

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA

**FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍAS CIVIL Y DEL
AMBIENTE**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ANÁLISIS DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA,
EFECTOS EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO Y PROPUESTA
DE VALORES REFINADOS PARA EDIFICIOS DUALES DE
5 A 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE AREQUIPA”**

*Tesis presentado por el Bachiller:
BUSTAMANTE MORA, BORIS ANDRÉ
Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil*

AREQUIPA, PERÚ

2015

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO 1 - INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1 INTRODUCCIÓN:.....	1
1.2 OBJETIVOS:.....	2
1.2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:.....	2
1.2.2 OBJETIVOS GENERALES:	2
1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO:	3
CAPÍTULO 2 – ESTADO ACTUAL DEL DISEÑO SÍSMICO EN NUESTRO PAÍS Y EL EXTRANJERO	5
2.1 INTRODUCCIÓN:.....	5
2.2 ANÁLISIS DE LA NORMA VIGENTE E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”.	5
2.3 EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE ACUERDO A NORMAS EXTRANJERAS.....	6
2.3.1 Norma NCh433 (Chile):	7
2.3.2 INPRES-CIRSOC 103 (Argentina):.....	8
2.3.3 COVENIN 1756-1 (Venezuela):	9
2.3.4 CEC-2002 (Ecuador):.....	9
2.4 COMPARACIÓN DE NORMATIVAS Y CONCLUSIONES.	10
CAPÍTULO 3 – EL DESEMPEÑO SÍSMICO APLICANDO LA TÉCNICA DEL PUSHOVER.....	12
3.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.	12
3.2 COMPARACIÓN DEL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS Y EL DISEÑO BASADO EN FUERZAS.....	12
3.3 TÉCNICAS PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS:.....	14
3.3.1 EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL:.....	14
3.3.2 EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL:.....	17
3.4 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS MATERIALES UTILIZADOS.....	19
3.4.1 RESPUESTA NO LINEAL DEL CONCRETO ARMADO:.....	19
3.4.2 RESPUESTA NO LINEAL DEL ACERO DE REFUERZO:.....	25
3.5 RELACIONES MOMENTO-CURVATURA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES:	29
3.6 METODOLOGÍA UTILIZADA PARA EL CÁLCULO DE LA CURVA DE CAPACIDAD.	37
3.6.1 ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL:.....	45
3.6.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER):	51
3.7 CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE LAS ESTRUCTURAS.	56
3.7.1 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A UN ESPECTRO DE CAPACIDAD: ..	56

3.7.2	CONVERSIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA EN FORMATO “Sa vs T” a un formato ADRS (ACCELERATION-DISPLACEMENT RESPONSE SPECTRA):	58
3.8	VERIFICACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES.	64
3.9	DIAGRAMA DE FLUJO DE TRABAJO PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO. ..	67
CAPÍTULO 4 – EL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA		68
4.1	EL CONCEPTO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA.	68
4.2	LA DUCTILIDAD Y SU IMPORTANCIA EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	69
4.3	CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD.	70
4.4	CÁLCULO DEL FACTOR DE SOBRESRESISTENCIA.	74
4.5	LA REDUNDANCIA Y SU IMPORTANCIA EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	77
4.6	CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN POR REDUNDANCIA.	80
4.7	EL FACTOR DE REDUCCIÓN POR AMORTIGUAMIENTO.	81
CAPÍTULO 5 – VALIDACIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS PARA INVESTIGACIÓN		83
5.1	JUSTIFICACIÓN DE LA VALIDACIÓN.	83
5.2	PRESENTACIÓN DEL MODELO Y METODOLOGÍA A UTILIZAR:	83
5.3	ANÁLISIS MODAL Y PUSHOVER DEL MODELO:	84
5.4	COMPARACIÓN ENTRE MID PIER Y LAYERED SHELL.	101
CAPÍTULO 6 – ANÁLISIS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO		104
6.1	DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES	104
6.2	DISEÑO ESTRUCTURAL RESPETANDO LA NORMATIVA VIGENTE:	109
6.2.1	DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO:	110
6.2.2	DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO:	115
6.2.3	DISEÑO DE MUROS DE CORTE:	119
6.3	ANÁLISIS NO LINEAL DE LOS MODELOS:	123
6.4	CÁLCULO DE LOS FACTORES DE REDUCCIÓN:	130
CAPÍTULO 7 – ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS		139
7.1	COMENTARIO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS:	139
7.2	ANÁLISIS DE LA DEPENDENCIA DE LA VARIABLE EN ESTUDIO:	143
CAPÍTULO 8 – PROPUESTA Y RECOMENDACIONES		150
8.1	INTRODUCCIÓN:	150
8.2	PROPUESTA PARA EL FACTOR DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD:	150
8.3	PROPUESTA DEL FACTOR DE REDUCCIÓN Y RECOMENDACIONES:	150

CAPÍTULO 9 – ANÁLISIS DE UN EDIFICIO UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA UTILIZANDO EL FACTOR DE REDUCCIÓN PROPUESTO EN EL REGLAMENTO VIGENTE Y LA PROPUESTA DE LA INVESTIGACIÓN	152
9.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO A ANALIZAR:.....	152
9.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO:.....	154
9.3 ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DEL EDIFICIO (SEGÚN NORMA E.030 Y PROPUESTA) 161	
9.4 DISEÑO Y COMPARACIÓN DE LOS PRINCIPALES ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER.....	165
CAPÍTULO 10 – VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS ANALIZADOS	167
10.1 MODELOS INELÁSTICOS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS.	167
10.2 DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	168
10.3 ANÁLISIS PUSHOVER DE LOS EDIFICIOS.	170
10.4 CÁLCULO DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO.....	172
10.5 VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE LOS EDIFICIOS.....	174
10.6 COMENTARIOS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.	178
CAPÍTULO 11 – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	179
11.1 CONCLUSIONES DE LA INVESTIGACIÓN.	179
11.2 RECOMENDACIONES.....	179
CAPÍTULO 12 – ANEXOS	181
12.1 DATOS DE MODELOS MATEMÁTICOS UTILIZADOS EN LA INVESTIGACIÓN.....	181
12.1.1 EDIFICIOS DE 5 NIVELES:.....	181
12.1.2 EDIFICIOS DE 6 NIVELES:.....	191
12.1.3 EDIFICIOS DE 7 NIVELES:.....	201
12.1.4 EDIFICIOS DE 8 NIVELES.....	211
12.2 PLANOS EDIFICIO REAL ESTUDIADO.....	221
12.2.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS.	221
12.2.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO.....	222
12.2.3 DISEÑO DE ELEMENTOS CONSIDERANDO NORMA E.030.....	223
12.2.4 DISEÑO DE ELEMENTOS CONSIDERANDO PROPUESTA.	224

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Esquema de la filosofía de diseño actual (Fuente: Elaboración propia).	1
Figura 2.1 - Peligro sísmico en América del Sur.....	7
Figura 2.2 - Valores máximos permitidos para la distorsión inelástica (Ref. 52).	8
Figura 3.1 - Gráfico descriptivo de la técnica del pushover (Fuente: Ref. 1)	14
Figura 3.2 – Curvas de capacidad típicas para edificios aporticados y duales (Fuente: Elaboración propia).	15
Figura 3.3 - Estados límite de los componentes (Fuente: Ref. 55).	16
Figura 3.4 - Estados límite del sistema (Fuente: Ref. 55).	16
Figura 3.5 - Ejemplo de registro sísmico.....	17
Figura 3.6 - Propuesta del número de registros en función a la dispersión esperada de la respuesta estructural (Fuente: Ref. 56).....	18
Figura 3.7 - Curvas IDA vs Curva de capacidad (Fuente: Ref. 21).....	18
Figura 3.8 - Desplazamientos máximos esperados obtenidos del análisis dinámico incremental (Fuente: Ref. 21)	19
Figura 3.9 - Ensayo a compresión uniaxial de concreto no confinado (Fuente web: https://www.youtube.com/watch?v=829Ki6IIN34).....	19
Figura 3.10 - Curva esfuerzo deformación para concreto no confinado ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)	20
Figura 3.11 - Núcleo de confinamiento efectivo para una sección rectangular o cuadrada.....	21
Figura 3.12 - Nomograma para el cálculo del factor de resistencia por confinamiento en el concreto (Fuente: Ref. 14).	22
Figura 3.13 – Columna de ejemplo (Fuente: Elaboración propia).....	23
Figura 3.14 - Comparación de curvas esfuerzo deformación para concreto confinado y no confinado (Fuente: Elaboración propia).....	24
Figura 3.15 - Comparación de curvas con diferente refuerzo transversal (Fuente: Elaboración propia).	25
Figura 3.16 - Ejemplo de modelo trilineal para el acero de refuerzo (Fuente: Ref. 13).....	26
Figura 3.17 - Ejemplo de modelo elasto – perfectamente plástico para el acero de refuerzo (Fuente: Ref. 46).	26
Figura 3.18 - Ejemplo de la curva completa para el acero de refuerzo (Fuente: Ref. 46)	26
Figura 3.19 - Curva esfuerzo deformación para el acero de refuerzo a utilizar (Fuente: Elaboración Propia).	27
Figura 3.20 - Ejemplo de un ensayo cíclico del acero solamente a compresión o tracción. (Fuente: Ref. 13)	28
Figura 3.21 - Ejemplo de un ensayo cíclico del acero a tracción y compresión. (Fuente: Ref. 13)	28
Figura 3.22 - Respuesta uniaxial en tracción del acero, obtenida a partir de un ensayo cíclico del mismo (Fuente: Ref. 13)	28
Figura 3.23 - Columna ejemplo para obtener el diagrama momento-curvatura (Fuente: Elaboración propia).	30
Figura 3.24 - Geometría de la sección definida en el programa Xtract.....	30
Figura 3.25 - Modelo para el concreto no confinado.	31
Figura 3.26 - Modelo para el concreto confinado.	31

Figura 3.27 - Modelo para el acero de refuerzo.	31
Figura 3.28 - Modelo final y materiales constituyentes (Fuente: Elaboración propia).	32
Figura 3.29 - Definición de la dirección de análisis del modelo (Fuente: Elaboración propia). ...	32
Figura 3.30 - Análisis momento curvatura con el programa Xtract.	33
Figura 3.31 - Columna a analizar (Fuente: Elaboración propia).	33
Figura 3.32 - Diagramas momento-curvatura para una columna con diferentes cargas axiales (Fuente: Elaboración propia).	33
Figura 3.33 - Columnas deformadas luego de los análisis con diferente carga axial (Fuente: Elaboración propia).	34
Figura 3.34 - Ensayo cíclico de una columna con diferentes magnitudes de carga axial.	34
Figura 3.35 - Modelo de degradación de capacidad por cortante para vigas (Fuente: Ref. 46). 35	
Figura 3.36 - Modelo de degradación de capacidad por cortante para columnas (Fuente: Ref. 46).	35
Figura 3.37 - Efecto del cortante en el diagrama momento-curvatura (Fuente: Ref 46).....	36
Figura 3.38 - Modelo de 5 pisos realizado en el programa Etabs 2013. (Autor utilizando Etabs).	37
Figura 3.39 - Diseño de elementos estructurales para el análisis (Fuente: Elaboración propia). 37	
Figura 3.40 - Definición del concreto no confinado con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia).....	39
Figura 3.41 - Definición del concreto confinado con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia).	40
Figura 3.42 - Definición del acero de refuerzo con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia).....	40
Figura 3.43 - Definición del concreto con comportamiento lineal (Fuente: Elaboración propia) 41	
Figura 3.44 - Definición de viga para el modelo (Fuente: Elaboración propia).	41
Figura 3.45 - Definición de columna para el modelo (Fuente: Elaboración propia).	42
Figura 3.46 - Definición de losa maciza para el modelo (Fuente: Elaboración propia).	42
Figura 3.47 - Definición del alma del muro de corte con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia).	43
Figura 3.48 - Definición del núcleo del muro de corte con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia).	43
Figura 3.49 - Dibujo del núcleo y alma del muro de corte (Fuente: Elaboración propia).	44
Figura 3.50 - División de un muro de corte en elementos finitos (Fuente: Autor utilizando Etabs)	44
Figura 3.51 - Modelamiento adecuado de muros de corte (Fuente: Elaboración propia).	44
Figura 3.52 - Geometría obtenida del modelo estructural.....	45
Figura 3.53 - Espectro de respuesta obtenido con las fórmulas presentadas (Fuente: Elaboración propia).....	46
Figura 3.54 - Espectro de respuesta ingresado al programa Etabs (Fuente: Elaboración propia)	46
Figura 3.55 - Combinación modal SRSS para las direcciones "x" e "y" (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	47
Figura 3.56 - Combinación modal ABS para las direcciones "x" e "y" (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	47

Figura 3.57 - Creación de la combinación especificada en la norma E.030 para cada dirección de análisis (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	48
Figura 3.58 - Definición de la masa a considerar en el análisis dinámico (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	48
Figura 3.59 - Diafragmas rígidos en cada nivel de la estructura (Fuente: Autor utilizando Etabs).	49
Figura 3.60 - Primer modo de vibración ($T=0.356s$) (Fuente: Autor utilizando Etabs).	49
Figura 3.61 - Segundo modo de vibración ($T=0.356s$) (Fuente: Autor utilizando Etabs).	50
Figura 3.62 - Tercer modo de vibración ($T=0.28s$) (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	50
Figura 3.63 - Patrón de fuerzas a aplicar en el análisis pushover (Fuente: Elaboración propia). 50	
Figura 3.64 - Diagrama momento curvatura de las vigas del ejemplo (Fuente: Elaboración propia).	51
Figura 3.65 - Diagrama momento curvatura de las columnas del ejemplo (Fuente: Elaboración propia).	52
Figura 3.66 - Formato de rótula plástica para vigas y columnas (Fuente: Ref. 3).	52
Figura 3.67 - Conversión del diagrama momento-curvatura en un diagrama momento-giro (Fuente: Elaboración propia).	52
Figura 3.68 - Definición de rótula plástica para las vigas en el programa (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	53
Figura 3.69 - Definición de rótula plástica para las columnas en el programa (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	53
Figura 3.70 - Asignación de rótulas plásticas a las vigas del modelo (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	54
Figura 3.71 - Asignación de rótulas plásticas a las columnas del modelo (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	54
Figura 3.72 - Definición del patrón de carga (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	54
Figura 3.73 - Asignación del patrón de cargas al modelo (Fuente: Autor utilizando Etabs).	55
Figura 3.74 - Definición del caso de carga correspondiente al pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	55
Figura 3.75 - Curva de capacidad obtenida del análisis pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	56
Figura 3.76 - Curva de capacidad (Fuente: Elaboración propia).	57
Figura 3.77 - Conversión de la curva de capacidad en un espectro de capacidad (Fuente: Elaboración propia).	57
Figura 3.78 - Conversión de la curva de capacidad en un espectro de capacidad (Fuente: Elaboración propia).	58
Figura 3.79 - Espectros de demanda a utilizar en la investigación (Fuente: Elaboración propia).	59
Figura 3.80 - Espectros de demanda en formato ADRS (Fuente: Elaboración propia).....	59
Figura 3.81 - Caso de intersección en la zona elástica del espectro de capacidad (Fuente: Elaboración propia).	60
Figura 3.82 - Caso de intersección en la zona inelástica del espectro de capacidad (Fuente: Elaboración propia).	60

Figura 3.83 - Caso de no intersección entre las curvas de capacidad y demanda (Fuente: Elaboración propia).....	60
Figura 3.84 - Reducción del espectro de demanda en función al daño en la estructura (Fuente: Elaboración propia).....	61
Figura 3.85 - Recomendación para obtener el punto tentativo de desempeño (Fuente: Elaboración propia).....	61
Figura 3.86 - Obtención de la línea radial de periodo (Ref. 57).....	62
Figura 3.87 - Reducción del espectro de demanda (Ref. 57).....	62
Figura 3.88 - Factores de reducción mínimos (Fuente: Ref.1).....	63
Figura 3.89 - Obtención de punto P_i (Ref. 57).....	63
Figura 3.90 - Obtención del punto de desempeño a partir del EDAV (Ref. 57).....	64
Figura 3.91 - Niveles de desempeño graficados en la curva de capacidad típica de una estructura (Fuente: Ref. 4).....	65
Figura 3.92 - Niveles de desempeño en función del desplazamiento inelástico en la estructura (Fuente: Ref. 4).....	65
Figura 3.93 - Objetivos mínimos de desempeño según el Vision2000 (Fuente: Ref. 4).....	66
Figura 3.94 - Diagrama de flujo para el diseño sísmico por desempeño (Fuente: Elaboración propia).....	67
Figura 4.1 - Componentes del factor de reducción (Fuente: Elaboración propia).....	69
Figura 4.2 - Comparación entre la curva de capacidad típica para un sistema estructural dual y la curva a la que se pretende llegar en la investigación (Fuente: Elaboración propia).....	70
Figura 4.3 - Relación para el cálculo del factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia).....	71
Figura 4.4 - Regla de igual desplazamiento (Fuente: Ref. 23).....	71
Figura 4.5 - Regla de igual energía (Fuente: Ref 23).....	72
Figura 4.6 - Valores de la propuesta realizada por Riddell, Hidalgo y Cruz (Ref. 34).....	73
Figura 4.7 - Valores de la propuesta realizada por Nassar y Krawinkler (Ref. 7):.....	74
Figura 4.8 - Cálculo del factor de reducción por sobrerresistencia (Fuente: Elaboración Propia).....	75
Figura 4.9 - Diagrama de momentos flectores de la viga en ton.m (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	75
Figura 4.10 - Área teórica en cm^2 del refuerzo necesario en la viga (Fuente: Elaboración Propia).....	76
Figura 4.11 - Área del refuerzo en cm^2 necesario en la viga considerando la cuantía mínima (Fuente: Elaboración Propia).....	76
Figura 4.12 - Área del refuerzo en cm^2 distribuido en la viga (Fuente: Elaboración Propia).....	76
Figura 4.13 - Sobrerresistencia que presenta la viga (Fuente: Elaboración Propia).....	76
Figura 4.14 - Redundancia en estructuras (Fuente: Elaboración propia).....	77
Figura 4.15 - Comparación entre pórticos con igual grado de indeterminación estática, pero diferente redundancia (Ref. 8).....	79
Figura 4.16 - Mecanismos de falla deseados en los pórticos (Ref. 8).....	79
Figura 4.17 - Mecanismos de falla no deseados en los pórticos (Ref. 8).....	79
Figura 4.18 - Mecanismo de falla ideal en una estructura.....	80
Figura 4.19 - Cálculo del factor de reducción por redundancia (Fuente: Elaboración Propia)....	81

