

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



**“PROPUESTA Y APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA
DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO
SÍSMICO PARA EDIFICACIONES”**

PRESENTADO POR:
ROBERTO JOSÉ CHICAS MEDRANO
WALTHER ODYR DÍAZ RÍOS
EDWIN JOSUÉ VENTURA BENÍTEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, ABRIL 2015

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIA GENERAL :

DRA. ANA LETICIA ZAVALA DE AMAYA

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO :

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

PH.D ING. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

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 :

**“PROPUESTA Y APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA
DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO
SÍSMICO PARA EDIFICACIONES”**

Presentado por :

**ROBERTO JOSÉ CHICAS MEDRANO
WALTHER ODYR DÍAZ RÍOS
EDWIN JOSUÉ VENTURA BENÍTEZ**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores :

MSC- ING. NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES

PH.D-ING. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

San Salvador, Abril 2015

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores :

MSC-ING. NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES

PH.D-ING. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

AGRADECIMIENTOS

A **Dios** Por darnos vida e iluminar nuestro camino en la realización de este trabajo, por darnos fortalezas en los momentos de mayor adversidad y permitirnos alcanzar esta meta.

Al **MSc. Ing. Nicolás Elías Guevara** por enseñarnos y guiarnos en este proyecto, por darnos ideas, conocimientos y dedicar de su tiempo para la realización de este trabajo de graduación.

Al **Ph.D-Ing. Edgar Armando Peña** por compartir sus conocimientos para poder desarrollar este trabajo de graduación.

Al **Ph.H-Ing. Manuel López Menjívar** por brindarnos ayuda en los momentos de dudas y dificultades y por estar siempre dispuesto a proporcionar la información requerida

Al **Ing. José Ranulfo Cárcamo y Cárcamo** porque en todo momento siempre estuvo en la disposición de ayudarnos.

Al **personal docente de la Escuela de Ingeniería Civil** por enseñarnos todo lo básico sobre nuestra carrera, por ser los mejores maestros y por mostrarnos el camino a seguir.

¡GRACIAS TOTALES!

DEDICATORIAS

A **Dios** que por su voluntad y misericordia me ha dado la vida, ayuda e inteligencia, dándome fortaleza en todo momento y darme la gran bendición de poder alcanzar las metas propuestas.

A mis padres **Roberto Feliciano Chicas y Sebastiana Medrano Guzmán** por su gran ayuda, su amor incondicional y consejos poder alcanzar esta meta, que a pesar de las dificultades siempre me dieron todo para poder seguir hacia adelante dándome ánimos y fuerzas. Este éxito alcanzado también es suyos.

A mi hermana **Glenda Iveth Chicas** que me brindó su apoyo y cariño, dándome consejos, muchos ánimos para no dejarme vencer por las dificultades y siempre tratando de ayudarme a seguir hacia adelante y alcanzar mis objetivos.

A mi novia **Iliana María Marquina** estando siempre a mi lado brindándome amor, apoyo, comprensión, amistad y ayuda; confiando en mí, dándome palabras de aliento y ayudando así aumentar la fe, siendo un soporte para mí y unos de mis motivos para poder alcanzar esta meta.

A mis amigos, **Luis Marquina** por ser un gran amigo y apoyarme, **Armando Martínez, Jorge Hernández, Obed Reyes** por ser una calidad de personas conmigo; y a mi compañeros y amigos de la universidad **Manuel Guzmán, Fernando Gálvez, Josué A. Hernández, Rafael Sánchez, Ricardo Rivera, Cesar Merino, Alex Guevara, Josué D. Hernández, Francisco Renderos, Carlos Campos, Alex Miranda, Omar Casula, Saúl Robles, Obed Chicas** gracias por su ayuda

A mis compañeros de tesis **Edwin Josué Ventura y Walther Odyr Díaz**, porque además de ser compañeros también fueron mis amigos haciendo divertido esto. Gracias esta meta se alcanzó gracias a su esfuerzo, paciencia y dedicación.

Roberto José Chicas Medrano

DEDICATORIAS

Después del esfuerzo invertido en este gran logro, solamente puedo agradecer:

A **Mi familia** por todo el apoyo incondicional que me han dado para concluir con mis estudios, a mi madre **Lilian Maribel Ríos de Gámez**, a mi padre **José Guillermo Gámez**, a mis hermanos.

A **mis amigos** por compartir gran parte de mi carrera, por la convivencia que ha generado grandes lazos de amistad y el apoyo que cada uno en su momento me ha brindado **Blanca Margarita Aguirre, Connie Mejía, Andrés Merino, Adriana Elizabeth Castro, Francisco Antonio Renderos, Manuel Guzmán, Obed Reyes, Reyna Esmeralda, Vannessa Alejandrina, Jessica María Portillo, Ledy Marisela Esquivel, Diana Paola, Jhony Gámez, Jorge Rivera, Manuel Díaz, Nanci Alegría, María José Perla.**

A los docentes de la Universidad de El Salvador, que me han brindado grandes conocimientos **Ing. Susan Campos, Ing. Mauricio Valencia, Ing. Dilbert Sánchez, Ing. Evelio López, Arq. Melitina de Cornejo, Ing. Jorge Flores, Ing. Rodolfo Nosiglia, Ing. Adry Vivina, Ing. Carcamo.**

A mis compañeros de Tesis **Roberto Chicas, Edwin Ventura** por compartir este trabajo de graduación y hacer una forma amena de aprender y trabajar en equipo.

Se agradece a todas las personas que han formado parte de este título, esto es para todos ustedes. Gracias!!!

Walther Odyr Díaz Ríos

DEDICATORIAS

A **Dios** por darme vida y permitirme llegar tan lejos, por mostrarme el camino para lograr esta meta, por darme las fuerzas necesarias para sobrellevar los momentos de dificultades y por permitirme conocer personas increíbles en mi trayectoria académica.

A **mi familia** por todo el amor y el apoyo que me ha hecho seguir adelante en todas las dificultades que he encontrado en este camino. A **mi madre Lorena Benítez** y **mi padre Josué Ventura** por su incondicional cariño y apoyo en las alegrías y tristezas que hemos encontrado en esta carrera. A **mi hermanita Sidny Ventura** por toda la inspiración que me ha dado. A **mis abuelitos** por ser tan pacientes, por aguantarme tanto tiempo y ayudarme en todo lo que han podido. A mis primas **Xiomara Benítez, Judith Fernández, Evelin Fernández**, mi primo **Yerixon Benítez** por estar siempre cuando más los necesito y a prima **Ester Benítez** por haberme ayudado en muchas situaciones difíciles.

A mis amigos y compañeros de tesis **Roberto Chicas** y **Walther Díaz** que formaron parte de este proyecto, gracias por su paciencia, apoyo y por ser mis locos amigos que siempre han sido divertidos.

A todos mis amigos: **Josué David Hernández, Francisco Renderos, Adriana Castro, Fernando Gálvez, Carmen Castro, Rafael Sánchez, Manuel Guzmán, Carlos Campos, Erick Lazo, Néstor Hernández, Josué Ananías Hernández, Alexander Miranda, Obed Reyes** y a todos aquellos que han aportado para alcanzar este sueño. Estoy profundamente agradecidos con todos ustedes.

Edwin Josué Ventura Benítez

ÍNDICE DEL CONTENIDO

CAPÍTULO I: GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.4 ENUNCIADO DEL TEMA.....	5
1.5 OBJETIVOS	5
1.5.1 Objetivo General	5
1.5.2 Objetivos específicos	5
1.6 ALCANCES.....	5
1.7 LIMITACIONES.....	6
1.8 JUSTIFICACIÓN	7
1.9 DESARROLLO CAPITULAR	7
1.9.1 Capítulo i: Generalidades.....	7
1.9.2 Capítulo ii: Herramientas para la evaluación estructural por desempeño sísmico.....	8
1.9.3 Capítulo iii: Metodología propuesta de evaluación estructural por desempeño sísmico aplicada a el salvador	9
1.9.4 Capítulo iv: Aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico al edificio de la escuela de ingeniería mecánica.....	10
1.9.5 Capítulo v: Análisis de resultados	11
1.9.6 Capítulo vi: Conclusiones y recomendaciones.....	11
CAPÍTULO II: HERRAMIENTAS PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO	12
2.1 ANÁLISIS LINEALES.....	12

2.1.1	Análisis Estático Lineal.....	13
2.1.2	Análisis Dinámico lineal.....	17
2.2	ANÁLISIS NO LINEAL.....	21
2.2.1	No linealidad de la estructura.....	22
2.2.2	Métodos de Análisis No lineal.....	52
2.3	NORMATIVA APLICADA EN EL SALVADOR.....	69
2.3.1	Método de la Fuerza Lateral Equivalente (Análisis Estático Lineal)	70
2.3.2	Análisis por Espectro de Respuesta (Análisis Dinámico).....	70
2.4	NORMATIVAS DE EVALUACIÓN BASADA EN DESEMPEÑO SÍSMICO.....	71
2.4.1	Propuesta del ATC-40.....	71
2.4.2	Propuesta de la FEMA 356.....	77
2.4.3	Euro código 8: Diseño de Estructuras por Resistencia Sísmica.....	84
2.4.4	Norma Técnica para la Evaluación y Adecuación Sísmica de Edificios (Código Italiano).....	86
2.4.5	Comparación de normativas para evaluación de estructuras.....	89
2.5	ENSAYOS AL CONCRETO REFORZADO EN UNA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....	91
2.5.1	Inspección visual.....	91
2.5.2	Medición de grietas.....	92
2.5.3	Esclerómetro o martillo de rebote.....	93
2.5.4	Velocidad de pulso ultrasónico.....	93
2.5.5	Determinación de la madurez del concreto.....	94
2.5.6	La medición con sonda Windsor (ensayo de resistencia a la penetración).....	95
2.5.7	Extracción de insertos o de pull-out (ensayo de resistencia a la tracción combinado con el cortante).....	96
2.5.8	Análisis petrográfico de núcleos de concreto.....	96
2.5.9	Extracción de núcleos.....	96

2.5.10	Determinación de la humedad y densidad del concreto	97
2.5.11	Determinación de la adherencia	97
2.5.12	Determinación de la carbonatación.....	98
2.5.13	Determinación de la corrosión.....	98
2.5.14	Determinación de la permeabilidad.....	98
2.5.15	Arranque de cilindros colados in situ o Brake Off.....	99
2.5.16	Cilindros colados in situ	99
2.5.17	Ensayo de tensión de las varillas de acero	99
2.5.18	Localizador de barras y recubrimiento (pachómetro).....	100
2.5.19	Pruebas de carga y deformación.....	101

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA PROPUESTA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO APLICADA A EL SALVADOR 102

3.1	ESTABLECIMIENTO DEL OBJETIVO DE DESEMPEÑO	102
3.2	REVISIÓN DE LAS CONDICIONES EXISTENTES DEL EDIFICIO.....	104
3.2.1	Revisión de planos.....	104
3.2.2	Inspección visual.....	104
3.3	ENSAYOS EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO	119
3.4	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN.....	119
3.4.1	Análisis espectral modal.....	120
3.4.2	Análisis por cargas de servicio	120
3.4.3	Análisis estático no lineal pushover	121
3.5	DETERMINACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA	123
3.5.1	Construcción de espectro elástico de respuesta sísmica según la NTDS	124
3.5.2	Conversión del espectro de respuesta al formato ADRS.....	124
3.5.3	Determinación de la demanda sísmica reducida	124

3.6 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO	125
3.6.1 Procedimiento A	125
3.6.2 Procedimiento B.....	126
3.6.3 Procedimiento C	127
3.6.4 Métodos de los coeficientes de desplazamiento	130
3.7 LÍMITES DE RESPUESTA ESTRUCTURAL.....	132
3.7.1 Límites de aceptabilidad global.....	132
3.7.2 Límites de aceptabilidad de elementos.	135
3.8 RESULTADO DE LA EVALUACIÓN.....	135
3.9 PREPARACIÓN DE DOCUMENTOS PARA EL PROPIETARIO	136
3.9.1 Plano de daños del edificio	136
3.9.2 Memoria de cálculo	136
3.9.3 Reporte general de la edificación	137
3.9.4 Otros documentos alternativos.....	137
CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO AL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA.....	138
4.1 INFORMACIÓN GENERAL.....	138
4.1.1 Descripción del edificio	138
4.1.2 Estudios preliminares	143
4.2 REVISIÓN DE LAS CONDICIONES EXISTENTES.....	144
4.2.1 Revisión de planos.....	145
4.2.2 Inspección visual.....	145
4.2.3 Cuantificación de daños	150
4.3 OBJETIVO DE DESEMPEÑO	152
4.4 DETERMINACIÓN DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES.....	153
4.5 ANÁLISIS SÍSMICOS.....	154

4.5.1 Criterios de modelación.....	154
4.5.2 Análisis modal.....	165
4.5.3 Análisis por cargas de servicio	168
4.5.4 Análisis Pushover	171
CAPÍTULO V: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	184
5.1 CURVA DE CAPACIDAD	184
5.2 ESPECTRO DE CAPACIDAD	187
5.3 ESPECTRO DE DEMANDA.....	190
5.4 PUNTO DE DESEMPEÑO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO	191
5.1 LÍMITES DE DESPLAZAMIENTO.....	194
5.2 MECANISMOS DE FALLA	198
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	209
6.1 CONCLUSIONES.....	209
6.2 RECOMENDACIONES	212
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	214
ANEXOS.....	217

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II-1: Masa concentrada para un grado de libertad.....	15
Figura II-2: Fuerza lateral aplicada a un edificio.	16
Figura II-3: Múltiples modos de vibración de una estructura.	17
Figura II-4: Modelo lineal de carga y Modelo No lineal.....	22
Figura II-5: Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados a compresión uniaxial. Tomada de (Bonett Díaz, 2003).	24

Figura II-6: Curva esfuerzo-deformación para cilindros de concreto con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad. Tomada de (Bonett Díaz, 2003).	26
Figura II-7: Confinamiento del concreto.	27
Figura II-8: Curvas de carga axial-deformación para distinto confinamiento. Tomada de (Bonett Díaz, 2003).	28
Figura II-9: Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.....	30
Figura II-10: Comportamiento histerético del acero de refuerzo (Nicolás Guevara, Sergio Osorio & Edgardo Vargas, 2006).	31
Figura II-11: Curvas esfuerzo-deformación idealizadas del acero. Tomada de (Bonett Díaz, 2003).	31
Figura II-12: Modelo elasto-plástico.	33
Figura II-13: Modelo histerético de Clough y Johnston.....	34
Figura II-14: Modelo histerético propuesto por Takeda.....	36
Figura II-15: Modelo histerético variante de Takeda.	37
Figura II-16: Modelo histerético Q-Hyst.	38
Figura II-17: Modelo histerético propuesto por Roufaiel y Meyer.	39
Figura II-18: Modelo histerético propuesto por Chung et al.	40
Figura II-19: Formación de Rótula plástica en Vigas.	41
Figura II-20: Curva esfuerzo-deformación.	41
Figura II-21: Mecanismo de una rótula plástica.	42
Figura II-22: Modelo de rótula plástica introducido por Otani.	43

Figura II-23: Modelo de rótula plástica presentada por Soleimani et al.	44
Figura II-24: Modelo de rótulas plásticas presentado por Takayanagi y Schnobrich.	46
Figura II-25: Discretización de una sección transversal típica de concreto reforzado (Manual de SeismoStruct versión 6.5).....	48
Figura II-26: Modelo de los ejes de referencia.....	49
Figura II-27: Efecto de edificio ante cargas laterales aplicadas.	53
Figura II-28: Curva de capacidad.....	55
Figura II-29: Curva de capacidad y niveles de desempeño.	56
Figura II-30: Conversión de curva de capacidad a Espectro de capacidad.	59
Figura II-31: Modelo Bilineal de representación de la curva de capacidad.....	60
Figura II-32: Ejemplo de espectro de demanda reducido (tomado del ATC-40). 64	
Figura II-33: Niveles de desempeño de la edificación.	75
Figura II-34: Fisurómetro y micrómetro respectivamente.	92
Figura II-35: Esclerómetro.....	93
Figura II-36: Aplicación del equipo ultrasonido.....	94
Figura II-37: Pistola de Windsor	95
Figura II-38: Pachómetro	100
Figura III-1: Objetivo del desempeño.....	103
Figura III-2: Irregularidad Horizontal.....	105
Figura III-3: Discontinuidad del diafragma.	106
Figura III-4: Esquina entrante.....	106

Figura III-5: Irregularidades verticales.	107
Figura III-6: Entrepiso flexible.....	108
Figura III-7: Mecanismo de transmisión de cargas.	109
Figura III-8: Columna corta.	110
Figura III-9: Juntas sísmicas.....	111
Figura III-10: Grafico de momento-curvatura.....	122
Figura III-11: Diagrama de interacción.	122
Figura III-12: Curva y espectro de capacidad	123
Figura III-13: Punto de desempeño (Procedimiento A).....	126
Figura III-14: Punto de desempeño (Procedimiento B).	127
Figura III-15: Procedimiento gráfico para determinar el punto de desempeño (Paso1).....	128
Figura III-16: Procedimiento gráfico para determinar el punto de desempeño (paso 2).....	130
Figura III-17: Curva fuerza-desplazamiento idealizada.....	131
Figura III-18: Límites de derivas para cada nivel de desempeño.	134
Figura III-19: Curva fuerza-deformación de los elementos.	135
Figura IV-1: Elevación de la edificación.....	140
Figura IV-2: Planta general del edificio de Ingeniería Mecánica.	140
Figura IV-3: Ubicación en planta de la edificación (tomada de Google Maps)..	141
Figura IV-4: Ejemplo de sección transversal de viga de 25x75cm.....	154
Figura IV-5: Geometría completa según planos estructurales.....	155

Figura IV-6: Geometría de la edificación considerada en el análisis estático no lineal.....	155
Figura IV-7: Edificios modelados independientemente en el programa de computadora.....	156
Figura IV-8: Equilibrio de la sección de una viga.....	158
Figura IV-9: Diagrama de momento curvatura de la sección R1'.....	159
Figura IV-10: Representación de la longitud plástica.....	160
Figura IV-11: Diagrama momento-curvatura normalizado de la rótula plástica R1'.....	161
Figura IV-12: Diagrama de la columna para compresión pura.....	162
Figura IV-13: Equilibrio de la sección de una columna.....	163
Figura IV-14: Diagrama de la columna para tensión pura.....	164
Figura IV-15: Diagrama de interacción de la rótula plástica, CE.....	165
Figura IV-16: Espectro elástico según la NTDS.....	167
Figura IV-17: Distribución de masa del edificio 1.....	171
Figura IV-18: Distribución de masa del edificio 2.....	174
Figura IV-19: Curva de capacidad (Patrón de cargas uniformemente distribuida).	176
Figura IV-20: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en la NTDS).....	177
Figura IV-21: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración).....	177
Figura IV-22: Curva de capacidad (Patrón de cargas uniformemente distribuida).	178

Figura IV-23: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en la NTDS).	178
Figura IV-24: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración).	179
Figura IV-25: Curva de capacidad (Patrón de cargas uniformemente distribuida).	180
Figura IV-26: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en la NTDS).	180
Figura IV-27: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración).	181
Figura IV-28: Curva de capacidad (Patrón de cargas uniformemente distribuida).	182
Figura IV-29: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en la NTDS).	182
Figura IV-30: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración).	183
Figura V-1: Curvas de capacidad del edificio 1.	185
Figura V-2: Curva de capacidad seleccionada del edificio 1.	185
Figura V-3: Curvas de capacidad del edificio 2.	186
Figura V-4: Curva de capacidad seleccionada del edificio 2.	187
Figura V-5: Espectro de capacidad del edificio 1.....	189
Figura V-6: Espectro de capacidad del edificio 2.....	190
Figura V-7: Espectro de respuesta elástico.	190
Figura V-8: Curva esfuerzo-desplazamiento idealizada del edificio 1.	191
Figura V-9: Curva esfuerzo-desplazamiento idealizada del edificio 2.	193

Figura V-10: Limites de desplazamiento del edificio 1.....	195
Figura V-11: Limites de desplazamiento del edificio 2.....	197
Figura V-12: Representación gráfica del mecanismo de falla de un elemento...198	
Figura V-13: Primer mecanismo de falla generado en el edificio 1.	200
Figura V-14: Mecanismos de falla en el límite inmediatamente ocupacional global del edificio 1.	201
Figura V-15: Mecanismos de falla en el punto de fluencia del edificio 1.....	201
Figura V-16: Mecanismo de falla en el punto de desempeño del edificio 1.	202
Figura V-17: Mecanismos de falla en el desplazamiento máximo del edificio 1.	203
Figura V-18: Primer mecanismo de falla generado en el edificio 2.	205
Figura V-19: Mecanismos de falla en el punto de fluencia del edificio 2.....	206
Figura V-20: Mecanismos de falla en el límite inmediatamente ocupacional global del edificio 2.	206
Figura V-21: Mecanismo de falla en el punto de desempeño del edificio 2.	207
Figura V-22: Mecanismos de falla en el desplazamiento máximo del edificio 2.	208

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II-1: factor de modificación de amortiguamiento.	61
Tabla II-2: Valor mínimo admisible de SR_A y SR_V .	62
Tabla II-3: Factores de reducción espectral.	63
Tabla II-4: Tipos de comportamiento estructural.	63
Tabla II-5: Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al, 1984).	64
Tabla II-6: Valores de factor de modificación C_o .	67
Tabla II-7: Valores de factor de modificación C_2 .	67
Tabla II-8: Niveles de desempeño de la edificación.	75
Tabla II-9: Comparación de Niveles de desempeño ATC40 y FEMA 356	90
Tabla II-10: Comparación del Euro código 8 y el Código Italiano	90
Tabla III-1: Niveles de desempeño del edificio.	103
Tabla III-2: Tipos de fallas.	112
Tabla III-3: Tipo de elemento estructural y daños más comunes (Lisette Campos, Manuel Guitierrez & Miguel Martínez, 1996).	115
Tabla III-4: Clasificación y evaluación de daños (Lisette Campos, Manuel Guitierrez & Miguel Martínez, 1996).	117
Tabla III-5: Anchos de fisura razonable del concreto bajo cargas de servicio (ACI 224R-01)	118
Tabla III-6: Propuesta de parámetros de agrietamiento de secciones.	119
Tabla III-7: Amortiguamiento efectivo en porcentaje del comportamiento estructural tipo A.	128

Tabla III-8: Amortiguamiento efectivo en porcentaje del comportamiento estructural tipo B.	129
Tabla III-9: Amortiguamiento efectivo en porcentaje del comportamiento estructural tipo C.	129
Tabla III-10: Límites de deformación (Tabla 11-2 en ATC-40)	133
Tabla III-11: Límites de derivas según la NTDS (Tabla 8 de la NTDS)	134
Tabla IV-1: Nomenclatura general para la inspección visual.	146
Tabla IV-2: Irregularidades de la estructura.	147
Tabla IV-3: Deficiencias estructurales.	148
Tabla IV-4: Descripción de daños.	149
Tabla IV-5: Cuantificación de daños en elementos estructurales.	151
Tabla IV-6: Definición de objetivos de desempeño	153
Tabla IV-7: Valores de momento y curvatura de la sección R1'.	159
Tabla IV-8: Valores normalizados de momento- curvatura de la rótula plástica R1'.	161
Tabla IV-9: Valores del diagrama de interacción de la rótula plástica, CE.	164
Tabla IV-10: Períodos de vibración para los primeros ocho modos.	167
Tabla IV-11: Desplazamiento permisible de cada nivel del Edificio 1.	169
Tabla IV-12: Desplazamientos de cada nivel del Edificio 1.	169
Tabla IV-13: Desplazamiento permisible de cada nivel del Edificio 2.	170
Tabla IV-14: Desplazamientos de cada nivel del Edificio 2.	171
Tabla IV-15: Peso de cada nivel del edificio 1.	172

Tabla IV-16: Patrón de cargas uniformemente distribuido.	172
Tabla IV-17: Patrón de cargas según NTDS.	173
Tabla IV-18: Patrón de cargas considerando el modo dominante de vibración.	173
Tabla IV-19: Peso de cada nivel del edificio 2.	174
Tabla IV-20: Patrón de cargas uniformemente distribuido.	174
Tabla IV-21: Patrón de cargas según NTDS.	175
Tabla IV-22: Patrón de cargas considerando el modo dominante de vibración.	175
Tabla V-1: Valores para el cálculo de PF_1 y α_1 del edificio 1.	188
Tabla V-2: Valores para el cálculo de PF_1 y α_1 del edificio 2.	189
Tabla V-5: Número de rótulas para diferentes desplazamientos del edificio 1.	199
Tabla V-6: Número de rótulas para diferentes desplazamientos del edificio 2.	203

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

Durante años en nuestro país se ha utilizado métodos simplificados para diseñar estructuras. Al ver a nuestro alrededor, se comprende empíricamente que la metodología de diseño no satisface los requerimientos de funcionalidad en una edificación, ya que ignora completamente el estado de daño que se puede generar durante la acción de un evento sísmico, además, no se cuenta con lineamientos estándares a seguir para la evaluación de estructuras. Motivo por el cual, se ve la necesidad de implementar métodos modernos de evaluación y diseño de edificaciones.

Con los daños que han presentado las edificaciones debido a los diversos eventos sísmicos de los años anteriores, se visualiza una nueva línea de investigación en la ingeniería sismo-resistente. Algunas Instituciones internacionales como la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) en Estados Unidos y autoridades competentes de Japón, han impulsado la metodología de evaluación y diseño por desempeño sísmico descrita en el documento publicado por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40), proponen métodos más avanzados y parámetros a considerar para conocer el comportamiento de las estructuras definiendo diferentes niveles de desempeño sísmico, que corresponden a la cuantificación del máximo estado de daños cuando las edificaciones se someten a determinados niveles de movimiento sísmico.

La metodología de evaluación por desempeño sísmico presenta análisis más complejos, por lo que es necesario indagar y adaptarla con el objetivo de generar lineamientos utilizando la demanda sísmica establecida en la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS), para la aplicación en nuestro país.

La investigación se desarrolla en orden, de manera que, inicialmente se comprenda los diferentes análisis sísmicos que se utilizan en la práctica para diseño y evaluación de estructuras; luego, se plantean los procedimientos para la inspección visual de estructuras, ensayo a los materiales, clasificación y cuantificación de daños; seguidamente, se aplica el análisis estático no lineal (pushover) con los criterios para representar el estado actual de la estructura; y finalmente, se obtiene de la curva de capacidad y el punto de desempeño.

1.2 Antecedentes

El Salvador por su ubicación geográfica se caracteriza por ser un país altamente sísmico y es de conocimiento general que ha sufrido grandes pérdidas a raíz de sismos de grandes magnitudes en diferentes ocasiones; actualmente, los más recordados son los sismos del 12 de abril de 1961, 3 de mayo de 1965, 17 de Julio de 1975, 19 de Junio de 1982, 10 de octubre de 1986, 13 de enero y 13 de febrero del 2001. Estos eventos sísmicos, causaron daños visibles en las edificaciones y en algunos casos llegaron a colapsar. La Dirección General del Observatorio Ambiental (DGOA) hizo publicaciones sobre datos estadísticos de los daños ocasionados a la infraestructura del país por los sismos del 13 de enero y 13 de febrero del 2001, los cuales reflejan que más de 1155 edificios públicos fueron dañados.

Algunos edificios ubicados en San Salvador presentaban problemas para funcionar adecuadamente a pesar de que no habían colapsado, entre los cuales se pueden mencionar: el Hospital General del Instituto Salvadoreño del Seguro Social (ISSS), el Gran Hotel San Salvador, el Instituto Salvadoreño del Café, edificios de la Universidad de El Salvador, Biblioteca Nacional y Ministerio de Educación. Referente a lo anterior, se genera la inquietud o más bien a la necesidad de implementar una metodología de evaluación la cual pueda

identificar si la estructura puede cumplir con la función para la que fue construida.

Es importante tener en cuenta que aunque una edificación no colapse debido a sismos de severa magnitud, no implica un comportamiento aceptable para movimientos sísmicos de pequeña y moderada magnitud, por lo que se requiere definir múltiples estados límites de daños como una estrategia para disponer nuevas alternativas aceptables de evaluación.

Entre algunos sismos de notable importancia en otros países, se tienen: el de Loma Prieta en el año de 1989, Northridge en 1994 (Ambos en Estados Unidos) y la ciudad de Kobe en Japón en 1995, los cuales ocasionaron grandes destrucciones dejando visible a nivel mundial la necesidad indiscutible de buscar una metodología para predecir los posibles daños en las edificaciones ante excitaciones sísmicas futuras, con la se pueda conocer el comportamiento más aproximado a lo real.

En Estados Unidos la SEAOC forma el Comité Visión 2000, mientras que las autoridades de Japón son inducidas a plantear de manera oficial un proyecto para el desarrollo de esta metodología de evaluación por desempeño sísmico. Esta metodología adquirió la relevancia que hoy en día tiene a nivel mundial cuando estos dos países líderes en la investigación y práctica de la ingeniería sísmica a nivel mundial decidieron profundizar en la misma.

En 1995, el Comité Visión 2000 publicó un reporte donde se plantean las bases de evaluación y diseño por desempeño sísmico, en las cuales se sustentan la mayoría de normas actuales sobre esta metodología; un par de años después inicia la publicación de una serie de requerimientos de evaluación por desempeño, donde incluye la relación entre ingeniero-propietario para definir objetivos de la

evaluación, procedimiento para revisar las condiciones existentes en los edificios, aplicación de métodos para determinar la capacidad y el nivel de desempeño.

En la actualidad, se cuenta con diferentes códigos, publicaciones, documentos de investigación y lineamientos que detallan este enfoque de evaluación, entre las cuales podemos identificar algunas relevantes como las publicaciones de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40) y el Euro código 8 elaborado por el Comité Técnico de Normalización de la Asociación Española de Normalización y Certificación (AEN/CTN).

De una manera general, el enfoque de evaluación por desempeño sísmico, es una metodología aproximada de análisis, de modo que se pueda predecir el desempeño de una edificación ante la acción de un evento sísmico.

1.3 Planteamiento del problema

En El Salvador se puede observar que diferentes tipos de edificios han sido dañados por eventos sísmicos, lo cual da lugar a preguntarse si están siendo bien diseñados y construidos. A pesar de que se han seguido los lineamientos del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RSEC) para el diseño de estructuras, se han observado daños considerables, por lo que el problema radica en los lineamientos desactualizados que no contemplan los nuevos enfoques de diseño estructural.

El problema actual es que al momento de realizar una evaluación estructural no se cuenta con lineamientos estándares, en consecuencia a esto, se realiza de forma empírica dejando a criterio del profesional el método de análisis y los parámetros a considerar.

1.4 Enunciado del tema

Propuesta y aplicación de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para edificaciones.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

Proponer una metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para determinar la capacidad de edificios de concreto reforzado y determinar el nivel de desempeño.

1.5.2 Objetivos específicos

- Generar una propuesta de lineamientos a seguir para realizar una evaluación por desempeño sísmico de edificios en El Salvador.
- Verificar las condiciones existentes de edificio mediante inspección de campo.
- Generar el modelo del edificio mediante programas de análisis y diseño estructural.
- Aplicar un método estático no lineal para calcular la curva de capacidad de la estructura.
- Determinar el nivel de desempeño estructural del edificio.

1.6 Alcances

En el desarrollo de esta investigación toma como base la visión que tienen los países desarrollados en cuanto al diseño y evaluación de estructuras mediante la metodología basada en desempeño sísmico. Se pretende plantear un precedente de esta metodología para que en un futuro pueda retomarse la investigación y generar lineamientos estándares para la evaluación de estructuras. Este estudio

se realizará tomando como referencia un edificio existente, recopilando información básica como la geometría de la estructura, inspección visual de las fallas, entre otros parámetros; la idea principal de conocer características de la edificación es aplicar la metodología de evaluación por desempeño sísmico, utilizando el método de análisis no lineal (Pushover) para determinar la curva de capacidad de la estructura.

Se realizarán modelos mediante programas de análisis y diseño de estructuras basándonos en las disposiciones de la Agencia federal de Manejo de Emergencias (FEMA), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y la demanda sísmica estipulada por la NTDS para calcular el nivel de desempeño estructural de la edificación.

1.7 Limitaciones

- La aplicación de la metodología propuesta de evaluación por desempeño sísmico se hace únicamente a un edificio construido de marcos de concreto reforzado.
- Para efectos de este trabajo, no se realiza un análisis de interacción suelo estructura.
- En nuestro país existe limitada información documentada, sobre el método de evaluación estructural por desempeño sísmico, por lo que la investigación está basada en normas, publicaciones y/o lineamientos de otros países.
- Este trabajo está limitado a determinar el nivel de desempeño de la estructura para la demanda sísmica estipulada en la NTDS publicada en el año de 1997 y no a proponer un reforzamiento.

1.8 Justificación

En el transcurso del tiempo han ocurrido eventos sísmicos de diferentes magnitudes, empíricamente se ha observado que han ocasionado daños notables y en algunos casos colapsos a las edificaciones, provocando pérdidas materiales y humanas.

Una vez construidas las edificaciones y sometidas a movimientos sísmicos, es importante conocer la capacidad y la funcionalidad que tienen las estructuras, siendo necesario utilizar algún método de evaluación estructural. Actualmente en El Salvador, no existe un procedimiento estandarizado para verificar deficiencias y daños en las estructuras, métodos estándares para determinar la capacidad de las edificaciones, por lo que se deja a criterio del profesional encargado la metodología a utilizar sin ningún tipo de regulación en dicho procedimiento. Generalmente no se determina la calidad de los materiales para realizar una evaluación y solo se consideran las especificaciones de diseño. Por lo anterior, surge la necesidad de investigar la metodología de evaluación por desempeño sísmico planteada en otros países, y así proponer lineamientos con los cuales se pueda implementar en nuestro país.

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

Empíricamente se ha observado que la utilización de métodos simplificados de análisis sísmico de estructuras no representa un compartimiento aproximado a lo real porque al ocurrir un evento sísmico se generan daños considerables en los

elementos de las estructuras, lo cual conlleva a realizar una evaluación estructural con el criterio del profesional encargado y así conocer el estado del edificio.

Es evidente entonces, que el problema existente es la carencia de procedimientos estándares para realizar una evaluación, por lo que en desarrollo de este capítulo se presentan los antecedentes, evolución y trascendencia de la metodología de evaluación por desempeño sísmico, 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: Herramientas para la evaluación estructural por desempeño sísmico

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 es 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 métodos de análisis sísmico: el lineal y no lineal. Los métodos de análisis lineal como el de la fuerza lateral equivalente y el dinámico lineal son métodos simplificaciones que describen y toman en cuenta el rango elástico, que utilizan factores que dependen de la ductilidad de los materiales para considerar el rango inelástico; estos métodos son utilizados principalmente en estructuras con una configuración estructural simétrica en planta y en altura. Los métodos de análisis no lineal toman en cuenta el comportamiento y las deformaciones más allá del punto de fluencia de la estructura, siendo métodos más aproximado a 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, como los modelos históricos propuestos por diferentes investigadores, que representan el comportamiento no lineal de las estructuras ante los ciclos de carga y descarga, los cuales van desde los modelos más simple que no consideran la degradación de la rigidez hasta los más complejos que si la consideran.

Se describen de los rangos y niveles de desempeño establecidos en diferentes publicaciones, códigos, o lineamientos tales como la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40), Eurocódigo 8, etc.

1.9.3 Capítulo iii: Metodología propuesta de evaluación estructural por desempeño sísmico aplicada a el salvador

El objetivo principal de los análisis sísmicos es diseñar una estructura que sea capaz de soportar sismos de leve magnitud sin que presente daños estructurales, sismos de moderada magnitud percibiendo daños estructurales reparables y sismos de severa magnitud evitando el colapso.

Se describe el procedimiento para realizar una evaluación por desempeño sísmico siguiendo los lineamientos propuestos por el Consejo de Tecnología aplicada (ATC) y 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 al edificio de la escuela de ingeniería mecánica

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 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 puede variar.

1.9.5 Capítulo v: Análisis de resultados

Con los datos de salida del programa de computadora se procede a seleccionar la curva de capacidad de la edificación, de tal manera que esta sea la más desfavorable teóricamente, esto es la de menor capacidad; posteriormente, se transforma la curva de capacidad y el espectro de respuesta establecido en la NTDS a espectros de capacidad y demanda sísmica respectivamente.

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 y el método de los coeficientes de desplazamiento. También, se presenta los mecanismos de falla generados en el punto de desempeño, así como también el otro del 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 confiabilidad de la aplicación de los métodos para calcular el punto de desempeño.

Finalmente, se plantean una serie de recomendaciones relacionadas a la aplicación de esta metodología en El Salvador para realizar evaluaciones estructurales más precisas incluso para futuros diseños a medida de avance en la investigación.

CAPÍTULO II: HERRAMIENTAS PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO

El análisis sísmico es un procedimiento para conocer la respuesta de una estructura ante los movimientos del suelo. Existen varios métodos de análisis, algunos solo toman en cuenta el rango elástico y otros también incluyen el rango inelástico; los más simplificados se basan en el modo fundamental de vibración y los más precisos incluyen diversos modos. Para poder evaluar la capacidad estructural es necesario la aplicación de métodos precisos que permitan conocer el desempeño de una estructura en la totalidad del rango elástico e inelástico.

A continuación se describirán los diferentes tipos de análisis sísmico y los parámetros que toman en consideración cada uno.

2.1 Análisis lineales

Los análisis lineales consideran un comportamiento de esfuerzo-deformación proporcional siguiendo la ley de Hooke, es decir se evalúa únicamente el rango elástico de los elementos, se toman en cuenta ciertos requerimientos en las deformaciones y los materiales para calcular una respuesta más apropiada; en su mayoría son utilizados para analizar estructuras regulares tanto en planta como en elevación debido a que toma solo la respuesta elástica y aunque no se describa el comportamiento; para este tipo de estructuras es una buena aproximación. Por el contrario, el uso de este método resulta inadecuado para analizar estructuras irregulares debido a que se requiere un análisis más complejo de manera que el comportamiento se aproxime más a la realidad. Los análisis lineales tienen la limitante de no identificar los posibles puntos de falla de la estructura, ni tomar en cuenta el comportamiento de la fuerza más allá del rango lineal.

Este análisis se divide en análisis estático lineal y análisis dinámico lineal descrito a continuación.

2.1.1 Análisis Estático Lineal

El análisis estático lineal es utilizado para determinar las fuerzas sísmicas en un edificio y distribuir las en altura, calcular las respectivas fuerzas internas y desplazamientos del sistema (FEMA 273, 1997). Es un análisis simplificado para el diseño sismo-resistente y es uno de los más utilizados por los diseñadores, por lo que está establecido en la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS).

Este método, también conocido como el método de fuerza lateral equivalente es un procedimiento que contempla la excitación sísmica definiéndola como fuerzas laterales estáticas, es decir, consiste en convertir el efecto de un sismo a una fuerza estática que actúa sobre un edificio; esta es representada por una serie de fuerzas laterales que se aplican en cada nivel del edificio.

De manera aproximada, se calcula la capacidad elástica de los elementos y se identifica el punto de fluencia de la estructura, siendo recomendable la aplicación de este método en estructuras que cumplan con requisitos de regularidad, posean una distribución uniforme en rigidez y masa tanto en planta como en altura. En este análisis no es posible identificar los posibles mecanismos de falla, además, no se toma en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

La carga lateral aplicada en este análisis se selecciona de manera que los desplazamientos u oscilaciones que se generen en la edificación durante la acción del sismo, sean aproximados a los desplazamientos máximos permitidos. Si la carga lateral de diseño no es superada durante el sismo, el edificio tendrá una respuesta elástica y las fuerzas internas se comportarán según lo establecido anteriormente.

La magnitud de las fuerzas laterales está en función del periodo fundamental de la estructura para un solo grado de libertad, es decir, se toma la simplificación

usando un sistema de un péndulo simple invertido, asumiendo la misma rigidez y masa total de la estructura (Figura II-1).

El periodo fundamental del edificio según Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) se calcula utilizando el método empírico y el método aproximado (método de Rayleigh - Ritz), este último utilizado para calcular el periodo de cualquier edificio.

Se calcula el valor de aceleración espectral (S_a) o el coeficiente sísmico (C_s), con la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{A I C_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad [Ec. II-1]$$

Dónde:

A : Representa la aceleración del suelo y depende de la zona sísmica donde está ubicada la estructura.

C_o y T_o : Son coeficientes de sitio y depende del tipo de suelo.

I : Factor de importancia y depende de la ocupación de la estructura.

R : Factor de modificación de respuesta y depende de la configuración estructural.

T : Período fundamental de la estructura.

El cortante basal (V) se calcula multiplicando el valor C_s por el peso sísmico del edificio (W), este último corresponde a la suma de las cargas muerta y viva instantánea, utilizando la siguiente expresión:

$$V = C_s W \quad [Ec. II-2]$$

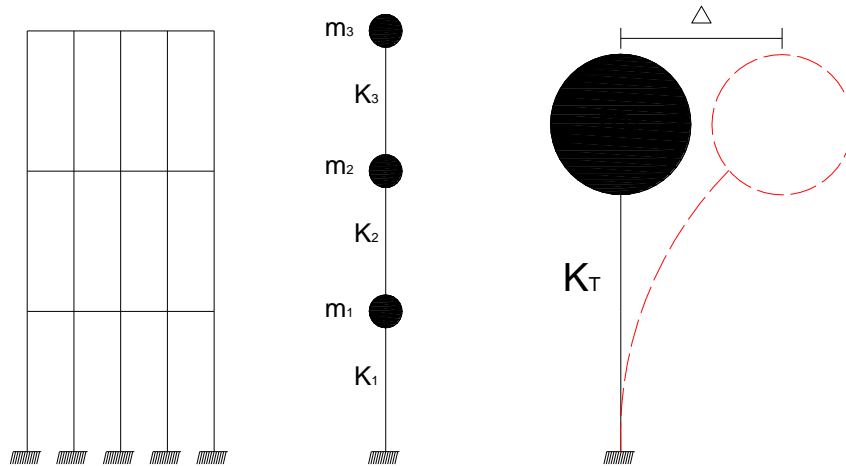


Figura II-1: Masa concentrada para un grado de libertad.

El procedimiento que se detalla a continuación se basa en las consideraciones tomadas por la Agencia Federal de Manejo de Emergencia (FEMA 273, 1997).

2.1.1.1 Distribución en altura de la fuerza sísmica

La distribución en altura de la cortante basal se hace usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx}V \quad [Ec. II-3]$$

$$C_{vx} = \frac{\omega_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n \omega_i h_i^k} \quad [Ec. II-4]$$

Dónde:

F_x : Carga lateral aplicada en el nivel x .

C_{vx} : Factor de distribución en altura.

K : 2.0 para $T \geq 2.5$ segundos.

K : 1.0 para $T \leq 0.5$ segundos, donde T es el periodo fundamental de la estructura.

V : Cortante basal.

ω_i : Porción del peso total del edificio asignado al nivel i .

ω_x : Porción del peso total del edificio asignado al nivel x .

h_i : Altura (en metros) desde la base del edificio hasta el nivel i .

h_x : Altura (en metros) desde la base del edificio hasta el nivel x .

La fuerza lateral aplicada es equivalente a un triángulo teniendo un valor mínimo en el primer nivel y un valor máximo en la parte superior del edificio (Figura II-2).

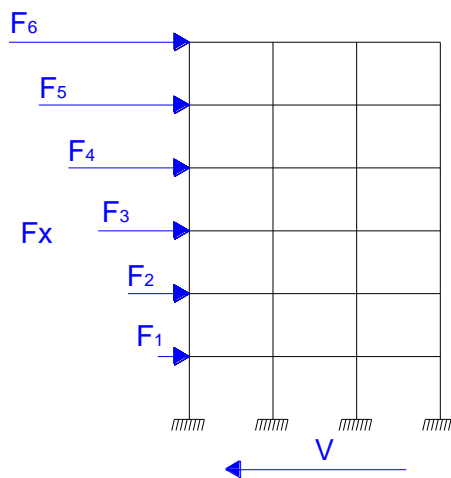


Figura II-2: Fuerza lateral aplicada a un edificio.

2.1.1.2 Distribución horizontal de las fuerzas sísmicas.

Las fuerzas sísmicas en cada nivel se distribuirán conforme a la distribución de la masa en ese nivel del piso y se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$F_{px} = \sum_{i=x}^n F_i \frac{\omega_x}{\sum_{i=1}^n \omega_i} \quad [\text{Ec. II-5}]$$

Dónde:

F_{px} : Fuerza total inercial de cada nivel x .

$F_i =$ Carga lateral aplicada en cada nivel de piso i .

ω_i : Porción del peso total del edificio W asignado a un nivel de piso i .

ω_x : Porción del peso total del edificio W asignado al nivel x .

El subíndice i se especifica para cada entrepiso del edificio mientras que el subíndice x se especifica para entrepiso analizado.

2.1.2 Análisis Dinámico lineal

Cuando se utiliza el análisis dinámico lineal para diseño de edificaciones, debe considerarse la rigidez lineal elástica y valores de amortiguamiento viscoso equivalente. Es un análisis más complejo que el estático lineal pero ofrece mejores resultados ya que la estructura se modela para múltiples grados de libertad (Figura II-3) siendo así una mejor y más aproximada suposición del comportamiento dinámico que tiene la edificación durante un sismo.

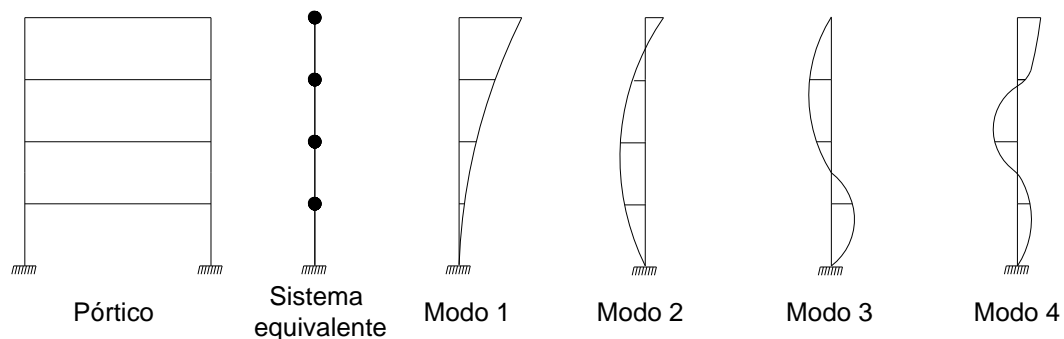


Figura II-3: Múltiples modos de vibración de una estructura.

2.1.2.1 Análisis modal

Es un método para determinar los desplazamientos y fuerzas de los elementos estructurales que se aplica utilizando un espectro de respuesta elástico y para estimar cada uno de los modos de respuesta en la estructura, seleccionado el número de modos de vibración donde el 90% de la masa del edificio participe en los movimientos de las direcciones ortogonales horizontales durante el sismo.

Se combinan los valores máximos de respuestas de los modos seleccionados mediante un promedio ponderado entre la media y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC); de igual manera se puede emplear otro método que es la combinación cuadrática completa (método CCC). De esta manera, se obtienen los valores más aproximados de desplazamientos y fuerzas que actúan realmente en la edificación.

Para realizar el proceso de análisis modal se deben de determinar los valores la matriz de rigidez que relaciona las fuerzas nodales equivalentes y desplazamientos en los nudos de la estructura, que depende de las condiciones de enlace (nodos o articulaciones), constante elástica y el valor de la matriz de masa M.

Para determinar la respuesta dinámica de un edificio ante excitaciones sísmicas se consideran aquellos modos que tengan una respuesta significativa en la estructura global.

2.1.2.2 Desplazamiento máximo (q_{im})

Se calcula la respuesta modal máxima como es el desplazamiento máximo para cada uno de los diferentes modos de vibración de la estructura por la siguiente ecuación:

$$q_{im} = \Phi^i \rho_{im} = \Phi^i \gamma_i \left(\frac{T_i}{2\pi} \right) A d_i \quad [Ec. II-6]$$

Dónde:

ρ_{im} : Respuesta máxima de oscilación.

Φ^i : La matriz de participación modal para varios modos de vibración.

T_i : Periodo de vibración para el modo i .

Ad_i : Aceleración espectral correspondiente a T_i .

γ_i : Factor de participación modal.

2.1.2.3 Fuerza lateral y cortante

La fuerza equivalente es una fuerza estática que actúa sobre el edificio para cada modo de vibración i se determinan de la siguiente manera:

$$F_i = \Phi^i \gamma_i M A d_i \quad [Ec. II-7]$$

Dónde:

M : Matriz de rigidez de masa.

Φ^i : La matriz de participación modal para varios modos de vibración.

γ_i : Factor de participación modal.

Ad_i : Aceleración espectral correspondiente a T_i .

El valor de "A" se determina $A = \gamma_i \Phi^i$, este es un coeficiente de forma.

La fuerza cortante o mejor conocida como cortante basal es calculada así:

$$V_i = \alpha_i M_T S a_i \quad [Ec. II-8]$$

Dónde:

V_i : Cortante basal.

M_T : Masa Total.

$S a_i$: Aceleración espectral

2.1.2.4 Factor de Participación modal (γ_i).

Este factor es un criterio para evaluar la importancia que tiene cada uno de los modos de vibración que se toman para el análisis para cada coordenada (X, Y, Z).

El factor de participación modal para un sistema de varios grados de libertad se define así:

$$\gamma_i = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad [\text{Ec. II-9}]$$

Dónde:

m_i : Masa para el nivel i .

ϕ_i : La matriz de participación modal para varios modos de vibración.

γ_i : Factor de participación modal.

n : número total de pisos.

2.1.2.5 Peso efectivo modal

El peso efectivo modal para cada modo de vibración está en relación del factor de participación del modo i y del peso total de la estructura dado por la siguiente expresión:

$$\alpha_i = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \phi_i)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2} \quad [\text{Ec. II-10}]$$

Entonces tenemos que el peso efectivo modal es:

$$W_i = \alpha_i W_T \quad [\text{Ec. II-11}]$$

Dónde:

W_i : peso efectivo modal.

α_i : es el factor de participación modal del cortante basal.

W_T : Masa total.

El peso total del edificio es de mucha importancia ya que el número de modos que se deben de considerar en el análisis depende de la sumas de los pesos W_i de todos los modos de vibración.

Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural como el Análisis de Eigenvectores o el Análisis de los Vectores de Ritz. (Nicolás Guevara, Sergio Osorio & Edgardo Vargas, 2006)

2.2 Análisis No lineal

Un análisis lineal proporciona una aproximación de las características reales de la edificación, no obstante, en muchos casos es necesario aplicar un método no lineal. Es importante mencionar, que cuando se realiza la evaluación de una estructura que si se descuidan los efectos no lineales se pueden cometer grandes errores en el análisis.

Para poder implementar correctamente un análisis no lineal es necesario contar con la información adecuada sobre la estructura como:

- Características constitutivas de materiales.
- Dimensiones y formas de los elementos de la estructura.
- Disposición de acero de refuerzo en cada elemento.
- Acciones gravitacionales.
- Posible ubicación donde de la formación de rótulas plásticas.
- Patrón de cargas laterales que deben aplicarse.

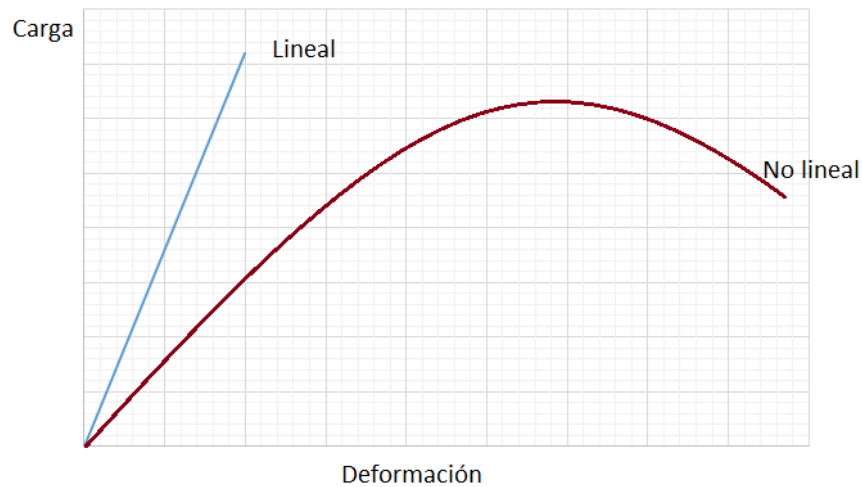


Figura II-4: Modelo lineal de carga y Modelo No lineal.

2.2.1 No linealidad de la estructura

Cuando el cambio de rigidez proviene únicamente de los cambios de forma del elemento se considera que existe no-linealidad geométrica, es decir, no puede aceptarse una hipótesis que la posición deformada final coincide con la posición inicial. Los cambios de rigidez provocados por la forma del elemento que pueden presentarse en la estructura, son notables a simple vista. Para estos casos con no linealidad geométrica se recurre a análisis incrementales (análisis no lineales).

Otro factor a tomar en cuenta cuando se analiza la no linealidad son las características constitutivas de los materiales, debido a que describe la relación esfuerzo-deformación de la estructura. Si los cambios de rigidez ocurren a causa de los cambios en las propiedades del material del cual está hecho cada elemento, se produce la no linealidad de los materiales. Los materiales como el acero y el concreto siguen un rango proporcional de esfuerzo-deformación, por tanto en ese rango cumplen la ley de Hooke, hasta llegar al punto límite llamado fluencia, luego el comportamiento del material no posee proporcionalidad.

2.2.1.1 Comportamiento del concreto reforzado ante excitaciones sísmicas.

Las construcciones de concreto reforzado han sido las más trascendentales en el mundo entero, es por eso que se ha analizado e investigado detalladamente el comportamiento ante excitaciones sísmicas con la finalidad de analizar la ductilidad. En el mundo entero han existido muchos eventos sísmicos que han destruido todo tipo de estructuras, reflejando que existe una gran deficiencia en el diseño estructural. Sin embargo, muchas construcciones antiguas de mampostería han tenido mejor desempeño sísmico que las estructuras de concreto reforzado, aunque dichas estructuras aún estén en pie, muchos proyectistas se inclinan más por las estructuras de concreto reforzado por la disponibilidad de materiales y por su bajo costo.

En la actualidad muchas estructuras de concreto reforzado para las zonas de alta sismicidad se limitan a sistemas rígidos que evitan excesivos desplazamientos que puedan ocasionar el colapso, para que una estructura presente un buen desempeño sísmico es necesario que posea ductilidad.

2.2.1.1.1 Propiedades mecánicas del concreto reforzado.

El concreto reforzado es una mezcla heterogénea compuesta por dos materiales, los cuales son: concreto y acero de refuerzo; este presenta un comportamiento muy complejo y durante muchos años ha sido investigado mediante experimentos y ensayos para comprender a mayor exactitud el comportamiento, siendo necesario conocer las propiedades mecánicas de los elementos que lo componen. A continuación se describen las principales propiedades del concreto y acero de refuerzo.

a) Concreto sin confinar.

La resistencia a la compresión del concreto f'_c , se obtiene a partir del ensayo de cilindros estándar a los 28 días. Las curvas de esfuerzo-deformación varían para concretos de diferente resistencia, en la Figura II-5 se presenta algunas curvas típicas y se observa que son casi lineales hasta aproximadamente la mitad de la resistencia máxima a compresión. La curva correspondiente al concreto de alta resistencia (curva A), tiene una forma puntiaguda cerca del esfuerzo máximo, en las curvas de concreto de baja resistencia (curvas B y C) son más planas. Se observa que a medida se aumenta el valor de la resistencia máxima a compresión la deformación ϵ'_c disminuye, reflejando fragilidad en concreto de alta resistencia. Es importante tener en cuenta esta propiedad cuando los requerimientos de ductilidad exigen desarrollar grandes deformaciones en la compresión del concreto.

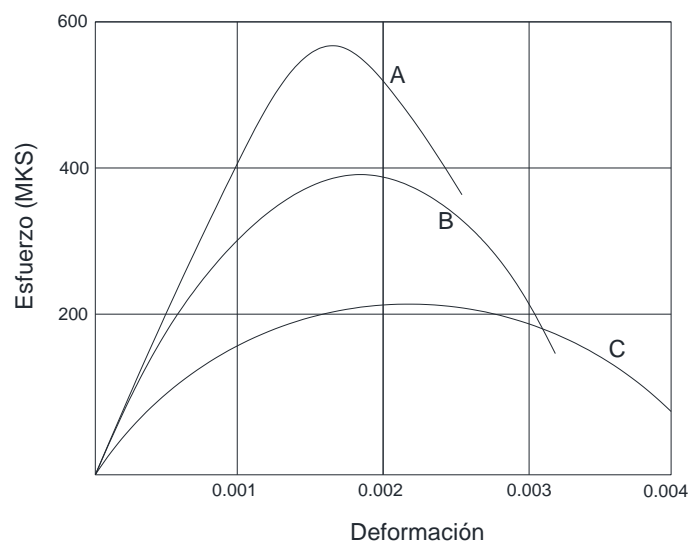


Figura II-5: Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados a compresión uniaxial. Tomada de (Bonett Díaz, 2003).

El módulo de elasticidad E_c generalmente se basa en la medición secante bajo una carga a compresión, hasta alcanzar un esfuerzo máximo de $0.5f'_c$. Algunas

expresiones de diseño relacionan el módulo de elasticidad E_c con la resistencia a la compresión por medio de la siguiente ecuación:

$$E_c = 0.14w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad \left(\text{Kg}/\text{cm}^2\right) \quad [\text{Ec. II-12}]$$

Donde:

w_c es el peso específico del concreto.

f'_c es la resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

La [Ec. II-12] es válida para valores de w_c entre $1400 \text{ Kg}/\text{cm}^2$ y $2500 \text{ Kg}/\text{cm}^2$. Para concreto de peso normal (aproximadamente $2400 \text{ Kg}/\text{cm}^2$), E_c se calcula como:

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad \left(\text{Kg}/\text{cm}^2\right) \quad [\text{Ec. II-13}]$$

Las ecuaciones [Ec. II-12] y [Ec. II-13] han sido formuladas con la intención de dar estimaciones de E_c conservadoras, por lo tanto tienden a sobrestimar los valores promedio a partir de los ensayos de cilindros de concreto reforzado. Los valores del módulo de elasticidad obtenidos a partir de las ecuaciones [Ec. II-12] y [Ec. II-13] pueden ser entre un 30 y un 40 % más bajos que los valores reales. A pesar de que estas diferencias son conservadoras y por supuesto deseables para el cálculo de las deflexiones estáticas, es diferente para el diseño sísmico. El cálculo de los períodos de los edificios basado en valores bajos de E_c excederá los valores correctos, generalmente esto conduciría a valores de los coeficientes de cortante basal menores que los correspondientes a los valores de E_c correctos, por lo tanto se subestiman las fuerzas utilizadas para el diseño de la estructura (Bonett Díaz, 2003).

Para la aplicación de cargas de elevada intensidad continuas, producen un efecto elevado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación. La Figura II-6 muestra los ciclos histeréticos obtenidos por Shing et al. (1964) para tasas lentas de deformación.

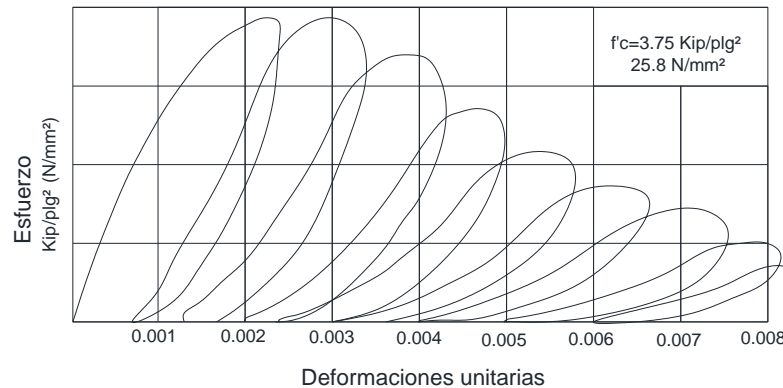


Figura II-6: Curva esfuerzo-deformación para cilindros de concreto con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad. Tomada de (Bonett Díaz, 2003).

b) Concreto confinado.

El concreto confinado se logra con la adición de acero de refuerzo transversal, que por lo general son estribos o espirales (Zunchos) de acero, espaciados a una determinada distancia. El efecto de confinamiento del concreto se activa cuando la aplicación de esfuerzo uniaxial se incrementa, de manera que produce deformaciones transversales muy elevadas y el concreto se apoya sobre el acero de refuerzo.

Mediante experimentos se ha demostrado que el refuerzo transversal en forma circular tiene mejor confinamiento, esto se debe a que el concreto genera esfuerzos de tensión axial en el acero y proporcionando un confinamiento continuo por toda la circunferencia (ver Figura II-7). El acero de refuerzo transversal no puede proporcionar un confinamiento en toda la sección transversal del concreto,

debido a que el acero se flexiona hacia afuera, dejando el recubrimiento sin confinamiento.

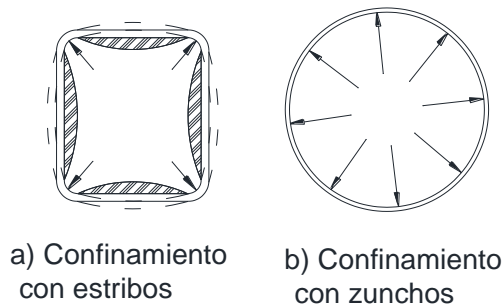


Figura II-7: Confinamiento del concreto.

El concreto confinado brinda un incremento en la capacidad de deformación, debido a que las deformaciones transversales son reducidas ante la aplicación de la fuerza uniaxial en la sección de concreto. Sin embargo, el confinamiento tiene poco efecto en la curva esfuerzo-deformación antes de que el concreto alcance la fluencia (*ver Figura II-8*); claramente se observa en la curva A y B correspondiente a elementos con estribos proporciona un aumento en la deformación, mientras que en la curva C correspondiente a un elemento sin estribos la deformación es mínima.

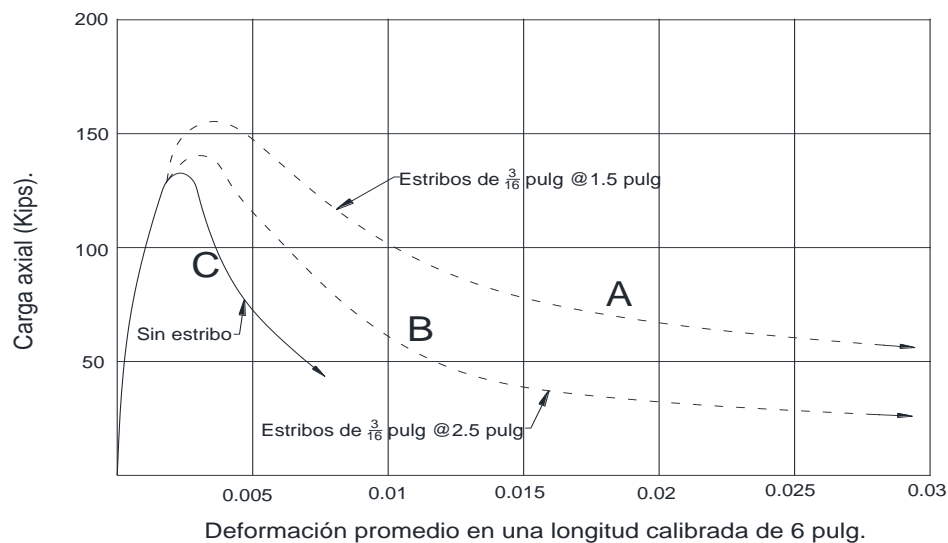


Figura II-8: Curvas de carga axial-deformación para distinto confinamiento. Tomada de (Bonett Díaz, 2003).

