}{\sum m_i}$$

Donde:

F_x : Fuerzas inerciales de piso

m_x : masa del piso a analizar

m_i : masa correspondiente a cada uno de los niveles del edificio.

Los datos obtenidos son:

Tabla IV-12: Patrón de cargas uniformemente distribuido.

<i>Nivel</i>	<i>Peso (Ton.)</i>	<i>Fnormalizada</i>
<i>Sótano</i>	<i>1990.23</i>	<i>0.16</i>
<i>1 (Planta Baja)</i>	<i>1801.95</i>	<i>0.15</i>
<i>2</i>	<i>1673.87</i>	<i>0.14</i>
<i>3</i>	<i>1637.26</i>	<i>0.13</i>
<i>4</i>	<i>1545.03</i>	<i>0.13</i>
<i>5</i>	<i>1424.94</i>	<i>0.12</i>
<i>6</i>	<i>1454.61</i>	<i>0.12</i>
<i>Azotea</i>	<i>810.72</i>	<i>0.07</i>
<i>Total</i>	<i>12,338.61</i>	<i>1.00</i>

- **Patrón de Cargas propuesto por la NTDS**

Se calcula la fuerza lateral en cada nivel de acuerdo a la sección 4.3 de la NTDS con la ecuación:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

Donde:

F_x : Fuerzas inerciales de entrepiso

F_t : Fuerzas concentrada en el último entrepiso

W_x : peso del entrepiso

h_x : altura del entrepiso

V : Cortante basal;

$V = 3,088.35 \text{ ton.}$ (Calculado según lo establece la NTDS)

Obteniendo como resultado:

Tabla IV-13: Patrón de cargas según NTDS

Nivel	Peso (Ton)	Altura entrepiso (m)	hx (m)	hx*peso	Fnormalizada
<i>Sótano</i>	1990.23	2.4	2.4	4776.55	0.03
<i>1 (Planta Baja)</i>	1801.95	3.9	6.3	11352.27	0.07
2	1673.87	4.0	10.3	17240.88	0.10
3	1637.26	3.4	13.7	22430.51	0.13
4	1545.03	3.4	17.1	26420.00	0.16
5	1424.94	3.3	20.4	29068.83	0.17
6	1454.61	3.3	23.7	34474.29	0.21
<i>Azotea</i>	810.72	3.4	27.1	21970.45	0.13
Total	12338.61			167,733.78	1.00

- **Patrón de cargas tomando el modo dominante de vibración**

Se calcula la fuerza lateral normalizada en cada nivel con la ecuación:

$$F_i = \frac{W_i \phi_i}{\sum W_i \phi_i}$$

Donde:

F_i : Fuerzas inerciales del nivel en la dirección de análisis

W_i : Peso del nivel

ϕ_i : Desplazamiento modal máximo del modo dominante de vibración en la dirección de análisis.

De lo que se obtiene:

Tabla IV-14: Patrón de cargas considerando el modo dominante de vibración

<i>Dirección</i>		<i>x-x</i>			<i>y-y</i>		
<i>Nivel</i>	<i>Peso (ton)</i>	ϕ_i	$\phi_i * W_i$	<i>F</i>	ϕ_i	$\phi_i * W_i$	<i>F</i>
<i>Sótano</i>	1990.23	0.0037	7.36	0.0021	0.0009	1.79	0.0027
<i>1 (Planta Baja)</i>	1801.95	0.083	149.56	0.043	0.017	30.63	0.046
<i>2</i>	1673.87	0.202	338.12	0.098	0.04	66.95	0.101
<i>3</i>	1637.26	0.291	476.44	0.138	0.056	91.69	0.138
<i>4</i>	1545.03	0.383	591.75	0.171	0.073	112.79	0.170
<i>5</i>	1424.94	0.462	658.32	0.190	0.088	125.39	0.189
<i>6</i>	1454.61	0.528	768.03	0.222	0.10	145.46	0.219
<i>Azotea</i>	810.72	0.577	467.78	0.135	0.11	89.18	0.134
Total	12338.61		3457.38	1.00			1.00

4.6.2.2 Curva de capacidad

Es importante tomar en consideración que, para este análisis, se evaluará los resultados para 3 diferentes condiciones, con el objetivo de tener una visión amplia en base al comportamiento que se podría presentar. Los modelos que se evaluará serán los que cuentan con las siguientes condiciones:

- **Escenario 1:** La resistencia a la compresión del concreto y resistencia a la fluencia del acero, son respectivamente: $F'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ - $Fy = 2800 \text{ kg/cm}^2$ y se considera una reducción de rigidez global en la estructura.
- **Escenario 2:** En este escenario los valores de resistencias a la compresión del concreto y de la fluencia del acero son: $F'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ - $Fy = 2800 \text{ kg/cm}^2$, considerando una reducción de rigidez focalizada según el levantamiento de daños.

- **Escenario 3:** Se consideran los siguientes valores de resistencia para los materiales:
Compresión del concreto: $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ – Fluencia del acero: $Fy = 2800 \text{ kg/cm}^2$, y se considera una reducción de rigidez global en la estructura.

Lo anterior, se realizará para conocer la afectación que se podría dar ante diferentes condiciones, y en cada uno de los casos se determinará como se presenta el comportamiento tanto global como localmente.

Con todos los criterios anteriores definidos en el programa de computadora se obtienen las siguientes curvas de capacidad:

Escenario 1:

Dirección X:

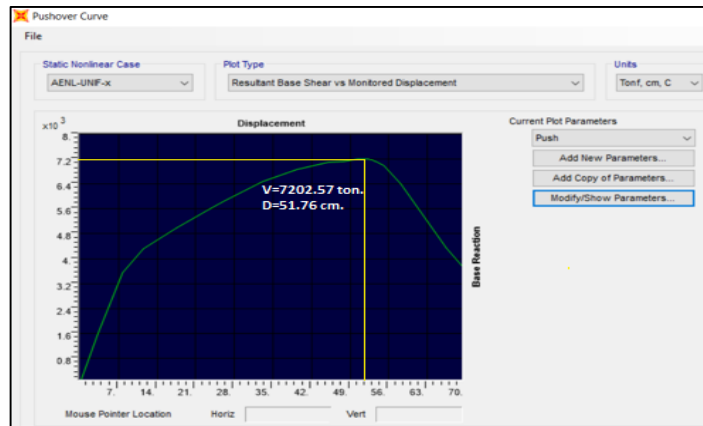


Figura IV-28: Curva de capacidad I (Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección x).

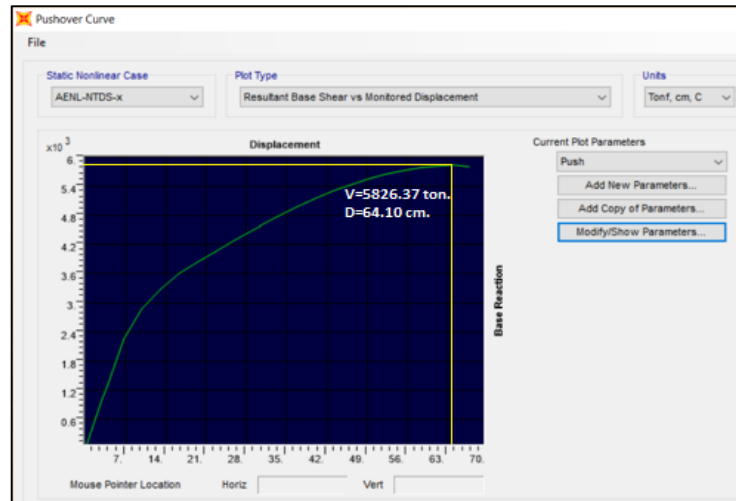


Figura IV-29: Curva de capacidad I (Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección x).

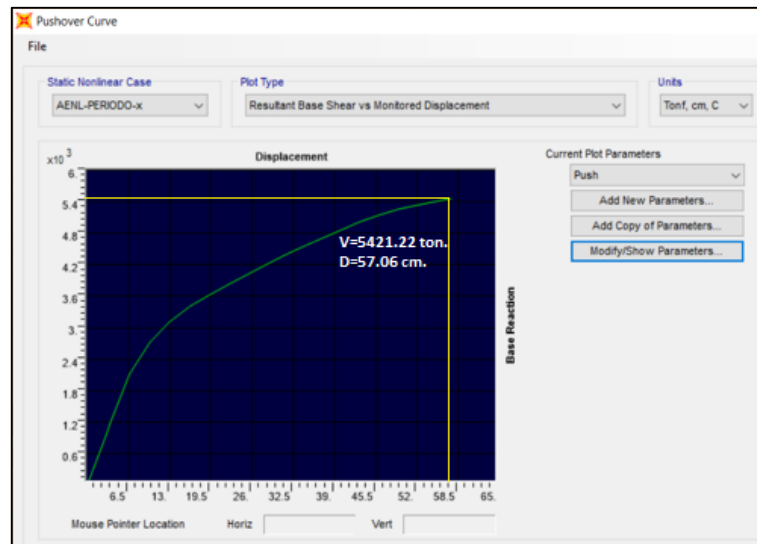


Figura IV-30: Curva de capacidad I (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección x).

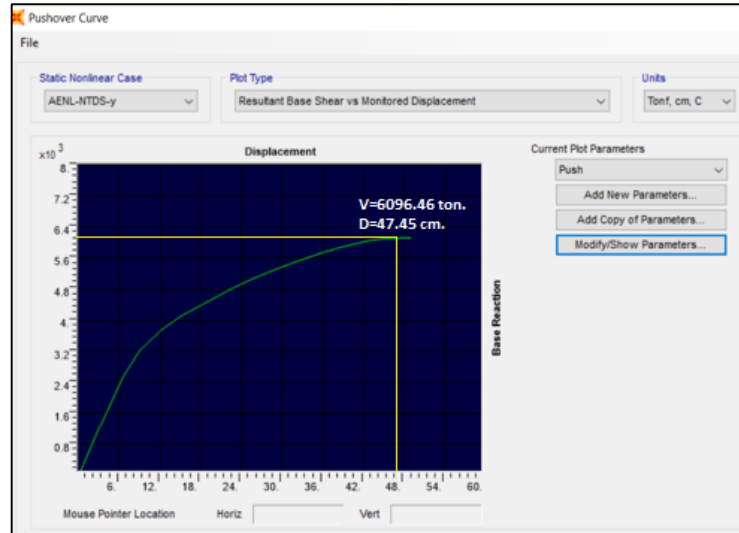
Dirección Y:

Figura IV-31: Curva de capacidad I (Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección Y).

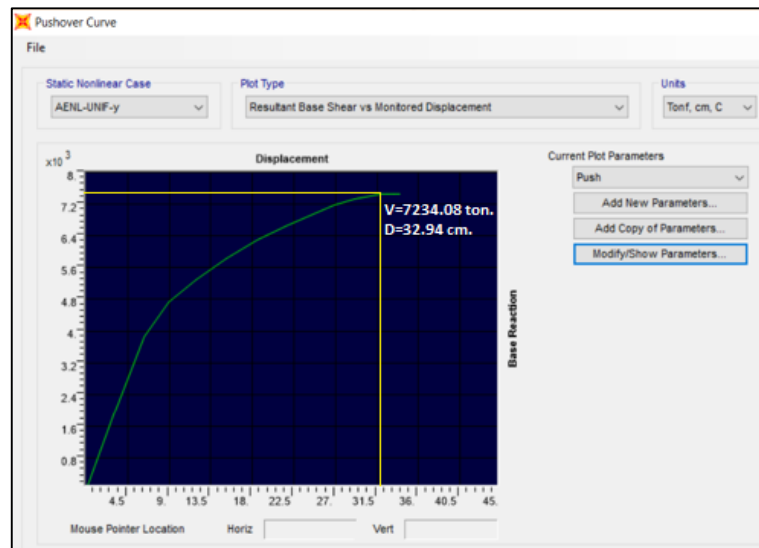


Figura IV-32: Curva de capacidad I (Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección Y).

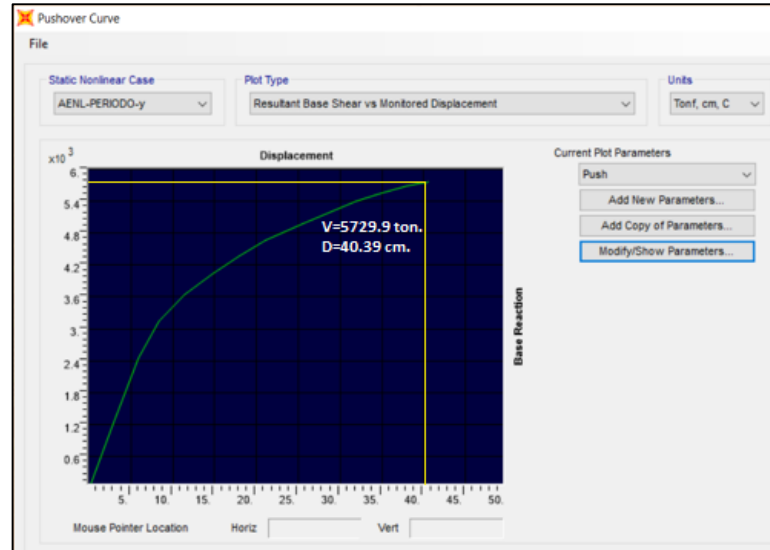


Figura IV-33: Curva de capacidad 1 (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección Y).

Escenario 2:

Dirección X:

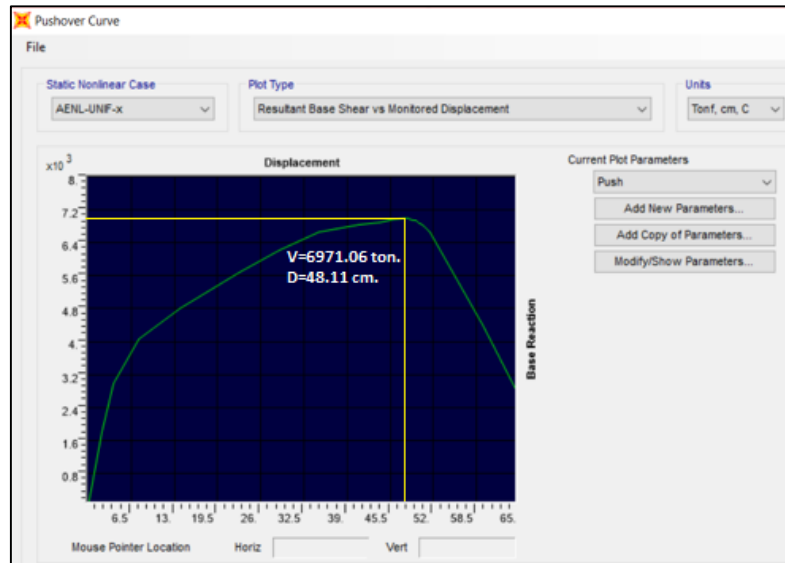


Figura IV-34: Curva de capacidad 2 (Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección X).

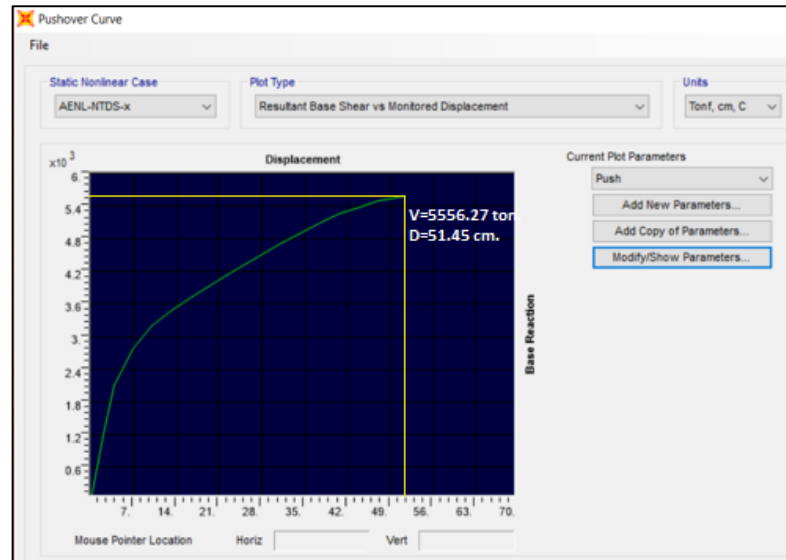


Figura IV-35: Curva de capacidad 2 (Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección X).

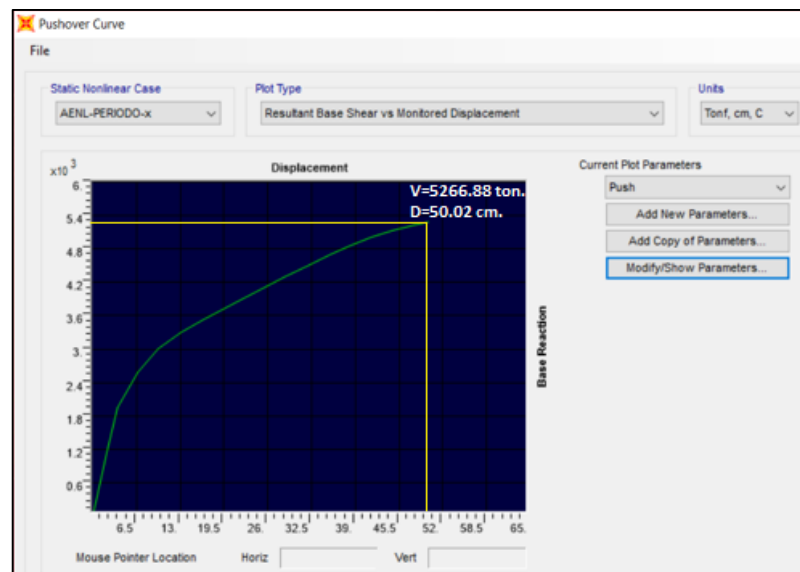


Figura IV-36: Curva de capacidad 2 (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección X).

Dirección Y:

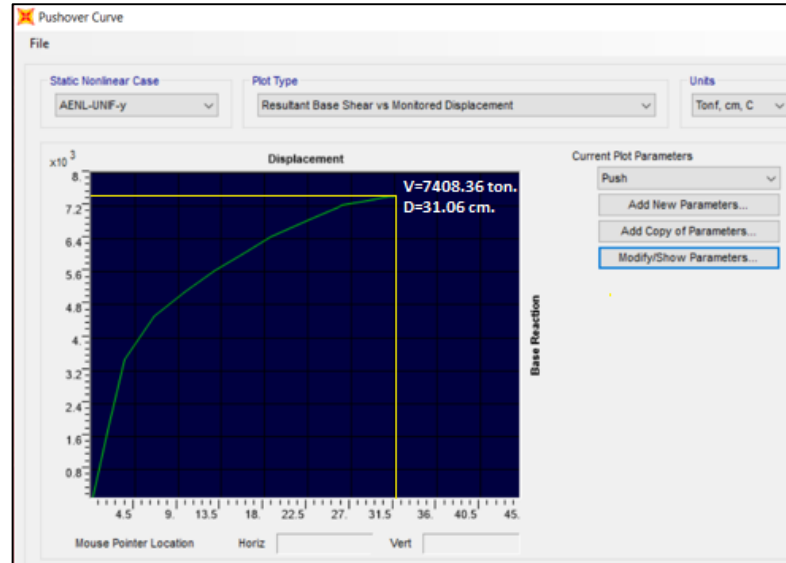


Figura IV-37: Curva de capacidad 2 (Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección Y).

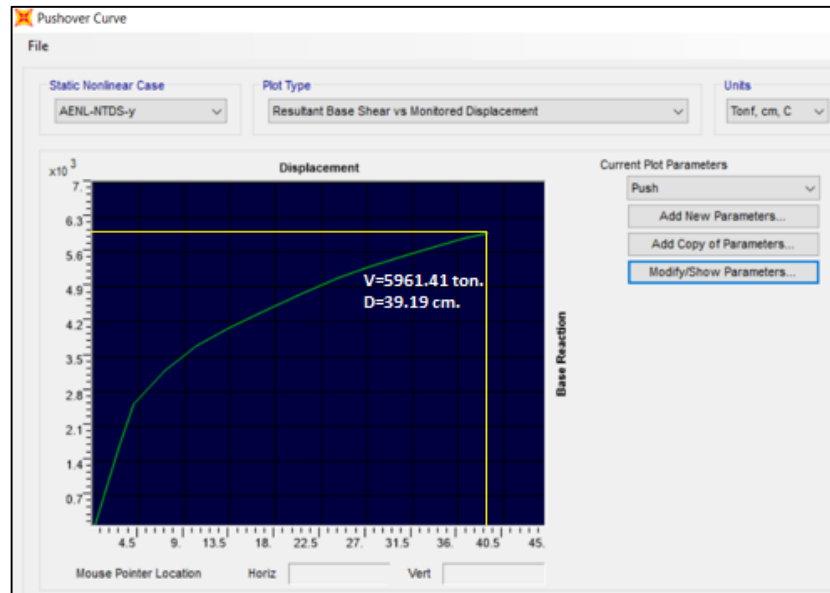


Figura IV-38: Curva de capacidad 2 (Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección Y).

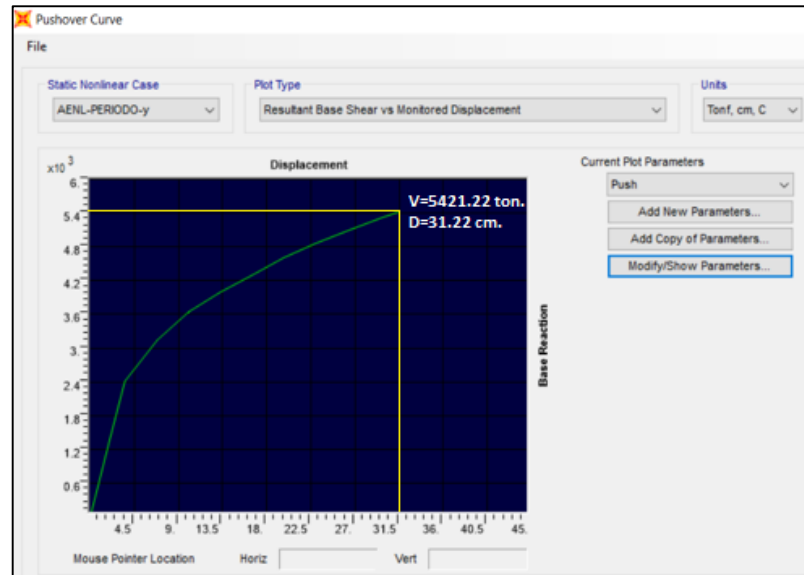


Figura IV-39: Curva de capacidad 2 (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección Y).

Escenario 3:

Dirección X:

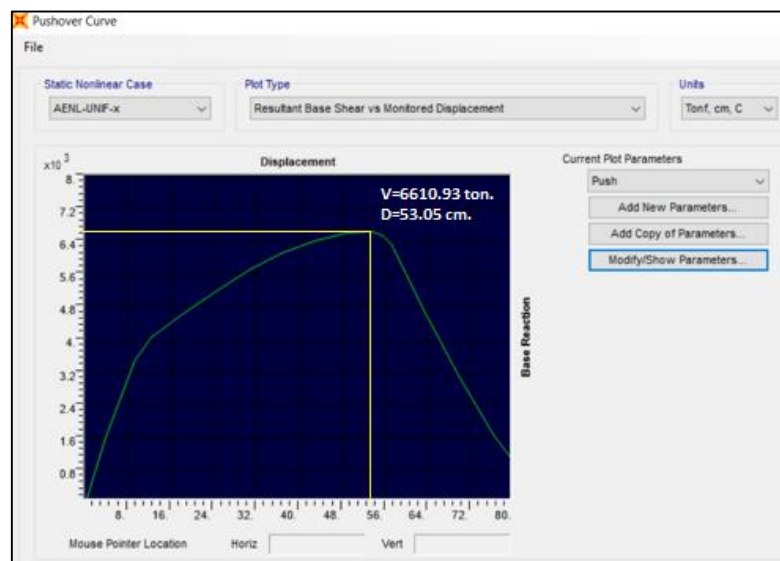


Figura IV-40: Curva de capacidad 3 (Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección X).

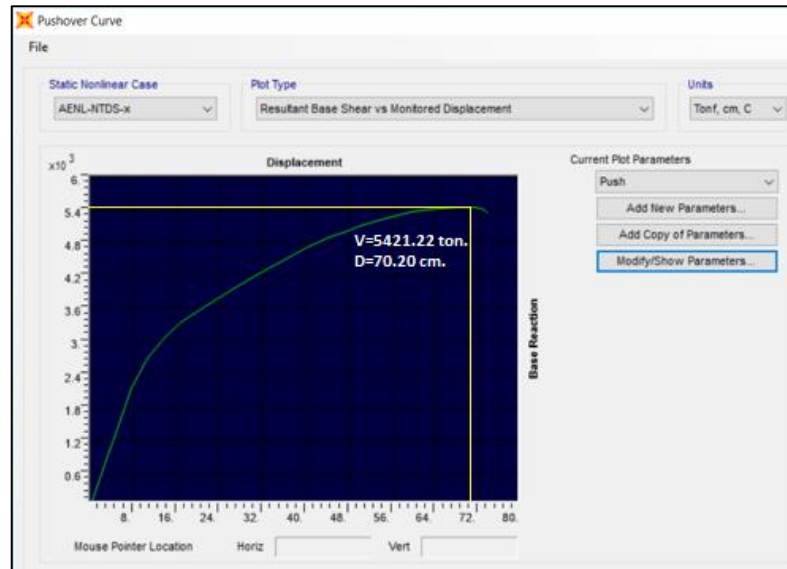


Figura IV-41: Curva de capacidad 3 (Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección X).