Figura 4.20 - Espectro de capacidad en formato ADRS (Fuente: Elaboración propia).....	82
Figura 5.1 - Pórtico a analizar-medidas en metros (Fuente: Elaboración propia).	83
Figura 5.2 - Distribución del refuerzo en los elementos estructurales (Fuente: Elaboración propia).....	84
Figura 5.3 - Diagramas momento curvatura a considerar en el ejemplo (Fuente: Elaboración propia).....	84
Figura 5.4 - Modelo del pórtico a analizar (Fuente: Autor utilizando Etabs).	85
Figura 5.5 - Datos del diagrama momento curvatura de las vigas (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	85
Figura 5.6 - Idealización de masas para el análisis (Fuente: Elaboración propia).	87
Figura 5.7 - Distribución de masas tributarias para el análisis	87
Figura 5.8 - Grados de libertad del modelo a analizar (Fuente: Elaboración propia).	88
Figura 5.9 - Coeficientes de rigidez para elementos en flexión (Fuente: Ref. 50).	88
Figura 5.10 - Patrón de fuerzas utilizado para al análisis pushover y ubicación de rótulas plásticas (Fuente: Autor utilizando Etabs).	93
Figura 5.11 - Curva de capacidad obtenida con el programa (Fuente: Autor utilizando Etabs). .	93
Figura 5.12 - Momentos flectores obtenidos de un análisis elástico aplicando el patrón de fuerzas correspondiente al primer modo de vibración de la estructura (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	94
Figura 5.13 - Patrón de fuerzas amplificado para obtener la rótula plástica en el muro (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	94
Figura 5.14 - Momento flector en el muro, obtenido del patrón de fuerzas amplificado (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	95
Figura 5.15 - Desplazamiento obtenido en el nodo de control para el patrón de fuerzas amplificado (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	95
Figura 5.16 - Liberación de resistencia a momento flector en la base del muro (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	96
Figura 5.17 - Patrón de fuerzas asignada a la estructura considerando su cambio de rigidez (Fuente: Autor utilizando Etabs)	96
Figura 5.18 - Segundo patrón de cargas amplificado para obtener las siguientes dos rótulas plásticas (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	97
Figura 5.19 - Segundo cambio de rigidez en la estructura (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	97
Figura 5.20 - Diagrama de momentos flectores obtenidos al formarse rótulas plásticas en las vigas (Fuente: Autor utilizando Etabs)	98
Figura 5.21 – Comparación de mecanismos de falla (Fuente: Autor utilizando Etabs).	98
Figura 5.22 - Curvas de capacidad obtenidas (Fuente: Elaboración propia).....	99
Figura 5.23 - Curva de capacidad obtenida por el método de la rigidez secante (Fuente: Ref. 1)	99
Figura 5.24 - Curva de capacidad obtenida del análisis elástico paso a paso (Fuente: Elaboración propia).....	100
Figura 5.25 - Comparación de las curvas de capacidad (Fuente: Elaboración propia)	100
Figura 5.26 – Modelo a comparar (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	101
Figura 5.27 – Diagramas momento-curvatura que se utilizarán en la comparación (Fuente: Elaboración propia).....	101

Figura 5.28 - Modelo de Honestad para concreto no confinado (Fuente: Elaboración propia)	102
Figura 5.29 - Modelo de Mander para concreto confinado (Fuente: Elaboración propia)	102
Figura 5.30 - Modelo de Mander para el acero de refuerzo (Fuente: Elaboración propia)	102
Figura 5.31 - Comparación de las curvas de capacidad obtenidas (Fuente: Elaboración propia)	103
Figura 5.32 – Comparación de los mecanismos de falla obtenidos (Fuente: Autor utilizando Etabs)	103
Figura 6.1 - Geometría del edificio 1 (Fuente: Elaboración propia)	104
Figura 6.2 - Geometría del edificio 2 (Fuente: Elaboración propia)	105
Figura 6.3 - Geometría del edificio 3 (Fuente: Elaboración propia)	105
Figura 6.4 - Geometría del edificio 4 (Fuente: Elaboración propia)	106
Figura 6.5 - Geometría del edificio 5 (Fuente: Elaboración propia)	106
Figura 6.6 - Geometría del edificio 6 (Fuente: Elaboración propia)	107
Figura 6.7 - Geometría del edificio 7 (Fuente: Elaboración propia)	107
Figura 6.8 - Geometría del edificio 8 (Fuente: Elaboración propia)	108
Figura 6.9 - Geometría del edificio 9 (Fuente: Elaboración propia)	108
Figura 6.10 - Geometría del edificio 10 (Fuente: Elaboración propia)	109
Figura 6.11 - Demanda por flexión en una viga del modelo a estudiar (Fuente: Autor utilizando Etabs)	110
Figura 6.12 - Demanda por cortante en una viga del modelo a estudiar (Fuente: Autor utilizando Etabs)	111
Figura 6.13 - Demanda por torsión en una viga del modelo a estudiar (Fuente: Autor utilizando Etabs)	111
Figura 6.14 - Cálculo de la demanda por fuerza cortante en vigas (Fuente: Ref. 6)	112
Figura 6.15 - Distribución de estribos en una viga con demanda sísmica (Fuente: Ref. 6)	113
Figura 6.16 - Ejemplos de la porción de losa que debe considerarse para el cálculo de A_{cp} y P_{cp} (Fuente: Ref. 6)	114
Figura 6.17 - Porcentaje de losa considerado en la viga ejemplo (Fuente: Elaboración propia)	114
Figura 6.18 - Diseño final de la viga ejemplo (Fuente: Elaboración propia)	115
Figura 6.19 - Distribución de refuerzo para la columna propuesta (Fuente: Elaboración propia)	115
Figura 6.20 - Diagrama de interacción último de la columna en estudio (Fuente: Elaboración propia)	116
Figura 6.21 - Cálculo de la fuerza cortante de diseño en columnas (Fuente: Ref. 6)	116
Figura 6.22 - Cálculo del momento nominal de la columna (Fuente: Elaboración propia)	117
Figura 6.23 - DFC de la columna obtenido del análisis dinámico (Fuente: Elaboración propia)	117
Figura 6.24 - Distribución del refuerzo por cortante en columnas (Fuente: Ref.6)	118
Figura 6.25 - Diseño final para la columna ejemplo (Fuente: Elaboración propia)	119
Figura 6.26 - Distribución tentativa del refuerzo para la placa en estudio (Fuente: Elaboración propia)	120
Figura 6.27 - Diseño por flexocompresión de la placa (Fuente: Elaboración propia)	120
Figura 6.28 - Momento nominal de la placa (Fuente: Elaboración propia)	121

Figura 6.29 - Fuerza cortante en la placa (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	122
Figura 6.30 - Diseño de placa ejemplo (Fuente: Elaboración propia).	123
Figura 6.31 - Modelo inelástico del concreto para las vigas (Fuente: Elaboración propia).	123
Figura 6.32 - Modelo inelástico del concreto para las columnas (Fuente: Elaboración propia).	124
Figura 6.33 - Modelo inelástico del concreto para los núcleos de confinamiento en las placas (Fuente: Elaboración propia).	124
Figura 6.34 - Modelo inelástico del acero de refuerzo a utilizar (Fuente: Elaboración propia). 124	
Figura 6.35 - Modelo inelástico del concreto no confinado – recubrimiento (Fuente: Elaboración propia).	125
Figura 6.36 - Diagrama momento curvatura correspondiente a la viga del modelo (Fuente: Autor utilizando Xtract).....	125
Figura 6.37 - Diagrama momento curvatura correspondiente a la columna del modelo (Fuente: Autor utilizando Xtract).	125
Figura 6.38 - Interacción de la fuerza cortante con el diagrama momento-curvatura para la viga del modelo en estudio (Fuente: Elaboración propia).....	126
Figura 6.39 - Interacción de la fuerza cortante con el diagrama momento-curvatura para la columna del modelo en estudio (Fuente: Elaboración propia).....	127
Figura 6.40 - Asignación de propiedades inelásticas a los elementos estructurales para el análisis pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).	127
Figura 6.41 - Resultados obtenidos del análisis pushover en el modelo estudiado (Fuente: Autor utilizando Etabs).	128
Figura 6.42 - Espectro de capacidad obtenido del análisis pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).	128
Figura 6.43 - Desplazamientos de cada nivel durante el análisis pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).	129
Figura 6.44 - Desplazamientos de fluencia y último del edificio (Fuente: Elaboración propia). 130	
Figura 6.45 - Esquema para el cálculo del factor de reducción (Fuente: Elaboración propia). . 131	
Figura 6.46 - Espectro elástico de demanda (Fuente: Elaboración propia).	132
Figura 6.47 - Cálculo del factor de reducción por ductilidad del modelo en estudio (Fuente: Elaboración propia).	132
Figura 6.48 - Cálculo de los factores de reducción por sobrerresistencia y redundancia del modelo en estudio (Fuente: Elaboración propia).	133
Figura 6.49 – Nueva distribución del refuerzo en los elementos estructurales (Fuente: Elaboración propia).	133
Figura 6.50 - Curva de capacidad y espectro de capacidad obtenidos (Fuente: Autor utilizando Etabs).....	134
Figura 6.51 - Cálculo del factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia).	134
Figura 6.52 - Cálculos de los factores de reducción por sobrerresistencia y redundancia (Fuente: Elaboración propia).	135
Figura 7.1 – Factores de reducción obtenidos de la investigación (Fuente: Elaboración propia).	139
Figura 7.2 – Rangos obtenidos del factor de reducción (Fuente: Elaboración propia).	139

Figura 7.3 – Diseño de elementos para un factor de reducción de 5.5 (Fuente: Elaboración propia).....	140
Figura 7.4 – Curva de capacidad obtenida (Fuente: Elaboración propia)	140
Figura 7.5 Espectro de capacidad obtenido (Fuente: Elaboración propia)	140
Figura 7.6 – Cálculo del factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia).	141
Figura 7.7 – Cálculo de los factores de reducción por sobrerresistencia y redundancia (Fuente: Elaboración propia)	141
Figura 7.8 – Punto de desempeño obtenido (Fuente: Autor utilizando Etabs).	142
Figura 7.9 – Porcentajes de resistencia obtenidos de los modelos estudiados (Fuente: Elaboración propia)	143
Figura 7.10 – Factores de reducción por redundancia obtenidos de la investigación (Fuente: Elaboración propia)	144
Figura 7.11 - Factores de reducción por ductilidad obtenidos de la investigación (Fuente: Elaboración propia)	144
Figura 7.12 – Factor de reducción por ductilidad en función al periodo fundamental (Fuente: Elaboración propia)	145
Figura 7.13 - Factor de reducción por ductilidad en función a la distorsión inelástica máxima (Fuente: Elaboración propia)	145
Figura 7.14 - Factor de reducción por ductilidad en función al porcentaje del cortante basal que resisten los muros (Fuente: Elaboración propia)	145
Figura 7.15 - Factor de reducción por ductilidad en función a la rigidez de la estructura (Fuente: Elaboración propia)	148
Figura 7.16 – Relación obtenida para el factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia)	149
Figura 7.17 – Línea de tendencia para la relación establecida (Fuente: Autor utilizando Excel 2013)	149
Figura 8.1 – Propuesta para el cálculo del factor de reducción por ductilidad en edificios duales (Fuente: Elaboración propia)	150
Figura 9.1 – Vista #1 de la zona delantera del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)	152
Figura 9.2 - Vista #2 de la zona delantera del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)	152
Figura 9.3 - Vista #1 de la zona posterior del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)	153
Figura 9.4 - Vista #2 de la zona posterior del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)	153
Figura 9.5 – Primera planta del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico).	154
Figura 9.6 - Segunda planta del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)	154
Figura 9.7 – 3er a 6ta planta del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico).	155
Figura 9.8 – Columnas planteadas para el primer nivel (Fuente: Elaboración propia)	156
Figura 9.9 - Columnas planteadas para los niveles superiores (Fuente: Elaboración propia) ..	156
Figura 9.10 – Vigas planteadas para el primer nivel (Fuente: Elaboración propia)	157
Figura 9.11 - Vigas planteadas para niveles superiores (Fuente: Elaboración propia)	157
Figura 9.12 – Modelo del edificio en estudio (Fuente: Autor utilizando Etabs)	158
Figura 9.13 – Espectro de respuesta de prueba (Fuente: Elaboración propia)	158
Figura 9.14 – Desplazamientos inelásticos máximos obtenidos (Fuente: Autor utilizando Etabs)	159

Figura 9.15 - Desplazamientos inelásticos máximos obtenidos (Fuente: Autor utilizando Etabs).	160
Figura 9.16 – Irregularidades en altura especificadas en la norma E.030 (Fuente: Ref. 5)	162
Figura 9.17 - Irregularidades en planta especificadas en la norma E.030 (Fuente: Ref. 5).....	162
Figura 9.18 – Espectro de respuesta para R=6 (Fuente: Elaboración propia)	163
Figura 9.19 - Espectro de respuesta para R=10 (Fuente: Elaboración propia).....	164
Figura 9.20 - Espectro de respuesta para R=7 (Fuente: Elaboración propia).....	164
Figura 9.21 – Comparación del diseño de vigas para los edificios en estudio y en la dirección “X” (Fuente: Elaboración propia).....	165
Figura 9.22 - Comparación del diseño de vigas para los edificios en estudio y en la dirección “Y” (Fuente: Elaboración propia).....	165
Figura 9.23 - Comparación del diseño de columnas para los edificios en estudio (Fuente: Elaboración propia).....	166
Figura 9.24 - Comparación del diseño de placas para los edificios en estudio (Fuente: Elaboración propia).....	166
Figura 10.1 – Modelo inelástico para el concreto no confinado (Fuente: Elaboración propia).	167
Figura 10.2 – Modelo inelástico para el acero de refuerzo (Fuente: Elaboración propia).....	167
Figura 10.3 – Diseño obtenido para la viga V10 del Edificio #2 (Fuente: Elaboración propia).	168
Figura 10.4 – Procedimiento de obtención del diagrama momento-curvatura de las vigas del edificio (Fuente: Elaboración propia).....	168
Figura 10.5 - Procedimiento de obtención del diagrama momento-curvatura de las columnas del edificio (Fuente: Elaboración propia).....	169
Figura 10.6 – Curvas de capacidad obtenidas para el Edificio #1 (Fuente: Autor utilizando Etabs)	170
Figura 10.7 - Curvas de capacidad obtenidas para el Edificio #2 (Fuente: Autor utilizando Etabs)	170
Figura 10.8 – Obtención del factor de reducción por ductilidad según propuesta (Fuente: Elaboración propia).....	171
Figura 10.9 – Cálculo del factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia)....	171
Figura 10.10 – Puntos de desempeño para el análisis en la dirección “X” del Edificio #1 (Fuente: Elaboración propia).....	172
Figura 10.11 - Puntos de desempeño para el análisis en la dirección “Y” del Edificio #1 (Fuente: Elaboración propia).....	173
Figura 10.12 - Puntos de desempeño para el análisis en la dirección “X” del Edificio #2 (Fuente: Elaboración propia).....	173
Figura 10.13 - Puntos de desempeño para el análisis en la dirección “Y” del Edificio #2 (Fuente: Elaboración propia).....	174
Figura 10.14 – Niveles de desempeño para el Edificio #1 en la dirección “X” (Fuente: Elaboración propia).....	174
Figura 10.15 - Niveles de desempeño para el Edificio #1 en la dirección “Y” (Fuente: Elaboración propia).....	175
Figura 10.16 - Niveles de desempeño para el Edificio #2 en la dirección “X” (Fuente: Elaboración propia).....	175

Figura 10.17 - Niveles de desempeño para el Edificio #2 en la dirección “Y” (Fuente: Elaboración propia) 176