El perfil de la curva a deformaciones elevadas, es una función de muchas variables, entre ellas las siguientes:

- La relación entre el volumen del acero transversal y el volumen del núcleo de hormigón, debido a que un elevado contenido de acero transversal involucra una elevada presión de confinamiento.
- La resistencia a la fluencia del acero transversal, la cual proporciona un límite superior a la presión de confinamiento.
- La relación entre el espaciamiento del acero transversal y las dimensiones del núcleo de hormigón, debido a que un espaciado más pequeño conduce a un confinamiento más efectivo.
- La relación entre el diámetro de la varilla transversal y la longitud no soportada de las varillas transversales en el caso de estribos o aros rectangulares, debido a que un diámetro grande de varilla conduce a un confinamiento más efectivo.

- La cuantía y tamaño del acero de refuerzo longitudinal, debido a que éste también confina al hormigón.
- El nivel de resistencia del hormigón influye en su ductilidad y por lo tanto, en las deformaciones máximas que puede desarrollar.
- La tasa de carga, debido a que las características de esfuerzo-deformación del hormigón dependen del tiempo.

2.2.1.1.2 Relaciones esfuerzo-deformación del acero.

La ductilidad que presentan las estructuras de concreto reforzado es debida principalmente a la capacidad del acero para resistir cargas cíclicas, sin disminuir significativamente su resistencia. La relación de esfuerzo-deformación que se muestra en la *Figura II-9*, presenta la zona elástica (tramo OA), que corresponde a un módulo de elasticidad E_s de un valor aproximado de 200 Gpa, hasta que alcanza un esfuerzo de fluencia f_y en el cual se mantiene en el rango plástico hasta que alcanza una deformación de ε_{sh} (tramo AB); a partir del punto B, el acero aumenta su resistencia debido al endurecimiento del acero, hasta alcanzar el valor máximo de esfuerzo f_{su} , dicho valor anda entre 1.4 y 1.5 veces el valor de f_y (tramo BC), a partir de f_{su} la curva de esfuerzo-deformación es decreciente hasta llegar a la deformación de ruptura ε_{su} .

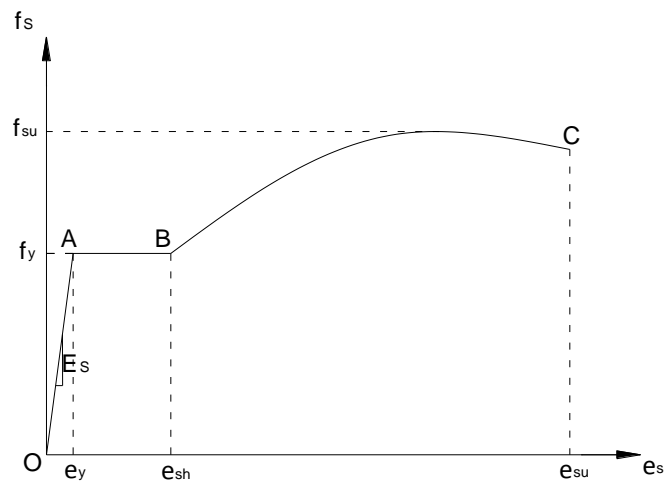


Figura II-9: Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

Cuando el acero de refuerzo se somete a cargas cíclicas dentro del rango inelástico, el punto de fluencia desaparece y la curva esfuerzo-deformación exhibe el efecto “Bauschinger”, según el cual el comportamiento no lineal comienza para un nivel de esfuerzo mucho más bajo que la resistencia inicial de fluencia. Este efecto consiste en que las curvas esfuerzo-deformación exhiben una forma redondeada durante la fluencia. La Figura II-10 muestra el resultado de dos tipos diferentes de ensayos de carga cíclica de acero de refuerzo.

En la Figura II-10(a) presenta sólo deformaciones por tracción, mientras que en la Figura II-10(b), se presentan en tracción y compresión alternadamente, produciendo ciclos de histéresis simétricos. El primer caso, es típico del refuerzo en las rótulas plásticas de las vigas que experimentan grandes deformaciones inelásticas de compresión. El comportamiento de deformación simétrica, tal como se muestra en la Figura II-10(b), puede producirse durante la respuesta cíclica de columnas con niveles de carga axial moderados o altos.

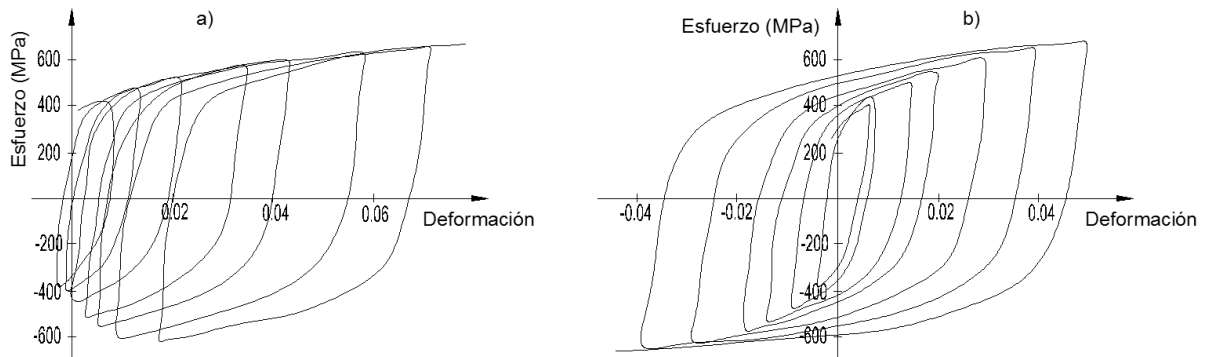


Figura II-10: Comportamiento histerético del acero de refuerzo (Nicolás Guevara, Sergio Osorio & Edgardo Vargas, 2006).

En el diseño es necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo-deformación. Por lo general la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas; a este modelo se denomina elasto-plástico perfecto, en este caso se ignora por completo la resistencia superior a la fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación tal y como se observa en la *Figura II-11(a)*. Esta curva puede representar adecuadamente el comportamiento de aceros de baja resistencia, no obstante para el caso del diseño sísmico, los requerimientos de ductilidad pueden implicar evaluar el esfuerzo del acero a deformaciones mayores que la de fluencia ϵ_y . En *Figura II-11 (b)* y (c), se muestra un modelo trilineal y la curva esfuerzo-deformación completa, respectivamente.

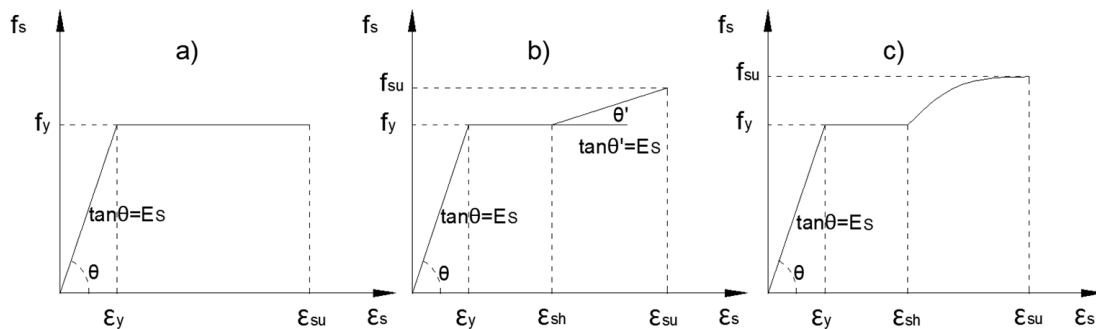


Figura II-11: Curvas esfuerzo-deformación idealizadas del acero. Tomada de (Bonett Díaz, 2003).

2.2.1.2 Modelos histeréticos

Para entender la respuesta inelástica de las estructuras sometidas a cargas cíclicas o dinámicas se debe de establecer un modelo matemático construido por la acción progresiva de la fuerza cortante de carga y descarga generando una deflexión. Estos modelos han venido evolucionando con el tiempo acercándose cada vez más a la respuesta cíclica real de los elementos de concreto reforzado, debido a la respuesta dinámica no lineal de una determinada estructura.

En muchos ensayos de laboratorio realizados por expertos se ha observado una serie de variables que influyen en el comportamiento histerético, tales como la forma de la sección transversal, cantidad del acero de refuerzo, disposición del anclaje del acero de refuerzo longitudinal y transversal, adherencia entre el concreto y el acero, así como también la magnitud de las cargas impuestas.

Existe una serie de modelos constitutivos que definen la no linealidad del material y que representan el comportamiento histerético de los elementos, unos más complicados que otros, pero la mayoría consideran tres factores fundamentales:

- Deterioro de la rigidez en la descarga inelástica.
- Cambio de rigidez por cierre de grietas.
- Deterioro en la resistencia.

A continuación se describen los modelos más relevantes y utilizados en el análisis dinámico no lineal de estructuras concreto reforzado (Bonett Díaz, 2003).

2.2.1.2.1 Modelo bilineal

Los modelos bilineales utilizan la teoría clásica de la plasticidad, con módulo plástico constante y endurecimiento por deformación. Las rigideces de las ramas de descarga y de recarga son paralelas a la rama elástica de carga inicial (EI). Por tanto, los lazos de histéresis de estos modelos, son muy anchos y sobreestiman la

cantidad de energía disipada del elemento del concreto reforzado. La rigidez del sistema elástico EI , se define como la relación entre el momento de fluencia, M_y y la curvatura de fluencia ϕ_y , esto es:

$$EI = \frac{M_y}{\phi_y} \quad [Ec. II-14]$$

El modelo elastoplástico perfecto, que se muestra en la *Figura II-12*: Modelo elastoplástico, es un caso particular de los modelos bilineales, en el cual no se considera el endurecimiento por deformación, razón por la que se observa que la curva post-fluencia tiene pendiente nula (recta BC). Adicionalmente este modelo no contempla el deterioro de la rigidez y la resistencia ni tampoco el efecto del cierre de grietas. Este modelo ha sido utilizado ampliamente por muchos investigadores debido a su simplicidad. Sin embargo los modelos bilineales en general no son los más adecuados para realizar un análisis no lineal refinado de la respuesta de una estructura ante cargas cíclicas.

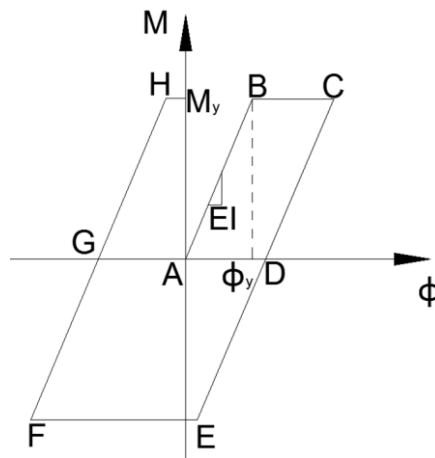


Figura II-12: Modelo elasto-plástico.

2.2.1.2.2 Modelo de la rigidez degradante de Clough y variantes.

El modelo propuesto por Clough y Johnston (1960) es una variante del modelo elastoplástico, que incorpora el efecto de la degradación de rigidez. En la Figura

II-13 puede verse como la rigidez a flexión (pendiente de la recta BC) es nula una vez que se sobrepasa el límite elástico, lo cual no deja de ser una simplificación excesiva ya que el elemento tiene cierta rigidez a flexión. En la descarga (tramo CD) se mantiene la rigidez elástica hasta llegar al punto D, a partir del cual el perfil se orienta hacia el punto de plastificación inicial. Si la sección ya entró en el rango plástico, el perfil se dirige hacia el punto de deformación máxima alcanzada en el ciclo anterior. Esta hipótesis ha servido de base para el desarrollo de nuevos modelos constitutivos. El modelo de Clough y Johnston es relativamente simple y ha sido utilizado ampliamente para el análisis no lineal de estructuras, pero incorporando las características de endurecimiento por deformación. Sin embargo investigadores tales como Ridell y Newmark, han criticado fuertemente la regla de recarga después de la descarga parcial, es decir antes de alcanzar el nivel del eje ϕ , debido a que conduce a un comportamiento poco realista. Otra limitante del modelo es considerar que la rigidez de descarga es constante, debido a que realmente varía en función de la relación de la curvatura de fluencia ϕ_y y la curvatura ϕ_i en cada ciclo.

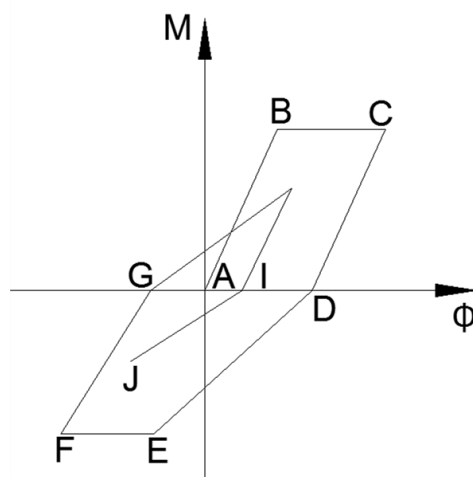


Figura II-13: Modelo histerético de Clough y Johnston.

2.2.1.2.3 Modelo de Takeda y variantes

Un modelo histerético más refinado y sofisticado fue desarrollado por Takeda a partir de los resultados experimentales de ensayos realizados en elementos de concreto reforzado con un simulador sísmico en la Universidad de Illinois. Este modelo incluye tanto los cambios en la rigidez en agrietamiento por flexión y fluencia, como las características de endurecimiento por deformación. La degradación de la rigidez de descarga se controla por una función exponencial de la deformación máxima anterior.

Este autor definió una serie de reglas para cargas reversibles dentro de los lazos de histéresis más exteriores, lo cual mejora sustancialmente el modelo propuesto por Clough y Johnston.

Una de las limitantes del modelo original es que no considera el fallo o el daño excesivo causado por el deterioro por cortante o por la adherencia. Por lo tanto el modelo de Takeda simula un comportamiento de flexión dominante.

El modelo consiste en una curva envolvente tri-lineal bajo cargas monotónicas, una para cada sentido de carga con cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento (A-A') y de fluencia (B-B') como se muestra en la Figura II-14. El modelo tiene 16 reglas para la descarga (tramo C-D) a partir de la rama post-fluencia, tiene una pendiente similar a la recta que conecta el punto de fluencia con el punto de agrietamiento en la dirección opuesta (tramo A-B), multiplicada por $(\phi_y/\phi_{max})^{0.4}$, en la cual ϕ_{max} es la curvatura máxima en la dirección carga. La recarga se dirige hacia el punto de deformación máxima previa o al punto de fluencia (ASCE, 2000).

Una versión mucho más simple del modelo de Takeda fue propuesta por Otani y Litton, ambos comprimieron la curva de envolvente con una sola esquina en el punto de fluencia y con 9 u 11 reglas para los ciclos de histéresis. Por lo tanto, la

curva envolvente resultante corresponde a una representación bilineal. El modelo está definido por los siguientes parámetros: el factor α que controlan la rigidez de la rama de descarga ($0.0 \leq \alpha \leq 0.5$), el factor β que controla la rigidez de la recarga ($0.0 \leq \beta \leq 0.6$), el factor de Ramberg-Osgood r que controla la pérdida de rigidez después de la fluencia ($1.0 \leq \alpha < \infty$), la rigidez inicial k_0 igual a EI y la rigidez de la rama de descarga k_u .

Saatcioglou introdujo la degradación de resistencia del modelo de Takeda modificado para los ciclos de deformación, que superan cierto umbral de ductilidad.

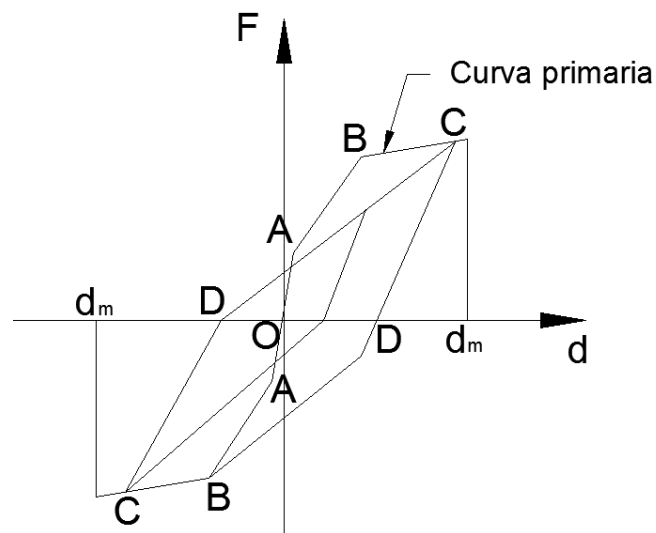


Figura II-14: Modelo histerético propuesto por Takeda.

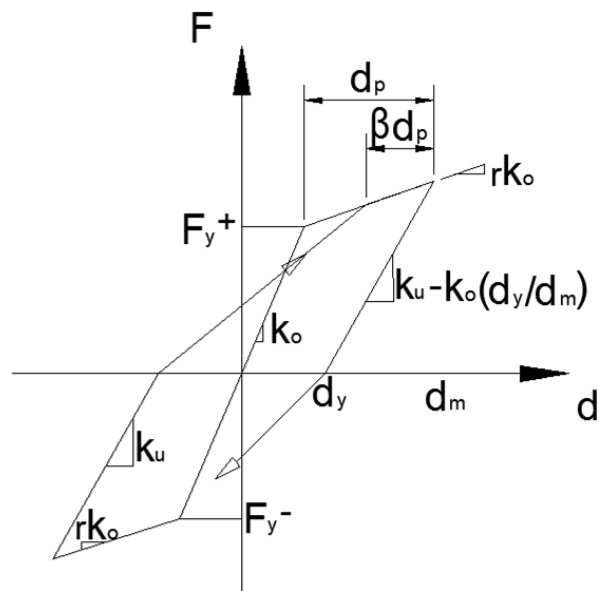


Figura II-15: Modelo histérico variante de Takeda.

2.2.1.2.4 Modelo de Q-Hyst

A pesar de que este modelo fue desarrollado originalmente por Saidi y Sozen para modelar la respuesta fuerza-desplazamiento de un oscilador de un solo grado de libertad y no para la relación Momento-Curvatura de un elemento, vale la pena mencionarlo ya que proporciona casi el mismo ajuste a los resultados de la respuesta dinámica no lineal que otros modelos constitutivos mucho más complejos, como por ejemplo el modelo de Takeda.

El modelo Q-Hyst corresponde a una curva bilineal simétrica, la descarga tiene una pendiente igual a la elástica multiplicada por $(\phi_y/\phi_{max})^{0.5}$ en la cual ϕ_{max} es la magnitud de la excursión inelástica más grande en cualquiera de las dos direcciones. Las curvas de recarga se dirigen desde un punto sobre el eje " ϕ " hasta un punto sobre la curva envolvente con un valor igual a ϕ_{max} Figura II-16.

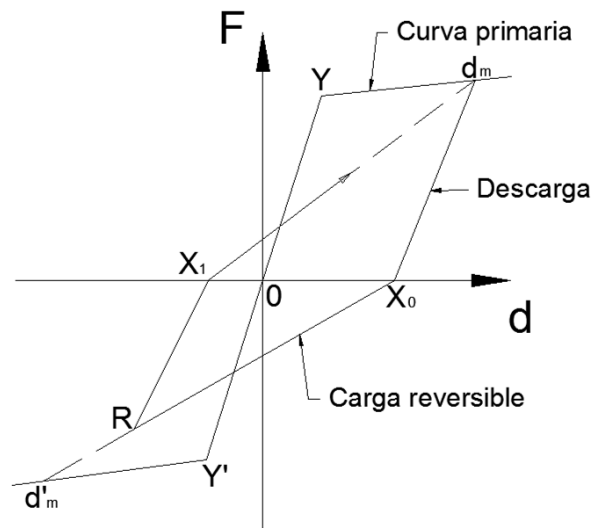


Figura II-16: Modelo histerético Q-Hyst.

2.2.1.2.5 Modelo de Roufaiel y Meyer y sus variantes

El modelo propuesto por Roufaiel y Meyer corresponde a una curva envolvente bilineal. El modelo incluye en las ramas de descarga la degradación de la rigidez con la deformación inelástica máxima y en las ramas de recarga el efecto de estrechamiento. El modelo se muestra en la *Figura II-17* y se describe de la siguiente forma: se traza una rama de descarga auxiliar (línea BC) paralela a la rama elástica de la envolvente bilineal (línea 1), hasta encontrar la recta paralela a la envolvente post-fluencia que pasa por el origen de coordenadas (línea CG). La recta que conecta el punto de intersección (C) con el punto de fluencia (E) en el sentido opuesto (o con el punto de deformación máxima si la sección plastificó anteriormente), define el extremo de la rama de descarga (línea 4) y su encuentro con el eje horizontal (D). A partir de este punto, la recarga no siempre se dirige hacia el punto previo de mayor deformación, sino que puede desviarse, efecto de estrechamiento, dependiendo de la importancia de las deformaciones por cortante, como se observa en las rectas 7 y 8 de la *Figura II-17*. El extremo de la rama representativa del estrechamiento termina cuando dicha rama encuentra la

rama de carga elástica (o su prolongación), dirigiéndose inmediatamente hacia el punto de deformación máxima previamente alcanzada en el ciclo anterior.

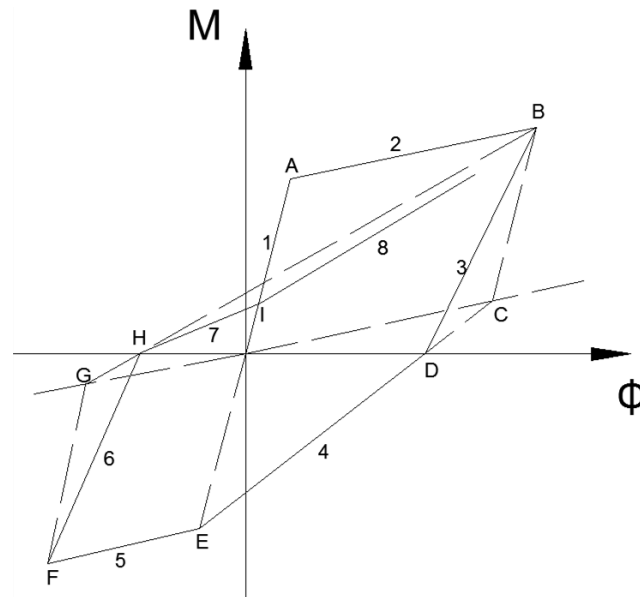


Figura II-17: Modelo histerético propuesto por Roufaiel y Meyer.

Chung et al. Ha extendido el modelo de Roufaiel y Meyer para incluir la degradación de la resistencia y la rigidez bajo ciclos de carga de amplitud constante. El modelo de degradación requiere dos parámetros adicionales: el valor de la curvatura y el momento de fallo bajo carga monotónica llamados ϕ_f y M_f respectivamente (ver Figura II-18). Los valores de estos dos parámetros, se determinan experimentalmente a través de ensayos bajo carga monotónica, con deformaciones mayores a las últimas cercanas al fallo, o analíticamente utilizando la simulación numérica y modelos de lámina. En este proceso de simulación, el fallo se identifica cuando se presenta alguna de las siguientes situaciones: 1) el acero se rompe, en una elongación aproximadamente igual a 1.5 veces su valor de deformación última, 2) el hormigón llega al aplastamiento, 3) se presenta la pérdida de recubrimiento por el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal o

4) el momento resistente M de la sección decae hasta un 75 % del momento último M_u .

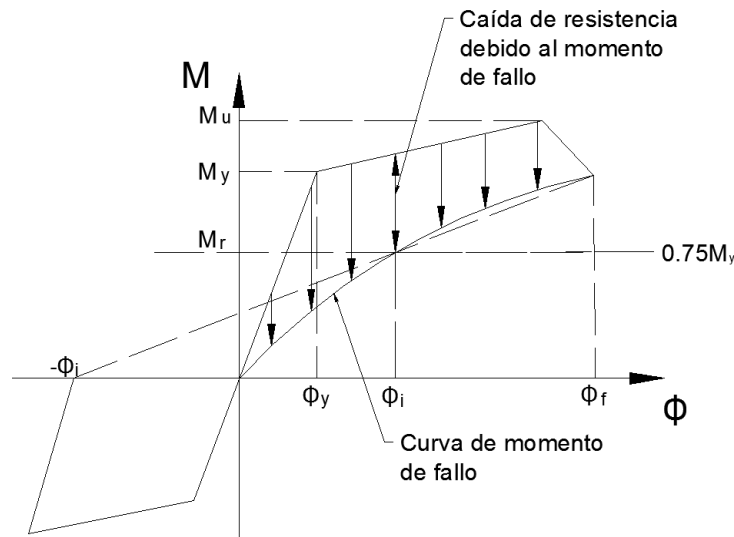


Figura II-18: Modelo histerético propuesto por Chung et al.

2.2.1.3 Comportamiento plástico de las estructuras

Cuando los elementos estructurales superan el rango elástico, experimentan un comportamiento no lineal, en el cual se comienzan a formar articulaciones plásticas. Una rótula o articulación plástica es un mecanismo de amortiguamiento de energía y se forma cuando un punto determinado de la sección de un elemento ya no puede soportar el momento a flexión, debido a que alcanza su rango plástico en todas sus fibras y permite una rotación dejando deformaciones permanentes.

Un requisito básico a la hora de diseñar estructuras de marcos de concreto reforzado es que los miembros sometidos a flexión fallen antes que los miembros sometidos a flexo-compresión (Figura II-19); esto debido a que de esa manera se puede disipar energía y retrasar el colapso en una estructura. Sin embargo en muchas ocasiones se presentan rótulas plásticas en las columnas generando daño permanente en la estructura.

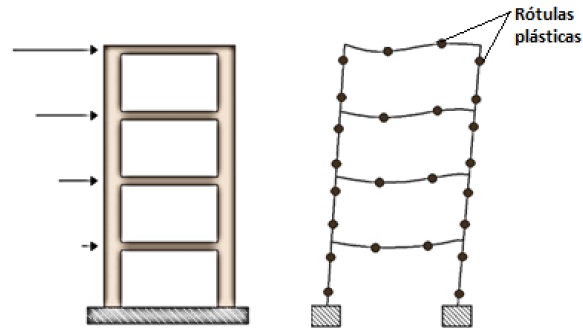


Figura II-19: Formación de Rótula plástica en Vigas.

Cuando actúan fuerzas sísmicas en una estructura tratan de actuar principalmente en elementos frágiles, estos pueden ser ductos para instalaciones, cambios bruscos de sección, juntas de dilatación o construcción y conexiones entre elementos; por tanto es importante que al diseñar la edificación se tome en cuenta donde se requiere que se formen estas articulaciones plásticas.

2.2.1.3.1 Hipótesis fundamental de la formación de rótulas plásticas

La teoría desarrollada se basa en la curva tensión-deformación de un material ideal elasto-plástico como el de la *Figura II-20*. El tramo AB se denomina perfectamente elástico, limitado por el esfuerzo de fluencia f_y y el tramo BC perfectamente plástico que termina con una deformación de ruptura ϵ_u .

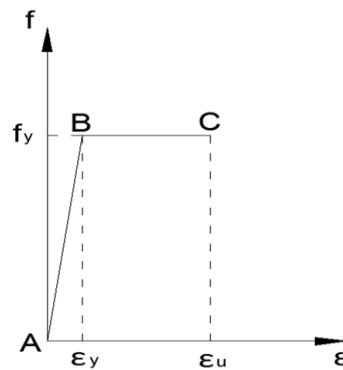


Figura II-20: Curva esfuerzo-deformación.

Una viga que está sometida a una carga "w" e incrementándose de manera monotónica, 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 (ver Figura II-21).

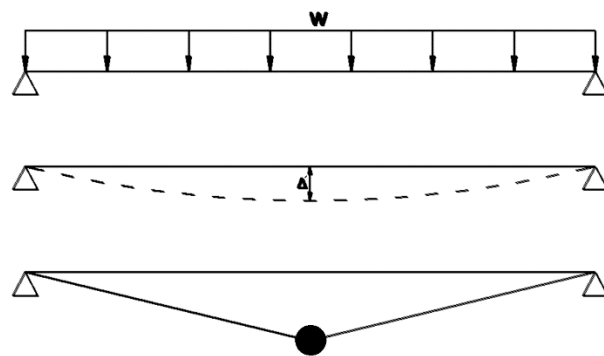


Figura II-21: Mecanismo de una rótula plástica.

2.2.1.3.2 Modelos de plasticidad en las estructuras de concreto reforzado

Para hacer la modelación de las rótulas plásticas se deben considerar la precisión de los resultados que se desee para la evaluación estructural. Existen diferentes métodos, entre los cuales se pueden mencionar: modelo de plasticidad concentrada, modelos de plasticidad distribuida y modelos de plasticidad por fibras.

a) Modelo de plasticidad concentrada

El comportamiento inelástico bajo excitaciones sísmicas de marcos de concreto reforzado 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. Uno de los parámetros más importantes para el análisis de las rótulas plásticas es el diagrama de momento-curvatura porque se puede analizar si la deformación del elemento, si es muy grande es un elemento dúctil y si la deformación es muy pequeña es un elemento frágil. En los requerimientos para diseño se plantea que los elementos de flexión sean dúctiles capaces de disipar la mayor cantidad de energía y los elementos de flexo-compresión sean frágiles y así permitir que los elementos a flexión fallen antes que los elementos a flexo-compresión.

En la representación matemática se considera un modelo de viga-columna que constan de dos elementos en voladizo conectándose en un punto fijo de inflexión en el miembro (*Figura II-22*), este modelo fue introducido por Otani (1974) y supone que las deformaciones inelásticas debido a la degradación de la rigidez, se agrupan en dos tramos equivalentes en los extremos del elemento. El comportamiento global se obtiene de la combinación de las curvaturas a lo largo de los dos componentes en voladizo.

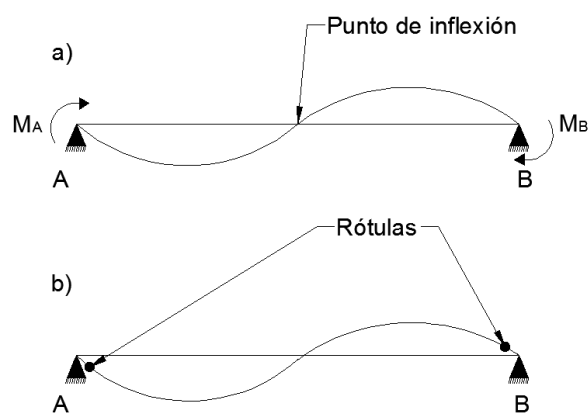


Figura II-22: Modelo de rótula plástica introducido por Otani.

En el modelo presentado por Soleimani et al (1979) se considera que el elemento permanece elástico en el centro del claro, mientras que los extremos los son

considerados como perfectamente plástico, lo cual al aumentar la carga (w), las deformaciones (Δ) se prolongan hasta alcanzar las deformaciones inelásticas que se extienden gradualmente desde el rostro de la columna hasta el centro donde la deflexión es máxima, por lo que, la rotación del elemento se modela como articulaciones puntuales ubicadas en los extremos del elemento. (Figura II-23).

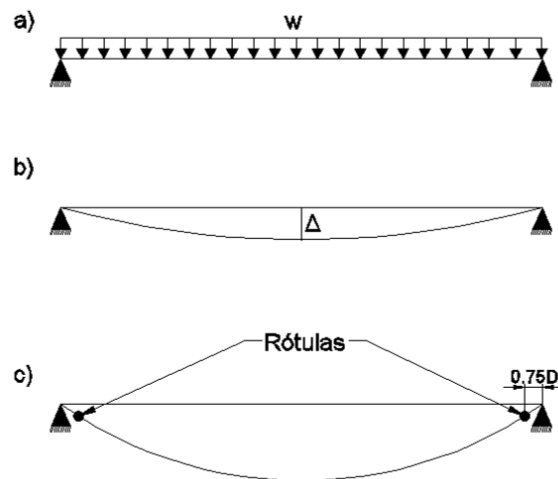


Figura II-23: Modelo de rótula plástica presentada por Soleimani et al.

Darvall y Mendis (1985) proponen un modelo similar pero más simple con las deformaciones inelásticas en los extremos, definido en el diagrama de momento-curvatura trilineal. Una vez formadas las articulaciones en el rango plástico o endurecimiento por deformación, las rótulas son concentradas en un punto de la sección del elemento ubicada en una longitud rígida, normalmente entre $0.75D$ y D , donde D es el peralte efectivo de la sección.

El modelo de plasticidad concentrada es una simplificación del comportamiento real de las deformaciones inelásticas y agrietamiento progresivo de los elementos. La ventaja de este modelo es la simplicidad para ser usado en un análisis no lineal, pero se obtienen buenos resultados.

b) Modelos de plasticidad distribuida

Una descripción más precisa del comportamiento inelástico de los miembros de concreto reforzado es posible con los modelos de plasticidad distribuida, es decir, con modelos de rótulas plásticas que pueden generarse en cualquier punto de la sección de un elemento. Una suposición común de estos modelos es que las secciones planas permanecen planas, por esta razón, los esfuerzos se distribuyen linealmente sobre la sección transversal.

Takayanagi y Schnobrich (1979) proponen dividir el elemento en un número finito de tramos longitudinales cortos, cada uno representado por una rótula plástica. En la Figura II-24(a) se observa que la longitud de cada tramo varía de acuerdo al momento máximo, es decir, en las secciones donde el momento de flexión es máximo los tramos son más pequeños para analizar a mayor precisión la formación de las rótulas plásticas. El momento máximo de cada tramo de la viga se determina en el centro de este y se supone que son constantes a lo largo de la longitud del tramo como se muestra en la Figura II-24(b); así mismo, en la Figura II-24(c) se muestra la distribución de rigideces que permanecen constante en toda la longitud de cada tramo, donde en el tramo central tiene la mayor rigidez y los tramos de los extremos tienen la menor rigidez.

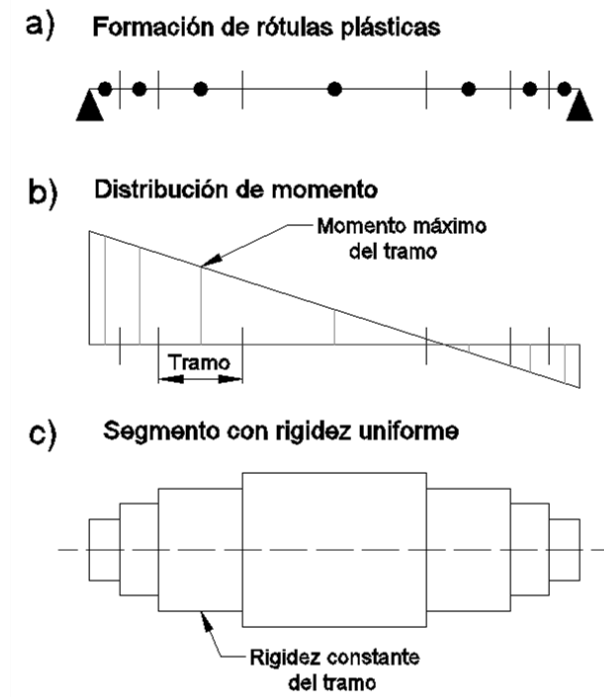


Figura II-24: Modelo de rótulas plásticas presentado por Takayanagi y Schnobrich.

c) Modelos de plasticidad por fibras

En los análisis no lineales, los modelos por fibras son más eficientes para obtener resultados cercanos a la realidad del comportamiento de la estructura con un análisis dinámico no lineal basado en la ductilidad de los miembros de concreto reforzado. En este modelo, los elementos son considerados en forma de "línea" que permiten una prolongación exacta de la distribución del daño y la prolongación de la inelasticidad a lo largo de la longitud y sección transversal del elemento.

El estado de esfuerzo-tensión particular de los elementos de la estructura se obtiene a través de la integración uniaxial de la respuesta no lineal del esfuerzo-tensión de las fibras individuales en las que la sección se ha subdividido, esto se realiza haciendo uso de la discretización de la sección de concreto reforzada en un conjunto de fibras unidimensionales típicamente axiales, con una longitud

definida y con su respectiva relación esfuerzo–deformación (σ – ϵ), esta discretización de la estructura permite su resolución planteando un sistema de ecuaciones lineales y se aplica fácilmente a cualquier estructura por complicadas que sean sus características geométricas y condiciones de carga (Nicolás Guevara, Sergio Osorio & Edgardo Vargas, 2006).

Al realizar una discretización, se divide el miembro de la estructura en pequeños elementos de una forma geométrica sencilla (cuadrada o rectangular), se establece para cada uno de ellos las condiciones de contorno y equilibrio a través de los nodos, luego se separa la sección en tres partes: concreto no confinado, concreto confinado y acero de refuerzo longitudinal (*ver Figura II-25*).

La distribución de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro se establece como un producto de formulación cúbica inelástica en los elementos de la viga o columna, es decir, en su longitud y sección transversal, en donde el modelado se lleva cabo a través del empleo de dos integraciones de tensiones de fibras en los puntos de control de Gauss en cada sección del elemento estructural para la integración numérica de las ecuaciones gobernantes de la formulación cúbica. En la Figura II-25 se establecen dos puntos de control de Gauss en el elemento estructural, dividiéndolo en tres segmentos y en cada uno de los extremos de ellos sus respectivas secciones de integración.

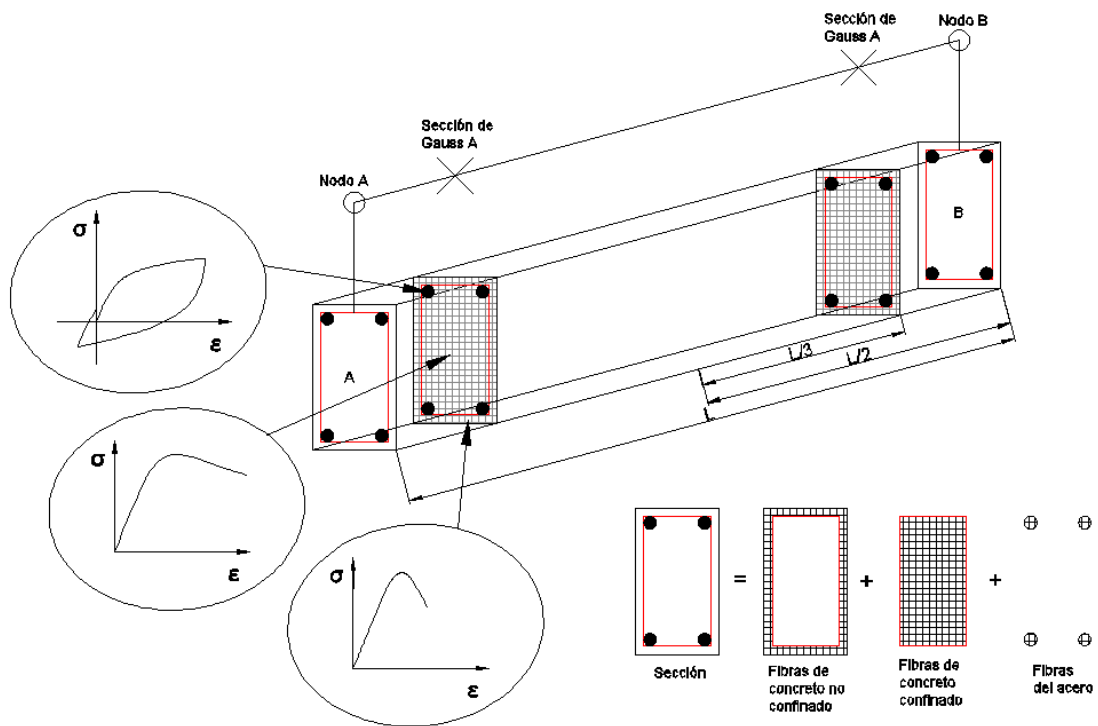


Figura II-25: Discretización de una sección transversal típica de concreto reforzado (Manual de SeismoStruct versión 6.5).

El sistema empleado para este análisis consta de 6 grados de libertad y para definir los desplazamientos y esfuerzos internos en los puntos de control de las secciones de Gauss se disponen de ejes locales, tales como: 1, 2 y 3 (ver Figura II-26), y así obtener los desplazamientos axiales y las rotaciones en todos los ejes, tensiones axiales internas y momentos torsores en cada eje.

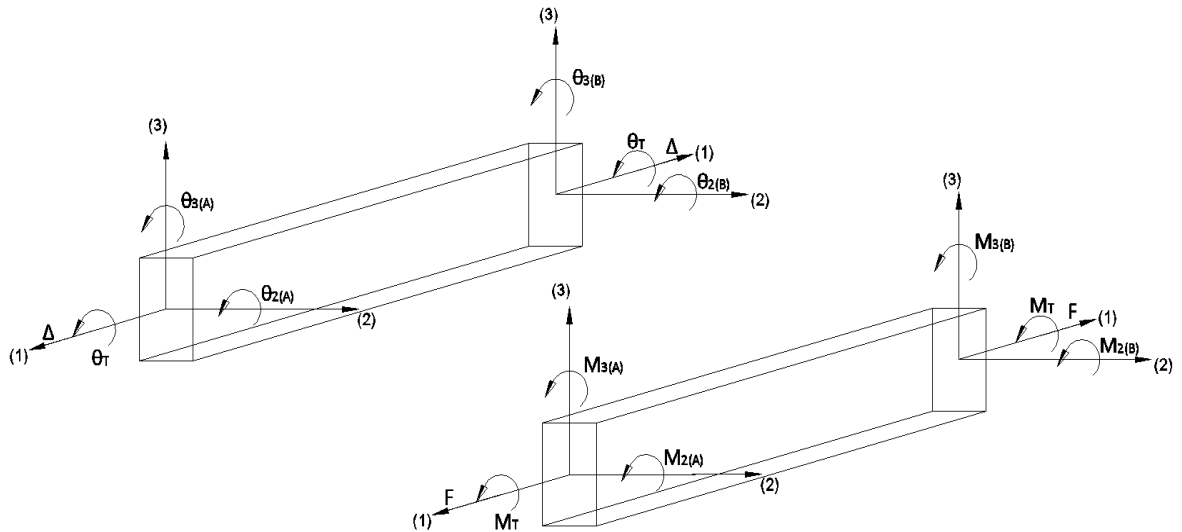


Figura II-26: Modelo de los ejes de referencia.

Con un número suficiente de fibras (entre 5 y 7), la longitud de la rótula plástica en elementos de concreto reforzado puede estimarse con buena precisión determinando la transición gradual entre el rango elástico y plástico de la sección al imponerle las cargas, así como también evaluar de forma sencilla los esfuerzos internos a partir de la integración de la sección.

2.2.1.4 Patrones de Carga

La aplicación de un análisis no lineal requiere definir patrones de cargas a utilizarse para incrementarse monotónicamente hasta lograr el colapso de la estructura.

El patrón de cargas incide grandemente en la determinación de la curva de capacidad de la estructura; algunas de las distribuciones comúnmente usadas son las que se detallan a continuación.

2.2.1.4.1 Distribución uniforme

Esta distribución de cargas se obtiene a partir del porcentaje de masa actuante en cada nivel.

$$F_x = \frac{m_x}{\sum m_i} F \quad [\text{Ec. II-15}]$$

Donde:

F_x: Fuerzas Inerciales de piso a analizar.

F: Fuerza total actuante en el edificio.

m_x: masa del piso a analizar.

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

2.2.1.4.2 Distribución de cargas en triangular

Una aproximación usada actualmente es el patrón proporcional al modelo de respuesta elástico como el método de la fuerza lateral equivalente.

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V \quad [\text{Ec. II-16}]$$

Donde:

F: Fuerzas Inerciales de piso.

W: Peso de piso.

h: Altura de piso.

V: Cortante basal.

K: coeficiente relativo al período fundamental.

2.2.1.4.3 Distribución por el modo dominante de vibración

Una mejor aproximación para el patrón de cargas a utilizar es tomando el modo dominante de vibración, con la limitante que en estructuras de gran altura puede no ser tan aproximada, por eso debe usarse para estructuras de moderada altura.

Este patrón de cargas permite obtener un patrón tridimensional de las fuerzas inerciales

$$F_i = \frac{W_i \phi_i}{\sum W_i \phi_i} F \quad [\text{Ec. II-17}]$$

Donde:

F_i: Fuerzas Inerciales de piso.

F: Fuerza total actuante en toda la edificación.

W: Peso de piso.

ϕ: Forma del modo dominante de vibración.

2.2.1.4.4 Distribución con los modos de vibración más significativos

Para realizar una distribución de cargas más aproximada que los métodos anteriores se puede utilizar como un método alternativo el uso de los modos de vibración más significativos, con los cuales la participación de masa modal sea al menos el 90%.

$$F_i = \frac{W_i \phi_{id}}{\sum W_i \phi_{id}} \cdot \frac{\left[\sum \left[\left(\frac{r_i}{r_d} \right) \left(\frac{S_{ai}}{S_{ad}} \right) \right]^2 \right]^{1/2}}{\left[\sum \left[\left(\frac{r_i}{r_d} \right)^2 \left(\frac{S_{ai}}{S_{ad}} \right) \right]^2 \right]^{1/2}} V \quad [\text{Ec. II-18}]$$

Donde:

F: Fuerzas Inerciales de piso.

W: Peso de piso.

ϕ: Forma del modo dominante de vibración.

r_i : Factor de participación modal.

S_{ai} : Aceleración espectral.

El sufijo d indica el modo dominante de vibración

$$r_i = \sum W_i \phi_i \quad [Ec. II-19]$$

Donde la forma del modo ϕ está normalizada por la masa, esto es:

$$\sum W_i \phi_i^2 = 1 \quad [Ec. II-20]$$

2.2.2 Métodos de Análisis No lineal

Un análisis no lineal considera el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales más allá de fluencia y la no linealidad geométrica, descartando de manera directa el principio de superposición. Existen diversos tipos de análisis no lineales, tanto estáticos como dinámicos, los cuales se describen a continuación:

2.2.2.1 Análisis Estático No Lineal

Un análisis estático no lineal considera parámetros más específicos sobre deformación de materiales y configuración estructural en el cual se aplican fuerzas laterales. El principal objetivo de realizar un análisis no lineal es verificar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

2.2.2.1.1 Análisis de colapso (Pushover)

Cuando un edificio es sometido a un movimiento sísmico responde desplazándose lateralmente y también los elementos individuales del edificio sufren deformaciones. Para sismos de leve magnitud, los elementos permanecen en el rango elástico y no sufren daños; y para sismos de mayor magnitud los

elementos sufren deformaciones que podrían superar el rango elástico y sufrir daños.

El análisis estático no lineal también es conocido como Análisis Pushover, actualmente tiene una gran aplicación para la evaluación de estructuras, pues puede estimarse la capacidad ante cargas laterales.

El análisis estático no lineal consiste en aplicar 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 monotónica 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.

La aplicación de éste método requiere considerar cargas laterales uniformes, en triangular con el valor máximo en lo más alto de la edificación (como se muestra en la Figura II-27) o una distribución de carga en función de las formas modales como puede ser la correspondiente al primer modo de vibración.

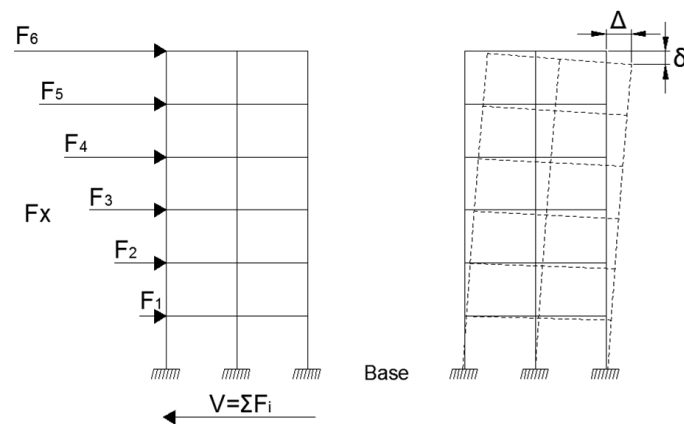


Figura II-27: Efecto de edificio ante cargas laterales aplicadas.

El comportamiento no lineal ocurre en puntos discretos predefinidos, introducidos en cualquier localización sobre los elementos, estas rótulas plásticas deben considerarse tanto en vigas como en columnas.

Con la aplicación de este análisis no lineal se puede identificar la secuencia de agrietamiento, fluencia y el momento 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).

Si un edificio teóricamente tiene infinita capacidad elástica, la curva de capacidad será igual a una línea infinita con la misma pendiente, pero los edificios reales tienen elasticidad finita y la curva de capacidad es típicamente una serie de segmentos de línea con pendiente decreciente (ver Figura II-28), dicha pendiente representa la progresiva degradación de la rigidez de la estructura por ser sometida a un sismo determinado, dando como resultado desplazamientos laterales, fluencia y fallas en los elementos estructurales.

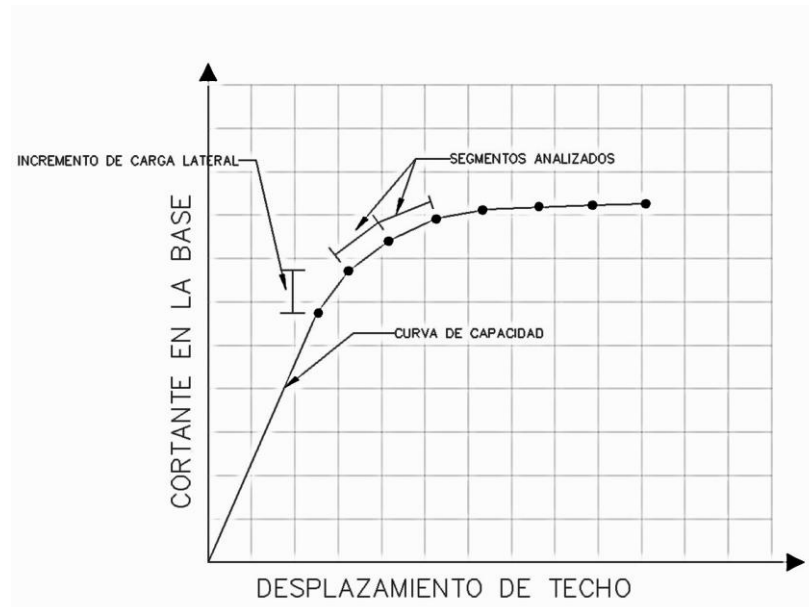


Figura II-28: Curva de capacidad.

La pendiente de la línea secante trazada desde el origen hasta el punto de la curva de capacidad donde el desplazamiento lateral es igual a "d" representa la rigidez efectiva de la estructura. En la Figura II-29, los puntos expresados por el símbolo ■ representa la ocurrencia de un evento importante en la historia de la respuesta de la estructura ante el incremento de cargas laterales, tales eventos pueden ser el inicio de la fluencia de un elemento estructural específico o algún tipo de daño particular como la formación de una rótula plástica. Cada punto es determinado en la secuencia de aplicación del análisis pushover y se puede verificar los daños generados en los elementos estructurales con el establecimiento de niveles de desempeño.

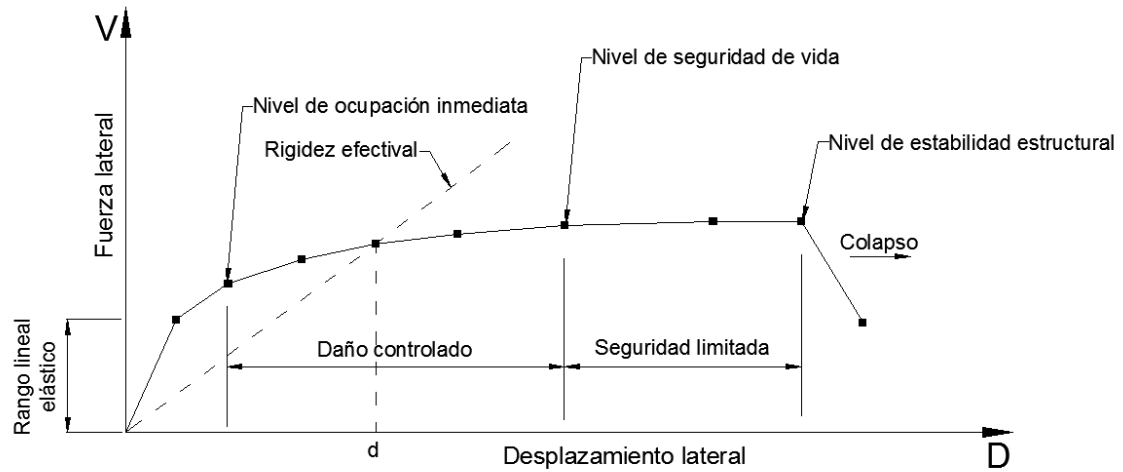


Figura II-29: Curva de capacidad y niveles de desempeño.

Limitaciones del análisis estático no lineal:

Una de las limitantes del análisis pushover es la suposición que la estructura vibra en el primer modo, lo cual no se cumple para edificios de gran altura, ni para edificios asimétricos. Además de esa limitación, este método como su nombre lo indica, está basado en fuerzas estáticas por lo que no puede predecir un comportamiento para cargas cíclicas.

El análisis pushover se enfoca solo en la energía de deformación de una estructura, por lo que este procedimiento puede conducir a depreciar la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso (Nicolás Guevara, Sergio Osorio & Edgardo Vargas, 2006).

2.2.2.1.2 Método del espectro de Capacidad- Demanda

Este método de análisis no lineal es una aproximación de las características globales de la estructura, el cual mediante reemplaza el sistema no lineal por un sistema lineal equivalente donde se utilizan como base los procedimientos de análisis modal (ATC-40, Noviembre 1996).

El método consiste graficar conjuntamente del espectro de capacidad de la estructura con los espectros de demanda obtenidos de un sismo de servicio, diseño y máximo; y determinar el punto de desempeño donde ambos espectros se intercepten.

El espectro de demanda debe ser inelástico, por lo que debe ser modificado utilizando factores de reducción que estén directamente ligados al amortiguamiento histerético basado en la pérdida de energía en el desarrollo de un ciclo de carga, asimismo, el amortiguamiento de la estructura no debe de superar los valores máximos permitidos según el ATC-40.

a) Espectro de capacidad:

La capacidad de una estructura es representada mediante una curva pushover, en la cual se muestran las fuerzas y desplazamientos calculados mediante el análisis incremental de cargas a un modelo representativo de la estructura hasta lograr el desplazamiento máximo posible en la edificación; la curva de capacidad se genera por pendientes decrecientes asociados con la degradación de rigidez, fluencia de los elementos y el daño ocurrido en ellos.

Es necesario transformar la curva de capacidad a un formato ADRS (Acceleration -Displacement response spectral) mediante las propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración.

Las ecuaciones propuestas por el ATC-40 para la transformación de la curva de capacidad a espectro de capacidad son las siguientes:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (W_i \phi_1) / g}{\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{1-i}^2) / g} \right] \quad [Ec. II-21]$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{1-i} / g)]^2}{[\sum_{i=1}^N W_i / g][\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{1-i}^2) / g]} \quad [\text{Ec. II-22}]$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad [\text{Ec. II-23}]$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof 1}} \quad [\text{Ec. II-24}]$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación modal del primer modo de vibración.

α_1 : Coeficiente modal de la masa del primer modo de vibración.

W_i/g : Masa asignada al nivel i .

ϕ_{1-i} : Amplitud del modo 1 al modo i .

N : Nivel N , Nivel superior en la parte de la estructura.

V : Cortante basal.

W : Peso de la estructura.

Δ_{roof} : Desplazamiento de techo.

S_a : Aceleración espectral.

S_d : Desplazamiento espectral.

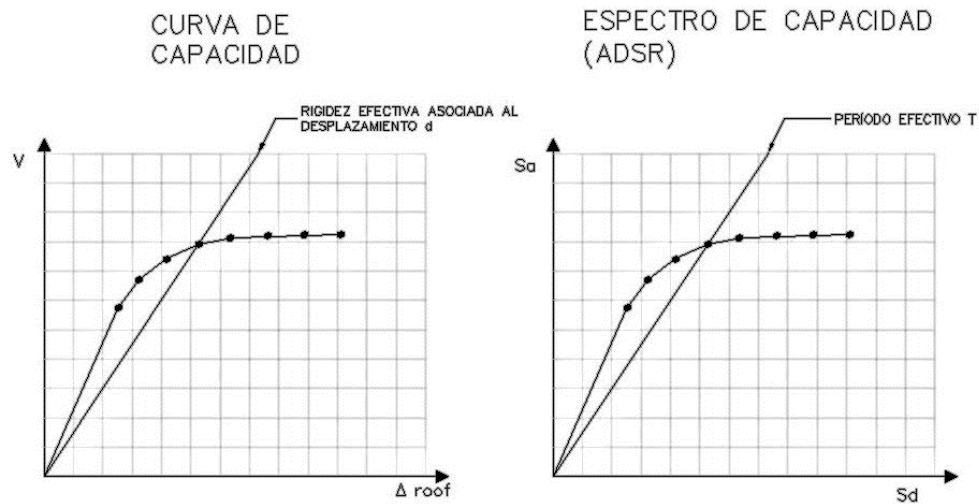


Figura II-30: Conversión de curva de capacidad a Espectro de capacidad.

b) Espectro de demanda:

Para determinar la demanda sísmica se utiliza un espectro de respuesta elástico con un amortiguamiento de 5%, en este espectro se muestra gráficamente valores de aceleración y período, al igual que la curva de capacidad, debe ser transformado a formato ADRS.

El ATC -40 presenta la siguiente ecuación para transformar el período a desplazamiento espectral:

$$S_d = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_a g \quad [Ec. II-25]$$

Reducción del amortiguamiento del espectro de respuesta

Se requiere una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo de la estructura, para poder aplicar un factor de reducción al espectro de demanda sísmica. La determinación del modelo bilineal inicia identificando el punto a_{pi} y d_{pi} que se muestran en la Figura II-31.

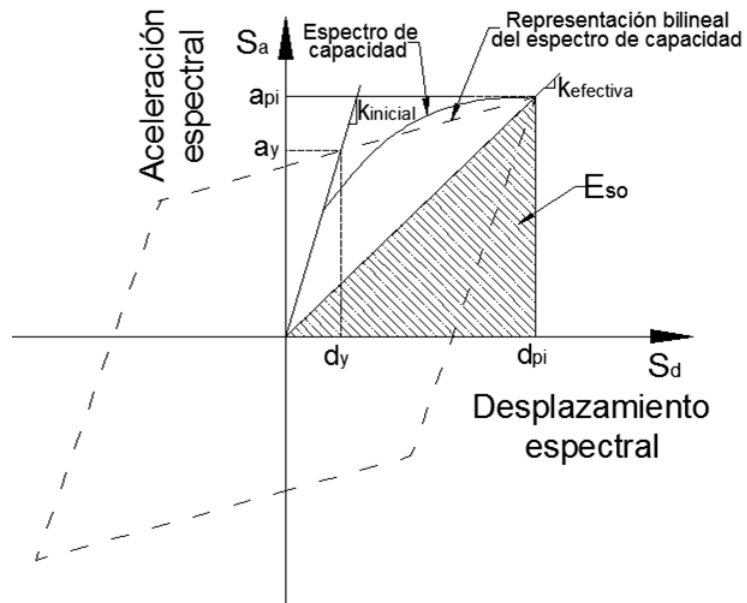


Figura II-31: Modelo Bilineal de representación de la curva de capacidad.

El amortiguamiento que tiene una estructura cuando se somete a un movimiento sísmico es la combinación de amortiguamiento viscoso, siendo el amortiguamiento inherente de la estructura y el amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento efectivo se calcula con la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad [Ec. II-26]$$

Donde:

β_0 : Amortiguamiento histerético.

0.05 : amortiguamiento viscoso inherente de la estructura.

El amortiguamiento histerético puede calcularse por la siguiente fórmula propuestas por Chopra 1995.

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad [Ec. II-27]$$

Donde:

E_D : Energía disipada por el amortiguamiento.

E_{S0} : Máxima energía de deformación.

De igual manera, puede utilizarse la siguiente ecuación para el cálculo del amortiguamiento histerético (Newmark and Hall, 1982).

$$\beta_0 = \frac{63.7 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad [Ec. II-28]$$

El modelo histerético idealizado en la Figura II-31 es una aproximación razonable para edificios de concreto reforzado dúctiles sujetos a ciclos de movimientos sísmicos de corta duración y con un amortiguamiento viscoso menores a 30%; para otras condiciones el modelo histerético sobreestima el valor de amortiguamiento, por lo que a la [Ec. II-26] se le debe incluir un factor de modificación de amortiguamiento k .

$$\beta_{eq} = k\beta_0 + 0.05 \quad [Ec. II-29]$$

El factor k depende del comportamiento de la estructura (ver Tabla II-1), a la vez de la resistencia del sistema y la duración del sismo.

Tabla II-1: factor de modificación de amortiguamiento.

Tipo de comportamiento estructural	β_0 (%)	K
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	≥ 16.25	$1.13 - \frac{0.5 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	≥ 25	

		$1.13 - \frac{0.446 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Tipo A: comportamiento estable, consistente con el modelo de histéresis mostrado en la Figura II-31.

Tipo B: Representa una reducción moderada en el área bajo la curva de capacidad.

Tipo C: Representa un comportamiento histerético bastante pobre.

Para reducir un espectro de respuesta se utilizan los valores SR_A (Valor de reducción espectral en la zona de aceleración constante del espectro) y SR_V (Valor de reducción espectral en la zona del rango de velocidad constante del espectro).

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.68 \ln[\beta_{eq}]}{2.12} \quad [Ec. II-30]$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln[\beta_{eq}]}{1.65} \quad [Ec. II-31]$$

Tabla II-2: Valor mínimo admisible de SR_A y SR_V .

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Tabla II-3: Factores de reducción espectral.

	Tipo A			Tipo B			Tipo C		
β_0	β_{eq}	SR _A	SR _V	β_{eq}	SR _A	SR _V	β_{eq}	SR _A	SR _V
0	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00	5	1.00	1.00
5	10	0.78	0.83	8	0.83	0.87	7	0.91	0.93
15	20	0.55	0.66	15	0.64	0.73	10	0.78	0.83
25	30	0.44	0.57	22	0.53	0.63	13	0.69	0.76
35	40	0.38	0.52	26	0.47	0.59	17	0.61	0.70
≥45	50	0.33	0.50	29	0.44	0.56	20	0.56	0.67

Tabla II-4: Tipos de comportamiento estructural.

Duración del movimiento	Esencialmente nuevos edificios ¹	Edificio existente dañado ²	Edificio existente con grandes daños ³
Corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

¹ Edificio con un sistema de resistencia lateral esencialmente nuevos y contribuyen completamente en la rigidez de la estructura.

² Edificio cuyos elementos primarios son una combinación de elementos existentes y nuevos.

³ Edificio cuyos elementos contribuyen a la resistencia lateral pobremente o con un comportamiento histerético poco fiable.

Algunos autores presentan tablas con amortiguamiento que pueden utilizarse para la reducción del espectro de demanda.

Tabla II-5: Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al, 1984).