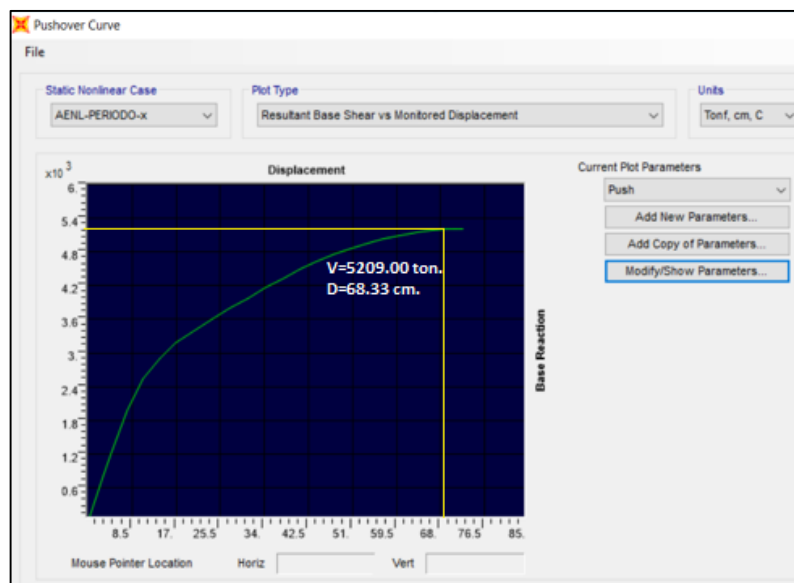


Figura IV-42: Curva de capacidad 3 (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección X).

Dirección Y:

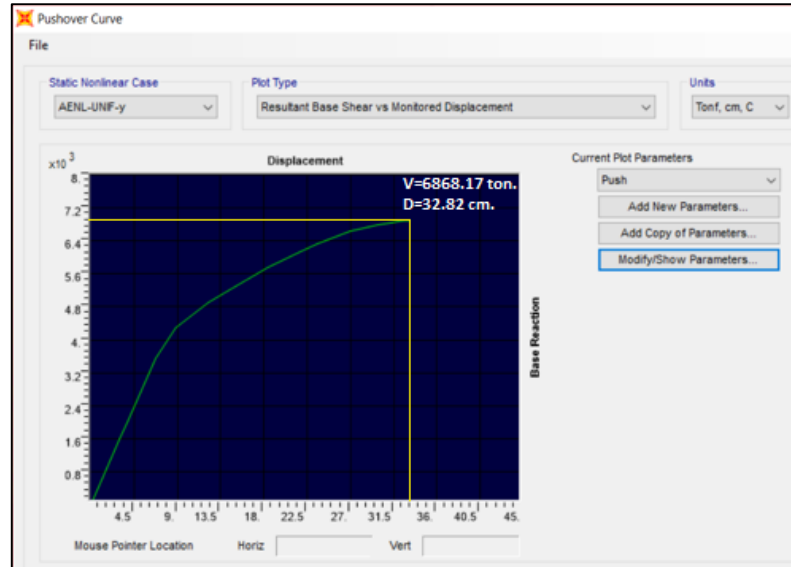


Figura IV-43: Curva de capacidad 3 (Patrón de cargas uniformemente distribuido, dirección Y).

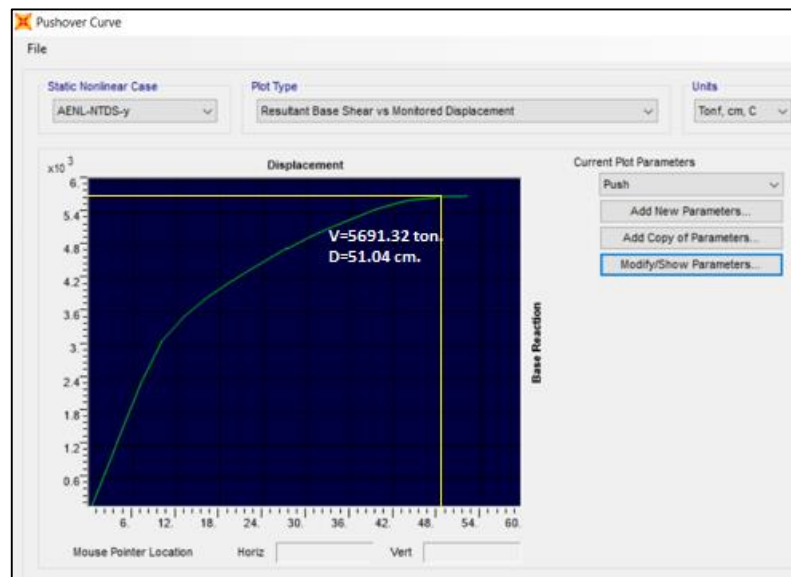


Figura IV-44: Curva de capacidad 3 (Patrón de cargas basado en la NTDS, dirección Y).

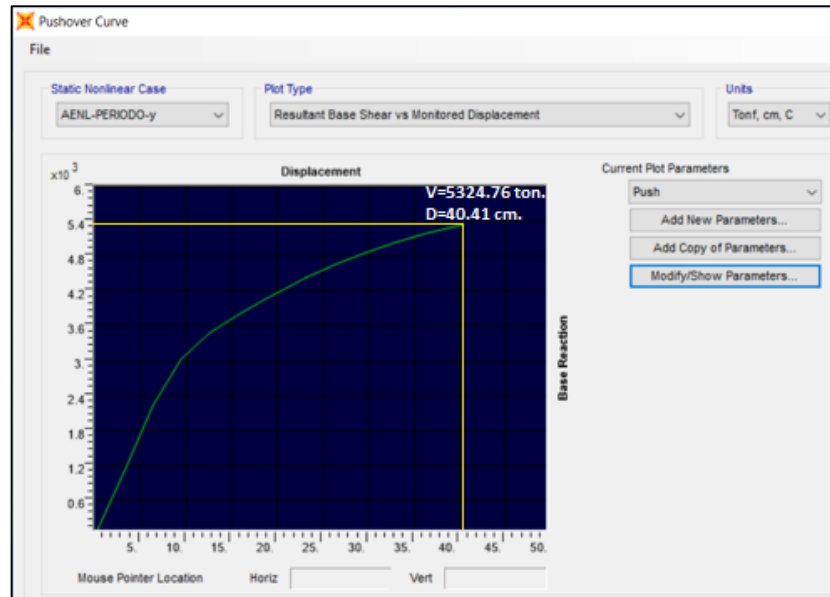


Figura IV-45: Curva de capacidad 3 (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración, dirección Y).

A continuación, se muestra un resumen de los resultados obtenidos según los escenarios en análisis:

Tabla IV-15: Valores máximos de cortante y desplazamiento para los tres escenarios analizados según cada patrón de carga impuesto en cada uno.

Escenario	Valores Máximos	UNIF X	UNIF Y	NTDS X	NTDS Y	PERIOD X	PERIOD Y
1	V (ton.)	7202.57	7234.08	5826.37	6096.46	5421.22	5729.90
	D (cms.)	51.76	32.94	64.10	47.45	57.06	40.39
2	V (ton.)	6971.06	7408.36	5556.27	5961.41	5266.88	5421.22
	D (cms.)	48.11	31.06	51.45	39.19	50.02	31.22
3	V (ton.)	6610.93	6868.17	5421.22	5691.32	5209.00	5324.76
	D (cms.)	53.05	32.82	70.20	51.04	68.33	40.41

Como se muestra en la *tabla IV-15* para el patrón de carga calculado según el modo dominante de vibración en la dirección X (PERIOD X) se muestran los menores de capacidad para las diferentes curvas.

4.6.4 Determinación de la demanda sísmica

La demanda sísmica a considerar se determina de acuerdo al sismo de diseño (DE) establecido por el ATC-40, el cual presenta las mismas características que el espectro de respuesta propuesto por la NTDS (*ver figura IV-45*). Por lo tanto, se ha realizado el cálculo de la demanda sísmica de acuerdo a la sección 5.2 de la NTDS en base a la zona sísmica, tipo de suelo e importancia de la estructura.

- Factor de zonificación:

Para Zona 1; $A=0.4$

- Categoría de Ocupación:

Edificio de ocupación especial; $I=1.2$

- Tipo de suelo: S_3

$C_o = 3.0$

$T_o = 0.6$ seg.

- Factor de modificación de respuesta: $R=1$

De acuerdo a los factores antes descritos se procede a la obtención de los coeficientes sísmicos para diferentes valores de período de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$

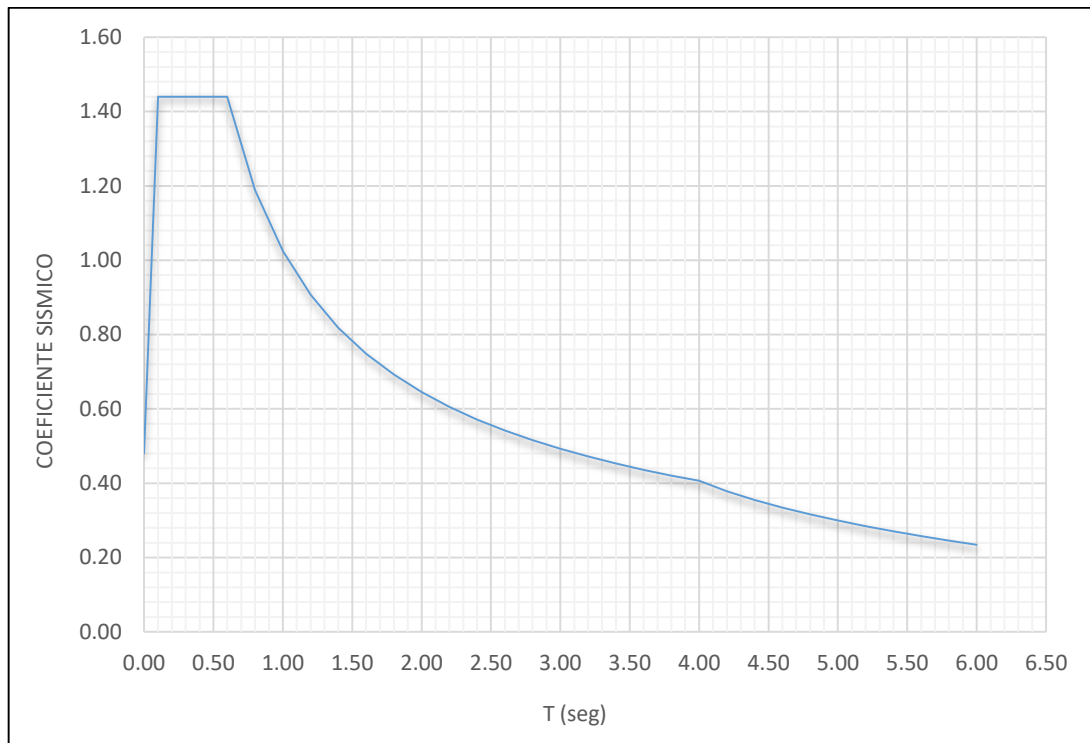


Figura IV-46: Espectro elástico según la NTDS en base a la zona sísmica, tipo de suelo e importancia de la estructura.

CAPITULO V: ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Con los datos obtenidos del programa SAP2000, en el cual se realizó la modelación de la estructura, los cuales fueron mostrados mediante las curvas de capacidad en el *capítulo IV sección 4.6.2.2*, se procede a analizar dichos resultados. Primeramente, debe de seleccionarse la curva que presente la menor capacidad para que posteriormente se determine el punto de desempeño mediante la metodología de “Espectro de capacidad-demanda”, tal y como lo establece el ATC-40. Una vez calculado el punto de desempeño para la estructura, se verificará que cumpla con los límites de aceptabilidad global y local para diversos puntos dentro del comportamiento presentado por el edificio.

Esto se realizará para los tres escenarios que se plantearon dentro del *capítulo IV* (Escenario 1: Reducción de rigidez global en el edificio y resistencia a la compresión del concreto de 300kg/cm², Escenario 2: Reducción de rigidez solo a elementos con daño y resistencia a la compresión del concreto de 300 kg/cm², Escenario 3: Reducción de rigidez global en el edificio y resistencia a la compresión del concreto de 210 kg/cm²), de manera que se conozca el comportamiento para cada una de estas condiciones.

5.1 Curva de Capacidad

Para poder analizar los resultados dentro de esta evaluación, debe de seleccionarse la curva que presente la menor capacidad según las que se mostraron dentro del *capítulo IV*.

Dichas curvas fueron obtenidas mediante la aplicación de los patrones de carga lateral que fueron determinados en el *capítulo IV* para cada una de las direcciones de la edificación, de tal manera que al seleccionar la curva que presente la menor capacidad se tendrá teóricamente el valor del punto de desempeño más desfavorable.

Se presentan a continuación, las curvas determinadas dentro del *capítulo IV sección 4.6.2.2* para cada uno de los escenarios establecidos y mostrando el comportamiento para cada patrón de carga a considerar:

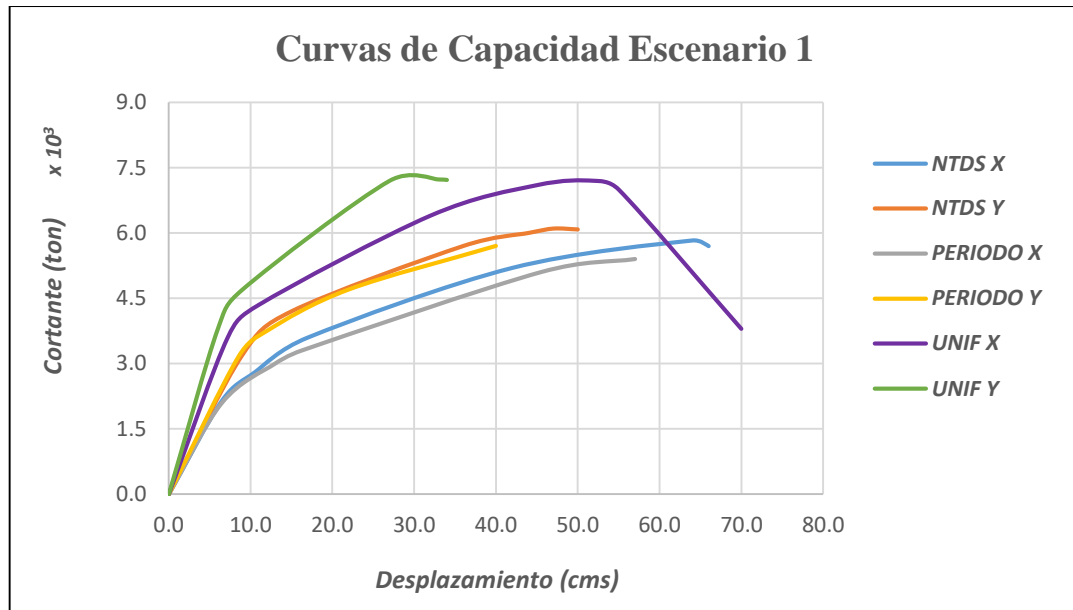


Figura V-1: Representación de las curvas de capacidad (Escenario 1).

Para el escenario 1, en el cual las condiciones consideradas son la reducción de rigidez en todos los elementos estructurales (vigas y columnas) y un valor de resistencia a la compresión del concreto de 300 kg/cm² se presenta el comportamiento tal como se muestra en la *Figura V-1*; se muestran las curvas de capacidad correspondientes a los 3 patrones de carga lateral aplicados en cada dirección ortogonal horizontal. Si se evalúa el comportamiento de las mismas, puede notarse que en general, todas las curvas mostradas presentan para el rango lineal características similares, ya que el rango lineal alcanza un desplazamiento promedio de 9 cm para las curvas determinadas; mientras que para los valores de capacidad de cortante se tiene un cambio en dichas curvas, ya que los valores para las mismas están en un rango comprendido entre 2500 a 4500 toneladas. El cambio en cada una corresponde a la distribución de esfuerzos internos en los elementos que se

generan a partir del patrón de carga con el cual se evalúa en cada caso. El resultado muestra que para cada patrón la estructura comienza su plastificación para un valor similar de desplazamiento en cada patrón de carga lateral, pero con diferencias en la capacidad de resistir los valores de cortante. Puede notarse que los patrones que presentan mayor similitud en cuanto al comportamiento presentado por la estructura son el patrón de carga calculado según lo establecido en la NTDS y el patrón de carga calculado según el modo dominante de vibración. Esto se muestra claramente ya que, si observamos las curvas para la dirección “X” marcadas con color celeste y gris, las cuales corresponden respectivamente a los patrones de carga mencionados anteriormente, tienen un comportamiento similar tanto en el rango elástico como inelástico. De igual forma, para las curvas generadas por los patrones de carga según la NTDS y según el modo dominante de vibración en la dirección “Y” (curvas color naranja y amarillo respectivamente), estas muestran un comportamiento similar entre ellas, pero un tanto distinto respecto a las curvas de la dirección “X”, esto debido a la distribución de fuerzas internas en los elementos en cada una de las direcciones. Mientras tanto, para el caso de las curvas correspondientes al patrón de carga uniformemente distribuido tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y” (color morado y verde respectivamente), ambas presentan un comportamiento parecido dentro del rango elástico, mientras que para el rango inelástico se presenta un comportamiento distinto, teniendo una mayor representación de todo el comportamiento de la estructura para la dirección “X” considerando el comportamiento según este patrón de carga.

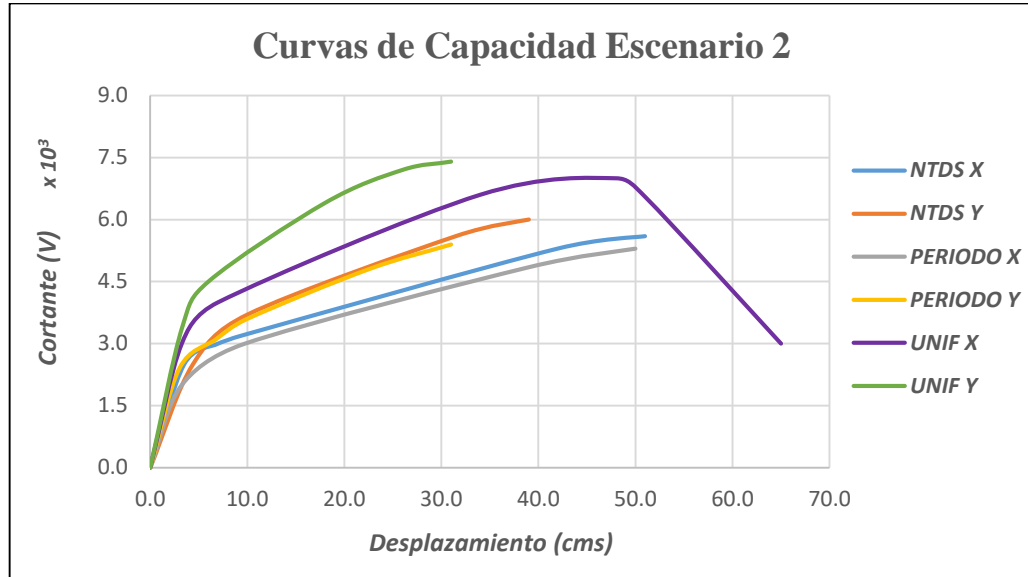


Figura V-2: Representación de las curvas de capacidad (Escenario 2).

Para el escenario 2 se ha considerado reducción de rigidez solamente a los elementos determinados con daños mediante la inspección de campo y una resistencia a la compresión del concreto de 300 kg/cm². El comportamiento presentado por las curvas de capacidad correspondientes a este escenario, presenta similitud en el comportamiento que se mostraba para las curvas del escenario 1. Para este caso, las curvas en general presentan un desplazamiento similar al llegar al límite del rango elástico, el cual, se presenta para un valor promedio entre las curvas de 7 cm, mientras que las curvas en cuanto a su capacidad para resistir el cortante lateral alcanzan valores que van desde los 2500 hasta las 4000 toneladas, caso similar al que se mostraba para el escenario 1.

De igual forma, para este escenario se dan similitudes en el comportamiento presentado por la estructura al aplicarse algunos de los patrones de carga lateral, tal es el caso del patrón de carga calculado según la NTDS y el patrón de carga según el modo dominante de vibración, en los cuales, para la dirección “X”, las curvas generadas (color celeste y gris respectivamente) mantienen un comportamiento parecido. Igualmente, para la dirección “Y” en donde también se da una similitud en los resultados mostrados (curvas color naranja y amarilla). Por lo tanto, se

establece que las fuerzas internas generadas en los elementos a partir de estos patrones de carga le ocasionan un comportamiento parecido a la estructura en cada dirección analizada. Para el caso del patrón de carga uniformemente distribuido tanto en la dirección “X” como en la dirección “Y”, el comportamiento dentro del tramo elástico de la curva es similar, ya que los valores alcanzados para el punto de fluencia corresponden a un valor cercano a los 6 cm de desplazamiento y difiere un poco en el valor de cortante, ya que para la dirección “Y” alcanza las 4000 toneladas mientras que en la dirección “X” alcanza 3500 toneladas para el punto de fluencia.

Al igual que como se mencionó en la descripción de las curvas para el escenario 1, las diferencias mostradas en el comportamiento presentado por las diversas curvas que se generan en cada uno de los patrones de carga aplicados, se deben a que la distribución interna de esfuerzos en los elementos le ocasiona un patrón de falla distinto dependiendo del patrón de carga aplicado, lo que genera que algunos elementos y en consecuencia la estructura en general alcance el rango inelástico para valores menores de cortante o que se presenten pequeñas diferencias en el valor de desplazamiento para el límite del rango elástico.

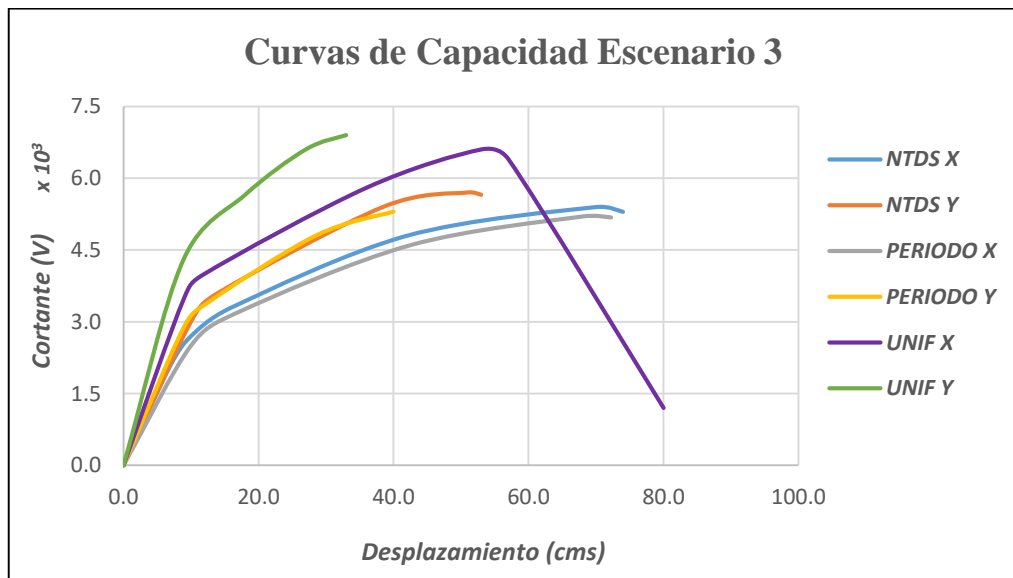


Figura V-3: Representación de las curvas de capacidad (Escenario 3).

El último escenario considerado establece una reducción de rigidez en todos los elementos de la estructura y un valor de resistencia a la compresión del concreto de 210 kg/cm^2 , si se observa la *figura V-3*, se determina que al igual que en los escenarios que se analizaron anteriormente las curvas presentan similitudes en cuanto a su comportamiento para diferentes patrones aplicados, para este caso los valores de cortante que se alcanzan en el punto límite del comportamiento elástico de las curvas esta en rango de 2500 a 4300 toneladas dependiendo del patrón que sea aplicado. EL comportamiento de las curvas para los patrones de carga lateral según la NTDS y según el modo dominante de vibración presentan similitud en cada dirección, mismo resultado obtenido para los escenarios antes analizados. Se presenta una diferencia marcada cuando se analiza los resultados obtenidos para el patrón uniformemente distribuido, ya que para este las curvas presentan diferencia en cuanto a la capacidad de resistir cortante para el punto de fluencia, y de igual forma el comportamiento presentado posterior a la fluencia de la estructura difiere en cuanto a los otros dos patrones en consideración. La distribución interna de esfuerzos generada por la aplicación del patrón externo de carga uniformemente distribuido es diferente y se ve reflejada en los resultados de las curvas de capacidad en cada una de las direcciones analizadas (“X” y “Y”).

Con los 3 resultados mostrados en los gráficos de las *figuras V-1*, *V-2* y *V-3*, se puede establecer que para todos los escenarios estudiados, la curva que representa el patrón de cargas según el modo dominante de vibración (curva color gris) es la que presenta la menor capacidad y por lo tanto teóricamente será la que genere el valor del punto de desempeño más desfavorable para la estructura en análisis. Dicha curva presenta la menor capacidad ya que es la que menor cantidad de fuerza lateral soporta. Cabe destacar que el patrón de carga según el modo dominante de vibración es el que mejor representa el comportamiento propio de la estructura.

En el punto máximo de su representación, las curvas de menor capacidad alcanzan los siguientes valores de cortante y desplazamiento en cada uno de los escenarios considerados:

Escenario 1	Escenario 2	Escenario 3
V = 5421.22 ton D=57.06 cm	V = 5266.88 ton D = 50.02 cm	V = 5209 ton D = 68.33cm

5.2 Determinación del punto de desempeño

Una vez seleccionada la curva de menor capacidad con la que se realizará el análisis para la determinación del punto de desempeño y considerando también la amenaza sísmica planteada para esta evaluación (Determinada en el apartado 4.6.4) se tendrá que correlacionar dichas curvas (Capacidad y Demanda) de tal manera que se pueda establecer el valor del punto de desempeño representativo de la edificación.

Para la determinación del punto de desempeño, se utilizó el procedimiento B (*Ver figura V-4*) del método de “*espectro de capacidad-demanda*” establecido por el reglamento ATC-40. Dicho procedimiento se realizó mediante el software de computadora en el cual se está realizando el análisis (SAP2000). El programa SAP2000 determinó el valor del punto de desempeño efectuando el proceso completo correspondiente al procedimiento “B” mencionado anteriormente, por lo cual el valor obtenido representa de forma adecuada el desempeño que presenta la estructura.

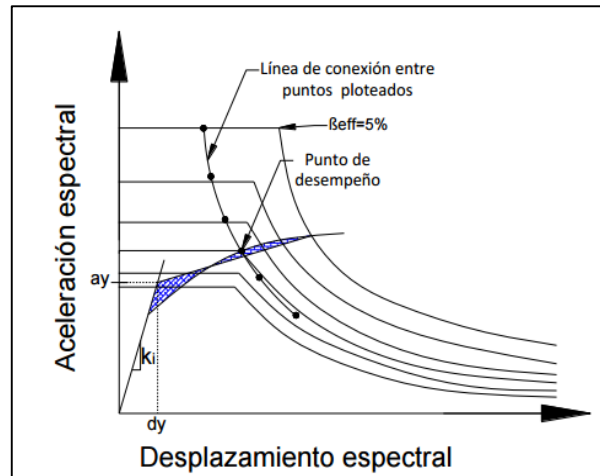


Figura V-4: Representación del procedimiento "B" del método de espectro de capacidad-demanda para la obtención del punto de desempeño.