Figura 10.18 – Objetivos de desempeño según Vision 2000 (Fuente: Ref 4) 176



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 - Factores de reducción propuestos por la norma E.030 (Fuente: Ref. 5):	6
Tabla 2.2 - Límites para la distorsión inelástica (Fuente: Ref 5.)	6
Tabla 2.3 - Factores de modificación propuestos en la normativa Chilena (Ref.55).....	7
Tabla 2.4 - Factores de modificación propuestos en la normativa Argentina	8
Tabla 2.5 - Factores de modificación propuestos en la normativa Venezolana (Ref.53)	9
Tabla 2.6 - Valores máximos permitidos para la distorsión inelástica (Ref. 53).	9
Tabla 2.7 - Factores de modificación propuestos en la norma Ecuatoriana (Ref. 54).	9
Tabla 2.8 - Valores máximos permitidos para la distorsión inelástica (Ref. 54).	10
Tabla 2.9 - Resumen de datos extraídos de diferentes normas de Latinoamérica (Fuente: Elaboración propia)	10
Tabla 3.1 - Comparación entre las dos metodologías en estudio (Fuente: Elaboración propia). 12	
Tabla 3.2 - Diferencias entre los elementos tipo área (Fuente: Elaboración propia).	38
Tabla 3.3 - Niveles de demanda propuestos por Roberto Aguiar (Fuente: Ref. 46).....	58
Tabla 3.4 - Niveles de demanda propuestos en investigaciones peruanas (Fuente: Ref. 46)	58
Tabla 3.5 - Niveles de desempeño propuestos por el Vision2000	64
Tabla 4.1 - Tipos de ductilidad (Ref. 58).	69
Tabla 4.2 - Propuesta en la investigación de Newmark y Veletsos	72
Tabla 4.3 - Valores de los coeficientes T^* y R^*	73
Tabla 4.4 - Valores de a y b (Ref. 34).....	74
Tabla 4.5 - Resultados de investigaciones realizadas en el factor de reducción por sobrerresistencia (Ref. 34).....	77
Tabla 4.6 - Casos de fallas en edificios con poca redundancia (Ref. 8)	78
Tabla 4.7 - Factores de redundancia propuestos por el ATC	80
Tabla 5.1 - Resultados del análisis modal computarizado.	86
Tabla 5.2 - Distribución de masas en cada nivel de la estructura.	88
Tabla 5.3 - Comparación de resultados del análisis modal.	92
Tabla 6.1 - Principales características del modelo a estudiar (Fuente: Elaboración propia). ...	110
Tabla 6.2 - Diseño por flexión de la viga mostrada (Fuente: Elaboración propia).	111
Tabla 6.3 - Diseño por cortante de la viga en estudio (Fuente: Elaboración propia).	113
Tabla 6.4 - Diseño por cortante de la columna en estudio (Fuente: Elaboración propia)	119
Tabla 6.5 - Refuerzo transversal para el núcleo de confinamiento.	122
Tabla 6.6 - Refuerzo transversal para el alma del muro.	122
Tabla 6.7 - Factor de reducción de R_R (Fuente: Elaboración propia).....	131
Tabla 6.8 - Factores de reducción obtenidos de los modelos estructurales (Fuente: Elaboración propia).	136
Tabla 7.1 – Comparación de resultados para el Edificio 1:	141
Tabla 7.2 – Cálculo de la rigidez de los modelos estudiados:.....	146
Tabla 9.1 – Resultados del análisis dinámico para el primer nivel.....	159
Tabla 9.2 – Resultados del análisis dinámico para el segundo nivel.....	160
Tabla 9.3 - Resultados del análisis dinámico.....	161
Tabla 9.4 – Porcentajes del cortante basal que resisten los muros del edificio.	163
Tabla 9.5 – Resultados de los análisis dinámicos realizados.....	164

Tabla 10.1 – Comparación entre los factores de reducción por ductilidad para el edificio. 171
Tabla 10.2 – Valores de ductilidad obtenidos en los edificios analizados:..... 172
Tabla 10.3 – Porcentajes de resistencia obtenidos para los edificios analizados: 172
Tabla 10.4 – Objetivos de desempeño obtenido para el Edificio #1 en la dirección “X”: 177
Tabla 10.5 - Objetivos de desempeño obtenido para el Edificio #1 en la dirección “Y”:..... 177
Tabla 10.6 - Objetivos de desempeño obtenido para el Edificio #2 en la dirección “X”:..... 177
Tabla 10.7 - Objetivos de desempeño obtenido para el Edificio #2 en la dirección “Y”:..... 177



CAPÍTULO 1 - INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1 INTRODUCCIÓN:

En nuestro país el diseño estructural consiste en calcular las fuerzas sísmicas basándose en un espectro elástico de demanda y reducirlas de acuerdo al sistema estructural (aporticado, dual o de muros estructurales), esto considerando la respuesta inelástica que tienen las estructuras.

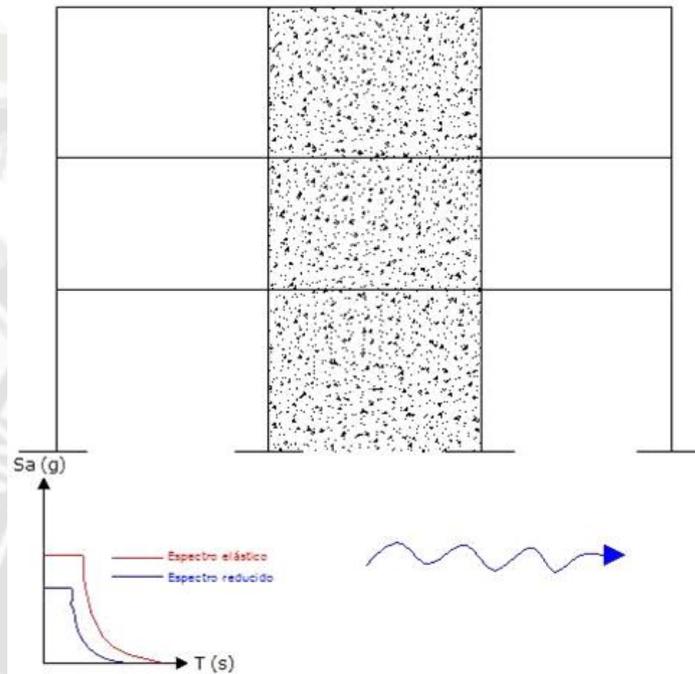


Figura 1.1 - Esquema de la filosofía de diseño actual (Fuente: Elaboración propia).

Pero esta metodología no siempre asegura un desempeño adecuado de estas, ya que con esta estamos concentrándonos en las fuerzas sísmicas, pero estamos dejando de lado factores de vital importancia en el desempeño de estructuras: la ductilidad y la redundancia. Un edificio dúctil y redundante tiene la capacidad de resistir grandes fuerzas sísmicas, pero también tiene la posibilidad de soportar grandes desplazamientos, lo que significa que es capaz de disipar mayor energía que un edificio poco dúctil, por lo tanto tener un mejor comportamiento ante un evento sísmico. Pero para obtener un edificio con estas características, no basta con reducir las fuerzas sísmicas, sino que hay que tratar de asegurar que nuestras estructuras tengan capacidad suficiente de deformación, con el fin de prevenir el colapso ante un evento sísmico. Es por eso que se realizará una investigación detallada de este factor de reducción y se comprobará si realmente se puede garantizar un comportamiento adecuado con este valor, caso contrario, se determinarán variables que lo afecten y en función a ellas se darán recomendaciones para mejorar el desempeño sísmico de las estructuras de concreto armado conformadas por pórticos y muros de corte.

La metodología a utilizar para lograr el objetivo de esta tesis consiste en realizar un análisis detallado de diferentes modelos de edificios duales, considerando las posibles variaciones que puedan existir en el diseño estructural cotidiano y así obtener un total de valores que puedan englobar las diferentes características que tengan los edificios duales construidos

en nuestra ciudad.

Por tratarse de un factor que considera la incursión de las estructuras en el rango inelástico, se deberá realizar el análisis no lineal de los edificios en estudio y posteriormente se calculará el factor de reducción sísmica que presenta cada uno de ellos. Esto dará una mejor visión de la dependencia del factor “R” con relación a distintos factores, por ejemplo, el periodo fundamental del edificio, para finalmente recopilar todos los datos, generar gráficas que nos permitan visualizar la variabilidad de este factor y, de ser necesario, poder hacer una propuesta de este, acompañada de recomendaciones que ayudarán a mejorar el comportamiento de nuestros edificios.

1.2 OBJETIVOS:

Se plantean los siguientes objetivos específicos y generales para la investigación:

1.2.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- ✓ Verificar si el valor del factor de reducción sísmica dado en nuestra norma es adecuado para asegurar un buen comportamiento sísmico en edificios duales de concreto armado, considerando la metodología actual de diseño en nuestro país.
- ✓ Investigar la dependencia del factor de reducción sísmica con factores como la distorsión máxima del entrepiso, el periodo fundamental del edificio y el porcentaje del cortante basal que resisten los muros en el edificio, aparte del sistema estructural.
- ✓ Proponer recomendaciones para mejorar la respuesta inelástica de estructuras duales.
- ✓ Proponer valores refinados del factor de reducción sísmica en edificios duales de 5 a 8 pisos.

1.2.2 OBJETIVOS GENERALES:

- ✓ Estudiar el comportamiento no lineal de edificios duales y las variables que definen la respuesta no lineal de estos.
- ✓ Establecer una guía paso a paso para verificar el desempeño sísmico de estructuras de concreto armado, utilizando el análisis estático no lineal.
- ✓ Demostrar la importancia de la ductilidad y redundancia en los edificios sismorresistentes.

1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO:

Esta tesis consta de cuatro partes y doce capítulos, incluidos los anexos. Se presenta a continuación un breve resumen de cada capítulo que se presenta en esta investigación:

PARTE I – INVESTIGACIÓN: LA TÉCNICA DEL PUSHOVER EN EL CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA

✓ **CAPÍTULO II:**

Se analizará el estado actual del diseño sísmico en nuestro país y se analizarán deficiencias y posibles mejoras que se puedan hacer al comparar la norma con otros reglamentos extranjeros. Esto permitirá plantear hipótesis en cuanto a la efectividad del factor de reducción, las cuales serán investigadas a lo largo del trabajo.

✓ **CAPÍTULO III:**

Se analizarán las herramientas necesarias para poder realizar el análisis no lineal de los modelos propuestos y verificar su desempeño sísmico.

✓ **CAPÍTULO IV:**

Se detallará la metodología para el cálculo del factor de reducción y sus componentes. A su vez se explicará la importancia de dotar a una estructura de correcta ductilidad y redundancia, mostrando ejemplos reales de fallas en edificios que carecieron de estas características.

PARTE II – APLICACIÓN: CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN EN EDIFICIOS DUALES DE CONCRETO ARMADO

✓ **CAPÍTULO V:**

Debido a que en este trabajo que utilizará el apoyo de un software de análisis, es que se tendrán que validar los resultados que se puedan obtener con este programa, con el fin de tener un grado de confiabilidad aceptable en los análisis que se van a realizar.

✓ **CAPÍTULO VI:**

Se propondrán los modelos estructurales, los cuales serán diseñados considerando las recomendaciones establecidas en el RNE y servirán como base de datos para la investigación. Posteriormente serán sometidos a un análisis pushover para finalmente calcular sus respectivos valores del factor de reducción.

✓ **CAPÍTULO VII:**

Una vez obtenidos los valores del factor de reducción, se analizarán estos resultados para poder observar su variabilidad o continuidad en función a diferentes variables propias de cada edificio.

PARTE III – PROPUESTA DEL FACTOR DE REDUCCIÓN Y RECOMENDACIONES PARA UN MEJOR DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DUALES

✓ **CAPÍTULO VIII:**

Analizados los resultados y teniendo una mejor visión de la dependencia del factor de reducción se realizará la propuesta final de la investigación, acompañada de recomendaciones se mejorarán el desempeño sísmico de los edificios duales de la ciudad.

PARTE IV – VALIDACIÓN: COMPROBACIÓN DE LA PROPUESTA EN UN EDIFICIO REAL

✓ **CAPÍTULO IX:**

Para comprobar la propuesta realizada se hará un diseño comparativo de un edificio real ubicado en la ciudad de Arequipa. Se realizarán dos diseños de este edificio: uno considerando el factor de reducción y recomendaciones utilizadas actualmente en el diseño cotidiano y otro considerando la nueva propuesta de esta investigación. Al final del capítulo se realizará una comparación entre los diseños obtenidos en los principales elementos estructurales del edificio.

✓ **CAPÍTULO X:**

Una vez diseñados los edificios, serán sometidos a un análisis pushover, para posteriormente verificar el desempeño sísmico de cada uno de ellos y compararlos para así poder comprobar la propuesta planteada.

✓ **CAPÍTULO XI:**

Se presentan las conclusiones y recomendaciones establecidas para la investigación, todas fundamentadas con los cálculos realizados a lo largo del trabajo.

✓ **CAPÍTULO XII:**

En los anexos se presentará la base de datos de los modelos utilizados para la investigación, así como los resultados obtenidos del análisis no lineal.

CAPÍTULO 2 – ESTADO ACTUAL DEL DISEÑO SÍSMICO EN NUESTRO PAÍS Y EL EXTRANJERO

2.1 INTRODUCCIÓN:

Para realizar la presente investigación, es necesario conocer el estado actual del diseño sismorresistente en nuestro país y hacer una comparación con algunas normas extranjeras, con el fin de compararlas y establecer una hipótesis de la validez del factor de reducción recomendado en la norma E.030, para posteriormente poder comprobarla y establecer una mejora, de ser necesaria.

2.2 ANALISIS DE LA NORMA VIGENTE E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”.

La norma E.030 establece la siguiente filosofía de diseño sismorresistente:

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Sintetizando estos requisitos, se concluye que la norma no tolera el colapso de la estructura, pero acepta que la estructura pueda incursionar en el rango inelástico hasta un punto aceptable donde los daños no causen pérdidas económicas sustanciales. Considerando que las estructuras pueden tener un comportamiento inelástico y que diseñar un edificio con comportamiento elástico no es conveniente económicamente, se propone un factor de reducción que afectará a la fuerza sísmica, con el fin de considerar la incursión de la estructura en el rango de daño. La ecuación a utilizar en un análisis dinámico según la norma es la siguiente:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Donde:

Z: Factor de zona = 0.4 (Arequipa)

U: Factor de importancia.

C: Factor de amplificación sísmica.

S: Factor de tipo de suelo = 1.2 (S₂)

R: Factor de reducción sísmica.

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

No entraremos en detalle con los factores Z y S ya que en esta investigación se asumirá un tipo de suelo intermedio (S₂) y un factor de zona correspondiente a la ciudad de Arequipa (Z=0.4).

Los factores de reducción que se proponen en nuestra norma son los siguientes:

Tabla 2.1 - Factores de reducción propuestos por la norma E.030 (Fuente: Ref. 5):

Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R, para estructuras regulares
Concreto Armado.	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Asimismo establece que para edificios irregulares se deberán afectar a estos factores por 0.75.

En el presente trabajo se tratarán solo edificios duales, y para ser considerados como tal, estos deben cumplir las siguientes condiciones:

- Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales.
- El cortante actuante en la base de los muros debe estar entre el 25 y 80% del cortante sísmico basal.
- Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos 25% del cortante en la base.

Por ultimo revisaremos los desplazamientos relativos máximos permitidos por la norma:

Tabla 2.2 - Límites para la distorsión inelástica (Fuente: Ref 5.)

Material Predominante	(Di/hei)
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005

Estos valores nos servirán posteriormente para poder hacer una comparación con otras normas del factor de reducción y los desplazamientos máximos permitidos.

2.3 EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE ACUERDO A NORMAS EXTRANJERAS.

Se revisará de manera general los factores de reducción y desplazamiento máximos permitidos en diferentes normativas de países latinoamericanos, los cuales están ubicados en la zona con mayor peligro sísmico de Latinoamérica (cinturón de fuego):



Figura 2.1 - Peligro sísmico en América del Sur

2.3.1 Norma NCh433 (Chile):

Los valores de modificación de respuesta propuestos son los siguientes:

Tabla 2.3 - Factores de modificación propuestos en la normativa Chilena (Ref.55).

Sistema Estructural	Material Estructural	R	R _o
Pórticos	Acero Estructural	7	11
	Hormigón Armado	7	11
Muros y Sistemas Arriostrados	Hormigón Armado y albañilería confinada:		
	- Si se cumple el criterio A - Si no se cumple el criterio A	6 4	9 4
Cualquier tipo de estructuración o material que no puede ser clasificado en alguna de las categorías anteriores		2	-
1) Los valores indicados en esta tabla para acero estructural y hormigón armado suponen el cumplimiento de lo establecido en Anexo B 2) Criterio A: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo.			

Y el factor de reducción de la aceleración espectral se calcula con la siguiente expresión:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + \frac{T^*}{R_o}}$$

Donde:

T^* : Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R_0 : Factor de modificación de respuesta para análisis dinámico.

T_0 : Periodo del suelo de fundación.

Asimismo se establece la siguiente consideración en cuanto al desplazamiento máximo permitido:

- ✓ El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002.

2.3.2 INPRES-CIRSOC 103 (Argentina):

Esta norma propone los siguientes valores para el factor de reducción:

Tabla 2.4 - Factores de modificación propuestos en la normativa Argentina (Ref. 52).

Mater.	N°	Tipo Estructural	R	Cd	Ω_0
Estructuras de hormigón armado	1	Pórticos con ductilidad completa	7	5.5	3
	2	Sistema dual Pórtico-Tabique	6	5	2.5
	3	Estructuras con diagonales concéntricas	4	4	2.5
	4	Estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas	6	4	2.5
	5	Columnas en voladizo	2.5	2.5	1.5
	6	Estructura con ductilidad limitada	3.5	3.5	2.5

Y los valores máximos para la distorsión inelástica son los siguientes:

Condición D: existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura.

Condición ND: cuando los elementos no estructurales están vinculados a la estructura de forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta.

Tabla 6.4. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk}

Condición	Grupo de la construcción	
	A ₀ o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

La verificación de la distorsión horizontal de piso no será exigible en estructuras del grupo C.

Figura 2.2 - Valores máximos permitidos para la distorsión inelástica (Ref. 52).

La clasificación de la importancia de la estructura (A₀, A y B) corresponden a estructuras esenciales, importantes y comunes respectivamente.

2.3.3 COVENIN 1756-1 (Venezuela):

De igual manera se presentan los valores del factor de reducción establecidos en esta norma:

Tabla 2.5 - Factores de modificación propuestos en la normativa Venezolana (Ref.53)

Nivel de Diseño	Estructuras de Concreto Armado				
	Tipo de Estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

Las estructuras duales en el cuadro anterior corresponden a estructuras tipo II y el nivel de diseño equivalente a la norma peruana es el ND3.

Las distorsiones máximas especificadas son las siguientes:

Tabla 2.6 - Valores máximos permitidos para la distorsión inelástica (Ref. 53).