Sistema Estructural	Elástico -Lineal (Bajo nivel de deformación)	Posterior a la fluencia (Alto nivel de deformación)
Estructura Metálica	3%	7%
Concreto reforzado	5%	10%
Mampostería	7%	12%
Madera	10%	15%
Sistema Dual	(1)	(2)

(1) Usar promedio ponderado en proporción a la participación relativa de cada sistema.

(2) Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento.

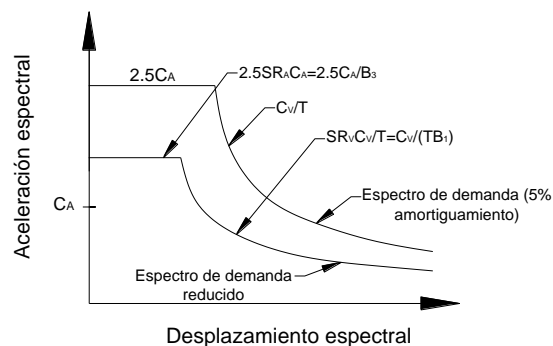


Figura II-32: Ejemplo de espectro de demanda reducido (tomado del ATC-40).

2.2.2.1.3 Método del Coeficiente de desplazamiento

Este método proviene directamente de un proceso numérico para calcular el desplazamiento demandado, es establecido tanto por la Agencia Federal de

Manejo de Emergencias (FEMA-356) como por el Instituto de Tecnología aplicada (ATC-40). Este método se fundamenta en el principio del trabajo virtual y permite optimizar un diseño por resistencia controlando sus deformaciones.

El proceso propuesto por el ATC -40 inicialmente consiste en la representación bilineal de la curva de capacidad, luego mediante la siguiente ecuación se calcula el período fundamental efectivo:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad [\text{Ec. II-32}]$$

Donde:

T_i : *Período fundamental elástico.*

K_i : *Rigidez elástica lateral del edificio en la dirección considerada.*

K_e : *Rigidez lateral efectiva del edificio.*

Luego se calcula el objetivo de desplazamiento

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 C_3 S_A \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad [\text{Ec. II-33}]$$

Donde:

T_e : *Período fundamental efectivo calculado en la ecuación [Ec. II-32].*

C_o : *Factor de modificación relativo al desplazamiento espectral.*

C_1 : *Factor de modificación relacionado con el máximo desplazamiento elástico esperado.*

C_2 : *Factor de modificación representado por el efecto de la forma de histéresis en el máximo desplazamiento.*

C_3 : Factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento que generan los efectos de segundo orden.

S_A : Aceleración del espectro de respuesta elástico en el periodo fundamental efectivo.

$$C_1 = 1.0 \text{ para } T_e \geq T_s$$

$$= \frac{[1.0 + (R - 1)T_s/T_e]}{R} \text{ para } T_e < T_s \quad [\text{Ec. II-34}]$$

C_1 no puede exceder 2.0 para $T_e < 0.1$ s

Donde:

T_s : Período de transición de aceleración constante a velocidad constante en el espectro de respuesta.

$$R = \frac{S_a/g}{V_y/W} \cdot \frac{1}{C_m} \quad [\text{Ec. II-35}]$$

Donde:

S_a : Aceleración espectral.

V_y : Esfuerzo de fluencia calculado usando la curva de capacidad.

W : Peso total.

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \quad [\text{Ec. II-36}]$$

El ATC40 presenta algunas tablas donde podemos obtener los factores de modificación:

Tabla II-6: Valores de factor de modificación C_o .

Número de pisos	Factor de modificación
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Tabla II-7: Valores de factor de modificación C_2 .

Nivel de desempeño Estructural	T=0.1 seg		T \geq T _o seg	
	Marco tipo 1 ¹	Marco tipo 2 ²	Marco tipo 1 ¹	Marco tipo 2 ²
Inmediatamente ocupacional	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

¹ Estructuras en el cual más del 30% de la cortante en cualquier nivel es resistido por componentes o elementos cuya resistencia y rigidez puede deteriorarse durante el sismo de diseño. Tales elementos incluyen: marcos ordinarios de momento resistente, marcos arriostrados concéntricamente, marcos con conexiones parcialmente restringidos, marcos solamente arriostrados en tensión, paredes no reforzadas de mampostería, paredes con cortante crítica o cualquier combinación de los descritos anteriormente.

² Todos los pórticos no asignados en marcos tipo 1.

2.2.2.2 Análisis Dinámico No lineal

Este método de análisis se conoce por ser un análisis más exacto en cuanto al comportamiento de la estructura; pero a su vez es un tipo de análisis muy complejo, se deben tener muy claro los parámetros a utilizar para su aplicación.

En este método el modelo incorpora directamente las características no lineales de cada elemento, luego la estructura se someta a movimiento sísmico que se representa por análisis temporales. (Nicolás Guevara, Sergio Osorio & Edgardo Vargas, 2006)

En este tipo de análisis se utiliza la ecuación del equilibrio dinámico, que describe la respuesta del sistema estructural por un modelo de tres grados de libertad por piso, los desplazamientos traslacionales U_x y U_y , con relación al suelo en las direcciones X y Y una rotación θ respecto a un eje vertical (M.B. Rosales, V.H. Cortez y D.V Bambil, 2003).

La respuesta dinámica del sistema a una aceleración $\ddot{U}_g(t)$ puede ser descrita por la siguiente ecuación de movimiento.

$$M\ddot{u}^{1+i} + C\dot{u}^{1+i} + K_t\Delta u = -M\ddot{u}_g^{1+i}(t) - F_{int}^i \quad [Ec. II-37]$$

Donde:

M : Matriz de masa.

\ddot{u} : Vector de aceleración.

\ddot{u}_g : Aceleración del suelo.

C : Matriz de amortiguamiento.

\dot{u} : Vector de velocidad.

K_t : Matriz de rigidez tangente.

u : *Desplazamiento.*

F_{int} : *Vector de fuerzas internas.*

i : *vector de influencia.*

Las ventajas de utilizar este método de análisis son:

- Se analiza la estructura aplicando una aceleración en la base y se pueden obtener los diferentes resultados con relación al tiempo.
- Se considera la ecuación dinámica del movimiento.
- Toma en cuenta el comportamiento no lineal del concreto y acero.
- Se obtiene el desplazamiento, velocidad o aceleración de estructura con el tiempo en un sismo.
- Considera el amortiguamiento de la estructura.

Las desventajas que puede tener este método es que es complejo de aplicar además requiere obligatoriamente la modelación en software y el conocimiento de parámetros adicionales.

2.3 Normativa aplicada en El Salvador

Es la que establece los procedimientos y parámetros que deben de seguirse para el diseño de estructuras sismo-resistente siendo esta la única normativa para este tipo análisis.

La Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS) estipula los parámetros mínimos y necesarios para el diseño sísmico de las estructuras, tales como: la zona sísmica, El Salvador sísmicamente se divide en dos zonas y cada una tiene su respectivo factor de Zona (A) que se le establece dependiendo de la ubicación de la estructura; los coeficientes de sitio (T_0 y C_0), que depende de las características del suelo sobre el que esta cimentada la estructura; factor de importancia (I), que

se toma de acuerdo al tipo de ocupación y función de la edificación; también el factor R que depende del sistema estructural del edificio.

En la NTDS se encuentran las tablas necesarias para determinar cada uno de los factores de acuerdo al criterio del diseñador.

Entre los análisis considerados en la NTDS tenemos:

- Método de la fuerza lateral equivalente.
- Análisis por espectro de respuesta.

2.3.1 Método de la Fuerza Lateral Equivalente (Análisis Estático Lineal)

Es un método que establece procedimientos para calcular la distribución de fuerzas laterales estáticas aplicadas en cada piso de la estructura en función de la masa y la altura como se describió en la sección 2.1.1.

2.3.2 Análisis por Espectro de Respuesta (Análisis Dinámico)

Este análisis considera el uso de un espectro de respuesta y los modos de vibración necesarios para una adecuada respuesta global de la estructura. El número de modos a considerar deben ser los suficientes para garantizar que más del 90% de masa total del edificio participe.

Se dan valores límite de los desplazamientos máximos o derivas de entrepiso que deben de presentar cada entrepiso de la estructura al estar expuesta a las fuerzas sísmicas, los valores admisibles dependen del tipo de edificio, categoría de ocupación y la altura del entrepiso analizado. Esto se puede conocer como un estado de daños de prevención de colapso.

La NTDS no establece los parámetros o límites de daño por la acción sísmica en el diseño debido a que solo utiliza un análisis lineal siendo esto una gran limitante para determinar el comportamiento aproximado que tendría la estructura

durante un evento sísmico, es decir, solo contempla el rango elástico de los componentes estructurales del edificio definiendo solamente un estado de falla. Debido a que se tiene la problemática de que solamente se diseña para un sismo gran magnitud, interesando que la estructura no colapse y estableciendo valores admisibles para los desplazamientos de entrepiso dejando de lado los posibles daños que pueda sufrir la edificación ante un sismo de menor magnitud. De igual manera no considera la funcionalidad y la seguridad de los usuarios, ni estados de daños.

2.4 Normativas de Evaluación Basada en Desempeño Sísmico

A nivel internacional se proponen lineamientos para la evaluación y diseño de estructuras describiendo diferentes estados límites de daños para edificios como se definen a continuación:

2.4.1 Propuesta del ATC-40

Los niveles de desempeño propuestos están orientados al diseño y evaluación de edificios, describiendo el estado de máximo daño permisible ante un evento sísmico, clasificados como niveles de desempeño estructurales, niveles de desempeño no estructural y la combinación entre ambos el nivel de desempeño de la edificación.

2.4.1.1 Niveles y rangos de desempeño estructural

Describen los estados de daño de los elementos estructurales de un edificio, mencionando los siguientes: ocupación inmediata, seguridad de vida y estabilidad estructural; mientras que en los rangos existentes entre los niveles de desempeño tenemos: daño controlado y seguridad limitada, y se denotan con la abreviación SP-n (“structural performance” y “n” es un numero designado que esta entre 1 y 6).

2.4.1.1.1 Ocupación inmediata, SP-1

El daño en los elementos estructurales es casi nulo después de un evento sísmico. El sistema resistente a cargas gravitacionales y laterales del edificio permanece muy similar a todas sus características y capacidades antes del sismo, el peligro de vida es despreciable y el edificio es seguro para mantenerse funcionando en su totalidad.

2.4.1.1.2 Daño controlado, SP-2

Este no es un nivel de desempeño como tal, pero especifica un rango de daño entre inmediatamente ocupacional, SP-1 y seguridad de vida, SP-3, permitido después de un evento sísmico. La seguridad de los ocupantes puede ser afectada por elementos no estructurales, pero no presenta alto peligro.

2.4.1.1.3 Seguridad de vida, SP-3

El edificio puede tener algunos daños significativos en los elementos estructurales después de un sismo, pero existe un margen para el colapso parcial o total. Sin embargo, puede existir amenaza a la seguridad de vida dentro y fuera del edificio; requiere reparaciones antes ser ocupada aunque el costo generalmente sea elevado.

2.4.1.1.4 Seguridad limitada, SP-4

Es un rango del estado de daño permitido que está entre seguridad de vida, SP-3 y estabilidad estructural, SP-5, existe colapsos de algunos elementos estructurales provocando peligro a la vida de los ocupantes, pero siempre existe un margen para el colapso total.

2.4.1.1.5 Estabilidad estructural, SP-5

El edificio después de un evento sísmico está a punto de experimentar el colapso, los sistemas resistentes a cargas laterales han perdido casi toda su rigidez de

diseño, los componentes resistentes a cargas gravitacionales aún siguen soportando la demanda de gravedad, existe alto riesgo para los ocupantes dentro y fuera del edificio; el daño total en la edificación por lo general no es económicamente reparable.

2.4.1.1.6 No considerado, SP-6

No corresponde a un nivel estructural como tal, pero ofrece condición para la cual solamente incluye la evaluación sísmica para los elementos no estructurales.

2.4.1.2 Niveles de desempeño no estructural

Los estados de daño que son causados por los movimientos sísmicos en los componentes no estructurales que se encuentran en el edificio y utilizados para el proceso de evaluación y reforzamiento de edificios existente, se le asigna un título seguido por una letra (letra de desempeño no estructural) y se define así NP-n. Los niveles de desempeño no estructurales son los siguientes:

2.4.1.2.1 Operacional, NP-A

Este es el desempeño esencial para los componentes no estructurales, lo cual se espera que los espacios no sean obstruidos por caída de objetos pero puede darse interrupciones de los servicios externos. Los equipos y maquinaria que pueda estar dentro del edificio aun funcionan correctamente.

2.4.1.2.2 Ocupación inmediata, NP-B

Objetos pueden haber caído pero los elementos no estructurales siguen funcionando. El funcionamiento del equipo y la maquinaria no se ve afectado o limitado por el evento sísmico. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

2.4.1.2.3 Seguridad de vida NP-C

Se muestran daños apreciables en los componentes y sistemas no estructurales pero no se genera colapso, por tanto no se espera la caída de elementos que pueda ocasionar lesiones a los ocupantes. Los elementos y sistemas no estructurales, los equipos y maquinarias sufrieron daños y no son funcionales y es poco probable que se presenten amenazas que podrían afectar la vida de los ocupantes durante el sismo.

2.4.1.2.4 Amenaza reducida, NP-D

Los daños en los elementos y sistemas no estructurales son grandes. La posibilidad de fallas o colapsos en los elementos pesados que podrían causar lesiones o riesgo de vida a un grupo de personas dentro del edificio como a sus alrededores es considerable.

2.4.1.2.5 No considerado NP-E

En este caso no se considera como un nivel de desempeño y la evaluación no incluye a los componentes no estructurales y solamente se considera los componentes estructurales.

2.4.1.3 Nivel de desempeño del edificio

La combinación de los niveles de desempeño estructural y los niveles de desempeño no estructural da como resultado los niveles de desempeño de un edificio, que describen las condiciones del daño que se esperan durante un movimiento sísmico.

Existe una variedad de combinaciones para los niveles de desempeño de la edificación, donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificios más referenciados: operacional (1-A), ocupación inmediata (1B), seguridad de vida (3-C) y estabilidad estructural (5-E) mostrados

en la Figura II-33, así como otros niveles de desempeño comúnmente usadas (3-D, 3-B), otras combinaciones menos comunes (1-C, 2-A, 2-B, 2-C, 2-D, 3-A, 3-E, 4-C, 4-D, 4-E, 5-C, 5-D, 6-C, 6-D), y la designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

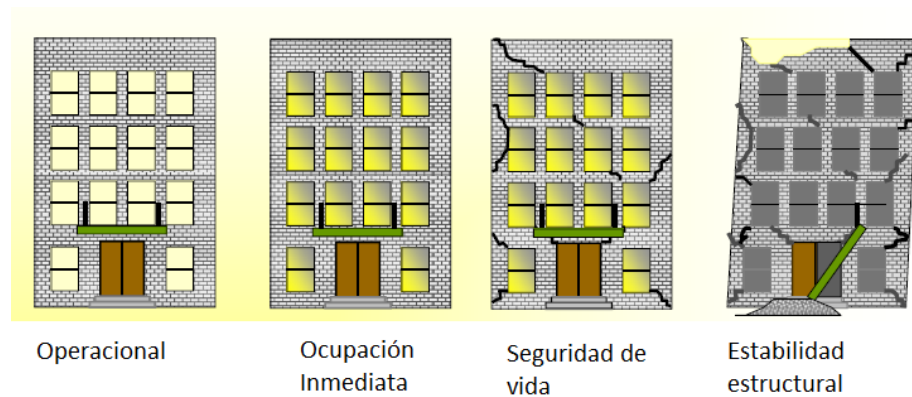


Figura II-33: Niveles de desempeño de la edificación.

En la Tabla II-8 se muestra las posibles combinaciones de los niveles de desempeño estructural y no estructural.

Tabla II-8: Niveles de desempeño de la edificación.

Niveles de desempeño no estructural	SP-1 Ocupación inmediata	SP-2 Daño controlado	SP-3 Seguridad de vida	SP-4 Seguridad limitada	SP-5 Estabilidad estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación inmediata	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

2.4.1.3.1 Operacional, 1-A

Es un nivel de desempeño que está de acuerdo a la funcionalidad de edificio. Los componentes estructurales y no estructurales experimentan daños leves y continúan en funcionamiento normal, se realizan pequeñas reparaciones en el edificio sin ocasionar interrupción en la cotidianidad de los ocupantes. Se mantiene los niveles de seguridad normales de los ocupantes. El servicio externo al edificio puede estar limitados.

2.4.1.3.2 Ocupación Inmediata, 1-B

Este nivel de desempeño presenta los requerimientos más apropiados que debe presentar un edificio después de un movimiento sísmico. Los espacios utilizables en el edificio y sus sistemas así como cada uno de sus equipamientos siguen siendo funcionales y se mantiene seguro para los ocupantes. En este caso los servicios primarios mantienen su funcionamiento normal y los secundarios podrían presentar algunas interrupciones.

2.4.1.3.3 Seguridad de Vida, 3-C

El nivel de desempeño puede causar daños que ocasionan bajos riesgos de amenaza que podría afectar a la seguridad de vida de los ocupantes de la edificación, presenta daños moderados en los componentes estructurales y se pueden generar de igual manera colapsos de los componentes no estructurales. Riesgo por fallas en elementos o componentes secundarios peligrosos que pueden ocasionar daños o lesiones. Es un nivel de desempeño menor que el establecido en los códigos de diseño; así que se tomaría como un comportamiento aceptable del edificio y no habría peligro de un colapso o fallas estructurales considerables.

2.4.1.3.4 Estabilidad Estructural, 5-E

Es el estado de daño que mantiene las condiciones de los sistemas para soportar las cargas verticales que ayuda a mantener la estabilidad de la estructura, pero se corre el peligro de colapso ya que los sistemas de resistencia cargas laterales no tiene la capacidad de soportar replicas, es decir, que un nuevo sismo podría ocasionar el colapso de los componentes estructurales, comprometiendo la seguridad de vida de los ocupantes. Se considera irrelevante el nivel de daño no estructural por los grandes daños ocasionados estructuralmente. Las fallas o caídas de los componentes estructurales y no estructurales amenazan la vida de las personas tanto dentro como fuera del edificio.

2.4.2 Propuesta de la FEMA 356

Los niveles de desempeño de una edificación es la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural, se hace con el objetivo de establecer límites para definir un comportamiento aceptable de la edificación.

Estos niveles de desempeño del Edificio son estados de daño discretos seleccionados de entre una infinita cantidad de posibles estados de daño que podrían experimentar las edificaciones durante un movimiento sísmico.

2.4.2.1 Niveles de Desempeño Estructurales y Rangos

El Nivel de Desempeño estructural de un edificio se puede seleccionar entre cuatro niveles de desempeño estructural discretos y dos rangos de desempeño estructurales intermedios definido de la siguiente manera: Los niveles de desempeño estructurales discretos son Ocupación Inmediata (S-1), Seguridad de Vida (S-3), prevención de colapso (S-5), y no se considerado (S-6). Los rangos de desempeño estructurales intermedios son los control de daños (S-2) y Seguridad Limitada (S-4).

2.4.2.1.1 Ocupación inmediata, S-1

Nivel de Desempeño estructural S-1, es un estado de daños en la edificación tras un evento sísmico siendo seguro para ocupar ya que solo ha sufrido daños estructurales insignificantes. Los sistemas resistentes de carga vertical y lateral son capaces de resistir las fuerzas sísmicas para la cual fueron diseñadas. La vida de los usuarios de la edificación no corre peligro por lesión. Se pueden efectuar reparaciones pequeñas pero sin afectar la ocupación de los habitantes de la edificación.

2.4.2.1.2 Control de daños, S-2

El estado de control de daños es un estado de transición entre los niveles ocupación inmediata (S-1) y el nivel seguridad de vida (S-2). Es de utilidad para disminuir los costos de reparación e interrupción en el funcionamiento del edificio luego del sismo y a la vez poder preservar su importancia histórica cuando el costo para establecer un nivel de desempeño de S-1 es demasiado costoso.

2.4.2.1.3 Seguridad de Vida S-3

Se define como el estado de daños tras el sismo donde se ha producido un daño significativo en la estructura, pero mantiene un margen de riesgo que la estructura colapse de manera parcial o total. Se presentan daños en algunos elementos y componentes estructurales, pero esto no ha resultado en grandes peligros por escombros que caen, ya sea dentro o fuera del edificio. Las lesiones tanto dentro como fuera de la edificación pueden ocurrir durante el sismo; Sin embargo, se espera un riesgo bajo de sufrir lesiones que amenazan la vida de los ocupantes como resultado del daño estructural. En la estructura se necesita realizar reparaciones a los elementos estructurales dañados antes de que los usuarios de la edificación regresen a ocuparla.

2.4.2.1.4 Seguridad limitada, S-4

Es estado de control de daños en una serie de estado de transición entre el nivel Seguridad de Vida (S-3) y el nivel prevención de colapso (S-5).

2.4.2.1.5 Prevención del colapso, S-5

Es el estado de daños luego de un sismo que incluye daños en los componentes estructurales, el edificio está en el borde de un colapso parcial o total. Se ha producido un daño considerable en la estructura, que puede incluir la degradación significativa de la rigidez y el sistema de carga lateral habiéndose producido grandes deformaciones laterales en la estructura; los sistemas de resistencia de carga de gravedad aún están en la capacidad de soportar las cargas de gravedad manteniendo así la estructura en pie, ocasionado el peligro que un nuevo sismo pueda hacer colapsar la estructura. Existe un riesgo alto de que pueda haber lesiones debido al peligro de caída de elementos y componentes de la estructura. La vida de las personas ocupantes de la edificación está en un gran riesgo y se hace imposible la reocupación del edificio.

2.4.2.1.6 No considerado, S-6

Puede ser para una rehabilitación de edificios que no aborda el comportamiento de la estructura deberá estar clasificado como de desempeño estructural no considerada (S-6).

2.4.2.2 Niveles de desempeño no estructural

El nivel de desempeño no estructural de un edificio se define como los daños que se generan en los componentes no estructurales después de haber soportado un movimiento sísmico y estos se determina mediante el uso de cinco niveles de desempeño no estructurales: Operacional (NA), Ocupación Inmediata (N-B), Seguridad de Vida (N-C), Peligro reducido (N-D), y no considerado (N-E).

2.4.2.2.1 Operacional, N-A

Los elementos y sistemas no estructurales necesarios para el uso normal del edificio incluyendo la iluminación, fontanería, climatización y sistemas informáticos se mantienen en funcionamiento normal de pues de haber soportado el sismo, aunque es necesario realizar una limpieza y reparación sencillas de algunos componentes no estructurales. Se tienen asegurar que los componentes no estructurales están montados correctamente dentro de la estructura y realizar pruebas para verificar que están funcionando correctamente.

2.4.2.2.2 Inmediata ocupación, N-B

El estado de daños tras el sismo donde los componentes no estructurales incluyendo puertas, ventanas, escaleras, ascensores, luces de emergencia, alarmas contra incendios y sistemas de extinción permanecen disponibles y en funcionamiento, siempre que el servicio eléctrico esté disponible. Suponiendo que el edificio es estructuralmente seguro, los ocupantes podrían permanecer dentro de las instalaciones del edificio de forma segura, aunque el uso normal puede verse afectado debido a la caída de objetos, requiriendo una de limpieza y la inspección para asegurarse que no hay ningún riesgo que pueda atentar contra la vida de los ocupantes. En general, los componentes de los sistemas mecánicos y eléctricos en el edificio están anclados y deben ser capaces de funcionar. Sin embargo, algunos componentes debido al movimiento sísmico pueden experimentar desajustes, daños internos y pueden ser hasta inoperables. Energía, agua, gas natural, líneas de comunicaciones y otros servicios públicos necesarios para el uso normal de construcción pueden no estar disponibles. El riesgo de lesiones que amenazan la vida debido a daños o caídas de los componentes no estructurales es muy bajo.

2.4.2.2.3 Seguridad de vida, N-C

Es el estado de daños tras el sismo en el que se ha producido un daño potencialmente considerable y costoso de los componentes no estructurales afectado así su funcionalidad, han sido desplazado y han caído, amenazando la seguridad de la vida, ya sea dentro o fuera del edificio. Las rutas de salida dentro del edificio pueden verse obstruidas por la caída de escombros pequeños. Sistemas hidráulicos y sistemas de extinción de incendios pueden haber sufrido daños, dando lugar a inundaciones locales, y afectando su funcionalidad. Pueden ocurrir lesiones durante el sismo debido a fallas de los componentes no estructurales y caída de objetos, pero el riesgo de lesión que pueda atentar contra la vida de las personas es muy bajo. La restauración de los componentes no estructurales puede tomar gran esfuerzo.

2.4.2.2.4 Peligro reducido, N-D

Luego que ha sido sometido un gran movimiento sísmico los componentes no estructurales ha sido dañados gravemente, lo elementos grandes o pesados que representan un riesgo elevado de causar peligro por su caída a un gran número de personas como paredes no estructurales, revestimiento, techos pesados o de almacenamiento de bastidores, se les debe de dar el soporte necesario para impedir su caída. Se deben de reducir los peligros asociados a los elementos exteriores a lo largo de las partes fuera de todo el edificio que están disponibles para su ocupación pública. Si bien se pueden producir lesiones graves a una persona por la caída de escombros, las caídas que pudieran lesionar a un gran número de personas, ya sea dentro o fuera de la estructura debe ser evitada tomando las medidas más adecuadas para el caso.

2.4.2.2.5 No considerado, N-E

En este caso no se toman en cuenta los elementos y componentes no estructurales debido a que no se quiere interrumpir la operación de la edificación. Se le da mayor importancia a los daños estructurales y debido al peligro que representa para la seguridad de las persona.

2.4.2.3 Niveles de desempeño del edificio

El objetivo nivel de desempeño del edificio es la combinación de daños estructurales y no estructurales que se esperan luego de un movimiento sísmico. Los niveles de desempeño se define mediante un número que es designa el nivel de desempeño estructural y una letra que representa el nivel de desempeño no estructural. Por ejemplo el nivel de desempeño del edificio Operacional (1-A), es la combinación de nivel de desempeño estructural (S-1) y el nivel de desempeño no estructural (N-A), cumpliendo con los requisitos establecidos para cada nivel; de la misma manera se establecerá para los otros niveles de desempeño descritos a continuación.

2.4.2.3.1 Operacional, 1-A

Es el daño mínimo que se espera tenga la edificación en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio cumple con su funcionalidad estructural siendo así adecuado para ser ocupado inmediatamente después del movimiento sísmico y cumpliendo con su uso normal, presentando posible daños en los sistemas de electricidad, agua y otros servicios necesarios o no tan esenciales pueden haber sido averiados. El riesgo de daños que pueden atentar contra la vida de los usuarios de la edificación es muy bajo. La mayoría de edificios para movimientos sísmicos de baja intensidad deben de cumplir con este nivel de desempeño.

2.4.2.3.2 Inmediata ocupación, 1-B

Se presenta un daño mínimo o insignificante en los elementos estructurales y daños menores en los componentes no estructurales. Para este nivel de desempeño, es seguro que los ocupantes del edificio puedan ocuparlo inmediatamente después de un sismo de gran magnitud, los sistemas no estructurales pueda que no funcionen, debido a fallas en el sistema de energía eléctrica o daños en el interior de los equipos por el fuerte movimiento. Por lo tanto, aunque el edificio puede ser reocupado de manera segura, es posible que sea necesario realizar limpieza y reparación en algunos componentes no estructurales y esperar el restablecimiento de todos los servicios para que el edificio puede funcionar de manera normal. El riesgo para la seguridad de la vida humana en este nivel de desempeño del edificio objetivo muy bajo y siendo este adecuado para un movimiento sísmico moderado.

2.4.2.3.3 Seguridad de vida, 3-C

Los edificios presentan grandes daños en sus componentes estructurales y no estructurales, siendo necesarias reparaciones para que la edificación pueda ser reocupada por los usuarios, implicando en grandes gastos para realizarlos. El riesgo para la seguridad de la vida de los usuarios del edificio es bajo

2.4.2.3.4 Prevención de colapso, 5-E

Graves y considerables daños en los componentes estructurales, se presenta un peligro considerable para la seguridad de la vida como consecuencia de la insuficiencia de los componentes no estructurales y por las posibles caída. Aunque ha se ha perdido grandemente la capacidad de resistencia de carga de gravedad el edificio es capaz de mantenerse en pie, evitando así el colapso y la pérdida de vida. Se dan grandes pérdidas económicas por los daños.

2.4.3 Euro código 8: Diseño de estructuras por resistencia sísmica

El Euro código establece en la sección 2 de la primera parte, publicada en febrero 2011, los requisitos fundamentales para el diseño de estructuras y estados límites de daño que deben cumplir ante los eventos sísmicos.

Establece que la estructura debe poseer un comportamiento confiable en función de la importancia y de las consecuencias que se darían si llegara a fallar la edificación.

- Requisitos de no colapso.
- Requisitos de limitación de daños.

2.4.3.1 Estados límite de diseño

2.4.3.1.1 Requisito de no colapso

La edificación debe de cumplir con los criterios de diseño de modo que mantenga y se garantice luego de haber sido sometida a las fuerzas sísmicas su integridad estructural, capacidad portante residual o capacidad de resistir las cargas aplicadas y rigidez, sin que se presenten daños considerados que puedan causar un colapso parcial o global en la estructura. El Euro código establece que la acción sísmica que se propone para este caso debe tener una probabilidad de referencia (PDLR) del 10% y de ser superada en 50 años, y un periodo de Retorno (TDLR) de 475 años. Para la comprobación de estos requerimientos se determina:

a) Estado límite último

Se refieren a los daños más severos que puede ocurrir en la edificación, llegando al punto de poder causar un colapso en los elementos como en la estructura global, ocasionando daños permanentes y generando así un peligro a la seguridad de los ocupantes.

b) Requisito de limitación de daños

Es un parámetro para establecer el límite de daños que pueden ser aceptados en una edificación. La estructura debe de tener la capacidad de resistir fuerzas sísmicas mayores a la establecida en el diseño o mayores de las propuestas por el periodo de ocurrencia, sin que presenten daños que requieran de reparaciones con costos mayores a los de la estructura o que puedan comprometer su uso y funcionalidad. En este caso la acción sísmica debe tener una probabilidad de referencia (PDLR) del 10% y de ser superada en 10 años, y un periodo de Retorno (TDLR) de 95 años. De la misma manera este requerimiento se comprueba estableciendo un estado:

c) Estado de limitación de daños

Definido como los daños ocasionados por la acción sísmica en donde los servicios y funcionalidad de la estructura se ven afectado a tal grado que el comportamiento de la edificación ya no cumplen con lo especificado en un inicio.

2.4.3.2 Estados límite para evaluación de estructuras

Para la evaluación de estructuras existentes, el Euro código 8 establece que deben cumplirse 3 estados límites:

2.4.3.2.1 Estado límite de proximidad al colapso (NC)

Establece que las demandas deben ser basadas en la acción sísmica de cálculo pertinente para este estado límite. Para elementos dúctiles y los frágiles las demandas deben evaluarse basándose en los resultados de los análisis.

La capacidad debe basarse en deformaciones últimas para elementos dúctiles y resistencia última para elementos frágiles.

2.4.3.2.2 Estado límite de daños significativos (SD)

En este estado límite, las demandas deben evaluarse basándose en los resultados de los análisis tanto para elementos dúctiles como para elementos frágiles.

Al utilizar un enfoque basado en el coeficiente q (coeficiente de reducción del espectro de diseño) deben evaluarse en función de las deformaciones representativas de los daños para los elementos dúctiles y en estimaciones conservadoras de la resistencia de los elementos frágiles.

2.4.3.2.3 Estado límite de limitación de daños (DL)

Para evaluar una estructura en este estado límite, las demandas deben basarse en la acción sísmica de cálculo pertinente para este estado límite, excepto cuando se use el enfoque según el coeficiente del factor q ; las capacidades deben basarse en los límites elásticos de todos los elementos estructurales, tanto dúctiles como frágiles.

2.4.4 Norma Técnica para la Evaluación y Adecuación Sísmica de Edificios (Código Italiano)

2.4.4.1 Estados límites de diseño

El código italiano, reconoce en la sección 2.1 y 2.2 los siguientes estados límite para diseño:

2.4.4.1.1 Estado límite último

Para diseñar bajo el efecto de la acción sísmica, se utiliza este estado límite con una probabilidad de excedencia no superior al 10% en 50 años en edificios. Mientras se somete a grandes daños estructurales y no estructurales debe mantener la suficiente rigidez frente a acciones horizontales, y tener capacidad para soportar todas acciones verticales.

2.4.4.1.2 Estado límite de daño

Las construcciones en su totalidad, incluidos elementos estructurales y equipo no estructural que deriven de la función del edificio, no deben sufrir grandes daños ni interrupción como resultado de eventos sísmicos, tienen una alta probabilidad de excedencia pero no mayor al 50% en 50 años.

Los edificios deberán disponer un nivel de protección contra sismos, diferenciados en función de su importancia y uso, por tanto consecuencias más o menos graves de daño. Para este propósito, el código establece diferentes factores de importancia, este factor se aplica de igual manera para el estado límite último, como para el estado límite de daño variando en consecuencia la probabilidad de excedencia.

2.4.4.2 Espectros de diseño según estado límite

En la sección 3.2 de este código, se establece el espectro que se usará para el estado límite último y para el estado límite de daño.

2.4.4.2.1 Espectro para estado de límite último

Para fines del proyecto, debido a la capacidad de disipación de energía de la estructura, se puede tomar en cuenta un factor de reducción de fuerzas elásticas llamado "factor q", los valores numéricos del factor q se definen en relación a los materiales y tipo de configuración estructural.

2.4.4.2.2 Espectro para estado límite de daño

Si no se lleva a cabo una evaluación detallada de la acción sísmica correspondiente a la probabilidad de excedencia, el espectro de diseño que debe adoptarse para limitar el daño se puede lograr mediante la reducción del espectro elástico para un estado límite último multiplicado por un factor de 2.5

2.4.4.2.3 Uso de acelerogramas

En ambos estados, tanto último como de daño pueden ser verificados mediante el uso de acelerogramas artificiales o naturales. Cuando se tenga que utilizar un modelo espacial, la acción sísmica debe estar representada por un grupo conformado por tres acelerogramas diferentes de forma simultánea en las tres direcciones principales de la estructura.

2.4.4.3 Estados límites para evaluación de estructuras

En la sección 11.2, se definen los requisitos básicos cuando se está realizando la evaluación de una estructura, a través de 3 estados límites.

2.4.4.3.1 Estado límite de colapso

En este estado límite la estructura está muy dañada y degradación de rigidez grande, apenas es capaz de soportar cargas verticales. La mayoría de elementos no estructurales son destruidos.

El edificio no puede ser sometido a ningún tipo de aceleración, por muy pequeña que esta sea, sin colapsar completamente.

La capacidad de la estructura se define en término de deformaciones donde llegan a fluencia elementos dúctiles y a resistencia última los elementos frágiles.

2.4.4.3.2 Estado límite de daño severo

La estructura tiene daños importantes, con reducciones significativas en su resistencia y rigidez lateral. Los elementos no estructurales se dañan pero sin expulsión de tabiques y revestimientos.

Dada la presencia de grandes deformaciones, la reparación de la estructura no es económicamente viable.

La capacidad de la estructura se define en términos de deformaciones de daños para elementos dúctiles, y de deformación última para elementos frágiles.

2.4.4.3.3 Estado límite de daño limitado

Los daños ocurridos en la estructura son pequeños, sin alzas significativas en el rango plástico. La fuerza y la rigidez de los elementos de apoyo no se ven comprometidos y no necesitan ningún tipo de reparación. Las deformaciones residuales son insignificantes.

En ausencia de evaluaciones más específicas, se pueden tomar los valores de deformaciones válidos para edificios nuevos.

Los estados límites de daño severo y daño limitado corresponden a los estados límites últimos y de Daño para diseño de edificaciones, mientras que el estado límite de Colapso corresponde a un plan de acción superior que se caracteriza por una probabilidad de excedencia no mayor de 2% en 50 años.

2.4.5 Comparación de normativas para evaluación de estructuras

Realizando una pequeña comparación de las normativas extranjeras, que toman en cuenta diferentes estados límites para las estructuras, podemos ver una diferencia grande respecto a la normativa utilizada en El Salvador; para el caso del ATC-40 y el FEMA 356 se definen diferentes niveles de desempeño, separándose en estructural y no estructural.

En la siguiente tabla se muestran brevemente los niveles de desempeño estructural de la edificación para estas dos normativas.

Tabla II-9: Comparación de Niveles de desempeño ATC40 y FEMA 356

ATC-40	FEMA 356
Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata
Daño Controlado	Control de Daños
Seguridad de Vida	Seguridad de Vida
Seguridad Limitada	Seguridad Limitada
Estabilidad Estructural	Prevención de Colapso
No Considerado	No Considerado

Como podemos ver, los niveles de desempeño entre ambas publicaciones no difieren entre ellas, a diferencia del Euro código o la Norma técnica para evaluación y adecuación sísmica para edificios, que no establecen como tal los niveles de desempeño sísmico, pero si contemplan diferentes estados límites tanto para el diseño, como para la evaluación de estructuras.

Tabla II-10: Comparación del Euro código 8 y el Código Italiano

EURO CÓDIGO 8	NORMA TÉCNICA PARA EVALUACIÓN Y ADECUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS
Estados límite de diseño	
Estado límite de no colapso	Estado límite último
Estado límite de daños	Estado límite de daños
Estados límite para evaluación de estructuras	
Estado límite de colapso	Estado límite de colapso
Estado límite de daños significativos	Estado límite de daño severo
Estado límite de limitación de daños	Estado límite de daño limitado

2.5 Ensayos al concreto reforzado en una evaluación estructural

Para poder llevar a cabo una evaluación estructural es necesario efectuar ciertos estudios de las condiciones existentes de la estructura, estos pueden realizarse por medio de pruebas no destructivas, que proporcionan valiosa información de las condiciones existentes de las estructuras de concreto reforzado sin necesidad de dañar la integridad estructural del material y elemento que se va a investigar y ensayar. Por lo tanto, es una parte vital de cualquier inspección, que los daños a la estructura existente deben mantenerse al mínimo. Estas investigaciones se hacen con el fin de estimar ciertas propiedades de los materiales que componen los elementos; entre las que podemos mencionar determinación de la resistencia a compresión, módulo de elasticidad del concreto, ubicación de acero de refuerzo, determinación de grados de corrosión en el acero de refuerzo, entre otras características y propiedades para poder realizar una evaluación.

2.5.1 Inspección visual

La inspección visual es una técnica muy antigua y una de las más utilizadas por su bajo costo, por ser un ensayo no destructivo y por la facilidad para poder ser empleado. Debe de ser realizada por personas con experiencia, con conocimiento de construcción y de ingeniería estructural. Esta técnica es un complemento para todos los demás ensayos no destructivos.

Se debe de llevar a cabo una inspección de todos los componentes de la estructura para así poder identificar los daños que tiene a simple vista y de esta manera poder identificar la localización de grietas y daños en los elementos. Esto se hace con el fin de poder determinar un diagnóstico general y así poder recolectar información de las condiciones y las características de la estructura.

2.5.2 Medición de grietas

Las grietas constituyen la manifestación de algún defecto presente en las edificaciones, pueden formarse por muchas causas y factores. Antes de llevar a cabo esta medición es indispensable realizar una inspección visual para localizar donde se encuentran las grietas que se van a medir.

Las grietas deben de ser analizadas con un alto grado de precisión para poder determinar sus características como: determinación de su apertura, si es una grieta lisa u ondulada, continua o discontinua, si el movimiento es en ambos lados; las características se analizan para sí poder determinar las posibles causas que las generan.

Para poder estudiar como las grietas se desarrollan en la estructura puede utilizarse un método muy sencillo y eficaz como colocar testigos de yeso o cristal en los puntos donde se forman las grietas estos permiten observar el comportamiento de las grietas como su evolución, velocidad de deformación y si la progresión que tienen es lenta o rápida.

Otra manera más precisa y sofisticada de poder medir grietas es con el uso de instrumentos como: el fisurómetro y micrómetros (ver Figura II-34).

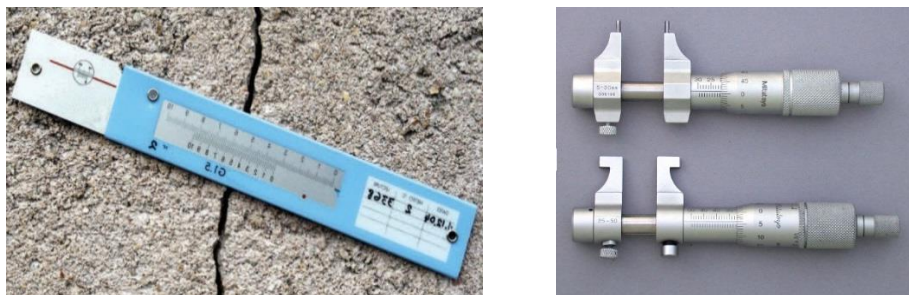


Figura II-34: Fisurómetro y micrómetro respectivamente.

2.5.3 Esclerómetro o martillo de rebote

Es un ensayo permiten evaluar la calidad del concreto o de los elementos de concreto reforzado. Consiste en la utilización del esclerómetro de Schmidt (Figura II-35), que mide la dureza superficial del concreto a partir del rebote de una masa incidente después de impactar contra la superficie de estudio. Este rebote es entonces convertido en un valor de resistencia a compresión a través de ábacos. El ensayo debe de realizarse en superficies limpias, lisas, homogéneas y si recubrimiento.

En un principio el ensayo se utilizaba para determinar la compresión del concreto como se mencionó, pero por la incertidumbre de los resultados se emplea para otros campos como: evaluar la uniformidad del concreto en obra, delimitar zonas de baja resistencia en los elementos, la evolución de la resistencia de estructuras; contribuir conjuntamente con otros métodos no destructivos a la evaluación de las estructuras. Este ensayo se realiza bajo lo establecido por la Norma ASTM C-805-02.



Figura II-35: Esclerómetro

2.5.4 Velocidad de pulso ultrasónico

La velocidad de ultrasonido que viaja a través del concreto depende de la densidad y las características elásticas del material. En las estructuras que

presentan una dudosa calidad del concreto que ha sido afectado por esfuerzos o por elementos agresivos, se aplica para definir un diagnostico preliminar.

El uso del equipo ultrasónico (Figura II-36) se utiliza a través de mediciones de la velocidad ultrasónica sobre el material que se va a ensayar. Este método se utiliza para evaluar la uniformidad y calidad del concreto, para verificar la presencia de huecos y el daño que han generado las grietas. Se aplica también para determinar los cambios en las propiedades del concreto y así establecer el grado de deterioro o daño que tiene la estructura.



Figura II-36: Aplicación del equipo ultrasonido.

2.5.5 Determinación de la madurez del concreto

Este método se aplica como un indicador más confiable de la resistencia del concreto in-situ durante la construcción, en vez de los ensayos a compresión de cilindros curados en obra. Por lo tanto, el método de la madurez del concreto sirve para determinar la resistencia del concreto combinando los efectos de la temperatura del concreto durante el tiempo de curado, pudiendo evaluar continuamente la resistencia del concreto durante el periodo de curado, además calcula un índice que es un indicativo de la madurez del concreto al final de ese periodo y se le conoce con el índice de madurez que es utilizado para estimar la resistencia del concreto en el sitio. Para determinar el índice de madurez se pueden hacer según la ASTM C 1074 en dos tipos de funciones, las cuales son, la Función Arrhenius y la función Nurse-Saul; la primera está establecida de

acuerdo a las edad equivalente y asume que la resistencia sigue una relación exponencial con la temperatura; la segunda por el factor tiempo-temperatura que asume que la resistencia tiene una relación lineal con la temperatura.

2.5.6 La medición con sonda Windsor (ensayo de resistencia a la penetración)

Consiste en medir la resistencia del concreto con el método de penetración, utilizando un aparato llamado pistola de Windsor (Figura II-37) no destructiva de una sonda de acero, plata u otro material, por medio del uso de una pistola accionada por electricidad, disparando una sonda que se introduce dentro del concreto, tomando la medida de la penetración con un micrómetro de profundidad (incorporado en la pistola), para determinar una aproximación de la resistencia del concreto y poder comprobar la calidad del concreto. La sonda puede ser de varios materiales como se mencionó anteriormente y depende de la densidad esperada del concreto a ensayar. Puede usarse en concreto fresco y maduro, en estructuras horizontales (vigas y losas) y verticales (columnas y paredes). Este ensayo se realiza bajo lo establecido por la Norma ASTM C 803.



Figura II-37: Pistola de Windsor

2.5.7 Extracción de insertos o de pull-out (ensayo de resistencia a la tracción combinado con el cortante)

Este ensayo se realiza para determinar la fuerza necesaria para poder extraer una barra de acero y un cono de hormigón con un gato hidráulico con dispositivos adecuados para poder realizar la medición de la fuerza. La barra de acero debe de introducirse durante el colado del elemento que se requiere ensayar, siendo necesario previamente determinar antes de colar el concreto los puntos donde se colocaran las barras de acero. Se relaciona la resistencia del concreto con la fuerza requerida para poder extraer la pieza de acero del concreto. Es adecuado para poder estimar la resistencia del concreto de diferentes edades. Este ensayo se realiza bajo lo establecido por la Norma ASTM C 900.

2.5.8 Análisis petrográfico de núcleos de concreto

Es un ensayo para definir la caracterización del concreto y de los materiales que lo componen utilizando técnicas microscopía con el uso de aparatos como: el microscopio petrográfico y el microscopio metalográfico. La aplicación de microscopía para agregados de concreto y petrografía de concreto son método de gran importancia para identificar problemas técnicos y la interpretación de los datos encontrados siendo de gran ayuda para determinar las soluciones de los problemas asociados a estructuras de concreto. Realizando este ensayo se puede determinar: condiciones del material, causas del deterioro del concreto, grado de corrosión en el acero de refuerzo, estimación del contenido de aire, evidencia de un curado incorrecto, causas de fisuración entre otros. Este ensayo se realiza bajo lo establecido por la Norma ASTM C 856.

2.5.9 Extracción de núcleos

La extracción de núcleos de concreto se realiza para determinar la densidad y humedad del concreto, la adherencia, la carbonatación, la corrosión y la

permeabilidad de una estructura existente. Prueba relativamente económica, requiere de equipo con broca de extracción y de personal capacitado. Se extrae un mínimo de tres núcleos por cada zona a evaluar y la broca debe estar perpendicular a la superficie del elemento que se está ensayando. El diámetro de los núcleos debe ser de 3" mínimo dependiendo del tamaño máximo de los agregados del concreto. Debe evitarse el corte de acero de refuerzo o instalaciones para que el núcleo extraído sea uniforme y sin desmoronamientos.

2.5.10 Determinación de la humedad y densidad del concreto

Se requiere de un densímetro nuclear, personal certificado y capacitado en el manejo del equipo y de material radiactivo, para realizar este ensayo; y permite conocer el peso volumétrico del concreto a evaluar. El equipo se auto calibra sobre su block por cuatro minutos, mediante un orificio en el concreto se obtienen las lecturas del aparato, introduciendo el brazo del mismo en el concreto.

El equipo da como resultado el peso volumétrico húmedo en gr/cm^3 , precisión de cada medición, porcentaje respecto del peso volumétrico máximo, peso volumétrico máximo en gr/cm^3 . Este ensayo puede explicarse los alcances y procedimientos detallados según la Norma ASTM C-1040-93.

2.5.11 Determinación de la adherencia

Para realizar el ensayo se requiere equipo para medir el esfuerzo a tensión y personal capacitado. Se debe pulir la superficie del concreto a la cual se realizara la prueba y se marca para pegar el disco de prueba que puede ser de 7.5, 10 o 12.4 cm. Se pega el disco al concreto con un adhesivo de mayor resistencia que la esperada en el concreto a tensión, se fija el aparato al disco, se aplica la fuerza a tensión, conocida la fuerza de tensión y el área del disco se calcula la adherencia del concreto como un esfuerzo.

2.5.12 Determinación de la carbonatación

Prueba química, requiere de materiales especiales como reactivos y de personal capacitado para su ejecución. Se utiliza para diagnóstico y se puede realizar rápidamente en campo; se basa en cambios de color producidos en la superficie del concreto por el agente reactivo. Empleando fenolftaleína sobre el concreto a ensayar se observan los cambios de coloración que se producen. Si el concreto se colorea violeta indica PH aceptable, pero si no varía de color, indica una carbonatación y su PH será menor a 8.5.

2.5.13 Determinación de la corrosión

Prueba electroquímica, requiere de equipo y personal capacitado, emplea electrodos de plata para una mejor medición, tiene un tiempo de lectura rápido y permite hacerlas en superficies regulares, irregulares o alabeadas; el equipo cuenta con un programa de computadora para procesar datos y obtener resultados. Para hacer conexión al acero de refuerzo es necesario hacer orificios de 13 mm de diámetro. Alcance y procedimiento según la Norma ASTM C-876-99.

2.5.14 Determinación de la permeabilidad

Esta prueba es electroquímica, requiere de equipo y personal capacitado. La duración de la prueba es de seis horas, se pueden ensayar ocho especímenes a la vez, la unidad de medición es en Columb. La permeabilidad es obtenida por la medición de la penetración de los iones-cloruro en la muestra de concreto. Se produce un ligero deterioro al extraer los núcleos de concreto. Alcance y procedimiento según la Norma ASTM C-1202-97.

2.5.15 Arranque de cilindros colados in situ o Brake Off

Consiste en obtener un cilindro de concreto de la estructura previamente preparado; los especímenes son de 55 mm de diámetro por 70 mm de altura y son colados dentro del elemento de concreto por medio de una camisa plástica desechable que se inserta (en el concreto) durante el colado y se extrae antes de la prueba. El espécimen también puede formarse mediante el uso de una broca y se hace una muesca en los bordes del concreto para apoyar el dispositivo de presión. Se aplica una fuerza lateral al cilindro para romper el núcleo en el fondo y prepararlo del elemento estructural. La fuerza aplicada ayuda a calcular la resistencia a flexión, del concreto. Alcance y procedimiento según la Norma ASTM-C-1150-92

2.5.16 Cilindros colados in situ

Se obtienen cilindros colados in situ directamente de las losas, se deja un molde en la cimbra y se llena junto con la losa durante el colado. Por esta razón, los cilindros se someten a las mismas condiciones que el elemento colado, puede requerir correcciones por esbeltez en sus resultados, sirve para conocer con mayor grado de precisión la resistencia real del concreto en elemento colado, solo se aplica a losas planas horizontales y requiere de preparación previa. Obliga a reparar la superficie y el elemento donde se colocaron los moldes. Ensayo de poca aplicación en el medio con un alcance y procedimiento según la Norma ASTM-C-873-99.

2.5.17 Ensayo de tensión de las varillas de acero

Uno de los datos más importantes de la calidad del acero es la resistencia a la tensión de las varillas de refuerzo, para ello es necesario extraer muestras a lo largo de la estructura existente en puntos estratégicos. Sin embargo, se requiere revisar las especificaciones de diseño para realizar un plan de muestreo, se

recomienda extraer más de una muestra para hacer un promedio de los resultados obtenidos del ensayo de tensión.

La determinación de la resistencia a la tensión del acero de refuerzo puede realizarse mediante el ensayo de tensión bajo la norma ASTM E8, que especifica la longitud de cada muestra a ensayar, determinación del diámetro nominal, colocación en la maquina universal, las ecuaciones para determinar las deformaciones unitarias, entre otras propiedades mecánicas.

2.5.18 Localizador de barras y recubrimiento (pachómetro).

El pachómetro es un aparato capaz de detectar las barras del acero de refuerzo y el recubrimiento en los elementos de concreto reforzado. En el mercado, existen varios modelos, los más sencillos solamente determinan la posición y la dirección de las barras del refuerzo, y los más sofisticados además de esos datos, también determinan el diámetro y el recubrimiento.

El aparato está formado por varias sondas, un módulo de lectura y control. El funcionamiento se basa en la medida de resistencia al flujo magnético generado por la sonda, que cuanto más cerca está de un elemento metálico, más pequeña es la resistencia; si se requiere determinar la información del acero de refuerzo vertical, el equipo se desplaza horizontalmente y para el refuerzo horizontal se desplaza verticalmente.



Figura II-38: Pachómetro

2.5.19 Pruebas de carga y deformación.

Requiere de personal capacitado y equipo especializado; consiste en cargar el elemento a evaluar con 85% de la carga de diseño, la carga se aplica en fracciones de 25% y se toman lecturas de deformación en cada etapa y la final. El elemento se deja cargado 24 horas y se mide de nuevo la deformación, se descarga y se mide la recuperación del elemento, se vuelve a determinar la deformación a las 24 horas de descargado. Si el elemento se recupera a 75% o más de la deformación total y no se aprecian daños, agrietamientos, desprendimiento de concreto o fallas en el mismo, se da por concluida la prueba. Si la recuperación no llega a 75% se esperan 72 horas para medir la recuperación. No hay una norma específica. Se ofrecen guías para su ejecución en el ACI- 318-05.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA PROPUESTA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO APLICADA A EL SALVADOR

El presente capítulo contiene la metodología propuesta para realizar una evaluación estructural por desempeño sísmico, se ha elaborado tomando como referencia los lineamientos establecidos en el ATC-40, partiendo desde que el propietario decide realizar una evaluación estructural por la necesidad cambiar el uso o mejorar la funcionalidad del edificio. Según el Reglamento de Seguridad Estructural de las Construcciones (RSEC) es de carácter obligatorio realizar una evaluación cuando la edificación ha sido visiblemente dañada por un sismo en un periodo menor a 72 horas después de haberse identificado los daños.

Una evaluación estructural debe realizarse de forma ordenada. Inicialmente el ingeniero y el propietario establecen un objetivo de desempeño para la edificación, siendo necesario disponer de la información existente del edificio, conocer las dimensiones de los elementos e identificar el sistema estructural, realizar inspección visual por medio de visitas de campo para identificar fallas, irregularidades estructurales y hacer un levantamiento de daños, además se deben de realizar ensayos para determinar la calidad del concreto y el acero.

Con la recolección de la información se debe realizar un análisis en programas de computadora, definiendo los posibles mecanismos de falla mediante la aplicación de un análisis estático no lineal para determinar la capacidad de la estructura; utilizando un espectro de demanda se determina el punto de desempeño para compararlo con los límites de desplazamientos.

3.1 Establecimiento del objetivo de desempeño

Para establecer el comportamiento sísmico esperado en la edificación, debe asignarse un objetivo de desempeño que se define como la selección de un nivel

de desempeño del edificio deseado para un determinado movimiento sísmico (ver Figura III-1).

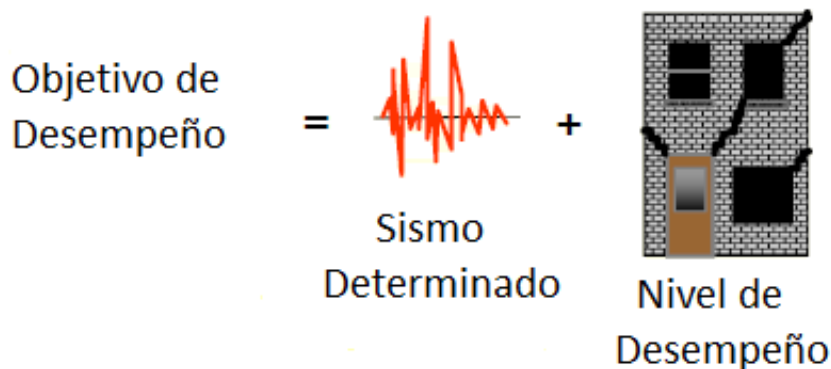


Figura III-1: Objetivo del desempeño.

Es necesario conocer las características de cada nivel de desempeño descritas en la sección 2.4.1, para luego seleccionar por el más adecuado para la edificación. En la Tabla II-8 se presenta los diferentes niveles de desempeño del edificio establecidos por el ATC-40.

Tabla III-1: Niveles de desempeño del edificio.

Niveles de desempeño del edificio			
Operacional (1-A)	Ocupación inmediata (1-B)	Seguridad de vida (3-C)	Estabilidad estructural (5-E)

El objetivo de desempeño que se establecerá debe estar en función de la seguridad de los ocupantes, teniendo como mínimo un nivel de desempeño de seguridad de vida. Se establece un objetivo de desempeño inicial, presentando varias combinaciones y el encargado de tomar la decisión es el propietario con la ayuda del ingeniero brindándole asistencia técnica, proporcionándole la información necesaria para que conozca las condiciones existentes del edificio y garantizar que el objetivo deseado por el propietario sea el más adecuado para realizar el proceso de evaluación.

3.2 Revisión de las condiciones existentes del edificio

Al momento de realizar una evaluación estructural, se debe recopilar la información existente de la edificación y verificar las condiciones actuales mediante visitas de campo.

3.2.1 Revisión de planos

Deben revisarse detenidamente los planos estructurales para conocer el tipo de sistema y configuración estructural, materiales, tipos de diafragma, la distribución de los elementos que componen la estructura y sus características como dimensiones, resistencia, además la disposición del acero de refuerzo; en caso de no contar con planos que proporcionen la información adecuada, debe hacerse un levantamiento de la geometría de la estructura. Es necesario conocer la fecha de cuando fueron elaborados los planos con los que se cuentan e investigar si después de la elaboración de los planos, la edificación ha sido remodelada o reparada en alguna ocasión.

3.2.2 Inspección visual

En la inspección visual descrita en la sección 2.5.1, es necesario realizar una evaluación preliminar de las condiciones de la estructura. El encargado de realizar la inspección debe verificar la concordancia de los planos existentes con el edificio, la ocupación actual, hacer un reconocimiento de daños en los elementos, por esta razón, debe tener conocimiento sobre el comportamiento estructural para que sea capaz de identificar las posibles irregularidades estructurales que pueden ocasionar fallas en los elementos o en la estructura global las cuales se describen a continuación:

3.2.2.1 Irregularidad Horizontal

Una edificación que tiene forma en planta de T, U, L, configuraciones no paralelas entre sus ejes u otros tipos de formas extraña que no sea rectangular o cuadrada se considera como una irregularidad horizontal como se muestra en la Figura III-2.

Estas irregularidades suelen causar diferencias significativas entre los centros de masa y de rigidez del edificio (en uno o varios pisos), teniendo como resultado una respuesta torsional del edificio ante los movimientos sísmicos. Tales irregularidades torsionales producen demandas concentradas en los diafragmas y deflexiones excesivas en los extremos del edificio (ATC-40, Noviembre 1996).

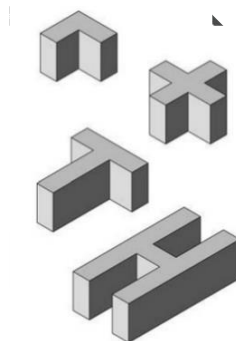


Figura III-2: Irregularidad Horizontal.

3.2.2.1.1 Discontinuidad del diafragma

Se considera que una edificación posee una irregularidad o discontinuidad en el diafragma cuando posee cambios bruscos de rigidez, provenientes de aberturas mayores que el 50% del área bruta en planta del edificio (ver Figura III-3).

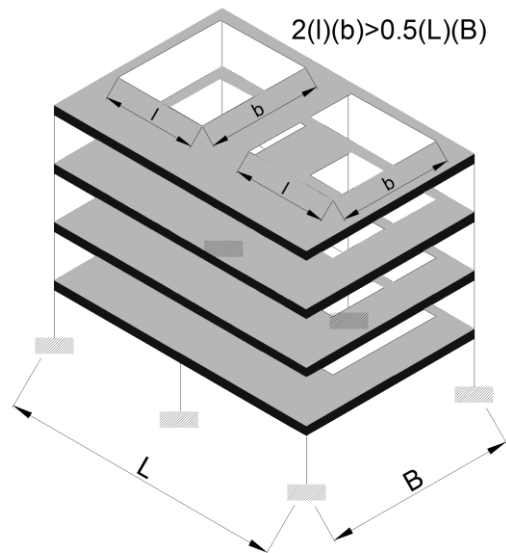


Figura III-3: Discontinuidad del diafragma.

3.2.2.1.2 Esquinas entrantes

La configuración en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contiene una irregularidad del tipo “esquina entrante” cuando ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina entrante sean mayores que el 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada (ver Figura III-4).

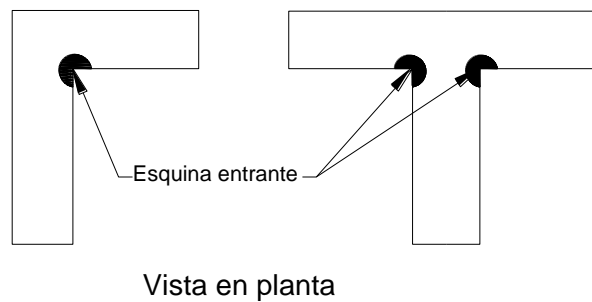


Figura III-4: Esquina entrante.

3.2.2.2 Irregularidad vertical

Las irregularidades verticales se presentan cuando hay un cambio brusco ya sea de masa, rigidez o dimensionamiento de los elementos a lo largo de la altura de la estructura (Figura III-5). Esto es necesario identificarlo para poder conocer mejor el comportamiento de la estructura ya que puede ocasionar un incremento de esfuerzos en los elementos estructurales generando mayores deformaciones.

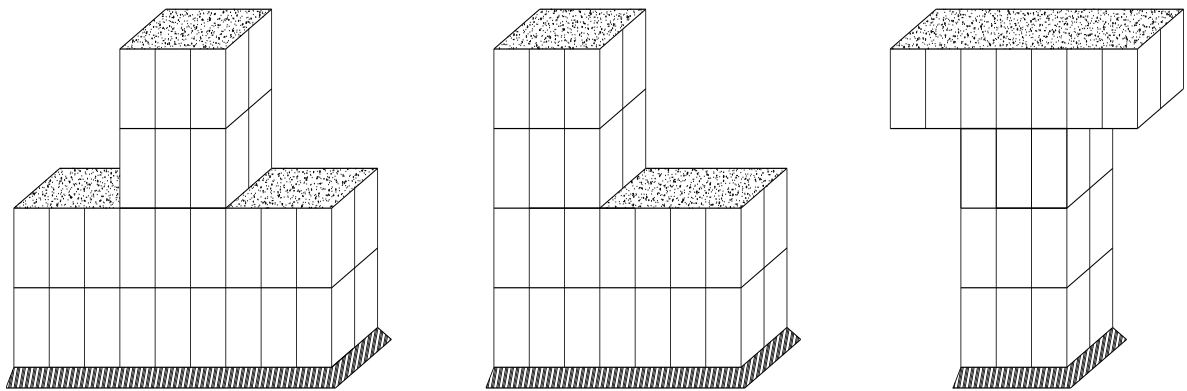


Figura III-5: Irregularidades verticales.

3.2.2.2.1 Irregularidades en geometría

Se considera que existe una irregularidad en geometría vertical cuando la dimensión horizontal del sistema que resiste cargas laterales en cualquier entrepiso es mayor que el 130% que la del entrepiso consecutivo (ver Figura III-5).

3.2.2.2.2 Entrepiso flexible

Se caracteriza porque su rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez del entrepiso inmediato superior o menor al 80% del promedio de la rigidez de los tres entrepisos superiores (NTDS, 1997) como se muestra en la Figura III-6.