Se puede ver en las Figuras V-5, V-6 y V-7 la representación propia de los resultados del procedimiento generado por el software de análisis estructural (SAP2000) para el edificio en consideración según el patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración para la dirección X en cada uno de los escenarios.

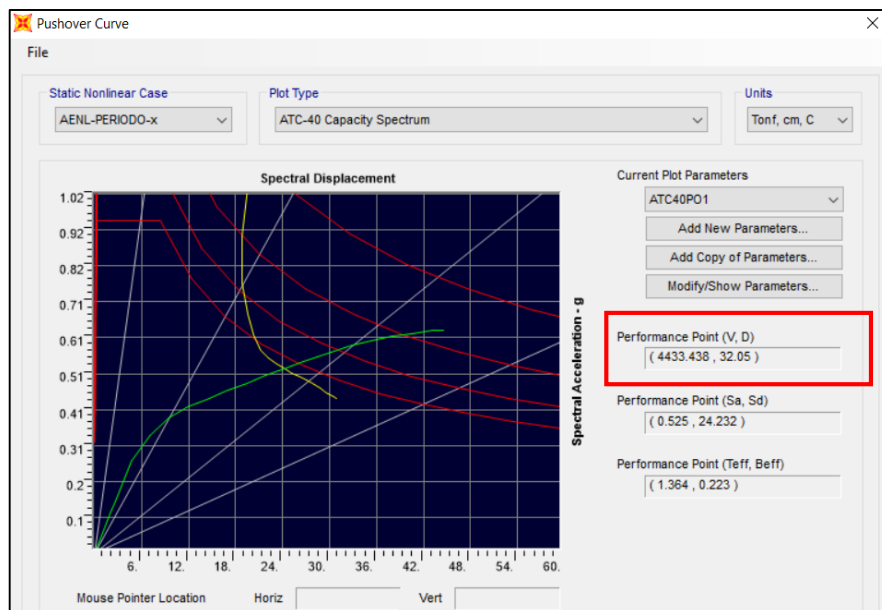


Figura V-5: Punto de desempeño calculado según el procedimiento B del método de espectro de capacidad-demanda (Escenario 1)

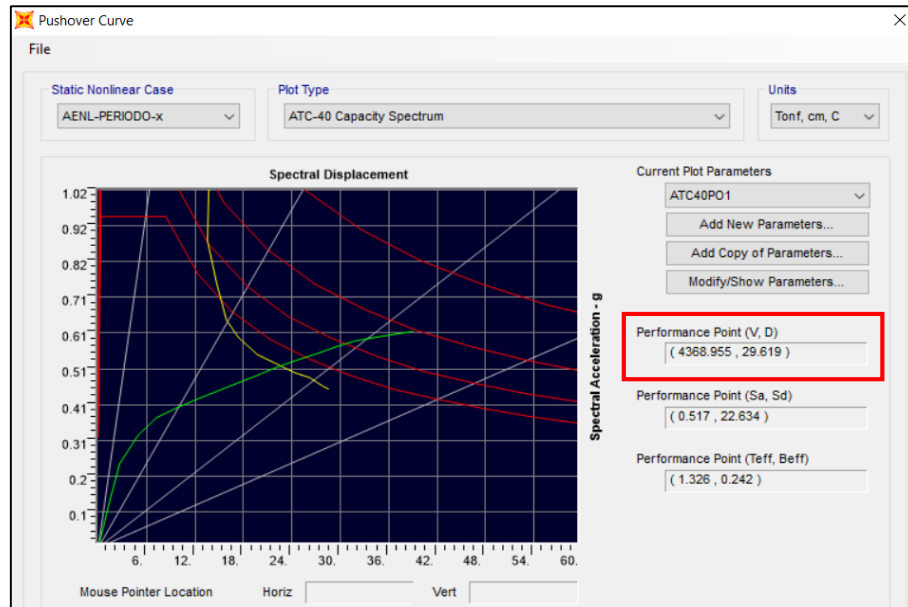


Figura V-6: Punto de desempeño calculado según el procedimiento B del método de espectro de capacidad-demanda. (Escenario 2)

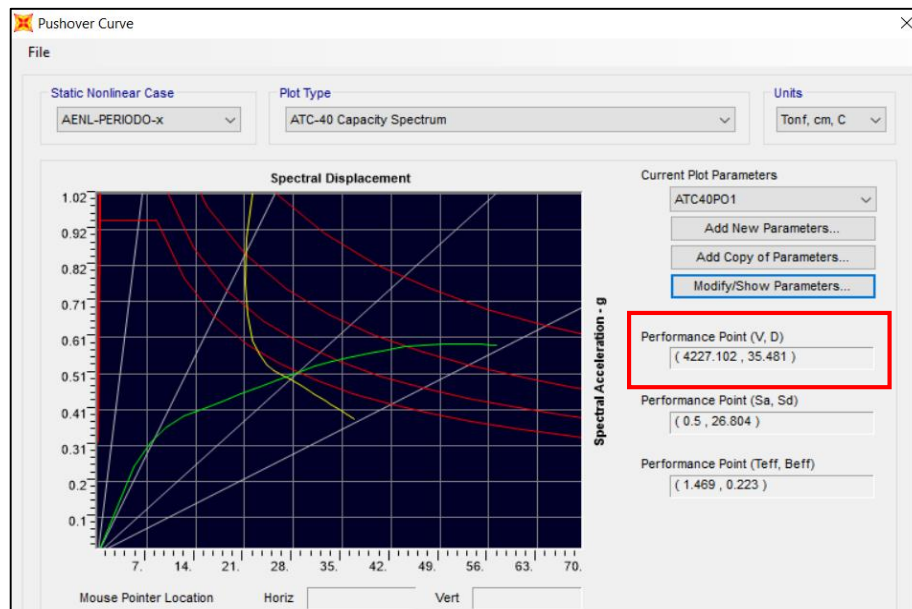


Figura V-7: Punto de desempeño calculado según el procedimiento B del método de espectro de capacidad-demanda. (Escenario 3)

Tal y como se muestra, se tiene la representación del espectro de demanda (Curva color rojo) y del espectro de capacidad (Curva color verde), de igual forma, la curva mostrada en amarillo

representa la unión de los diferentes puntos de *amortiguamiento efectivo – desplazamiento espectral*, los cuales fueron ploteados como parte del procedimiento a seguir. Dicha curva generada mediante la unión de dichos puntos, al interceptar con el espectro de capacidad propio de la estructura determina el punto de desempeño.

Para cada uno de los escenarios evaluados se han obtenido los siguientes valores en el punto de desempeño:

- ✓ **Escenario 1:** *Cortante = 4433.44 ton* → *Desplazamiento = 32.05 cm*
- ✓ **Escenario 2:** *Cortante = 4368.95 ton* → *Desplazamiento = 29.62 cm*
- ✓ **Escenario 3:** *Cortante = 4227.10 ton* → *Desplazamiento = 35.48 cm*

5.3 Límites de Aceptabilidad Global

Con el valor del punto de desempeño ya determinando, se procede a establecer los valores límites de desplazamientos para cada nivel de desempeño, de manera que se pueda establecer el nivel de desempeño presentado por la edificación. Según la *Tabla III-10* presentada en el *Capítulo III* del presente trabajo, se pueden determinar los valores máximos de desplazamiento para cada nivel de desempeño. Además, tomando en cuenta la *Tabla III-11* del *Capítulo III* se considera el límite de desplazamiento establecido según la NTDS, los cuales se muestran a continuación:

Tabla V-1: Determinación de los desplazamientos máximos para cada nivel de desempeño.

<i>Nivel de desempeño</i>	<i>Límite de desplazamiento</i>
• Inmediatamente Ocupacional	$D = 0.01h = 0.01(27.1) = \mathbf{27.10 \text{ cm}}$
• Seguridad de Vida	$D = 0.02h = 0.02(27.1) = \mathbf{54.20 \text{ cm}}$
• Estabilidad Estructural	$D = 0.33(C_s)h = 0.33(0.2) (27.1) = \mathbf{178 \text{ cm}}$
• Desplazamiento Max. Permitido por la NTDS.	$D = 0.015 h = 0.015(27.1) = \mathbf{40.65 \text{ cm}}$

Los valores limites calculados para los desplazamientos máximos en cada nivel de desempeño son mostrados gráficamente en las Figuras V-8, V-9 y V-10, en las cuales, se ubican esquemáticamente las curvas de capacidad y el punto de desempeño determinado.

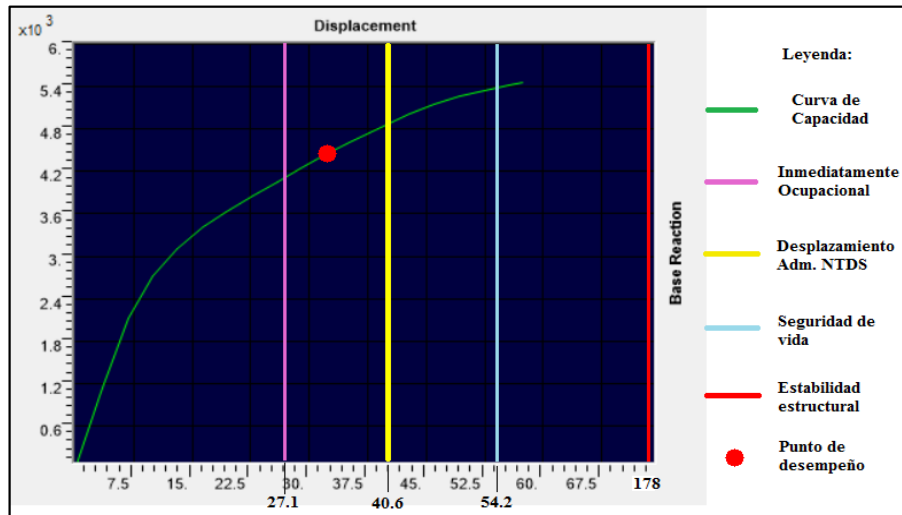


Figura V-8: Limites de desplazamiento. (Escenario 1)

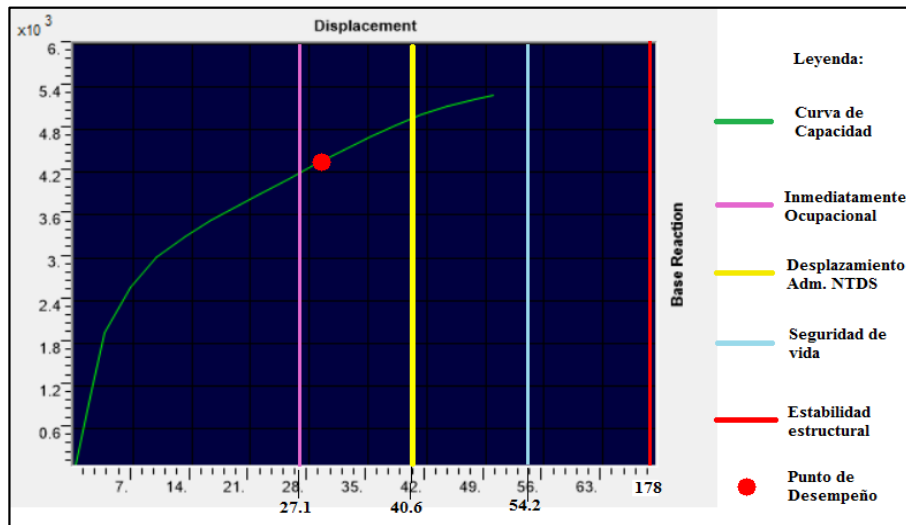


Figura V-9: Limites de desplazamiento. (Escenario 2)

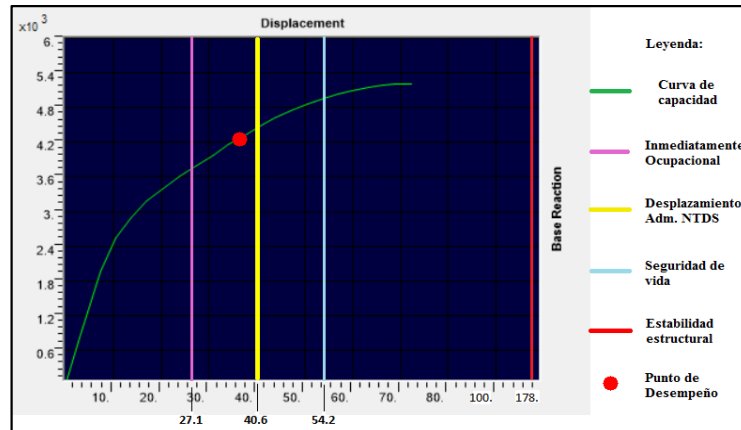


Figura V-10: Límites de desplazamiento. (Escenario 3)

Analizando el comportamiento presentado por las curvas para los diferentes límites de desplazamiento que fueron calculados para cada nivel de desempeño, se observa que para el primer nivel (Inmediatamente Ocupacional) que corresponde a un desplazamiento máximo de 27.1 cm, la estructura ya ha superado el límite de fluencia para los 3 escenarios considerados.

La curva seleccionada para las 3 condiciones evaluadas, no es capaz de alcanzar el desplazamiento máximo para el nivel de desempeño de *Estabilidad Estructural*, el cual corresponde a un desplazamiento de 178 cm, la razón de dicho resultado podría ser debido a que los límites de desplazamiento son determinados considerando solamente la altura de la edificación, y no toman en cuenta características propias de la estructuración y calidad de materiales. Por otra parte, las curvas de capacidad para los escenarios 1 y 3, si alcanzan los valores correspondientes al desplazamiento máximo para *Seguridad de Vida*, que para este caso es de 57.2 cm., mientras que la curva que representa al escenario 2, no alcanza a llegar a dicho valor de desplazamiento. Los valores determinados del punto de desempeño no sobrepasan en ninguno de los escenarios evaluados el valor máximo establecido por la NTDS.

Los valores de desplazamiento correspondientes al punto de desempeño se ubican dentro del rango correspondiente al nivel de desempeño de *Seguridad de Vida* (27.10cm – 54.20cm) para todas las condiciones consideradas.

Inicialmente dentro de este análisis, se estableció como objetivo de desempeño el nivel de “*Seguridad de Vida*”, por lo tanto, se estaría cumpliendo con el objetivo de desempeño a nivel global de la estructura para la amenaza considerada.

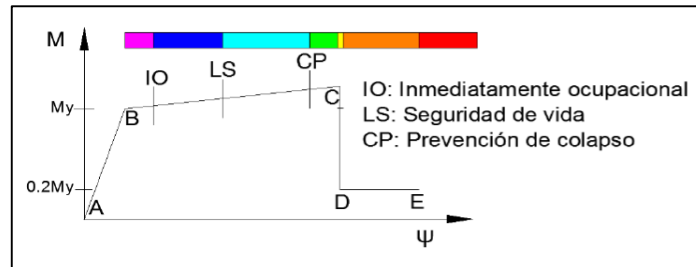
Además, según el comportamiento presentado por la curva de capacidad y tomando en cuenta los resultados obtenidos en el punto de desempeño para la amenaza considerada, la estructura se encontraría a 8.6 cm, 11.03 cm y 5.17 cm (respectivamente para cada escenario) de sobrepasar el límite máximo de desplazamiento permitido por la NTDS.

5.4 Límites de aceptabilidad de elementos

-Mecanismos de falla:

Una vez determinado el nivel de desempeño se procede a verificar los mecanismos de falla presentados ante la carga lateral aplicada. De esta forma podremos conocer la manera en que la estructura se comporta localmente en sus elementos.

Para una mejor interpretación de estos resultados, se presenta a continuación una representación de la nomenclatura que se utilizará para el análisis del mecanismo de falla en elementos:



*Figura V-11: Representación del mecanismo de falla en elementos.
(Diagrama Momento-Curvatura para el análisis de rotulas)*

Para dar una descripción a cerca de cada uno de los tramos que se presentan en la *Figura V-11*, se puede mencionar qué:

- El tramo comprendido entre los puntos “A-B” representa el rango lineal del elemento.
- El tramo entre los puntos “B-C” hace referencia al cambio de resistencia debido a que se ha alcanzado la fluencia y el elemento comienza su plastificación.
- Para el tramo entre los puntos “C-D” se presenta una reducción en la resistencia del elemento sin cambio en su deformación.
- Al llegar al tramo “D-E” la curvatura de la sección aumenta mientras se mantiene un valor de resistencia de aproximadamente 20% de la resistencia en fluencia hasta que finalmente se llega al colapso.

Se presentarán cuatro puntos de importancia en cuanto a la evaluación del comportamiento basado en la formación de las rotulas plásticas, estos puntos son: el punto de fluencia, el punto límite de inmediatamente ocupacional, el punto de desempeño y el punto de colapso.

- Mecanismo de falla en el límite de fluencia

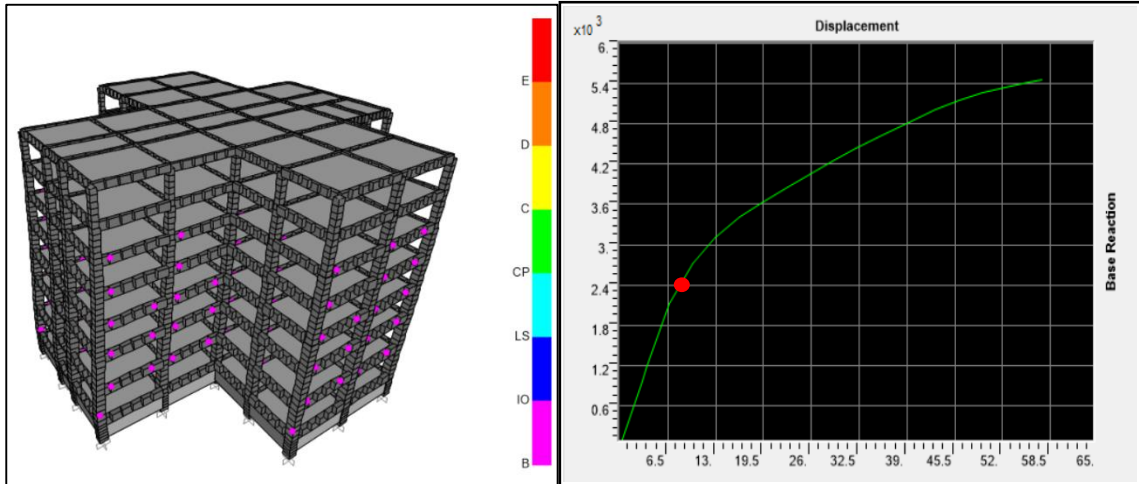


Figura V-12: Mecanismo de falla en el límite de fluencia. (Escenario 1)

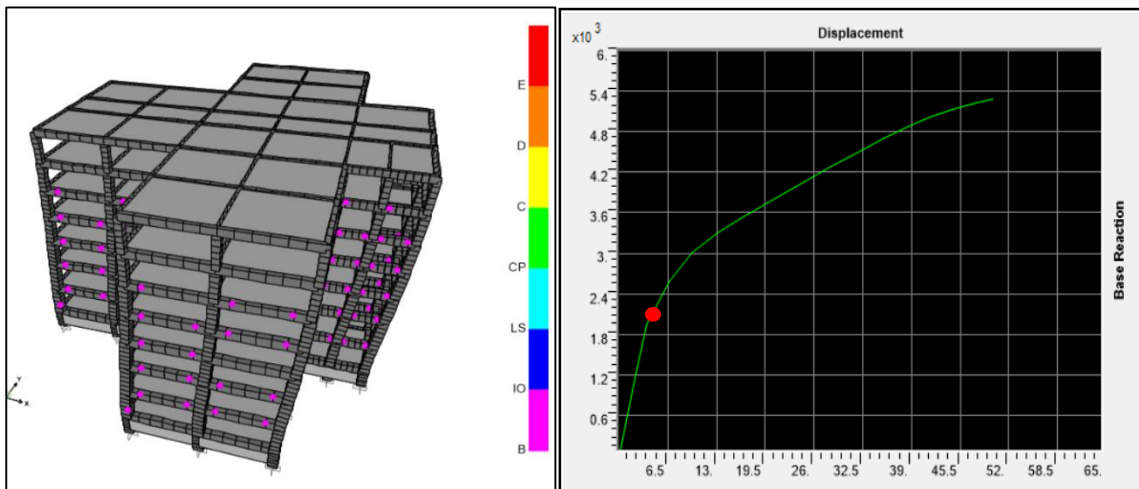


Figura V-13: Mecanismo de falla en el límite de fluencia. (Escenario 2)

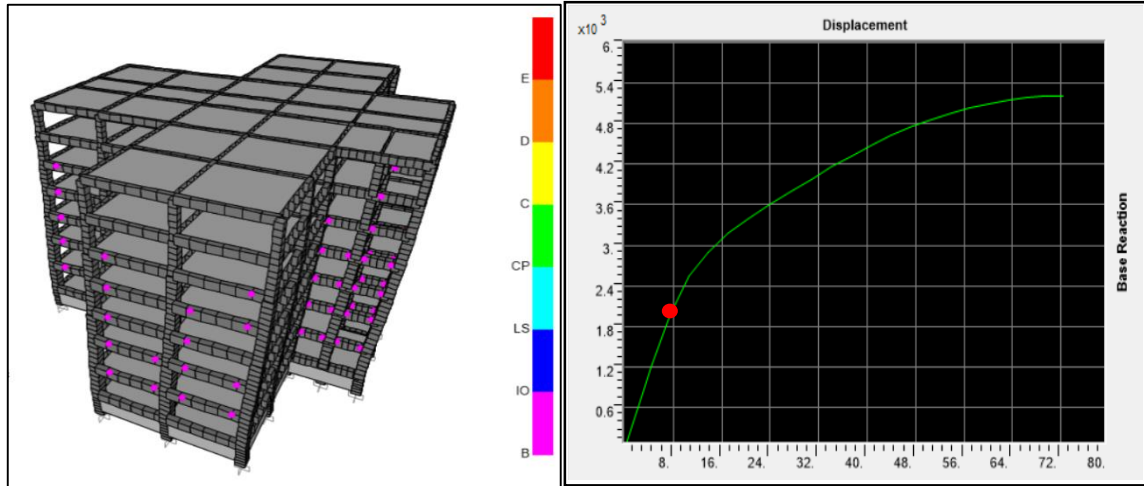


Figura V-14: Mecanismo de falla en el límite de fluencia. (Escenario 3)

A medida la carga se va incrementando, los mecanismos de falla aumentan, y las secciones comienzan a formar más rotulas plásticas dentro de la estructura, para este punto de análisis (límite de fluencia) aún no se genera un comportamiento que indique la presencia de elementos con mecanismos de falla local, ya que los elementos están comportándose dentro del rango “B-IO”, las rotulas plásticas se presentan en su mayoría en las vigas y si la estructura se descarga en este punto de análisis se tendrían pequeñas deformaciones residuales en dichos elementos. El punto de fluencia para las curvas de capacidad presenta valores de desplazamiento de 7.5 cm, 5.5 cm y 8 cm respectivamente para cada escenario. La variación en el valor del desplazamiento para el punto de fluencia de estas curvas, se debe (como se mencionó anteriormente) a la distribución particular de esfuerzos internos que le genera cada patrón de carga lateral aplicado.