Tipo y Disposición de los Elementos No Estructurales	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptible de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Donde los grupos A, B1 y B2 corresponde a estructuras esenciales, importantes y comunes; respectivamente.

2.3.4 CEC-2002 (Ecuador):

Los factores de reducción propuestos son los siguientes:

Tabla 2.7 - Factores de modificación propuestos en la norma Ecuatoriana (Ref. 54).

SISTEMA ESTRUCTURAL	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón	9

armados con vigas banda y diagonales rigidizadoras.	
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera.	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada.	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada.	3

Y las derivas máximas de piso permitidas en esta norma son:

Tabla 2.8 - Valores máximos permitidos para la distorsión inelástica (Ref. 54).

Estructuras de	Distorsión máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

2.4 COMPARACIÓN DE NORMATIVAS Y CONCLUSIONES.

Para poder realizar una comparación entre las diferentes normas citadas, es necesario reconocer si los espectros definidos en cada norma son de servicio o últimos. Para poder reconocer el tipo de espectro especificado en cada norma, se deben observar las combinaciones de carga donde participen las fuerzas sísmicas. A manera de ejemplo se analizarán las combinaciones establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

$$U = 1.25(D + L) \pm S$$

$$U = 0.9D \pm S$$

Como se observa, la fuerza sísmica no se amplifica en ninguna combinación, por lo que el espectro considerado en el reglamento peruano corresponde a un nivel último. Si se tuviera una norma con un espectro a nivel de servicio, es decir, que en sus combinaciones la fuerza sísmica esté afectada por un factor mayor a 1; se deberá dividir el factor de reducción entre el factor de amplificación de la carga sísmica para poder obtener el factor de reducción correspondiente a un espectro último y así poder realizar una comparación con las normativas citadas anteriormente. Se presenta a continuación el resumen de las normas analizadas:

Tabla 2.9 - Resumen de datos extraídos de diferentes normas de Latinoamérica (Fuente: Elaboración propia)

País	Norma	Factor R (Duales)	Tipo de Espectro	Drift máximo	Tipo de análisis
Perú	E.030	7	Último	0.007	Inelástico
Chile	NCh433	9/1.4 = 6.43	Servicio	0.001	Elástico
Argentina	INPRES-CIRSOC 103	6	Último	0.015	Inelástico
Venezuela	COVENIN 1756-1	5	Último	0.018	Inelástico
Ecuador	CEC	10/1.43 = 7	Servicio	0.02	Inelástico

De acuerdo al cuadro anterior se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- ✓ El reglamento chileno establece una distorsión máxima muy baja, razón por la cual los elementos estructurales de edificios chilenos son bastante robustos en comparación a edificios de otros países como Venezuela y Ecuador donde los edificios son más flexibles.
- ✓ Se podría afirmar que el factor de reducción recomendado en el reglamento peruano tiene similitud con los propuestos en otras normativas, pero existe una gran diferencia con los drift máximos establecidos.
- ✓ Si un edificio tiene una capacidad de desplazamiento alta, entonces el factor de reducción deberá ser bajo, condición que se cumple en las normativas de Perú, Argentina y Venezuela. El caso de Ecuador es cuestionado debido al alto desplazamiento permitido en su norma y el factor de reducción relativamente alto; es por eso que se realizó una investigación sobre este tema a cargo del ingeniero Roberto Aguiar (Ref. 34) para refinar estos valores.
- ✓ A pesar de cumplirse la condición anterior para el caso de Perú, se sospecha que el factor de reducción podría incrementarse ya que el drift máximo permitido en Perú es en promedio la mitad de los correspondientes a otras normas. Esta hipótesis será comprobada en el presente trabajo.
- ✓ Hay que considerar que la metodología de análisis es diferente para cada país y eso también influye en los factores de reducción y límites de desplazamiento que se establecen en cada código, por lo que los datos presentados en este capítulo son netamente referenciales para tener una idea general del factor en cuestión y establecer una hipótesis de su validez.

CAPÍTULO 3 – EL DESEMPEÑO SÍSMICO APLICANDO LA TÉCNICA DEL PUSHOVER

3.1 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.

Actualmente existen metodologías más avanzadas y realistas para el diseño estructural, pero aún no se aplican de manera cotidiana en nuestro país, a pesar de que estas nos dan una mejor visión del comportamiento que tendrán las estructuras ante un determinado evento sísmico, principalmente. Estas metodologías se enfocan más en los desplazamientos (a diferencia de la metodología tradicional que se concentra en las fuerzas que soporta la estructura), ya que está demostrado que esta variable describe mejor el comportamiento de una estructura, a diferencia de las fuerzas.

Para poder realizar esta investigación es necesario evaluar el desempeño sísmico que tendrán diferentes edificios, por lo que la metodología basada en desplazamientos es la más adecuada para tal fin. Dentro de las principales técnicas que aplican esta metodología están el análisis estático no lineal (pushover) y el análisis dinámico no lineal (tiempo-historia).

3.2 COMPARACIÓN DEL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS Y EL DISEÑO BASADO EN FUERZAS.

Para poder observar las bondades y defectos de cada una de las metodologías, se hará una breve comparación de estas en la siguiente tabla:

Tabla 3.1 - Comparación entre las dos metodologías en estudio (Fuente: Elaboración propia).

Diseño basado en fuerzas	Diseño basado en desplazamientos	Comentario
Solamente un nivel de desempeño (Seguridad de vida) es verificado.	Se verifican diferentes niveles de desempeño.	La metodología basada en fuerzas evita el colapso de la estructura, mas no asegura que la estructura quede económicamente reparable o simplemente no tenga mayor daño luego de un sismo, En cambio, con la metodología basada en desplazamientos podemos escoger el grado de daño esperado para la estructura, esto a criterio del proyectista.
Solamente un nivel de demanda (Espectro de diseño) es aplicado.	Se verifica el desempeño para diferentes niveles de demanda (sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro).	Tradicionalmente diseñamos las estructuras bajo un solo nivel de demanda, considerando que en el momento que llegue un sismo de esa magnitud, la estructura esté en condiciones ideales para soportar el sismo. Pero esto casi nunca se da, ya que antes de que llegue ese sismo de diseño, llegarán sismos de menor magnitud pero que generarán daño a la estructura y degradación en su

		rigidez, por lo que se debe tomar en cuenta este aspecto en la etapa de diseño.
No se puede verificar la performance de la estructura	Se ajusta a la filosofía del desempeño	Con la metodología basada en fuerzas no se puede verificar el desempeño que tendrá la estructura ante determinada sollicitación, en cambio con la metodología basada en desplazamientos podemos aplicar diferentes técnicas para evaluar el desempeño de una estructura, y de ser necesario, hacer ajustes al diseño para evitar comportamientos no deseados en la realidad.
No existen criterios para definir la aceptación del desempeño de una estructura.	Existen objetivos de desempeño que dependen de la importancia de la estructura.	Como se dijo anteriormente, la metodología tradicional solo tiene como objetivo principal evitar el colapso de la estructura, pero con la metodología basada en desplazamientos se puede aplicar la filosofía del desempeño, la cual establece objetivos mínimos de desempeño, en función a la importancia de la estructura.
Tiempo de análisis relativamente bajo.	Se requiere de un mayor tiempo de análisis.	Esta es una de las principales causas por las que aún no se utilizan nuevas metodologías cotidianamente, ya que el tiempo que se requiere es bastante mayor. Para edificios simples podría generarse un 30% adicional de tiempo y llegar hasta 100% para edificios más complicados, obviamente dependiendo de la destreza del proyectista.
Metodología más sencilla de aplicar.	Metodología que requiere un mayor grado de estudio.	La metodología basada en desplazamientos implica tener conocimientos adicionales como el análisis no lineal, relaciones momento-curvatura, etc. Con estos conceptos el proyectista obtendrá un mayor criterio al momento de diseñar futuros proyectos.

3.3 TÉCNICAS PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS:

Las técnicas más utilizadas para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras son:

- El análisis estático no lineal o análisis pushover.
- El análisis dinámico incremental.

Se procederá a describir cada una detalladamente:

3.3.1 EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL:

Esta técnica consiste en aplicar un patrón de cargas laterales a determinada estructura, e ir incrementándolas proporcionalmente hasta llegar al colapso de esta. La siguiente figura explicará este concepto:

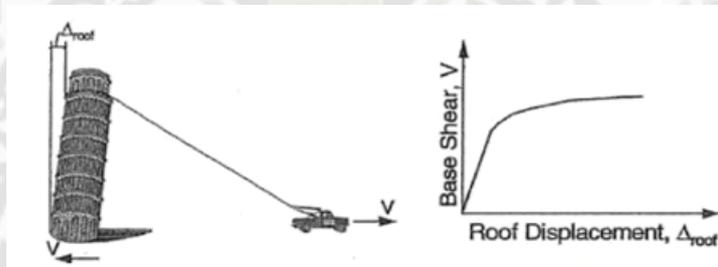


Figura 3.1 - Gráfico descriptivo de la técnica del pushover (Fuente: Ref. 1)

En la figura, el auto simboliza el patrón de cargas laterales aplicadas a la torre y su movimiento simboliza la amplificación proporcional de las cargas. A medida que se van incrementando las cargas, se debe ir monitoreando el cortante basal existente en el edificio y el desplazamiento en un punto de control que generalmente es el centro de masas del último nivel. Luego de llegar al colapso de la estructura y terminar al análisis, graficaremos los cortantes basales y los desplazamientos obtenidos, obteniéndose así la **curva de capacidad**, que es la que define la respuesta esperada por la estructura. La pendiente inicial de la curva es la rigidez inicial de la estructura, y vemos que a medida que se va incrementando su desplazamiento, la rigidez disminuye por lo tanto también la capacidad de soportar fuerzas. Se presentan a continuación curvas de capacidad típicas para edificios aporticados y duales.

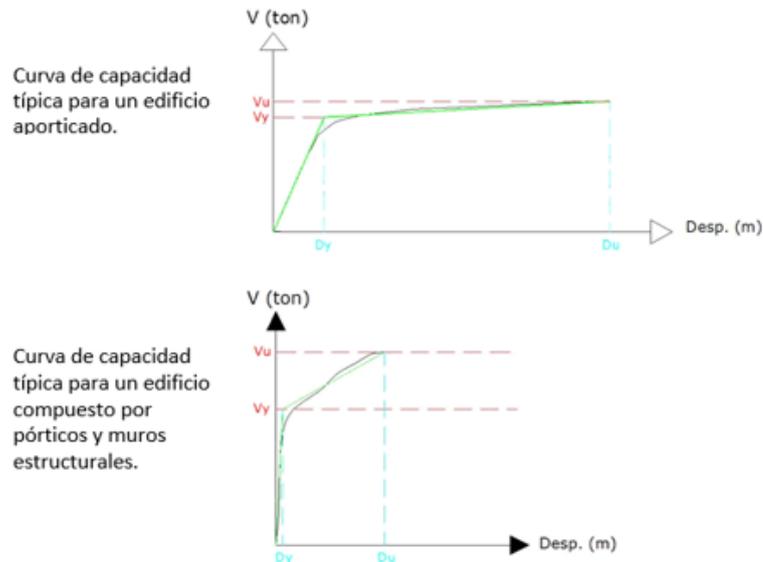


Figura 3.2 – Curvas de capacidad típicas para edificios aporticados y duales (Fuente: Elaboración propia).

De la figura anterior podemos demostrar que los desplazamientos describen mucho mejor la respuesta de una estructura a diferencia de las fuerzas, observando la curva de capacidad para edificios aporticados vemos que la relación entre la fuerza máxima resistente (V_u) y la fuerza de fluencia (V_y) es mucho menor a la relación entre el desplazamiento máximo (D_u) y el desplazamiento de fluencia (D_y). Si solo nos fijamos en las fuerzas diríamos que la estructura no resiste mucho más luego de alcanzar su estado de fluencia, pero vemos que no es así porque el edificio tiene una gran capacidad de desplazamiento por lo tanto tendrá una resistencia considerable, pero también daño considerable. En cambio en la curva de capacidad para un edificio dual, vemos que si comparamos las relaciones entre fuerzas y desplazamientos, la diferencia se acorta ya que en edificios duales, los muros son los que definen el desplazamiento máximo del edificio, por ende soportan menores desplazamientos pero mayores fuerzas luego de alcanzar su estado de fluencia.

De igual manera podemos incluir nuevas variables en la evaluación del desempeño de la estructuras como son los estados límite, que se presentan en dos categorías:

- **Estados límite de los componentes:** Los cuales se obtienen a partir de la relación momento-curvatura de cada elemento de la estructura que necesitamos evaluar. La obtención de esta relación se detallará más adelante, por ahora mostraremos su utilidad en la verificación del desempeño sísmico de los componentes de la estructura.



Figura 3.3 - Estados límite de los componentes (Fuente: Ref. 55).

- ✓ **Agrietamiento:** Esta etapa no representa un mayor peligro para el elemento ya que se llega al agrietamiento muy poco después de cargar al elemento. Implica un cambio muy pequeño de rigidez.
 - ✓ **Primera rótula:** Esta etapa se da cuando el elemento alcanza su límite de fluencia y define el paso del estado elástico al estado plástico o inelástico, a partir de este punto, la distribución de esfuerzos ya no es lineal por lo que la relación es más compleja.
 - ✓ **Pérdida del recubrimiento:** Este es el punto que indica una falla próxima en el elemento, por lo que a partir de este momento el elemento no es capaz de soportar más esfuerzos y solo se deforma.
 - ✓ ** ltimo:** Esta es la etapa de colapso del elemento.
- **Estados límite del sistema:** Estos se pueden obtener de la curva de capacidad de la estructura.

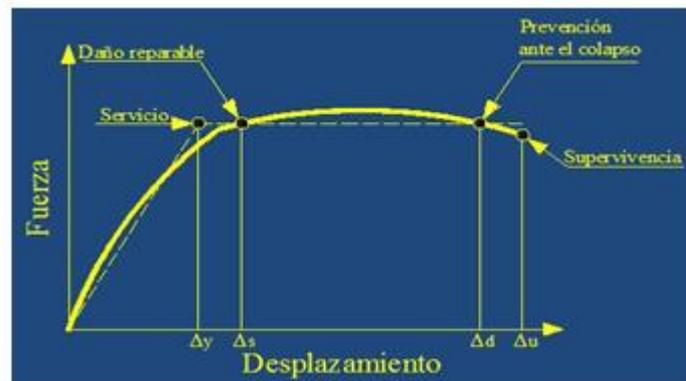


Figura 3.4 - Estados límite del sistema (Fuente: Ref. 55).

- ✓ **Servicio:** Este estado se le conoce como "Operacional". La estructura puede ser ocupada luego del sismo sin ningún problema.
- ✓ **Daño reparable:** En este punto la estructura requiere de reparación por la fluencia de alguno de sus elementos, sin mayor riesgo.
- ✓ **Prevención ante el colapso:** Este es un punto en el que la estructura debe ser reparada, de lo contrario se espera su colapso. En el caso de puentes, se cierra el paso del puente para todo vehículo excepto ambulancias mientras se hacen las reparaciones o la demolición, de ser económicamente inviable la reparación; en el caso de edificios, estos deben ser desocupados para los estudios pertinentes.

- ✓ **Supervivencia:** En este caso la estructura debe ser demolida, ya que el daño es tan grande que no es conveniente la reparación. Cabe resaltar que en los sistemas no se admite al colapso, ya que esta metodología tiene como uno de sus objetivos, asegurar una falla dúctil, en otras palabras, que la estructura “avise” antes de colapsar.

Al ser este un análisis no lineal, se necesita información sobre la respuesta no lineal de los materiales (para lo cual se utilizarán teorías y formulaciones propuestas para concreto confinado, no confinado y acero de refuerzo) y la respuesta no lineal de los elementos (para lo cual se utilizará la relación momento-curvatura de los elementos). Estas herramientas y la forma de obtener la curva de capacidad se detallarán más adelante.

3.3.2 EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL:

Este método también llamado “pushover dinámico” es el método más sofisticado y realista que existe y es utilizado en el diseño de las estructuras más importantes, pero tiene un punto en contra y es la gran demanda de tiempo que requiere. A diferencia del análisis estático no lineal, donde se aplicaba un patrón de fuerzas estáticas a la estructura las cuales se iban incrementando hasta llegar al colapso de la estructura; en ese análisis se aplican registros sísmicos a la estructura como el que se muestra a continuación:

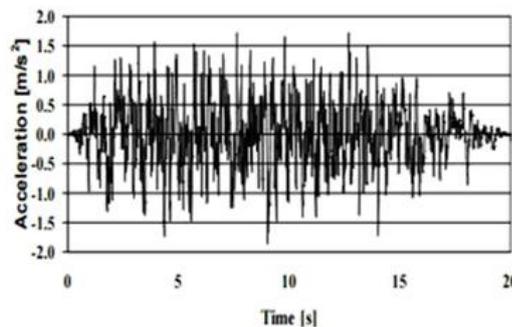


Figura 3.5 - Ejemplo de registro sísmico.