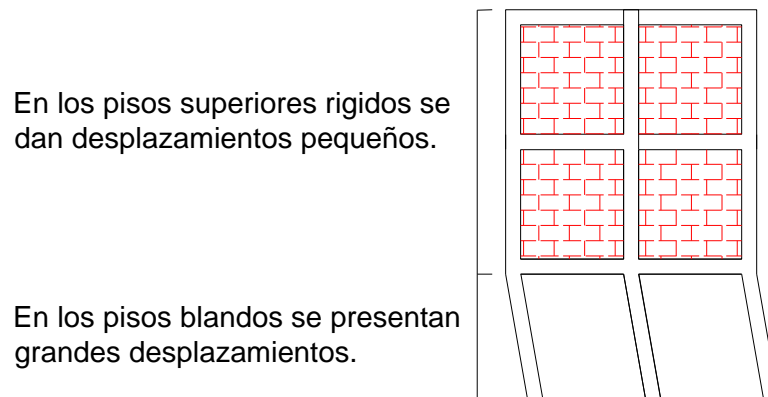


Figura III-6: Entrecolumnado flexible.

3.2.2.2.3 Entrecolumnado débil

Se considera que un entrecolumnado es débil cuando su resistencia es menor que el 80% de la del entrecolumnado superior. Resistencia de entrecolumnado es la resistencia total de todos los elementos resistentes a sismo que comparte el cortante de entrecolumnado en la dirección en consideración (NTDS, 1997) como se muestra en la Figura III-6.

3.2.2.2.4 Cambio de masa

En los cambios de masas se debe verificar como se distribuye en peso en la estructura, por lo que es recomendable examinar si existe alguna variación significativa de pesos o cargas en algún entrecolumnado como por ejemplo: tanques de agua, paredes o losas pesadas, el tipo de uso que tiene o maquinaria pesada o incluso elementos estructurales pesados; siendo lo más adecuado ubicar el mayor peso de la estructura en la parte baja porque las fuerzas sísmicas y su aceleración son mayores en la parte superior de la estructura (Figura III-5).

3.2.2.3 Mecanismo de transmisión de fuerza

Se deben identificar los elementos críticos que soportan las cargas principales para mantener la estabilidad de la estructura sabiendo que un sismo genera una fuerza inercial en los elementos estructurales que la transmiten por medio de los

diafragmas y conexiones horizontales a las vigas y columnas que por últimos se distribuye a las fundaciones del edificio. Se verificará que las cargas de los elementos sean distribuidas apropiadamente, de manera que todos los elementos contribuyan a la resistencia; se debe verificar si existe discontinuidad de los elementos, por ejemplo: falta de una columna o viga necesaria para la resistencia (ver Figura III-7).

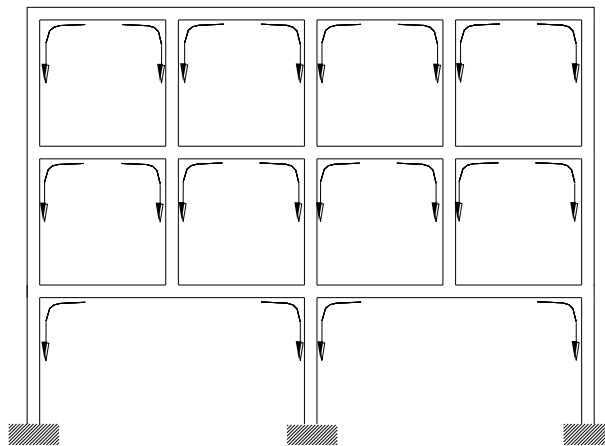


Figura III-7: Mecanismo de transmisión de cargas.

3.2.2.4 Columna débil/viga fuerte

Las columnas siempre deben de ser capaz de recibir mayores esfuerzos que las vigas pudiendo de esta forma controlar mejor los modos de falla y siendo requisito para que tenga un buen comportamiento sísmico, si es el caso contrario da lugar a el efecto de columna débil/viga fuerte dando como resultado grandes efectos P-delta y rotaciones inelásticas en las columnas, además con este efecto la falla se produciría primero en la columna lo cual no es recomendable para la estabilidad estructural, es decir, se producirá una falla por cortante y no por flexión, por lo que el encargado de inspeccionar debe de tener conocimiento de este efecto e identificar en qué punto de la estructura se encuentra para definirlo con un posible punto de falla.

3.2.2.5 Columna corta

Este efecto se produce cuando la altura libre o longitud deformable de una columna es menor en relación con las demás. Al momento de soportar la acción de una fuerza lateral esta columna tiene la misma deformación que las demás, pero al tener una menor longitud de deformación su rigidez aumenta considerablemente, generándose una fuerza mayor en el elemento (ver Figura III-8). Esto puede ser ocasionado por la presencia de paredes (estructurales y no estructurales) o vigas que impide a la columna deformarse libremente en sentido lateral o también por que las columnas pueden estar ubicadas a diferentes niveles del terreno.

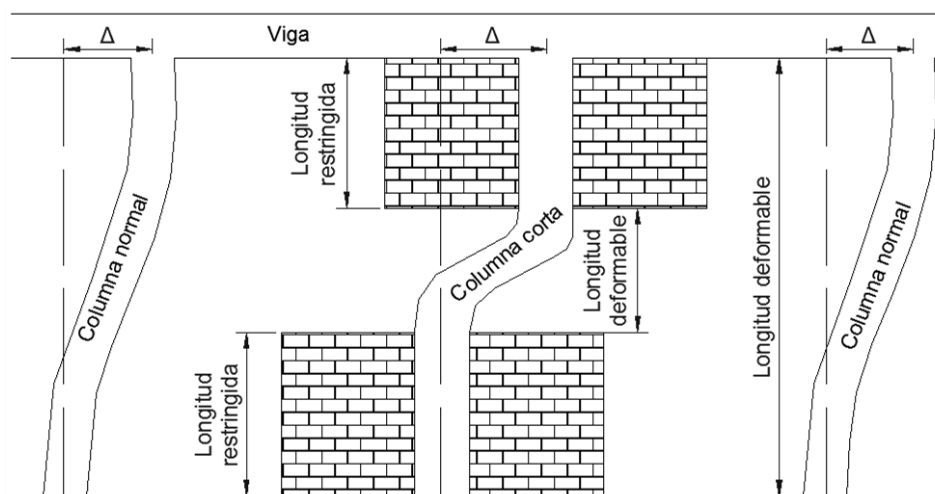


Figura III-8: Columna corta.

3.2.2.6 Verificación de la existencia de juntas sísmicas

Una junta sísmica permite la separación entre edificios o elementos para que se muevan de forma independiente. La existencia de juntas es de mucha importancia para que la edificación tenga un buen comportamiento sísmico porque esta le permite un libre movimiento cuando está sometido a un evento sísmico y evitando el golpeteo. Por lo que se debe de inspeccionar primeramente donde

están ubicadas y además ver si tiene el respectivo material de relleno que cubre el espacio de la junta. En algunos caso las estructuras tiene forma singulares como T o L pudiendo ser consideradas como irregularidades en plantas pero debe verificarse la existencia de juntas sísmicas que dividen la estructura global en formas más sencillas como plantas rectangulares que se comportan mejor sísmicamente.

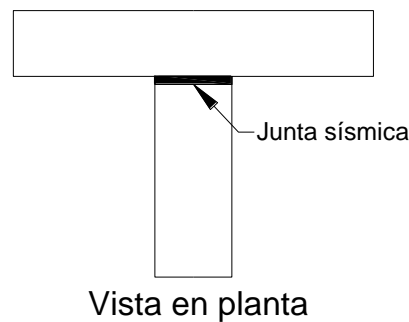


Figura III-9: Juntas sísmicas.

3.2.2.7 Cargas existentes en el edificio

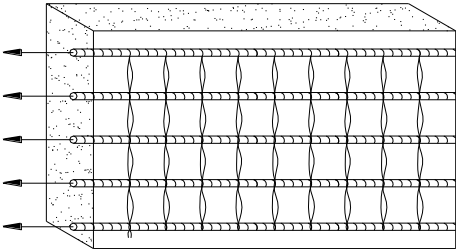
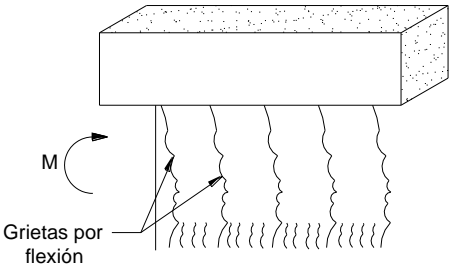
Debido a que no siempre un edificio es utilizado como se plantea en una fase de diseño, al momento de hacer la inspección visual, se debe ver de manera general las cargas que están siendo aplicadas a la edificación, y dejar un registro en caso las cargas sean excesivas.

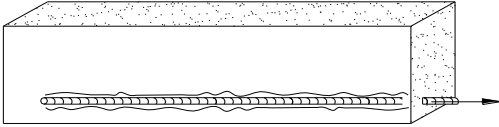
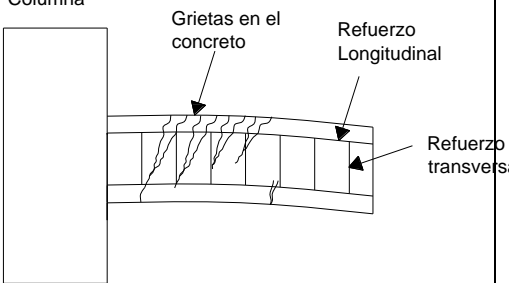
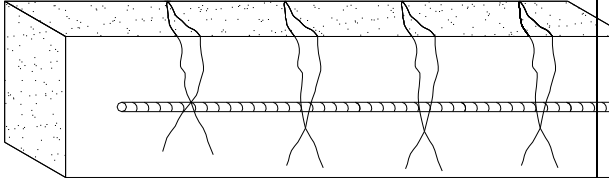
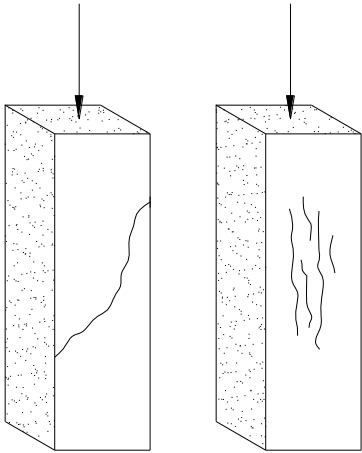
La carga viva se determina en función de la ocupación que posee cada nivel, y mediante los valores estipulados en el Reglamento de Seguridad Estructural para las Construcciones.

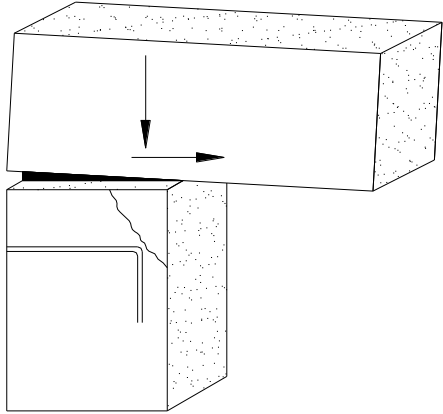
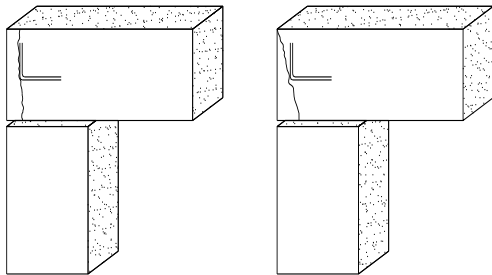
3.2.2.8 Tipos de fallas

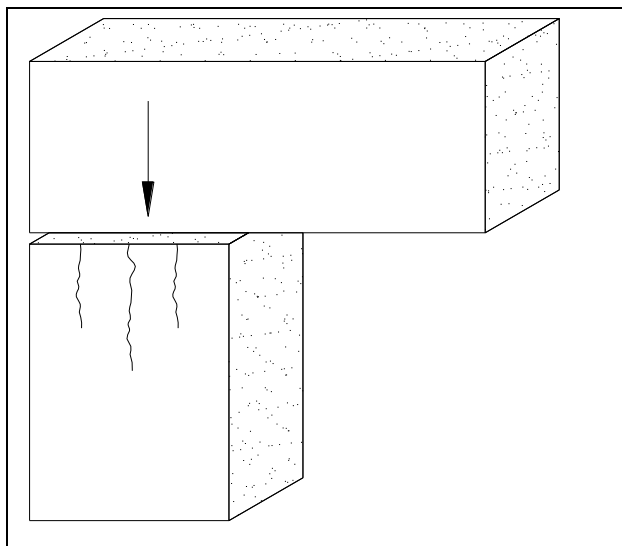
Con la presencia de las irregularidades descritas anteriormente se pueden generar diferentes fallas (grietas) en las estructura ocasionando daños en los elementos estructurales al momento la acción de sismo. En la Tabla III-2 se describen diferentes tipos de fallas que pueden presentarse en un movimiento sísmico.

Tabla III-2: Tipos de fallas.

Fisuras por tracción pura	Fisuras por flexión
<p>Se forman a lo largo de la dirección longitudinal del refuerzo, por exceso de tracción longitudinal, creando planos de falla transversales a lo largo de la sección.</p> 	<p>Son fallas perpendiculares a la dirección del refuerzo longitudinal, estas grietas se extienden hasta el eje neutro.</p> 
<p>Ambos tipos de grietas pueden darse por:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sobrecargas no previstas. - Mala adherencia del acero al concreto. - Mala disposición de acero en el elemento. - Acero transversal de refuerzo insuficiente. - Baja calidad del concreto. 	
Fisuras por adherencia (longitudinales)	Fisuras por cortante
<p>Son aquellas que se forman a lo largo de la dirección de las barras (paralelas a ellas), siendo la causa de este tipo de fallas la falta de adherencia entre el acero y el concreto.</p> <p>Habitualmente se puede dar este tipo de fallas por un mal proceso constructivo, donde las varillas de refuerzo se impregnan de aceites o bentonita.</p>	<p>Las grietas por cortante se producen generalmente cerca de los apoyos o en cargas puntuales bastante elevadas, tienen un ángulo de 45° respecto al eje longitudinal de una viga, y atraviesan todo su espesor.</p>

	 <p>Columna</p> <p>Grietas en el concreto</p> <p>Refuerzo Longitudinal</p> <p>Refuerzo transv.</p> <p>Este tipo de grietas se dan por las siguientes acciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sobrecargas no previstas. - Acero transversal insuficiente. - Mala disposición de acero de refuerzo. - Baja calidad del concreto.
<p>Fisuras por torsión</p> <p>Son fisuras oblicuas en espiral, que atraviesan completamente la sección de los miembros afectados.</p> 	<p>Fisuras por compresión</p> <p>Se dan cuando se sobrepasa la resistencia del elemento en compresión.</p>  <p>Puede darse cuando:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Hay baja resistencia de concreto.

	- Sobrecargas no contempladas en diseño.
Fisuras por rigidez en apoyos	Fisura por falta de refuerzo en el borde
<p>Cuando en una conexión, el elemento apoyado con el elemento de apoyo no tiene una transición de cargas adecuada, ocurre una falla en el nudo.</p>  <p>Causas de grietas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Diseño o construcción inadecuada. - Falta de anclajes o de refuerzo transversal. 	<p>Este tipo de falla ocurre cuando el borde de una viga que se apoya sufre esfuerzos de compresión o tracción locales y no se ha reforzado lo suficiente, o cuando el refuerzo principal está compuesto por varillas de gran diámetro que al ser dobladas requieren de un amplio diámetro de doblado que no se cumple.</p> 
Fisuras por aplastamiento local	
Se producen por concentraciones de cargas en zonas de apoyo de elementos simplemente apoyados.	



3.2.2.9 Daños estructurales

Para representar los daños detalladamente para cada elemento estructural, se separa los diferentes tipos de grietas que se pueden formar en cada elemento estructural y la respectiva causa como se muestra en la Tabla III-3.

Tabla III-3: Tipo de elemento estructural y daños más comunes (Lisette Campos, Manuel Guitierrez & Miguel Martínez, 1996).

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

En una evaluación estructural por desempeño sísmico es muy importante clasificar las fallas en función del ancho, representando de manera empírica la magnitud del daño presente en los elementos estructurales, como se muestra en la Tabla III-4.

Tabla III-4: Clasificación y evaluación de daños (Lisette Campos, Manuel Guitierrez & Miguel Martínez, 1996).

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.

El ACI 224R-01 propone parámetros de anchos de fisuración máximos para elementos de concreto reforzado sometidos a cargas de servicios en diferentes condiciones ambientales, si estos valores son superados se considera como presencia de daños significativos en la edificación, ver Tabla III-5.

Tabla III-5: Anchos de fisura razonable del concreto bajo cargas de servicio (ACI 224R-01)

Condición de exposición	Ancho de la fisura	
	in	mm
Aire seco o membrana protectora	0.016	0.41
Humedad, aire húmedo y suelo	0.012	0.30
Productos químicos descongelantes	0.007	0.18
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0.006	0.15
Estructuras para retención de agua	0.004	0.10

Cuantificación de daños

Cuando se realiza una evaluación estructural, se definen los daños cualitativamente mediante inspección visual (ver Tabla III-4), al momento de generar un modelo, se debe cuantificar los daños observados de manera que sean representativos de las condiciones actuales de la estructura.

Se deben tomar criterios para la reducción de rigidez en elementos en los cuales ha ocurrido daño, el ACI318-08 presenta valores mínimos para reducción de la inercia (I_g) de los elementos, conocidos como parámetros de agrietamiento de secciones; en base a estudios realizados (MacGregor J.G Hage S.E, octubre 1997) y “ (T paulay & M. prinsley, 1992) se propone utilizar las siguientes constantes de agrietamiento de secciones para los diferentes niveles de daños estipulados en la Tabla III-6.

Tabla III-6: Propuesta de parámetros de agrietamiento de secciones.

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	$0.70I_g$

3.3 Ensayos en elementos de concreto reforzado

Se debe elaborar un plan de trabajo para definir la cantidad necesaria de ensayos a ejecutarse, obteniendo como mínimo la resistencia a la compresión del concreto, diámetro, disposición y resistencia a la tensión del acero de refuerzo (ver sección 2.5).

3.4 Análisis sísmico de la edificación

Para conocer el comportamiento sísmico de la estructura es necesario generar un modelo tridimensional en un programa de computadora introduciendo criterios de modelación que represente las características existentes (geometría, cargas, daños, etc).

Con el modelo finalizado se realiza un análisis espectral modal para verificar analíticamente los modos de vibración. Posteriormente, se determina la capacidad de la estructura utilizando un análisis estático no lineal (pushover) definiendo los posibles puntos de falla en las vigas y columnas del edificio.

3.4.1 Análisis espectral modal

Con la representación del edificio en un modelo de computadora se introduce el espectro de diseño que establece la NTDS para realizar un análisis espectral modal con el número de modos suficientes que por lo menos el 90% de la masa participe en la respuesta de cada una de las direcciones horizontales.

Se realiza una comparación del período del modo fundamental de vibración obtenido del programa de computadora y el período calculado en base a la NTDS.

3.4.2 Análisis por cargas de servicio

Al realizar una evaluación estructural es conveniente verificar que no exceda el estado límite de servicio utilizando las posibles combinaciones de carga (carga muerta "CM", carga viva "CV" y sismo en las direcciones "X" y "Y", "SX" y "SY") que actúen simultáneamente en la edificación.

- CM
- CM + CV
- CM + CV \pm SX \pm 0.3 SY
- CM + CV \pm SY \pm 0.3 SX
- CM \pm SX \pm 0.3 SY
- CM \pm SY \pm 0.3 SX

Para estas combinaciones de servicio deberá revisarse que la deflexión ocurrida en los elementos por la carga viva actuante no exceda los valores establecidos en la tabla 9.5 del ACI-318, además de verificar que la deriva de entrepiso no exceda a los valores permisibles según la tabla 8 de la NTDS.

3.4.3 Análisis estático no lineal pushover

Para realizar un análisis estático no lineal debe definirse los patrones de cargas que se aplicarán al edificio, así como los posibles modos de falla y su ubicación, para luego generar la curva de capacidad de la estructura.

3.4.3.1 Definición de los patrones de carga laterales

Se debe definir al menos 2 patrones de carga diferentes, aproximándose a las fuerzas inerciales que ocurrirán ante un evento sísmico, las distribuciones posibles de carga que pueden aplicarse son descritas en la sección 2.2.1.4

3.4.3.2 Definición de rótulas plásticas.

En la definición de rótulas plásticas es necesario conocer el programa de análisis estructural a utilizar, debido a que algunos programas solamente se pueden definir modelos de plasticidad concentradas y otros también incluyen opciones para modelos de plasticidad por fibras. En esta metodología se propone la definición de las rótulas plásticas concentradas en los extremos de las vigas y columnas, forzando que en esos puntos específicos los elementos estructurales entren en el rango plástico y alcancen su máxima capacidad para obtener la deformación máxima (colapso) de la estructura.

Para el cálculo de las rótulas plásticas en las vigas se usa como herramienta la gráfica momento-curvatura (ver Figura III-10) y deben calcularse para cada sección transversal diferente a lo largo de la estructura. Para calcular las rotulas plásticas en las columnas se requiere el uso de los diagramas de interacción (ver Figura III-11) de la sección transversal, en este caso también debe calcularse para cada sección transversal diferente en toda la estructura.

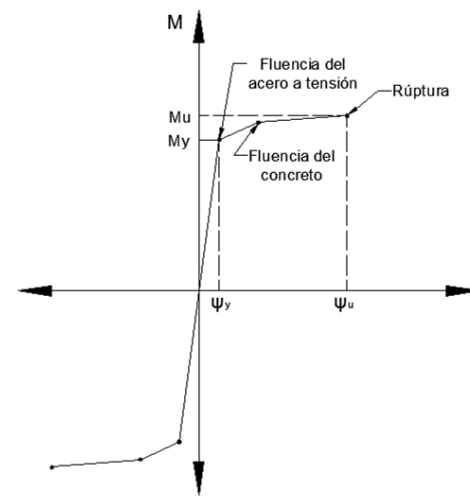


Figura III-10: Grafico de momento-curvatura.

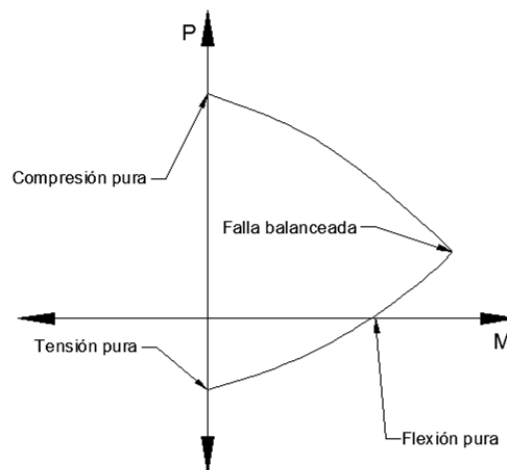


Figura III-11: Diagrama de interacción.

3.4.3.3 Espectro de capacidad

Una vez definidas las rótulas plásticas y patrones de carga a aplicar, se puede obtener la curva de capacidad del edificio y luego transformarla a formato ADSR (Acceleration displacement spectrum response) para obtener el espectro de capacidad.

Se debe realizar la conversión punto por punto de la curva de capacidad para el primer modo de coordenadas espectrales; cualquier punto de "V" y "D" de la

curva de capacidad es convertido a los puntos correspondientes " S_{ai} " y " S_{di} " en el espectro de capacidad usando las siguientes expresiones [Ec. II-23] y [Ec. II-24]

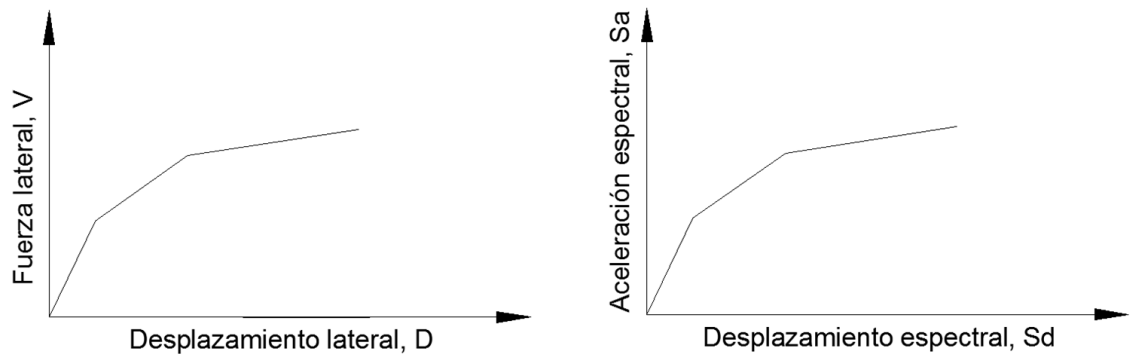


Figura III-12: Curva y espectro de capacidad

3.5 Determinación de la amenaza sísmica

Para determinar la demanda sísmica se toma como base la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador publicada en el año de 1997, la cual presenta un espectro de respuesta elástico que utiliza la respuesta dinámica pico de todos los modos significativos en la estructura.

El análisis en que se basa la NTDS no inicia a partir de las aceleraciones máximas del terreno, sino a partir de la aceleración máxima efectiva cuya probabilidad de excedencia es de 10% en 50 años lo cual equivale a un período de retorno de 500 años (Sgri K. Singh, Carlos Gutierrez y Jorde Arboleda , Julio 1993).

Una de las bases de la NTDS es un estudio realizado en 1993 "Peligro Sísmico en El Salvador" demostrando que los parámetros propuestos del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) para determinar la amenaza sísmica pueden ser aplicados a El Salvador, de tal manera que puede considerarse los factores de reducción de demanda sísmica aplicados en el ATC-40.

Para la reducción de la demanda sísmica se debe considerar un amortiguamiento efectivo de la estructura, para calcular este valor se plantea de manera bilineal del espectro de capacidad y se obtiene el amortiguamiento debido a un ciclo de carga, luego se considera que el amortiguamiento efectivo es la suma del amortiguamiento hysterético y viscoso.

3.5.1 Construcción de espectro elástico de respuesta sísmica según la NTDS

Debido a que en el país no se cuenta con un amplio estudio de amenaza sísmica, por lo que en la NTDS solamente se establece un espectro elástico para un sismo con 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Para la aplicación de esta metodología, dicho espectro se toma como equivalente al sismo de diseño presentado en el capítulo 3 del ATC-40, ya que presenta las mismas características para poder utilizar las ecuaciones y factores de reducción de la demanda sísmica presentadas en el FEMA-356.

3.5.2 Conversión del espectro de respuesta al formato ADRS

El espectro de respuesta que presenta la NTDS se encuentra en función de la aceleración espectral y el período de movimiento siendo necesario transformarlo en un espectro de demanda sísmica (ADSR). Cada uno de los puntos que definen el espectro de respuesta, debe ser convertido al formato ADRS con la ecuación [Ec. II-25]

3.5.3 Determinación de la demanda sísmica reducida

El ATC-40 propone el método para calcular la demanda, usando el espectro de capacidad, tomando como base que este método debe satisfacer que el punto de desempeño debe encontrarse en la intersección de la curva de capacidad y la curva de demanda elástica reducida.

La NTDS contempla un espectro de diseño basado en un amortiguamiento viscoso de 5%, aceptando otro amortiguamiento si se demuestra que dicho valor es consistente con la estructura. Para esta metodología los factores de reducción espectral están dados en términos de “amortiguamiento efectivo” y este amortiguamiento es calculado aproximadamente basado en la forma de la curva de capacidad, estimando el desplazamiento demandado y el resultado de la curva de histéresis (ver sección 2.2.2.1.2)

3.6 Determinación del punto de desempeño

La determinación del punto de desempeño requiere el uso de alguno los tres procedimientos de los métodos de espectro de capacidad o el de los coeficientes de desplazamiento, los cuales son establecidos por el ATC-40.

3.6.1 Procedimiento A

Este procedimiento es un método realmente interactivo, más analítico que grafico; que fácilmente puede ser desarrollado con una hoja de cálculo, para el desarrollo de este método se siguen los siguientes pasos:

- Desarrollar un espectro elástico de respuesta con amortiguamiento de 5%.
- Transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad.
- Seleccionar un punto inicial de desempeño de prueba (a_{pi} , d_{pi}).
- Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad.
- Calcular los factores de reducción espectral.
- Determinar la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda.
- Si el espectro de demanda no se intercepta con el espectro de capacidad con una tolerancia aceptable en el punto a_{pi} , d_{pi} , seleccionar un nuevo punto.

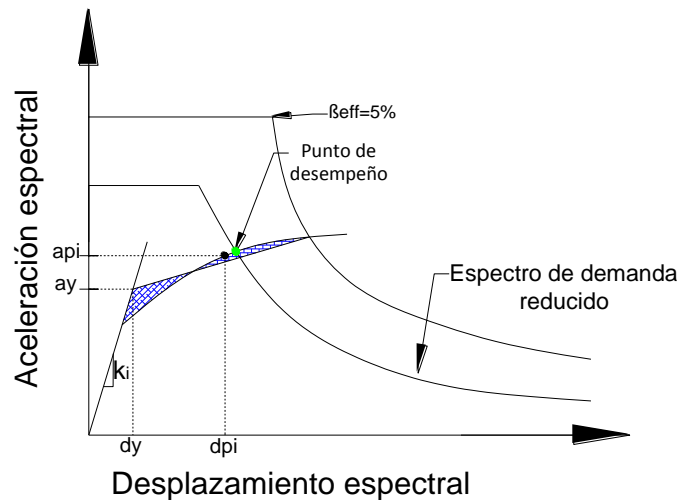


Figura III-13: Punto de desempeño (Procedimiento A).

3.6.2 Procedimiento B

Este procedimiento realiza una simplificación que no se hace en los otros dos procedimientos; asume que no solo la pendiente inicial de la representación bilineal permanece constante, sino que también el punto a_{pi} , d_{pi} y la pendiente después de fluencia permanecen constantes.

- Desarrollar un espectro elástico de respuesta con amortiguamiento de 5%.
- Dibujar el espectro de respuesta con amortiguamiento de 5% y una familia de espectros reducidos con diferentes amortiguamientos.
- Transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad.
- Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad, la pendiente inicial de la curva es igual para la rigidez inicial del edificio.
- Calcular el amortiguamiento efectivo para varios puntos (ver [Ec. II-28]).
- Plotear los resultados obtenidos, con d_{pi} , β_{eq} .
- Conectar los puntos ploteados en el paso anterior, y la intersección de la curva de capacidad con esta línea, será el punto de desempeño.

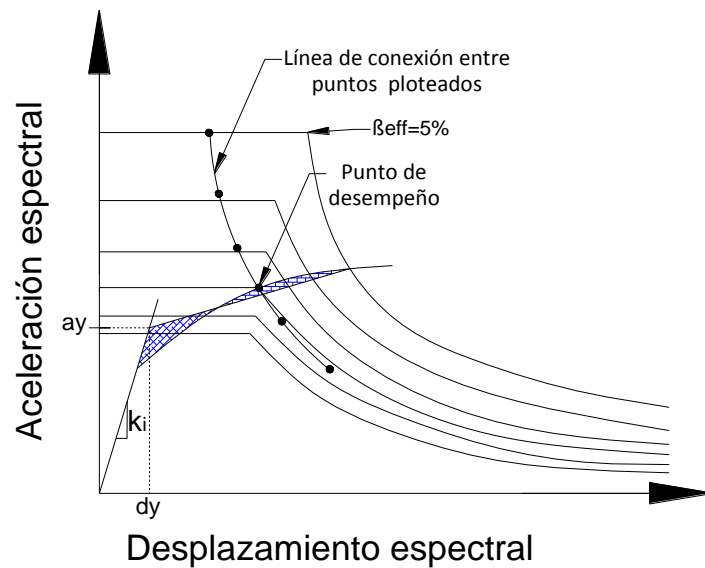


Figura III-14: Punto de desempeño (Procedimiento B).

3.6.3 Procedimiento C

Este procedimiento es una solución gráfica para determinar el punto de desempeño de la estructura, siguiendo los siguientes pasos:

- Desarrollar un espectro de respuesta elástico de amortiguamiento de 5%.
- Dibujar el espectro de respuesta de amortiguamiento de 5% y una familia de espectros reducidos.
- Transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad.
- Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad, seleccionar razonablemente el punto inicial a_{pi} , d_{pi} .
- Determinar valores d_{pi}/d_y , a_{pi}/a_y (ver Figura III-15).

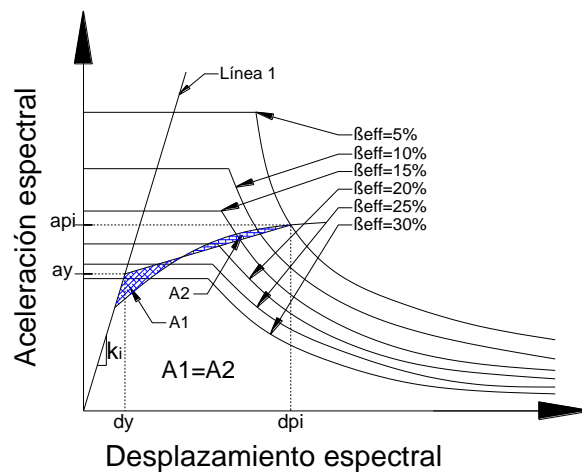


Figura III-15: Procedimiento gráfico para determinar el punto de desempeño (Paso1).

- Con los resultados obtenidos en el paso anterior, ingresar en una de las siguientes tablas (Tabla III-7, Tabla III-8 o Tabla III-9), dependiendo del comportamiento estructural del edificio.

Tabla III-7: Amortiguamiento efectivo en porcentaje del comportamiento estructural tipo A.

dpi/dy	Valores de pendiente (a_{pi}/a_y)						
	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	10	12	16	21	30	37	40
8	11	14	18	23	31	37	40
6	13	16	20	25	33	37	40
4	16	19	23	28	34	37	40
3	16	19	23	27	33	36	39
2	16	19	22	25	29	31	33
1.5	13	16	18	20	23	24	24
1.25	11	12	13	15	16	17	18

Tabla III-8: Amortiguamiento efectivo en porcentaje del comportamiento estructural tipo B.

	Valores de pendiente (api/ay)						
dpi/dy	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	9	10	12	16	23	27	29
8	9	11	13	17	24	27	29
6	10	12	14	19	25	27	29
4	11	14	17	21	25	27	29
3	12	14	17	21	25	27	29
2	12	14	16	19	22	24	25
1.5	11	12	14	15	17	18	18
1.25	9	10	10	11	12	13	13

Tabla III-9: Amortiguamiento efectivo en porcentaje del comportamiento estructural tipo C.

	Valores de pendiente (api/ay)						
dpi/dy	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0
10	7	7	9	10	14	17	20
8	7	8	9	11	15	18	20
6	7	9	10	12	16	18	20
4	8	9	11	13	16	18	20
3	9	10	11	13	16	17	19
2	9	10	11	12	14	15	16
1.5	8	9	9	10	11	11	11
1.25	7	7	8	8	9	9	9

- Extender la línea de pendiente inicial de la curva de capacidad, hasta el espectro de 5%, luego dibujar la línea 2 que inicie desde 0,0 hasta api, dpi.

- Dibujar la línea 3, desde el punto donde se intercepta la línea 1 con el espectro de 5% y el punto donde la línea 2 se intercepta con su valor obtenido de amortiguamiento.
- Donde la línea 3 se intercepta con el espectro de capacidad es donde se estima el punto de desempeño.
- Si el desplazamiento dp_2 está dentro de la tolerancia $\pm 5\%$ del desplazamiento dp_1 , ap_2 , dp_2 es el punto de desempeño.
- Si el desplazamiento no está dentro del rango de tolerancia, probar nuevamente estableciendo otro punto y dibujando la línea 2 (ver
- Figura III-16).

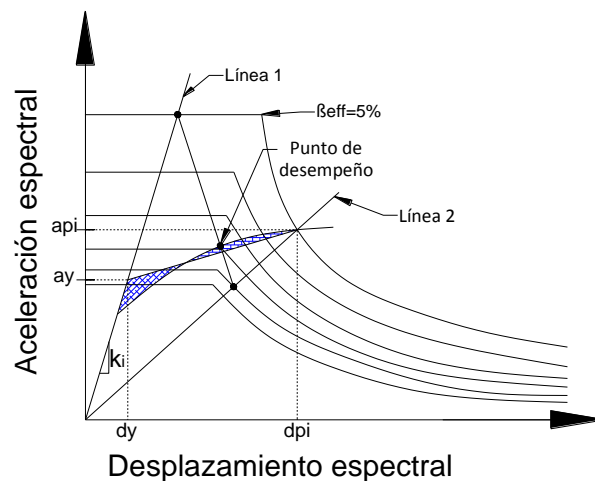


Figura III-16: Procedimiento gráfico para determinar el punto de desempeño (paso 2).

3.6.4 Métodos de los coeficientes de desplazamiento

Es un procedimiento estático no lineal establecido por el Fema-356 y el ATC-40, propuesto como un método alternativo para determinar un objetivo de desplazamiento (nivel de desempeño).

- Se hace una representación bilineal de la curva de capacidad, definiendo un punto de fluencia, se obtiene la rigidez inicial efectiva (K_e) que se define como la rigidez secante pasando por el punto donde la fuerza cortante

igual al 60% de la resistencia de fluencia de la estructura ($0.6 V_y$) y se determina la pendiente de la curva después del punto de fluencia (α) como se muestra en la figura.

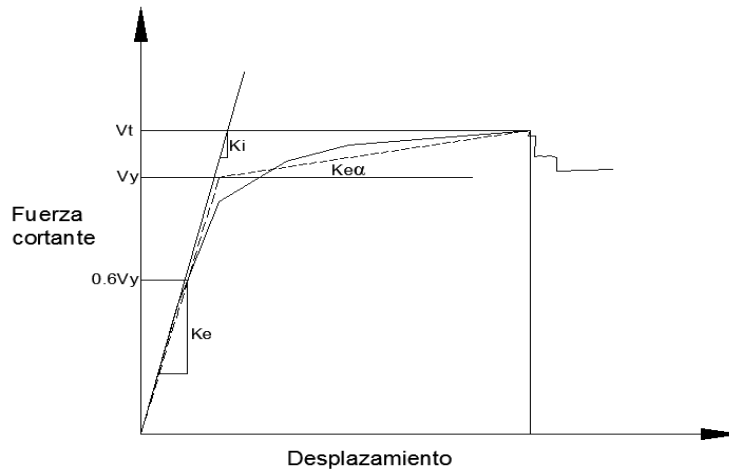


Figura III-17: Curva fuerza-desplazamiento idealizada.

- Se calcular el periodo fundamental efectivo T_e , según la ecuación [Ec.II-32].
- Se determina un objetivo de desplazamiento utilizando la ecuación [Ec.II-33], considerando la respuesta no lineal con los factores de desplazamiento que dependen de las características del edificio.

A continuación se describen en que consiste cada uno de los factores.

- C_0 , factor de modificación depende del número de entrepisos y el patrón de cargas laterales aplicadas que se determinan de acuerdo a la Tabla II-7 o es igual al factor de participación modal del modo fundamental de vibración (PF_1).
- C_1 , factor de modificación relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado de un sistema de un solo grado de libertad con

los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal que puede calcularse con la ecuación [Ec.II-34].

- R , es la relación de la demanda de resistencia elástica y la capacidad de resistencia calculada definida por la ecuación [Ec.II-35].
- C_2 , representa el efecto de caída de la resistencia o la degradación de la rigidez, de manera que considere los daños o el nivel de desempeño esperado en el objetivo de desplazamiento. Este factor se establece en la Tabla II-7, alternativamente se usa $C_2 = 1$ en procedimientos no lineales.
- C_3 , este coeficiente representa los efectos P- Δ que se generan en un edificio por las cargas de gravedad, ocasionando un aumento en los desplazamientos laterales. Se aplica a edificios que presentan una curva bilineal con pendiente negativa después del punto de fluencia, dada por la ecuación [Ec.II-36].

3.7 Límites de respuesta estructural

Una vez determinado el punto de desempeño en base al procedimiento descrito anteriormente se verifica que la estructura cumpla con los límites de respuesta que pueden clasificarse de manera global (de la estructura completa) o de manera local (por elemento), por lo que debe revisarse los siguientes límites.

3.7.1 Límites de aceptabilidad global

Los límites de respuesta global se establecen de acuerdo al tipo de cargas analizadas. Estos límites de respuesta incluyen requerimientos para la capacidad de soportar cargas gravitacionales y desplazamientos laterales admisibles cuando el edificio es sometido a fuerzas sísmicas.

3.7.1.1 Cargas gravitacionales:

El edificio debe tener la capacidad de soportar el total de cargas gravitacionales aplicadas para que pueda cumplir con cualquier nivel de desempeño; si algún elemento o componente de la edificación ha sufrido grandes daños y ha perdido la capacidad de soportar estas cargas, la estructura debe ser capaz de redistribuirlas en el resto de los elementos (ATC-40, Noviembre 1996).

3.7.1.2 Verificación de las deformaciones laterales

Cuando una edificación es sometida a cargas sísmicas responde desplazándose lateralmente, lo cual se representa con la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal (pushover). Para definir los límites de deformaciones laterales de cada nivel de desempeño se multiplican los valores adimensionales de la Tabla III-10 por la altura del edificio.

Tabla III-10: Límites de deformación (Tabla 11-2 en ATC-40)

Límites de deriva de entrepiso	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 limite	Sin limite

En la Figura III-18 se muestra de manera gráfica como se establecen los límites de derivas laterales para cada nivel de desempeño de la estructura.

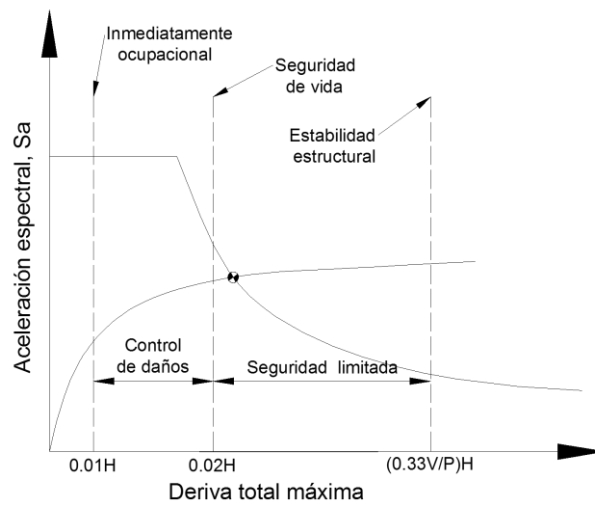


Figura III-18: Límites de derivas para cada nivel de desempeño.

Como requerimiento adicional se establecen límites de derivas laterales establecidas por la NTDS (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	0.015hsx	0.020hsx	Sin Límite
Edificios de 4 pisos o menos y sin acabados frágiles	0.010hsx	0.015hsx	0.020hsx
Todos los otros edificios	0.010hsx	0.015hsx	0.015hsx

hsx : Altura de entrepiso debajo del nivel X.

3.7.2 Límites de aceptabilidad de elementos.

Para determinar los criterios de aceptación de cada elemento, deberán clasificarse en primarios y secundarios, dependiendo su importancia en el sistema para soportar cargas laterales, o su influencia en la determinación del punto de desempeño.

En las tablas 11-3 y 11-4 del capítulo 11 del ATC-40 se proponen los parámetros que definen las rotaciones límites de las rótulas formadas en vigas y columnas respectivamente para cada nivel de desempeño (inmediatamente ocupacional, IO, seguridad de vida, LS, y prevención de colapso, CP) como se muestra en la Figura III-19.

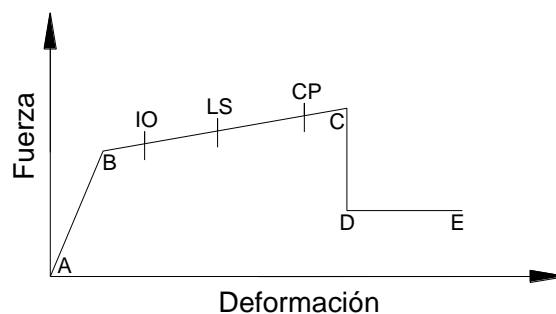


Figura III-19: Curva fuerza-deformación de los elementos.

Este gráfico es el calculado en la sección 3.4.3.2 donde el punto A es la condición sin carga lateral, el punto B representa la fluencia del elemento, en punto C define la máxima capacidad, D es el esfuerzo residual que representa la disminución de la resistencia que puede estar asociada a la fractura del refuerzo longitudinal y el punto E es el punto de máxima deformación.

3.8 Resultado de la evaluación

El análisis de los resultados sirve para determinar si se cumple con el objetivo de desempeño planteado inicialmente; se deberán examinar los daños actuales y el comportamiento de la estructura con la aplicación del análisis estático no lineal

(pushover) para hacer las recomendaciones pertinentes sobre la estructura y cada uno de los componentes.

Se debe revisar el desplazamiento de la estructura en el punto de desempeño calculado según la sección 3.6, luego se compara con los valores límites de respuesta propuestos en la Tabla III-10 y finalmente se determina si la estructura cumple con el objetivo de desempeño establecido en la sección 3.1.

En caso que la edificación no alcance el objetivo de desempeño debe analizarse cada uno de los elementos que alcanzan su límite de aceptabilidad descrito en la sección 0 e indicar los elementos que requieren reforzarse.

3.9 Preparación de documentos para el propietario

Cuando se realiza una evaluación estructural, se toman diversos parámetros y se recopila una gran cantidad de información en cuanto al estado de la estructura, por lo que es necesario presentarlo al propietario de la manera más simple posible.

3.9.1 Plano de daños del edificio

Cuando se realiza una evaluación, debe identificarse en planos los daños que posee cada elemento, ya sea que se haya contado con estos inicialmente o en caso de haberse generado como producto de un levantamiento de campo, la nomenclatura debe estar clara, de modo que sea legible con facilidad para alguien con poca experiencia en el área; se deben indicar niveles, parte del elemento dañado, etc.

3.9.2 Memoria de cálculo

Se debe presentar la memoria de cálculo donde se incorporen datos relevantes de la edificación, como el código con que ha sido revisada, combinaciones de cargas

utilizadas, factores de seguridad, factores de reducción, resultados obtenidos como “datos de salida” del programa de computadora utilizada, etc.

3.9.3 Reporte general de la edificación

Tomando en cuenta los documentos anteriormente mencionados, debe generarse un resumen del estado de la estructura, indicando las áreas que poseen mayor daño estructural, debe recalcar si es necesario realizar reforzamiento de la estructura, reparaciones superficiales que pueden realizarse, dejar en claro el nivel de desempeño que posee la edificación y describir dicho nivel.

3.9.4 Otros documentos alternativos

En algunos casos, debido a que el propietario de la edificación puede no estar familiarizado con el área estructural o con la metodología utilizada, puede alternativamente utilizarse una forma gráfica de representación la cual podría ser un modelo BIM (Building Information Modeling), además de presentar documentos que solicite el propietario.

CAPÍTULO IV: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO AL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA

En este capítulo se aplica el proceso de la metodología propuesta para realizar la evaluación estructural por desempeño sísmico al edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador, partiendo de la información general que describe las características de la edificación, revisión de las condiciones existentes por medio de la inspección visual, definición del objetivo de desempeño y realización de los análisis sísmicos respectivos para determinar la capacidad estructural de la edificación.

4.1 Información General

Inicialmente en esta evaluación estructural se describe la información general del edificio como es: la ubicación, características actuales, uso y estudios preliminares.

4.1.1 Descripción del edificio

La Escuela de Ingeniería Mecánica está ubicada en la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, parte noreste de la Universidad de El Salvador, formando parte del Campus Universitario. La edificación está compuesta por 2 cuerpos (edificio 1 y 2) independientes, divididos por una junta sísmica; la cimentación de ambos edificios está formada por zapatas sobre un suelo S3 (según se establece en la NTDS para las edificaciones con las que no se dispone con un detallado estudio de suelos).

La superestructura de la edificación está formada por marcos de concreto reforzado y paredes de mampostería que no tienen función estructural debido a

que están desligadas del marco por la existencia de juntas sísmicas; las losas están compuestas por un sistema de vigueta y bovedilla, y el techo está compuesto por cubierta de lámina de fibrocemento que se apoya en vigas metálicas de alma abierta (macomber).

El edificio 1 tiene un área construida de 118.5 m² (en planta) y cuatro niveles; el sótano a nivel de piso terminado y actualmente sirve como bodega; el nivel 1 con una altura de 3.65 m y es utilizado como aulas; el nivel 2 con una altura de 7.5 m y es utilizado como aulas; el nivel 3 con una altura 11.35 m y es parte de la escuela de Ingeniería Química y Alimentos; y el nivel de techo con una altura total de 13.9 m (ver Figura IV-1 y Figura IV-2).

El edificio 2 tiene un área construida es de 945m² (en planta) y tres niveles, el primero a nivel de piso terminado y es utilizado como laboratorios, el nivel 2 con una altura de 3.85 m y funciona como cubículos de docentes, el nivel 3 tiene una altura de 7.70 m y se utiliza como escuela de Ingeniería Química y Alimentos, además de centro de reuniones de estudiantes de la escuela de Ingeniería Mecánica; y el nivel de techo con una altura de 10.25 m. En la parte sur de la edificación, se encuentra una nave industrial llamada "Unidad Productiva" (ver Figura IV-1 y Figura IV-2).

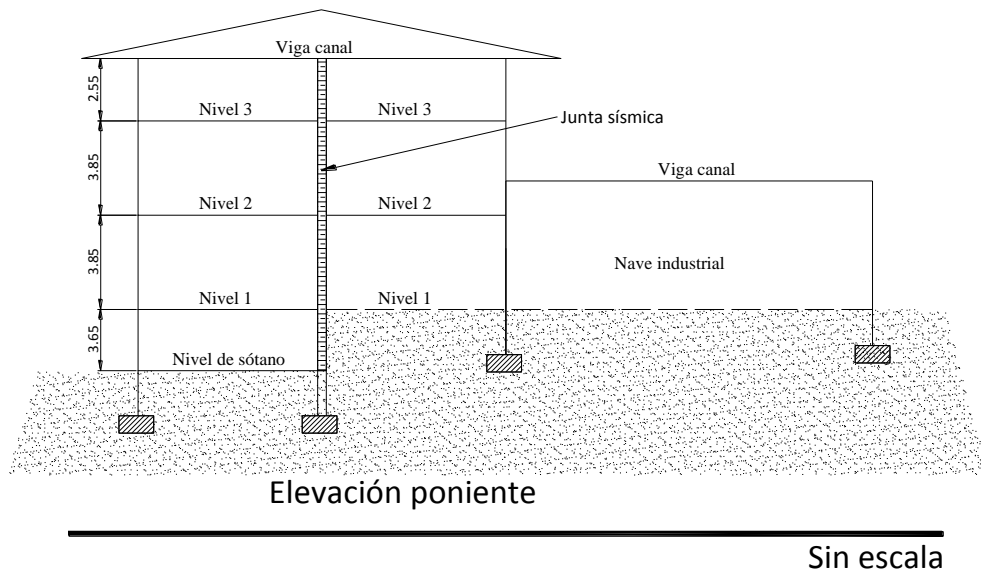


Figura IV-1: Elevación de la edificación.

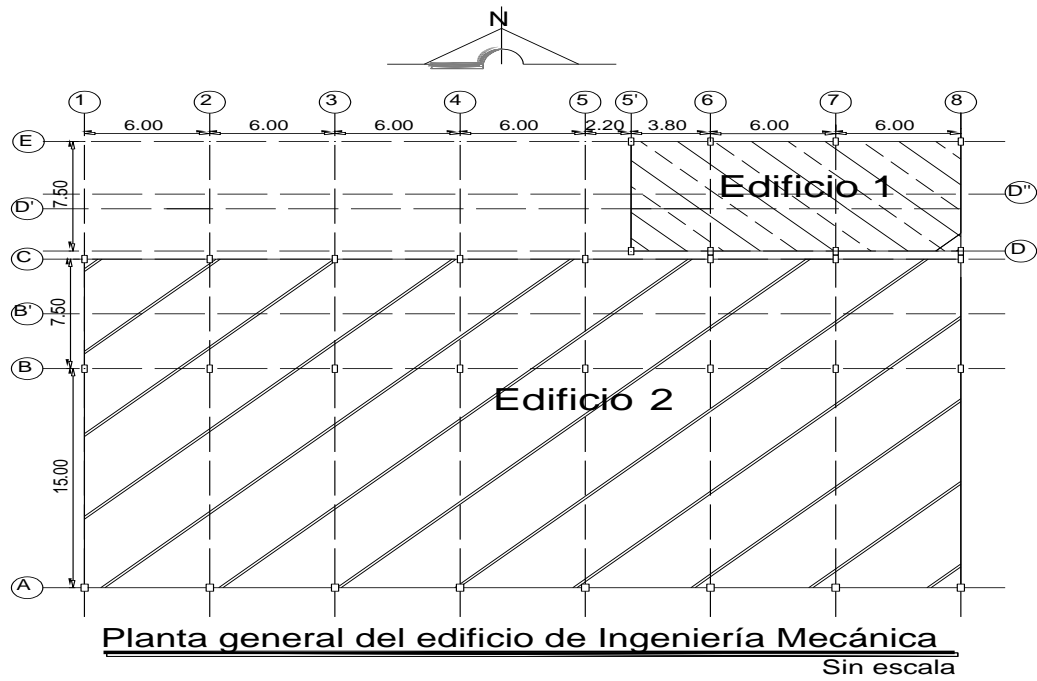


Figura IV-2: Planta general del edificio de Ingeniería Mecánica.

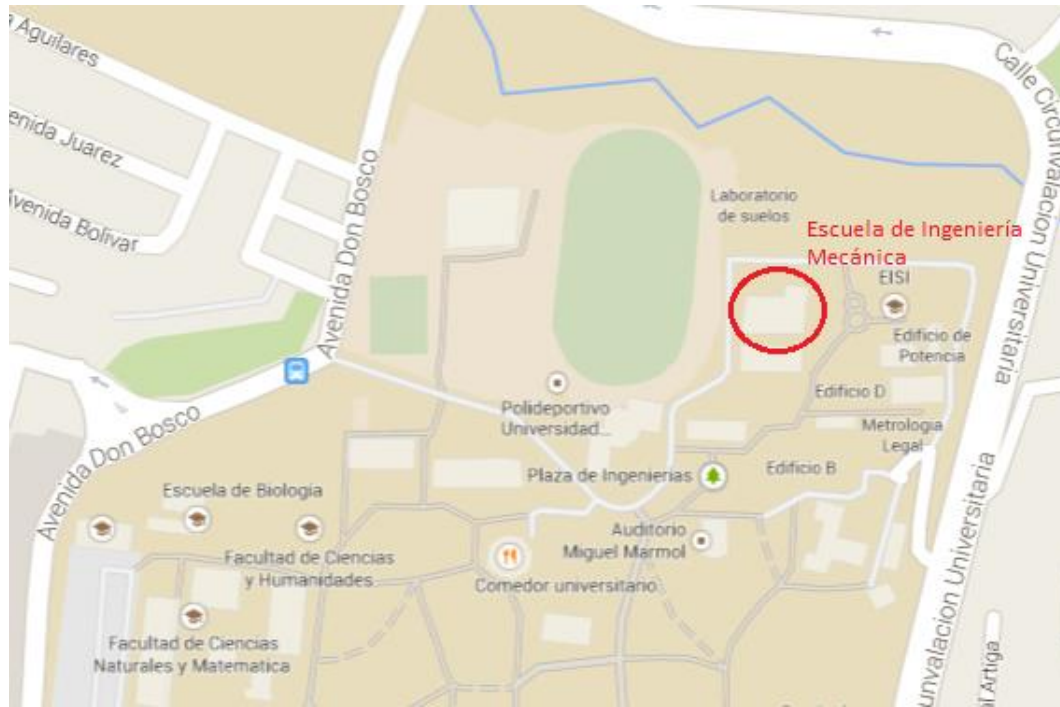


Figura IV-3: Ubicación en planta de la edificación (tomada de Google Maps).



Fotografía 1: Fachada Norte del Edificio 1.



Fotografía 2: Fachada Este de la Edificación (edificio 1 y 2).



Fotografía 3: Fachada Oeste del Edificio 2.



Fotografía 4: Fachada Sur del Edificio 2.

4.1.2 Estudios preliminares

La construcción de la edificación fue finalizada en el año de 1977 por lo que el sismo de 1986 fue el primero de gran magnitud al que fue sometida; luego la Comisión Evaluadora de daños integrada por un grupo de docentes del Departamento de Estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil y el Decanato de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura (FIA) realizaron una evaluación rápida indicando con un color de bandera el daño del edificio dando como resultado “Bandera de color amarillo”, es decir moderadamente dañado estableciendo áreas limitadas.

Posteriormente en 1987 por iniciativa de la Escuela de Ingeniería Civil se realizó una evaluación más detallada, modelando algunos marcos para determinar la capacidad estructural; además se realizó un procedimiento que consistió en el desprendimiento de algunos elementos estructurales para conocer la disposición

de acero de refuerzo, como resultado se propuso el diseño y se construyó el apuntalamiento del techo en el ala poniente de la tercera planta el cual había fallado localmente (Lisette Campos, Manuel Guitierrez & Miguel Martínez, 1996).

En 1996 se realizó como trabajo de graduación la “Evaluación de daños y rediseño estructural del Edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica”; en la cual realizaron ensayos en distintos elementos de la estructura para poder determinar la resistencia del concreto, también se realizó un estudio donde fue retirado el recubrimiento de una columna para conocer el diámetro y distribución de acero de refuerzo. De acuerdo a los estudios y mediante un análisis sísmico se propuso una alternativa de reforzamiento en los elementos que presentaban menor capacidad que la demanda, el cual fue muros de corte en las columnas y encamisados en las vigas, pero no fue ejecutado.

Como parte de un trabajo en la Maestría de la Maestría en Ingeniería Estructural en el 2013 los alumnos realizaron una evaluación llamada “Análisis Estructural del Edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica de la Universidad de El Salvador” en la cual determinaron datos relevantes como son: el estudio suelos sobre el que ubicado el edificio, detallado del acero de refuerzo del edificio, resistencia de los materiales y levantamiento de daños, levantamiento arquitectónico y estructural, pero no realizaron un análisis estructural detallado.

4.2 Revisión de las condiciones existentes

Se recolectan los planos disponibles documentados en estudios realizados en años anteriores y se verifican las condiciones actuales de la edificación. Se cuenta con la información de la geometría en planta del edificio, dimensiones de los elementos estructurales y disposición del acero de refuerzo; por medio de una

visita de campo se revisa que los planos sean consistentes con la construcción. El proceso se describe detalladamente a continuación:

4.2.1 Revisión de planos

Se disponen de planos de la geometría en planta del edificio, detalle del techo y el posible detallado del acero de refuerzo de vigas y columnas. Revisando detalladamente los planos se observan las siguientes características:

- La edificación está conformado por marcos de concreto reforzado en la dirección Norte- Sur y Este-Oeste que resisten la totalidad de la cargas lateral y gravitacionales, siendo clasificada según la NTDS con un sistema "A".
- El edificio está compuesto por diferentes secciones transversales de vigas de 55x20 cm en la dirección Este-Oeste y 75x25 cm en la dirección Norte-Sur, las columnas se tiene una sección de 50x35 cm hasta en nivel 2 y 35x25 cm en el nivel 3 (ver anexo 1).
- El sistema de entrepiso de los niveles 1, 2 y 3 están compuesto por un diafragma semi-flexible de losa de vigueta y bovedilla, cargada de forma unidireccional en dirección norte-sur (ver anexo 1)
- El techo está compuesto por cubierta de lámina de fibrocemento que se apoya en vigas metálicas de alma abierta (macomber).
- No se cuenta con información en planos de las paredes de la edificación, pero se determinó que son paredes de mampostería que cumple nada más con la función de relleno.
- Las fundaciones de la estructura están formadas por zapatas aisladas.

4.2.2 Inspección visual

Por medio de la inspección visual se hizo un reconocimiento general en la estructura, identificando que la edificación de la Escuela de Ingeniería Mecánica

está dividido en dos edificios debido a la existencia de una junta sísmica entre los ejes “D” y “C” que permiten que cada uno tengan libertad de movimiento, además se determinó el número de niveles del edificio y el usos que tiene cada una de su áreas.

Se realizó un levantamiento de la geometría de la estructura, midiendo las dimensiones de los elementos, distancia entre ejes y altura de entrepiso, comparando esta información con los planos estructurales; además se determinó la existencia de irregularidades y deficiencias en la estructura, efectuándose un levantamiento de daños de la estructura siguiendo la nomenclatura de la Tabla IV-1.

Tabla IV-1: Nomenclatura general para la inspección visual.

Sigla	Significado
Ubicación:	
N_	Nivel
E_	Entrepiso
EJ_	Eje
T_	Tramo
Elemento:	
C	Columna
VP	Viga Principal
VS	Viga Secundaria
L	Losa
VC	Viga Canal
N	Unión Viga-Columna
PE	Pared Estructural
PR	Pared de Relleno
Materiales:	
AC	Acero

CR	Concreto Reforzado
CP	Concreto Prefabricado
MB	Mampostería de Bloque
ML	Mampostería de Ladrillo de Barro
Tipos de grietas y fallas:	
GTP	Grieta por Tracción Pura
GF	Grieta por Flexión
GA	Grieta por Adherencia
GC	Grieta por Cortante
GT	Grieta por Torsión
GRA	Grieta por Rigidez en Apoyos
GFR	Grieta por Falta de Refuerzo
GAp	Grieta por Aplastamiento
PR	Perdida del Recubrimiento

De la inspección visual realizada se identificó las siguientes irregularidades, deficiencias y daños en los elementos estructurales:

4.2.2.1 Irregularidad de la estructura

Revisando los planos y realizando la inspección visual en la edificación se identificaron las irregularidades estructurales de la Tabla IV-2.

Tabla IV-2: Irregularidades de la estructura.

Irregularidades horizontales	
Tipo	Descripción
Irregularidad en planta	<ul style="list-style-type: none"> • Edificio 1: No presenta simetría en la distribución de los ejes. • Edificio 2: Presenta una irregularidad ocasionada por la ubicación de una nave industrial en la parte sur del edificio.

Irregularidades verticales	
Tipo	Descripción
Irregularidad en geometría	<ul style="list-style-type: none"> • Edificio 2: presenta irregularidad por la diferencia de altura entre la nave industrial y el resto del edificio.

4.2.2.2 Deficiencias estructurales

Revisando los planos y realizando la inspección visual en la edificación se identificaron las deficiencias estructurales de la Tabla IV-3.

Tabla IV-3: Deficiencias estructurales.


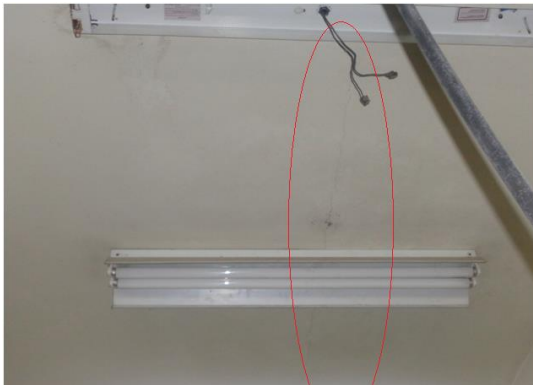
Tipo	Descripción
Columna corta	<ul style="list-style-type: none"> • Edificio 1: se identificó efecto de columna corta en las columnas del entrepiso 1 sobre el eje E en la dirección este-oeste. • Edificio 2: se observó efecto de columna corta en las columnas 1B, 2B, 3B y 4B en la dirección norte-sur.