- Mecanismo de falla en el límite máximo de Inmediatamente Ocupacional

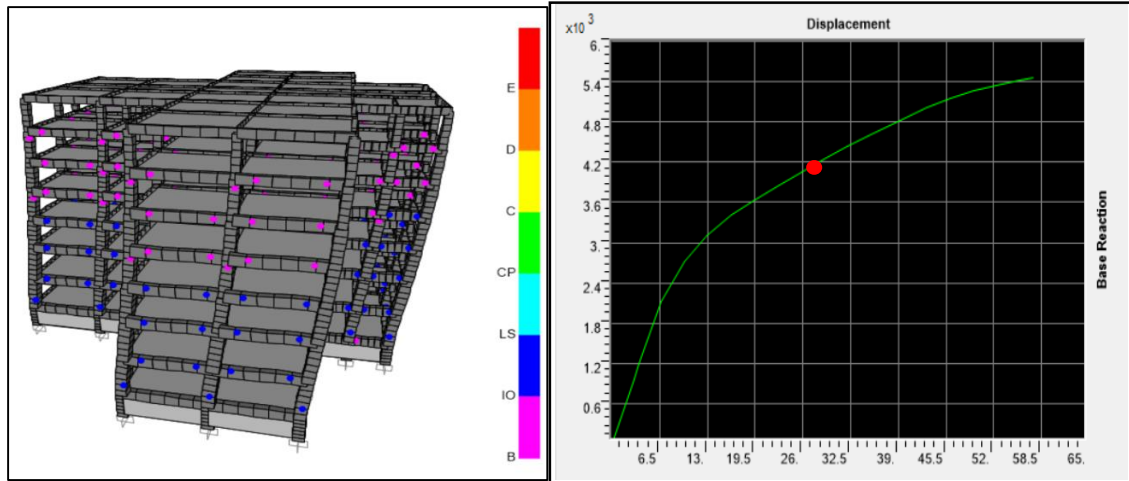


Figura V-15: Mecanismo de falla para Inmediatamente Ocupacional. (Escenario 1)

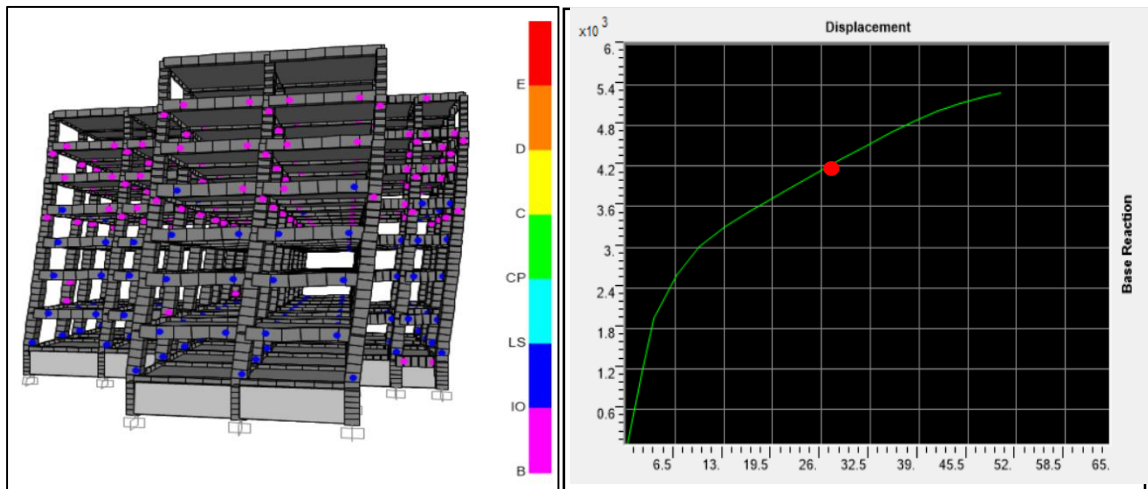


Figura V-16: Mecanismo de falla para Inmediatamente Ocupacional. (Escenario 2)

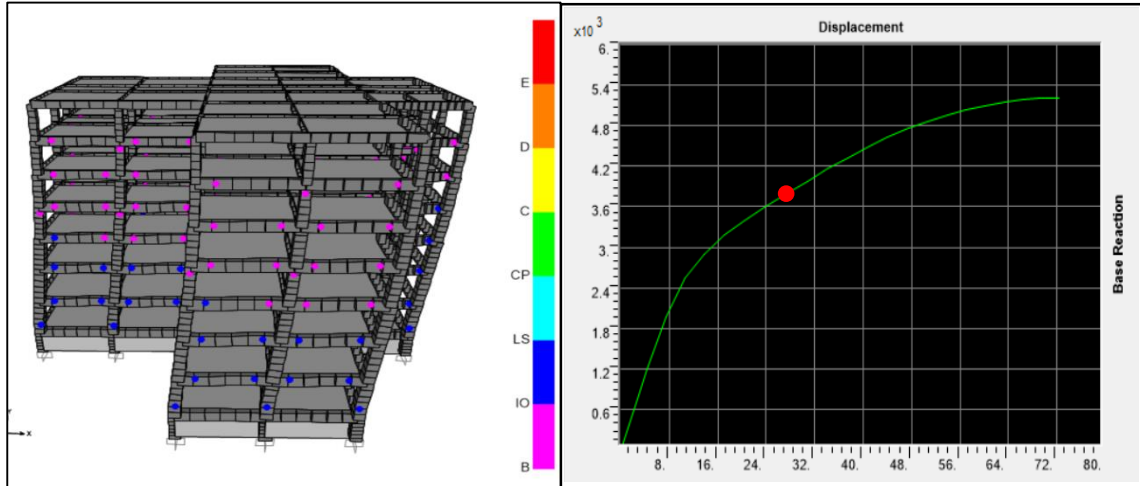


Figura V-17: Mecanismo de falla para Inmediatamente Ocupacional. (Escenario 3)

Para este mecanismo de falla presentado en el límite de la deformación máxima para el nivel de Inmediatamente Ocupacional (27.1 cm de desplazamiento), puede observarse que las rotulas plásticas que se generan en los niveles inferiores del edificio corresponden al rango de “IO-LS” y las rotulas mostradas en los niveles superiores presentan el mecanismo de falla dentro del rango “B-IO”. Por lo tanto, las columnas y vigas que presentan rotulas plásticas con color azul indican que se está teniendo un comportamiento acorde al punto que se analiza, debido a que representan un comportamiento dentro del nivel Inmediatamente Ocupacional y por tanto no se tiene indicios de posible falla local. Las rotulas de los elementos en los niveles superiores están bajo el rango de IO, lo que indica que globalmente para este punto analizado dentro de todo el comportamiento presentado por las curvas de capacidad de la estructura, se está teniendo un comportamiento adecuado. En conclusión, para el valor de desplazamiento de 27.1 cm el comportamiento de la estructura no presenta daños en los elementos que puedan considerarse como fallas locales.

- Mecanismo de falla en el punto de desempeño:

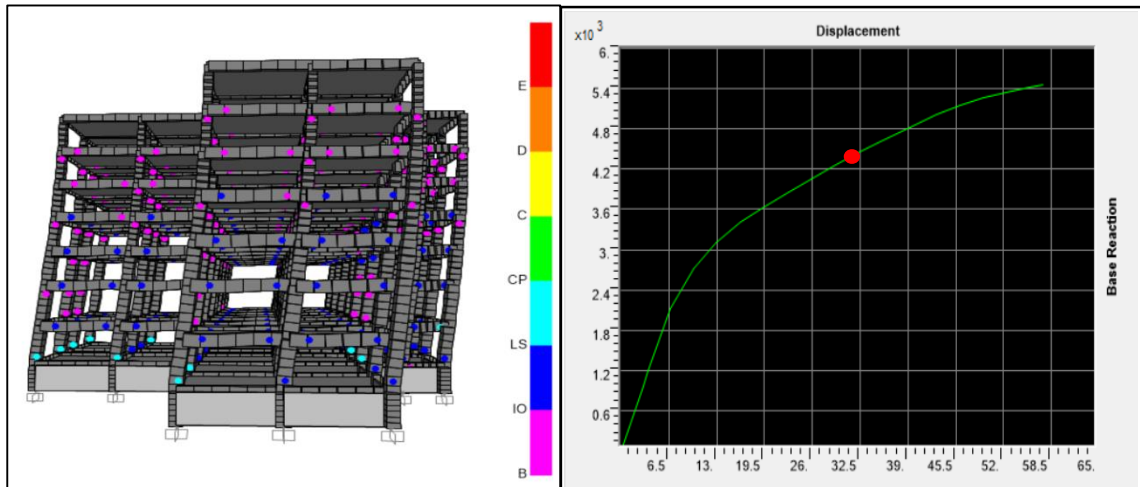


Figura V-18: Mecanismo de falla en el punto de desempeño. (Escenario 1)

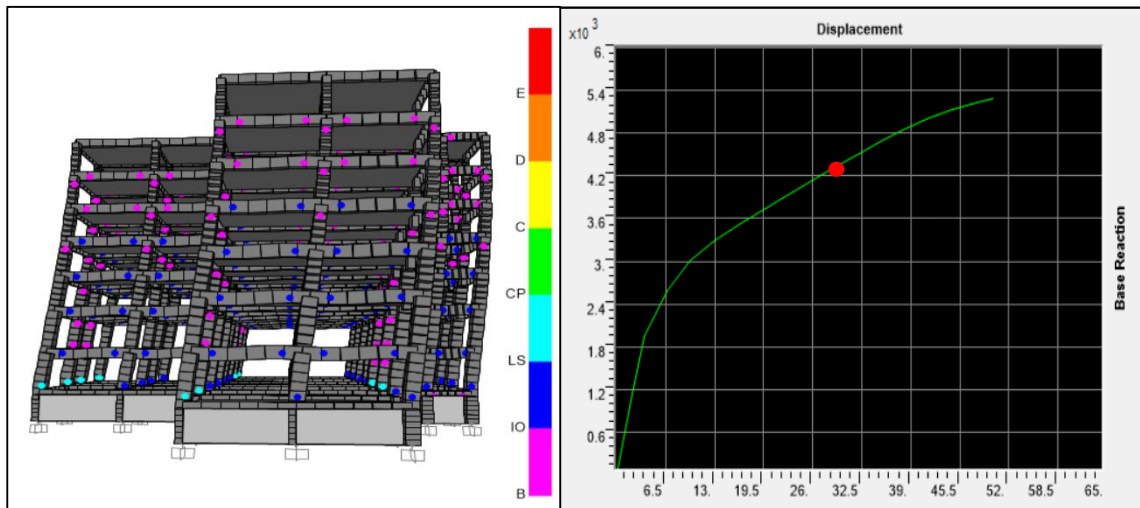


Figura V-19: Mecanismo de falla en el punto de desempeño. (Escenario 2)

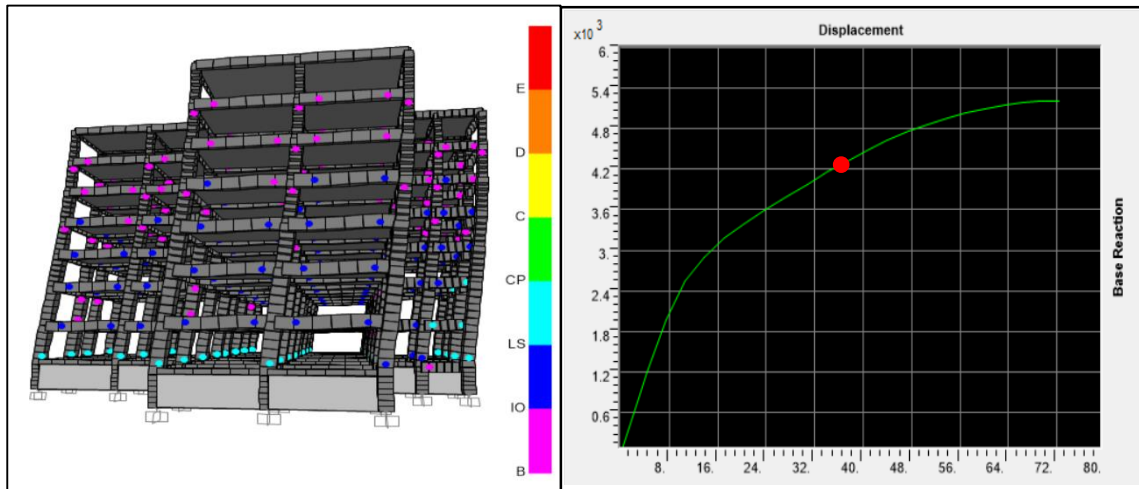


Figura V-20: Mecanismo de falla en el punto de desempeño. (Escenario 3)

Para el punto de desempeño se tienen los valores que fueron mostrados anteriormente en cada uno de los escenarios.

Este punto de análisis es el que más importancia presenta dentro de los resultados obtenidos, debido a que es donde la capacidad de la estructura se iguala a la amenaza considerada. Y, por lo tanto, representa el daño que tendrá la estructura en base a su comportamiento ante el patrón de cargas lateral aplicado. En cada uno de los escenarios se presenta el mismo patrón de comportamiento a nivel de elementos, ya que puede notarse que las rotulas plásticas generadas se mantienen dentro del rango correspondiente a IO-LS para los niveles de planta baja, primer y segundo nivel. Sin embargo, para el nivel de sótano y específicamente en las columnas, ya puede notarse un cambio en relación al punto evaluado anteriormente (límite de IO), ya que se presentan rotulas plásticas que se ubican en el rango de seguridad de vida (color celeste). Esto no representa resultados alarmantes, debido a que se encuentran dentro del límite que se estableció al inicio de la investigación.

El patrón de falla se ha visto incrementado un poco (en cantidad) en relación al punto que se analizó anteriormente (Limite de IO).

Realizando un análisis a los datos presentados, puede decirse que la estructura está presentando un buen comportamiento sin la presencia de mecanismos de fallas locales que puedan determinar un fallo local que difiera con el comportamiento global de la estructura.

Se muestra a continuación en la *Figura V-21* el detalle del estado de una de las rotulas plásticas para el punto de desempeño, de manera que se pueda tener una mejor percepción del comportamiento presentado. Se tomará en consideración una rotula plástica para columna y una para viga de forma aleatoria.

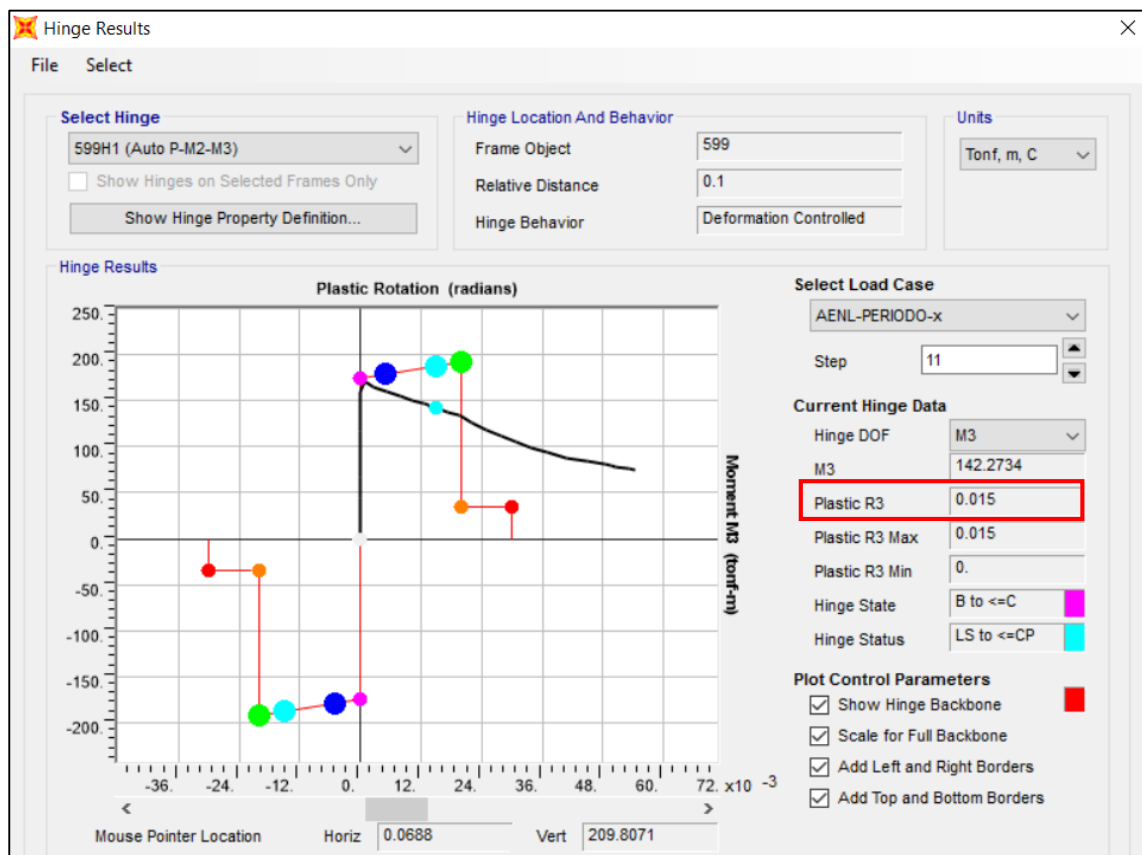


Figura V-21: Comportamiento presentado por una rotula plástica en el punto de desempeño. (Correspondiente a columna en rango de LS)

Y según los criterios de aceptación calculados y establecidos dentro del programa SAP 2000, el comportamiento de la rótula plástica cumple los parámetros establecidos según el cálculo realizado en el capítulo IV, tal y como se ve a continuación en la Figura V-22.

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)		
■	Immediate Occupancy	5.000E-03
■	Life Safety	0.015
■	Collapse Prevention	0.02

Figura V-22: Límites establecidos según tabla 6-8 del FEMA-356 para una rótula plástica de columna.

Para el caso del estado de la rótula plástica evaluada para una viga, se tienen los siguientes resultados:



Figura V-23: Comportamiento presentado por una rotula plástica en el punto de desempeño. (Correspondiente a una viga de planta baja)

Efectivamente, la rótula plástica analizada no ha superado el valor establecido por el programa de análisis para el nivel de desempeño de seguridad de vida (el cual fue calculado en el *capítulo IV*), tal como se muestra en la *Figura V-24*.

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)		
	Positive	Negative
■ Immediate Occupancy	0.01	-9.397E-03
■ Life Safety	0.02	-0.0188
■ Collapse Prevention	0.025	-0.0244

Figura V-24: Límites establecidos según tabla 6-7 del FEMA-356 para una rótula plástica de viga.

- **Mecanismo de falla en el desplazamiento máximo de la curva**

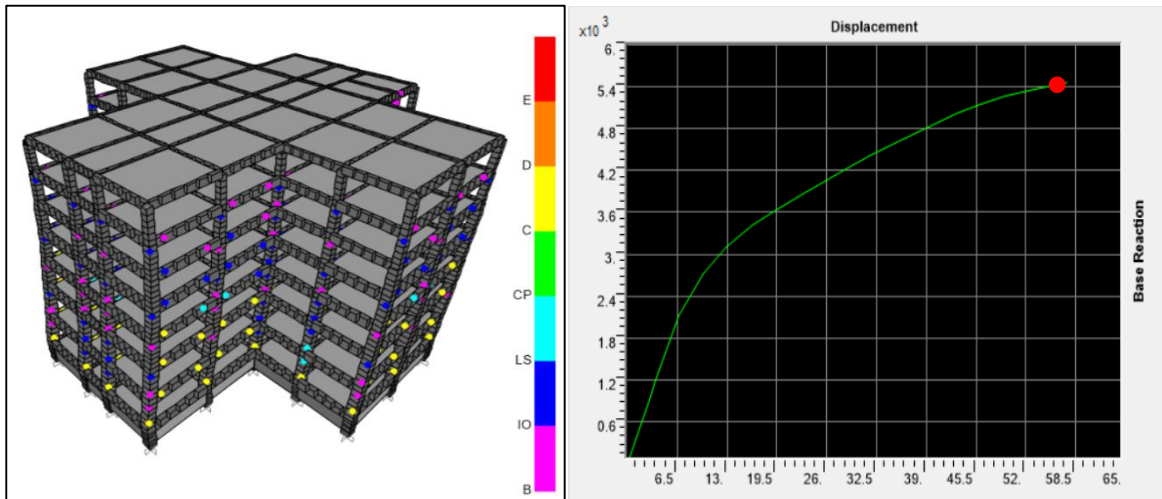


Figura V-25: Mecanismo de falla en el punto de desplazamiento último.

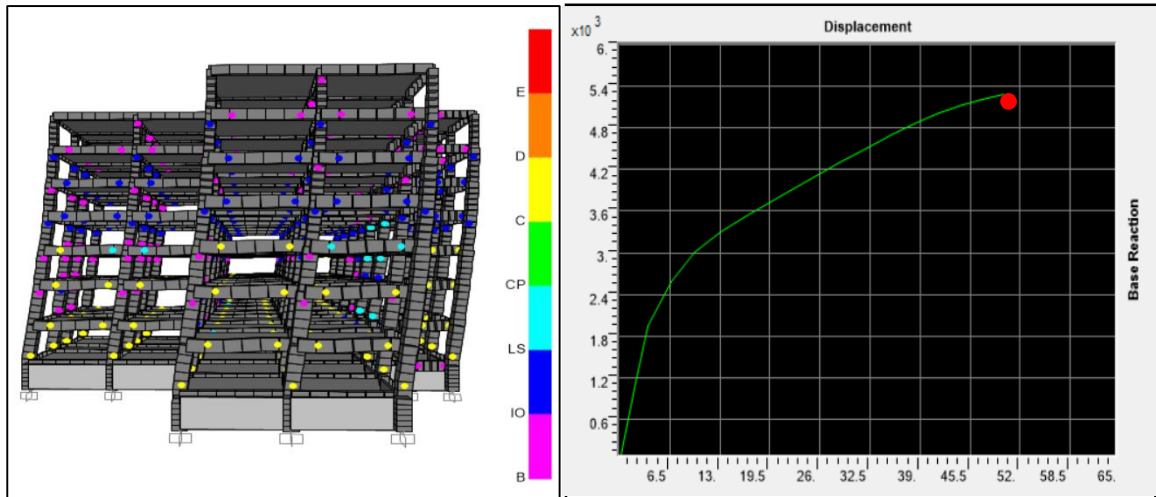


Figura V-26: Mecanismo de falla en el punto de desplazamiento último.

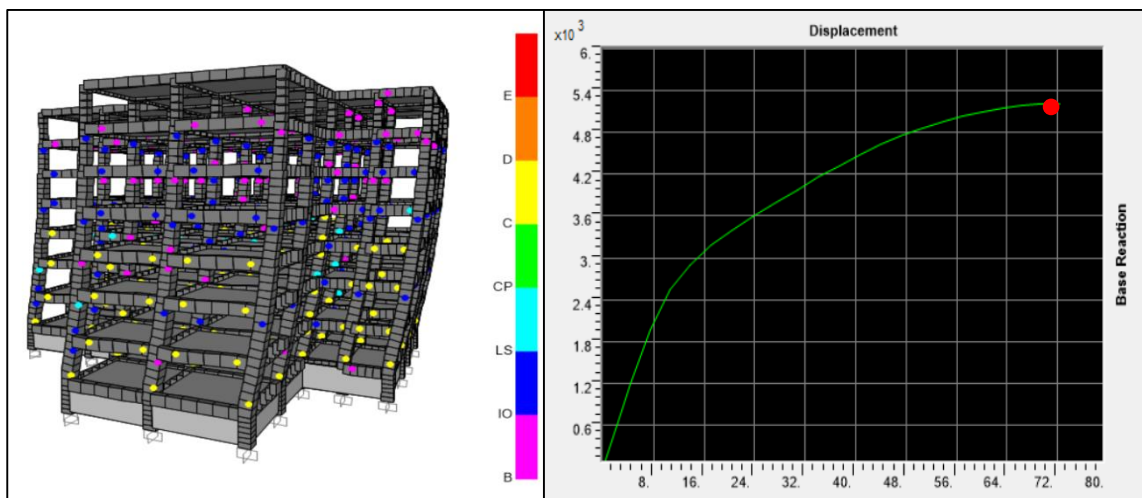


Figura V-27: Mecanismo de falla en el punto de desplazamiento último.

Para este último punto en consideración (en el cual se alcanza el último punto generado en cada curva) puede notarse que para los tres escenarios analizados se tiene un cambio considerable en el comportamiento presentado por las rotulas plásticas con respecto al comportamiento para el punto de desempeño que se evaluó anteriormente. Esto se establece ya que los elementos (vigas y

columnas) de los niveles inferiores (sótano, planta baja, primer y segundo nivel) presentan plastificación dentro del rango C-D (la resistencia se reduce hasta un 20% de la resistencia de fluencia), lo que indica que estos elementos han sobrepasado el límite establecido para el nivel de estabilidad estructural (rotación de 0.025rad) y por lo tanto, están presentando reducción en su resistencia para seguir soportando más carga lateral. Se genera doble formación de articulación plástica únicamente en las vigas, y esto da la percepción de un posible colapso parcial en dichos elementos.

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Con los resultados obtenidos una vez aplicada la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico haciendo uso del proceso de análisis estático no lineal (Pushover), se puede concluir lo siguiente:

- Los datos obtenidos mediante la inspección visual a los elementos estructurales (vigas, columnas y losas de entrepiso) y no estructurales (paredes divisorias, ventanas, puertas, etc.) de la edificación, se estableció una clasificación de los daños encontrados, dichos daños en su mayoría son catalogados como estructurales ligeros y fuertes, ya que sus espesores son menores a 1mm según la tabla de clasificación presentada en esta evaluación (Tabla III-7).

Las causas comunes de los mismos son, para el caso de vigas; grietas por cortante, flexión o una combinación de ambas. Mientras que en columnas, las causas de las grietas identificadas son por efecto de flexo-compresión y por cortante.

Por lo tanto, los elementos identificados en el Anexo 2 “Daños estructurales y no estructurales en la edificación”, no presentan daños que signifiquen una amenaza a la estructura ni a los usuarios de la edificación, debido a que el tipo y las características de los daños encontrados no comprometen la integridad de los elementos.

- Se encontró una diferencia en cuanto a desplazamiento y capacidad máxima en cada una de las curvas obtenidas; debido a que la distribución de carga lateral

considerada para cada una, le genera un comportamiento y distribución de esfuerzos internos que a su vez generan mecanismos de falla diferentes. Los menores valores de cortante se obtuvieron en los tres escenarios en análisis bajo la aplicación del patrón de carga que corresponde al modo dominante de vibración en la dirección “X”, los valores se encuentran dentro del rango de 5209.00 a 5421.22 toneladas para desplazamientos entre 57.06 a 68.33 centímetros, siendo la de menor capacidad la curva obtenida del escenario tres que considera una resistencia de 210 kg/cm² y una reducción de la rigidez de todos los elementos, determinándose un valor de cortante de 5209.00 ton para un desplazamiento de 68.33 cm.

- Al analizar los resultados entre el escenario uno y tres se tiene que al aumentar la resistencia a la compresión del concreto la capacidad de carga de la edificación aumenta en un 3.91% mientras que el desplazamiento disminuye en un 19.75% por lo que el comportamiento del escenario uno sería más frágil en comparación al escenario tres.
- Se determinó el punto de desempeño para las diferentes curvas de capacidad, encontrándose dicho punto para los tres escenarios en el nivel de desempeño de *seguridad de vida* alcanzando valores dentro del rango de 4227.10 a 4433.44 toneladas para desplazamientos entre 32.05 a 35.48 centímetros. Obteniéndose en el escenario tres el menor valor para el punto de desempeño de 4,227.10 toneladas para un desplazamiento de 35.48 centímetros.

- En base a los límites de aceptabilidad global establecidos dentro del capítulo V, los puntos de desempeños se encuentran a 18.54 cm y 21.97 cm para el menor y mayor desplazamiento de alcanzar el límite superior del rango de seguridad de vida y se encuentra a 5.12 cm y 8.55 cm respectivamente del desplazamiento máximo permitido por la NTDS (ver figura VI-1 a Figura VI-3). Por lo que, para la amenaza sísmica presentada en la NTDS (con la cual se realiza el análisis) el desplazamiento obtenido de la edificación se mantendría dentro de los límites establecidos para el nivel de desempeño que se esperaba alcanzar en esta evaluación y además dentro del máximo desplazamiento que contempla la NTDS.