Con respecto a estos registros se tienen las siguientes consideraciones:

- ✓ Es recomendable que estos registros sean reales, pero también se permite el uso de registros artificiales. La elección de los registros a usar debe estar a cargo de un especialista en sismología.
- ✓ Estos registros sísmicos deben ser escalados a la máxima aceleración esperada en el sitio donde será construida la estructura analizada.
- ✓ El número de registros a utilizar recomendado por algunos autores es de 5, pero existe una investigación realizada por el Ing. Adolfo Galvez Villacorta (2000) en el que recomienda que el número de registros sea función del tipo de respuesta y la exactitud deseada:

NUMERO DE REGISTROS A USAR
Nivel de Confianza y Ancho de banda del Intervalo

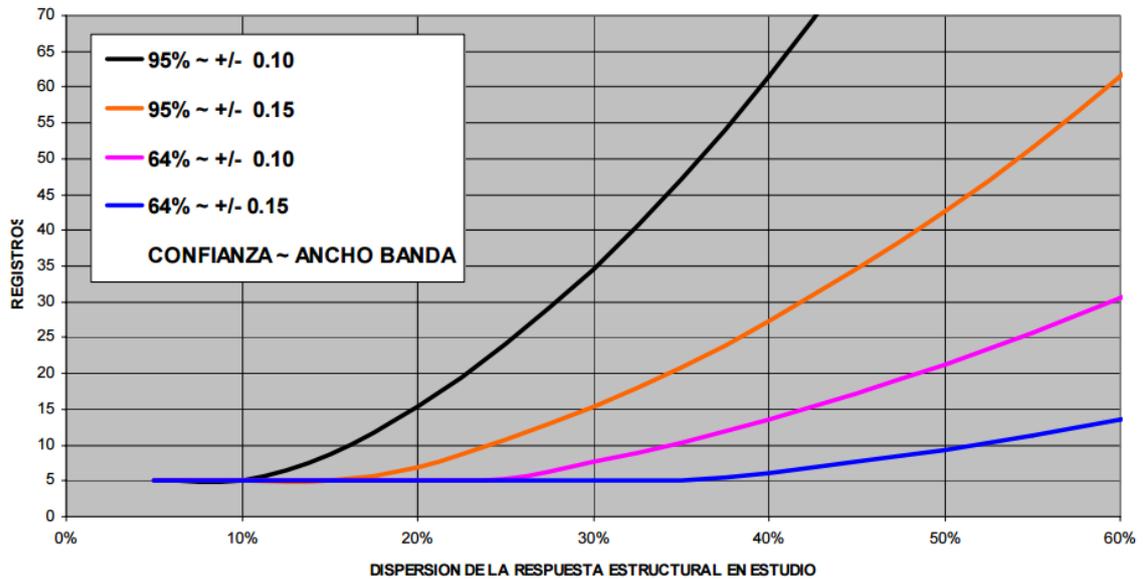


Figura 3.6 - Propuesta del número de registros en función a la dispersión esperada de la respuesta estructural (Fuente: Ref. 56)

Dentro de los resultados que se pueden obtener de este análisis resaltan la curva IDA (Incremental Dynamic Analysis) y los desplazamientos máximo esperados en la estructura para cada nivel; estas curvas IDA son las equivalentes a la curva de capacidad en el análisis estático no lineal. Se muestra a continuación un ejemplo de curvas IDA correspondientes a 7 registros sísmicos y comparadas con la curva de capacidad:

Pushover vs IDA curves-3 Storey 5 Bay

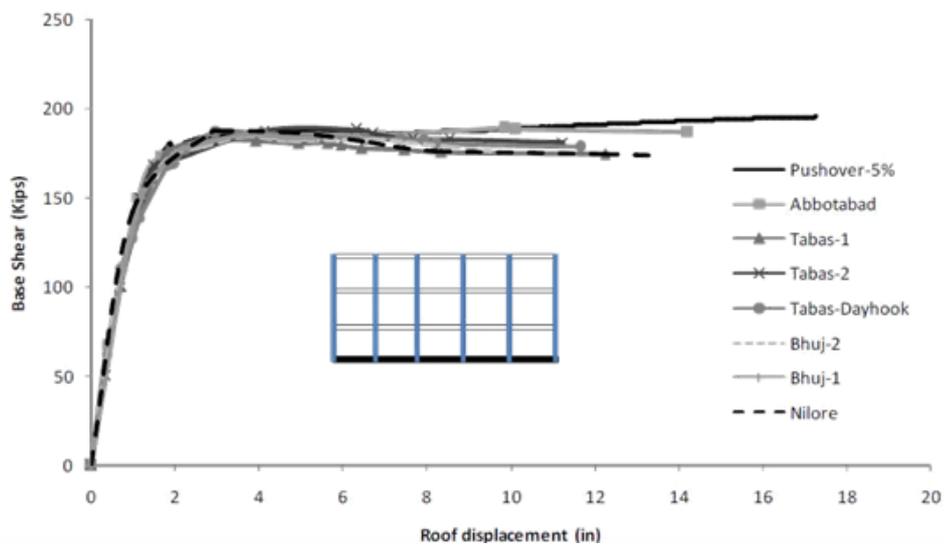


Figura 3.7 - Curvas IDA vs Curva de capacidad (Fuente: Ref. 21)

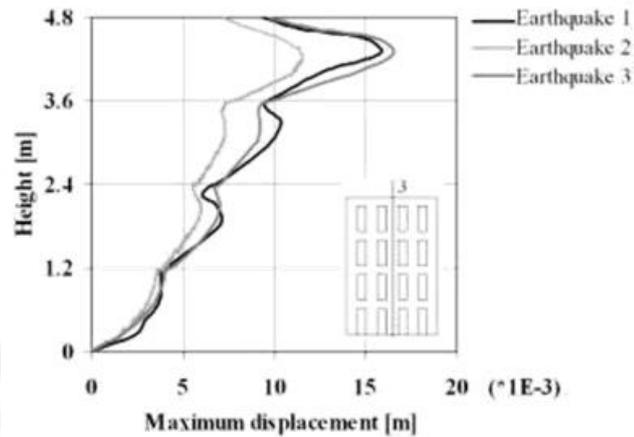


Figura 3.8 - Desplazamientos máximos esperados obtenidos del análisis dinámico incremental (Fuente: Ref. 21)

En esta investigación se utilizará el análisis pushover como herramienta para el cálculo del factor de reducción, debido a la gran demanda de tiempo que requeriría utilizar el análisis dinámico incremental y la poca diferencia en los resultados que se puedan obtener de acuerdo a la figura 3.7

3.4 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS MATERIALES UTILIZADOS.

Los dos materiales que consideraremos en la presente investigación son el concreto y el acero de refuerzo. Analizaremos detalladamente el comportamiento de cada material y finalmente estableceremos una formulación matemática de la respuesta de cada material, las cuales serán utilizadas en toda la investigación.

3.4.1 RESPUESTA NO LINEAL DEL CONCRETO ARMADO:

La resistencia del concreto que se utiliza en el diseño estructural, se obtiene a partir de un ensayo a compresión uniaxial como se muestra en la figura:



Figura 3.9 - Ensayo a compresión uniaxial de concreto no confinado (Fuente web: <https://www.youtube.com/watch?v=829Ki6IIN34>)

Con este ensayo obtenemos la resistencia del concreto no confinado, cuya formulación matemática se aproxima a la propuesta hecha por Honestad et al. (1955):

$$f_c = \begin{cases} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right] f'_c & \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \\ [1 - 100(\varepsilon_c - \varepsilon_o)] f'_c & \varepsilon_o < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases}$$

Donde ε_c y f'_c son la deformación unitaria y el esfuerzo en el concreto, cuyos valores serán tabulados, ε_o es la deformación unitaria correspondiente a f'_c (generalmente se considera 0.002) y ε_{cu} es deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión (considerado como 0.003). A continuación se presenta el modelo para un concreto con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

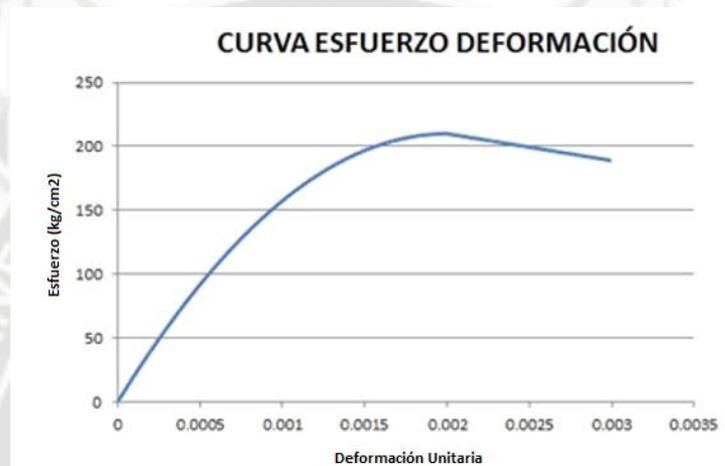


Figura 3.10 - Curva esfuerzo deformación para concreto no confinado ($f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Pero el concreto siempre contiene fierro longitudinal y estribos, los cuales le dan confinamiento al concreto y aumentan su resistencia. Esto será demostrado con el modelo propuesto por Mander, Priestley y Park (1988) para concreto confinado cuya metodología se describe a continuación (Ref. 14):

- Primero debe determinarse la presión de confinamiento efectiva y el coeficiente de confinamiento efectivo que presenta la sección de concreto a analizar:

$$f'_l = f_l k_e$$

Donde f_l es la presión lateral del refuerzo transversal, la cual se asume uniformemente distribuida sobre la superficie de concreto, k_e es el coeficiente de confinamiento efectivo y se calcula con la siguiente ecuación:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

Donde A_e es el área efectiva del núcleo de concreto confinado y A_{cc} se calcula:

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$$

Donde ρ_{cc} es la relación entre el área del refuerzo longitudinal y el área del núcleo de la sección y A_c es el área encerrada por los ejes del estribo perimetral de la sección. La siguiente figura ayudará a entender mejor cada variable, cabe resaltar

que las fórmulas presentadas son válidas solo para secciones con estribos rectangulares y no con refuerzo en espiral o estribos circulares, para estos casos el lector puede revisar la referencia #14:

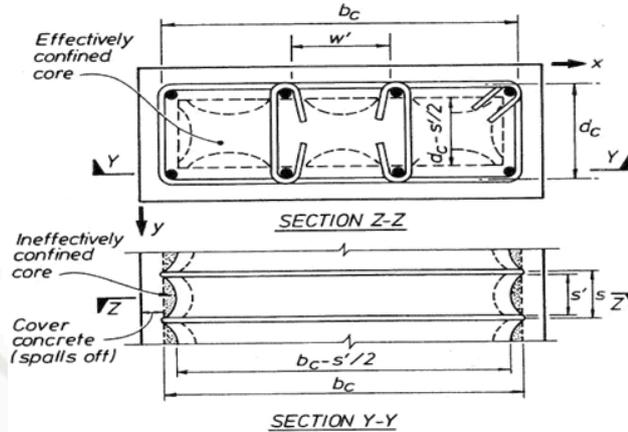


Figura 3.11 - Núcleo de confinamiento efectivo para una sección rectangular o cuadrada

Con la figura anterior, se pueden presentar las siguientes expresiones:

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}$$

Donde A_i es el área que del núcleo de concreto que no presenta un confinamiento efectivo, por lo tanto se puede calcular el área de confinamiento efectivo de concreto:

$$A_e = \left(b_c - d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

Donde b_c y d_c son las dimensiones del núcleo de concreto medido desde los ejes del estribo perimetral de la sección en cada dirección. Por lo tanto podemos calcular el coeficiente de confinamiento efectivo con la expresión:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})}$$

- Luego de determinar el coeficiente de confinamiento efectivo, se necesita calcular el porcentaje de confinamiento en cada dirección ("x" e "y") del elemento.

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad y \quad \rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c}$$

Donde A_{sx} y A_{sy} son el área de los ramales de estribos existentes en cada dirección. La presión lateral de confinamiento en el concreto se calcula con la siguiente expresión y para cada dirección:

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh} \quad y \quad f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s b_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh}$$

Donde f_{yh} es el esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo (4200 kg/cm^2).

Luego se calcula la presión lateral de confinamiento efectiva en el concreto con la siguiente fórmula:

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad y \quad f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh}$$

Ahora se dividen f'_{lx}/f'_c y f'_{ly}/f'_c para poder utilizar el siguiente gráfico:

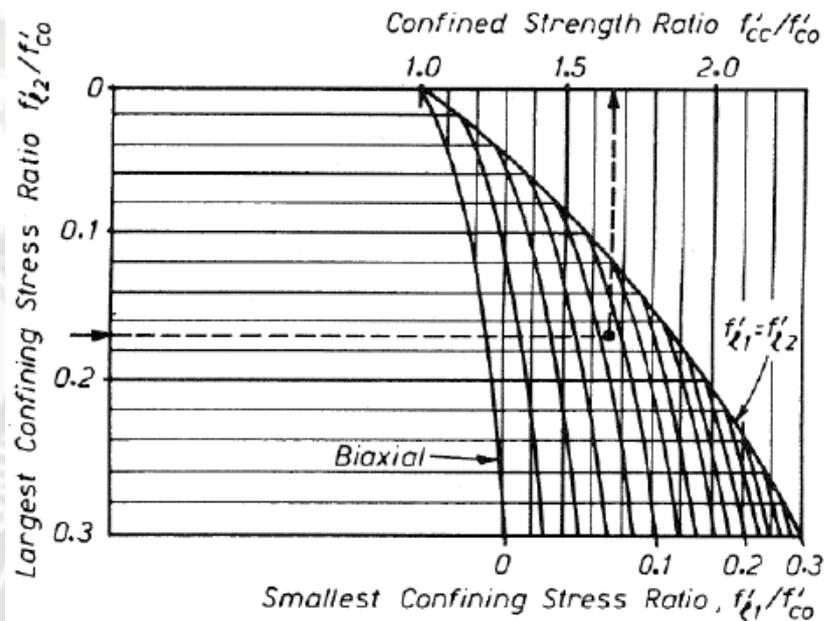


Figura 3.12 - Nomograma para el cálculo del factor de resistencia por confinamiento en el concreto (Fuente: Ref. 14).

El valor que se obtenga del gráfico anterior se multiplicará a la resistencia a compresión de concreto no confinado que se esté utilizando y se obtendrá f'_{cc} .

- Ahora para poder obtener el gráfico para este modelo, se tabularán valores para la deformación unitaria en el concreto (ϵ_c) y se utilizarán las siguientes expresiones para obtener el esfuerzo correspondiente a cada ϵ_c :

$$f_c = \frac{f'_{cc} \times r}{r - 1 + x^r}$$

Donde f'_{cc} resistencia a compresión del concreto confinado.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

Donde ϵ_c es la deformación unitaria en el concreto confinado.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

Donde f'_{co} es la resistencia a compresión del concreto no confinado y ϵ_{co} es la deformación unitaria del concreto no confinado (generalmente 0.002), y:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

Donde E_c es el módulo de elasticidad del concreto ($15000\sqrt{f'_c}$) y $E_{sec} = f'_{cc} / \epsilon_{cc}$
Finalmente calculamos la deformación unitaria última:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \epsilon_{sm}}{f'_{cc}}$$

Donde $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ y ϵ_{sm} es la elongación máxima del acero que generalmente se asume como 0.1.

A manera de ejemplo se presenta el cálculo de la curva esfuerzo deformación del concreto confinado de una columna de concreto con el siguiente refuerzo:

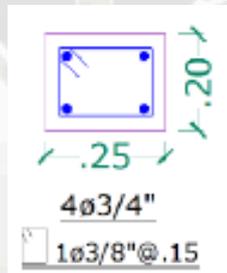
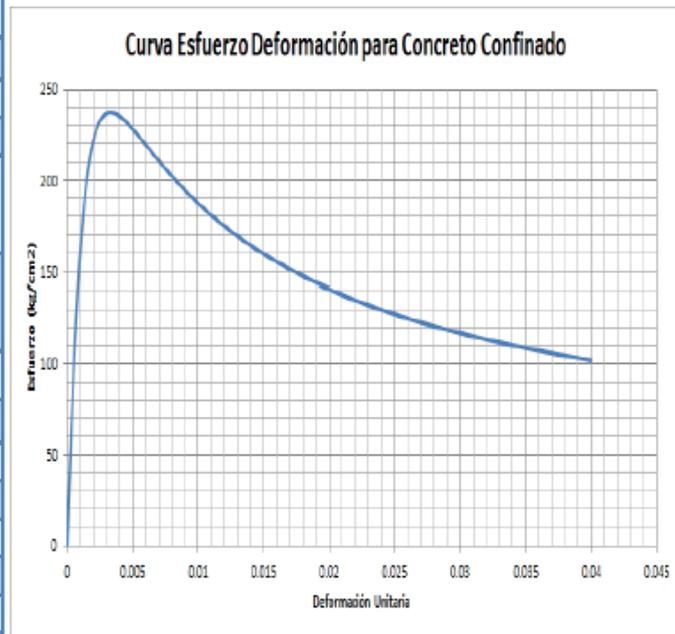


Figura 3.13 – Columna de ejemplo (Fuente: Elaboración propia)

Refuerzo transversal					Refuerzo Longitudinal	Fy acero	F'c
b	d	r libre	φ estribos	Separación	φ long	4200	210
25	20	4	0.9525	15	1.905	kg/cm ²	kg/cm ²
cm	cm	cm	cm	Cm	cm		
bc	16.0475 cm						
dc	11.0475 cm						
$\Sigma wi^2/6$	55.6175						
s'	14.0475 cm						
Area total de refuerzo longitudinal	11.4 cm ²						
Area efectiva del núcleo confinado (Ae)	24.9184 cm ²						
bc x dc (Ac)	177.2848 cm ²						
Asx	1.42 cm ²						
Asy	1.42 cm ²						
ρx	0.00856906						
ρy	0.00589915						
flx	35.990043						
fly	24.7764449						
ρcc	0.06430333						
ke	0.1502152	f'cc	237.3 kg/cm ²				
f'l _x	5.40625157	ε _{cc}	0.0033				
f'l _y	3.72179867	E _c	217370.651 kg/cm ²				
f'l _x /f'c	0.02574406	E _{sec}	71909.0909 kg/cm ²				
f'l _y /f'c	0.01772285	R	1.49435116				
f'cc/f'c	1.13	ε _{cu}	0.03985044				



También podemos comparar las curvas para concreto confinado y para concreto no confinado.