4.2.2.3 Registro de daños y fallas

De la inspección visual se identificaron daños en los elementos estructurales de la edificación. En la Figura IV-1 se presenta la distribución de niveles del edificio realizada por conveniencia de representar la ubicación de los daños encontrados.

En la Tabla IV-4 se presentan los daños únicamente para una viga, una columna y una losa para ejemplificar el registro de daños con su respectiva ubicación y descripción, en anexo 2 se muestra el registro completo de daños de la edificación con su respectiva fotografía, omitiendo las imágenes de los daños ligeros ya que no son visibles; además en el anexo 3 se presentan los planos de daños en los elementos de la edificación.

Tabla IV-4: Descripción de daños.

Ubicación y fotografía del daño	Descripción
 <p data-bbox="505 926 716 961">N2, VP, 2(B-C)</p>	<p data-bbox="935 457 1227 493">Área de laboratorio:</p> <p data-bbox="935 533 1419 747">Perdida de recubrimiento (PR) en la viga del eje 2 (tramo B-C) a una distancia de 0.5 m del rostro de la columna del eje C.</p>
	<p data-bbox="935 1016 1370 1052">Área de cubículos de docente:</p> <p data-bbox="935 1092 1419 1545">Dos grietas en la losa del nivel 3 (tablero 5 y 6) paralelas al eje 4, una se extiende desde el eje B al eje C y la otra inicia desde el eje B con una longitud de 5.55 m, a una distancia de 1.65 m y 4.50 m respectivamente ambas medidas desde el rostro de la viga del eje 3.</p>

 <p data-bbox="493 730 727 772">N3, L, (B-C)(3-4)</p>	
 <p data-bbox="548 1245 675 1287">E3, C, B2</p>	<p data-bbox="935 825 1260 867">Exterior del edificio 2:</p> <p data-bbox="935 898 1422 1171">(GC y GF) Existe desprendimiento de concreto en la parte inferior al costado sur de la columna ubicada en la intersección de los ejes B y 2 del nivel 3.</p>

4.2.3 Cuantificación de daños

Después de realizar la inspección visual los daños mostrados en el anexo 2 se representan cuantitativamente tomando como base los criterios de la Tabla III-6 descritos en la sección 3.2.2.9 con el objetivo de introducir los datos en un modelo de análisis estructural.

De acuerdo a lo observado se considera que los daños en losas no son de tipo estructural; tomando en cuenta el tipo de falla y clasificación de daños se utiliza los factores de agrietamiento en las secciones de vigas y columnas definidos en la Tabla IV-5.

Tabla IV-5: Cuantificación de daños en elementos estructurales.

Elemento	Tipo de falla	Clasificación	Factor de agrietamiento
N2, VP, B(3-4)	GA	Estructural fuerte	$0.40I_{gA}^{(1)}$
N2, VP, B(4-5)	GA	Estructural ligero	$0.50I_{gA}^{(1)}$
N2, VP, 2(B'-C)	PR	Estructural Grave	$0.35I_{gA}^{(1)}$
N2, VS, B'(2-3)	GC	Estructural ligero	$0.50I_{gC2}^{(3)}$
N2, VP, D(6-7)	GF	Estructural fuerte	$0.40I_{gM3}^{(2)}$
N2, VP, E(5'-6)	GC	Estructural ligero	$0.50I_{gC2}^{(3)}$
E2, C, C5	PR	Estructural grave	$0.70I_{gA}^{(1)}$
N3, VP, 2(B-C)	GF	Estructural ligero	$0.50I_{gM3}^{(2)}$
N3, VP, 3(B-C) N3, VP, 4(B-C) N3, VP, 5(B-C)	GF	Estructural ligero	$0.50I_{gM3}^{(2)}$
N3, VP, 6(D''-E)	GA	Estructural ligero	$0.50I_{gA}^{(1)}$
N3, VP, D(7-8)	GF	Estructural ligero	$0.50I_{gM3}^{(2)}$
N3, VS, B'(2-3)	GF	Estructural ligero	$0.50I_{gM3}^{(2)}$
E3,C, B1	PR	Estructural grave	$0.70I_{gA}^{(1)}$
E2, C, D5'	PR	Estructural grave	$0.70I_{gA}^{(1)}$
E2, C, D6	PR	Estructural grave	$0.70I_{gA}^{(1)}$
E2, C, D7	PR	Estructural grave	$0.70I_{gA}^{(1)}$
E2, C, D8	PR	Estructural grave	$0.70I_{gA}^{(1)}$
E3,C, B2 E3,C, B4	GC o GT	Estructural grave	$0.70I_{gC2}^{(3)}$ $0.70I_{gC3}^{(4)}$ $0.70I_{gGT}^{(5)}$
E3,C, B3	GC o GT	Estructural grave	$0.70I_{gC2}^{(3)}$ $0.70I_{gC3}^{(4)}$ $0.70I_{gGT}^{(5)}$

⁽¹⁾ Inercia de la sección gruesa.

⁽²⁾ Inercia de la sección resistente a momento en la dirección 3-3.

⁽³⁾ Inercia de la sección resistente a cortante en la dirección 2-2.

⁽⁴⁾ Inercia de la sección resistente a cortante en la dirección 3-3.

⁽⁵⁾ Inercia de la sección resistente a torsión.

4.3 Objetivo de desempeño

Al momento de definir el objetivo de desempeño es necesario conocer el uso de la edificación y el estado de la misma, además la demanda sísmica establecida.

Actualmente la edificación es utilizada para aulas y oficinas de docentes, por lo que se requiere la ocupación inmediata después de un evento sísmico. De acuerdo a la Tabla IV-5 se conoce que la edificación presenta daños significativos en algunos elementos estructurales (vigas y columnas) pero mantienen la estabilidad sin peligro de colapso.

La NTDS plantea ecuaciones para generar un espectro de respuesta elástico considerando un sismo de diseño que no ocurre frecuentemente en la vida útil de la edificación; este sismo posee el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años y un período de retorno de 475 años; por lo que para fines de la metodología basada en desempeño sísmico podemos comparar con los sismos establecidos en el ATC-40 (Sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo) y tomar la decisión de revisar los límites de daños que la edificación puede tener haciendo la similitud entre el sismo de la NTDS y el sismo de Diseño del ATC-40, considerado como el movimiento del terreno que se aplica para diseño de nuevos edificios según códigos internacionales (UBC y la CBC)

En base a los factores anteriores se establece el objetivo de desempeño, considerando que la edificación presenta daños en algunos elementos estructurales (ver sección 4.2.2.3) que disminuyen la resistencia y rigidez global de la estructura, además, afectan el comportamiento ante un evento sísmico. Tomando en cuenta que la edificación pertenece a la Universidad de El Salvador teniendo altos niveles de ocupación, lo cual según la NTDS se considera como un edificio de ocupación especial, por lo que se espera que mantenga un margen de deformaciones antes del colapso además de no presentar caída de elementos que

puedan generar un colapso parcial que atente con la vida de las personas, por lo que se establece un nivel de desempeño de seguridad de vida para el sismo de diseño.

Tabla IV-6: Definición de objetivos de desempeño

Movimiento sísmico	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Inmediatamente ocupacional	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Sismo de diseño			●	

4.4 Determinación de la calidad de los materiales

Para el análisis de esta edificación no se realizaron ensayos a los materiales debido a que se cuenta con información tomada de estudios anteriores sobre la resistencia de los mismos.

En el trabajo de graduación “Evaluación de daños y rediseño estructural del Edificio de la Escuela de Ingeniería Mecánica (Lissette Campos, Manuel Guitierrez & Miguel Martínez, 1996), se realizó una serie de ensayos de resistencia a compresión del concreto determinando un valor mínimo de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y la resistencia a tensión del acero con un valor mínimo de $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

La información sobre el detallado del refuerzo de los elementos se obtuvo de los trabajos desarrollados en la Maestría en Ingeniería Estructural en la materia Fundamentos de Ingeniería Sísmica (a cargo del PhD. Manuel Alfredo López Menjívar), donde se cuenta con la sección transversal de los elementos y la distribución del acero de refuerzo. En la Figura IV-4 se presenta como ejemplo una de las secciones transversales de las vigas con las que se dispone y el detalle de todas las vigas del edificio se presentan en el anexo 1.

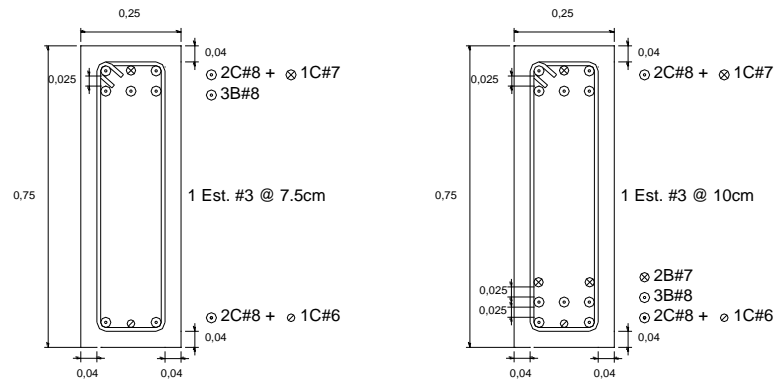


Figura IV-4: Ejemplo de sección transversal de viga de 25x75cm

4.5 Análisis sísmicos

El análisis sísmico del edificio de la escuela de Ingeniería Mecánica se realiza modelando las características actuales de la edificación en un programa de computadora, basándose en los planos estructurales disponibles y datos recopilados.

4.5.1 Criterios de modelación

Con la información recopilada en campo y los planos estructurales de la edificación se modela la geometría completa (Ver planos en anexo 1), se deben introducir valores numéricos en el programa de computadora que representen de la forma más aproximada los valores reales, tanto la calidad de los materiales como la configuración estructural; una consideración de gran importancia es que al momento de modelar la edificación no tomar en cuenta la conexión de la nave industrial con el edificio 2 ya que la nave industrial recibe mayor daño, llegando al colapso mucho antes que el edificio 2 reciba un daño considerable.

Debido a que la nave industrial no se considera en la modelación, se toma el edificio como un ejemplo de aplicación para la metodología.

Para la realización del análisis no lineal pushover, se toma cada uno de los edificios por separado (Figura IV-7), debido a que por la junta sísmica existente son independientes uno de otro

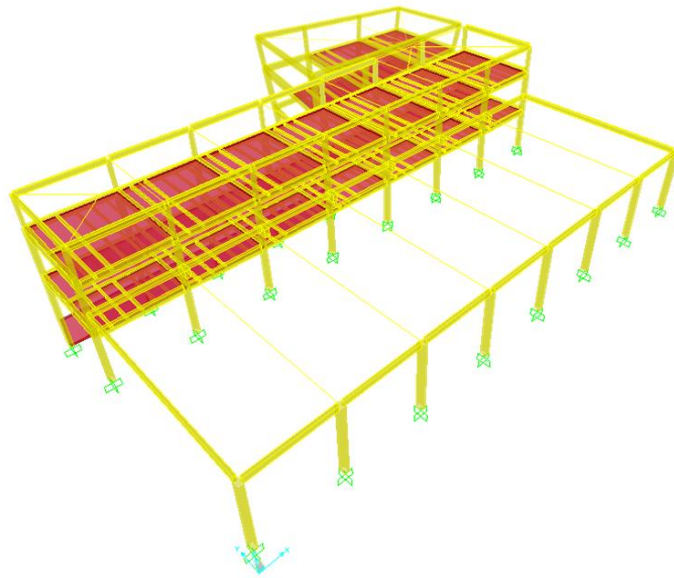


Figura IV-5: Geometría completa según planos estructurales.

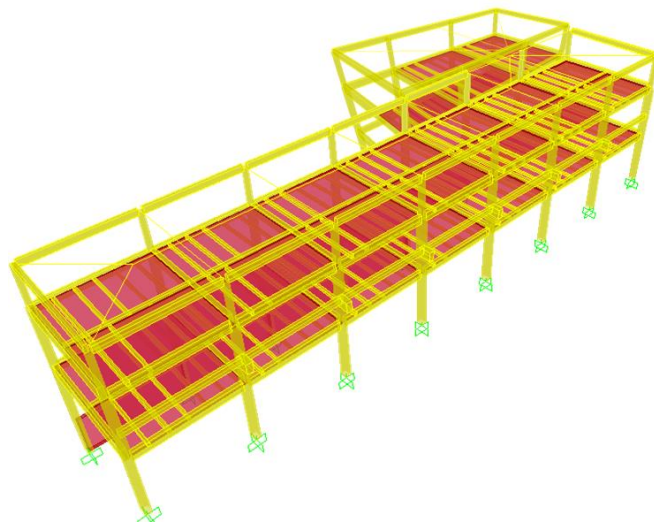


Figura IV-6: Geometría de la edificación considerada en el análisis estático no lineal.



Figura IV-7: Edificios modelados independientemente en el programa de computadora.

4.5.1.1 Normas aplicables

Al momento de realizar la evaluación estructural, se toma en cuenta los parámetros estipulados por los reglamentos, códigos o normas vigentes en el país para establecer las cargas gravitacionales y sísmicas aplicadas, siendo estos:

- Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, 1996.
- Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1997.

4.5.1.2 Resistencia de materiales

Resistencia del concreto a compresión	210	kg/cm ²
Resistencia del acero a tensión	2800	kg/cm ²

4.5.1.3 Cargas gravitacionales

Carga Muerta (CM)

Peso volumétrico del concreto	2400	kg/m ³
Sobrecarga en losa	20	kg/m ²
Ladrillo sobre losa	120	kg/m ²
Cielo falso + instalaciones eléctricas	30	kg/m ²

Divisiones interiores	70	kg/m ²
Techo	17	kg/m ²
Estructura metálica	15	kg/m ²
Ventanería	35	kg/m ²
Peso volumétrico del acero	7833	kg/m ³
Pared de ladrillo de barro cocido	450	kg/m ²
Carga Viva (CV)		
Carga viva máxima en losa	250	kg/m ²
Carga viva máxima en escalera	350	kg/m ²

4.5.1.4 Agrietamiento de las secciones

Para la representación del daño existente en los elementos estructurales, se toma el criterio que se establecen en la Tabla IV-5, tomando en cuenta el tipo de falla que ha ocurrido y la extensión del daño en el elemento. La forma de introducir los valores al programa de computadora es mediante la reducción de constantes inerciales (Corte, torsión, área gruesa de la sección, etc.)

4.5.1.5 Rótulas plásticas

La definición de rótulas plásticas para vigas se hace por medio de los diagramas de momento-curvatura y para columnas con los diagramas de interacción como se explicó en la sección 3.4.3.2, a continuación se presentan las ecuaciones para calcular los diagramas mencionados:

- **Vigas**

Mediante la Figura IV-8 se establecen las ecuaciones de equilibrio y la relación de compatibilidad de deformaciones para calcular el punto del diagrama momento-curvatura.

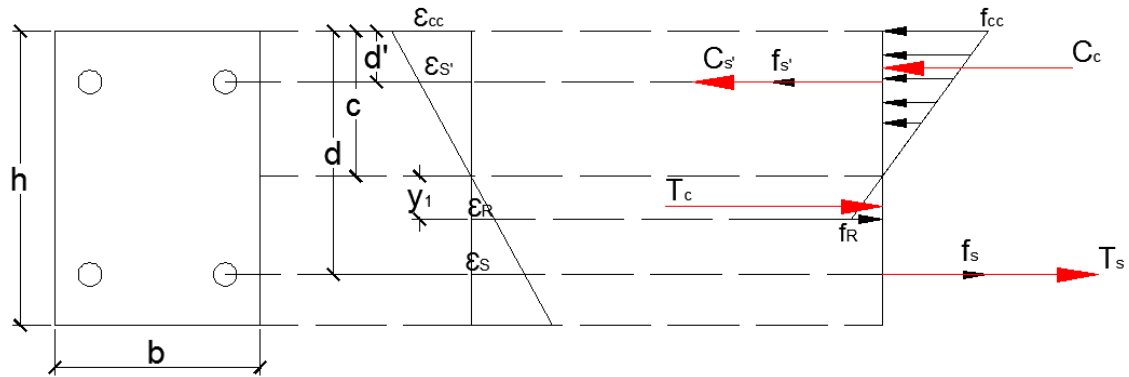


Figura IV-8: Equilibrio de la sección de una viga.

- Fuerzas del equilibrio de la sección:

$$C_c + C_s = T_c + T_s \quad [Ec. IV-1]$$

Momento de equilibrio alrededor del eje neutro:

$$M = C_c \left(\frac{2}{3} c \right) + C_s (c - d') + T_c \left(\frac{2}{3} y_1 \right) + T_s (d - c) \quad [Ec. IV-2]$$

- La compatibilidad de deformación debe satisfacer:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\varepsilon_s c}{d - c}; \quad \varepsilon_{s'} = \frac{\varepsilon_s c}{d - c}; \quad y_1 = \frac{\varepsilon_R (d - c)}{\varepsilon_s} \quad [Ec. IV-3]$$

Si la deformación del acero de refuerzo ε_s , y ε_s es mayor que la deformación de fluencia ε_y entonces el esfuerzo del acero será tomado como f_y ; así mismo si la deformación del concreto es mayor a la deformación de fluencia ε_{cy} entonces el esfuerzo del concreto será tomado como f'_c .

- La curvatura está determinada por:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_s}{d - c} \quad [Ec. IV-4]$$

Mediante el uso de una hoja de cálculo se obtuvieron los valores de momento-curvatura (ver Tabla IV-7) de la rótula plástica, R1', presentada en el anexo 4, en

la cual se identifican los puntos de las condiciones: agrietamiento del concreto a tensión, fluencia del acero a tensión, fluencia del concreto a compresión y la deformación unitaria máxima (0.003) del concreto a compresión, dando como resultado:

Tabla IV-7: Valores de momento y curvatura de la sección R1'.

M (Ton-m)	φ (rad/m)
-18.85	-0.0476
-18.64	-0.0109
-18.19	-0.0027
-8.23	-0.0004
0.00	0.0000
8.23	0.0004
18.19	0.0027
18.64	0.0109
18.85	0.0476

En la Figura IV-9 se presenta el diagrama momento curvatura de la rótula plástica R1'.

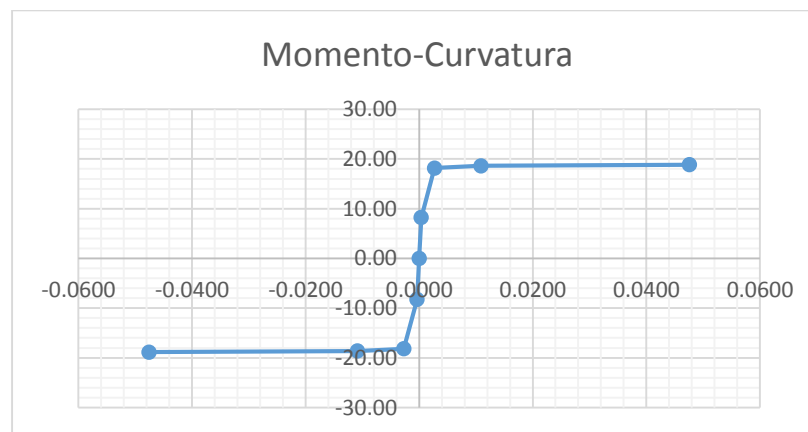


Figura IV-9: Diagrama de momento curvatura de la sección R1'.

En un comportamiento real de una estructura ante eventos sísmicos se pueden generar agrietamiento de la sección transversal en cualquier parte a lo largo de los elementos estructurales de acuerdo a la magnitud de los esfuerzos. Como se conoce en los marcos sometidos a acciones sísmicas los mayores esfuerzos ocurren en los extremos de los elementos, por lo que se debe de hacer una simplificación definiendo posibles puntos en los cuales se pueden generar las rótulas plásticas, una buena estimación donde se generan las rotulas plásticas es longitud plástica, l_p , es la mitad del peralte de la sección, $0.5h$ (T paulay & M. prinsley, 1992) como se observa en Figura IV-10.

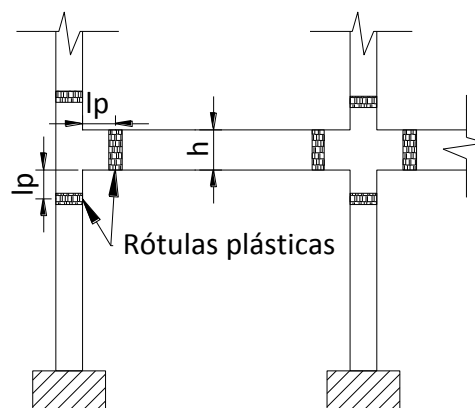


Figura IV-10: Representación de la longitud plástica.

Si el programa que se utilice solo permite introducir valores de rotación y no valores de curvatura entonces, se debe calcular el valor de la rotación del valor en la longitud plástica ($\theta = \varphi * l_p$).

Para introducir los valores al programa de computadora, se normalizan los valores tomando como la unidad el valor de fluencia del acero, además, se establecen los límites de curvatura o rotación para cada nivel de desempeño inmediatamente ocupacional, IO, seguridad de vida, LS, y estabilidad estructural, CP. En la Tabla IV-8 se muestran los valores normalizados de la rótula plástica ($R1'$) con sus respectivos límites.

Tabla IV-8: Valores normalizados de momento- curvatura de la rótula plástica R1'.

Momento	Curvatura	Límites de curvatura	
-0.20	-26.42	IO	1
-0.20	-17.62		
-1.04	-17.62		
-1.00	0.00	LS	8.81
0.00	0.00		
1.00	0.00		
1.04	17.62	CP	17.12
0.20	17.62		
0.20	26.42		

En la Figura IV-11 se presentan gráficamente los valores de momento- curvatura normalizados, incluyendo los límites de desempeño.

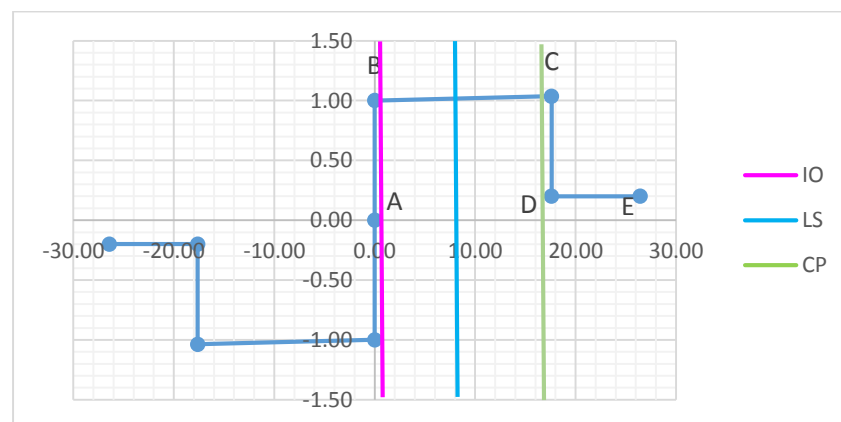


Figura IV-11: Diagrama momento-curvatura normalizado de la rótula plástica R1'.

El punto A representa la condición sin carga lateral, el punto B representa el punto de fluencia del acero, para el cual se considera un valor de cero, el punto C define la máxima capacidad de la sección (condición donde se plastifica la sección), el punto D la caída de la resistencia a un valor de 20% del momento de fluencia, la sección seguirá teniendo rotación hasta alcanzar el punto E (Ruptura). Los puntos

en el cuadrante negativo, significa las mismas condiciones para cuando la sección está a compresión en la parte inferior y tensión en la parte superior del elemento.

- **Columnas**

El posible mecanismo de falla en las columnas (Rótulas plásticas) es definido mediante el uso de diagramas de interacción de cada una de las diferentes secciones determinando principalmente los siguientes puntos:

- **Compresión pura.**

La compresión pura es cuando la acción de la carga P_o es exactamente en el centroide de la sección y la deformación del concreto alcanza una deformación unitaria de 0.003 como se muestra en la Figura IV-12.

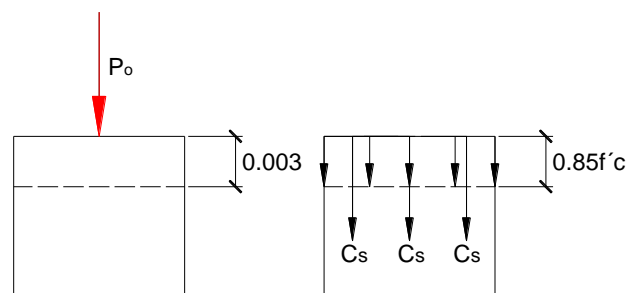


Figura IV-12: Diagrama de la columna para compresión pura.

Haciendo equilibrio de fuerzas en la sección se obtiene:

$$P_o = 0.85 * f'_c (A_g - A_{ST}) + A_{ST} f_y \quad [Ec. IV-5]$$

- **Condición de falla balanceada.**

Falla balanceada es cuando al acero a tensión alcanza fluencia y el concreto a compresión alcanza su deformación unitaria máxima (0.003) simultáneamente.

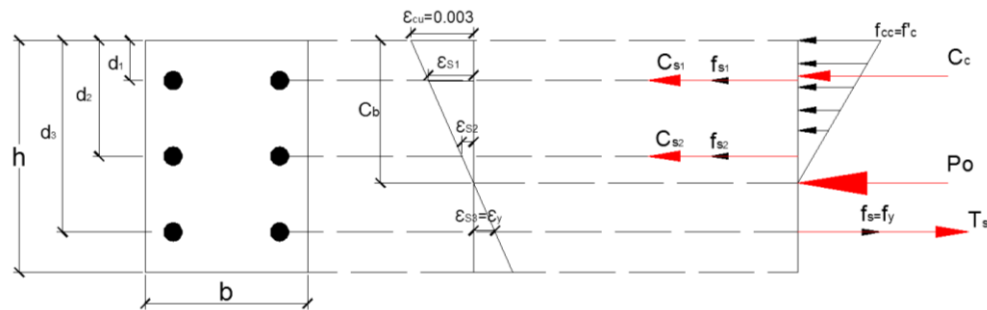


Figura IV-13: Equilibrio de la sección de una columna.

Para esta condición C_b se calcula con la siguiente ecuación:

$$C_b = \frac{6115}{6115 + f_y} * d \quad [Ec. IV-6]$$

De la compatibilidad geométrica se determinan los valores de las deformaciones del acero.

$$\varepsilon_{S1} = \frac{(\varepsilon_{cy})(C_b - d_1)}{C_b} \quad [Ec. IV-7]$$

$$\varepsilon_{S2} = \frac{(\varepsilon_{cy})(d_2 - C_b)}{(d_3 - C_b)} \quad [Ec. IV-8]$$

Haciendo equilibrio de fuerzas en la sección se obtiene:

$$P = -Cc - C_{S1} - C_{S2} + T_s \quad [Ec. IV-9]$$

Momento de equilibrio alrededor del eje neutro.

$$M = C_c \left(\frac{2}{3} C_b \right) + C_{S1}(C_b - d_1) + C_{S2}(C_b - d_2) + T_s(d_3 - C_b) \quad [Ec. IV-10]$$

- Tensión pura.

En esta condición se desprecia la tensión del concreto y solamente se toma el valor de la tensión del acero de refuerzo.

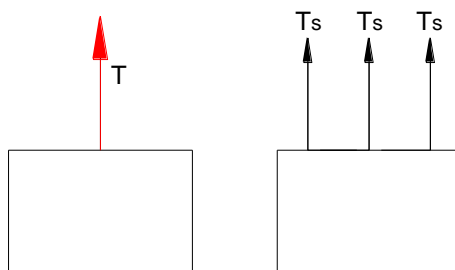


Figura IV-14: Diagrama de la columna para tensión pura.

$$T = A_{sT}f_y \quad [Ec. IV-11]$$

Mediante el uso de una hoja de Excel se calcularon los valores (Tabla IV-9) para determinar el diagrama de interacción en la dirección (ver Figura IV-15) de la de la rótula plástica, CE, del anexo 4, donde se identifican los puntos de las condiciones mencionadas anteriormente.

Tabla IV-9: Valores del diagrama de interacción de la rótula plástica, CE.

P (Ton)	Mx-x (Ton-m)	My-y (Ton-m)
209.67	0.00	0.00
156.22	7.25	4.79
113.95	10.81	6.90
74.88	13.26	8.20
32.96	10.91	6.84
0.00	7.30	4.75
-12.63	5.84	3.90
-24.82	4.42	3.08
-35.34	3.19	2.34
-45.74	1.85	1.32
-57.12	0.00	0.00

De la tabla anterior se grafica el diagrama de interacción para el momento Mx-x.

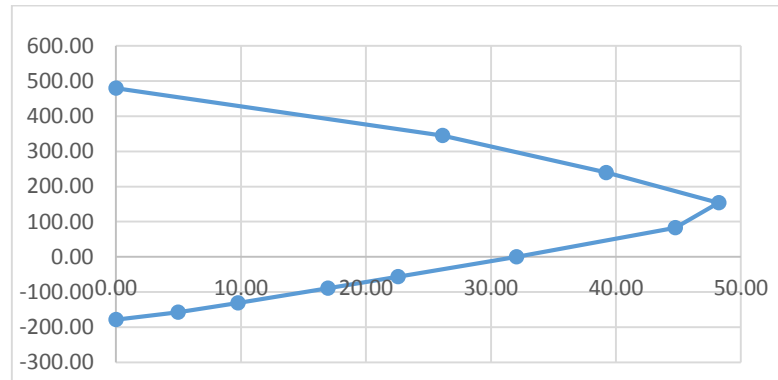


Figura IV-15: Diagrama de interacción de la rótula plástica, CE.

Al igual que las vigas, se normalizan los valores de momento y carga axial, tomando como la unidad el valor máximo de momento y carga axial, para luego introducirlos al programa de computadora.

4.5.1.6 Parámetros no lineales de los materiales

Se utiliza para el concreto el modelo de histéresis de Takeda; siendo este un parámetro que proporciona el programa de computadora; además se utiliza como definición de la curva de esfuerzo deformación del concreto el modelo de concreto confinado de Mander y como amortiguamiento viscoso se utiliza el valor de 0.05.

Para el acero de refuerzo se define el modelo histerético de Takeda; pero para la definición de la curva esfuerzo deformación se utiliza el modelo de Park et al, que contempla una forma trilineal del diagrama momento-deformación del acero (efecto de endurecimiento).

4.5.2 Análisis modal

Una vez modelada la geometría del edificio con los criterios de modelación, se realiza un análisis espectral modal para obtener los periodos de acuerdo al número de modos asignados para que por lo menos el 90 % de masa participe, para comparar cuantitativamente que el período obtenido por el programa de

computadora sea aproximadamente igual al calculado por el método A de la NTDS (Ver sección 4.2.2 de la NTDS).

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad [Ec. IV-12]$$

$C_t=0.085$ para marcos de acero.

$C_t=0.073$ para marcos de concreto reforzado.

$C_t=0.049$ para el resto de sistemas estructurales.

h_n : Altura total del edificio.

Calculo de los periodos de los edificios

Edificio 1:

h_n del edificio 1 $h=13.9$ m.

$$T = 0.073 \times 13.9^{(3/4)} = 0.526 \text{ seg}$$

Edificio 2:

h_n del edificio 2 $h=10.25$ m.

$$T = 0.073 \times 10.25^{(3/4)} = 0.418 \text{ seg}$$

Espectro de diseño

El espectro de diseño es necesario para elástico se calcula utilizando las ecuaciones establecidos en la sección 5.2 de la NTDS en base a la zona sísmica, tipo de suelo e importancia de la estructura.

-Factor de zonificación:

Zona 1 $A=0.4$.

-Categoría de ocupación:

Ocupación especial I=1.2.

-Tipo de suelo S₃

C_o=3.0

T_o=0.6 s.

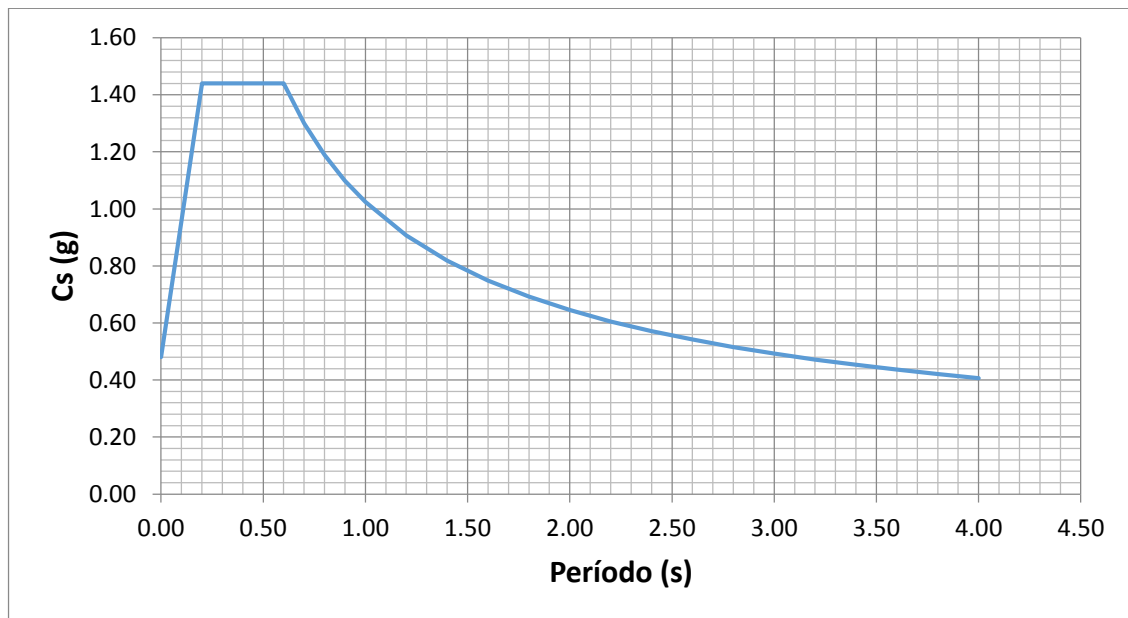


Figura IV-16: Espectro elástico según la NTDS.

Con los resultados 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.

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

Modo de vibración	Período (seg)	
	Edificio 1	Edificio 2
1	0.5514	0.5615
2	0.4994	0.5145
3	0.4127	0.4427

4	0.2293	0.3685
5	0.1923	0.3107
6	0.1816	0.2670
7	0.1726	0.2161
8	0.1366	0.1997

4.5.3 Análisis por cargas de servicio

Con un modelo proveniente de análisis modal, cargado gravitacionalmente, se ha considerado cargas sísmicas tomadas directamente del espectro de diseño que establece la NTDS, se procede a utilizar las combinaciones de cargas de servicio siguientes:

Cargas de Servicio

- PP + CM
- PP + CM + CV
- PP + CM + CV \pm SX1 \pm 0.3 SY1
- PP + CM + CV \pm SY1 \pm 0.3 SX1
- PP + CM + CV \pm SX2 \pm 0.3 SY2
- PP + CM + CV \pm SY2 \pm 0.3 SX2
- PP+ CM + CV \pm SX1 \pm 0.3 SY2
- PP + CM + CV \pm SY2 \pm 0.3 SX1
- PP + CM +CV \pm SX2 \pm 0.3 SY1
- PP + CM + CV \pm SY1 \pm 0.3 SX2
- PP + CM \pm SX1 \pm 0.3 SY1
- PP + CM \pm SY1 \pm 0.3 SX1
- PP + CM \pm SX2 \pm 0.3 SY2
- PP + CM \pm SY2 \pm 0.3 SX2
- PP+ CM \pm SX1 \pm 0.3 SY2

- $PP + CM \pm SY2 \pm 0.3 SX1$
- $PP + CM \pm SX2 \pm 0.3 SY1$
- $PP + CM \pm SY1 \pm 0.3 SX2$

Donde:

PP: Peso propio de la estructura

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

SX: Sismo en la dirección X

SY: Sismo en la dirección Y

Se realiza la revisión que no exceda ningún estado límite, para el caso lo que la NTDS restringe es la deriva permisible por entrepiso

$$\Delta = 0.015h_x$$

Edificio 1.

Tabla IV-11: Desplazamiento permisible de cada nivel del Edificio 1.

Nivel	Altura de entrepiso (m)	Deriva permisible (m)
Nivel 1	3.65	0.05475
Nivel 2	3.85	0.05775
Nivel 3	3.85	0.05775
Techo	2.55	0.03825

Se revisan los desplazamientos reales verificando que no sobrepasen los permisibles para cada nivel del edificio 1 como se muestra en la Tabla IV-12.

Tabla IV-12: Desplazamientos de cada nivel del Edificio 1.

Nivel	Altura de entrepiso	Combinación		Ux	Uy	Desplazamiento Lateral amplificado (Cd=8)		Permisible (0.015H)	
		X	Y			X	Y		
Nivel 1	3.65	S6	S20	0.00119	0.00091	0.0096	0.0073	0.055	Cumple
Nivel 2	3.85	S6	S20	0.00218	0.00157	0.0174	0.0126	0.058	Cumple
Nivel 3	3.85	S6	S20	0.00174	0.00123	0.0139	0.0098	0.058	Cumple
Techo	2.55	S6	S20	0.00120	0.00148	0.0096	0.0119	0.038	Cumple

Edificio 2

Tabla IV-13: Desplazamiento permisible de cada nivel del Edificio 2.

Nivel	Altura de entrepiso (m)	Deriva permisible (m)
Nivel 2	3.85	0.05775
Nivel 3	3.85	0.05775
Techo	2.55	0.03825

Se revisan los desplazamientos reales verificando que no sobrepasen los permisibles para cada nivel del edificio 2 como se muestra en la Tabla IV-14

Tabla IV-14: Desplazamientos de cada nivel del Edificio 2.

Nivel	Altura de entrespisso	Combinación		Ux	Uy	Desplazamiento Lateral amplificado (Cd=8)		Permisible (0.015H)	
		X	Y			X	Y		
Nivel 2	3.85	S6	S20	0.0019	0.0020	0.015	0.016	0.058	Cumple
Nivel 3	3.85	S7	S22	0.0015	0.0013	0.012	0.010	0.06	Cumple
Techo	2.55	S37	S22	0.0010	0.0016	0.008	0.013	0.06	Cumple

4.5.4 Análisis Pushover

Los valores de cortante basal, pesos sísmicos y desplazamientos modales para cada uno de los edificios se obtienen del programa de computadora. Para la aplicación del análisis estático no lineal (pushover) se utilizan los siguientes patrones de carga lateral para los edificios 1 y 2.

4.5.4.1 Patrones de carga

Edificio 1

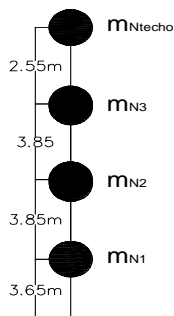


Figura IV-17: Distribución de masa del edificio 1.

El peso correspondiente para cada nivel del edificio 1 se muestra a continuación:

Tabla IV-15: Peso de cada nivel del edificio 1.

Nivel	Peso (ton)
N1	184.11
N2	147.28
N3	150.18
Techo	29
Total	510.57

- **Patrón de cargas uniformemente distribuida**

Con el valor de cortante basal 61.27 ton, se calcula la fuerza lateral normalizada en cada nivel con la ecuación [Ec.II-15], obteniéndose:

Tabla IV-16: Patrón de cargas uniformemente distribuido.

Nivel	Peso (ton)	F normalizada
N1	184.11	0.36
N2	147.28	0.29
N3	150.18	0.29
Techo	29	0.06
Total	510.57	1.00

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

Se calcula la fuerza lateral normalizada en cada nivel con la ecuación [Ec.II-16], obteniéndose:

Tabla IV-17: Patrón de cargas según NTDS.

Cortante Basal		61.27 ton.			
Nivel	Peso (ton)	Altura entrepiso (m)	hx (m)	hx*peso	F normalizada
N1	184.11	3.65	3.65	672.0015	0.17
N2	147.28	3.85	7.5	1104.6	0.28
N3	150.18	3.85	11.35	1704.543	0.44
Techo	29	2.55	13.9	403.1	0.10
TOTAL	510.57			3884.2445	1.00

- Patrón de cargas tomando el modo dominante de vibración.

Se calcula la fuerza lateral normalizada en cada nivel con la ecuación [Ec.II-17], obteniéndose:

Tabla IV-18: Patrón de cargas considerando el modo dominante de vibración.

Dirección		X-X			Y-Y		
Nivel	Peso (ton)	Desplaz. modal (ϕ)	ϕ *peso	F	Desplaz. modal (ϕ)	ϕ *peso	F
N1	184.11	0.01	1.38	0.003	0.33	60.76	0.10
N2	147.28	1.12	164.95	0.301	1.21	178.21	0.30
N3	150.18	2.08	312.37	0.570	1.94	291.35	0.49
Techo	29	2.39	69.31	0.126	2.40	69.60	0.12
Total	510.57		548.02	1.00		599.91	1.00

Edificio 2

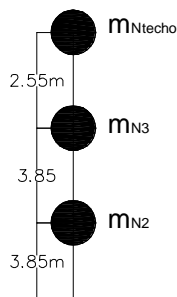


Figura IV-18: Distribución de masa del edificio 2.

El peso correspondiente para cada nivel del edificio 2 se presenta a continuación:

Tabla IV-19: Peso de cada nivel del edificio 2.

Nivel	Peso (ton)
N2	503.43
N3	371.75
Techo	73.04
Total	948.22

- **Patrón de cargas uniformemente distribuida**

Con el valor de cortante basal 113.79 ton, se calcula la fuerza lateral normalizada en cada nivel con la ecuación [Ec.II-15], obteniéndose:

Tabla IV-20: Patrón de cargas uniformemente distribuido.

Nivel	Peso (ton)	F normalizada
N2	503.43	0.53
N3	371.75	0.39
Techo	73.04	0.08
Total	948.22	1.00

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

Se calcula la fuerza lateral normalizada en cada nivel con la ecuación [Ec.II-16], obteniéndose:

Tabla IV-21: Patrón de cargas según NTDS.

Cortante basal 113.79 ton.					
Nivel	Peso (ton)	Altura entrepiso (m)	hx (m)	hx*peso	F normalizada
N2	503.43	3.85	3.85	1938.21	0.35
N3	371.75	3.85	7.70	2862.48	0.52
Techo	73.04	2.55	10.25	748.66	0.13
Total	948.22			5549.34	1.00

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

Se calcula la fuerza lateral normalizada en cada nivel con la ecuación [Ec.II-17], obteniéndose:

Tabla IV-22: Patrón de cargas considerando el modo dominante de vibración.

Dirección		X-X			Y-Y		
Nivel	Peso (ton)	Desplaz. modal (ϕ)	ϕ eje *peso	F	Desplaz. modal (ϕ)	ϕ eje *peso	F
N2	503.43	0.76	384.62	0.39	0.96	484.30	0.40
N3	371.75	1.35	500.75	0.50	1.59	592.57	0.48
Techo	73.04	1.55	113.36	0.11	2.04	149.00	0.12
Total	948.22		998.73	1.00		1225.87	1.00

4.5.4.2 Curva de capacidad

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

Edificio 1

Dirección X

Como se puede ver en las siguientes figuras, las curvas de capacidad para cada uno de los patrones de carga en la dirección X varían considerablemente; siendo la curva con el patrón uniformemente distribuida la de mayor capacidad pero menor desplazamiento. La curva de menor capacidad y menor rigidez en la dirección x, es la representada en la Figura IV-21 basada el modo dominante de vibración.

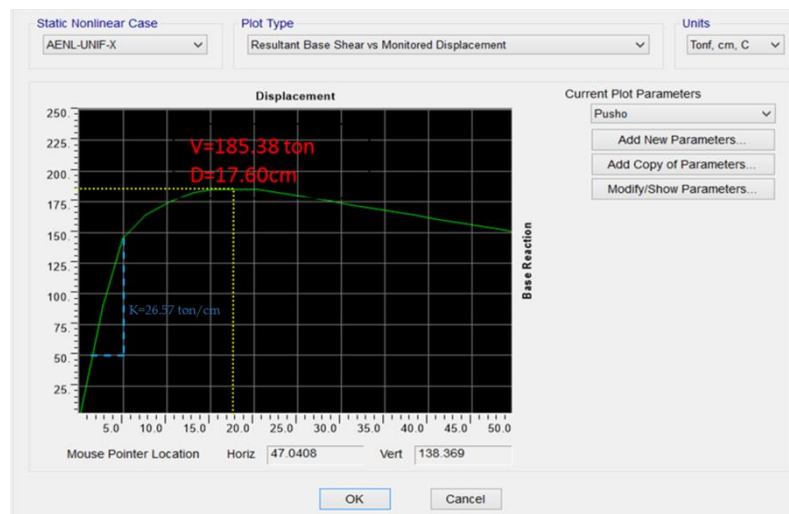


Figura IV-19: Curva de capacidad (Patrón de cargas uniformemente distribuida).

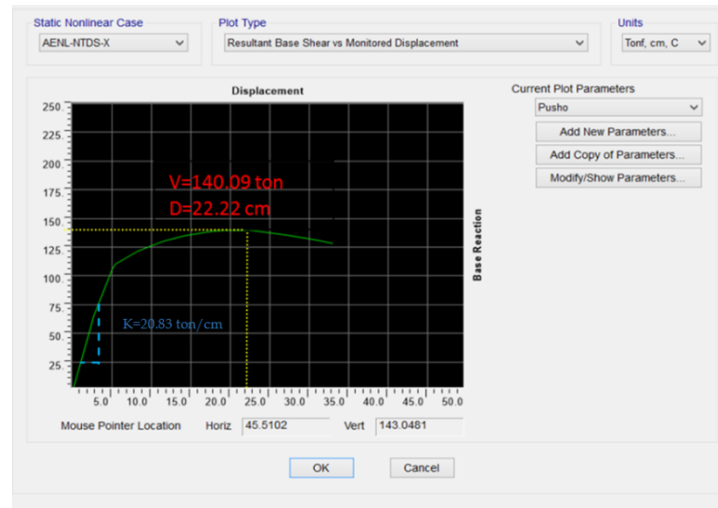


Figura IV-20: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en la NTDS).

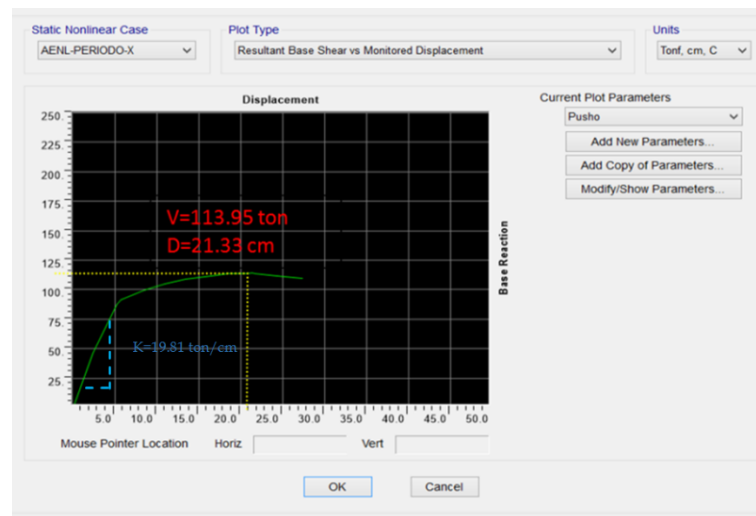


Figura IV-21: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración).

Dirección Y

En las siguientes figuras, observamos las curvas de capacidad para la dirección Y, de las cuales la curva de menor capacidad es la obtenida del patrón de cargas según la NTDS con un cortante de 135.23 ton y de menor rigidez con 24.84 ton/cm (ver Figura IV-23).

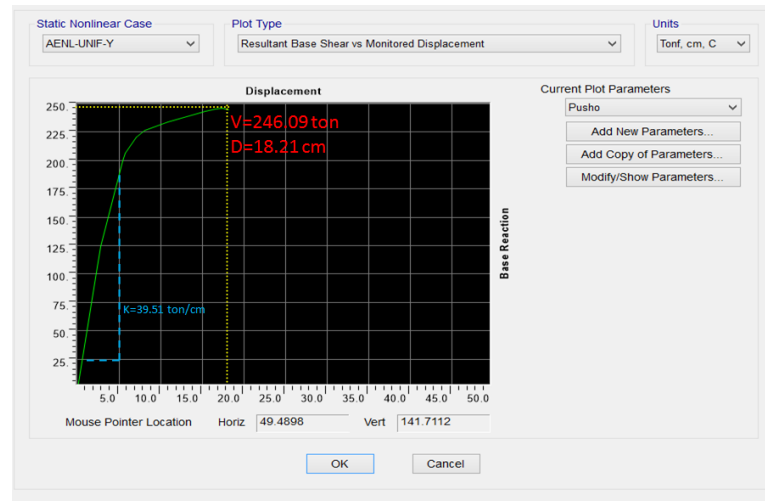


Figura IV-22: Curva de capacidad (Patrón de cargas uniformemente distribuida).

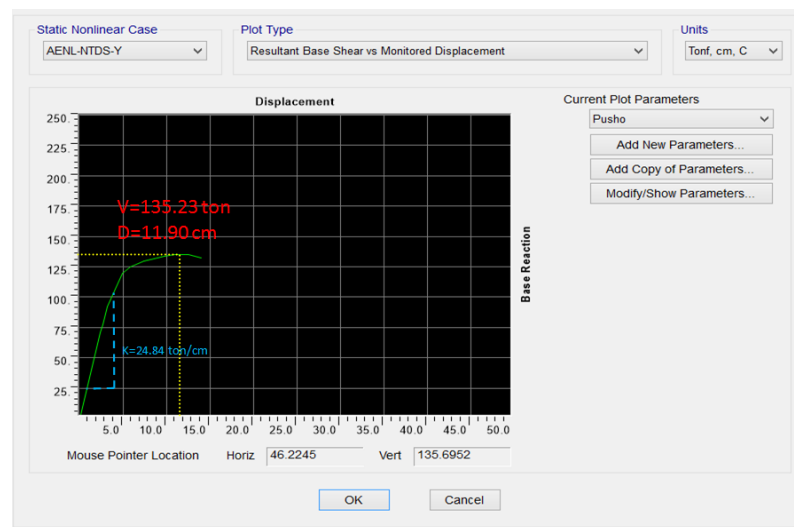


Figura IV-23: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en la NTDS).

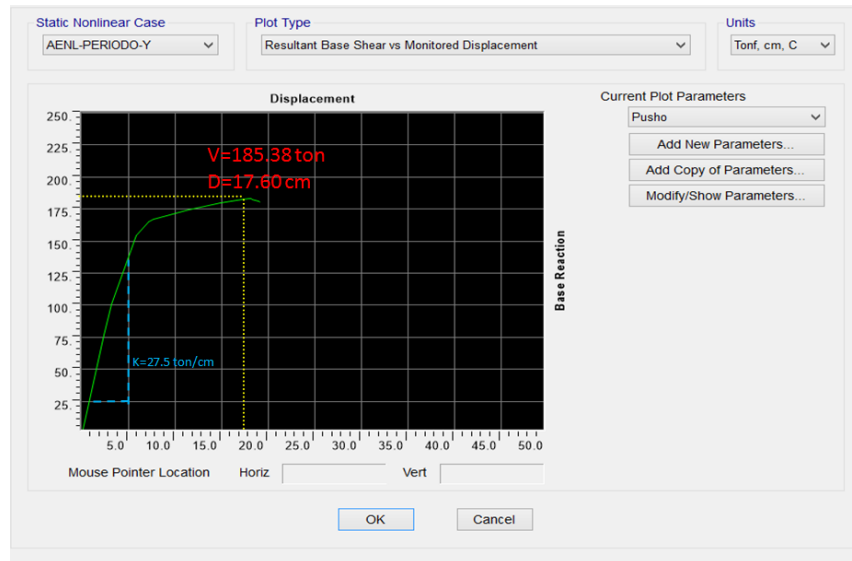


Figura IV-24: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración).

Edificio 2

Dirección X

Las curvas de capacidad presentadas a continuación, muestran los resultados al aplicar los tres patrones de carga en la dirección X, se observa muy poca diferencia entre la capacidad de las diferentes curvas, incluyendo el desplazamiento de cada una

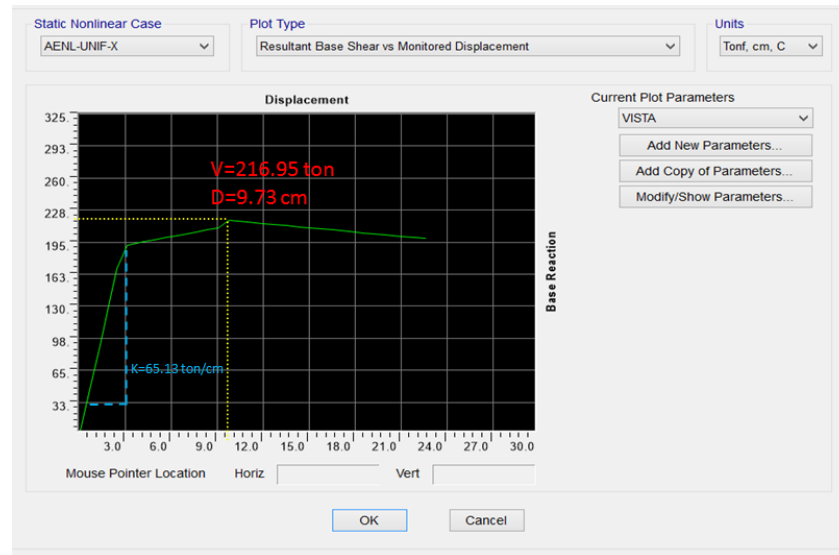


Figura IV-25: Curva de capacidad (Patrón de cargas uniformemente distribuida).

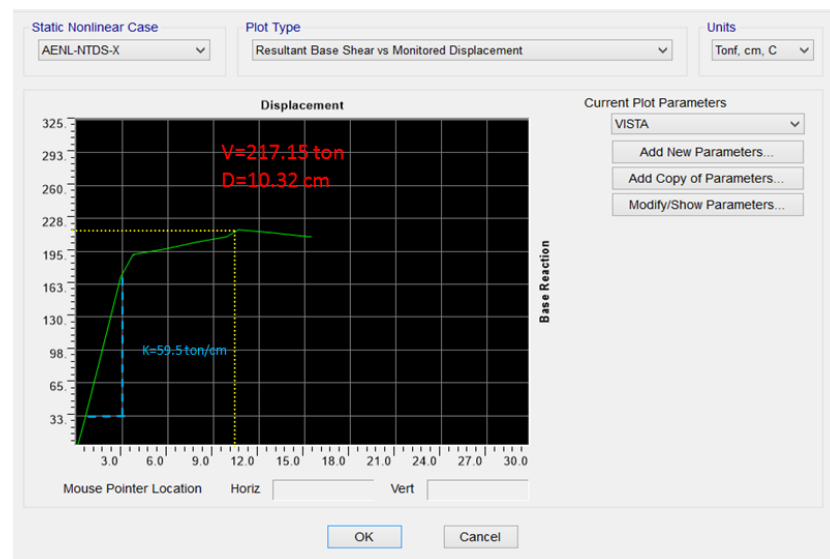


Figura IV-26: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en la NTDS).

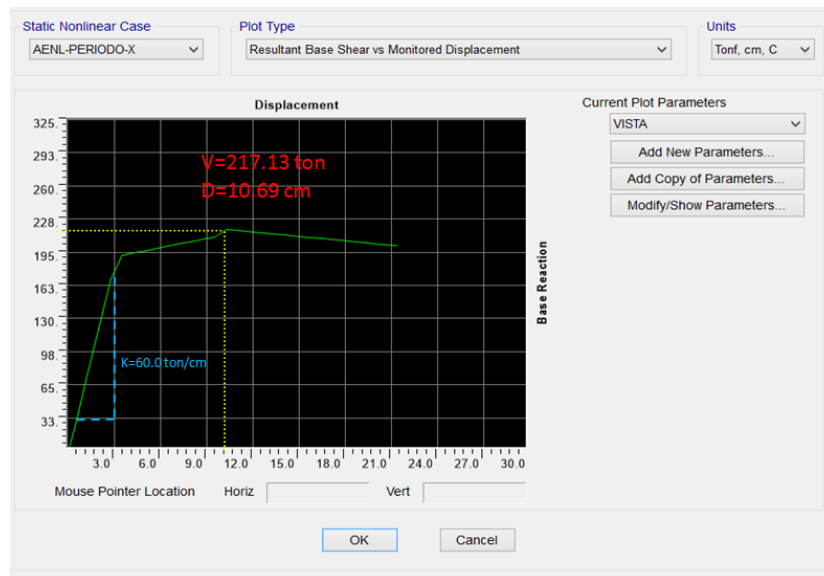


Figura IV-27: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración).

Dirección Y

Se puede observar en las siguientes curvas, que la capacidad obtenida por cada uno de los patrones de carga no varía considerablemente para cada caso, manteniéndose la rigidez en los tres escenarios. Cabe recalcar que las curvas obtenidas en esta dirección poseen mayor capacidad que las curvas obtenidas en la dirección X.

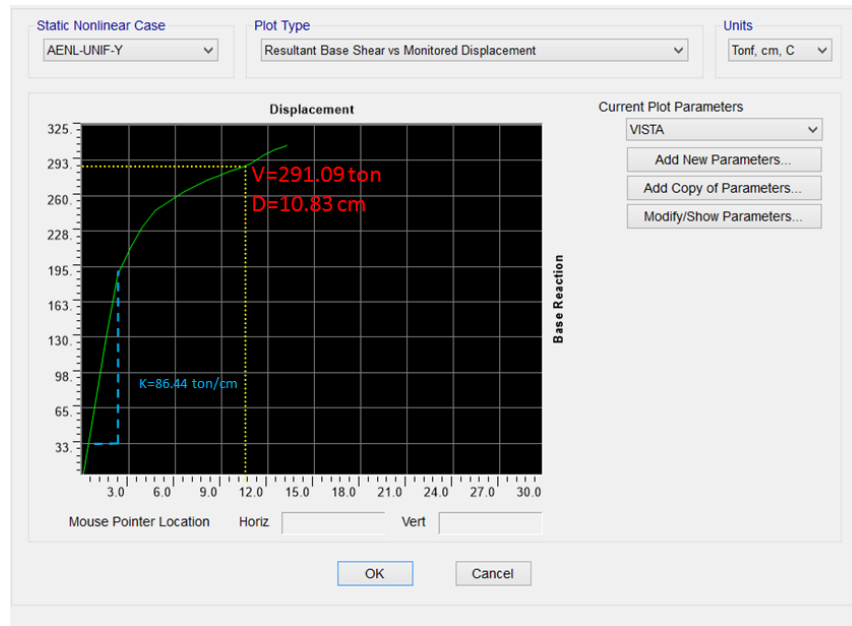


Figura IV-28: Curva de capacidad (Patrón de cargas uniformemente distribuida).

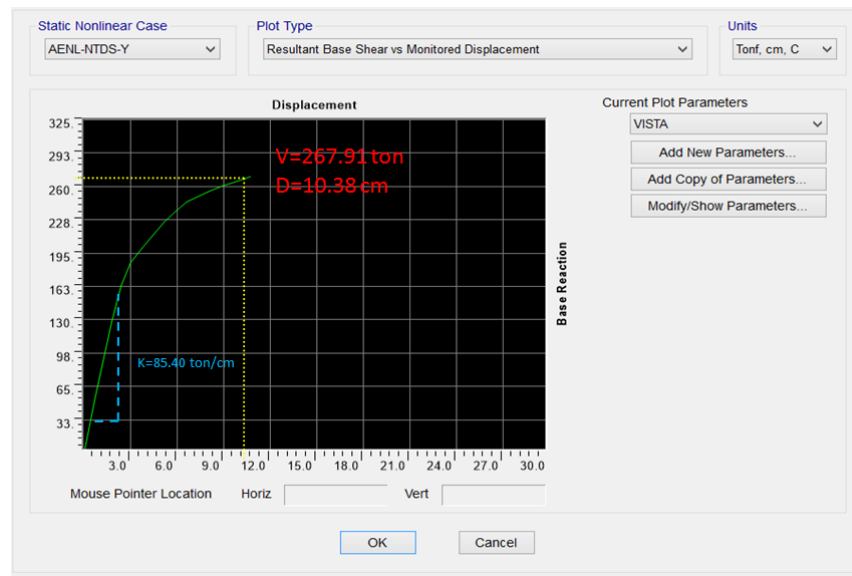


Figura IV-29: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en la NTDS).

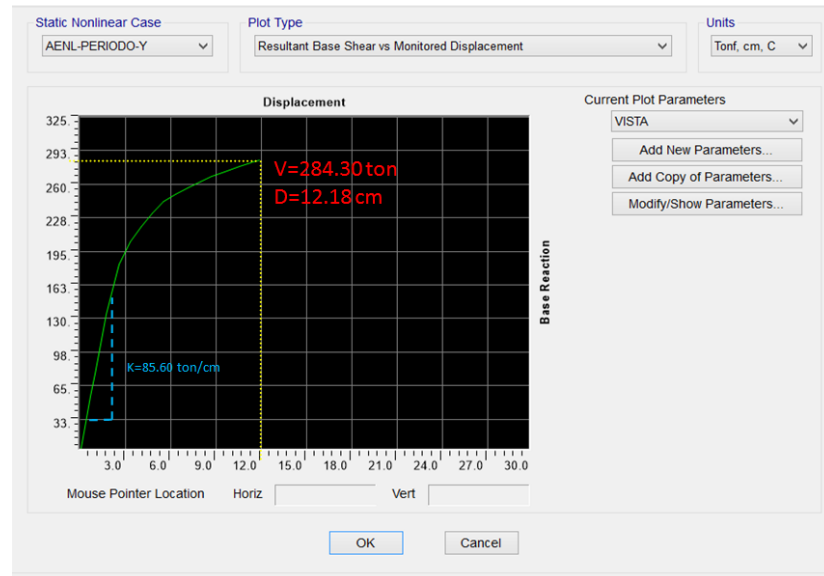


Figura IV-30: Curva de capacidad (Patrón de cargas basado en el modo dominante de vibración).

CAPÍTULO V: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Con los datos obtenidos del programa de computadora se realiza un análisis para seleccionar una de las curvas que represente la capacidad de la edificación, además se transforma a un espectro de capacidad para aplicar el método de espectro de capacidad, asimismo, se determina el punto de desempeño utilizando el método de los coeficientes de desplazamiento.

Se representa los mecanismos de falla para los puntos importantes de la curva de capacidad seleccionada.

5.1 Curva de capacidad

Para el análisis de la evaluación estructural se debe seleccionar una de las curvas de capacidad obtenidas utilizando diversos patrones de carga en las direcciones horizontales ortogonales, de tal manera que utilizando la curva de menor capacidad represente el punto de desempeño más desfavorable a nivel teórico.

En la Figura V-1 y Figura V-3 se presentan las curvas de capacidad del edificio 1 y 2 respectivamente con los patrones de carga uniformemente distribuido, triangular según la NTDS y según el modo dominante de vibración en las direcciones "X" y "Y".