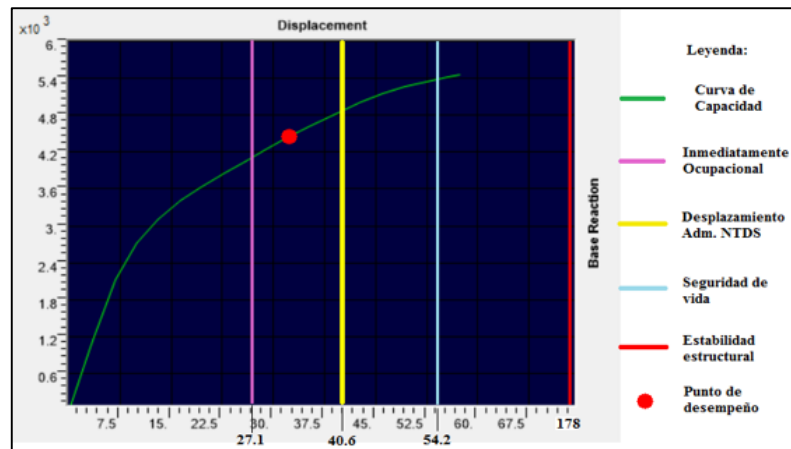


Figura VI-1: Punto de desempeño y límites de aceptabilidad global (escenario 1)

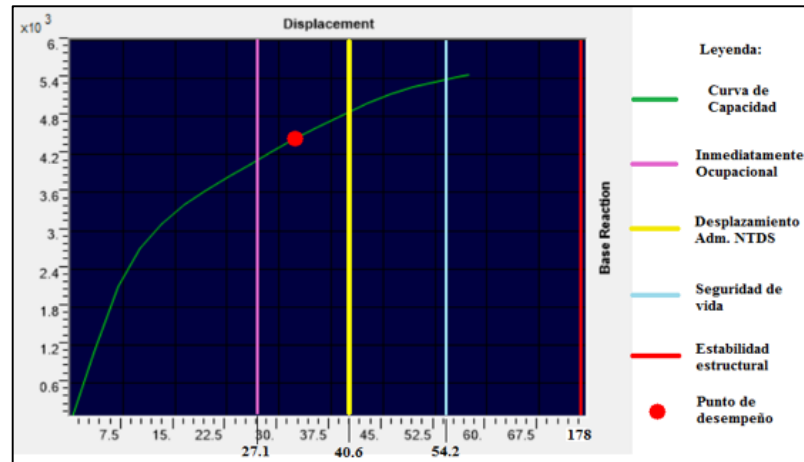


Figura VI-2: Punto de desempeño y límites de aceptabilidad global (escenario 2)

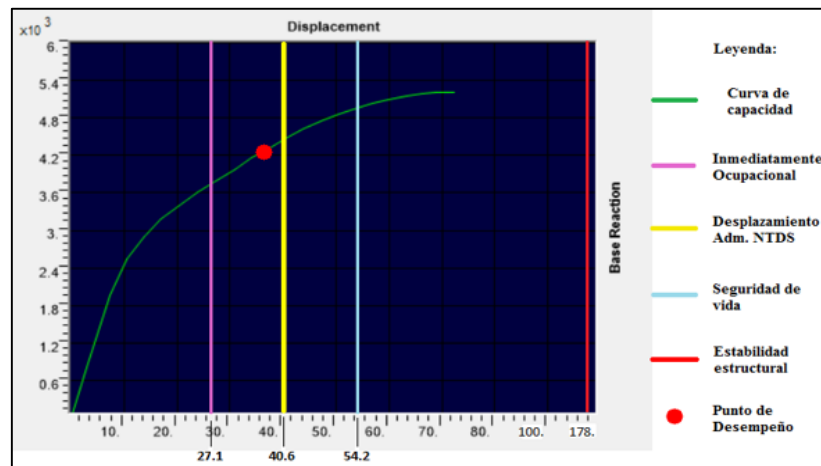


Figura VI-3: Punto de desempeño y límites de aceptabilidad global (escenario 3)

- El objetivo de desempeño se cumple dentro de los límites de aceptabilidad global en los tres escenarios analizados, de igual manera se cumple el objetivo de desempeño dentro de los límites de aceptabilidad de elementos ya que para los tres escenarios estudiados los elementos se comportan dentro del nivel de desempeño establecido al inicio del análisis. Para los tres escenarios el comportamiento de las rótulas en los niveles tres, cuatro y cinco

es similar, encontrándose todas las rótulas plásticas dentro del nivel de desempeño *operacional*, mientras que en los niveles uno y dos, algunas de las rótulas plásticas han entrado al nivel de desempeño de *inmediatamente ocupacional*. En los niveles del sótano y planta baja se generan algunas rótulas plásticas que se encuentran dentro del nivel de desempeño de *seguridad de vida* que sería el nivel de desempeño esperado para la edificación, donde los elementos estructurales y no estructurales presentarían ciertos daños sin que se presente colapso parcial o total de los mismos.

6.2 Recomendaciones

Una vez aplicada la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico al edificio de la Facultad de Medicina y evaluados los resultados obtenidos, así como también considerando las conclusiones a las que se llegó con la evaluación, se puede recomendar lo siguiente:

- Que, al presentarse daños ocasionados por un evento sísmico, estos sean identificados y evaluados por especialistas y luego de ser evaluados sean dichos especialistas los que propongan la reparación de los mismos. Porque al ser reparados directamente mediante obras de albañilería se pueden ocultar daños estructurales que necesiten algún tipo de reforzamiento o reparación. De igual manera debe de elaborarse planos de la ubicación de los daños con su respectivo tipo de reparación para su consideración en futuras evaluaciones estructurales.
- En base a los resultados obtenidos del levantamiento de daños, se recomienda que se reparen las grietas encontradas para garantizar el estado monolítico del

elemento estructural dañado, por ser grietas inactivas el material de reparación debe de ser resinas rígidas para restituir la rigidez del elemento.

- Debe de realizarse una evaluación estructural a los otros dos cuerpos que conforman la edificación, ya que los resultados de esta investigación solo son representativos para el ala norte del edificio de la Facultad de Medicina. Al contarse con los resultados de las tres investigaciones se podría hacer una evaluación integra en base a los resultados presentados y así poder establecer un plan de acción global para reparar o reforzar los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.
- Para determinarse el problema de infiltración en los sub-sótanos debe de aplicarse estudios de las áreas de hidráulica, hidrología, geología y geotecnia. En el área de hidráulica debe de realizarse un levantamiento de las instalaciones hidrosanitarias de la edificación y realizarse posteriormente pruebas de presión en las tuberías para descartar posibles fugas internas. En el área de hidrología y geología debe de realizarse un estudio hidrogeológico para verificar si el nivel freático es bastante superficial o sí existe algún yacimiento bajo la edificación o alguna respuesta para este problema de infiltración. Al determinarse la causa de la infiltración en el área de estructuras es necesario la realización de un análisis suelo-estructura donde se integre el comportamiento de la estructura y el del suelo. También es necesario realizarse un análisis patológico con mayor alcance en el cuerpo sur del edificio de la facultad de medicina de Universidad de El Salvador.

BIBLIOGRAFÍA

- ❖ Applied Technology Council. *Seismic evaluation and retrofit of concrete building*. California Seismic Safety Commission. Redwood City, California 1996.
- ❖ Bonett Díaz, R. L. (2003). Tesis doctoral: *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universidad Politécnica de Cataluña, Escuela de Ingenieros de caminos, Cartografía y Geofísica. Barcelona, España.
- ❖ Chicas Medrano, Roberto José; Díaz Ríos, Walther Odyr; Ventura Benítez, Edwin Josué. *Propuesta y aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para edificaciones*. San Salvador, El Salvador, 2015.
- ❖ Federal Emergency Management Agency. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building*. Washintong, D.C, 2000.
- ❖ Ministerio de obras públicas. *Norma técnica para diseño por sismo*, El Salvador, 1997.
- ❖ Ministerio de obras públicas. *Norma técnica para el diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes*, El Salvador, 1997.
- ❖ Jiménez Montoya, García Meseguer, Morán Cabré. *HORMIGÓN ARMADO*, Editorial Gustavo Gili S. A., 1991, Barcelona, España.
- ❖ Petrucci, E. *CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND*, Editorial Globo, 1983, Rio de Janeiro, Brasil.
- ❖ Chicas Medrano, Roberto José; Díaz Ríos, Walther Odyr; Ventura Benítez, Edwin Josué. *Propuesta y aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para edificaciones*. San Salvador, El Salvador, 2015.

- ❖ *Causas, identificación y posibles soluciones para las fisuras*, Centro de investigación en gestión integral de riesgos, Venezuela, 2009.
- ❖ Ing. Ronald Daniel Santana Tapia. *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada*. Lima, Perú, 2012.
- ❖ Francisco Crisafulli Elbio Villafañe. *ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO*. Argentina, 2002.
- ❖ *Análisis Estructural, Método Modal Espectral*, Universidad de Córdoba, España.
- ❖ Bonett Díaz, R. L. (2003). Tesis doctoral: *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universidad Politécnica de Cataluña, Escuela de Ingenieros de caminos, Cartografía y Geofísica. Barcelona, España.
- ❖ Juan Carlos Arevalo Perez, William Fernando Bermudez Flores, *NIVELES DE DAÑO A PARTIR DE UN ANALISIS PUSHOVER PARA UNA ESTRUCTURA APORTICADA DE CONCRETO REFORZADO*, Universidad Industrial de Santander, 2007.
- ❖ *Análisis sísmico no lineal, respuestas sísmicas*, Universidad de la Coruña, España.
- ❖ *Espectros de Demanda y Capacidad*, Universidad Politécnica de Cataluña, España.
- ❖ ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y ANALISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL DE VIELHA, Maximo G. Peralta Alvarez, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2012.
- ❖ Ministerio de Obras Públicas (MOP), (1997), *Norma Técnica para Diseño por Sismo*. El Salvador.
- ❖ Nicolás Guevara, Sergio Osorio & Edgardo Vargas, (2006). Tesis: *EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA BIBLIOTECA DE LAS*

INGENIERÍAS Y ARQUITECTURA, UTILIZANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER), Universidad De El Salvador, San Salvador, El Salvador.

- ❖ Código Uniforme de la Edificación, UBC-97
- ❖ Google Maps y Google Earth

ANEXO 1

**RESULTADOS DE ENSAYOS SPT AL PONIENTE
DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA**



**MÉTODO DE ENSAYO ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE LA
 PENETRACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS CON BARRENO PARTIDO
 (BASADA EN ASTM D 1586-99)**

Proyecto: Evaluación de las características del suelo en Facultad de Medicina UES							
Sondeo No. 1				Peso golpeador: 140 lbs.			
Herramientas de avance: Penetración Estándar				Nivel Freático: No se encontro			
Herramientas de muestreo: Cuchara partida				Fecha: 17/05/16			
PROF. EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				Longitud de recuperación (cm)	HUMEDAD %	CLASIFICACIÓN
	20 cm	15 cm	15 cm	"N"			
0.0							
		7	21	28	27	18.47	Arena limosa, café, con pómez y raíces, parcial saturado (SM)
0.5							
		10	9	19	40	19.28	Arena limosa, café claro, con pómez, parcial saturado (SM)
1.0							
		10	12	22	28	20.24	Limo arenoso, café, con pómez y residuos de ladrillo, parcial saturado (ML)
1.5							
		14	10	24	15	20.6	Limo arenoso, café, con pómez y residuos de ladrillo, parcial saturado (ML)
2.0							
		8	7	15	38	26.91	Limo elástico con arena, café, con raíces, ligeramente orgánico, parcial saturado (MH-OH)
2.5							
		11	10	21	30	26.31	Limo elástico arenoso con grava, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (MH-OH)
3.0							
		13	13	26	28	27.26	Limo elástico arenoso con grava, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (MH-OH)
3.5							
		17	17	34	36	27.4	Limo elástico arenoso con grava, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (MH-OH)
4.0							
		16	16	32	33	31.45	Limo elástico con arena, café oscuro, con pómez, ligeramente orgánico, saturado (MH-OH)
4.5							
		17	13	30	35	22.44	Limo arenoso con grava, café, con pómez y residuos de ladrillo, parcial saturado (ML)
5.0							



**MÉTODO DE ENSAYO ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE LA
 PENETRACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS CON BARRENO PARTIDO
 (BASADA EN ASTM D 1586-99)**

Proyecto: Evaluación de las características del suelo en Facultad de Medicina UES		
Sondeo No. 2		Peso golpeador: 140 lbs.
Herramientas de avance: Penetración Estándar		Nivel Freático: No se encontro
Herramientas de muestreo: Cuchara partida		Fecha: 18/05/16

PROF. EN METROS	RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN				Longitud de recuperación (cm)	HUMEDAD %	CLASIFICACIÓN
	20 cm	15 cm	15 cm	"N"			
0.0							
		9	11	20	39	28.77	Limo con arena, café oscuro, con raíces, saturado (ML)
0.5							
		8	7	15	35	20.42	Limo elástico arenoso, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (ML-OL)
1.0							
		7	8	15	35	18.67	Limo elástico arenoso, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (ML-OL)
1.5							
		7	7	14	37	19.01	Limo elástico arenoso, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (ML-OL)
2.0							
		14	12	26	39	21	Limo elástico arenoso, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (ML-OL)
2.5							
		7	6	13	46	25.64	Suelo orgánico con arena, negro, parcial saturado (OH)
3.0							
		9	9	18	30	28.55	Suelo orgánico con arena, negro, parcial saturado (OH)
3.5							
		11	11	22	26	18.99	Limo elástico arenoso, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (MH-OH)
4.0							
		13	18	31	32	23.2	Limo elástico arenoso, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (MH-OH)
4.5							
		18	16	34	28	26.79	Limo elástico arenoso, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (MH-OH)
5.0							
		18	16	34	35	23.17	Limo elástico arenoso, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (MH-OH)
5.5							
		12	13	25	35	27.26	Limo elástico arenoso, café, con pómez, ligeramente orgánico, parcial saturado (MH-OH)
6.0							

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 “ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA”



**DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DE UN SUELO POR CALENTAMIENTO DIRECTO
 (BASADA EN ASTM D 4959-00)**

PROYECTO: Evaluación de las características del suelo en Facultad de Medicina UES

SONDEO No. 1
 FECHA: 20/Mayo/2016

Muestra No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Profundidad (m)	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00
Recipiente No.	84	0-5	10	8	34	27	3N	A	51(B)	55
Peso suelo húmedo y tara	78.97	74.63	84.24	54.84	93.69	70.62	75.12	85.93	78.59	83.39
Peso suelo seco y tara	68.00	64.32	71.84	47.25	76.01	58.16	62.86	69.69	63.13	70.01
Peso de agua	10.97	10.31	12.40	7.59	17.68	12.46	12.26	16.24	15.46	13.38
Tara	8.62	10.84	10.58	10.40	10.30	10.81	17.88	10.41	13.98	10.39
Peso de suelo seco	59.38	53.48	61.26	36.85	65.71	47.35	44.98	59.28	49.15	59.62
Contenido de agua (%)	18.47	19.28	20.24	20.60	26.91	26.31	27.26	27.40	31.45	22.44

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 “ING. MARIO ANGEL GUZMÁN URBINA”



**DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DE UN SUELO POR CALENTAMIENTO DIRECTO
 (BASADA EN ASTM D 4959-00)**

PROYECTO: Evaluación de las características del suelo en Facultad de Medicina UES

SONDEO No. 2
 FECHA:
 20/Mayo/2016

Muestra No	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Profundidad (m)	0.50	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00
Recipiente No.	30	58	116	112	2-16	43	115	3	18	77	16	48
Peso suelo húmedo y tara	110.52	75.82	110.00	120.33	84.52	85.29	89.78	92.46	85.74	87.10	77.69	88.44
Peso suelo seco y tara	88.41	64.74	96.39	104.85	71.71	70.08	75.12	79.36	71.60	70.84	65.05	73.25
Peso de agua	22.11	11.08	13.61	15.48	12.81	15.21	14.66	13.10	14.14	16.26	12.64	15.19
Tara	11.56	10.48	23.48	23.40	10.79	10.75	23.78	10.36	10.64	10.14	10.49	17.53
Peso de suelo seco	76.85	54.26	72.91	81.45	60.92	59.33	51.34	69.00	60.96	60.70	54.56	55.72
Contenido de agua (%)	28.77	20.42	18.67	19.01	21.03	25.64	28.55	18.99	23.20	26.79	23.17	27.26



DETERMINACIÓN DEL CONTENIDO DE CENIZA Y MATERIA ORGÁNICA DE TURBAS Y OTROS SUELOS ORGÁNICOS (BASADA EN ASTM D 2974-00)

Proyecto: Evaluación de las características del suelo en Facultad de Medicina UES		
Sondeos No. 1 y 2		Fecha: 24/05/16
T° del horno mufla: 440 °C		
CONTENIDO DE HUMEDAD		
No. de Muestra	1	2
No. de Recipiente	0-26	A340
Masa de Recipiente	89.70	88.38
Masa de húmedo + recipiente (g)	203.20	190.21
Masa de seco + recipiente (g)	175.00	163.00
Masa de agua (g)	28.20	27.21
Masa de seco (g)	85.30	74.62
Contenido de agua (%)	33.06	36.46
CONTENIDO DE HUMEDAD		
Masa de ceniza + recipiente (g)	133.56	126.11
Masa de recipiente	48.37	50.81
Masa de ceniza (g)	85.19	75.30
Masa de suelo seco (g)	90.06	80.70
Contenido de ceniza (%)	94.59	93.31
Contenido de materia orgánica (%)	5.41	6.69
Observaciones: El contenido de materia orgánica en el suelo es elevado, por lo que, la cimentación puede continuar presentando asentamientos diferenciales en el tiempo.		

PERFIL DE ESTRATIGRAFIA Y VARIACION DE HUMEDAD DEL SUELO

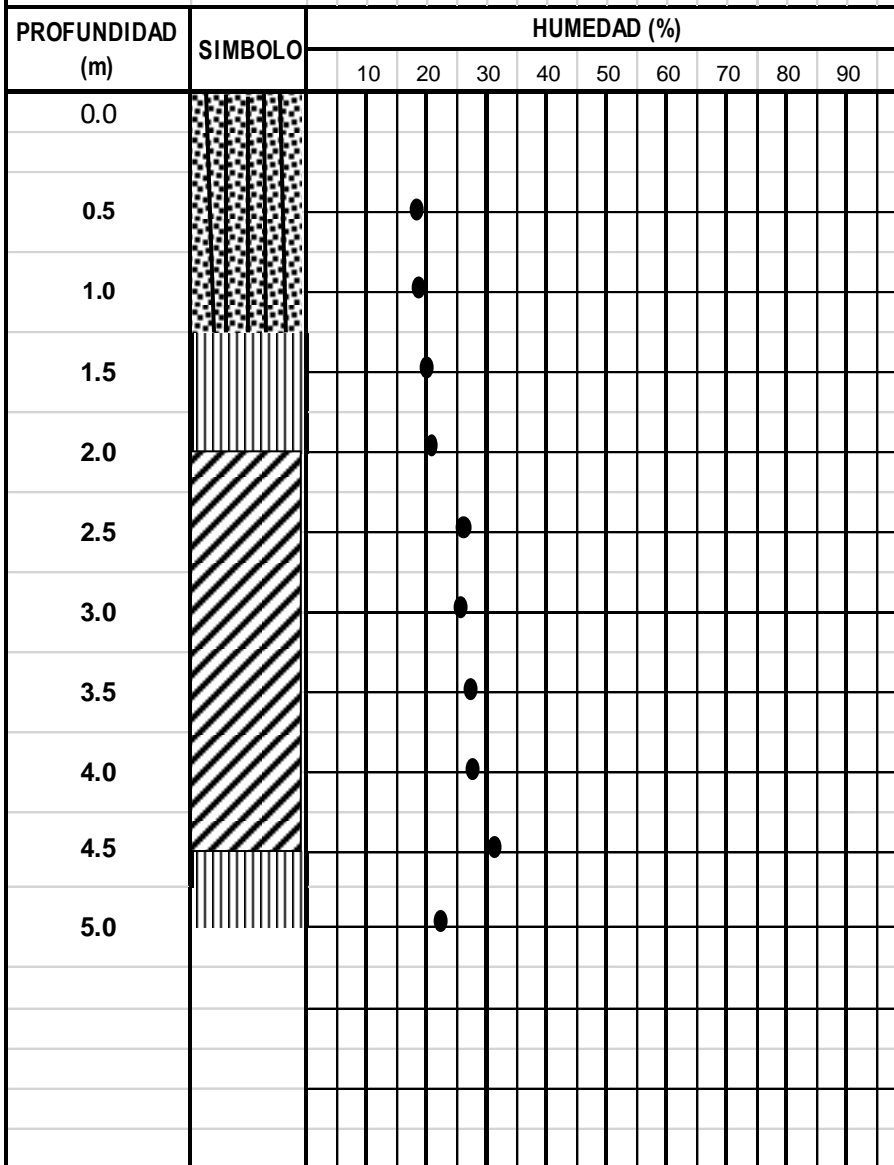


Proyecto: Evaluación de las características del suelo en Facultad de Medicina UES

Localización del sondeo: Facultad de Medicina, UES

Sondeo No 1

Fecha: 25/05/16



SIMBOLOGÍA

SIMBOLOGÍA							
SIMBOLO							
CARACTERÍSTICAS	GUIJARROS	GRAVAS	ARENAS	ARENA LIMOSA (Baja Plasticidad)	ARENA ARCILLOSA (Plástica)	LIMOS ARENOSOS LIMOS ARCILLOSOS LIMOS INORGANICOS (Baja o mediana Plasticidad)	LIMOS ARCILLOSOS LIMOS INORGANICOS (Alta Plasticidad)
SIMBOLO							
CARACTERÍSTICAS	ARCILLAS ARENOSAS ARCILLAS INORGANICAS ARCILLAS LIMOSAS (Baja o mediana plasticidad)	ARCILLAS INORGANICAS ARCILLAS LIMOSAS (Alta plasticidad)	SUELOS ORGANICOS (Baja o mediana plasticidad)	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS HUMUS			

ANEXO 2

DAÑOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES EN LA EDIFICACIÓN

DAÑOS ESTRUCTURALES		
Elemento estructural y código según planos	Ubicación	Descripción
SÓTANO		
Viga-S-1	Sótano, en el eje 9, tramo "D-E"	Grieta presentada en la parte lateral de la viga, con un ángulo de 45° que forma con respecto a la horizontal en la parte central de la dirección longitudinal de la viga. Longitud de 82 cm y espesor de 1mm.
Viga-S-2	Sótano, Eje D, tramo 8'-9	Formada en la cara lateral de la viga, grieta diagonal con 80° respecto a la horizontal, formada al centro de la longitud total de la viga. Longitud de 45cm y 1mm de ancho.
Viga-S-3	Sótano, Eje 9, tramo E-F	Grieta formada en la cara lateral de la viga, cercano al apoyo en la columna, grieta diagonal con 30° de inclinación, presenta longitud de 60cm y 0.6mm de ancho.
Viga-S-4	Sótano, Eje E, tramo 9-10	Dentro de esta viga se identificaron 2 grietas considerables, las dos se presentan en la cara lateral, la primera cercana al apoyo, la segunda al centro del claro, ambas diagonales con 45° respecto a la horizontal. Anchos de 0.6mm para la primera y 0.5mm en la otra. Longitudes de 60 y 50cm respectivamente.
Viga-S-5	Sótano, Eje E, tramo 8'-9	Dentro de esta viga se presentan 5 grietas, las dos primeras cercanas al

		apoyo de la viga, mientras que las restantes tres al centro del claro en la parte lateral de la misma. Las grietas son verticales, y unas presentan cierta inclinación. Las dimensiones mayores de grietas son 60 cm de largo y 0.6 de ancho.
Viga-S-6	Sótano, Eje D, tramo 11-12	Grieta diagonal en la parte lateral de la viga y en el centro del claro. Dimensiones de 40cm de largo y 0.7mm de ancho.
Viga-S-7	Sótano, Eje C, tramo 9-10	Grieta diagonal presentada cercana al apoyo de la viga. Se determina 0.5mm de ancho y 30cm de longitud.
Viga-S-8	Sótano, Eje 12, tramo B-C	Grieta vertical presentada cercana al apoyo de la viga, presenta 30cm de longitud y 0.6mm de ancho.
Losa-S-9	Entrepiso 1, tablero 6, entre ejes 9-10 y E-F	Se observó grieta en la losa, parte central con dimensiones de 70cm de largo y 0.8mm de ancho.
PRIMER NIVEL		
Viga-I-10	Nivel 1, Eje F, tramo 10-11	Se presenta una grieta considerable en la parte cercana al apoyo de la viga. Las dimensiones que presenta son de 0.6mm de ancho y 40cm de largo.
Viga-I-12	Nivel 1, Eje 10, tramo D-E	La viga presenta desprendimiento en uno de sus costados, lo cual como se observa, pudo ser producto de que se haya realizado algún tipo de picadura con cincel. Ya que se logran ver rasgos que indican dicha situación.

Viga-I-13	Entre Nivel 1 y Nivel 2, (Escaleras)	Subiendo las escaleras, en el tramo que conecta el primer y segundo nivel, se tiene una grieta que inicia en la parte superior de la viga y se prolonga en el costado de la misma. Tiene 60 cm de largo y 0.5 de ancho.
Pared-I-11	Nivel 1κ	Se presenta grieta en la pared no estructural del pasillo, la grieta es horizontal y se ubica al centro de la altura total de la pared.
SEGUNDO NIVEL		
Viga-II-14	Nivel 2, Eje H, tramo 11-12	La viga presenta varias grietas, dentro de ella se puede mencionar que son del tipo vertical, y la más considerable presenta dimensiones de 1 mm de espesor y se extiende en toda la altura de la viga.
Viga-II-15	Nivel 2, Eje G, tramo 11-12	La grieta se observa cerca del apoyo de la viga, en el costado de la viga y con un ángulo de 45° respecto a la horizontal. Presenta dimensiones de 0.7mm de espesor y 40cm de longitud.
Viga-II-16	Nivel 2, Eje F, tramo 11-12	Esta viga presenta una grieta al centro de su claro, en uno de sus costados y se extiende verticalmente desde la parte inferior de la misma. Tiene un ancho de 0.5mm y 40cm de longitud.
Viga-II-17	Nivel 2, Eje 11, tramo F-G	Grieta vertical en el costado de la viga y de forma vertical. Presenta 1mm de abertura y 50cm de longitud.