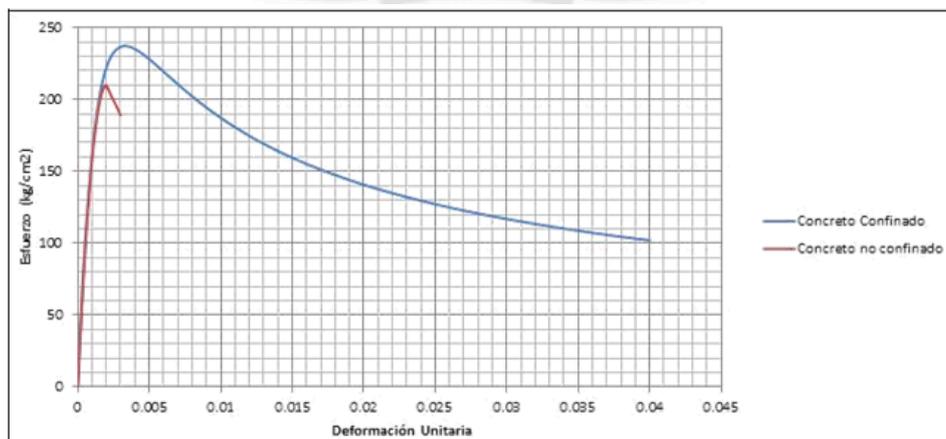


Figura 3.14 - Comparación de curvas esfuerzo deformación para concreto confinado y no confinado (Fuente: Elaboración propia)

Se puede notar una gran diferencia entre las dos curvas, resaltando que el refuerzo transversal es de 3/8" @ 15cm. Si se utilizara estribos de 1/2" @ 12.5 cm, por ejemplo,

se tendría una diferencia más notoria tal y como se muestra en la siguiente figura:

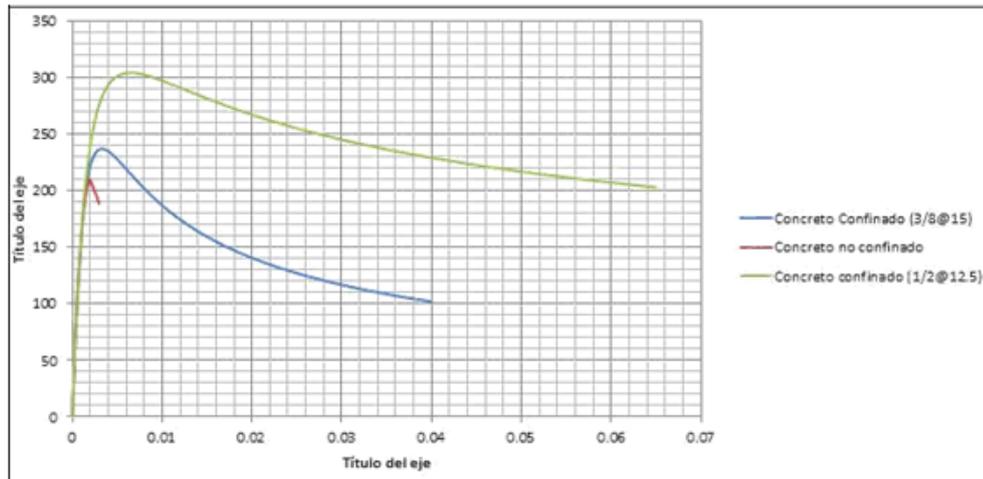


Figura 3.15 - Comparación de curvas con diferente refuerzo transversal (Fuente: Elaboración propia).

Aquí se demuestra la importancia que tiene el refuerzo transversal al poder asegurar una buena capacidad de desplazamiento en las estructuras de concreto armado. Estas gráficas nos servirán para calcular los diagramas momento-curvatura que se detallarán posteriormente.

3.4.2 RESPUESTA NO LINEAL DEL ACERO DE REFUERZO:

Para obtener la resistencia no lineal del acero de refuerzo, se pueden realizar ensayos monotónicos o cíclicos. Se explicarán cada uno de estos:

3.4.2.1 ENSAYOS MONOTÓNICOS:

Estos consisten en aplicar una fuerza al acero en una determinada dirección e ir incrementándola hasta llegar a la falla del material (el mismo concepto del análisis pushover). Para el acero se realizan dos ensayos, uno a tensión y otro a compresión. Existen distintos modelos para graficar el comportamiento de este material:

- ✓ Modelo Trilineal: Consiste en tres ecuaciones lineales que dependen del módulo de elasticidad del acero en cada etapa (elástica, fluencia y endurecimiento), considera la resistencia del acero por endurecimiento (tercera pendiente de la curva).

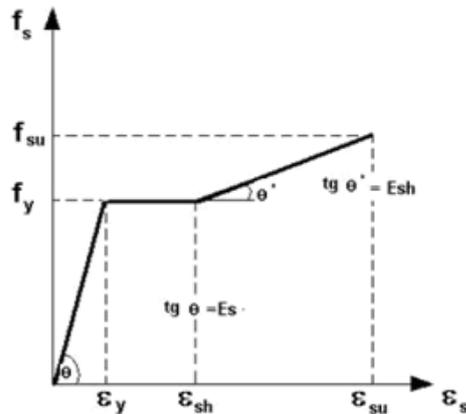


Figura 3.16 - Ejemplo de modelo trilineal para el acero de refuerzo (Fuente: Ref. 13).

- ✓ Modelo Elasto – Perfectamente Plástico: Es el modelo más simple que se utiliza para el acero, consiste en dos líneas y no considera la resistencia del acero por endurecimiento.

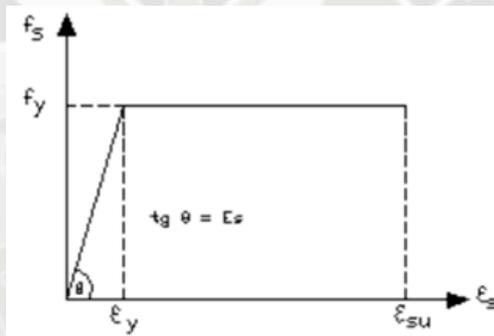


Figura 3.17 - Ejemplo de modelo elasto – perfectamente plástico para el acero de refuerzo (Fuente: Ref. 46).

- ✓ Curva completa: Este es el modelo más aproximado al comportamiento real del acero y es el que se utilizará en esta investigación. Consiste en dos ecuaciones lineales (zona elástica y platea de fluencia) y una ecuación exponencial (zona de endurecimiento).

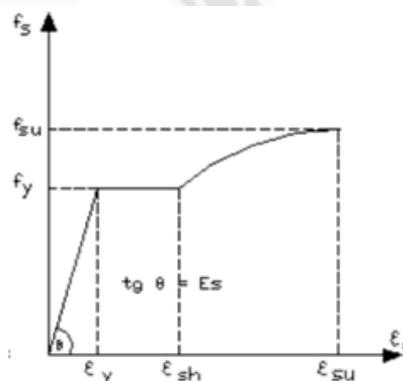


Figura 3.18 - Ejemplo de la curva completa para el acero de refuerzo (Fuente: Ref. 46)

Se utilizará el modelo propuesto por Mander y Andrade Loureiro Pipa para obtener la respuesta no lineal del acero de refuerzo. Cuya formulación es la que sigue:

$$\text{Zona elástica } (0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y): \quad f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

$$\text{Platea de fluencia } (\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}): \quad f_s = f_y$$

$$\text{Zona de endurecimiento } (\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}): \quad f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^P$$

Basándose en varios ensayos experimentales, Andrade Loureiro Pipa propuso ecuaciones para predecir las variables de las ecuaciones anteriores en función al esfuerzo de fluencia del acero (en Mpa):

$$P = E_{sh} \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right)$$

$$\varepsilon_{sh}(\%) = 5.93 - 0.00776 f_y$$

$$E_{sh} = 6.32 f_y - 225$$

$$\varepsilon_{su}(\%) = 23.8 - 0.0244 f_y$$

$$f_u = 161 - 0.88 f_y$$

Si reemplazamos los valores para un esfuerzo de fluencia del acero utilizado en Arequipa (4200 kg/cm²) obtenemos los siguientes valores:

$$\varepsilon_{sh} = 0.0273$$

$$E_{sh} = 24249.6386 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{su} = 0.14$$

$$f_u = 5300 \text{ kg/cm}^2$$

Sin embargo, existen algunos datos que podemos obtener del proveedor de acero corrugado en nuestra ciudad (Aceros Arequipa), siendo los valores finales:

$$\varepsilon_{sh} = 0.0273$$

$$E_{sh} = 24249.6386 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{su} = 0.1$$

$$f_u = 6300 \text{ kg/cm}^2$$

Con estos datos podemos obtener la gráfica esfuerzo-deformación para el acero que se utilizará en la presente investigación (Grado 60):

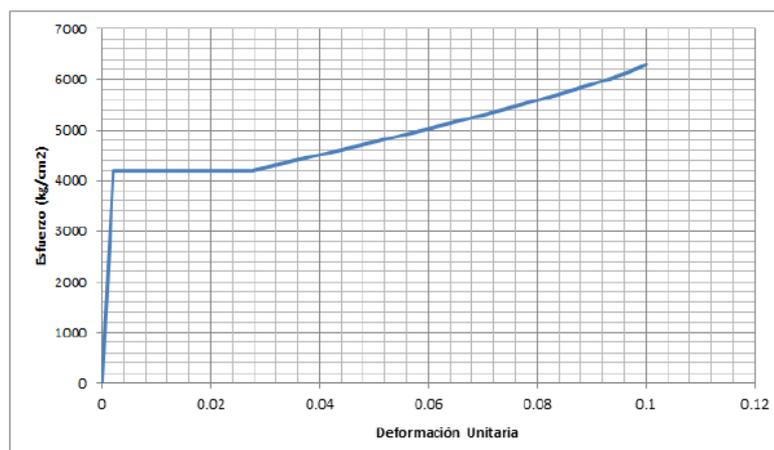


Figura 3.19 - Curva esfuerzo deformación para el acero de refuerzo a utilizar (Fuente: Elaboración Propia).

3.4.2.2 ENSAYOS CÍCLICOS:

A diferencia de los ensayos monotónicos, estos esfuerzan al material en más de una dirección de manera cíclica, con el fin de observar la degradación en la rigidez del material mientras este es esforzado. Este ensayo es el más apropiado ya que simula de mejor manera la forma en la que un sismo esforzará al material. Para el caso del acero de refuerzo, se puede realizar este ensayo para observar solo la resistencia del acero en compresión, en tensión o ambos. Se mostrarán ejemplos de estos ensayos:

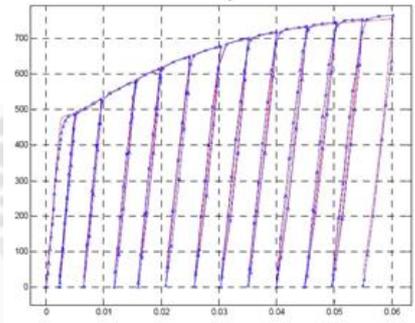


Figura 3.20 - Ejemplo de un ensayo cíclico del acero solamente a compresión o tracción. (Fuente: Ref. 13)

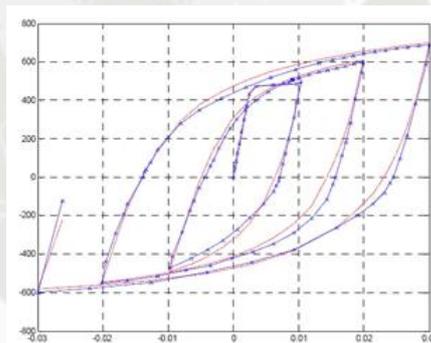


Figura 3.21 - Ejemplo de un ensayo cíclico del acero a tracción y compresión. (Fuente: Ref. 13)

Cabe resaltar que de estos ensayos también se pueden obtener graficas de la respuesta uniaxial del acero a compresión o tracción, tal y como se muestra en la siguiente figura:

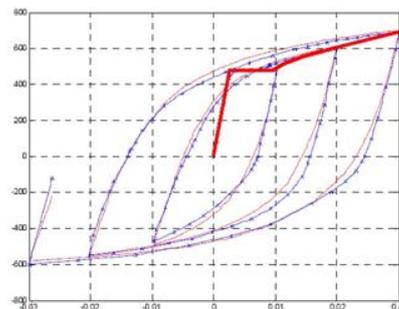


Figura 3.22 - Respuesta uniaxial en tracción del acero, obtenida a partir de un ensayo cíclico del mismo (Fuente: Ref. 13)

)

Al igual que para la respuesta uniaxial del acero, también existen modelos que tratan de predecir la respuesta del acero ante un ensayo cíclico, por ejemplo el modelo de Briseghella (1988), Menegotto y Pinto (1973) y otros más, los cuales pueden ser revisados y estudiados en la referencia 13.

3.5 RELACIONES MOMENTO-CURVATURA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

Como se mencionó anteriormente, se requiere de la relación momento-curvatura en los elementos estructurales para poder realizar un análisis no lineal, es por eso que en esta sección se detallará la metodología que se utilizará para obtener estas gráficas y se analizarán algunos ejemplos que nos ayudarán a tener un mejor concepto de la respuesta de un elemento de concreto armado ante una determinada sollicitación.

Primero es necesario describir la base teórica para el cálculo del diagrama momento-curvatura, se hará referencia al procedimiento presentado en el libro del ingeniero Roberto Aguiar (Ref. 46):

- ✓ Seleccionar un valor de deformación unitaria máxima para el concreto (ϵ_c) para obtener un punto del diagrama momento curvatura.
- ✓ Imponerse una ubicación del eje neutro "c", y en base a esta ubicación trazar el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección. Se supone que la deformación varía linealmente. Por medio de la compatibilidad de deformaciones se determinan las deformaciones en cada fila de acero, ϵ_s , y en cualquier punto del hormigón.
- ✓ Con las deformaciones obtenidas, se obtienen los correspondientes esfuerzos del acero y el hormigón en base a las curvas constitutivas de los respectivos materiales. Aquí radica la importancia de las curvas esfuerzo-deformación de los materiales considerando su respuesta no lineal.
- ✓ En función de los esfuerzos, se calculan las fuerzas que actúan sobre la sección de acero y hormigón, multiplicando cada esfuerzo por su área respectiva.
- ✓ Se verifica que las fuerzas calculadas generen equilibrio en la sección, caso contrario, se irá aumentando o disminuyendo la profundidad del eje neutro "c" hasta llegar al equilibrio en la sección.
- ✓ Por último, se obtiene el momento flector interno que corresponde a la profundidad del eje neutro que genera equilibrio en la sección, multiplicando cada fuerza por su brazo respectivo, medido desde el eje de referencia al centroide plástico de la sección.
- ✓ La curvatura se calcula como la razón de la deformación del hormigón ϵ_c , sobre la distancia al eje neutro.

Este procedimiento nos dará un punto del diagrama momento curvatura. Para obtener otro punto simplemente variamos el valor de ϵ_c y se repite el procedimiento.

Como se puede notar, el procedimiento manual es bastante tedioso por ser un proceso iterativo, es por eso que para el cálculo del diagrama momento-curvatura se utilizará la

ayuda de un software especializado en este tipo de tareas, denominado "Xtract". El procedimiento paso a paso para realizar el análisis en este programa se detallará a continuación con la siguiente columna a manera de ejemplo:

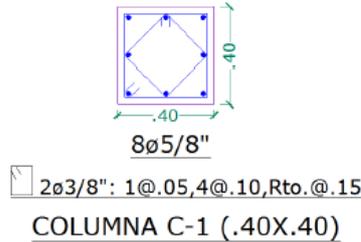


Figura 3.23 - Columna ejemplo para obtener el diagrama momento-curvatura (Fuente: Elaboración propia).

El programa Xtract trabaja con kips como unidad de fuerza y pulgada como unidad de longitud. Definiremos la geometría de la sección:

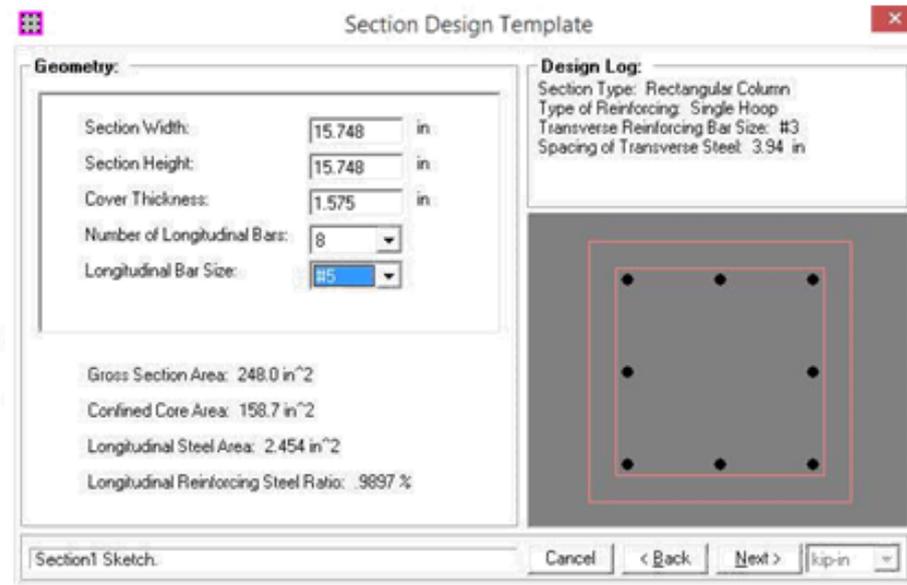


Figura 3.24 - Geometría de la sección definida en el programa Xtract.