Edificio 1

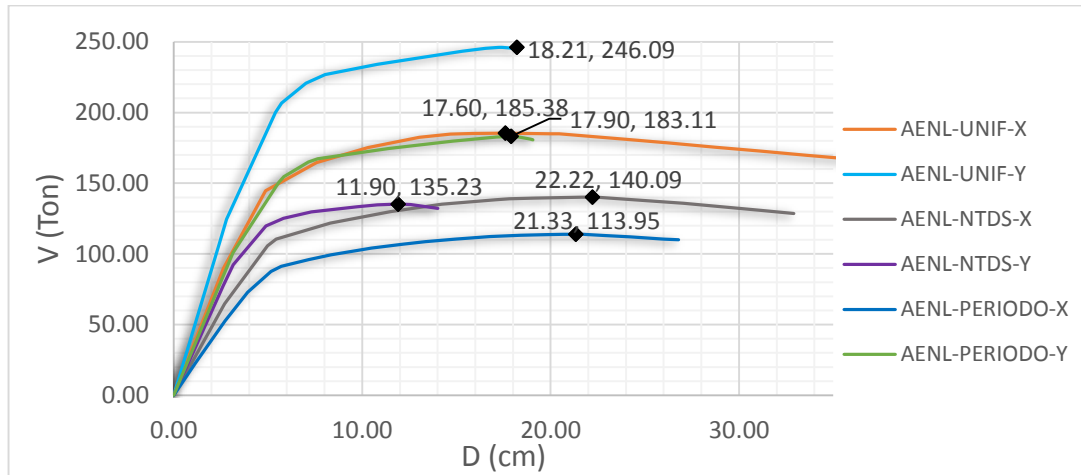


Figura V-1: Curvas de capacidad del edificio 1.

En la Figura V-1 se puede observar que con el patrón de cargas según el modo dominante de vibración en la dirección "X" se obtiene la curva con menor capacidad del edificio 1 representando el valor máximo de cortante de 113.95 ton para un desplazamiento de 21.33 cm, además la distribución de cargas horizontales para este patrón es la forma más representativa del movimiento de la estructura.

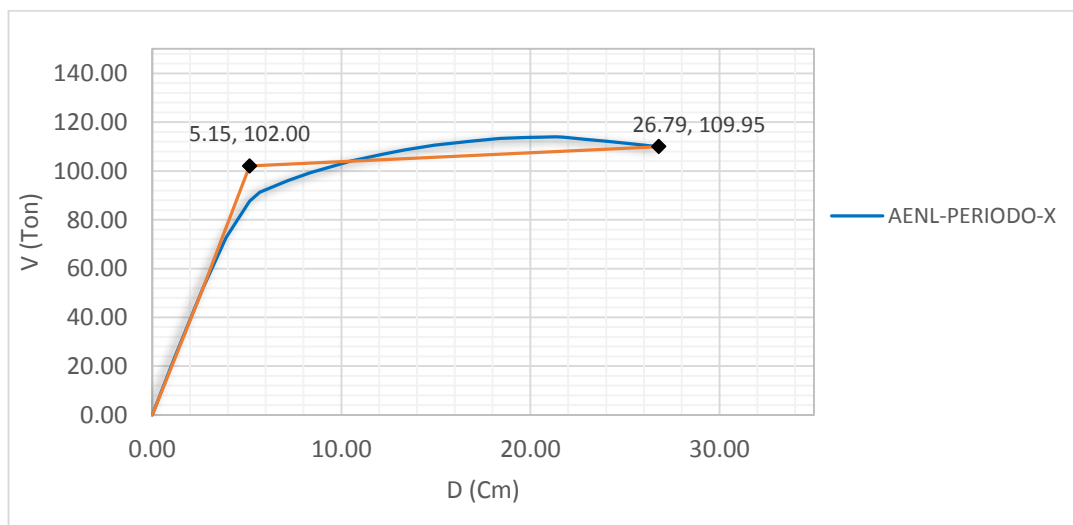


Figura V-2: Curva de capacidad seleccionada del edificio 1.

En Figura V-2 se realiza la representación bilineal de la curva de capacidad, utilizando los puntos de fluencia y desplazamiento máximo de la curva, para determinar la rigidez inicial K_i con los valores del punto de fluencia $V_y=102.0$ ton y $D=5.15$ cm, teniendo un valor de $K_i = \frac{V}{D} = \frac{102}{5.15} = 19.81 \text{ Ton/cm}$.

Edificio 2

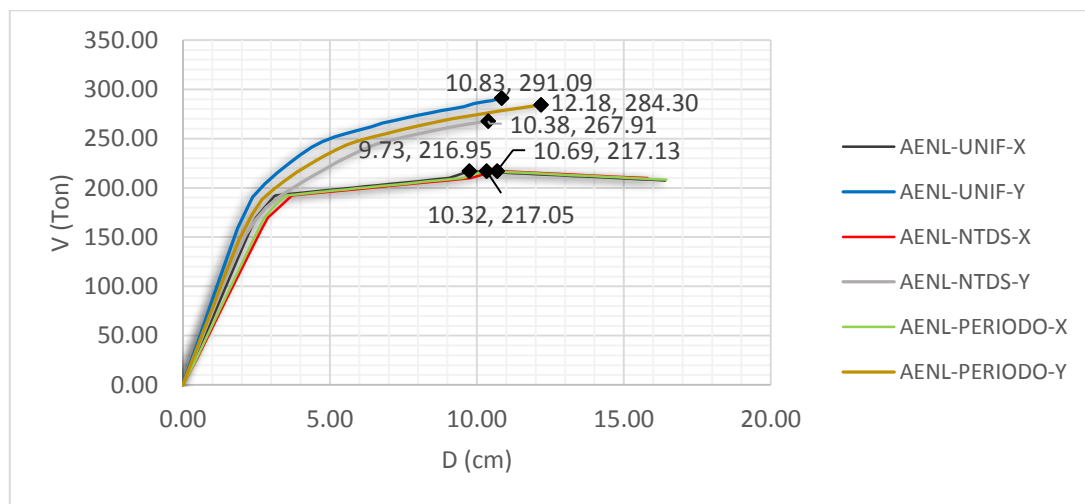


Figura V-3: Curvas de capacidad del edificio 2.

En la Figura V-3 se observa que las curvas obtenidas de los tres patrones en la dirección "X" para el edificio 2 son muy similares en las cargas y desplazamientos máximos, pero para el análisis de la evaluación se selecciona la curva de capacidad obtenida utilizando un patrón de cargas del modo dominante de vibración, debido a que las fuerzas aplicadas son proporcionales al desplazamiento en cada nivel del edificio teniendo el valor máximo de cortante de 217.05 ton para un desplazamiento de 10.32 cm.

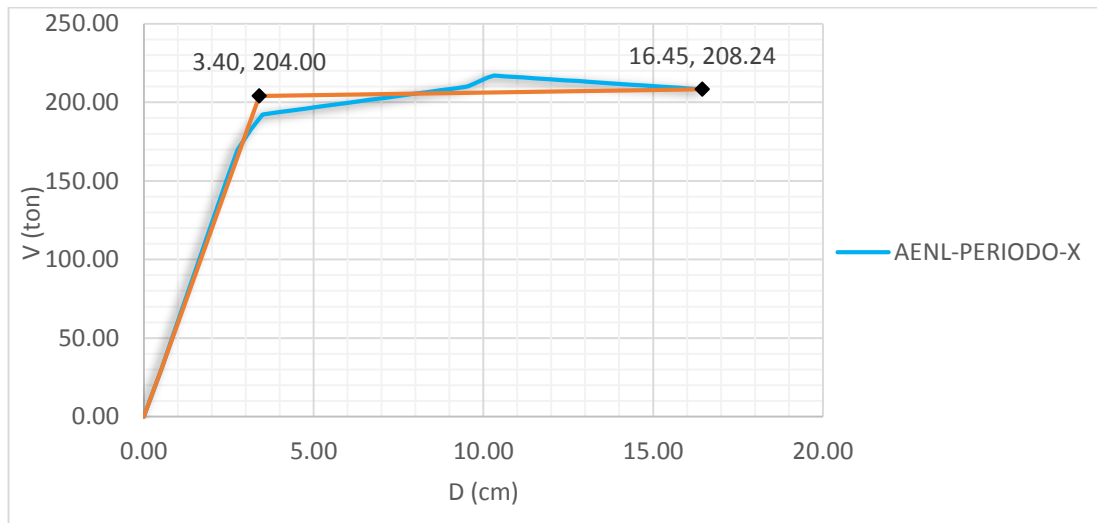


Figura V-4: Curva de capacidad seleccionada del edificio 2.

En Figura V-4 se realiza la representación bilineal de la curva de capacidad, utilizando los puntos de fluencia y desplazamiento máximo de la curva, para determinar la rigidez inicial K_i se hace de la misma forma que para el edificio 1, con los valores de $V_y=204.0$ ton y $D=3.40$ cm se obtiene $K_i = \frac{V}{D} = \frac{204}{3.40} = 60.0$ ton/cm.

Comparando las curvas de capacidad se puede observar que el edificio 2 tiene aproximadamente el doble de la capacidad del edificio 1, cabe mencionar que tiene el triple de rigidez provocando que tenga un menor desplazamiento para fuerzas mayores.

5.2 Espectro de capacidad

En esta metodología es necesario transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad para proceder a calcular el punto de desempeño, por lo que se hace necesario el uso de las ecuaciones descritas en la sección 2.2.2.1.2a).

Edificio 1*Tabla V-1: Valores para el cálculo de PF_1 y α_1 del edificio 1.*

Nivel	Peso (ton)	ϕ (cm)	ϕ (Normalizados)	ϕ	Peso* ϕ	Peso* ϕ^2
Techo	29.00	2.39	1.000	0.0755	2.19	0.17
N3	150.18	2.08	0.870	0.0657	9.87	0.65
N2	147.28	1.12	0.469	0.0354	5.21	0.18
N1	184.11	0.01	0.003	0.0002	0.04	0.00001
Total	510.57				17.32	1.00

$$PF_1 = \left[\frac{17.32 \times 0.0755}{1.0} \right] = 1.31$$

$$\alpha_1 = \frac{17.32^2}{[510.57][1]} = 0.59$$

Los valores de la curva de capacidad mostrados en el anexo 4 se transforman a formato de aceleraciones y desplazamientos espectrales (ADRS), para ejemplificar se toma el punto $V=22.91$ ton y $D=1.16$ cm se obtienen los siguientes valores:

$$S_a = \frac{22.91/510.57}{0.59} = 0.076 \text{ g.}$$

$$S_d = \frac{1.16}{1.31} = 0.88 \text{ cm}$$

El espectro de capacidad se presenta en la Figura V-5.

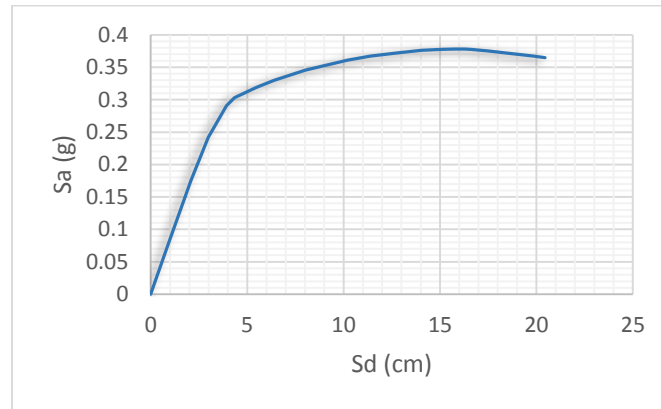


Figura V-5: Espectro de capacidad del edificio 1.

Edificio 2

Tabla V-2: Valores para el cálculo de PF1 y α_1 del edificio 2.

Nivel	Peso (ton)	ϕ (cm)	ϕ (Normalizados)	ϕ	peso* ϕ	peso* ϕ^2
Techo	73.04	1.55	1.00	0.0459	3.350279	0.15
N3	371.75	1.35	0.87	0.0400	14.851598	0.59
N2	503.43	0.76	0.49	0.0225	11.322469	0.25
Total	948.22				29.52	1.00

$$PF_1 = \left[\frac{29.52 \times 0.0459}{1.0} \right] = 1.35$$

$$\alpha_1 = \frac{(29.52)^2}{[948.22][1]} = 0.91$$

Los valores de la curva de capacidad mostrada en el anexo 5 se transforman a formato de aceleraciones y desplazamientos espectrales, para el punto $V=21.84$ ton y $D=0.38$ cm se obtienen los siguientes valores:

$$S_a = \frac{21.84/948.22}{0.91} = 0.025 \text{ g.}$$

$$S_d = \frac{0.38}{1.35} = 0.28 \text{ cm}$$

El espectro de capacidad se presenta en la Figura V-6.

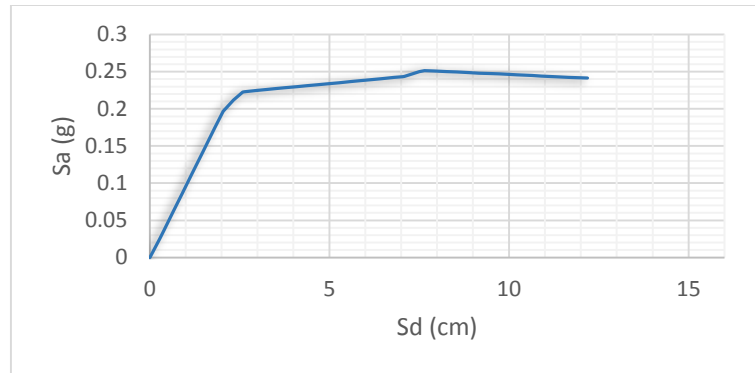


Figura V-6: Espectro de capacidad del edificio 2.

5.3 Espectro de demanda

Se toma el espectro elástico con 5% de amortiguamiento viscoso presentado en el capítulo 4 como la demanda sísmica para el análisis de los resultados, el cual se debe transformar a un espectro de demanda con la ecuación presentada en la sección 2.2.2.1.2.b). A continuación se presenta el cálculo del desplazamiento espectral para el punto $C_s=0.96$ g y $T=0.1$ seg,

$$S_d = \frac{0.1^2}{4\pi^2} 0.96 \times 981 = 0.24 \text{ cm}$$

En la se presenta el espectro de demanda sísmica.

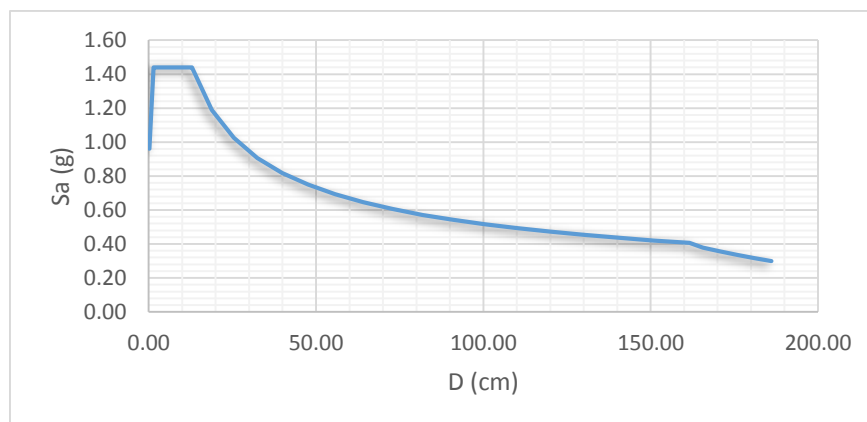


Figura V-7: Espectro de respuesta elástico.

5.4 Punto de desempeño por el método de los coeficientes de desplazamiento

Es un proceso numérico directo para calcular el desplazamiento lateral máximo que se espera en una estructura ante un determinado evento sísmico.

Edificio 1

Este procedimiento inicialmente consiste en realizar una representación bilineal de la curva de capacidad seleccionada, como se muestra en la Figura V-8.

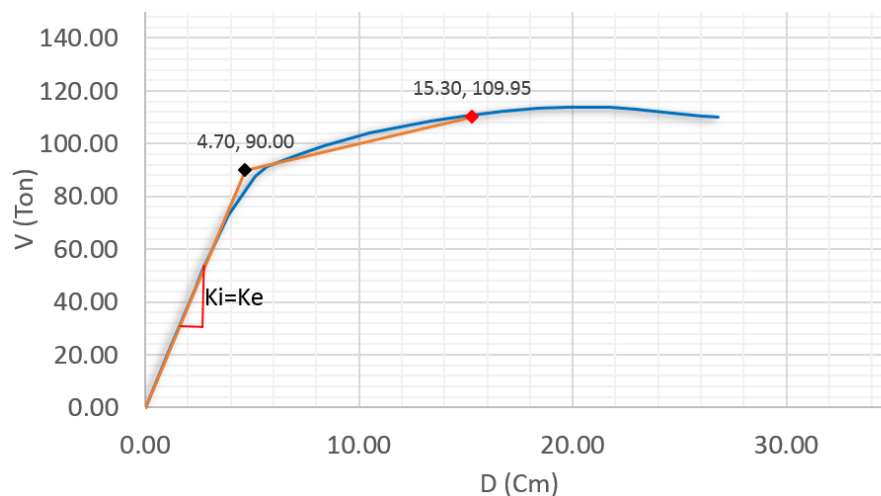


Figura V-8: Curva esfuerzo-desplazamiento idealizada del edificio 1.

En la curva se observa que la rigidez inicial (K_i) poseen la misma pendiente que la rigidez lateral efectiva (K_e) con un valor de 19.15 ton/cm, en el punto de fluencia se tienen valores de $V_y=90$ ton y $D=4.70$ cm.

El periodo fundamental (T_i) se obtiene de la Tabla IV-10 con un valor de $T_i = 0.55$ seg y el período de transición de aceleración constante a velocidad constante (T_s) con un valor de $T_s = 0.60$ seg obtenido del espectro elástico mostrado en la Figura IV-16; con estos datos se obtiene el periodo efectivo:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.55 \sqrt{\frac{19.15}{19.15}}$$

$$T_e = 0.55 \text{ seg}$$

Se deben de obtener los valores de los siguientes coeficientes para determinar el objetivo de desplazamiento como se describe a continuación:

- $C_o = PF_1 = 1.31$
- Para obtener C_1 se debe calcular R que está en función de los siguientes los valores: $S_a = 1.44 g$ obtenido del espectro elástico de respuesta, $C_m = 0.9$ para edificios de marcos de concreto reforzado de tres o más entrepisos, $V_y = 90 \text{ ton}$ y $W = 510.57 \text{ ton}$.

$$R = \frac{S_a}{(V_y/W)} C_m = \frac{1.44}{(90/510.57)} 0.9 = 7.35$$

Con los valores conocidos se calcula C_1 :

$$C_1 = \frac{\left[1.0 + \frac{(R-1)Ts}{T_e}\right]}{R} = \frac{\left[1.0 + \frac{(7.35-1)0.6}{0.55}\right]}{7.35} = 1.08$$

- $C_2 = 1.0$ para procedimientos no lineales.
- $C_3 = 1.0$ para edificios que tienen una pendiente post-fluencia positiva en la representación bilineal de la curva de capacidad.

Se obtiene el objetivo de desplazamiento mediante la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 C_3 S_A \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = (1.31)(1.08)(1)(1)(1.44) = \frac{0.55^2}{4\pi^2} (980)$$

$$\delta_t = 15.3 \text{ cm.}$$

Edificio 2

Se realiza una representación bilineal de la curva de capacidad seleccionada para el edificio 2, como se muestra en la Figura V-9.

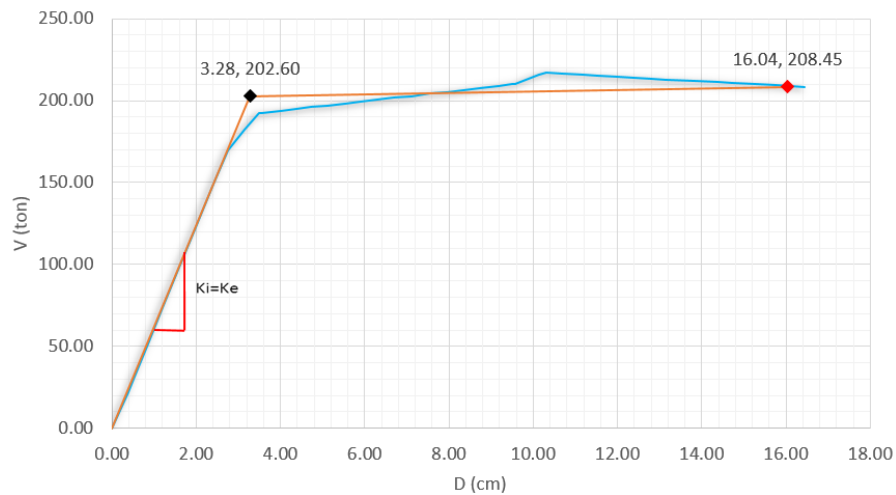


Figura V-9: Curva esfuerzo-desplazamiento idealizada del edificio 2.

De la curva obtienen los valores de rigidez inicial (K_i) y rigidez lateral efectiva (K_e), ambas con un valor de 61.74 ton/cm, en el punto de fluencia se tienen valores de $V_y=202.5$ ton y $D=3.28$ cm.

El periodo fundamental (T_i) se obtiene de la Tabla IV-10 con un valor de $T_i = 0.56$ seg y el período de transición de aceleración constante a velocidad constante (T_s) con un valor de $T_s = 0.60$ seg obtenido del espectro elástico mostrado en la Figura IV-16; con estos datos se obtiene el periodo efectivo:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.56 \sqrt{\frac{61.74}{61.74}}$$

$$T_e = 0.56 \text{ seg}$$

Se deben de obtener los valores de los siguientes coeficientes de desplazamiento para calcular el objetivo de desplazamiento del edificio 2 como se describe a continuación:

- $C_o = PF_1 = 1.35$
- Para obtener C_1 se debe calcular R que está en función de los siguientes los valores: $S_a = 1.44 g$; $C_m = 0.9$; $V_y = 202.5 ton$; y $W = 948.22 ton$.

$$R = \frac{S_a}{(V_y/W)} C_m = \frac{1.44}{(202.5/948.22)} 0.9 = 6.07$$

Con los valores conocidos se calcula C_1 :

$$C_1 = \frac{\left[1.0 + \frac{(R-1)Ts}{Te}\right]}{R} = \frac{\left[1.0 + \frac{(6.07-1)0.6}{0.56}\right]}{6.07} = 1.06$$

- $C_2 = 1.0$ para procedimientos no lineales.
- $C_3 = 1.0$ el edificio posee una pendiente post-fluencia positiva en la representación bilineal de la curva de capacidad.

Se obtiene el objetivo de desplazamiento mediante la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 C_3 S_A \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = (1.35)(1.06)(1)(1)(1.44) = \frac{0.56^2}{4\pi^2} (980)$$

$$\delta_t = 16.04 \text{ cm.}$$

5.1 Límites de desplazamiento

Edificio 1

Para calcular los límites de desplazamientos se utiliza la Tabla III-10 y Tabla III-11 de la sección 3.7.1.

- Inmediatamente ocupacional:

$$D = 0.01h = 0.01(13.9 \text{ m}) = 13.9 \text{ cm}$$

- Seguridad de vida:

$$D = 0.02h = 0.02(13.9 \text{ m}) = 27.80 \text{ cm}$$

- Estabilidad estructural:

$$D = 0.33(C_s)h = 0.33(0.12)(13.9 \text{ m}) = 55.04 \text{ cm}$$

- Desplazamiento máximo permitido en la NTDS:

$$D = 0.015h = 0.015(13.9 \text{ m}) = 20.85 \text{ cm}$$

En la Figura V-10 se presenta la curva de capacidad con sus respectivos límites de desplazamientos para los niveles de desempeño establecidos en el ATC-40, además se presenta el desplazamiento máximo inelástico contemplado en la NTDS.

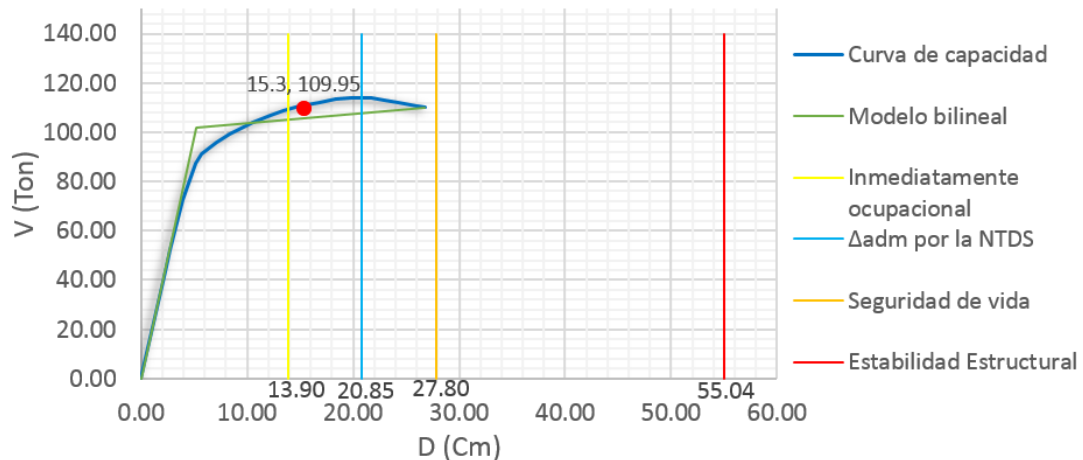


Figura V-10: Límites de desplazamiento del edificio 1.

Como se puede observar, la curva de capacidad se encuentra en el rango inelástico para el desplazamiento de 13.90 cm (Inmediatamente ocupacional), lo cual indica que si se descarga en ese momento, la estructura presentara deformaciones residuales, por lo tanto los daños ocasionados serían mayores que los daños descritos para el límite de ese nivel de desempeño, además no es capaz de deformarse hasta el alcanzar el límite de desplazamiento para los niveles de

desempeño: 27.80 cm (seguridad de vida) y 55.04 cm (estabilidad estructural); todas esas discrepancias pueden ser producto de las asunciones para establecer los límites de desplazamiento, debido a que están solamente en función de la altura del edificio y no en función de la configuración estructural ni calidad de los materiales. Sin embargo, la curva de capacidad pasa 20.85 cm (límite de deformación inelástico máximo propuesto en la NTDS), indicando que cuando la estructura alcanza ese desplazamiento existe un margen de deformación antes de que la estructura colapse.

El punto de desempeño calculado con un valor de 15.3 cm cumple con el objetivo de desempeño propuesto en un inicio, se localiza en el rango entre los límites 13.9 cm y 27.80 cm del nivel de desempeño seguridad de vida, dando una holgura de 12.5 cm antes de que el edificio se encuentre en el rango del nivel de desempeño estabilidad estructural; además está dentro del desplazamiento máximo permisible por la NTDS con 5.55 cm de holgura indicando un resultado de desplazamiento satisfactorio según el método aplicado.

Edificio 2

Para calcular los límites de desplazamientos se utiliza la Tabla III-10 y Tabla III-11 de la sección 3.7.1.

- Inmediatamente ocupacional:

$$D = 0.01h = 0.01(10.25 \text{ m}) = 10.25 \text{ cm}$$

- Seguridad de vida:

$$D = 0.02h = 0.02(10.25 \text{ m}) = 20.50 \text{ cm}$$

- Estabilidad estructural:

$$D = 0.33(C_s)h = 0.33(0.12)(10.25 \text{ m}) = 40.59 \text{ cm}$$

- Desplazamiento máximo permitido en la NTDS:

$$D = 0.015h = 0.015(10.25 \text{ m}) = 15.38 \text{ cm}$$

En la Figura V-11 se presenta la curva de capacidad con sus respectivos límites de desplazamientos para los niveles de desempeño establecidos en el ATC-40, además se presenta el desplazamiento máximo inelástico contemplado en la NTDS.

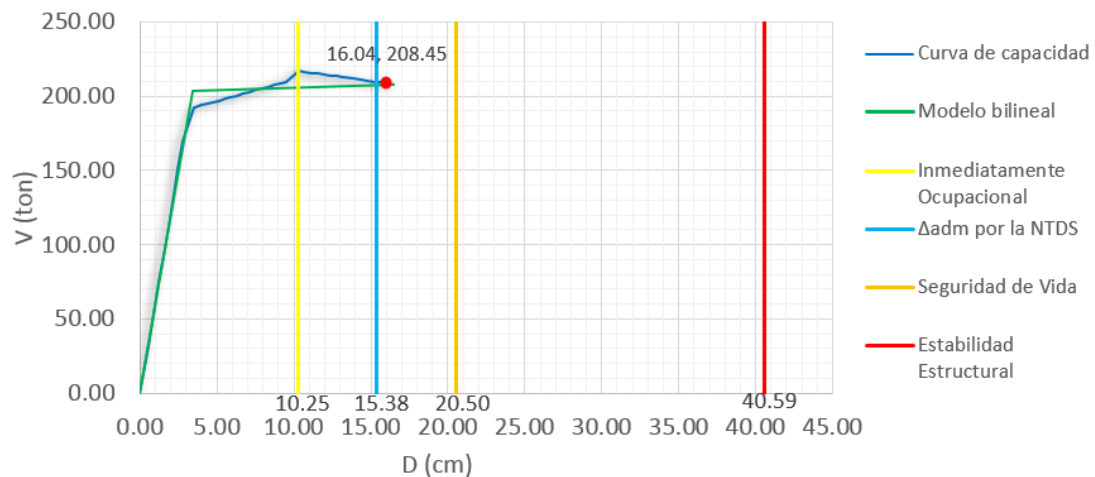


Figura V-11: Límites de desplazamiento del edificio 2.

Como se puede observar, la curva de capacidad se encuentra en el rango inelástico para el desplazamiento de 10.25 cm (Inmediatamente ocupacional), la estructura se descargara en ese instante probablemente presentaría deformaciones residuales, ocasionando mayores daños a los que permite el ATC-40 para ese nivel de desempeño lo cual indica que si se descarga en ese momento, además no se deforma hasta alcanzar el límite de desplazamiento para los niveles: 20.50 cm (seguridad de vida) y 40.59 cm (estabilidad estructural); todas esas diferencias entre los daños ideales para cada uno de los límites de desplazamiento en cada nivel de desempeño y las deformaciones reales de la estructura se deben principalmente a que están establecidos en función de la altura del edificio y no en función de la configuración estructural. Sin embargo, la curva de capacidad alcanza a pasar de 15.38 cm (límite de deformación

inelástico máximo propuesto en la NTDS), indicando que cuando la estructura llega a ese desplazamiento existe un pequeño margen de deformación antes de que la estructura colapse.

Con el nivel de desempeño encontrado de 16.04 cm se cumple el objetivo de desempeño esperado, ya que tiene 4.46 cm antes de holgura en el nivel de desempeño seguridad de vida con un valor de 20.50 cm. Sin embargo, supera el desplazamiento máximo permisible de la NTDS por 0.66 cm.

5.2 Mecanismos de falla

Para los edificios 1 y 2 se han calculado los posibles mecanismos de falla que pueden producirse cuando la estructura se somete a fuerzas laterales; y para comprenderlas gráficamente se utilizará la siguiente nomenclatura:

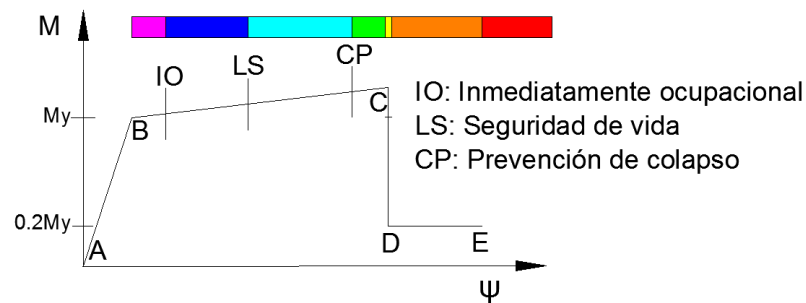


Figura V-12: Representación gráfica del mecanismo de falla de un elemento.

En la Figura V-12, se puede observar que el punto A y B representan el rango lineal del elemento; por lo que del punto B a C se presenta un cambio de resistencia. Cuando un elemento llega al tramo entre los puntos C y D su resistencia decrece considerablemente con el mismo valor de curvatura; a partir del punto D hasta llegar al punto E la curvatura de la sección aumenta con un valor del 20% de la resistencia de fluencia hasta llegar al colapso.

Edificio 1

Los mecanismos de fallas que se forman en el edificio 1 se revisan para identificar los elementos y la magnitud de daño que se podría presentar en la estructura. La Tabla V-3 presenta el número de rótulas que se forman en ciertos puntos de desplazamiento del edificio; se representan tres puntos importantes de la curva de capacidad: la formación de la primera rótula plástica (un elemento sobrepasa el límite elástico), el segundo punto es el punto de fluencia (punto donde finaliza el rango elástico de la estructura) y el último es el punto de colapso.

Tabla V-3: Número de rótulas para diferentes desplazamientos del edificio 1.

Rótulas generadas para el caso de carga modal en dirección X								
Desp. (cm)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Después de E
0.00	156	0	0	0	0	0	0	0
1.16	156	0	0	0	0	0	0	0
2.36	156	0	0	0	0	0	0	0
2.70	155	1	0	0	0	0	0	0
3.91	150	6	0	0	0	0	0	0
5.15	142	14	0	0	0	0	0	0
5.70	134	22	0	0	0	0	0	0
7.16	128	24	4	0	0	0	0	0
8.36	127	20	9	0	0	0	0	0
10.48	124	14	18	0	0	0	0	0
12.14	123	11	21	1	0	0	0	0
13.34	121	11	20	4	0	0	0	0
14.94	117	15	14	9	1	0	0	0
16.79	117	14	6	15	0	4	0	0
18.39	116	12	8	10	0	10	0	0

19.79	115	11	7	7	1	15	0	0
20.67	114	12	6	6	1	17	0	0
21.33	114	12	6	4	0	20	0	0
21.73	113	12	7	4	0	20	0	0
22.93	113	12	7	3	0	21	0	0
24.23	113	12	5	3	0	23	0	0
26.00	113	12	4	3	0	24	0	0
26.80	111	13	4	4	0	24	0	0

- **Primer mecanismo de falla generado.**

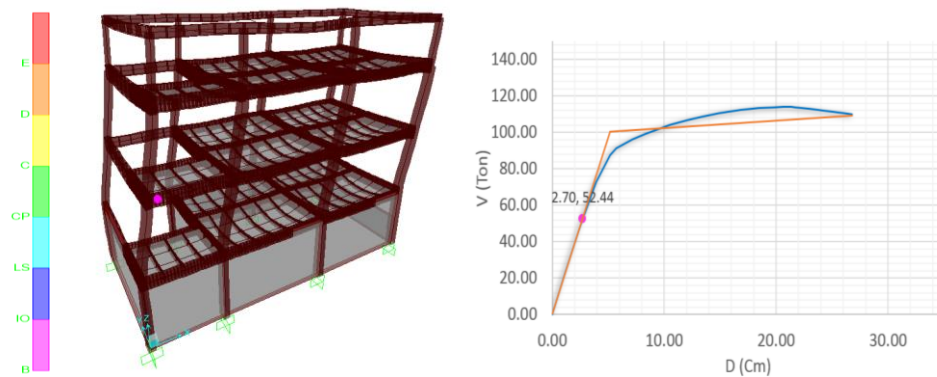


Figura V-13: Primer mecanismo de falla generado en el edificio 1.

Los mecanismo de falla por flexión inician con la formación de una articulación plástica en la viga sobre el eje D, en el tramo de 5' a 6 del nivel 2 debido a que el elemento ha superado el rango elástico, cuando la curva de capacidad tiene un

valor de $V=52.44$ ton y $D=2.70$ cm como se puede observar en la Figura V-13, en este punto la estructura aún se encuentra en el rango elástico.

- **Mecanismos de falla en límite inmediatamente ocupacional global.**

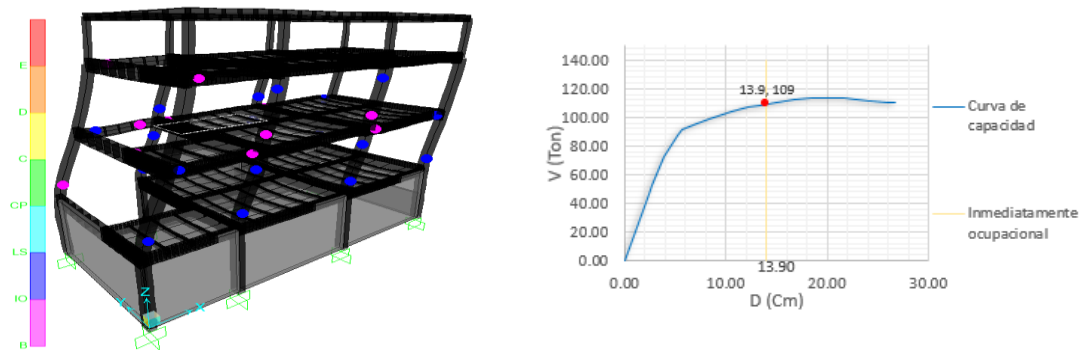


Figura V-14: Mecanismos de falla en el límite inmediatamente ocupacional global del edificio 1.

En la Figura V-14 algunos elementos están entre el valor de fluencia y el límite inmediatamente ocupacional (color rosa), también presenta elementos entre el límite inmediatamente ocupacional y el límite de seguridad de vida (color azul).

- **Mecanismos de falla en el punto de fluencia.**

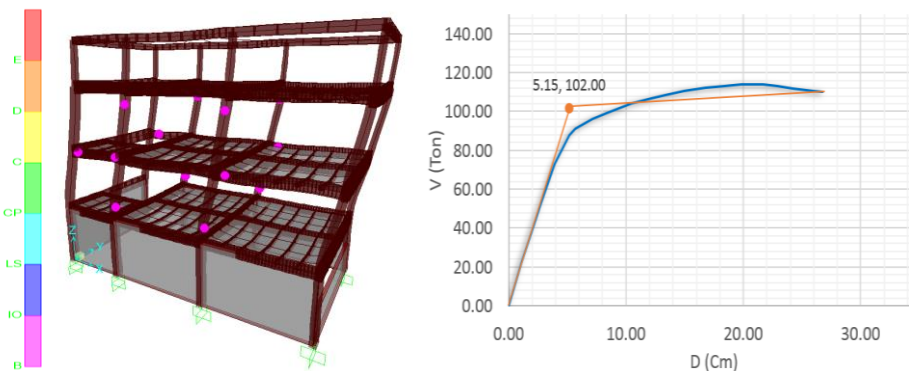


Figura V-15: Mecanismos de falla en el punto de fluencia del edificio 1.

La carga se va aumentando monótonicamente formando nuevos mecanismos de falla por flexión, siendo un punto importante a considerar donde la estructura

está en el límite elástico con valores de $V=102.0$ ton y $D= 5.15$ cm. En la Figura V-15 se observa que en este punto 4 vigas ubicadas en el eje D y E, tramo 5'-6 y 7-8 del nivel 2, también 4 columnas del nivel 1 y 4 columnas del nivel 2 han superado el rango elástico lo cual indica que si se descargara la estructura los elementos mencionados presentarían deformaciones permanentes.

- **Mecanismos de falla en el punto de desempeño.**

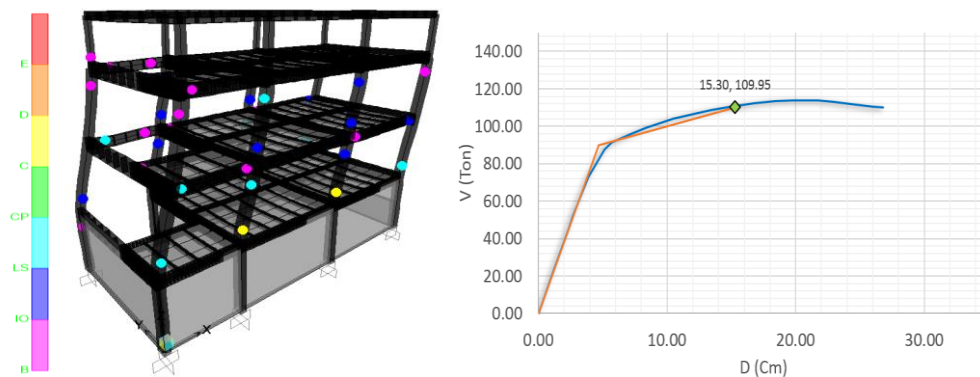


Figura V-16: Mecanismo de falla en el punto de desempeño del edificio 1.

En el punto de desempeño (Figura V-16), con un desplazamiento de 15.30 cm y una cortante de 109.95 ton, dos columnas del segundo entrepiso han superado la capacidad máxima ocasionando una reducción inmediata al 20 % de la resistencia de fluencia (color amarillo), las demás se encuentran entre los límites de inmediatamente ocupacional y estabilidad estructural (color azul y celeste); las vigas y columnas del segundo nivel se encuentran en el rango inelástico sin superar la capacidad máxima, los elementos de color rosa se encuentran en el rango fluencia e inmediatamente ocupacional, los de color azul en el rango inmediatamente ocupacional y seguridad de vida, lo de color celeste en el rango seguridad de vida y estabilidad estructural; en el nivel tres solamente dos vigas han superado el rango elástico (color rosa).

- Mecanismos de falla en el desplazamiento máximo de la curva.

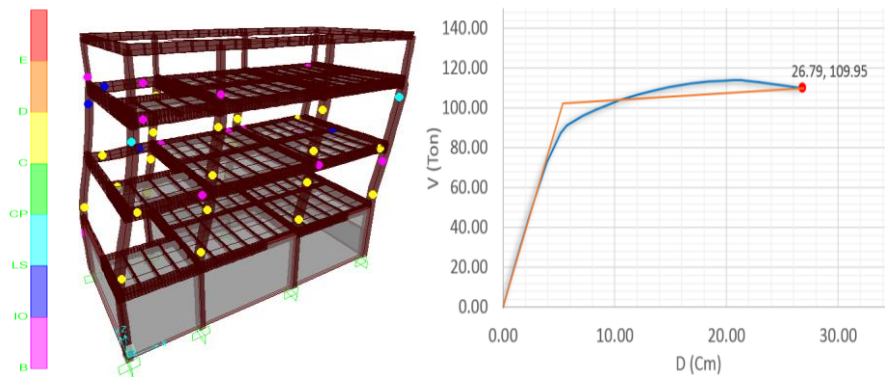


Figura V-17: Mecanismos de falla en el desplazamiento máximo del edificio 1.

En el momento que el edificio alcanza su desplazamiento lateral máximo (Figura V-17) con valores de $V=109.95$ ton y $D=26.79$ cm, presenta algunas vigas del nivel 2 y 3 que únicamente han superado fluencia (color rosa), elementos que encuentran entre el límite inmediatamente ocupacional y seguridad de vida (color azul), elementos entre el límite seguridad de vida y prevención de colapso (color celeste), además algunas vigas y columnas de los niveles 1 y 2 de la estructura han superado la capacidad máxima (color amarillo) ocasionando una reducción inmediata hasta el 20% de la resistencia de fluencia, por lo tanto los elementos no son capaces de resistir cargas laterales y ocasionando deformaciones permanentes.

EDIFICIO 2

Los mecanismos de falla para el edificio 2 se analizan de acuerdo a las los desplazamientos presentados en la Tabla V-4 y los puntos definidos en la Figura V-4.

Tabla V-4: Número de rótulas para diferentes desplazamientos del edificio 2.

Rótulas generadas para el caso de carga modal en dirección X								
Desp. (cm)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	Después de E
0.0003	250	0	0	0	0	0	0	0
0.0038	250	0	0	0	0	0	0	0
0.0053	249	1	0	0	0	0	0	0
0.0088	249	1	0	0	0	0	0	0
0.0123	249	1	0	0	0	0	0	0
0.0158	249	1	0	0	0	0	0	0
0.0200	247	3	0	0	0	0	0	0
0.0244	243	7	0	0	0	0	0	0
0.0276	218	32	0	0	0	0	0	0
0.0321	193	57	0	0	0	0	0	0
0.0348	178	72	0	0	0	0	0	0
0.0352	176	74	0	0	0	0	0	0
0.0393	163	87	0	0	0	0	0	0
0.0432	156	94	0	0	0	0	0	0
0.0468	152	74	24	0	0	0	0	0
0.0510	151	72	27	0	0	0	0	0
0.0547	149	69	32	0	0	0	0	0
0.0597	149	69	32	0	0	0	0	0
0.0633	147	71	32	0	0	0	0	0
0.0672	145	73	32	0	0	0	0	0
0.0713	142	76	32	0	0	0	0	0
0.0748	142	76	32	0	0	0	0	0
0.0787	141	77	31	1	0	0	0	0

0.0824	141	77	8	24	0	0	0	0
0.0879	140	78	0	32	0	0	0	0
0.0921	140	78	0	32	0	0	0	0
0.0949	139	79	0	25	0	7	0	0
0.0993	139	79	0	8	0	24	0	0
0.1025	137	81	0	1	0	31	0	0
0.1036	136	82	0	0	0	32	0	0
0.1071	136	82	0	0	0	32	0	0
0.1138	136	82	0	0	0	32	0	0
0.1186	136	82	0	0	0	32	0	0
0.1233	136	82	0	0	0	32	0	0
0.1282	136	82	0	0	0	32	0	0
0.1318	136	82	0	0	0	32	0	0
0.1321	136	82	0	0	0	32	0	0

- Primer mecanismo de falla generado.

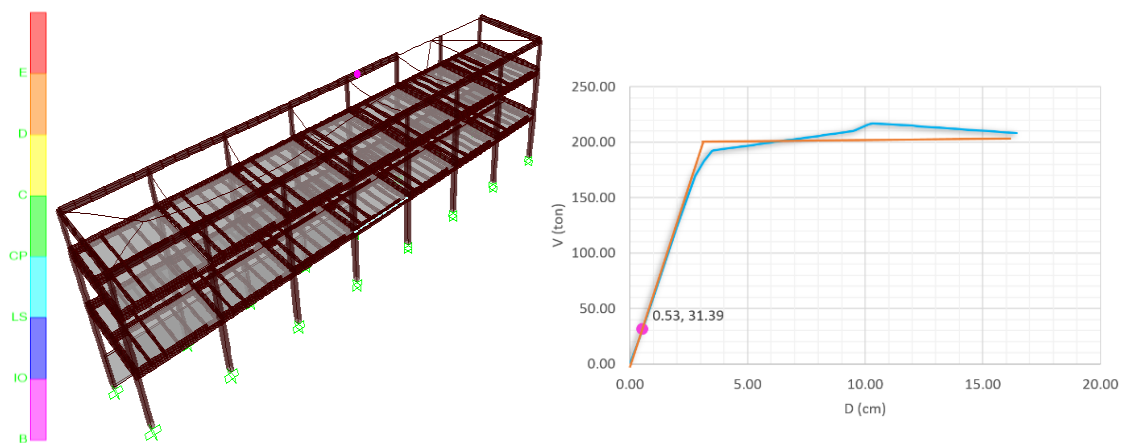


Figura V-18: Primer mecanismo de falla generado en el edificio 2.

El primer mecanismo de falla por flexión se genera para una fuerza $V=31.39$ ton y un desplazamiento $D=0.53$ cm en la viga del eje C en el tramo de 5 a 6 en el nivel de techo que ha superado el punto de fluencia (ver Figura V-18).

- **Mecanismos de falla en el punto de fluencia.**

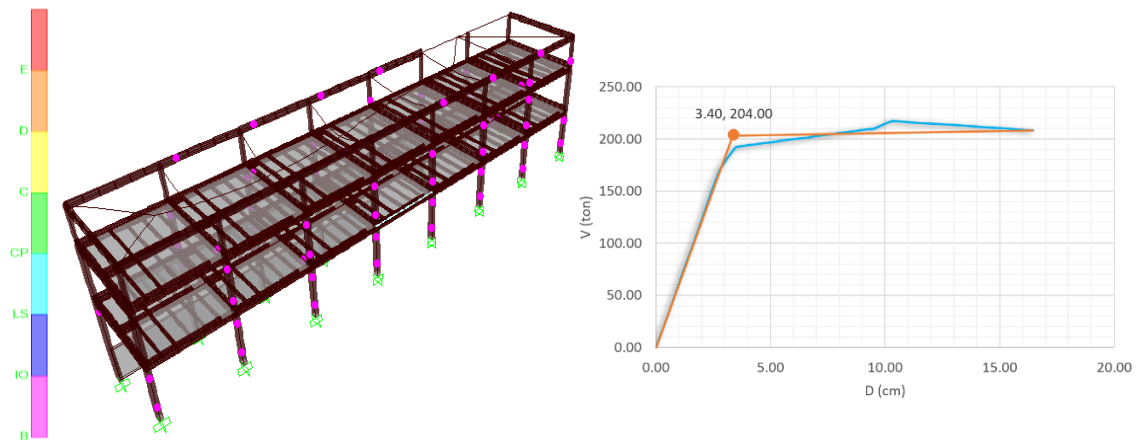


Figura V-19: Mecanismos de falla en el punto de fluencia del edificio 2.

Para el punto en la curva de capacidad que el edificio alcanza una deformación $D=3.40$ cm con una fuerza $V=204.0$ ton, la estructura está en el límite del rango elástico, la mayoría de las columnas de los niveles 1 y 2 y las vigas del nivel de techo han superado fluencia (color rosa) como se ve en la Figura V-19.

- **Mecanismos de falla en límite inmediatamente ocupacional global.**

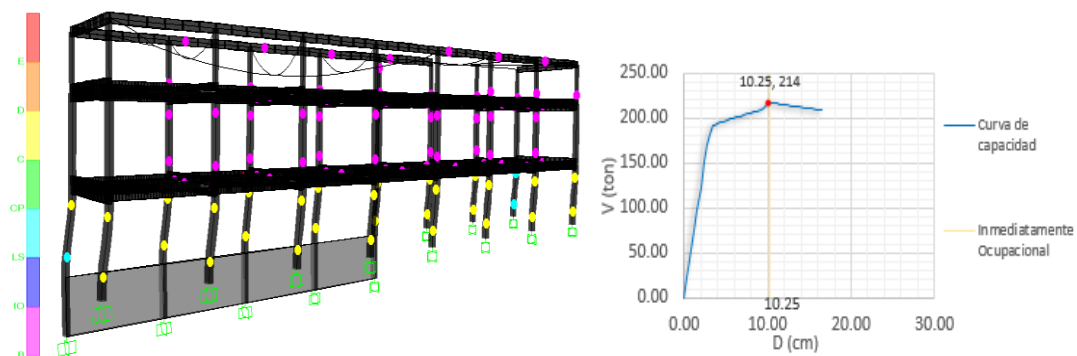


Figura V-20: Mecanismos de falla en el límite inmediatamente ocupacional global del edificio 2.

En la Figura V-20 se observa que los elementos del segundo y tercer entrepiso están entre el valor de fluencia y el límite inmediatamente ocupacional (color rosa). Los elementos del primer entrepiso han superado la capacidad máxima (color amarillo), solamente dos columnas de esquina están entre el límite seguridad de vida y el límite estabilidad estructural (color celeste).

- **Mecanismos de falla en el punto de desempeño.**

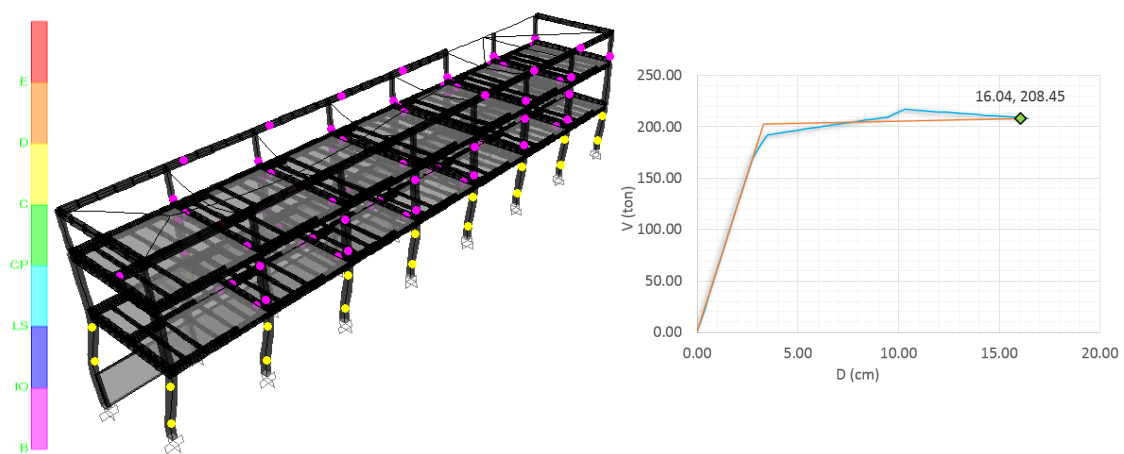


Figura V-21: Mecanismo de falla en el punto de desempeño del edificio 2.

En el punto de desempeño la estructura tiene un desplazamiento de 16.04 cm y una fuerza cortante de 208.45 ton; al momento de alcanzar estos valores se puede observar en la Figura V-21 que las columnas del nivel 1 han superado la resistencia máxima presentando una reducción al 20% de la resistencia de fluencia (color amarillo), las cuales no son capaces de soportar más carga lateral generándose una deficiencia estructural en el edificio como entrepiso débil; también en el nivel 2 en las columnas han superado el punto de fluencia pero son capaces de soportar más cargas (color rosa), de igual manera en el nivel 3 en algunas vigas y columnas.

- Mecanismos de falla en el desplazamiento máximo de la curva.

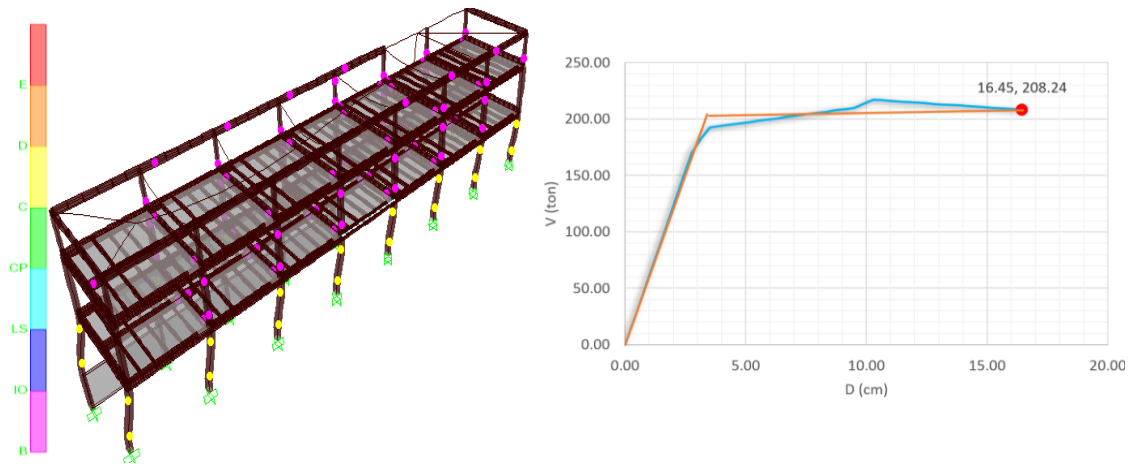


Figura V-22: Mecanismos de falla en el desplazamiento máximo del edificio 2.

La estructura alcanza su desplazamiento máximo cuando de $D=16.45$ cm para una fuerza de $V=208.24$ ton, como se puede observar en la Figura V-22, al igual que para el punto de desempeño el mismo número de columnas del nivel 1 presentan una reducción hasta el 20% de la resistencia de fluencia (color amarillo) generándose una deficiencia estructural como entrepiso débil, por lo que una réplica del sismo llevaría al colapso al edificio, también en el nivel 2 en las columnas han superado el punto de fluencia pero son capaces de soportar más cargas (color rosa), de igual manera en el nivel 3 en algunas vigas y columnas.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

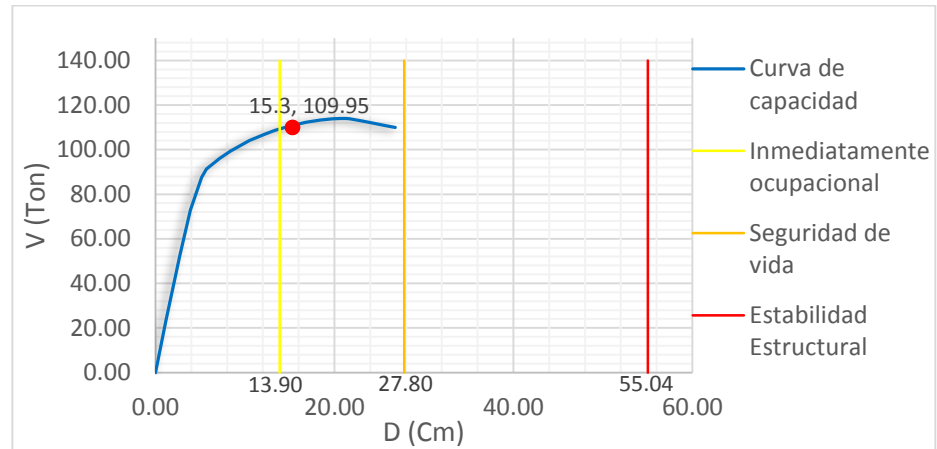
6.1 Conclusiones

Con los resultados obtenidos aplicando la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico incluyendo el procedimiento de análisis estático no lineal (pushover) y tomando la demanda sísmica contemplada en la NTDS para determinar la capacidad de la estructura y los posibles mecanismos de falla, se puede concluir lo siguiente:

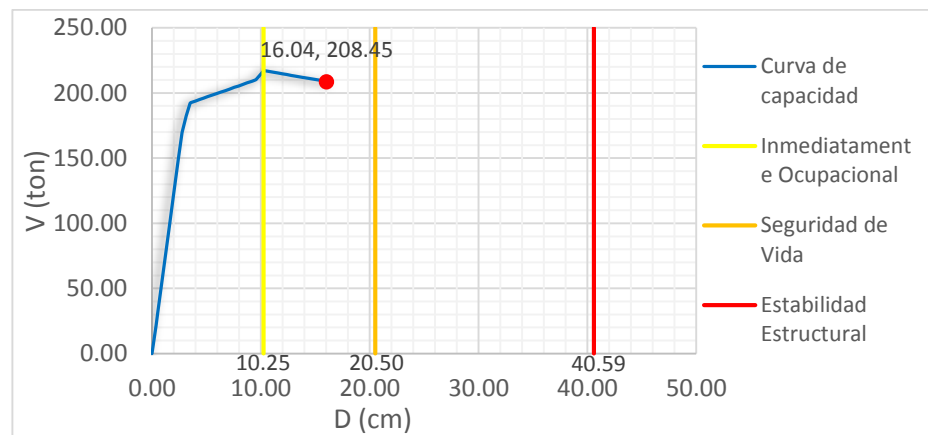
- Para obtener de forma ordenada las condiciones existentes de una edificación es necesario disponer de formularios que faciliten la recopilación de la información requerida (geometría de los elementos; tipo de entrepiso; espesor, tipo y clasificación de grietas o fallas; deficiencias estructurales; etc.)
- Como resultado de la inspección visual se observaron daños por flexo-compresión y cortante en la base de las columnas B2, B3 y B4 del tercer entrepiso del edificio 2 (ver planos del anexo 1), además debido a daños existentes en los elementos que vuelven vulnerable dicha área, se ha colocado un apuntalamiento de madera que actualmente se encuentra en mal estado; por lo anterior, el área comprendida entre los ejes 1 y 4 del tercer entrepiso del edificio 2 se considera como insegura para los ocupantes, con peligro de colapso parcial; sin embargo, de acuerdo a las condiciones encontradas (daños leves por flexión y cortante en algunos elementos) el resto de la edificación puede funcionar adecuadamente con el riesgo de que en un sismo similar a la demanda considerada puede incrementar considerablemente los daños.
- Para poder realizar un modelo en un programa de análisis estructural, se debe considerar las condiciones actuales de la edificación (geometría,

cargas, materiales, cuantificación de daños por medio de factores de agrietamiento, etc.) para obtener un modelo que represente las características y el comportamiento más aproximado a lo real.

- Con la aplicación del análisis estático no lineal (pushover) definiendo mecanismos de plasticidad concentrados en los elementos estructurales y aplicando diferentes patrones de carga lateral, se determinaron las curvas de capacidad estructural de las direcciones ortogonales de la edificación observándose una diferencia de capacidad máxima y desplazamientos en cada curva debido a las diferentes distribuciones de fuerzas laterales aplicados en el análisis. Sin embargo, analizando la curva de capacidad de los edificios 1 y 2, usando el patrón de fuerza lateral por el modo dominante de vibración, siendo la curva de menor capacidad (por tanto la curva más desfavorable para el análisis) se obtuvo con la capacidad estructural dando como resultado una fuerza cortante máxima de 113.95 ton para el edificio 1 y 217.05 ton para el edificio 2.
- Aplicando el método de los coeficientes de desplazamiento se cumple con el nivel de desempeño de seguridad de vida para la demanda establecida en la NTDS manteniendo un margen de deformaciones antes del límite de colapso tanto para el edificio 1 como para el edificio 2.
 - En el edificio 1 se obtuvo el punto de desempeño con un valor de fuerza cortante de 109.95 ton y un desplazamiento de 15.3 cm manteniendo un margen de deformaciones antes del límite de seguridad de vida de 12.5 cm y antes del límite estabilidad estructural de 39.74 cm.



- En el edificio 2 se obtuvo el punto de desempeño con un valor de fuerza cortante de 208.45 ton y un desplazamiento de 16.04 cm manteniendo un margen de deformaciones antes del límite de seguridad de vida de 4.46 cm y antes del límite estabilidad estructural de 24.55 cm.



- Analizando los mecanismos de falla para el punto de desempeño de cada uno de los edificios, se determina lo siguiente:
 - En el edificio 1 dos columnas del segundo entrepiso han superado la capacidad máxima, ocasionando una reducción inmediata hasta un valor del 20 % de la resistencia de fluencia, soportando únicamente las cargas gravitacionales ocasionando que el resto de

elementos resistan las cargas laterales. Por lo que un sismo de diseño (considerado en la NTDS) generaría deformaciones permanentes en el edificio sin causar el colapso de la estructura.

- En el edificio 2 las columnas del primer entpiso han superado la capacidad máxima ocasionando una reducción inmediata hasta un valor del 20% de la resistencia de fluencia; dichos elementos no son capaces de soportar más cargas laterales. Por lo que si ocurriera un sismo como el considerado para el análisis llevaría el edificio al colapso.
- A pesar de que matemáticamente ambos edificios cumplen con el nivel de desempeño de seguridad de vida para la demanda establecida, presentan elementos estructurales que superan el límite de estabilidad estructural o colapso ocasionando una deficiencia estructural, cuando lo ideal es que todos los elementos se encuentren en el límite de seguridad de vida.
- Con la aplicación de la metodología propuesta de evaluación estructural por desempeño sísmico, partiendo de los daños existentes se puede conocer el comportamiento de la estructura aplicando diferentes patrones de cargas laterales; y definiendo los límites del nivel de desempeño se puede verificar que se cumple con el objetivo de desempeño esperado.

6.2 Recomendaciones

Después de proponer y aplicar la metodología de evaluación por desempeño sísmico a un edificio existente en El Salvador, se recomienda lo siguiente:

- Implementar la guía propuesta de la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico en edificios de marcos de concreto reforzado.