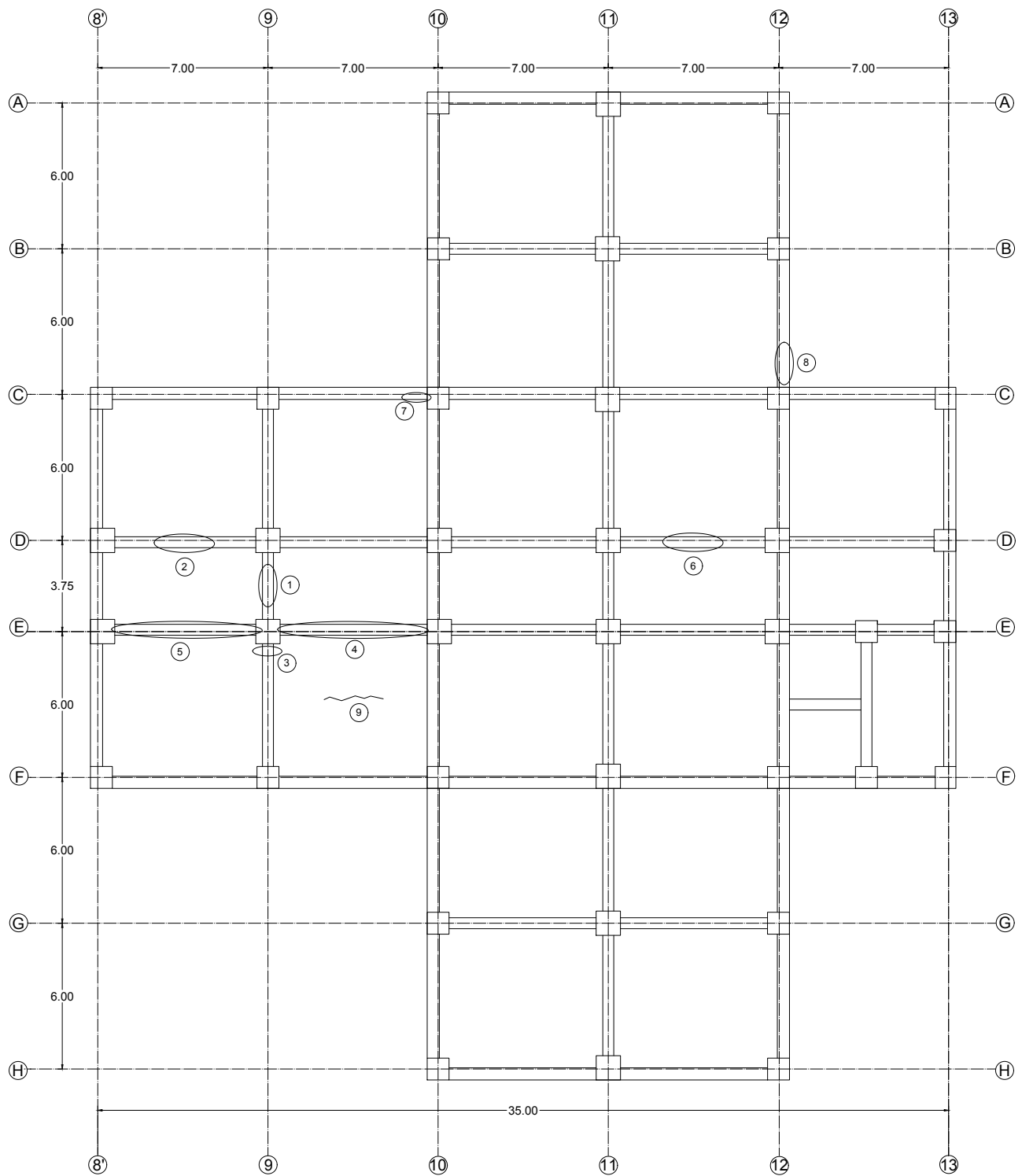
TERCER NIVEL		
Viga-III-18	Nivel 3, Eje F, tramo 11-12	Se encontraron varias grietas dentro de esta viga, la mayoría de forma vertical en el costado de la viga. Se presentan dimensiones de hasta 1.3mm de abertura y longitud que se extiende en toda la altura de viga para algunas de las grietas. Además, una de ellas presenta rasgos de resanado.
Viga-III-19	Nivel 3, Eje F, tramo 10-11	Se presentan grietas diagonales cercanas al apoyo de la viga, en uno de ellas se muestra procedimiento de resanado. Dimensiones de 5mm de ancho en la parte resanada y 60 cm de longitud.
Viga-III-20	Nivel 3, Eje 10, tramo E-F	Se presenta una grieta proveniente de la parte superior de la viga y se ubica al centro del claro. Con dimensiones de 40 cm de longitud y 0.8mm de ancho.
Viga-III-21	Nivel 3, Eje F, tramo 10-11	Grieta localizada al centro del claro, de forma vertical y que se extiende en una longitud de 45cm y 0.6mm de abertura.
Viga-III-22	Nivel 3, Eje 10, tramo G-H	Se localizó una grieta cercana al apoyo y de forma vertical, que tiene dimensiones de 30cm de longitud y 0.7mm de ancho.
Viga-III-23	Nivel 3, Eje G, tramo 11-12	Se observó en el sector lateral de la viga y de forma vertical, una grieta que presenta 0.5mm de ancho y 20cm de largo.

Viga-III-24	Nivel 3, Eje 11, tramo E-F	Grieta vertical al centro del claro de la viga. 45cm de largo y 0.7mm de espesor.
Pared-III-25	Nivel 3, Eje 10, tramo E-F	Se encontró en la pared divisoria que se han presentado grietas desde la parte superior de la misma a lo largo de toda su longitud. Los valores de longitud alcanzan los 25cm y 1mm de abertura.
Pared-III-26	Nivel 3, Eje E, tramo 11-12	En la pared se determinó que se han encontrado fisuras por adherencia entre los concretos utilizados para resanar una parte de la misma, la parte resanada alcanza los 7 cm de ancho y se presenta en toda la altura de pared.
CUARTO NIVEL		
Pared-IV-28	Nivel 4, Eje D, tramo 12-13	Se encontró daño en la pared divisoria, una grieta de 30cm de longitud que se extiende desde la parte superior y que presenta 1.5mm de ancho.
QUINTO NIVEL		
Viga-V-1	Nivel 5, Eje 12, tramo C-D	Dentro de esta viga se presentan grietas tanto en la parte lateral como en el inferior de la misma, las grietas se extienden en toda la dimensión transversal de la viga y presenta también una parte resanada. El espesor medido en la parte resanada es de 2mm.
Viga-V-29	Nivel 5, Eje C, tramo 12-13	Se observan varias grietas que parten de la parte inferior de la viga, una de ellas con muestras de que ha sido resanada. Las grietas son verticales y de

		dimensiones de 1mm de abertura y 40 cm de largo.
Viga-V-30	Nivel 5, Eje 13, tramo C-D	Viga afectada por múltiples grietas a lo largo de toda su longitud y que se presentan en el costado de la viga. Todas parten del sector inferior de la misma. En algunas se puede observar que se ha realizado resanado y tiene espesores de 5mm, en otras se pueden medir espesores de 1mm y la longitud alcanza toda la altura de la viga.
Viga-V-31	Nivel 5, Eje 11, tramo E-F	Grieta ubicada en la parte lateral de la viga, cercana al apoyo y de forma diagonal formando un ángulo de 70° con la horizontal. Su espesor es de 0.4mm y su longitud de 35cm.
Viga-V-32	Nivel 5, Eje F, tramo 11-12	Grieta al centro del claro de la viga y en la parte lateral, de forma diagonal con dimensiones de 0.5mm y 20cm para su ancho y largo respectivamente.
Viga-V-33	Nivel 5, Eje G, tramo 11-12	Grieta al centro del claro y en la parte lateral. 0.4mm de ancho y 45cm de largo.
Viga-V-34	Nivel 5, Eje H, tramo 11-12	Grieta cercana al apoyo de viga, con 25 cm de longitud y 0.5mm de ancho.
Col-V-35	Nivel 5, Intersección de los ejes C y 13	Grieta observada en la parte superior de la altura de la columna, justo bajo de la intersección con la viga, se extiende en una longitud de 40 cm horizontalmente y 60 cm en la dirección vertical, mostrando un espesor de 1mm.

Pared-V-1	Nivel 5	Se observa una grieta bastante considerable que prácticamente separa a la pared divisoria con la columna.
SEXTO NIVEL		
Viga-VI-36	Nivel 6, Eje 12, tramo C-D	Grietas al centro del claro y cercano al apoyo, diagonales y verticales. Que presentan 40cm de longitud y 0.7mm de abertura.
Viga-VI-37	Nivel 6, Eje C, tramo 11-12	Se tienen grietas verticales en las cuales se ha resanado, y que sus dimensiones son de 40 cm de largo y 0.7mm de ancho.
Viga-VI-38	Nivel 6, Eje 12, tramo D-E	Se tiene la presencia de una grieta que se extiende en toda la altura de la viga con un ancho de 0.4mm.
Viga-VI-39	Nivel 6, Eje 11, tramo C-D	Se observaron 3 grietas en la longitud de la viga, las cuales se prolongan desde la parte superior del elemento y que presentan dimensiones que alcanzan los 0.5mm de ancho.
Viga-VI-40	Nivel 6, Eje A, tramo 11-12	Se encontraron varias grietas de dimensiones pequeñas en la parte inferior de la cara lateral de la viga, y una que se extiende dentro de toda la altura del elemento con un espesor de 0.6mm.
Col-VI-41	Nivel 6, Intersección de los ejes E y 12'	Grieta observada en la parte central de la altura de la columna, se extiende en toda la dimensión correspondiente a dicha columna, ancho de grieta de 0.5mm.

DAÑOS NO ESTRUCTURALES		
Esquema del daño	Ubicación	Descripción
Saliente	Nivel 2, saliente en ventana	Se observó que hay desprendimiento del concreto en la saliente de ventanas del sector Este (Fachada principal) en la cual puede notarse la presencia del acero de refuerzo a causa del desprendimiento mencionado.
Pared	Nivel 5	Se muestran rasgos del incendio ocurrido en el año 1989, la pared se nota dañada superficialmente por el fuego.
Pared	Nivel 6, Eje 13, tramo E-F	Se tiene la presencia de humedad en la pared.
Losa	Entrepiso 7, tablero 24, entre los ejes 12'-13 y E-F	Filtración de humedad en la losa superior que conecta con la azotea, en la parte superior de dicha losa se puede constatar que la superficie de la losa de azotea ha perdido el material impermeable lo cual favorece a que se den estas filtraciones.



**PLANTA ESTRUCTURAL DE SOTANO CON UBICACION DE
DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO
ESTRUCTURALES**

SIN ESCALA

PROYECTO:

TESIS: ANALISIS ESTRUCTURAL
POR DESEMPEÑO SISMICO
DEL EDIFICIO DE LA
FACULTAD DE MEDICINA

PRESENTA:

LÓPEZ MANZANO, CARLOS ANTONIO
PÉREZ ALFARO CARLOS ROBERTO
SOLÓRZANO NAVARRO LUIS ADÁN

CONTENIDO:

PLANTA ESTRUCTURAL DE SOTANO CON
UBICACION DE DAÑOS EN ELEMENTOS
ESTRUCTURALES Y NO
ESTRUCTURALES

UBICACION:

FACULTAD DE MEDICINA,
UNIVERSIDAD DE EL
SALVADOR

FECHA:

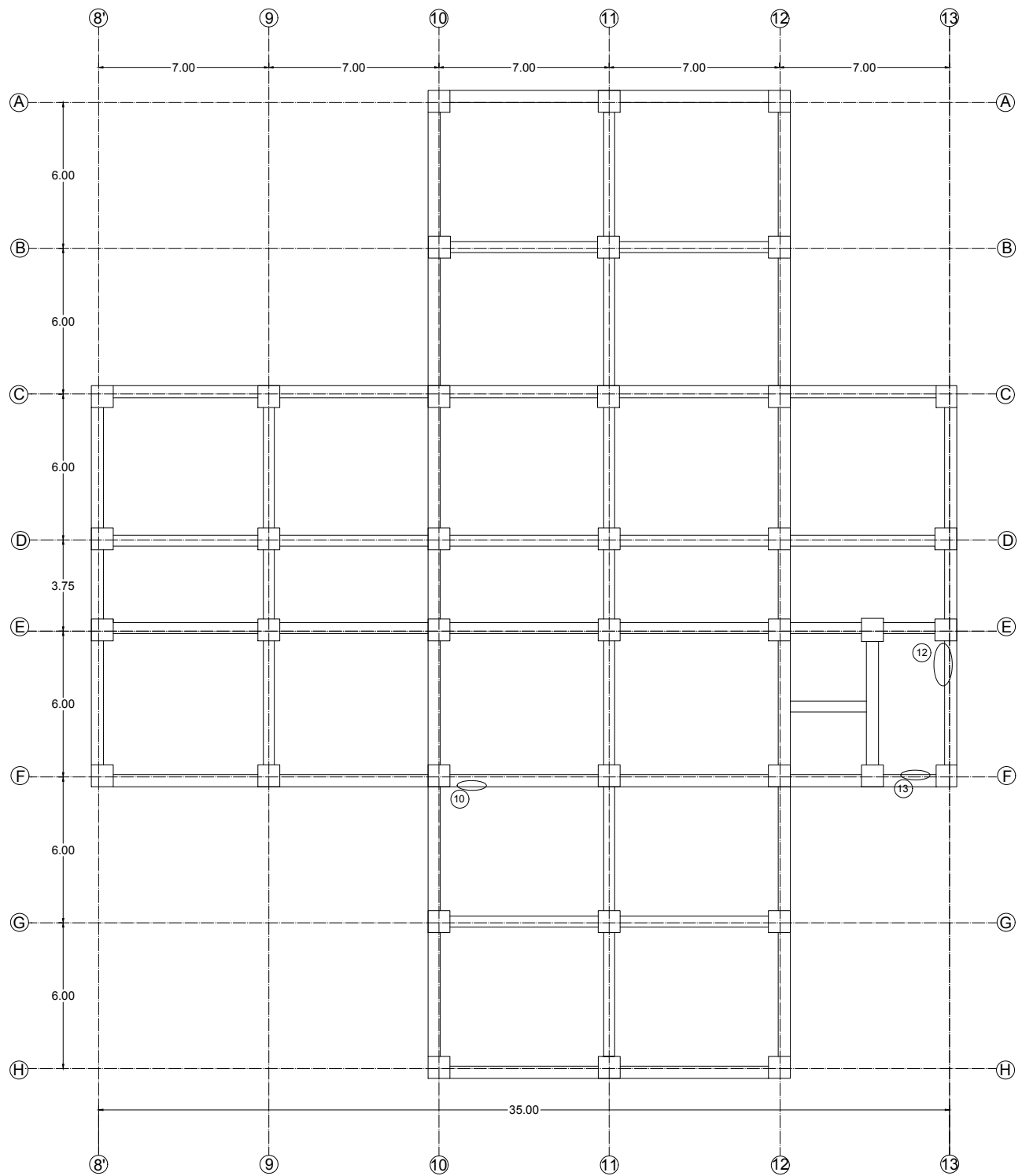
MAYO 2017

ESCALA:

LA INDICADA

HOJA

1/7



**PLANTA ESTRUCTURAL DE PRIMER NIVEL CON UBICACION DE
DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO
ESTRUCTURALES**

SIN ESCALA

PROYECTO:

TESIS: ANALISIS ESTRUCTURAL
POR DESEMPEÑO SISMICO
DEL EDIFICIO DE LA
FACULTAD DE MEDICINA

PRESENTA:

LÓPEZ MANZANO, CARLOS ANTONIO
PÉREZ ALFARO CARLOS ROBERTO
SOLÓRZANO NAVARRO LUIS ADÁN

CONTENIDO:

PLANTA ESTRUCTURAL DE PRIMER NIVEL
CON UBICACION DE DAÑOS EN
ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO
ESTRUCTURALES

UBICACION:

FACULTAD DE MEDICINA,
UNIVERSIDAD DE EL
SALVADOR

FECHA:

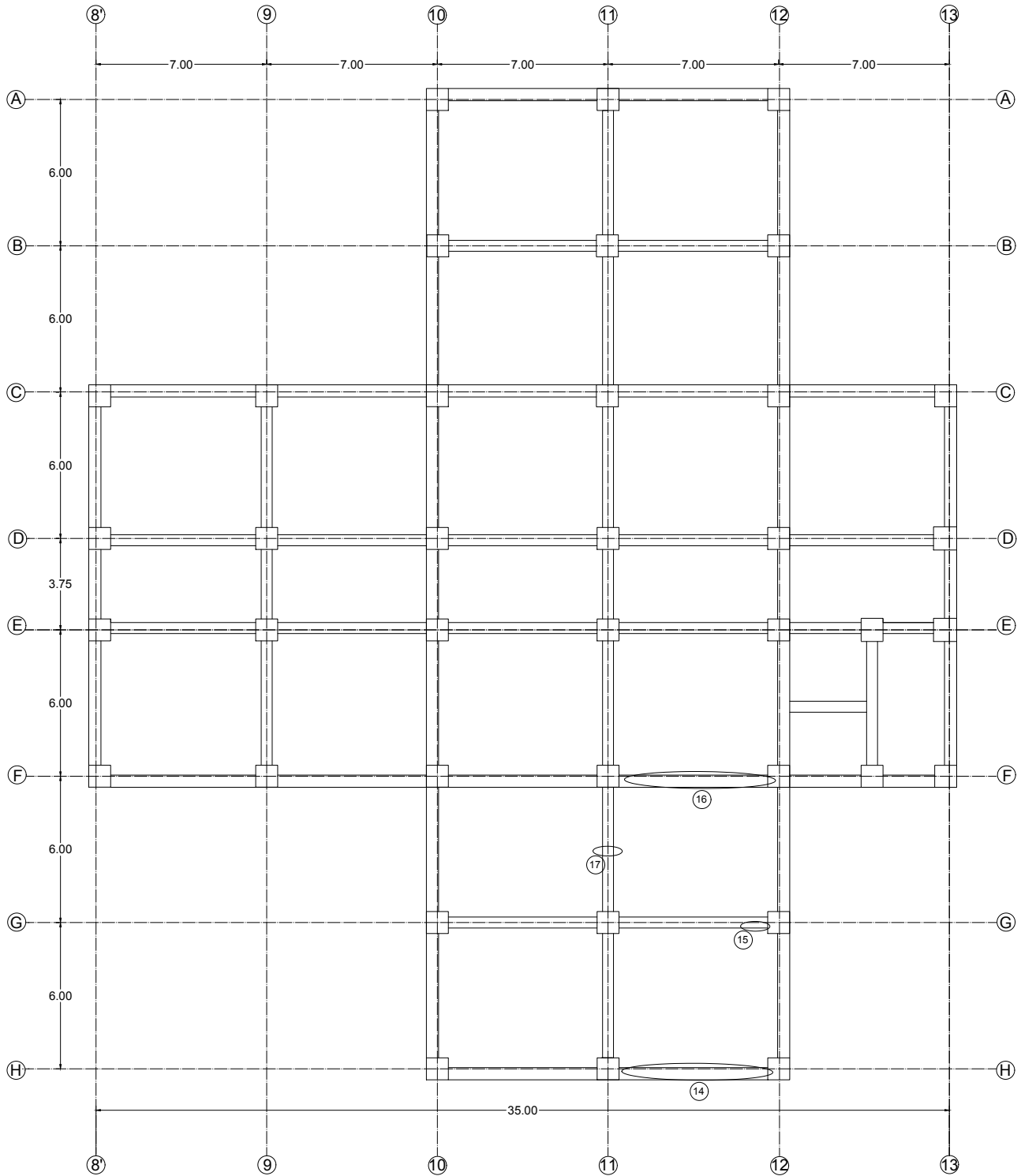
MAYO 2017

ESCALA:

LA INDICADA

HOJA

2/7



**PLANTA ESTRUCTURAL DE SEGUNDO NIVEL CON UBICACION
DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESCTRUCURALES Y NO
ESTRUCURALES**

SIN ESCALA

PROYECTO:

TESIS: ANALISIS ESTRUCTURAL
POR DESEMPEÑO SISMICO
DEL EDIFICIO DE LA
FACULTAD DE MEDICINA

PRESENTA:

LÓPEZ MANZANO, CARLOS ANTONIO
PÉREZ ALFARO CARLOS ROBERTO
SOLÓRZANO NAVARRO LUIS ADÁN

CONTENIDO:

PLANTA ESTRUCTURAL DE SEGUNDO
NIVEL CON UBICACION DE DAÑOS EN
ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO
ESTRUCURALES

UBICACION:

FACULTAD DE MEDICINA,
UNIVERSIDAD DE EL
SALVADOR

FECHA:

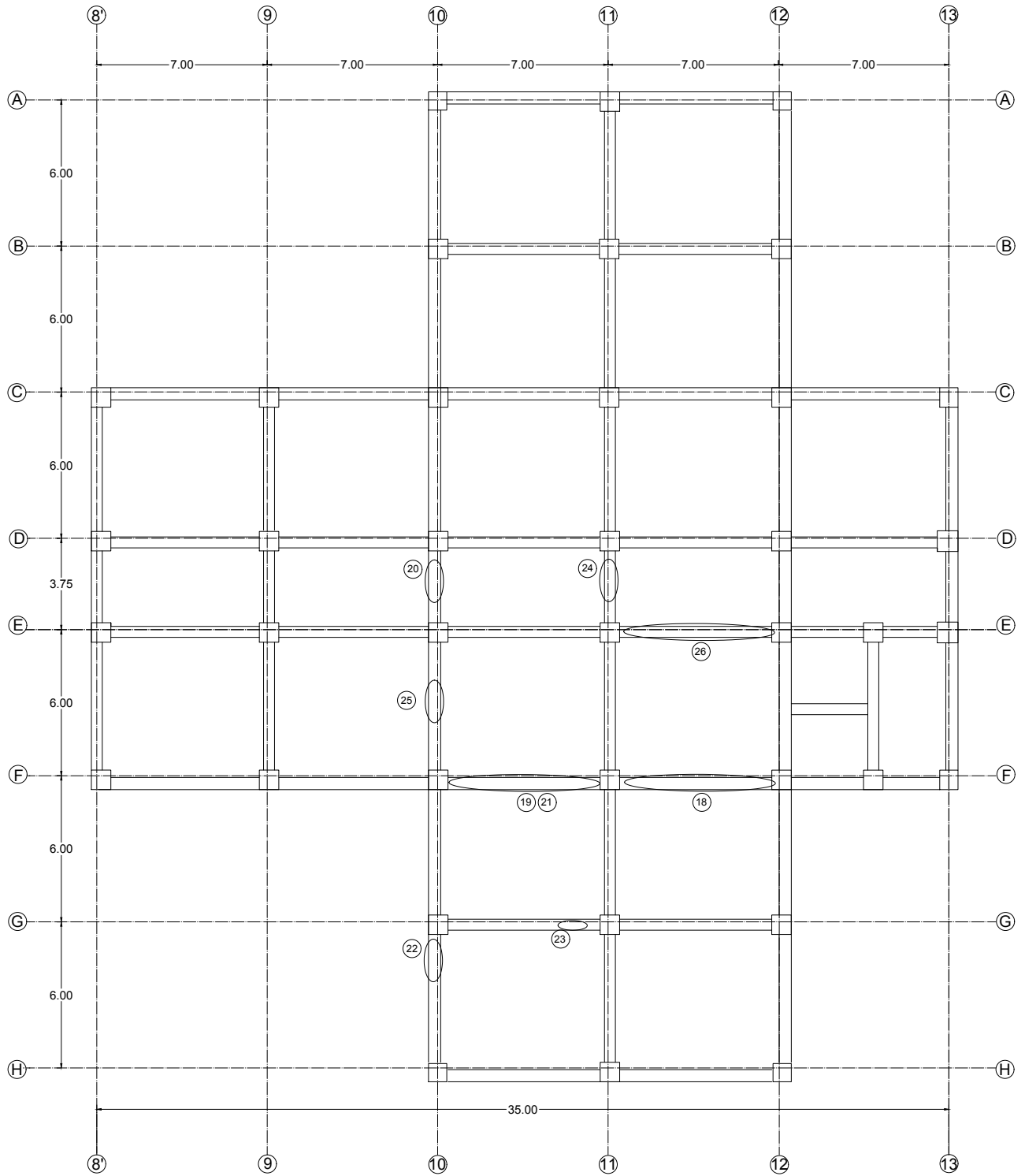
MAYO 2017

ESCALA:

LA INDICADA

HOJA

3/7



PLANTA ESTRUCTURAL DE TERCER NIVEL CON UBICACION DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESCTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

SIN ESCALA

PROYECTO:

TESIS: ANALISIS ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA

PRESENTA:

LÓPEZ MANZANO, CARLOS ANTONIO
PÉREZ ALFARO CARLOS ROBERTO
SOLÓRZANO NAVARRO LUIS ADÁN

CONTENIDO:

PLANTA ESTRUCTURAL DE TERCER NIVEL CON UBICACION DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESCTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

UBICACION:

FACULTAD DE MEDICINA, UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FECHA:

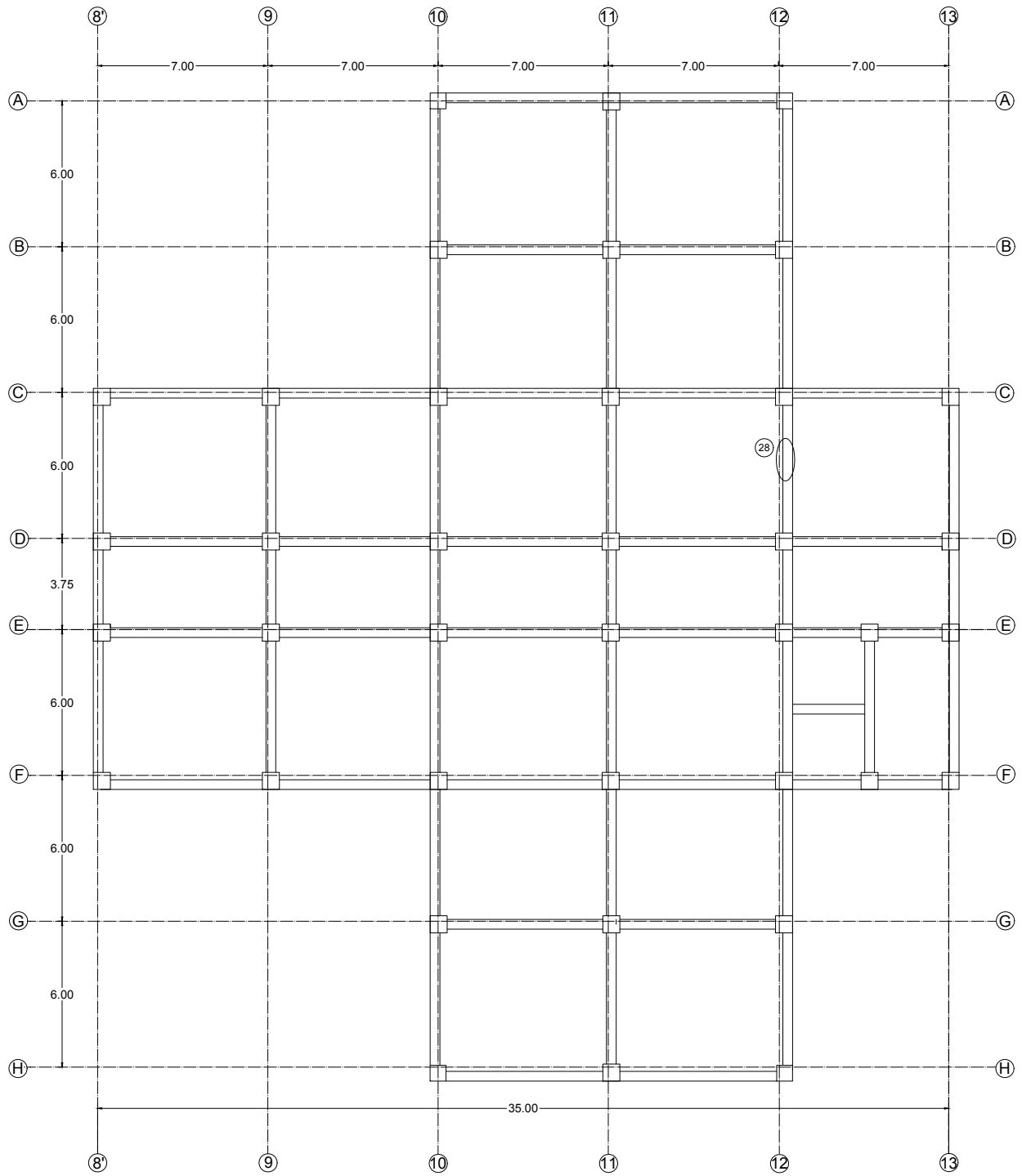
MAYO 2017

ESCALA:

LA INDICADA

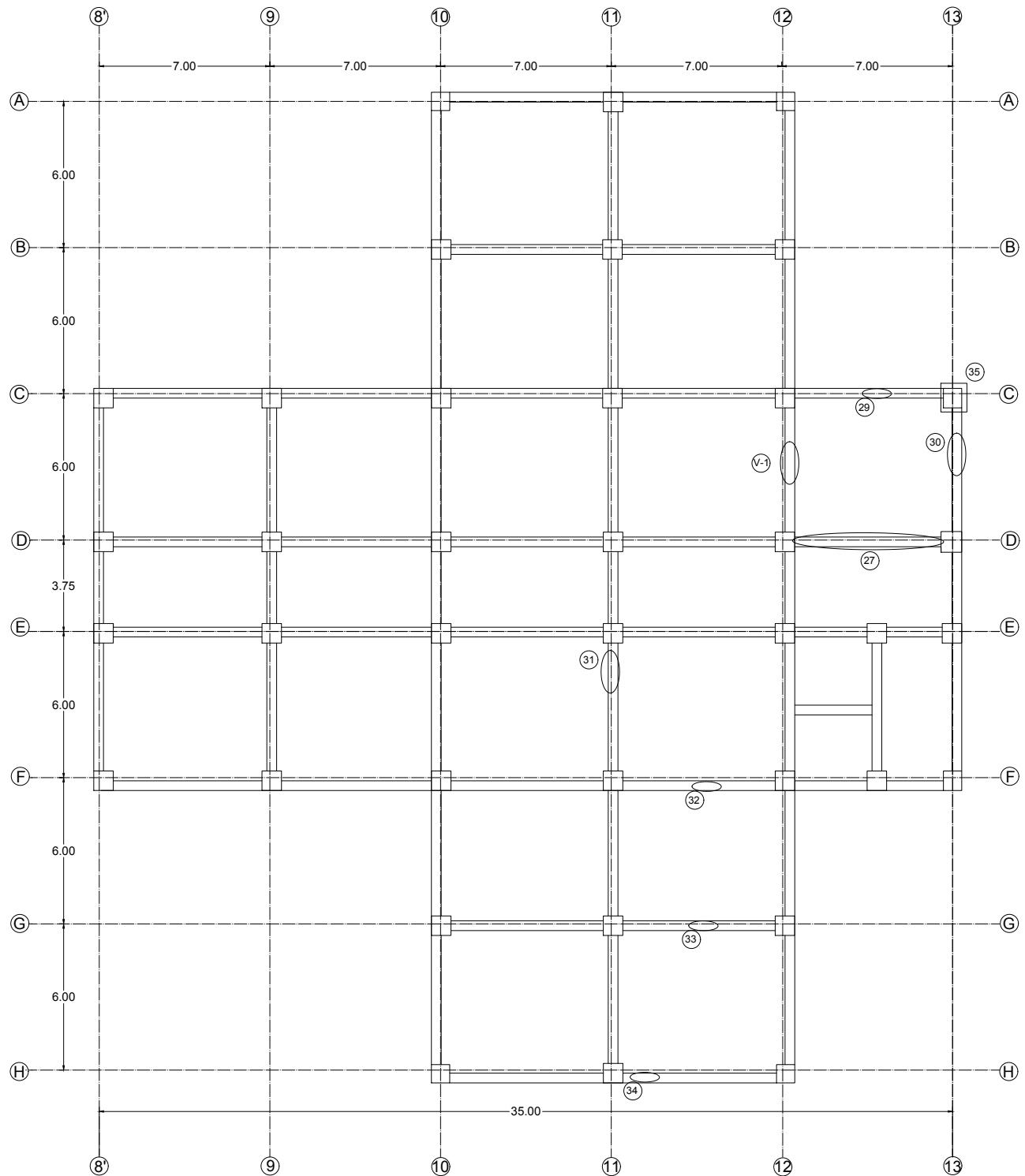
HOJA

4/7



**PLANTA ESTRUCTURAL DE CUARTO NIVEL CON UBICACION
DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO
ESTRUCTURALES**
SIN ESCALA

<p>PROYECTO: TESIS: ANALISIS ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA</p>	<p>PRESENTA: LÓPEZ MANZANO, CARLOS ANTONIO PÉREZ ALFARO CARLOS ROBERTO SOLÓRZANO NAVARRO LUIS ADÁN</p>	<p>CONTENIDO: PLANTA ESTRUCTURAL DE CUARTO NIVEL CON UBICACION DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES</p>	<p>UBICACION: FACULTAD DE MEDICINA, UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR</p>	<p>FECHA: MAYO 2017 ESCALA: LA INDICADA</p>	<p>HOJA 5/7</p>
---	---	--	---	---	----------------------------



PLANTA ESTRUCTURAL DE QUINTO NIVEL CON UBICACION DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

SIN ESCALA

PROYECTO:

TESIS: ANALISIS ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA

PRESENTA:

LÓPEZ MANZANO, CARLOS ANTONIO
PÉREZ ALFARO CARLOS ROBERTO
SOLÓRZANO NAVARRO LUIS ADÁN

CONTENIDO:

PLANTA ESTRUCTURAL DE QUINTO NIVEL CON UBICACION DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

UBICACION:

FACULTAD DE MEDICINA, UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FECHA:

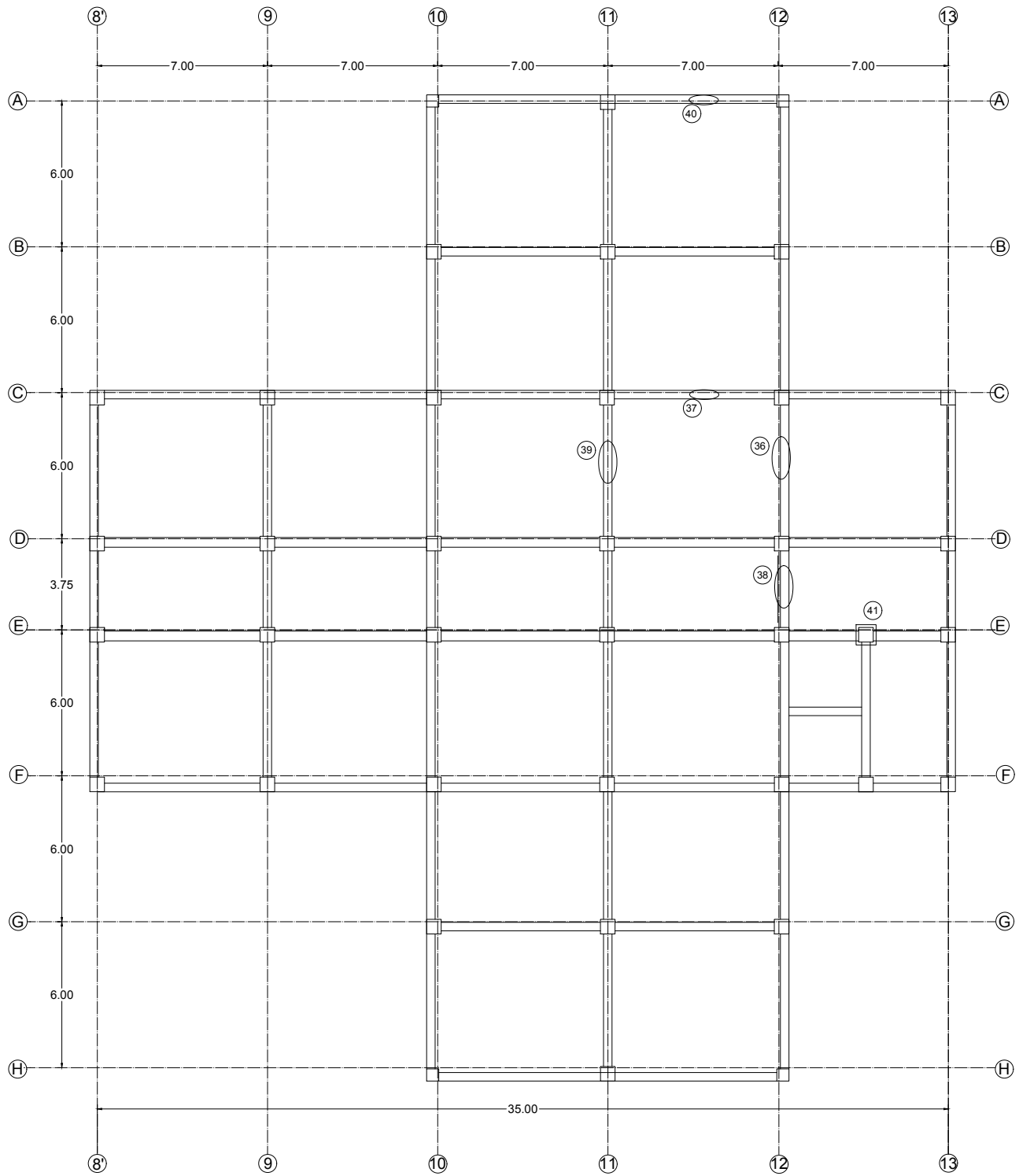
MAYO 2017

ESCALA:

LA INDICADA

HOJA

6/7



PLANTA ESTRUCTURAL DE SEXTO NIVEL CON UBICACION DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESCTRUCURALES Y NO ESTRUCTURALES

SIN ESCALA

PROYECTO:

TESIS: ANALISIS ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA

PRESENTA:

LÓPEZ MANZANO, CARLOS ANTONIO
PÉREZ ALFARO CARLOS ROBERTO
SOLÓRZANO NAVARRO LUIS ADÁN

CONTENIDO:

PLANTA ESTRUCTURAL DE SEXTO NIVEL CON UBICACION DE DAÑOS EN ELEMENTOS ESCTRUCURALES Y NO ESTRUCTURALES

UBICACION:

FACULTAD DE MEDICINA, UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FECHA:

MAYO 2017

ESCALA:

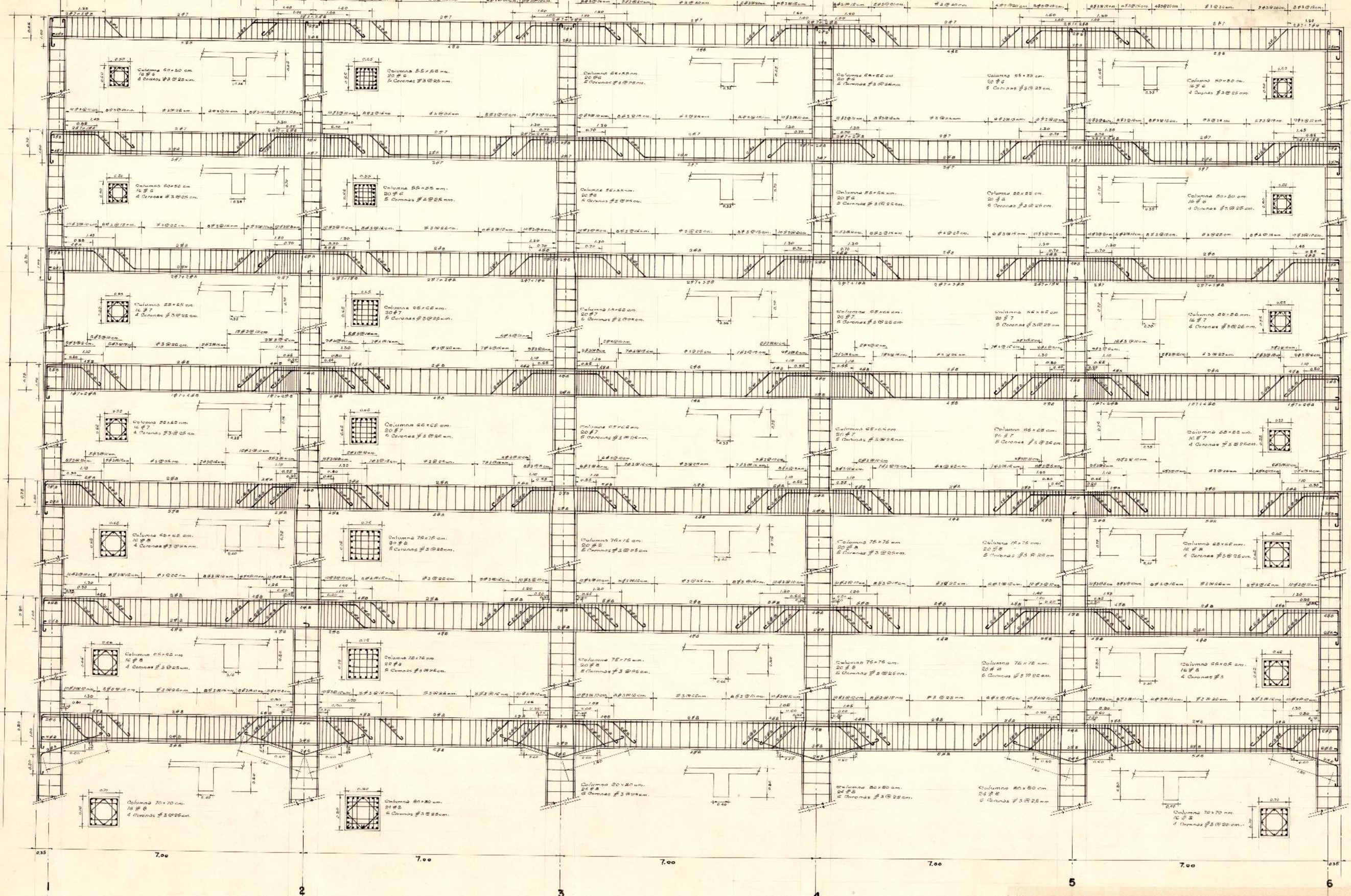
LA INDICADA

HOJA

7/7

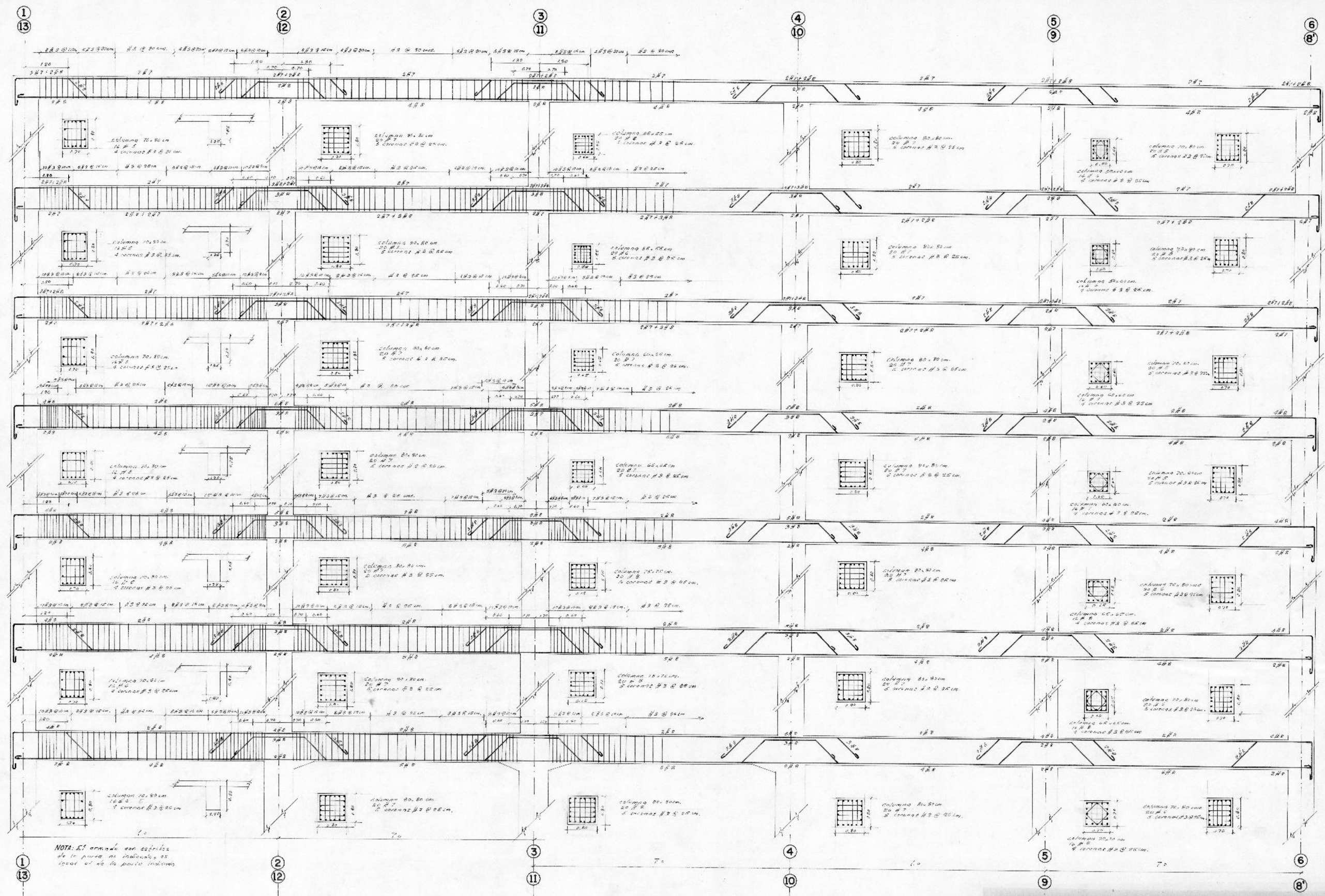
ANEXO 3

**PLANOS ESTRUCTURALES DEL ALA NORTE DE
LA FACULTAD DE MEDICINA DE LA
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
PROPORCIONADOS POR LA UNIDAD DE
DESARROLLO FÍSICO**



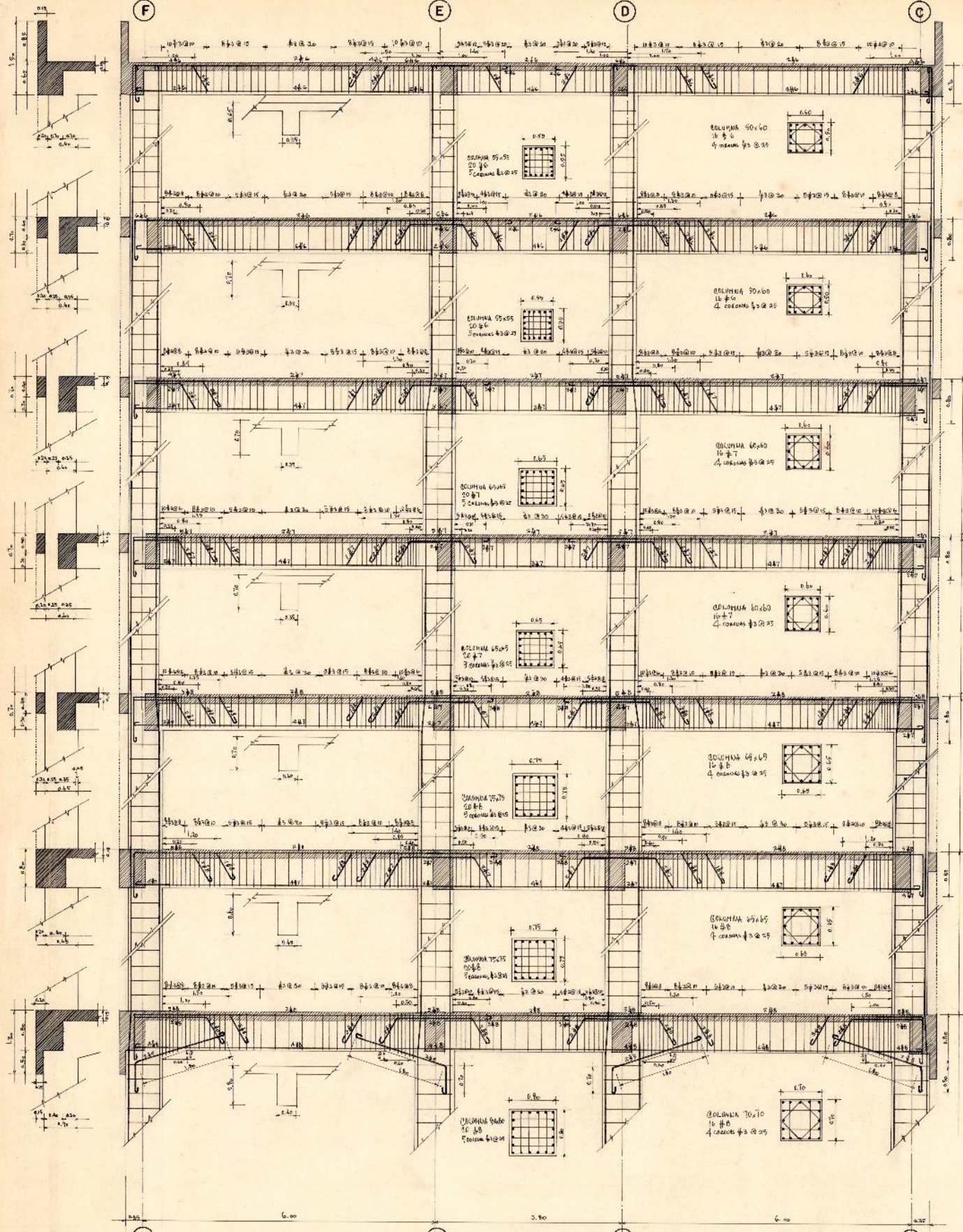
MARCO 1-6 EJE D-D Y E-E
 MARCO 8-13 EJE D-D Y E-E

CIUDAD UNIVERSITARIA		oficina de planificación	
M A R C O S		PLANO Nº	
FACULTAD MEDICINA	PROYECTO	ARG. Y ANÍS DIAZ, ARG. SIERRA ANDINO	ES-7
	AUXILIARES	C. DAURA, MARTÍNEZ, G. LOUCEL, R. VÁSQUEZ, G. UZANNE	
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	CÁLCULO	ING. R. NARVAEZ, E. GANUZA, E. MOLINA	FEBRERO 65
	APROBADO	R. QUEHL G.	PROYECTO
ESCALA 1:40			104

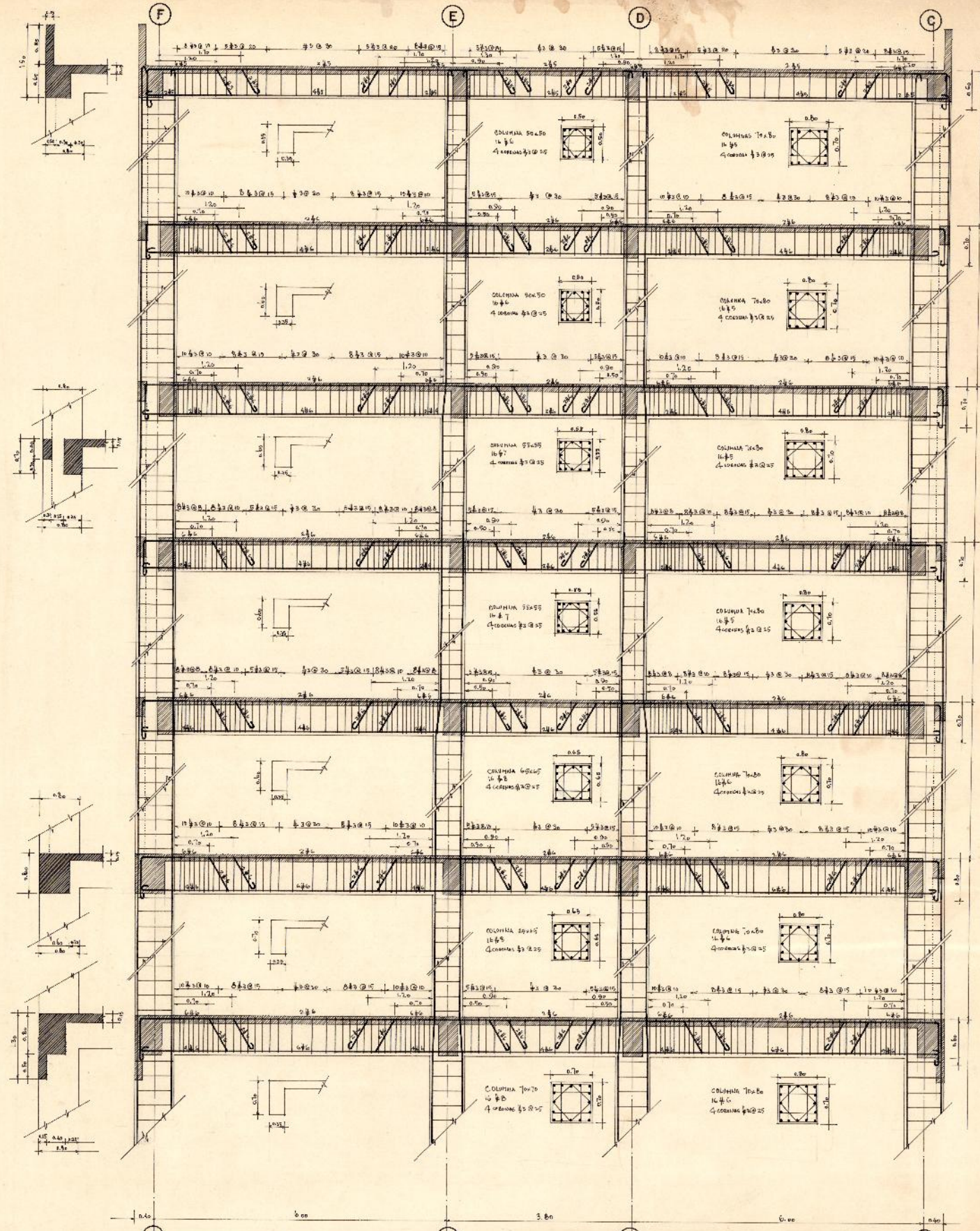


MARCO 1-6 y 8'-13 eje C-C y F-F

CIUDAD UNIVERSITARIA			
oficina de planificación			
FACULTAD MEDICINA	M A R C O S		PLANO N° ES-8
	PROYECTO	ARG. G. YATES DIAZ, ARQ. D. SIERRA ANDINO C. SAURA, MARTINEZ, G.B. LOUCEL, R. VASQUEZ, LIZAMNE	FEBRERO 65
	CALCULO	ING. HARVEZ, E. GANUZA, E. MOLINA, R. LAOS	PROYECTO
	DIBUJO	M. R. ALVARADO, R. CONDE B.	104
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	APROBADO	ESCALA 1:40	