Ahora se deben definir los materiales que se utilizarán en el modelo, los cuales son:

- ✓ Concreto no confinado: Utilizado para modelar el recubrimiento de la sección. Es importante resaltar que la deformación máxima estimada para el concreto es 0.003 pero se consideró un valor de 0.1 como deformación última del concreto no confinado. Esto debido a que si se utilizara 0.003, el recubrimiento definiría la respuesta final de la sección y ese no es un caso realista, es por eso que se le considerará que el concreto no confinado podrá deformarse sin ofrecer ninguna resistencia a momento flector, esto hará que el concreto confinado y el acero de refuerzo sean los materiales que definan el comportamiento final de la sección.

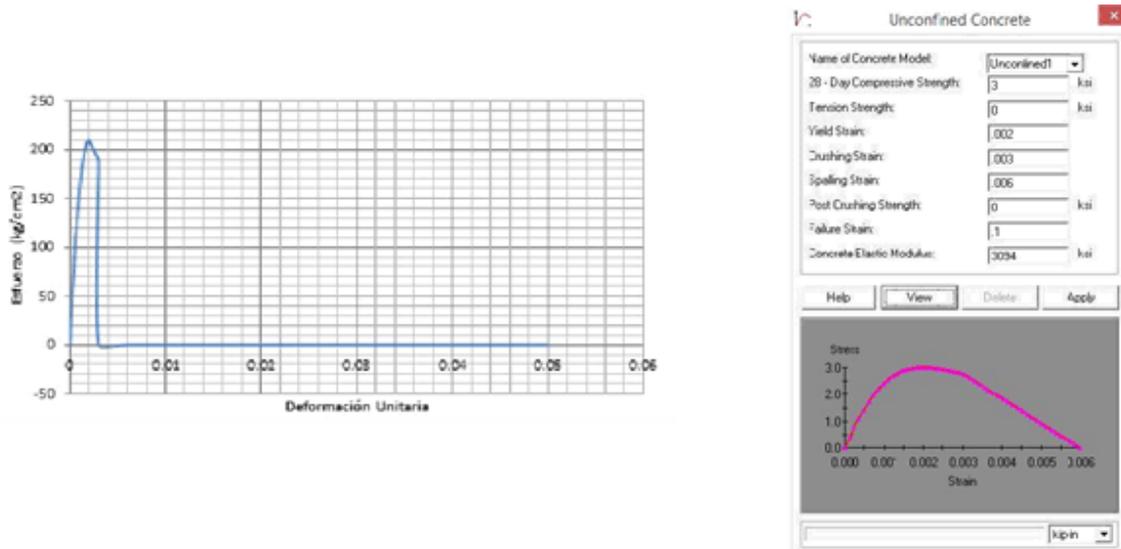


Figura 3.25 - Modelo para el concreto no confinado.

- ✓ Concreto confinado: Utilizado para modelar el núcleo de concreto de la sección.

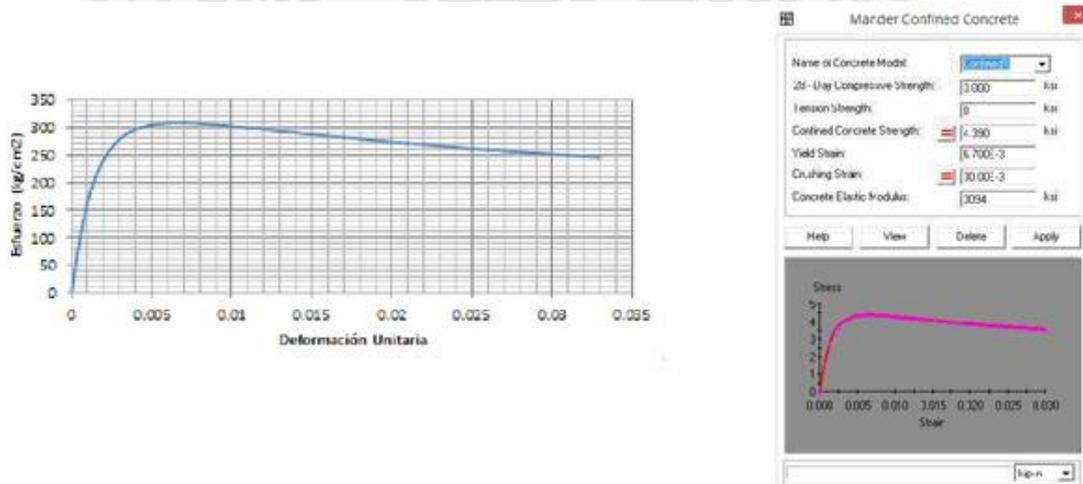


Figura 3.26 - Modelo para el concreto confinado.

- ✓ Acero de refuerzo: Utilizado para modelar el refuerzo del elemento.

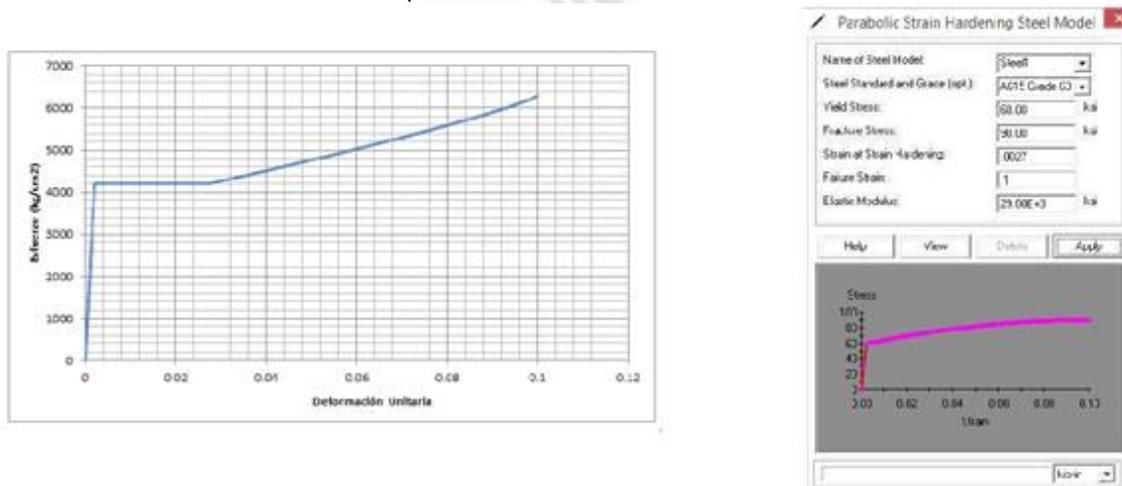


Figura 3.27 - Modelo para el acero de refuerzo.

Definidos los materiales y la geometría, tendremos el modelo final:

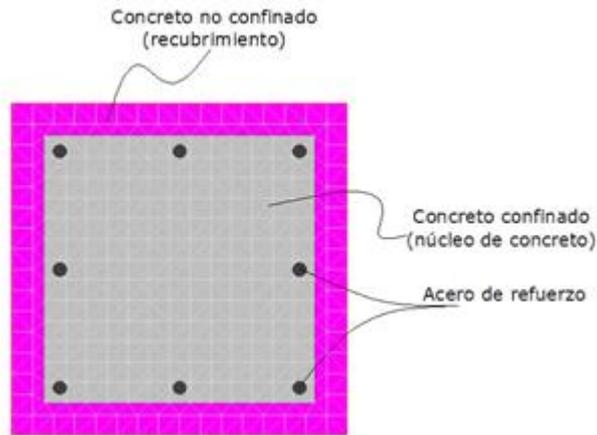


Figura 3.28 - Modelo final y materiales constituyentes (Fuente: Elaboración propia).

Finalmente se define la dirección de análisis y se ejecuta el proceso:

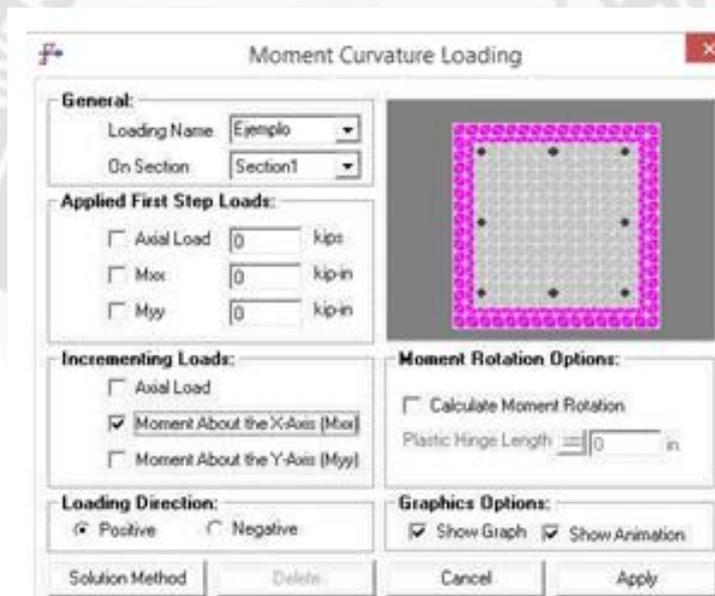


Figura 3.29 - Definición de la dirección de análisis del modelo (Fuente: Elaboración propia).

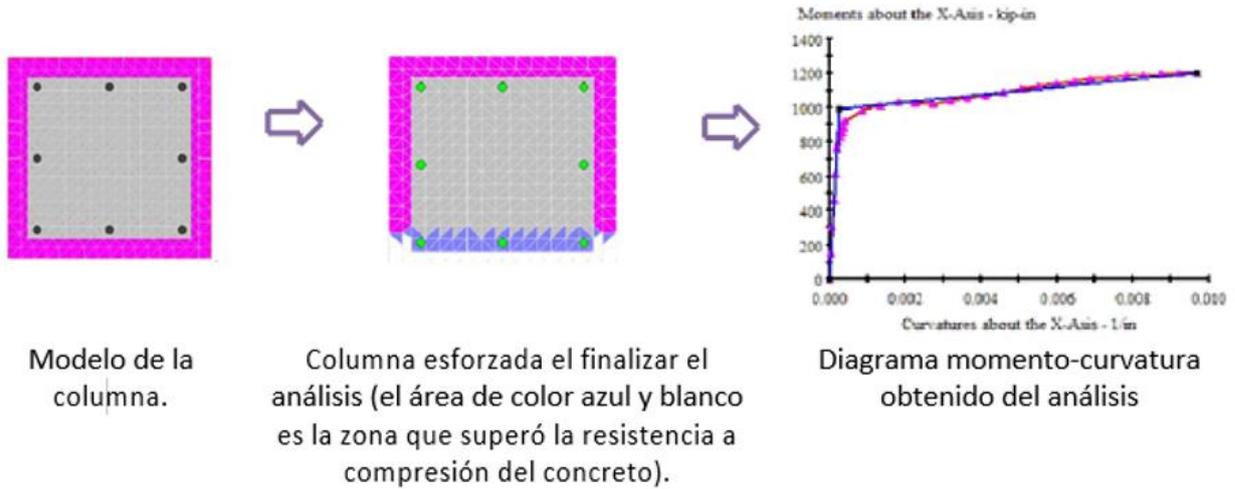


Figura 3.30 - Análisis momento curvatura con el programa Xtract.

Esta es la gráfica necesaria para verificar los estados límite de los elementos en un análisis no lineal. Es importante resaltar también que en el caso de columnas y muros, estos soportan cargas axiales constantemente, las cuales deben tomarse en cuenta al momento de obtener el diagrama momento-curvatura. Veremos qué diferencias existen al considerar la fuerza axial en los elementos aplicándole diferentes cargas axiales a la siguiente columna:

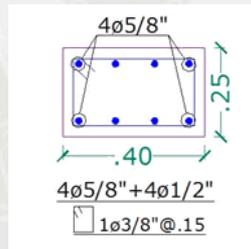


Figura 3.31 - Columna a analizar (Fuente: Elaboración propia).

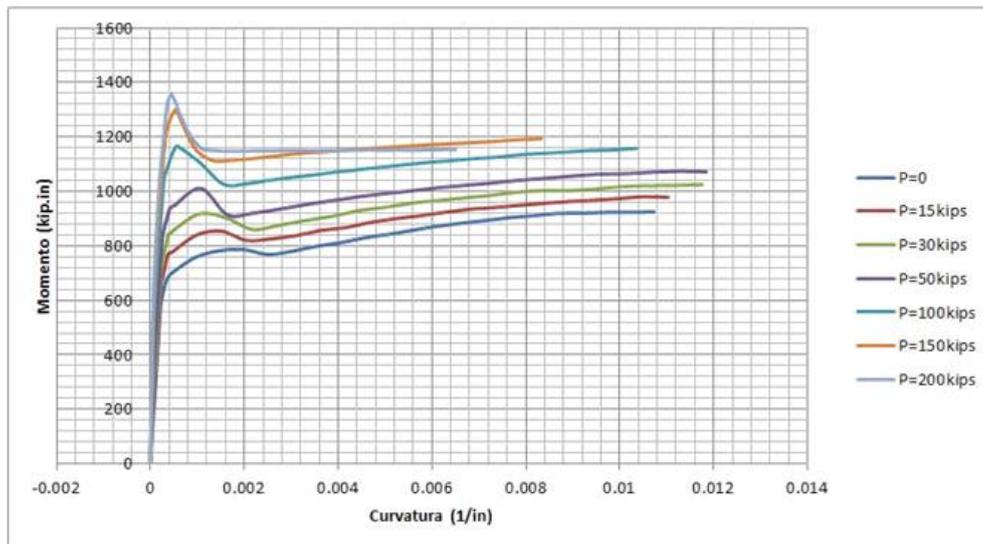


Figura 3.32 - Diagramas momento-curvatura para una columna con diferentes cargas axiales (Fuente: Elaboración propia).

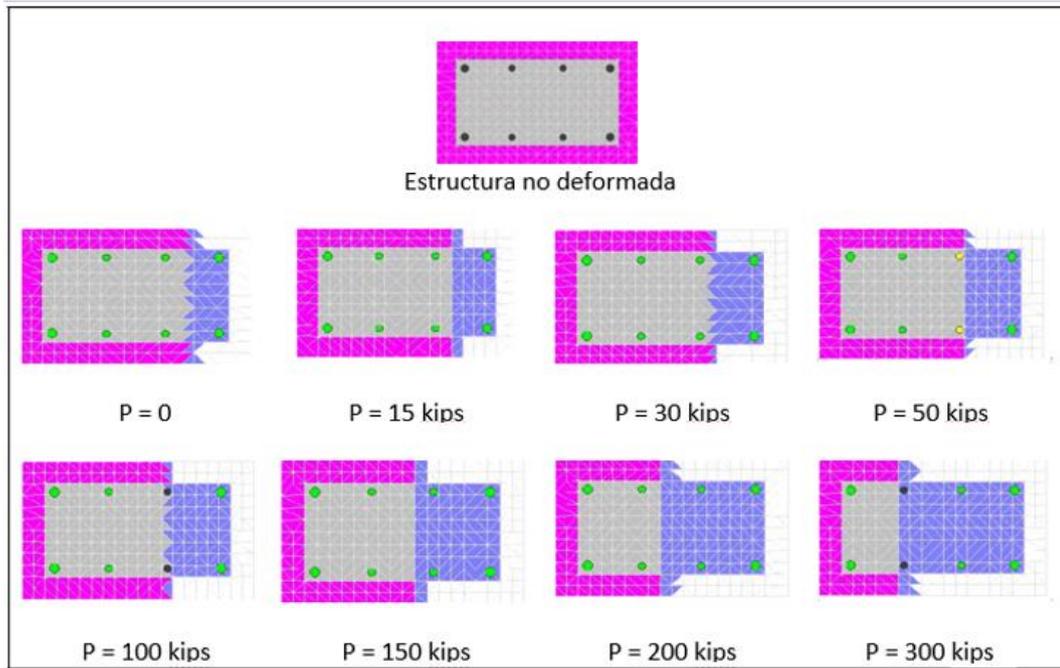


Figura 3.33 - Columnas deformadas luego de los análisis con diferente carga axial (Fuente: Elaboración propia).

Se puede observar que a medida que aumenta la carga axial inicial, aumenta la resistencia a momento flector de la sección. Pero ocurre un fenómeno interesante con la capacidad de deformación, ya que esta se incrementa a medida que la carga axial aumenta, pero llega un punto en el que esta capacidad de deformación (ductilidad) disminuye a medida que se incrementa la fuerza axial en la sección. Este cambio se da aproximadamente cuando la sección soporta una carga axial mayor a $0.1 \times f'_c \times A_g$, que para la columna en estudio equivale a 46.5 kips, por lo tanto se deberá tener cuidado cuando se le aplique a una columna una fuerza axial mayor a $0.1 \times f'_c \times A_g$ ya que al hacer esto estaremos reduciendo su ductilidad y, como se explicará más adelante, la ductilidad es muy importante para asegurar un buen comportamiento en las estructuras. Esta hipótesis también fue demostrada con un ensayo cíclico de una columna



Figura 3.34 - Ensayo cíclico de una columna con diferentes magnitudes de carga axial

Hasta el momento solo se ha considerado la resistencia a flexión de las secciones, pero en ningún momento se consideró la interacción con el esfuerzo cortante actuante en las secciones y esto se debe a que los códigos de diseño tienen como uno de sus objetivos, evitar la falla por corte en los elementos estructurales, es por eso que al respetar los

requisitos de diseño podríamos esperar una falla por flexión, pero esto debe comprobarse en casos especiales como vigas de gran peralte, columnas y muros cortos. Para este fin se tomará en cuenta el procedimiento presentado por Roberto Aguiar en su libro “Diseño sísmico por desempeño”, el cual establece los siguientes modelos de degradación de capacidad por cortante para vigas, columnas rectangulares y columnas circulares:

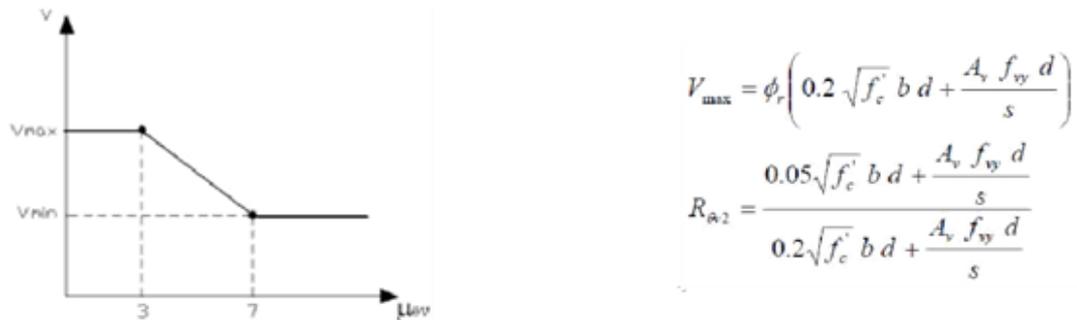


Figura 3.35 - Modelo de degradación de capacidad por cortante para vigas (Fuente: Ref. 46).