- Que se profundice en la metodología de evaluación estructural por desempeño sísmico para aplicarla a diferentes sistemas estructurales, definiendo los criterios de modelación necesarios para que se represente las características existentes en un modelo matemático.
- Que se retome esta investigación y se realicen estudios a cada uno de los elementos que superan la capacidad máxima en el nivel de desempeño global, seguridad de vida, para determinar las causas de porque los elementos sobrepasan el límite de seguridad de vida a pesar de que se cumple con el objetivo de desempeño global en ambos edificios, y así para que se proponga un reforzamiento que incremente la capacidad y deformaciones plásticas en los elementos.
- Para una mejor aplicación de esta metodología se recomienda ampliar los estudios sobre amenaza sísmicas en el país, para que se establezcan diferentes escenarios sísmicos (sismos de servicio, sismos de diseño y sismo máximo) en la NTDS.
- Se sugiere realizar un apuntalamiento con estructura metálica como unidad preventiva, en los ejes 2, 3 y 4 del tercer entrepiso del edificio 2 debido al daño que presentan las columnas y a la existencia de un apuntalamiento de madera inapropiado.
- Calcular las rótulas plásticas en la evaluación estructural de edificaciones de 2 o 3 niveles para considerar las capacidades reales de cada uno de los elementos; mientras que en edificaciones de gran tamaño es más práctico utilizar de rótulas plásticas estándares del FEMA 356 debido a que se establecen conservadoramente en base a los resultados de estudios realizados en otros países.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Vol I y II. California Seismic Safety commission. Redwood City, California.
2. A. Ismail. (2013). *Non linear static analysis of a retrofitted reinforced concrete building*. HBRC, Structure and Metallic Institute, Egypt.
3. 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.
4. Carlos A. Prato, Marcelo A. Ceballos & Federico Pinto. (2013). *Reporte: Método Modal Espectral*.
5. CEN, 2002, Eurocódigo 8: "Diseño de estructuras por resistencia sísmica, parte 1: Reglas generales, Acciones sísmicas y reglas para construir, proyecto n° 5", Comité Europeo para la estandarización: Doc CEN/TC250/SC8/N317, Bruselas, Bélgica.
6. F. Taucer, F., Spacone, E., & Filip, C. F. (1991). *A fiber beam-column element for seismic response analysis or reinforced concrete structures*. University of California. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering. Berkeley California.
7. FEMA 154. (2002). *RAPID VISUAL SCREENING OF BUILDINGS FOR POTENTIAL SEISMIC HAZARDS: A HANDBOOK*. Segunda edición. Washington, D.C: FEMA 154.
8. FEMA 273. (1997). *NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington, D.C: FEMA 273.

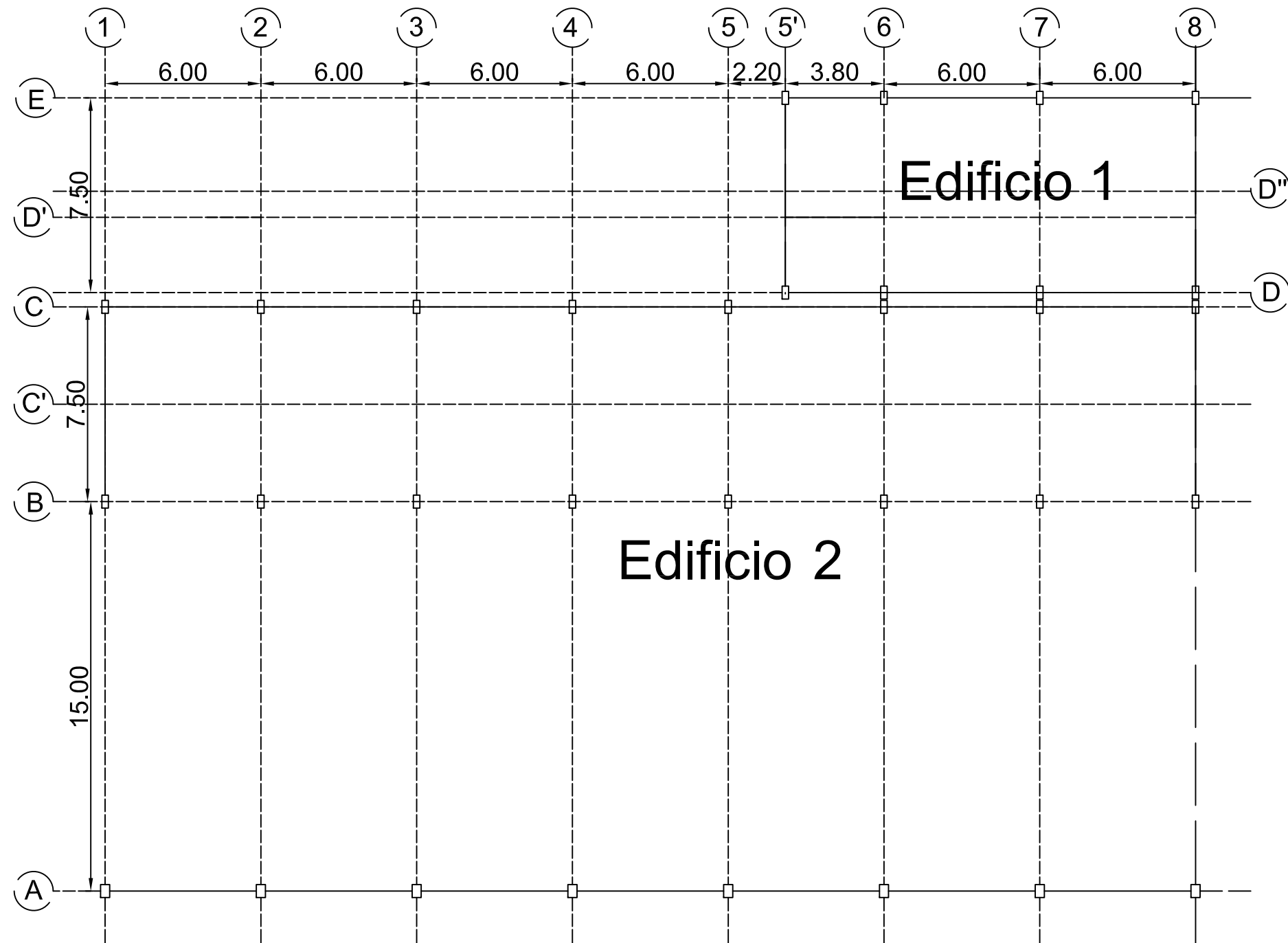
9. FEMA 356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington, DC. FEMA 356.
10. FEMA 440. (2005). *IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES*. Washington, DC. FEMA 440.
11. Lissette Campos, Manuel Guitierrez & Miguel Martínez. (1996). Tesis: *EVALUACIÓN DE DAÑOS Y REDISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA . CIUDAD UNIVERSITARIA: Escuela de Ingeniería Civil*. San Salvador, El Salvador.
12. M.B. Rosales, V.H. Cortez y D.V Bambil. (2003). *Análisis Dinámico No Lineal de Estructuras Espaciales Sismoresistentes*. Bahía Blanca, Argentina: Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE).
13. MacGregor J.G Hage S.E . (1997). *Stability Analysis Design Concrete Frame*.
14. Ministerio de Obras Públicas (MOP). (1997). *Norma Técnica para Diseño por Sismo . El Salvador*.
15. Newmark and Hall. (1982). *Earthquake Spectra and Design*, EERI. California.
16. New Zealand Society for Earthquake Engineering. (2009). *Building Safety Evaluation During a State Emergency*.
17. 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.
18. Norma Técnica de Sismo y Viento. (1966). *Norma Técnica de Sismo y Viento*. El Salvador.

19. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. 1992, "*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*", John Wiley and Sons, New York, Estados Unidos
20. Roberto Aguilar Falconí, 2008, *ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS*, Escuela Politécnica del Ejército, Quito - Ecuador.
21. SeismoStruct Soft. (2013). *Manual de Usuario Seismo Struct Versión 6.5* . Italia: Seismo Soft SRL.
22. Sgri K. Singh, Carlos Gutierrez y Jorde Arboleda . (Julio 1993). *Peligro Sísmico en El Salvador*.
23. T paulay & M. prinsley. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and mansory buildings*.
24. Tomás Guendelman, Mario Guendelman & Jorge Lindenberg. (2005). *Tesis: PUSHOVER INVERSO: UNA HERRAMIENTA DE DISEÑO POR CAPACIDAD PARA EDIFICIOS*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
25. Valencia Vasconez Jairo David, 2012, "*ANÁLISIS DEL MÉTODO "MODAL PUSH-OVER" Y SU INCIDENCIA EN EL CÁLCULO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO EN EL CANTÓN DE AMBATO*", Ambato - Ecuador.
26. Vlavec Toledo Espinoza. (2011). *Pushover-Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado, Libro III de la colección: Ingeniería sísmica Basada en Desempeño- PBEE*. Perú

ANEXOS

ANEXO 1

Planos Estructurales del edificio.



ESQUEMA GENERAL DE UBICACIÓN



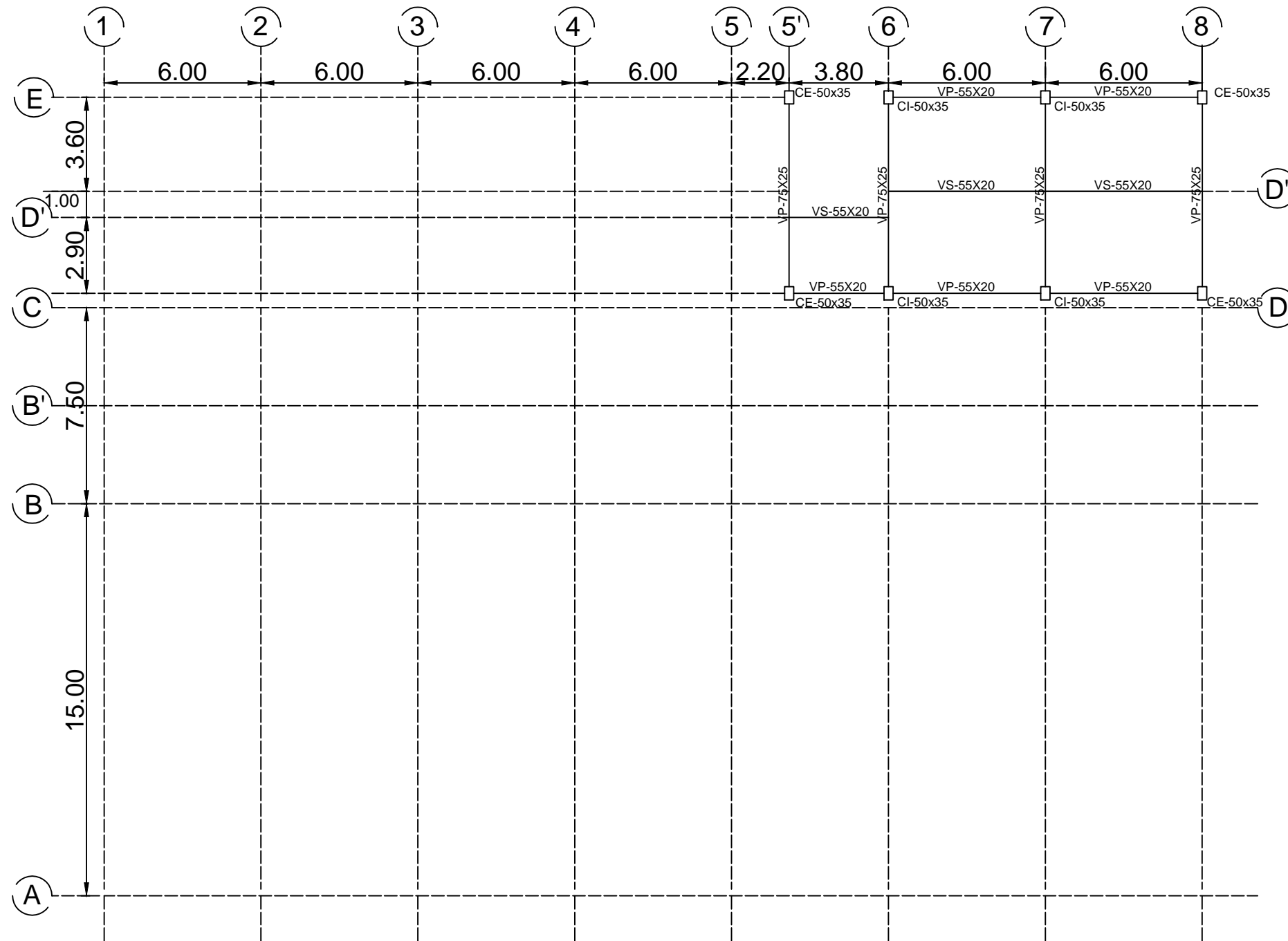
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
 POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
 DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
 VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
ESQUEMA GENERAL DE UBICACIÓN

CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	GENERAL	001
ESCALA: 1:200		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_GENERAL-001.DWG				



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 1



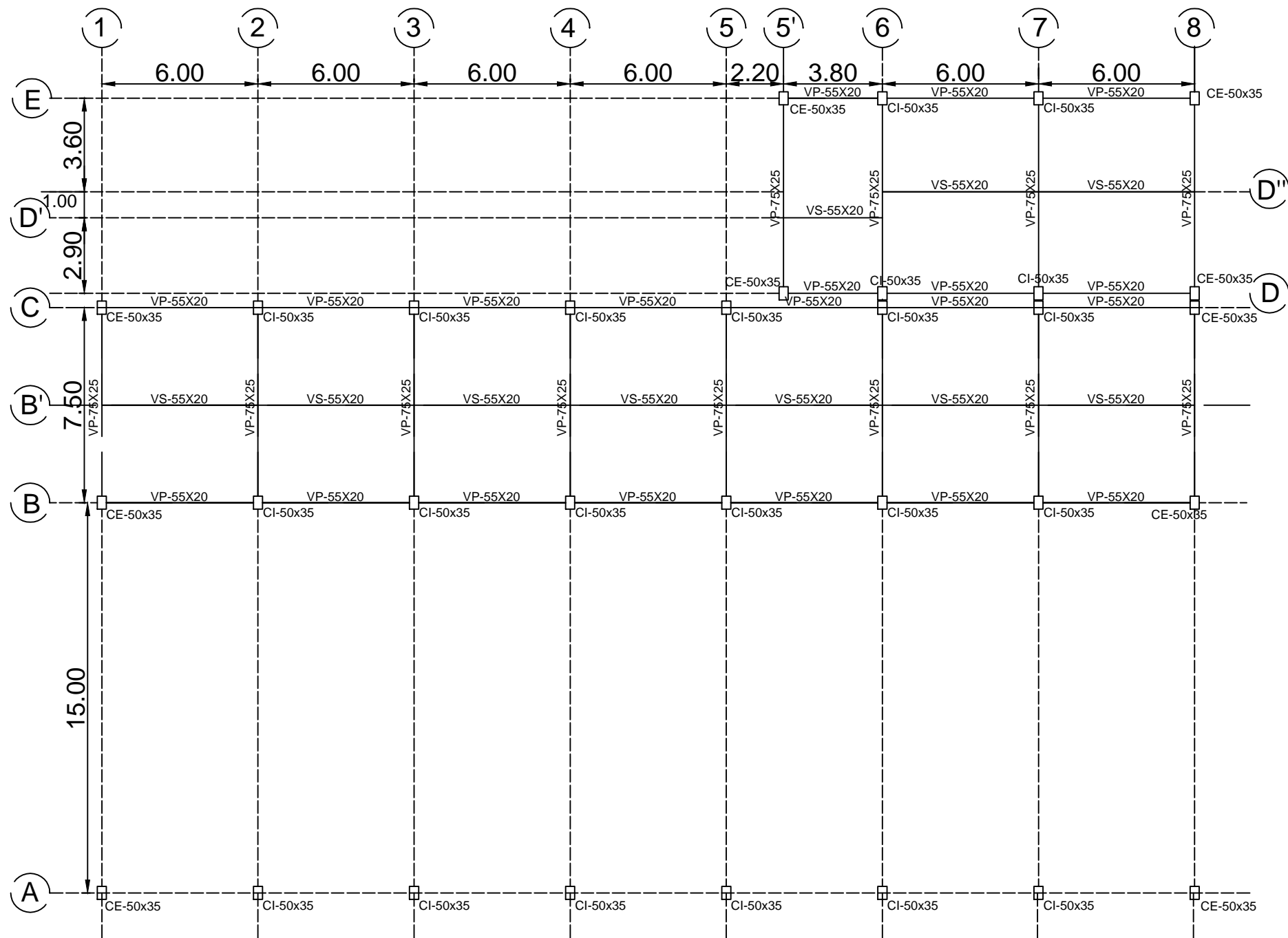
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
 POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
 DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
 VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 1

CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	PLANTA	001
ESCALA: 1:200		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_PLANTA-001_NIVEL1.DWG				



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 2



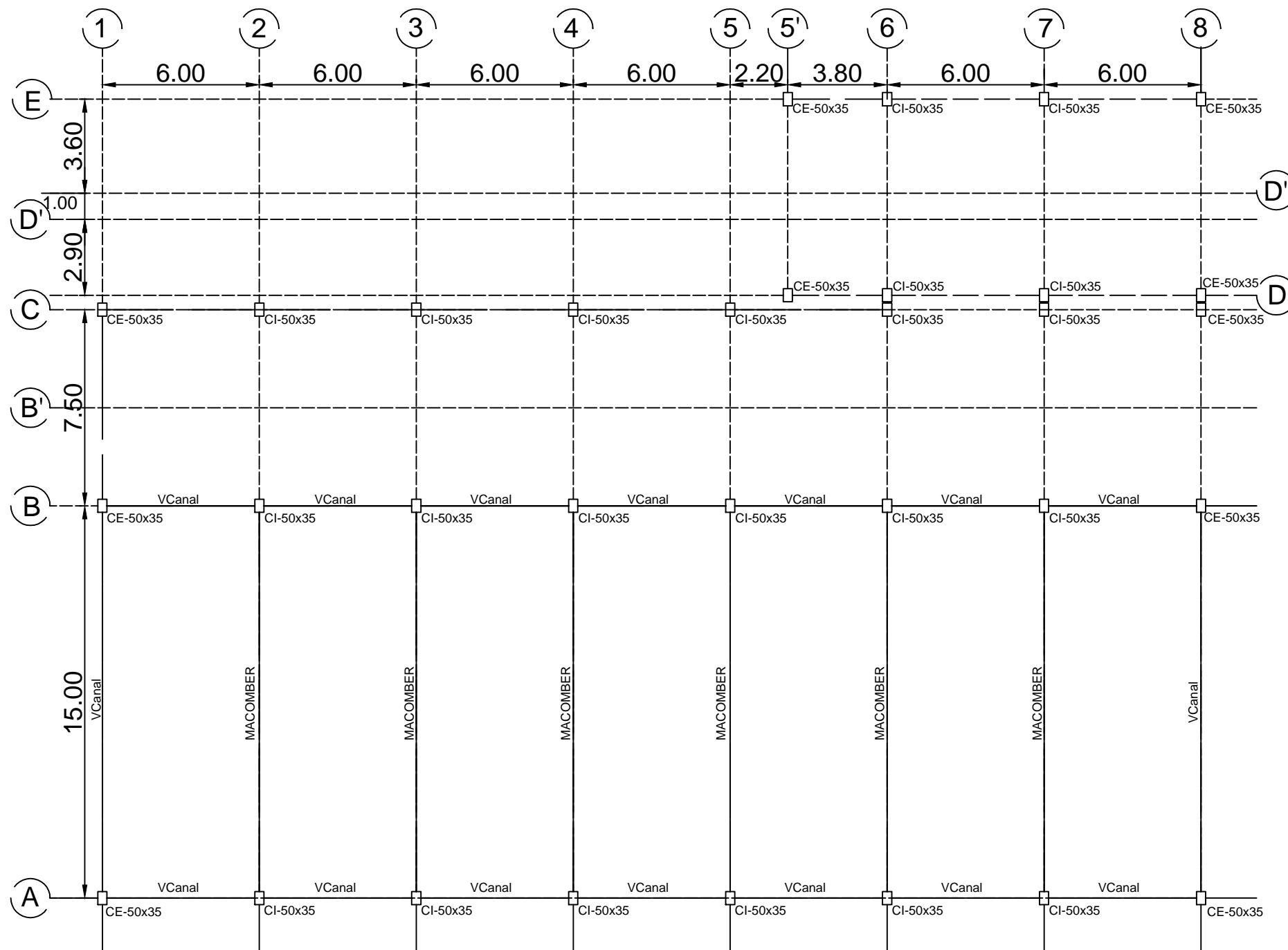
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
 POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
 DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
 VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 2

CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	PLANTA	002
ESCALA: 1:200		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_PLANTA-002_NIVEL2.DWG				



PLANTA ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL 

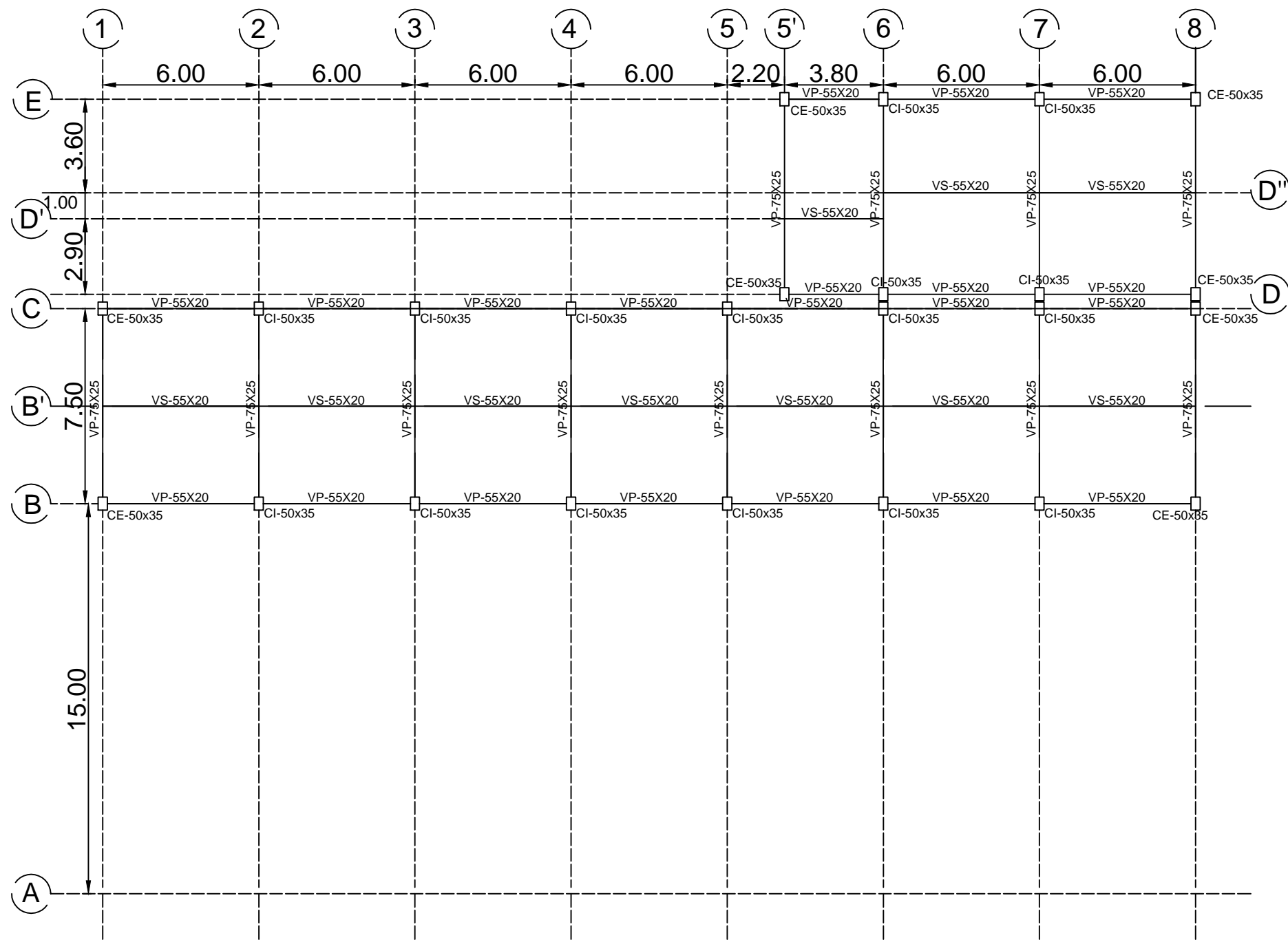
PROYECTO:
TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO

UBICACIÓN:
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA

PRESENTAN:
CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ

CONTENIDO:
PLANTA ESTRUCTURAL NAVE INDUSTRIAL

CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	PLANTA	003
ESCALA: 1:200		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_PLANTA-003_NAVES INDUSTRIAL.DWG				



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 3 

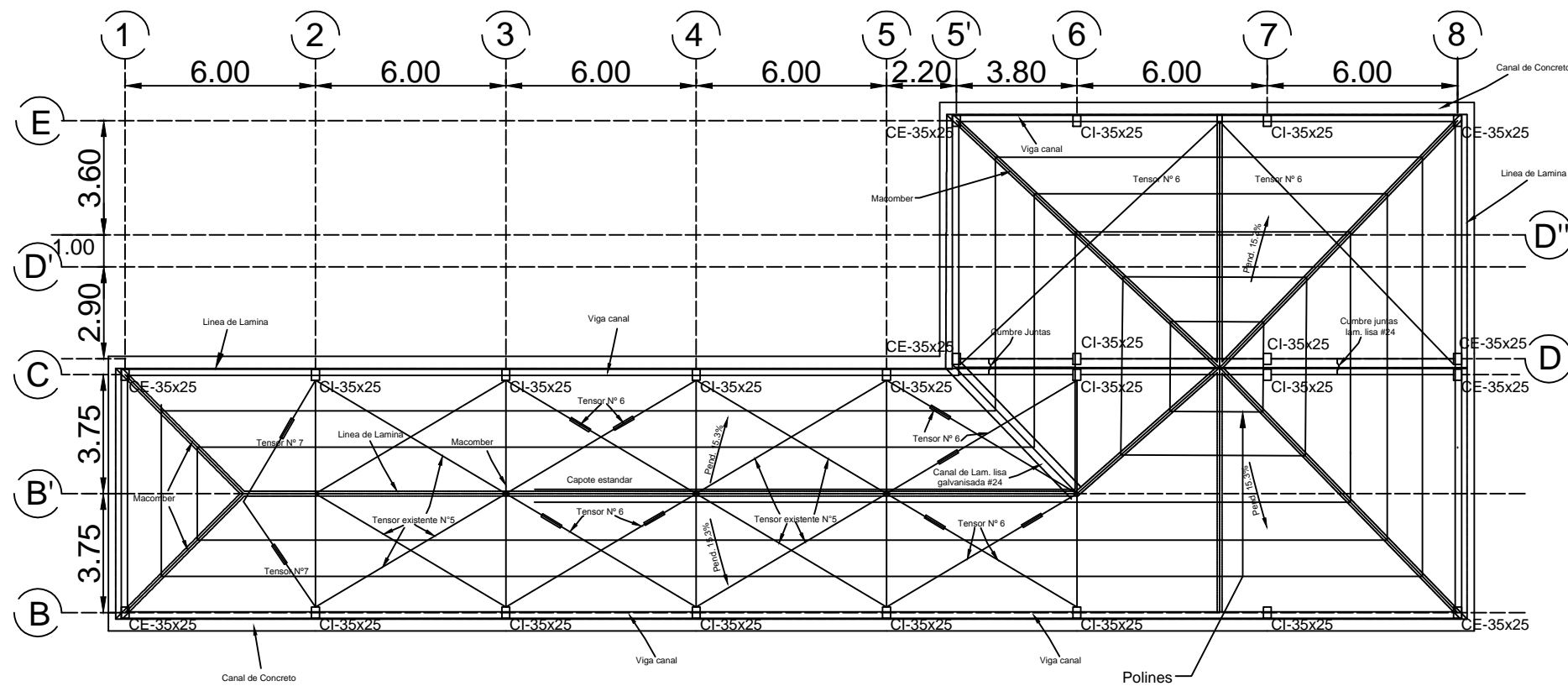
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
 POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
 DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
 VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL 3

CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	PLANTA	004
ESCALA: 1:200		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_PLANTA-004_NIVEL3.DWG				



PLANTA ESTRUCTURAL TECHO 

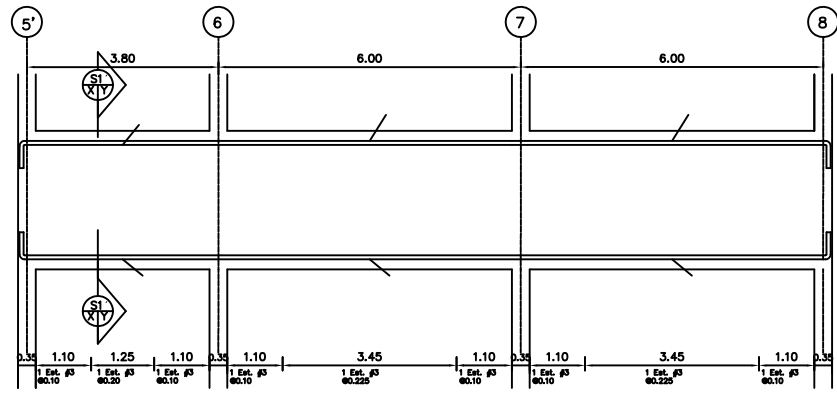
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
 POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

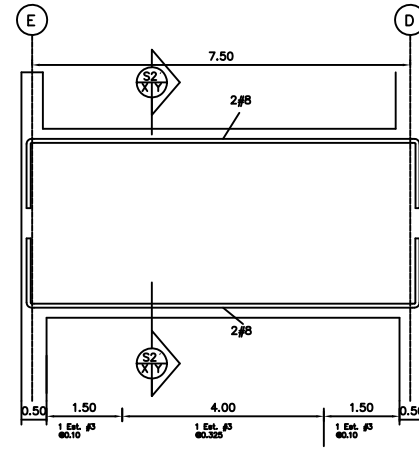
PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
 DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
 VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
PLANTA ESTRUCTURAL TECHO

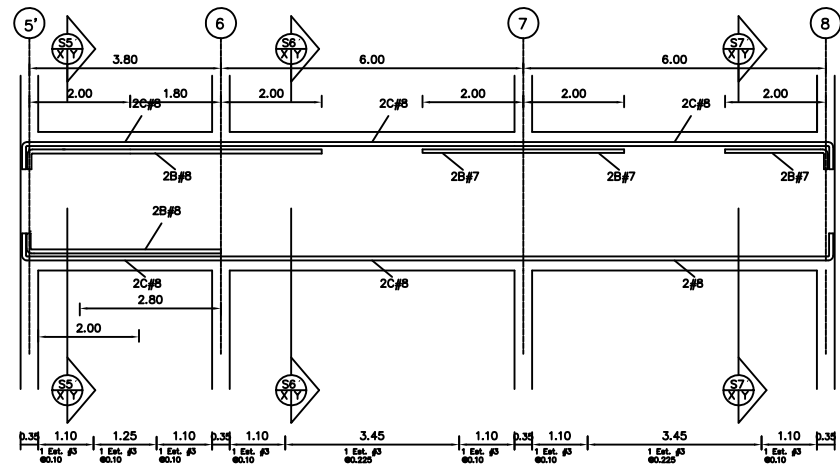
CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	PLANTA	005
ESCALA: 1:200		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_PLANTA-005_Techo.DWG				



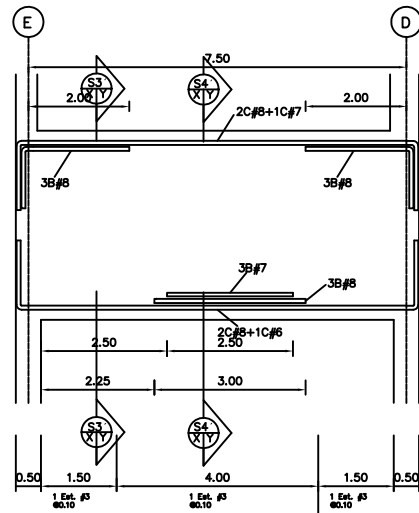
NIVEL 0+3.65m-SECCION 55X20cm



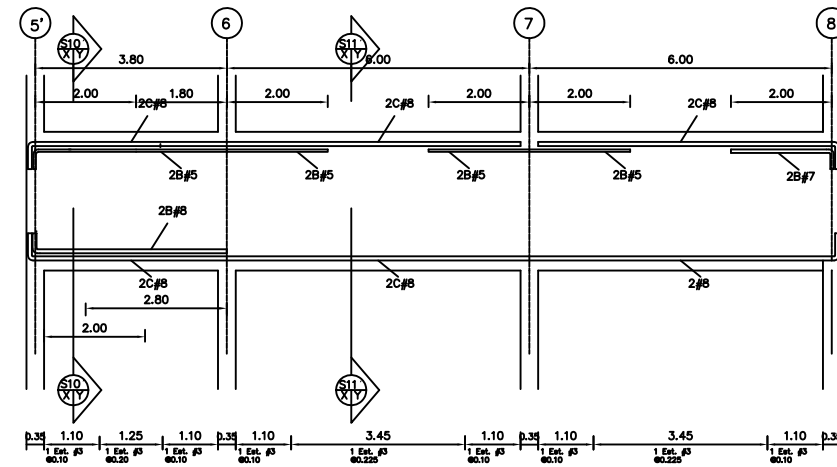
NIVEL 0+3.65m-SECCION 75X20cm



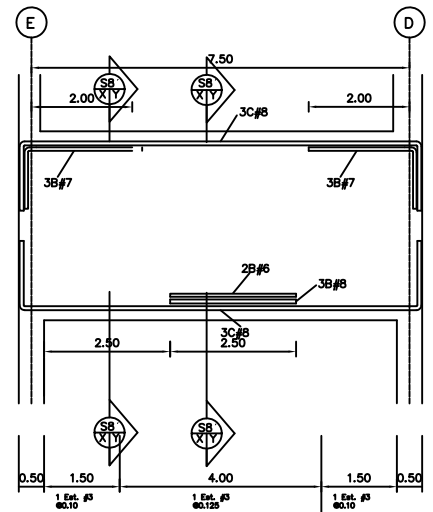
NIVEL 0+7.50m-SECCION 55X20cm



NIVEL 0+7.50-SECCION 75X20



NIVEL 0+11.35m-SECCION 55X20cm



NIVEL 0+11.35m-SECCION 75X20cm

ESCALA HORIZONTAL 1:150
ESCALA VERTICAL 1:30

PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
VISTAS LATERALES DE VIGAS

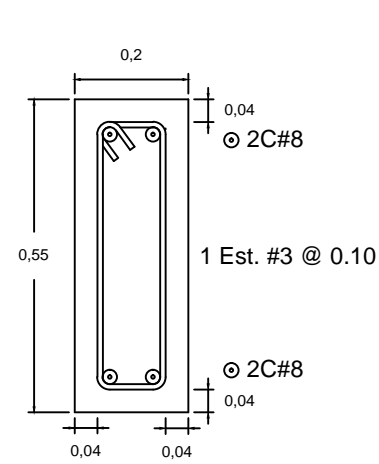
CÓDIGO:
EEBDS | EIM | ES | EDIFICIO1 | 001

ESCALA:
INDICADAS

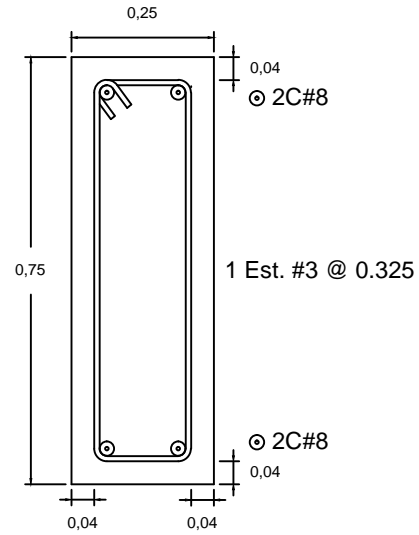
FECHA:
Febrero 2015

HOJA:
1/1

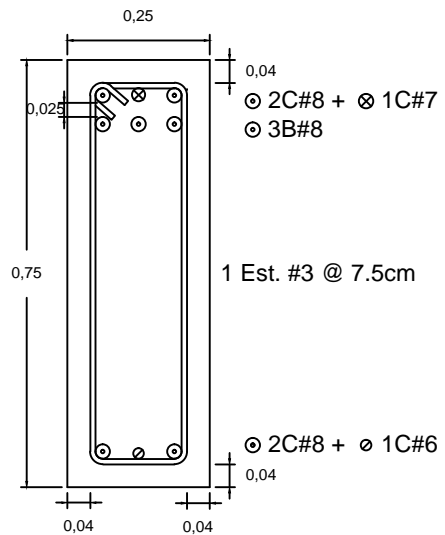
ARCHIVO DWG:
EEBDS_EIM_ES_EDIFICIO1-001_PERFILES DE VIGAS.DWG



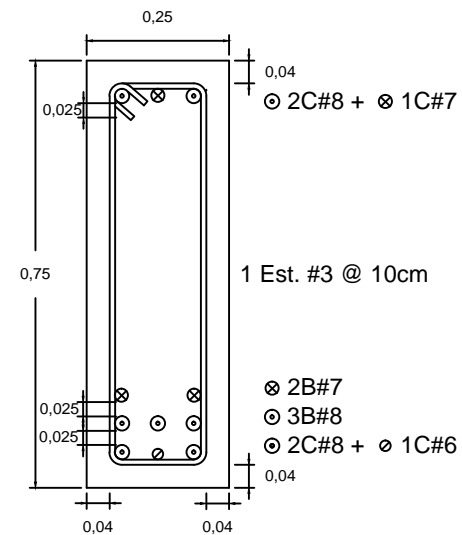
Sección S1'



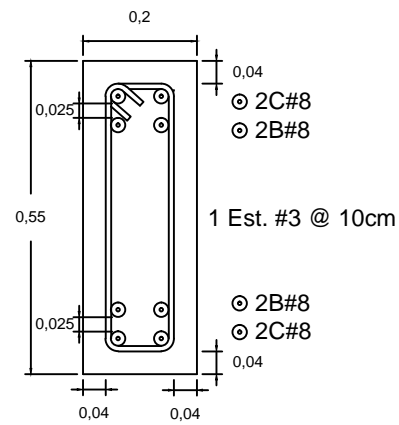
Sección S2'



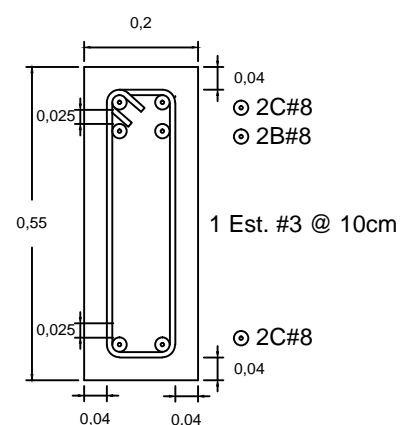
Sección S3'



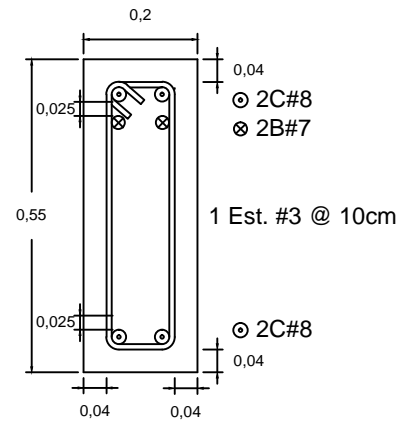
Sección S4'



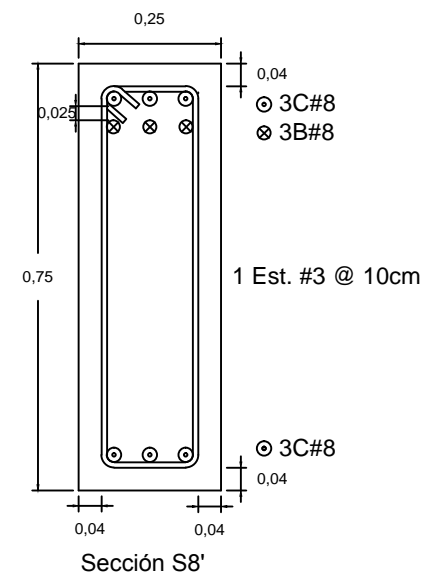
Sección S5'



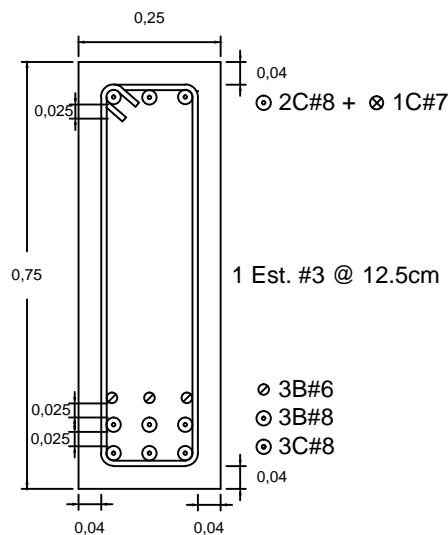
Sección S6'



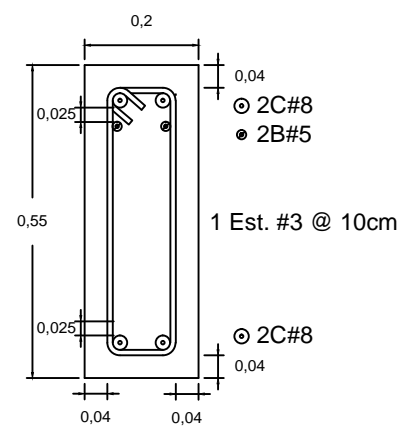
Sección S7'



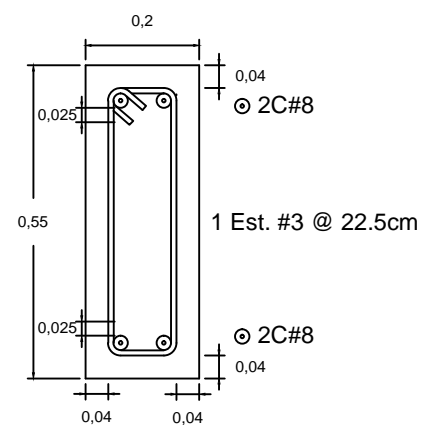
Sección S8'



Sección S9'



Sección S10'



Sección S11'

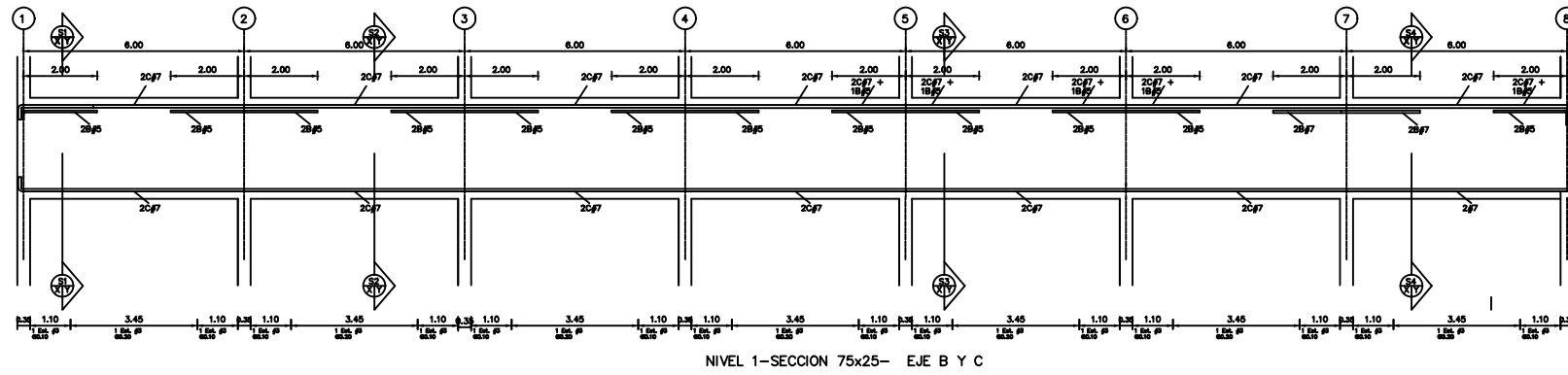
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

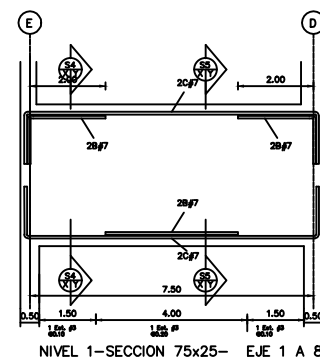
PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
SECCIONES DE VIGAS

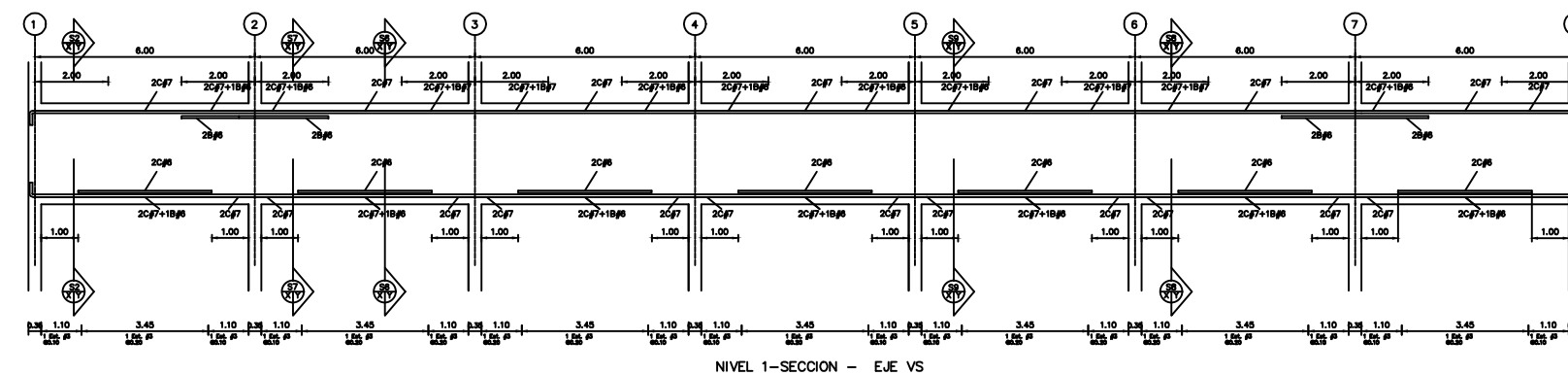
CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	EDIFICIO1	002
ESCALA: SIN ESCALA		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_EDIFICIO1-002_SECCIONES DE VIGAS.DWG				



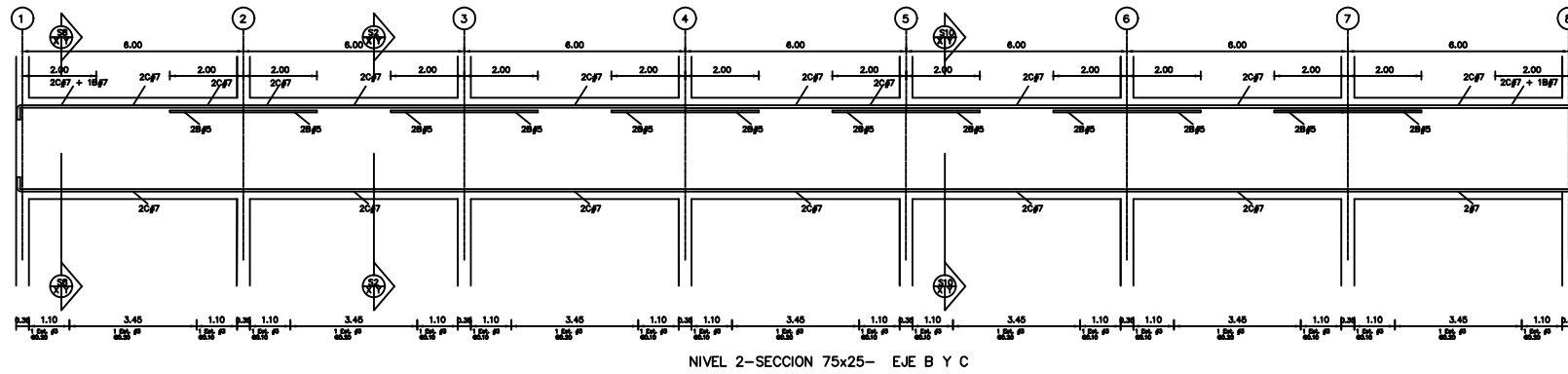
NIVEL 1-SECCION 75x25- EJE B Y C



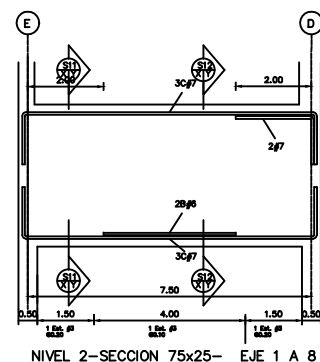
NIVEL 1-SECCION 75x25- EJE 1 A 8



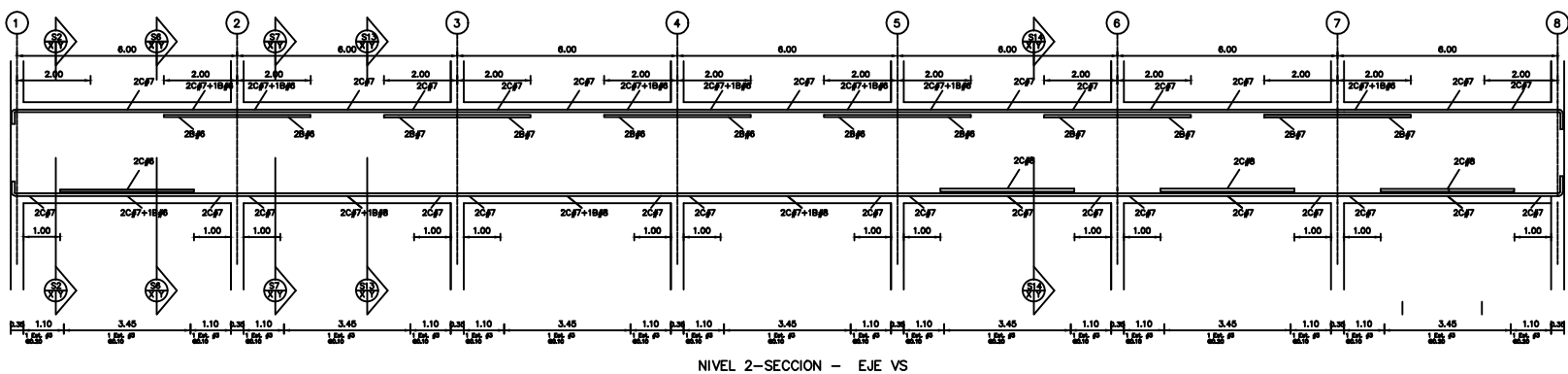
NIVEL 1-SECCION - EJE VS



NIVEL 2-SECCION 75x25- EJE B Y C



NIVEL 2-SECCION 75x25- EJE 1 A 8



NIVEL 2-SECCION - EJE VS

ESCALA HORIZONTAL 1:200
ESCALA VERTICAL 1:40

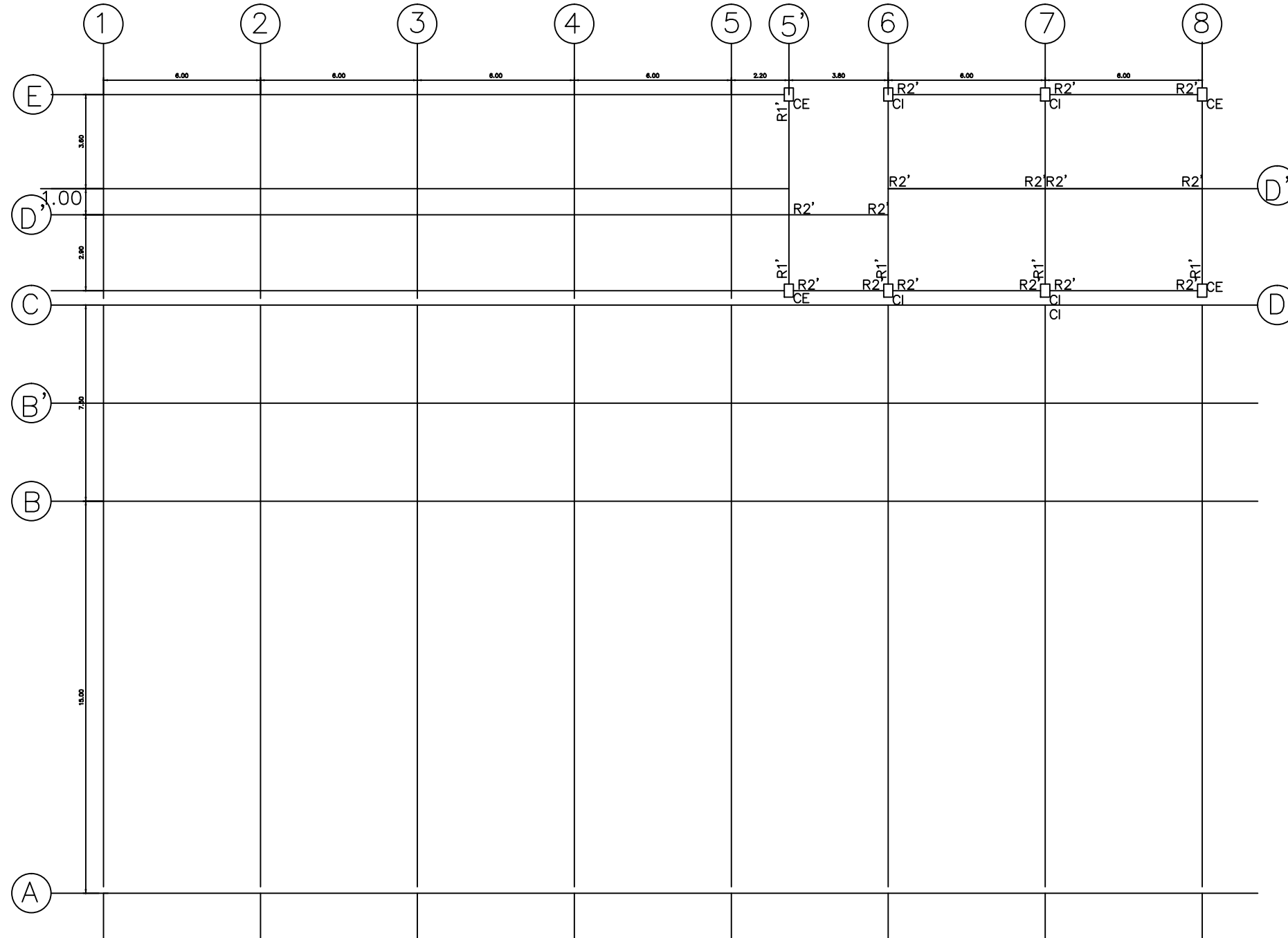
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
VISTAS LATERALES DE VIGAS

CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	EDIFICIO2	001
ESCALA: INDICADAS		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_EDIFICIO2-001_PERFILES DE VIGAS.DWG				



RÓTULAS PLÁSTICAS NIVEL 1
ESC. 1:200

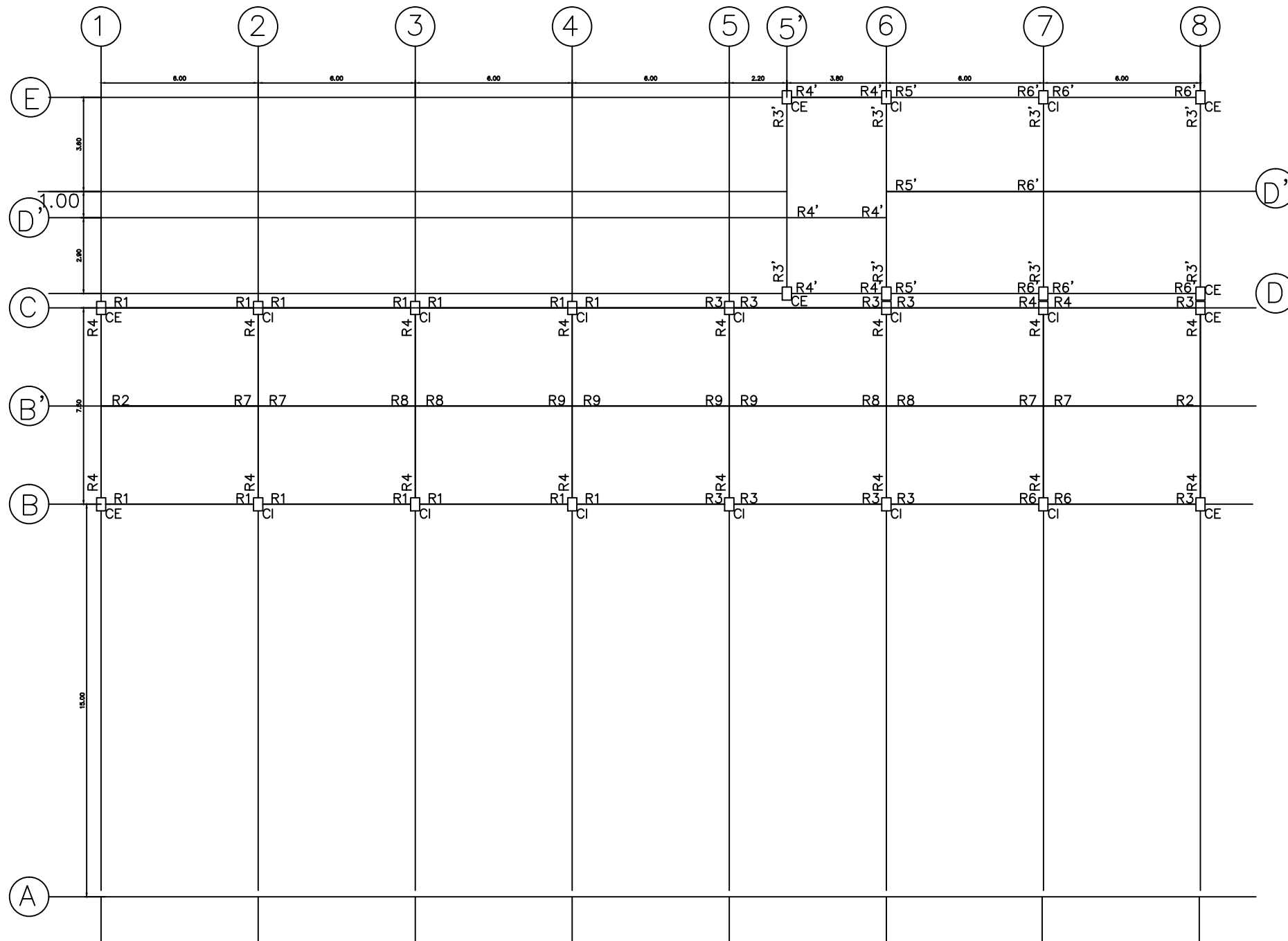
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
 POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ

CONTENIDO:
RÓTULAS PLÁSTICAS NIVEL 1

CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	RÓTULAS	001
ESCALA: INDICADAS		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_ROTULAS-001.DWG				



RÓTULAS PLÁSTICAS NIVEL 2
ESC. 1:200

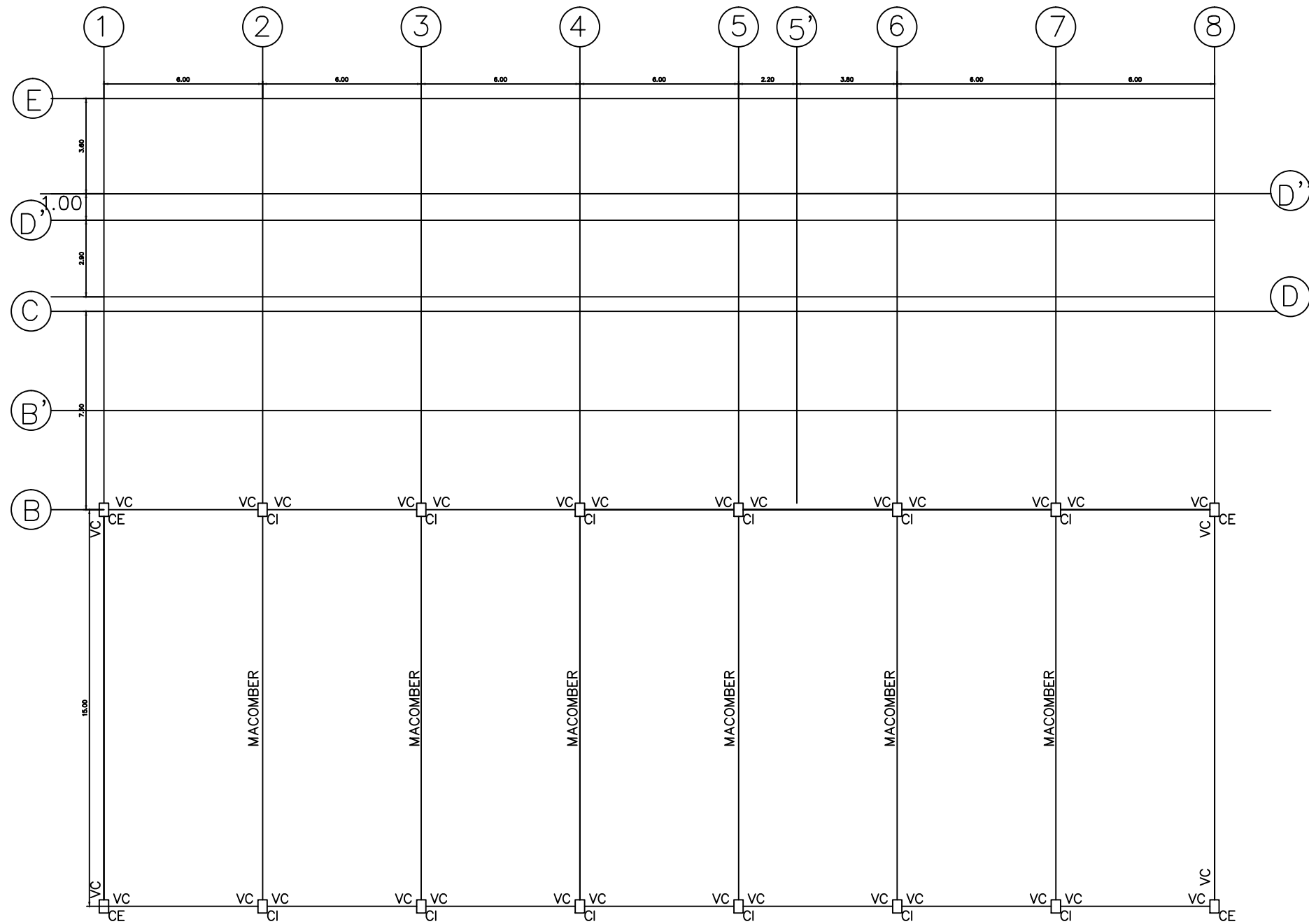
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
 POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ

CONTENIDO:
RÓTULAS PLÁSTICAS NIVEL 2

CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	RÓTULAS	002
ESCALA: INDICADAS		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_ROTULAS-002.DWG				