MARCO F-C EJE 5-5 y 9-9



MARCO F-C EJE 1-1 y 6-6
EJE 8'-8' y 13-13

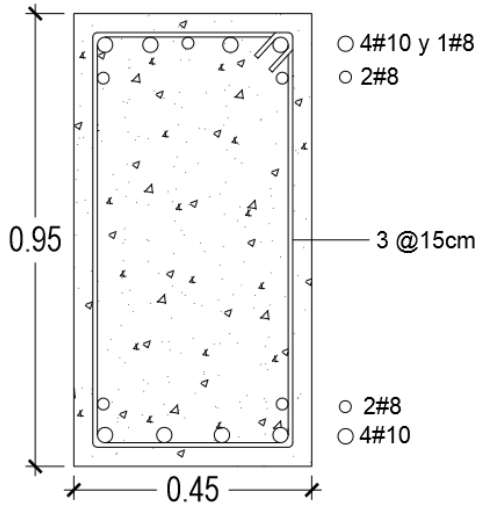
CIUDAD UNIVERSITARIA		
oficina de planificación		
M A R C O S		PLANO Nº
FACULTAD	PROYECTO : ARG. G. YANES DIAZ, M. ARG. D. SIERRA ANDINO	ES-14
MEDICINA	AUXILIARES : C. DAURA, J. MARTINEZ, S. LOUCEL, R. VASQUEZ, D. LIZANNE	FEBRERO 65
	CALCULO : R. LAGOS, E. MOLINA, ING. R. NARVAEZ	PROYECTO
	DIBUJO : R. CONDE BENAVIDES	104
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	APROBADO	ESCALA 1:40

ANEXO 4

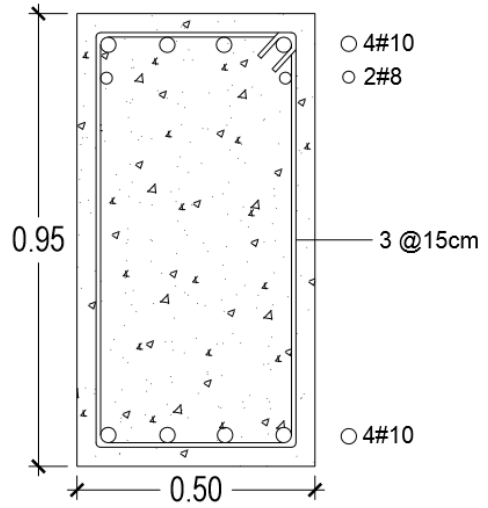
SECCIONES TRANSVERSALES PROPUESTAS DE VIGAS Y COLUMNAS

➤ VIGAS

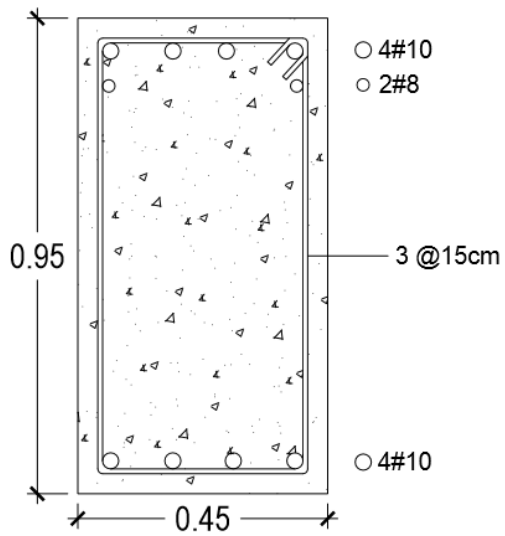
SOT-1



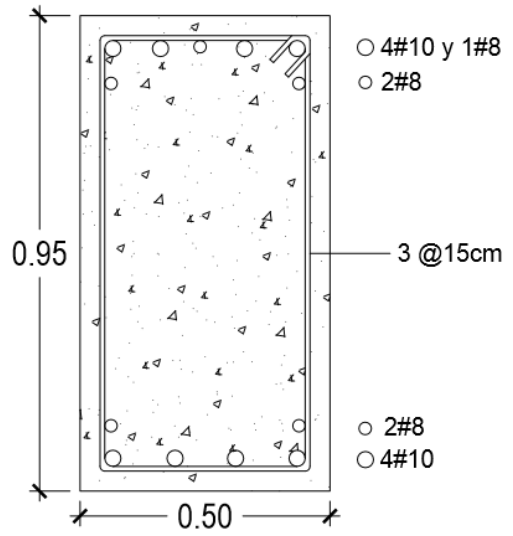
SOT-2



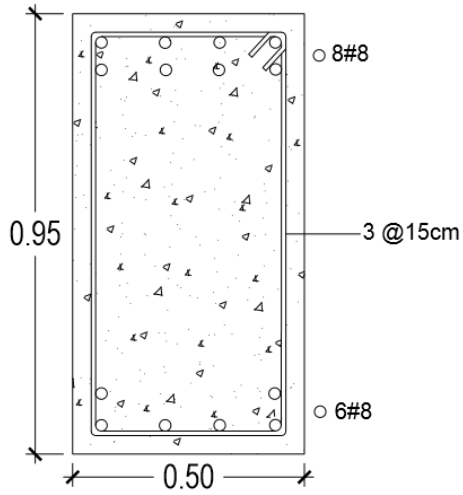
SOT-3



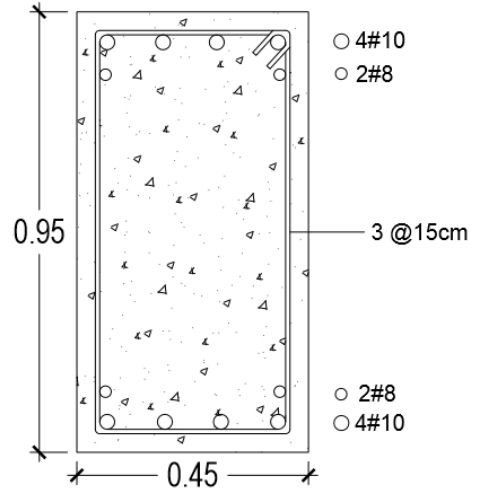
SOT-4



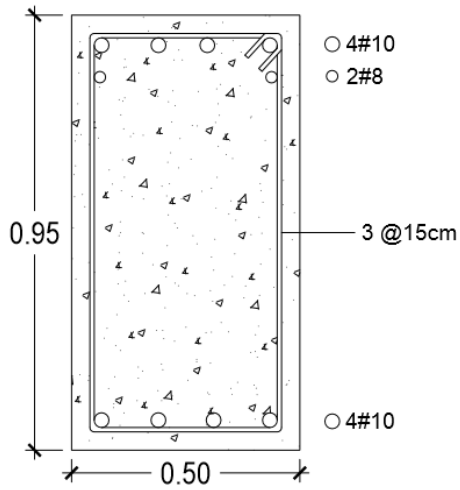
SOT-6



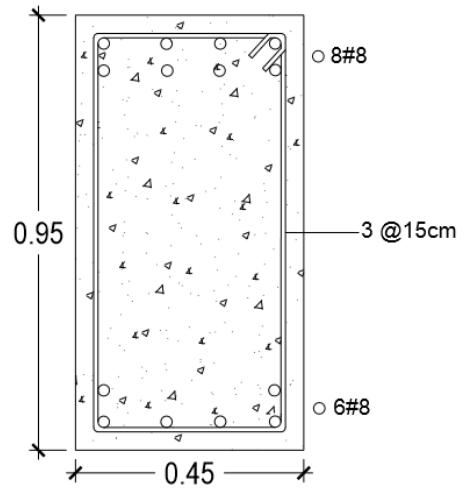
SOT-7



SOT-8



SOT-9

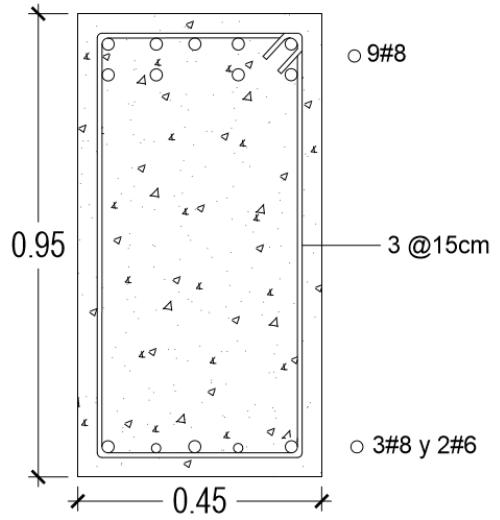
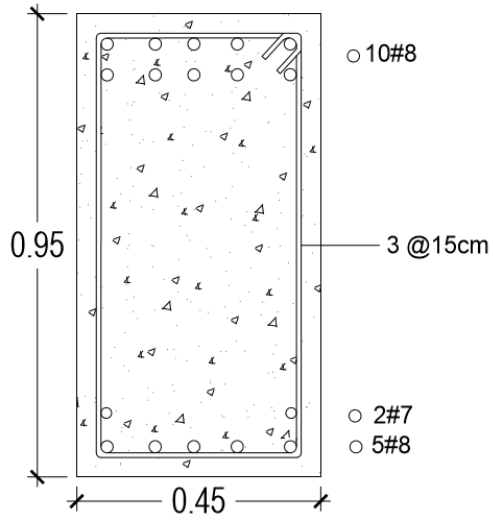


SOT-10

SOT-11

SOT-12

SOT-13

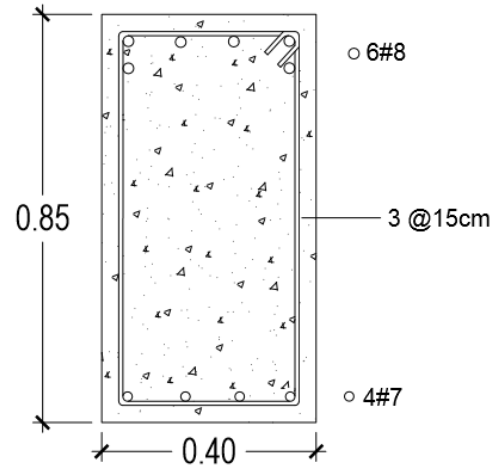
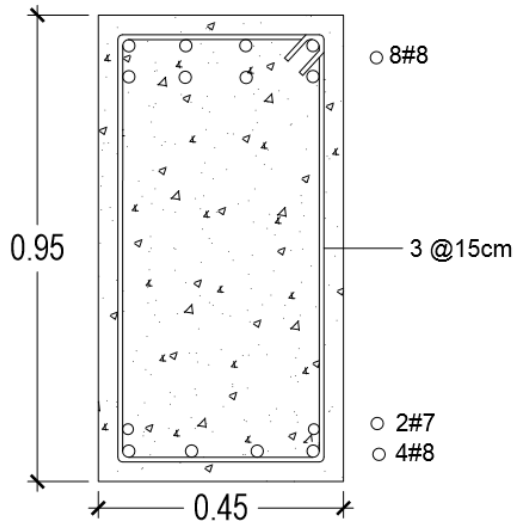


V3-2

V3-6

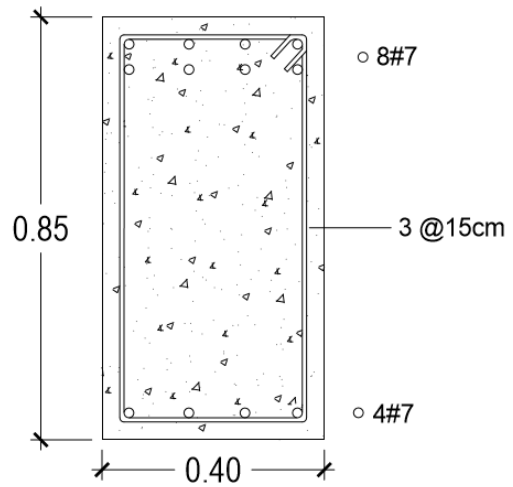
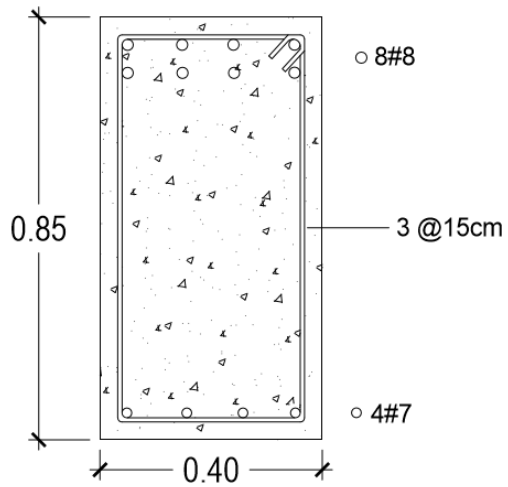
V3-7

V4-1

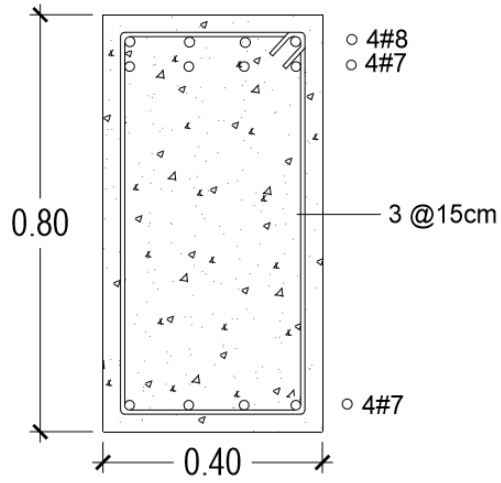


V4-3

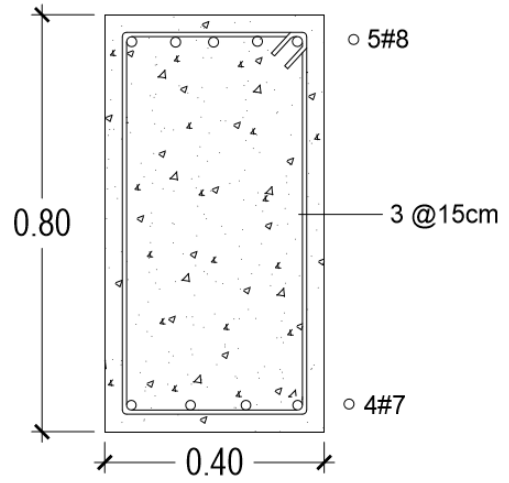
V4-8



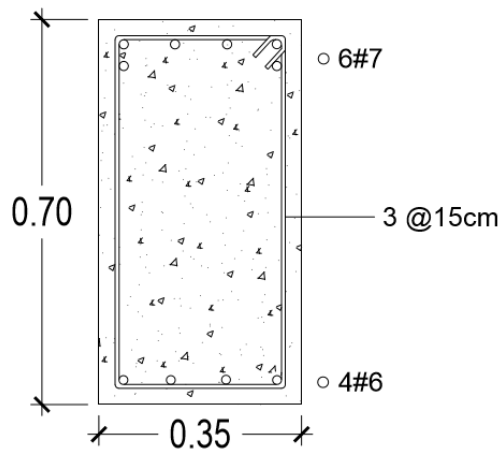
V5-5



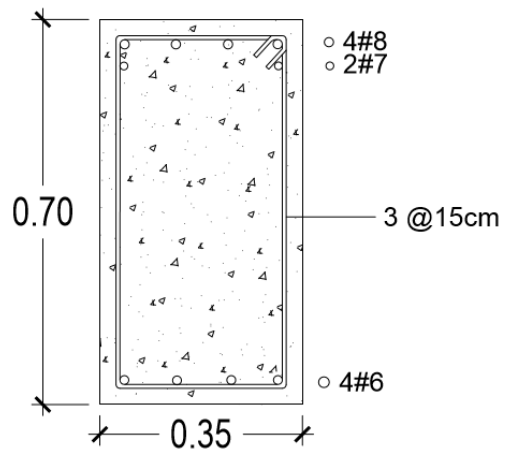
V5-7 y V5-8



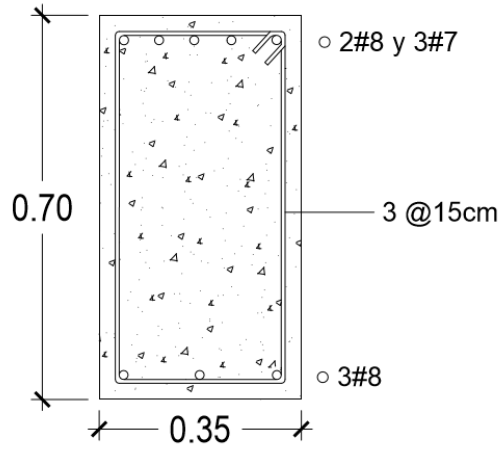
V6-5



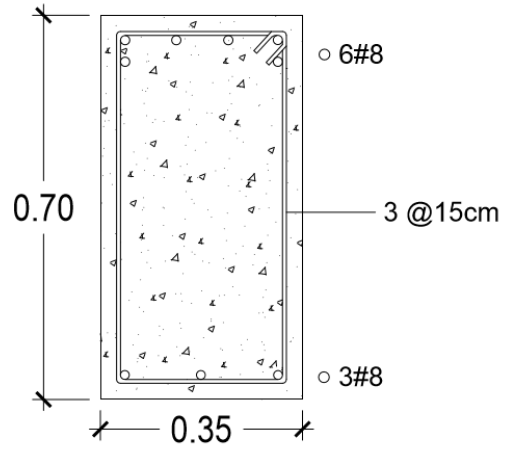
V6-7



V6-1

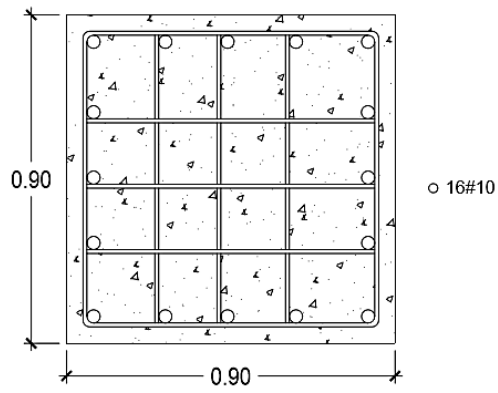


V6-3



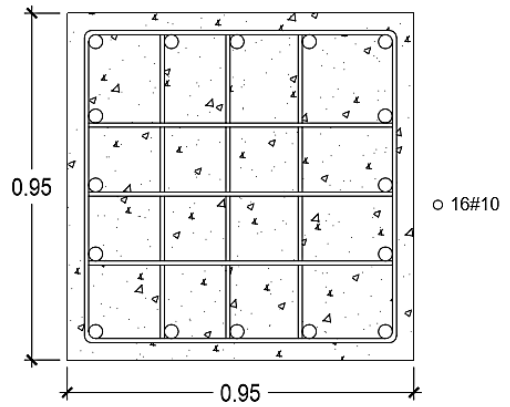
➤ COLUMNAS

C-1, C-1' y C-2'



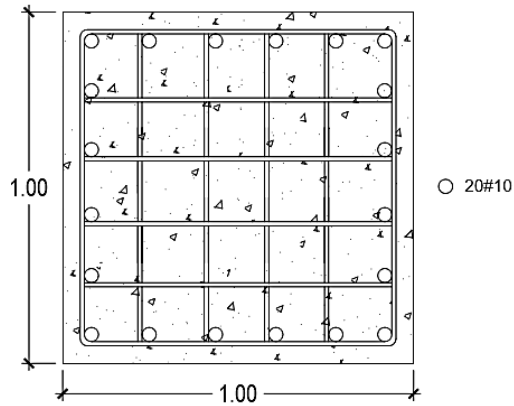
#3 @10 cm y #3 @0.15 cm

C-2"



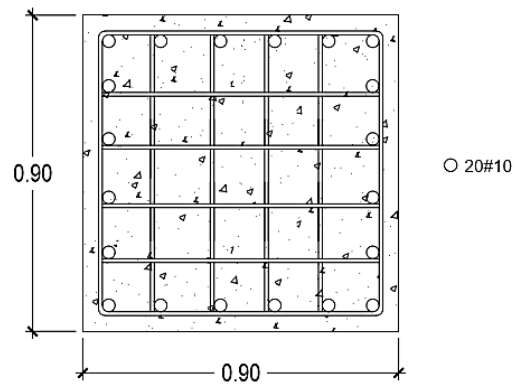
#3 @10 cm y #3 @0.15 cm

C-2, C-3



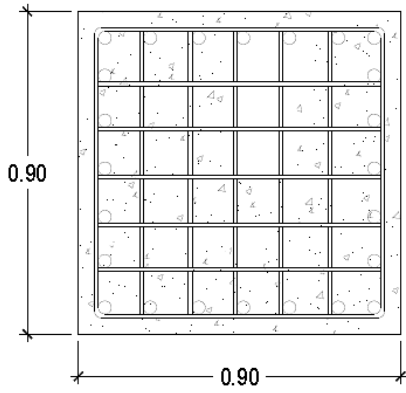
#3 @10 cm y #3 @0.15 cm

C-4



#3 @10 cm y #3 @0.15 cm

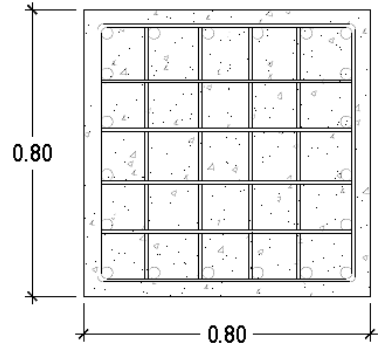
C-5, C-6



#3 @10 cm y #3 @0.15 cm

Segundo nivel

C-7

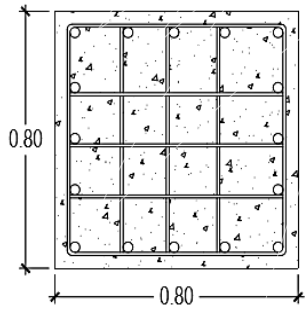


#3 @10 cm y #3 @0.15 cm

○ 24#10

○ 20#8

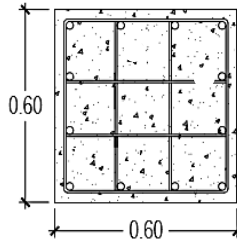
C-8



#3 @10 cm y #3 @0.15 cm

○ 16#8

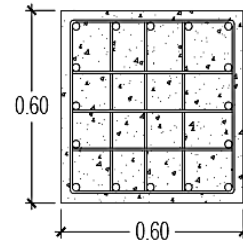
C-9



#3 @10 cm y #3 @0.15 cm

○ 12#8

C-10



#3 @10 cm y #3 @0.15 cm

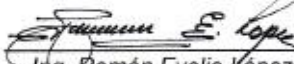
○ 16#7

ANEXO 5

**RESULTADOS DE ENSAYO DE RESISTENCIA A
COMPRESIÓN DE CILINDROS DE CONCRETO
EXTRAÍDOS DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD
DE MEDICINA**

No. Núcleo	Diámetro (cms)	Altura (cms)	Peso (Kg)	Area (cm ²)	Peso Unitario (Kg/m ³)	Edad (Dias)	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)
1	9.91	20.08	3.422	77.1	2.209	x	28700	372
2	9.91	20.09	3.462	77.1	2.234	x	24500	318

Nota: Nucleos extraídos de la zona de Losa de Fundación.
Fecha de Extracción: 1 de Junio de 2016
Fecha de Ensayo: 7 de Junio de 2016


Ing. Ramón Evelio López
Jefe de Laboratorio Suelos y Materiales
Escuela de Ingeniería Civil.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"
Escuela de INGENIERIA CIVIL



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
INGENIERO MARIO ANGEL GUZMAN URBINA



RESISTENCIA DE NUCLEOS DE CONCRETO A LA COMPRESION
ASTM C 39

Proyecto: ANALISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE MEDICINA. Reporte No: 114 - 2016
Solicita: FACULTAD DE MEDICINA. UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR. Hoja No: 1/1
Atención: Dr. Juan José Cabrera Quezada. Laboratorista: C. Morataya.
Fecha: 7 de Junio de 2016 Elaboró: Ing. E. López

No. Núcleo	Diámetro (cms)	Altura (cms)	Peso (Kg)	Area (cm ²)	Peso Unitario (Kg/m ³)	Edad (Dias)	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm ²)
1	9.91	20.08	3.422	77.1	2.209	x	28700	372
2	9.91	20.09	3.462	77.1	2.234	x	24500	318

Nota: Nucleos extraídos de la zona de Losa de Fundación.
Fecha de Extracción: 1 de Junio de 2016
Fecha de Ensayo: 7 de Junio de 2016


Ing. Ramón Evelio López
Jefe de Laboratorio Suelos y Materiales
Escuela de Ingeniería Civil.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
"Ing. Mario Angel Guzmán Urbina"
Escuela de INGENIERIA CIVIL