RÓTULAS PLÁSTICAS NAVE INDUSTRIAL
ESC. 1:200

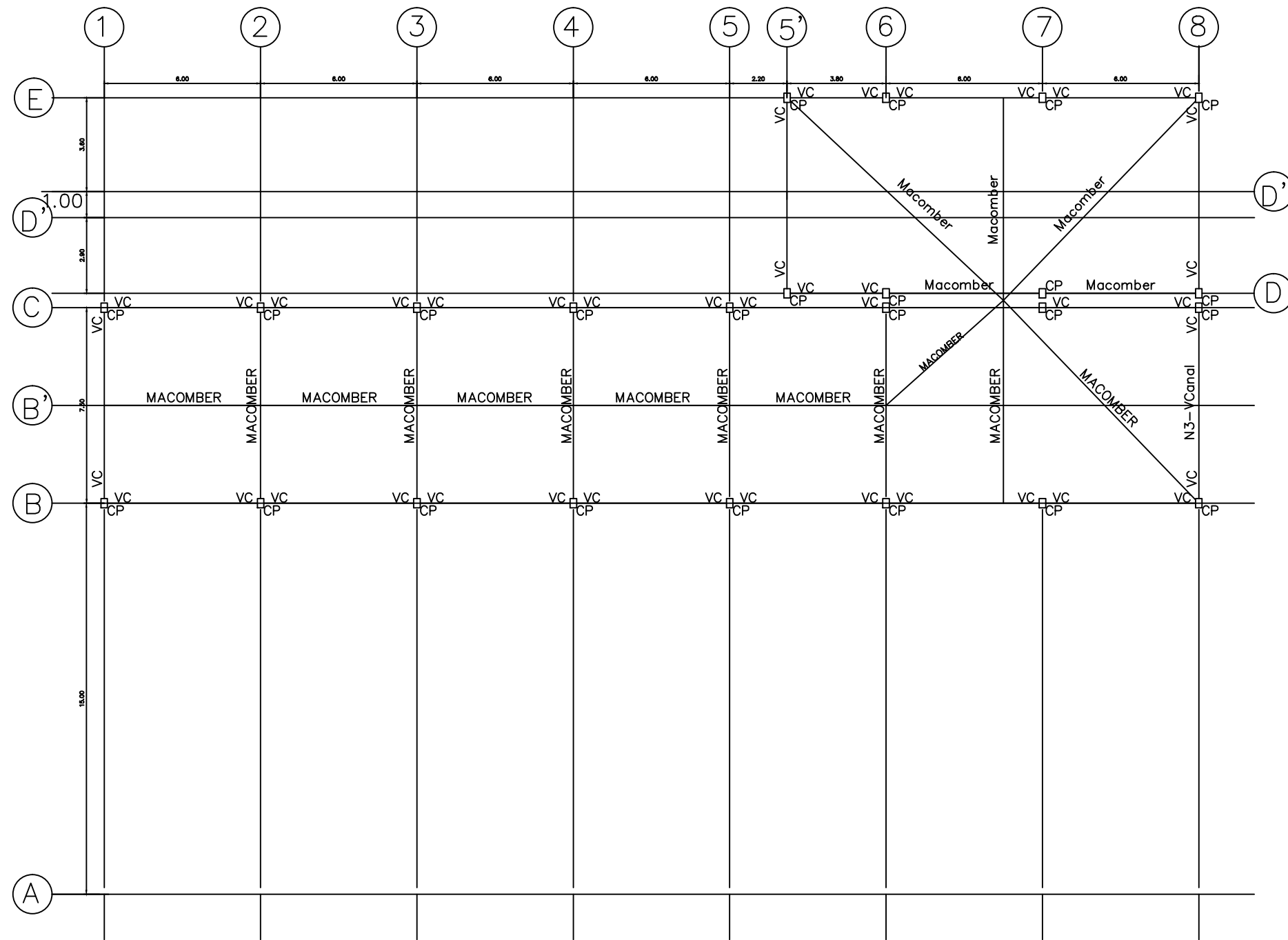
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
 POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ

CONTENIDO:
RÓTULAS PLÁSTICAS NAVE INDUSTRIAL

CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	RÓTULAS	003
ESCALA: INDICADAS		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_ROTULAS-003.DWG				



RÓTULAS PLÁSTICAS NVEL TECHO
ESC. 1:200

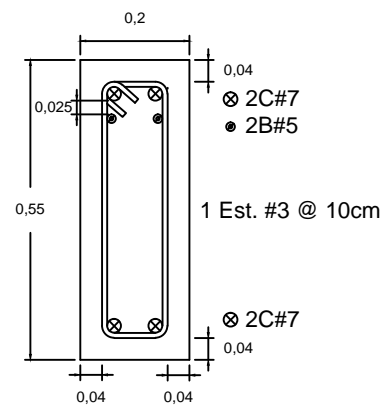
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
 POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

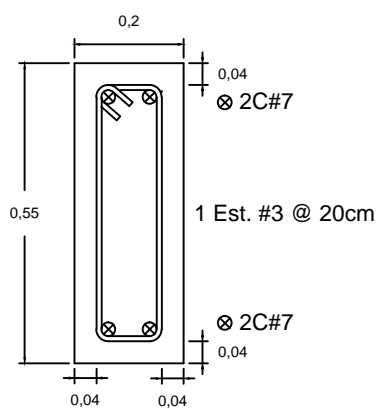
PRESENTAN:
CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ

CONTENIDO:
RÓTULAS PLÁSTICAS NIVEL TECHO

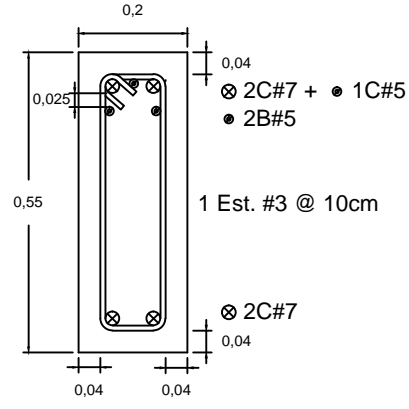
CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	RÓTULAS	005
ESCALA: INDICADAS		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_ROTULAS-005.DWG				



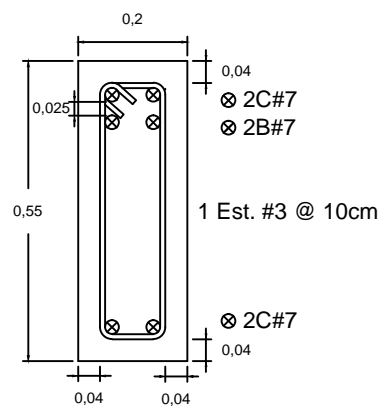
Sección S1



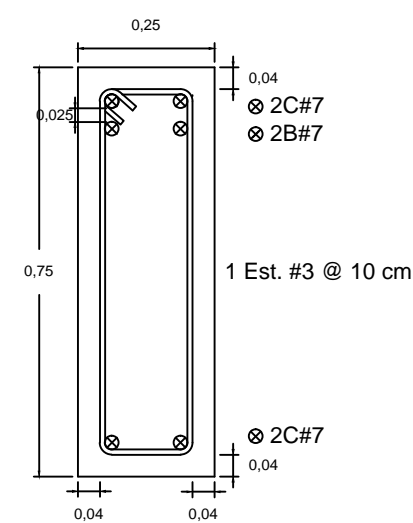
Sección S2



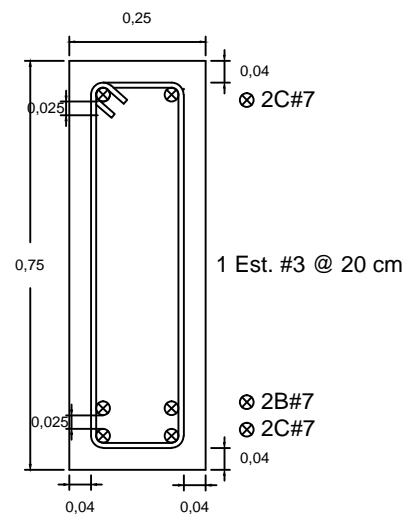
Sección S3



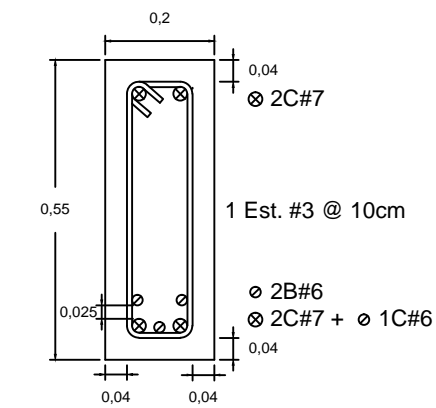
Sección S4



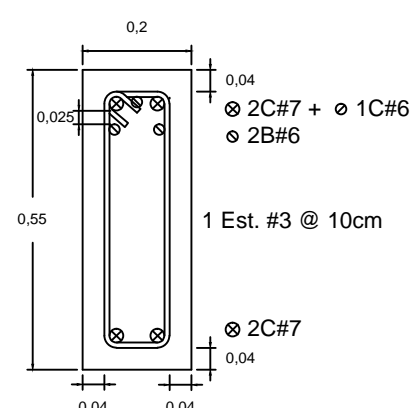
Sección S4



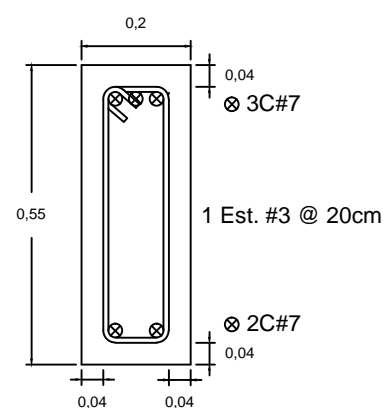
Sección S5



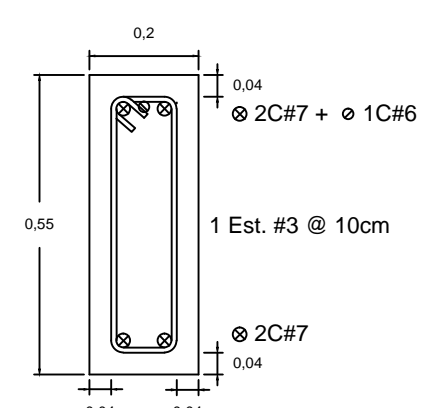
Sección S6



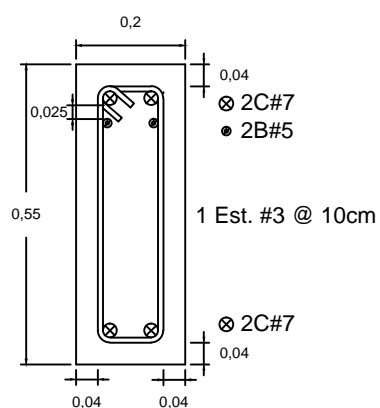
Sección S7



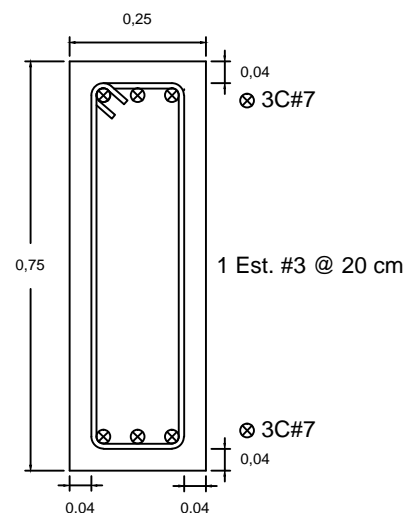
Sección S8



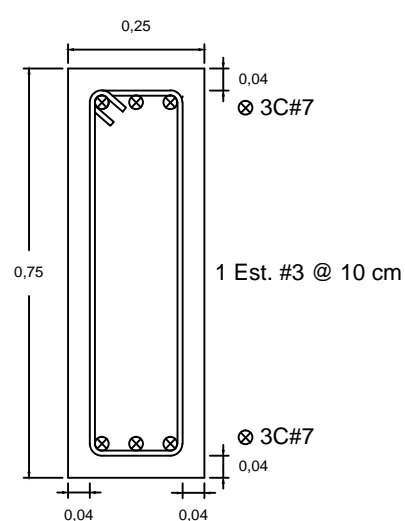
Sección S9



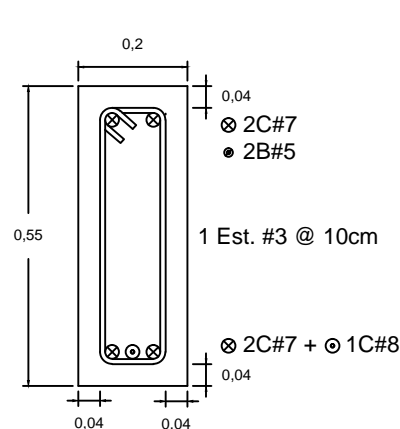
Sección S10



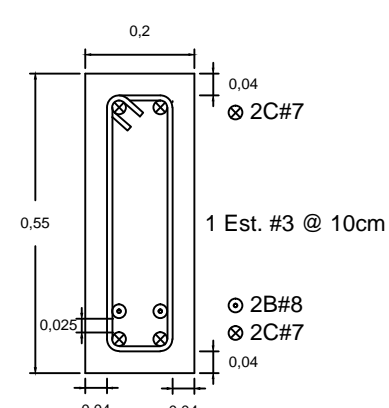
Sección S11



Sección S12



Sección S13



Sección S14

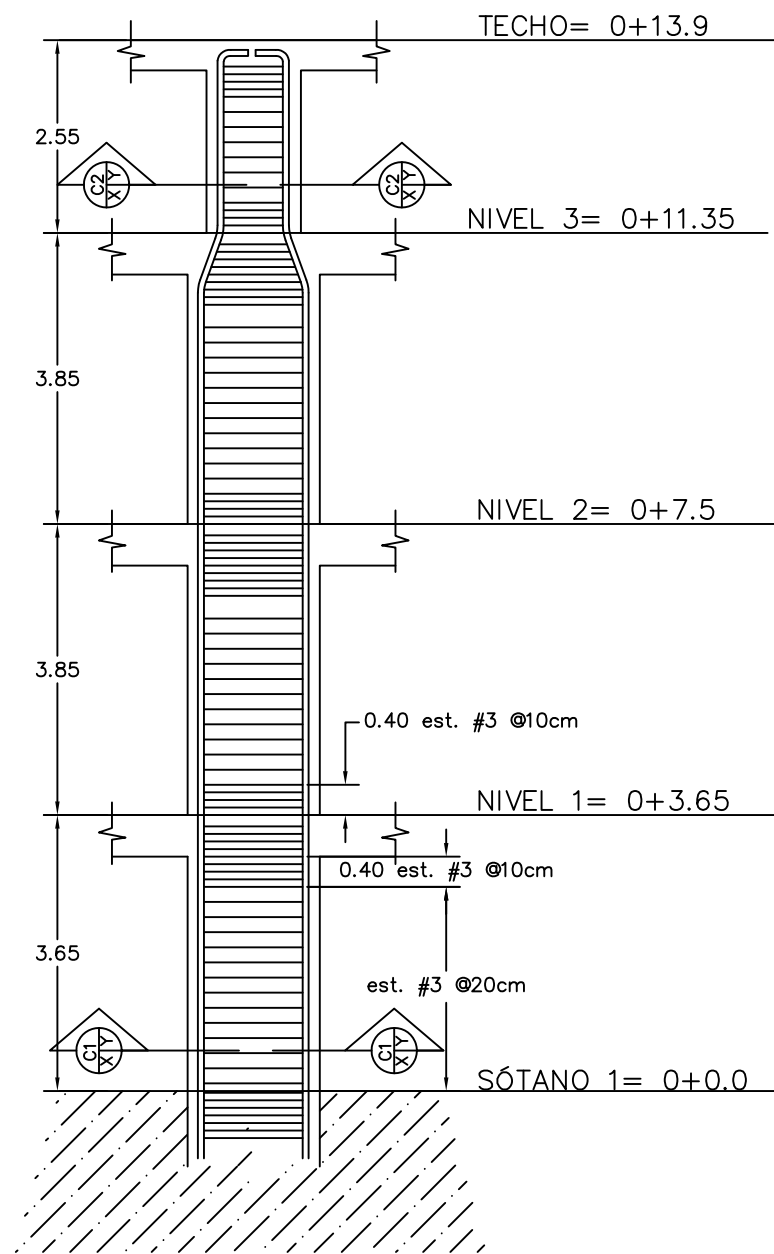
PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

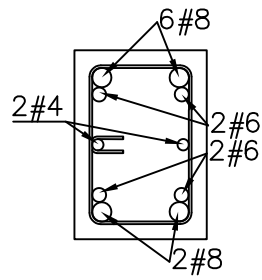
PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
SECCIONES DE VIGAS

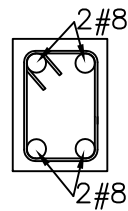
CÓDIGO:				
EEBDS	EIM	ES	EDIFICIO2	002
ESCALA: SIN ESCALA		FECHA: Febrero 2015		HOJA: 1/1
ARCHIVO DWG: EEBDS_EIM_ES_EDIFICIO2-002_SECCIONES DE VIGAS.DWG				



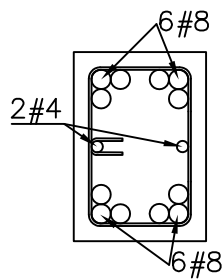
COLUMNA INTERMEDIA
ESC. 1:100



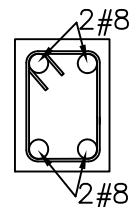
Sección 1
ESC. 1:20



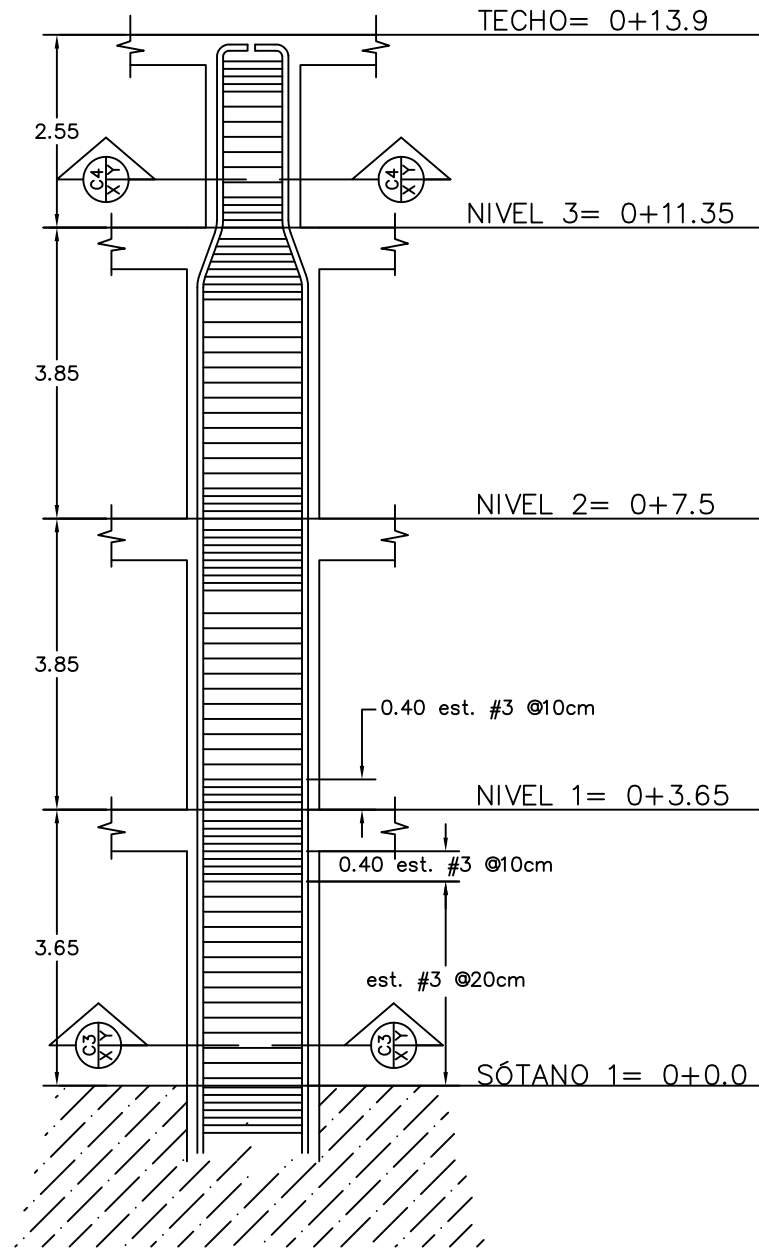
Sección 2
ESC. 1:20



Sección 3
ESC. 1:20



Sección 4
ESC. 1:20



COLUMNA DE ESQUINA
ESC. 1:100

PROYECTO:
**TESIS: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
POR DESEMPEÑO SÍSMICO**

UBICACIÓN:
**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

PRESENTAN:
**CHICAS MEDRANO, ROBERTO JOSÉ
DÍAZ RÍOS, WALTHER ODYR
VENTURA BENÍTEZ, EDWIN JOSUÉ**

CONTENIDO:
DETALLES DE COLUMNAS

CÓDIGO:	EEBDS	EIM	ES	COLUMNAS	001
ESCALA:	INDICADAS			FECHA:	Febrero 2015
ARCHIVO DWG:	EEBDS_EIM_ES_COLUMNAS-001.DWG				HOJA: 1/1

ANEXO 2


Registro de daños

Edificio 1

Daños estructurales

Ubicación y fotografía del daño	Descripción
N2, L, (D-D')(5'-6)	<p>Pasillo</p> <p>Existen dos fisuras en la losa del nivel 2 (tablero 1) paralelas el eje 5', de una longitud de 1.60 m y 1.45 m a una distancia de 1.30 m y 3.20 m respectivamente medidas del rostro de la viga del eje 5', con un espesor de aproximadamente 0.25 mm, y una grieta paralelas al eje D', de una longitud de 0.55 m a una distancia de 0.30 m desde el rostro de la viga del eje D'.</p>
N2, L, (D-D'')(6-7)	<p>Pasillo</p> <p>Existen tres fisuras en la losa del nivel 2 (tablero 3) paralelas el eje 7, de una longitud de 0.5 m, 0.8 m y 1.70 m a una distancia de 0.65 m, 15 m y 4.85 m respectivamente medidas del eje 7, con un espesor</p>

	<p>de aproximadamente 0.3 mm, y tres grietas paralelas al eje D, de una longitud de 0.35 m, 1.20 m y 4.30 m a una distancia de 0.35 m, 1.70 m y 3.35 m respectivamente, medidas del rostro de la viga del eje D.</p>
<p>N2, L, (D''-E)(6-7)</p>	<p>Pasillo</p> <p>Dos fisuras en la losa del nivel 2 (tablero 2) paralelas al eje 6, con una longitud de 1.5 m y de 3.3 m a una distancia de 1.05 m del rostro de la viga del eje 6, otra en el centro de la losa y otra grieta paralela al eje D'' con una longitud de 3.3 m a una distancia de 0.15 m del rostro de la viga de dicho eje.</p>


 <p data-bbox="500 940 711 978">N2, VP, E(5'-6)</p>	<p data-bbox="927 317 1175 354">Área de escaleras</p> <p data-bbox="927 394 1422 611">(GC) Pequeña fisura en el costado sur de la viga del eje E (tramo 5'-6) a 0.05 m del rostro de la columna del eje 6 con un espesor de 0.3 mm.</p>
<p data-bbox="500 1184 711 1222">N2, VP, D(6-7)</p>	<p data-bbox="927 1035 997 1073">Aula</p> <p data-bbox="927 1108 1422 1325">(GF) Presencia de una fisura en los dos costados y en la parte inferior de la viga del eje D (tramo 6-7) del nivel 2 con un espesor de 0.6 mm.</p>
<p data-bbox="475 1562 735 1600">N3, L, (D-D')(5'-6)</p>	<p data-bbox="927 1381 1024 1419">Pasillo</p> <p data-bbox="927 1455 1422 1787">Existe una fisura en la losa del nivel 3 (tablero 1) de aproximadamente 1.5 m de longitud en la dirección norte-sur con un espesor de 0.6 mm ubicada aproximadamente a 1.25 m desde el rostro de la viga del eje 6.</p>

<p>N3, L, (D''-E)(6-7)</p>	<p>Área de aulas</p> <p>Se encuentran dos fisuras en la losa del nivel 3 (tablero 2) paralelas al eje 7, una de 1.4 m de longitud a una distancia de 1.15 m, y otra de 0.60 m a una distancia de 0.15 m, ambas medidas desde el rostro de la viga de dicho eje con un espesor de 0.25 mm.</p>
<p>N3, L, (D''-E)(7-8)</p>	<p>Área de aulas</p> <p>Existen dos fisuras en la losa del nivel 3 (tablero 4) paralelas al eje 8, una de 1.3 m de longitud a una distancia de 0.25 m, y otra de 1.6 m a una distancia de 2.10 m, ambas medidas desde el rostro de la viga de dicho eje y con un espesor de 0.41 mm; se observa otra fisura en la esquina que se intersectan los ejes E y 8, con una longitud de 0.5 m y de 0.3 mm de espesor.</p>
	<p>Área de aulas</p> <p>(GA) Se encuentra una fisura en la viga del eje 6 (tramo D''-E) con una longitud de 2.0 m a una distancia</p>

N3, VP, 6(D''-E)	de aproximadamente 0.08 m desde el borde superior de la viga, de un espesor de 0.3 mm.
N3, VP, D(7-8)	<p>Área de aulas</p> <p>(GF) Existe una fisura en la viga del eje D (tramo 7-8) que va desde la parte inferior y se extiende a 0.15 m en los dos costados de la viga a una distancia de 1.50 m medida desde el rostro de la viga del eje 8, con un espesor de 0.4 mm; además, (GF) se observan tres fisuras paralelas entre ellas de 0.45 m de longitud y 0.1 m separadas entre sí a una distancia de 3.10 m desde el rostro de la viga del eje 8 con un espesor de 0.3 mm.</p>


Daños no estructurales



Fotografía del daño	Descripción
---------------------	-------------

	<p>Área de escaleras</p> <p>Caída de algunas losetas de cielo falso.</p>
<p>Cielo falso</p>	

Edificio 2

Daños estructurales

Ubicación y fotografía del daño	Descripción
	<p>Área de laboratorio</p> <p>(PR) Perdida de recubrimiento en la viga del eje 2 (tramo B'-C) a una distancia de 0.5 m del rostro de la columna del eje C.</p>
<p>N2, VP, 2(B'-C)</p>	



 <p>N2, L, (B-C')(2-3)</p>	<p>Área de laboratorio</p> <p>Grieta en la losa del nivel 2 (tablero 3) en la dirección norte-sur con un espesor de 0.6 mm.</p>
 <p>N2, VS, B'(2-3)</p>	<p>Área de materiales</p> <p>(GC) Fisura en la viga secundaria del eje B' (tramo 2-3) a una distancia de 0.30 m del rostro de la viga con un espesor de 0.18 mm.</p>

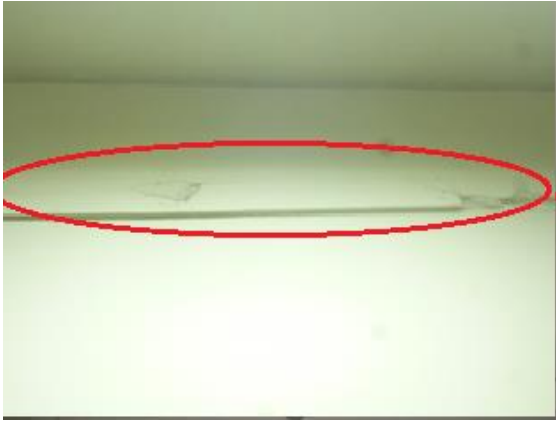



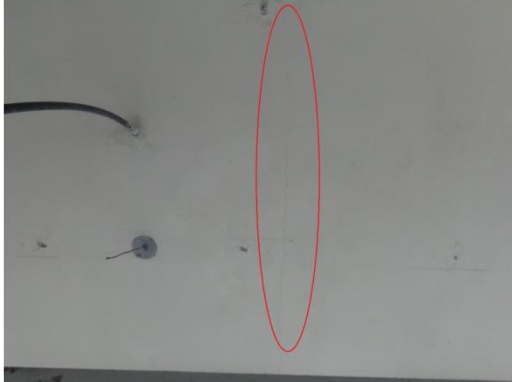
N2, L, (B-C)(3-4)

Pasillo

Tres grietas en la losa del nivel 2 (tablero 5 y 6) paralelas al eje 4 que se extienden en la dirección norte-sur de forma zigzagueada con un espesor de 1.0 mm a una distancia de 0.35 m, 1.70 m y 5.50 medidas de la viga del eje 4.

	<p>Pasillo</p> <p>Dos grietas en la losa del nivel 2 (tablero 7 y 8) paralelas al eje 5 que se extiende en la dirección norte-sur con un espesor de 0.8 mm a una distancia de 2.15 m y 5.05 m medidas de la viga del eje 5.</p>
<p>N2, L, (B-C)(4-5)</p>	<p>Pasillo</p> <p>Tres grietas en la losa del nivel 2 (tablero 9 y 10) paralelas al eje 5 que se extiende en la dirección norte-sur con un espesor de 1.5 mm a una distancia de 0.20 m, 2.10 m y 4.40 m medidas del eje 5.</p>
	
<p>N2, L, (B-C)(4-5)</p>	

 <p data-bbox="516 772 721 810">N2, VP, B(3-4)</p>	<p data-bbox="954 321 1057 359">Pasillo</p> <p data-bbox="954 394 1425 789">(GA) Grieta longitudinal en la viga del eje B (tramo 3-4) del nivel 2 con una longitud de 3.5 m a una distancia de aproximadamente 0.08 m desde el borde inferior de la viga y con un espesor de 0.5 mm.</p>
<p data-bbox="516 1010 721 1047">N2, VP, B(4-5)</p>	<p data-bbox="954 863 1057 900">Pasillo</p> <p data-bbox="954 936 1425 1272">(GA) Fisura en la viga del eje B (Tramo 4-5) con una longitud de 3.0 m a una distancia de aproximadamente 0.08 m desde el borde inferior de la viga con un espesor de 0.41 mm.</p>

 <p data-bbox="553 919 688 953">E2, C, C5</p>	<p data-bbox="954 321 1243 354">Exterior del edificio</p> <p data-bbox="954 396 1422 667">(PR) Orificio de gran tamaño y grietas alrededor de este en el extremo norte de la columna del nivel 2 ubicada en la intersección de los ejes C y 5.</p>
 <p data-bbox="500 1430 740 1463">N3, L, (B-B')(1-2)</p>	<p data-bbox="954 1010 1382 1043">Área de cubículos de docente</p> <p data-bbox="954 1085 1422 1415">Grieta en la losa del nivel 3 (tablero 2) que se extiende en la dirección norte-sur entre los ejes B al eje B' a una distancia de 4.20 m medida del rostro de la viga del eje 2.</p>



N3, L, (B'-C)(2-3)

Área de cubículos de docente

Tres grietas en la losa del nivel 3 (tablero 3) que se extienden en la dirección norte-sur entre los ejes B' y C a una distancia de 0.75 m, 3.55 m y 5.0 m medidas del rostro de la viga del mismo eje 2 con un espesor de 0.8 mm.

Nota:

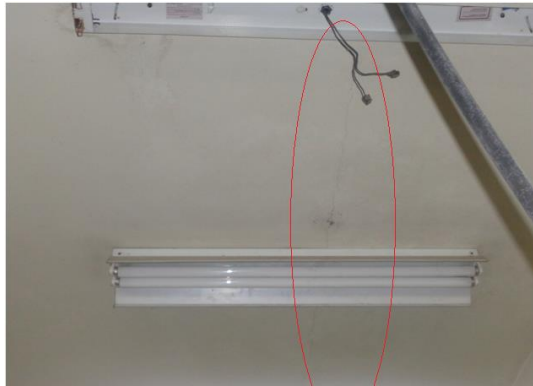
En la fotografía se observa la grieta más representativa.



N3, L, (B-B')(2-3)

Área de cubículos de docente

Grietas en la losa del nivel 3 (tablero 4) que se extienden en la dirección norte-sur entre los ejes B y B' a una distancia de 0.55 m y 2.70 medidas del rostro de la viga del mismo eje 2 con un espesor de 0.8 mm.




N3, L, (B-C)(3-4)

Área de cubículos de docente

Dos grietas en la losa del nivel 3 (tablero 5 y 6) paralelas al eje 4, una se extiende desde el eje B al eje C y la otra inicia desde el eje B con una longitud de 5.55 m, a una distancia de 1.65 m y 4.50 m respectivamente ambas medidas desde el rostro de la viga del eje 3.



Área de cubículos de docente




Dos grietas en la losa del nivel 3 (tablero 7 y 8) en dirección norte-sur, una inicia desde el eje B con una longitud de 5.45 m y la otra se extiende desde el eje B al eje C, a una distancia de 0.75 m y 5.15 m respectivamente, ambas medidas desde el rostro de la viga del eje 4 y; otra grieta



 <p data-bbox="500 1207 738 1249">N3, L, (B-C)(4-5)</p>	<p data-bbox="954 310 1425 520">paralela al eje B, que se extiende el eje 4 al eje 5 a una distancia de 3.40 m medida desde el rostro de la viga del eje B.</p>
<p data-bbox="500 1591 738 1633">N3, L, (B-B')(5-6)</p>	<p data-bbox="954 1297 1388 1339">Área de cubículos de docente</p> <p data-bbox="954 1375 1425 1774">Dos grietas en la losa del nivel 3 (tablero 10) paralelas al eje 6 con una longitud de 1.2 m y la otra se extiende por toda la losa, a una distancia de 0.75 m y 3.65 m respectivamente, medidas desde el rostro de la viga del eje 6.</p>
	<p data-bbox="954 1822 1388 1864">Área de cubículos de docente</p>

<p>N3, L, (B-B')(7-8)</p>	<p>Fisura en la losa del nivel 3 (tablero 14) paralela al eje 7 de 2.8 m de longitud a una distancia de 1.65 m desde el rostro de la viga de dicho eje.</p>
<p>N3, VP, 2(B-C)</p>	<p>Área de cubículos de docente (GF) Dos fisuras en los costados y en la parte inferior de la viga del eje 2 (tramo B-C) ubicadas muy cerca de los dos costados de la VS del eje B', con un espesor de 0.3 mm.</p>
<p>N3, VP, 3(B-C) N3, VP, 4(B-C) N3, VP, 5(B-C)</p>	<p>Área de cubículos de docente (GF) Fisura en los costados y en la parte inferior de las vigas de los ejes 3, 4 y 5 (tramos B-C) ubicadas aproximadamente a 0.55 m del rostro de las columnas del eje C, con un espesor de 0.41 mm.</p>
	<p>Área de cubículos de docente (GF) Cuatro fisuras en la viga del eje B' (tramo 2-3) ubicadas al centro del claro separadas a</p>



<p>N3, VS, B'(2-3)</p>	<p>aproximadamente 0.2 m con un espesor de 0.25 mm.</p>
<div data-bbox="323 453 922 877" data-label="Image"> </div> <p data-bbox="526 919 716 951">Junta sismica</p>	<p>Pasillo</p> <p>Desprendimiento de repello y concreto en la junta sísmica que divide el edificio 1 y 2.</p>
<div data-bbox="459 1010 784 1438" data-label="Image"> </div> <div data-bbox="480 1472 764 1818" data-label="Image"> </div>	<p>Exterior e interior del edificio 1 y 2</p> <p>Presenta infiltración de humedad al interior de la edificación por la separación de la junta sísmica debido a la colisión entre el edificio 1 y 2.</p>

Junta sismica	
 <p data-bbox="558 814 683 850">E3, C, B1</p>	<p data-bbox="954 401 1268 432">Exterior del edificio 2</p> <p data-bbox="954 474 1422 1037">(PR) Presenta perdida de recubrimiento en la columna ubicada entre los ejes 1 y B del segundo nivel donde se puede observar el acero de refuerzo de la columna; aunque este daño no se atribuye a un movimiento sísmico debido a que esto realizó con el objetivo de realizar un estudio.</p>
 <p data-bbox="558 1514 683 1549">E4, C, B2</p>	<p data-bbox="954 1098 1268 1129">Exterior del edificio 2</p> <p data-bbox="954 1171 1422 1444">Existe desprendimiento de concreto en la parte inferior al costado sur de la columna ubicada en la intersección de los ejes 2 y B del nivel 3.</p>

 <p data-bbox="553 737 683 772">E4, C, B3</p>	<p data-bbox="954 321 1268 352">Exterior del edificio 2</p> <p data-bbox="954 394 1425 667">Existe desprendimiento de concreto en la parte inferior al costado sur de la columna ubicada en la intersección de los ejes 3 y B del nivel 3.</p>
 <p data-bbox="553 1360 683 1396">E4, C, B4</p>	<p data-bbox="954 909 1268 940">Exterior del edificio 2</p> <p data-bbox="954 982 1425 1255">Existe desprendimiento de concreto en la parte inferior al costado sur de la columna ubicada en la intersección de los ejes 4 y B del nivel 3.</p>
	<p data-bbox="954 1455 1268 1486">Exterior del edificio 2</p> <p data-bbox="954 1528 1425 1738">Grietas en la viga canal alrededor de la columna ubicada en la intersección de los ejes 3 y B a nivel de techo.</p>

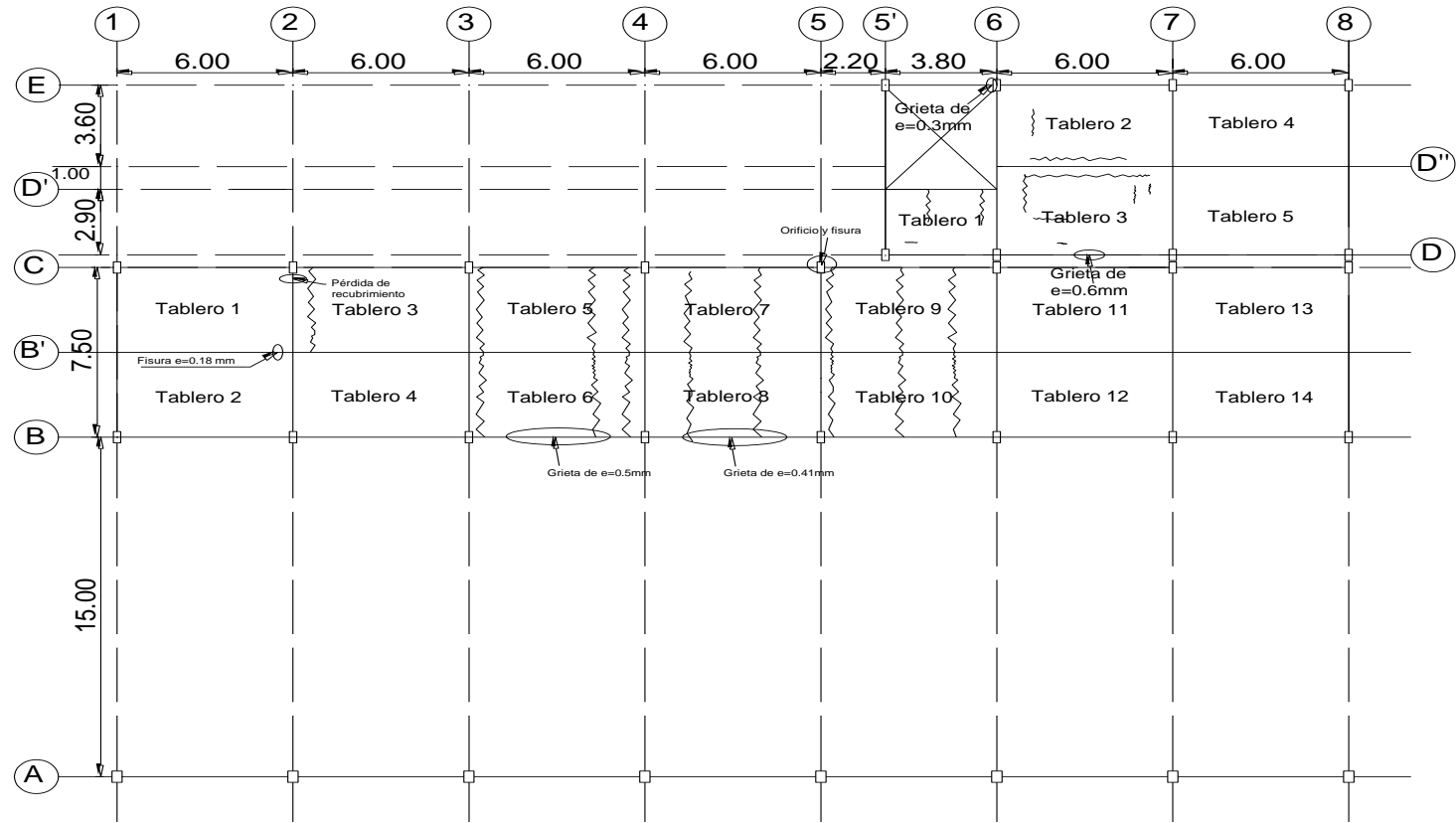
<p>Viga canal de techo</p>	
 <p>Apuntalamiento de madera</p>	<p>Área de estudiantes</p> <p>Apuntalamiento de madera podrida entre las columnas del eje 2, 3 y 4 del tercer nivel por ser demasiado antigua presentando peligro de fallar en movimiento sísmicos.</p>
 <p>Viga canal nave industrial</p>	<p>Viga canal de la nave industrial</p> <p>Grietas de 0.8 mm en la viga canal ubicada entre los ejes B y 1 a nivel de techo de la nave industrial.</p>

Daños no estructurales

 <p data-bbox="527 976 673 1018">E1, C, D5'</p>	<p data-bbox="917 388 1209 430">Exterior del edificio</p> <p data-bbox="917 462 1421 619">(PR) Desmoronamiento del repello en la columna del nivel 1 ubicada en la intersección de los ejes D y 5'.</p>
 <p data-bbox="462 1480 738 1522">Daño en cielo falso</p>	<p data-bbox="917 1060 1209 1102">Área de estudiantes</p> <p data-bbox="917 1134 1421 1176">Cielo falso a punto de desprenderse.</p>

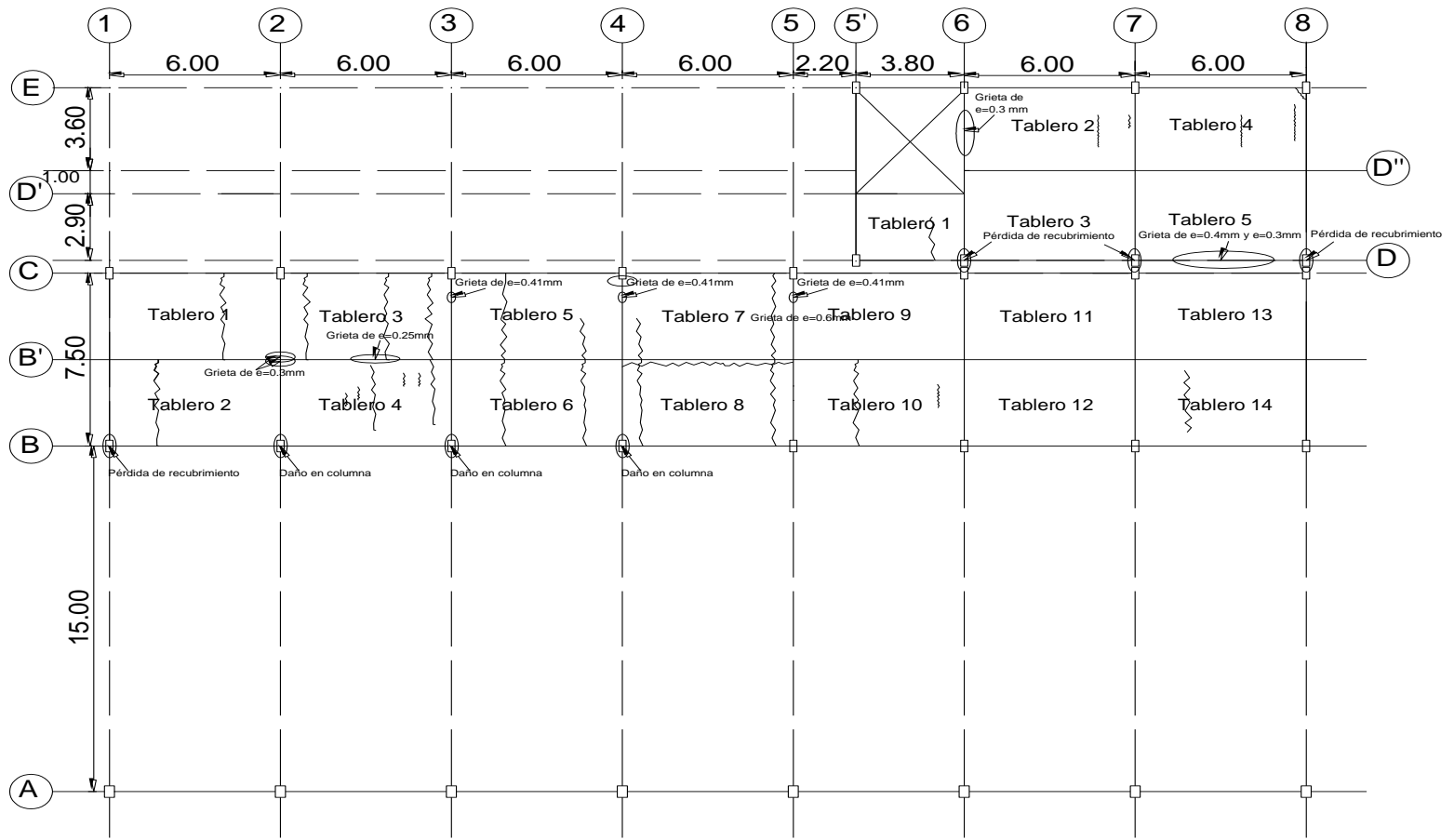
ANEXO 3

Planos de daños



Nivel 2 0+7.5 m

Sin escala



Nivel 3 0+11.35 m

Sin escala

ANEXO 4

Tablas de rótulas plásticas.

Valores de momento-rotación para las rótulas plásticas de vigas

R'1		R'2		R'3	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)	M (Tom-m)	Φ (rad/m)	M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-18.85	-0.0476	-12.95	-0.0445	-50.66	-0.0251
-18.64	-0.0109	-12.78	-0.0095	-49.07	-0.0038
-18.19	-0.0027	-12.49	-0.0041	-48.73	-0.0034
-8.23	-0.0004	-3.83	-0.0005	-10.01	-0.0004
0.00	0.0000	0.00	0.0000	0.00	0.0000
8.23	0.0004	3.83	0.0005	8.99	0.0003
18.19	0.0027	12.49	0.0041	22.52	0.0027
18.64	0.0109	12.78	0.0095	23.00	0.0101
18.85	0.0476	12.95	0.0445	23.34	0.0393

R'4	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-24.01	-0.0322
-23.58	-0.0057
-23.42	-0.0048
-4.52	-0.0005
0.00	0.0000
4.52	0.0005
23.42	0.0048
23.58	0.0057
24.01	0.0322

R'5	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-24.29	-0.0307
-22.61	-0.0048
-23.29	-0.0050
-4.36	-0.0005
0.00	0.0000
3.97	0.0005
12.37	0.0040
12.67	0.0100
12.94	0.0394

R'6	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-21.50	-0.0336
-20.91	-0.0053
-20.81	-0.0048
-4.22	-0.0005
0.00	0.0000
3.93	0.0005
12.37	0.0040
12.67	0.0098
12.94	0.0393

R'7	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-47.08	-0.0312
-45.90	-0.0046
-45.21	-0.0033
-9.94	-0.0004
0.00	0.0000
9.25	0.0003
26.83	0.0028
27.38	0.0090
27.70	0.0380

R'8	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-17.19	-0.0386
-16.90	-0.0386
-16.63	-0.0046
-4.00	-0.0005
0.00	0.0000
3.86	0.0005
12.38	0.0041
12.68	0.0094
12.94	0.0392

R1	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-14.47	-0.0417
-14.25	-0.0079
-13.95	-0.0044
-3.82	-0.0005
0.00	0.0000
3.67	0.0005
9.56	0.0039
9.84	0.0111
10.09	0.0433

R2	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-10.04	-0.0492
-9.88	-0.0114
-9.62	-0.0040
-3.62	-0.0005
0.00	0.0000
3.62	0.0005
9.62	0.0040
9.88	0.0114
10.04	0.0492

R3	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-16.79	-0.0382
-16.47	-0.0067
-16.20	-0.0045
-3.93	-0.0005
0.00	0.0000
3.71	0.0005
9.55	0.0039
9.83	0.0113
10.09	0.0431

R4	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-27.72	-0.0393
-27.37	-0.0071
-26.64	-0.0030
-8.58	-0.0004
0.00	0.0000
8.13	0.0003
13.94	0.0026
14.32	0.0125
14.66	0.0451

R5	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-21.39	-0.0466
-21.18	-0.0101
-20.68	-0.0027
-8.45	-0.0004
0.00	0.0000
8.45	0.0004
20.68	0.0027
21.18	0.0101
21.39	0.0466

R6	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-18.84	-0.0354
-18.38	-0.0059
-18.18	-0.0047
-4.04	-0.0005
0.00	0.0000
3.74	0.0005
9.55	0.0039
9.83	0.0114
10.09	0.0430

R7	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-19.74	-0.0342
-19.21	-0.0055
-19.05	-0.0047
-4.09	-0.0005
0.00	0.0000
3.75	0.0005
9.54	0.0039
9.83	0.0115
10.09	0.0430

R8	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-14.70	-0.0419
-14.49	-0.0079
-14.18	-0.0043
-3.88	-0.0005
0.00	0.0000
3.71	0.0005
9.63	0.0039
9.87	0.0121
10.04	0.0493

R9	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-13.46	-0.0437
-13.28	-0.0087
-12.98	-0.0042
-3.81	-0.0005
0.00	0.0000
3.69	0.0005
9.63	0.0039
9.87	0.0119
10.04	0.0493

VC	
M (Tom-m)	Φ (rad/m)
-9.83	-0.0437
-9.64	-0.0088
-9.53	-0.0065
-2.16	-0.0007
0.00	0.0000
2.16	0.0007
9.53	0.0065
9.64	0.0088
9.83	0.0437

Valores de momento y carga axial para las rótulas plásticas de columnas

CE		
P (Ton)	Mx-x (Ton-m)	My-y (Ton-m)
479.57	0.00	0.00
345.18	26.13	16.49
239.95	39.22	24.19
154.08	48.21	29.19
83.05	44.75	26.86
0.00	32.03	19.55
-56.27	22.55	14.18
-89.16	16.94	10.99
-131.23	9.75	6.91
-157.34	4.95	3.46
-178.58	0.00	0.00

CI		
P (Ton)	Mx-x (Ton-m)	My-y (Ton-m)
402.40	0.00	0.00
294.76	21.27	14.03
212.63	30.82	20.18
159.03	35.53	23.05
83.05	32.05	20.61
0.00	18.83	12.21
-24.64	14.33	9.51
-40.99	11.33	7.70
-63.99	7.08	5.05
-77.57	4.37	3.06
-96.15	0.00	0.00

CP		
P (Ton)	Mx-x (Ton-m)	My-y (Ton-m)
209.67	0.00	0.00
156.22	7.25	4.79
113.95	10.81	6.90
74.88	13.26	8.20
32.96	10.91	6.84
0.00	7.30	4.75
-12.63	5.84	3.90
-24.82	4.42	3.08
-35.34	3.19	2.34
-45.74	1.85	1.32
-57.12	0.00	0.00

ANEXO 5

Tablas con los valores de cortante y desplazamiento de los tres patrones de carga en las direcciones X y Y del edificio 1.

AENL-UNIF-X		AENL-UNIF-Y		AENL-NTDS-X	
V (Ton)	D (cm)	V (Ton)	D (cm)	V (Ton)	D (cm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
80.29	2.36	106.19	2.38	56.66	2.36
90.08	2.65	124.55	2.80	64.69	2.70
144.76	4.88	200.14	5.40	105.73	4.96
164.56	7.58	206.82	5.72	110.48	5.44
175.34	10.31	220.74	7.01	121.89	8.30
182.38	13.03	226.91	8.04	130.05	11.51
184.75	14.67	234.00	10.80	135.14	14.22
185.08	15.25	243.33	15.32	138.41	17.10
185.24	15.88	245.44	16.54	139.02	17.82
185.38	17.60	246.09	17.25	139.49	19.07
185.01	20.00	246.07	17.43	140.03	21.69
184.98	20.25	245.56	17.86	140.09	22.22
184.90	20.45	244.77	18.14	139.86	22.67
181.14	23.95	244.65	18.16	135.94	27.05
178.32	26.35	244.51	18.21	130.94	31.12
175.50	28.75			128.54	32.91
172.67	31.15				
169.85	33.55				
167.02	35.95				
164.20	38.35				
161.37	40.75				

AENL-NTDS-Y		AENL-PERODO-X		AENL-PERODO-Y	
V (Ton)	D (cm)	V (Ton)	D (cm)	V (Ton)	D (cm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70.54	2.38	22.91	1.16	76.90	2.38
77.26	2.61	45.81	2.36	100.79	3.13
92.34	3.16	52.44	2.70	150.61	5.57
119.69	4.89	72.85	3.91	154.61	5.84
125.20	5.82	87.59	5.15	165.00	7.15
129.77	7.30	91.30	5.70	167.30	7.64
133.41	9.72	96.01	7.16	174.64	11.39
134.75	10.79	99.28	8.36	179.79	14.79
135.22	11.69	104.05	10.49	182.61	17.13
135.23	11.90	106.75	12.15	183.11	17.90
135.21	12.18	108.63	13.35	182.98	18.11
134.82	12.57	110.58	14.94	182.78	18.31
132.22	14.02	112.18	16.79	181.09	18.96
		113.28	18.39	180.98	18.99
		113.75	19.79	180.90	19.02
		113.91	20.67	180.85	19.02
		113.95	21.33	180.75	19.07
		113.79	21.73		
		112.95	22.93		
		111.98	24.23		
		110.58	26.00		

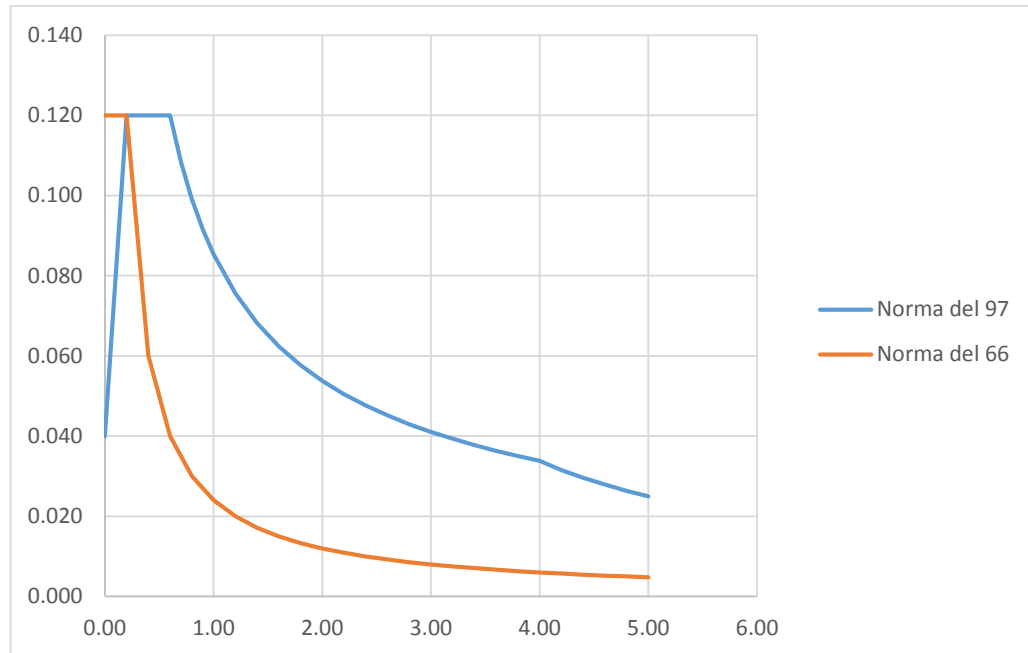
Tablas con los valores de cortante y desplazamiento de los tres patrones de carga en las direcciones X y Y del edificio 2.

AENL-UNIF-X		AENL-UNIF-Y		AENL-NTDS-X	
V (Ton)	D (cm)	V (Ton)	D (cm)	V (Ton)	D (cm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.36	0.38	30.18	0.35	26.70	0.47
90.57	1.33	43.90	0.51	86.46	1.47
114.93	1.68	88.71	1.03	157.78	2.67
163.69	2.38	130.22	1.51	169.73	2.89
181.90	2.83	159.24	1.86	192.11	3.71
192.42	3.19	186.28	2.29	192.29	3.74
194.66	3.94	190.92	2.38	195.19	4.74
197.14	4.77	215.11	3.20	198.54	5.90
200.27	5.82	233.18	3.98	204.57	7.98
202.49	6.56	241.47	4.39	207.65	9.06
204.05	7.09	251.82	5.18	209.79	9.80
205.12	7.44	255.26	5.59	216.86	10.58
206.83	8.02	258.68	6.00	217.13	10.69
210.16	9.08	265.65	6.80	214.80	12.32
214.56	9.50	273.58	7.98	212.85	13.67
216.95	9.73	276.34	8.44	210.97	14.97
216.12	10.39	278.37	8.80	209.77	15.80
214.88	11.26	280.15	9.15		
214.38	11.61	282.46	9.57		
213.55	12.19	285.61	9.92		
211.95	13.30	287.45	10.28		
211.45	13.65	288.53	10.51		
210.16	14.55	291.09	10.83		
208.19	15.91				
207.68	16.26				
207.47	16.41				

AENL-NTDS-Y		AENL-PERODO-X		AENL-PERODO-Y	
V (Ton)	D (cm)	V (Ton)	D (cm)	V (Ton)	D (cm)
0.00	0.00	0	0	0.00	0.00
25.82	0.35	21.84	0.38	27.25	0.35
51.64	0.70	75.07	1.23	54.49	0.70
64.73	0.88	96.91	1.58	76.04	0.98
96.74	1.31	123.06	2.00	110.73	1.42
127.61	1.75	169.81	2.76	147.99	1.92
151.69	2.13	182.59	3.15	173.54	2.36
180.42	2.84	192.18	3.49	188.04	2.69
190.76	3.26	193.83	4.00	198.09	3.07
198.15	3.65	195.96	4.73	207.66	3.48
204.96	4.02	197.11	5.12	215.62	3.87
212.11	4.43	199.39	5.90	224.86	4.37
225.74	5.23	202.90	7.10	232.35	4.80
232.15	5.64	204.24	7.56	238.64	5.21
238.87	6.11	206.54	8.35	243.56	5.57
244.64	6.61	209.90	9.50	247.66	5.96
247.61	6.97	210.31	9.56	250.85	6.35
253.47	7.81	217.05	10.32	254.87	6.88
255.76	8.17	216.55	10.67	259.22	7.49
260.50	8.94	215.83	11.18	264.60	8.26
267.12	10.20	215.33	11.53	270.31	9.21
267.14	10.21	214.67	11.99	273.68	9.88
267.49	10.29	214.11	12.38	277.70	10.73
267.90	10.37	213.51	12.79	279.39	11.09
267.87	10.37	213.01	13.14	280.99	11.48
267.91	10.38	211.25	14.37	282.67	11.84
		210.74	14.72	283.61	12.08
		209.97	15.25	284.30	12.18
		208.75	16.09		
		208.24	16.45		

ANEXO 6

Espectros Inelásticos según códigos de El Salvador









ANEXO 7

Formatos de inspección visual

FORMATO PARA LEVANTAMIENTO DE DAÑOS

Proyecto: _____
 Tipo de elemento: _____
 Nivel: _____ Entrepiso: _____ Eje: _____ Tramo: _____

Forma del elemento:

	[]		[]		[]	Otra forma: [] Especificar: _____
	[]		[]		[]	_____ _____ _____

Material:

Concreto reforzado: [] Acero: [] Mampostería de bloque: []
 Mampostería de ladrillo de barro: [] Vigüeta y bovedilla: []

Daños

Foto	Espesor de grieta	Tipo de falla	Clasificación	Observaciones

Bosquejo del elemento

Foto:	
-------	--

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PRELIMINAR
 FORMATO DE INSPECCIÓN VISUAL DE VIGAS Y COLUMNAS

ESQUEMA: 	Proyecto : _____ _____ Ubicación del edificio : _____ _____ Propietario : _____ Inspector : _____ Fecha de inspección : _____ _____ Nombre del elemento : _____ Ubicación del Elemento : _____		
INFORMACIÓN DEL ELEMENTO			
Forma del elemento: <div style="display: flex; flex-wrap: wrap; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> </div>	Tipo de elemento: Viga primaria [] Viga secundaria [] Columna []		
Dimensiones del elemento: X = _____ Y = _____ Z = _____	Material: Concreto reforzado [] Acero []	Apoyo del elemento: Simplemente apoyado [] empotrado [] Arriostrado lateralmente []	Huecos en el elemento: SI [] NO []
Posición del elemento			
Elemento sobre eje/ejes _____ Alineado con eje : SI [] Verticalidad SI [] NO [] NO []			
CARGAS EN EL ELEMENTO			
Carga viva	Carga muerta	Sobrecargas	
Observaciones: _____ _____ _____			

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PRELIMINAR
 FORMATO DE INSPECCIÓN VISUAL DE NUDOS

ESQUEMA: 	Proyecto : _____ _____ Ubicación del edificio : _____ _____ Propietario : _____ Inspector : _____ Fecha de inspección : _____ _____ Nombre del nudo : _____ Ubicación del nudo : _____	
INFORMACIÓN DEL NUDO		
Ejes de intersección X = _____ Y = _____	Material del nudo Concreto reforzado [] Acero []	Elementos conectados al nudo
_____ _____ _____		
Observaciones: _____ _____ _____ _____		

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PRELIMINAR
FORMATO DE INSPECCIÓN VISUAL DE ESTRUCTURAS

<p>ESQUEMA:</p>	<p>Proyecto: _____</p> <p>Ubicación del edificio: _____</p> <p>Propietario: _____</p> <p>Inspector: _____</p> <p>Fecha de inspección: _____</p>
INSPECCIÓN VISUAL DE EDIFICIOS	
<p>Columnas en un eje direcció: _____ Niveles del edificic: _____</p> <p>Columnas en un eje direcció: _____ Sótanos : SI [] NO []</p>	
<p>Forma en planta</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> </div>	<p>Tipo de estructura</p> <p>Sistema de marcos []</p> <p>Paredes estructurales []</p> <p>Paredes y marcos []</p> <p>Material: _____</p>
<p>Forma en elevación</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> <div style="text-align: center;"><input type="checkbox"/> []</div> </div> <p style="text-align: right;">Otra forma []</p>	
<p>Variación de rigidez y resistencia</p> <p>SI [] NO []</p> <p>Piso Débil: _____</p> <p>Piso rígido: _____</p>	<p>Columna Corta</p> <p>SI [] NO []</p> <p>_____</p> <p>_____</p>
<p>Juntas sísmicas SI [] NO []</p> <p>_____</p> <p>_____</p> <p style="text-align: right;">FORMATO: SIM-LIES-510</p>	

FORMATO DE INSPECCIÓN VISUAL DE VIGAS Y COLUMNAS
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL PRELIMINAR

Tipo de diafragma : _____
Daño visible en el edificio: SI [] NO [] Descripción de dañ : _____ _____
Observaciones : _____ _____ _____ _____ _____ _____