Donde:

V_{\max} = Cortante máximo que resiste la viga.

V_{\min} = Cortante mínimo que resiste la viga = $V_{\max} \times R_{\theta 2}$

A_v = Área de un ramal de refuerzo transversal.

f_{vy} = Esfuerzo de fluencia del acero.

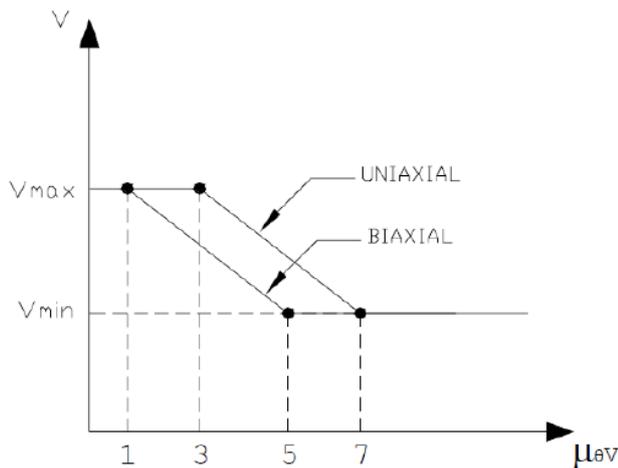
f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

s = separación del refuerzo transversal.

b = base del elemento.

d = peralte del elemento.

$\phi_r = 0.85$



Columnas rectangulares:

$$V_{\max} = \phi_r \left\{ 0.85 \left(0.29 \sqrt{f'_c} 0.8 A_z + \frac{A_v f_{vy} d'}{s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha \right) \right\}$$

$$R_{\theta 2} = \frac{0.1 \sqrt{f'_c} 0.8 A_z + \frac{A_v f_{vy} d'}{s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha}{0.29 \sqrt{f'_c} 0.8 A_z + \frac{A_v f_{vy} d'}{s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha}$$

Columnas circulares:

$$V_{\max} = \phi_r \left\{ 0.85 \left(0.29 \sqrt{f'_c} 0.8 A_z + \frac{\pi A_v f_{vy} d'}{2s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha \right) \right\}$$

$$R_{\theta 2} = \frac{0.1 \sqrt{f'_c} 0.8 A_z + \frac{\pi A_v f_{vy} d'}{2s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha}{0.29 \sqrt{f'_c} 0.8 A_z + \frac{\pi A_v f_{vy} d'}{2s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha}$$

Figura 3.36 - Modelo de degradación de capacidad por cortante para columnas (Fuente: Ref. 46).

Donde:

V_{\max} = Cortante máximo que resiste la viga.

V_{\min} = Cortante mínimo que resiste la viga = $V_{\max} \times R_{\theta 2}$

A_v = Área de un ramal de refuerzo transversal.

f_{vy} = Esfuerzo de fluencia del acero.

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto.

s = separación del refuerzo transversal.

A_g = Área total de la sección.

d'' = longitud del núcleo de concreto confinado, medido desde los extremos del refuerzo transversal.

N = Carga axial en la columna [(+ Tensión) y (- Compresión)].

α = Ángulo entre el eje longitudinal de la columna y la recta que une los puntos del centro donde actúa la fuerza a compresión en el concreto en el nudo inicial y final (para columnas verticales este valor es cero).

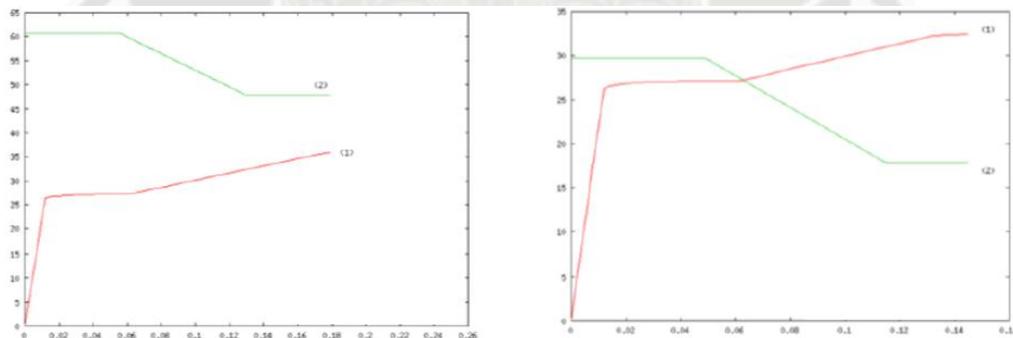
$\phi_r = 0.85$.

El eje de las abscisas de los modelos presentados corresponde a la ductilidad por rotación que presenta cada elemento estructural, la cual se calcula con la siguiente expresión:

$$\mu_{\theta v} = \frac{\theta_i}{\theta_y}$$

Donde θ_i es la rotación correspondiente al punto donde se requiere calcular la resistencia a cortante de la sección y θ_y es la rotación de fluencia de la sección; estos datos se obtienen del diagrama momento curvatura calculado para cada sección.

Luego de obtener el modelo de degradación de capacidad por cortante, deberá ser graficado junto con el diagrama momento-rotación para así poder comprobar si la sección podrá llegar a su capacidad máxima por flexión o esta será limitada por la resistencia a fuerza cortante. Se muestra un ejemplo para una viga con diferente refuerzo por cortante, publicado en el libro del ingeniero Roberto Aguiar (Ref. 46):



Caso de no intersección de gráficas

Caso de intersección de gráficas

Figura 3.37 - Efecto del cortante en el diagrama momento-curvatura (Fuente: Ref 46)

Cuando se tiene el primer caso de la figura anterior (no intersección) se puede afirmar que la viga podrá desarrollar toda su capacidad a flexión a diferencia del segundo caso (intersección) en el que el punto último del diagrama momento curvatura corresponderá al punto de intersección entre las dos gráficas, reduciéndose así la resistencia de la sección.

Para el caso de muros se tomará en cuenta la recomendación presentada en FEMA-356 (Ref. 3), la cual establece que el comportamiento de muros será controlado por flexión siempre y cuando la relación H (Altura)/ L (Longitud) sea mayor o igual a 3, y será controlado por corte cuando la relación H/L sea menor o igual a 1.5. Para casos intermedios el comportamiento tendrá una combinación de ambos efectos. Considerando esto y que la presente investigación está destinada para edificios de 5 a 8 niveles, se utilizarán muros

que no excedan los 4m de longitud para poder asegurar una falla por flexión.

3.6 METODOLOGÍA UTILIZADA PARA EL CÁLCULO DE LA CURVA DE CAPACIDAD.

Luego de obtener los modelos del comportamiento inelástico de los materiales y los elementos estructurales, podemos realizar el análisis pushover. En el presente trabajo se utilizará el programa Etabs 2013. Se detallarán a continuación los criterios que deben seguirse para realizar este análisis con el programa. Posteriormente, en el capítulo 5 se hará la validación de los resultados que se puedan obtener.

Como ejemplo se analizará el siguiente modelo de 5 pisos:

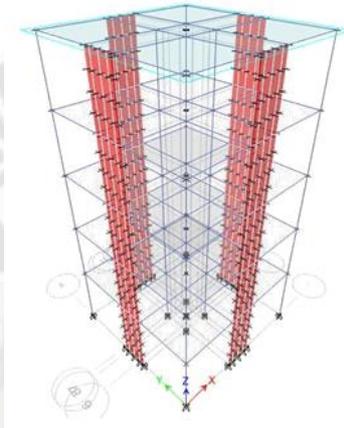


Figura 3.38 - Modelo de 5 pisos realizado en el programa Etabs 2013. (Autor utilizando Etabs).

Para realizar un análisis no lineal, es necesario tener un diseño previo, para lo cual utilizaremos la metodología tradicional. Luego con el diseño se procede a calcular la curva de capacidad de la estructura.

Se asumirá el diseño para los elementos estructurales ya que este modelo solo servirá como ejemplo ilustrativo. Se utilizarán losas macizas de 20cm y los siguientes elementos estructurales:

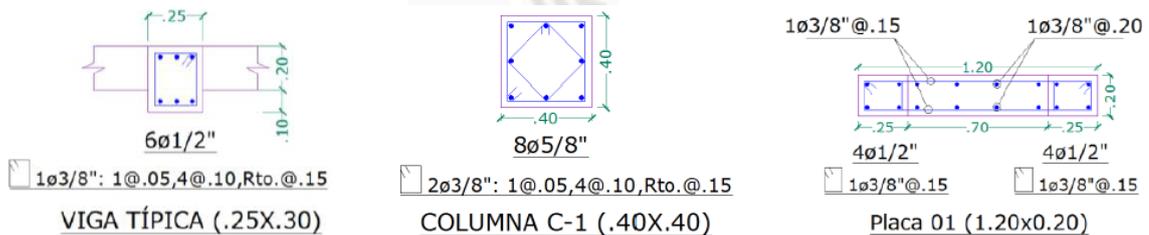
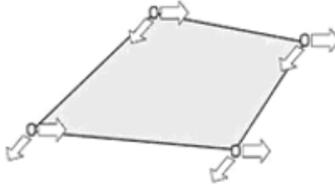
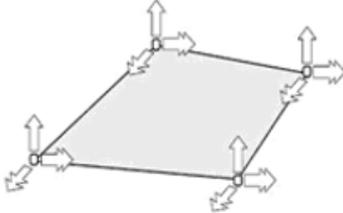
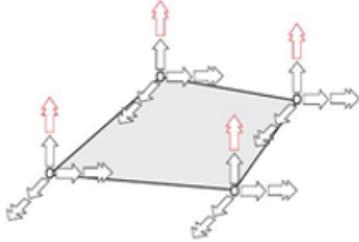


Figura 3.39 - Diseño de elementos estructurales para el análisis (Fuente: Elaboración propia).

En este programa, las vigas y columnas son modeladas como elementos tipo "frame", que son líneas que pueden tener hasta 6 grados de libertad en cada extremo (3 de traslación y 3 de rotación), dependiendo de las condiciones de extremo que se les dé en el programa. Esta condición de cumple para todas las vigas y columnas del modelo, excepto para las columnas del primer nivel, las cuales tienen un extremo empotrado, es decir, sin libertad de traslación ni rotación en ninguna dirección. Para modelar las losas y muros, debemos utilizar elementos tipo área, los cuales se clasifican a su vez en elementos tipo

“membrane”, “plate” o “shell”. Se detallarán las propiedades de cada uno a continuación:

Tabla 3.2 - Diferencias entre los elementos tipo área (Fuente: Elaboración propia).

TIPO DE ELEMENTO	ESQUEMA	COMENTARIO
Membrane		Este tipo de área solo tiene dos grados de libertad por nodo, correspondientes a la traslación en el plano del elemento. El membrane es apropiado para modelar losas en edificaciones ya que al no tener traslación fuera de su plano, debe distribuir las cargas que soporta a los elementos sobre los cuales se apoya.
Plate		A diferencia del membrane, el plate tiene posibilidad de traslación pero solo en dirección perpendicular a su plano, y también tiene posibilidad de rotación sobre sus ejes contenido en su plano. Este elemento se puede utilizar al modelar zapatas de concreto armado.
Shell		Como se puede observar en la figura, este elemento es una mezcla del membrane y el plate, ya que posee todos los grados de libertad (3 de traslación y 3 de rotación) en cada nodo. Este elemento es el más apropiado para modelar muros de concreto armado.

Con los criterios explicados, empezaremos a modelar la estructura:

El primer paso es definir las propiedades de los materiales que se utilizarán en el análisis, los cuales son:

- ✓ Concreto no confinado con comportamiento no lineal ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$).
- ✓ Concreto confinado con comportamiento no lineal ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$).
- ✓ Acero de refuerzo con comportamiento no lineal ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$).
- ✓ Concreto con comportamiento lineal ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$).

Es importante precisar que el modelo del concreto confinado varía en función a la sección y refuerzo que se utilice, por lo que tendremos en este ejemplo 3 modelos de concreto confinado, para la viga, la columna y el núcleo del muro de corte. No se considera el alma del muro como confinada ya que esta cuenta con filas de refuerzo horizontal y vertical, mas no con estribos; a pesar de saber que en la realidad este refuerzo si aporta un pequeño grado de confinamiento. Se tienen 3 modelos diferentes para el concreto confinado, pero solo utilizaremos uno en el programa Etabs y es el correspondiente al núcleo del muro de corte, ya que los diagramas para las vigas y columnas las utilizaremos en el programa Xtract. Los muros serán modelados con una herramienta especial que contiene el programa exclusivamente para el análisis no lineal de muros de corte: Layered shell. Esta herramienta nos permite modelar a un muro como una serie de capas de elementos shell, con el fin de asignarle a cada capa los materiales con comportamiento no lineal constituyentes del muro, los cuales son: el concreto del recubrimiento (no confinado), el concreto confinado y las capas de acero de refuerzo. A las columnas y vigas se les asignará un material con comportamiento lineal, ya que el comportamiento no lineal será modelado con los diagramas momento-curvatura que serán asignados posteriormente. Asignaremos entonces los materiales al modelo analítico y posteriormente definiremos las vigas, columnas, muros y losas:

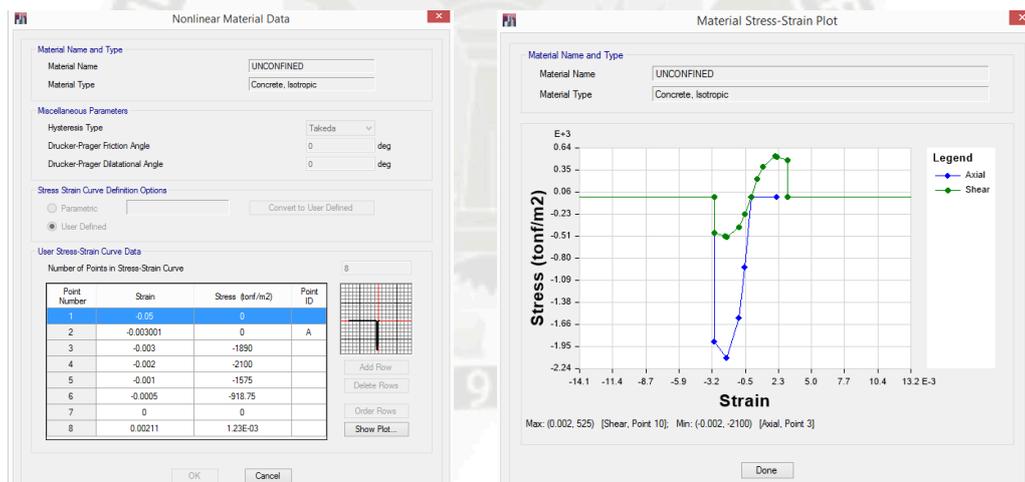


Figura 3.40 - Definición del concreto no confinado con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia)

- ✓ Concreto confinado para el muro con comportamiento no lineal ($f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$): Los puntos de la gráfica se obtuvieron con el modelo de Mander et al. descrito anteriormente.

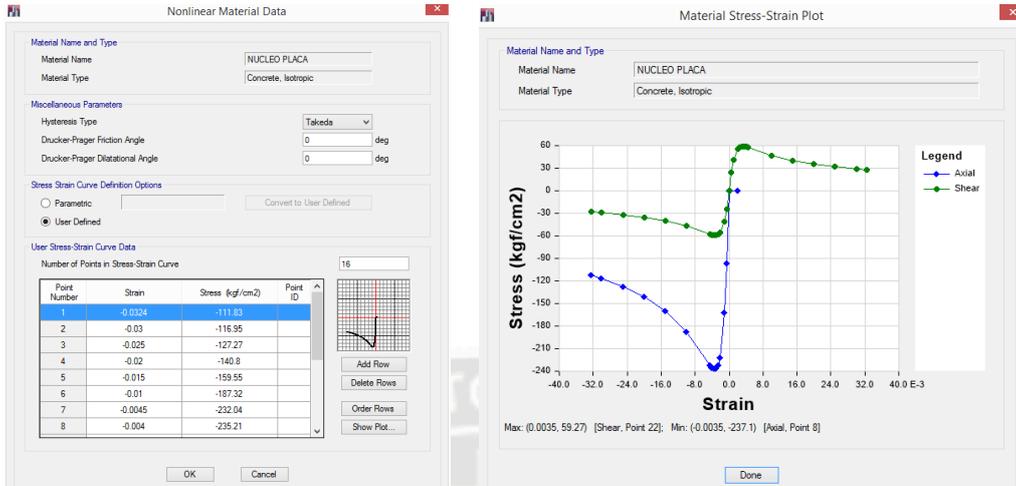


Figura 3.41 - Definición del concreto confinado con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia).

- ✓ Acero de refuerzo con comportamiento no lineal ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$).

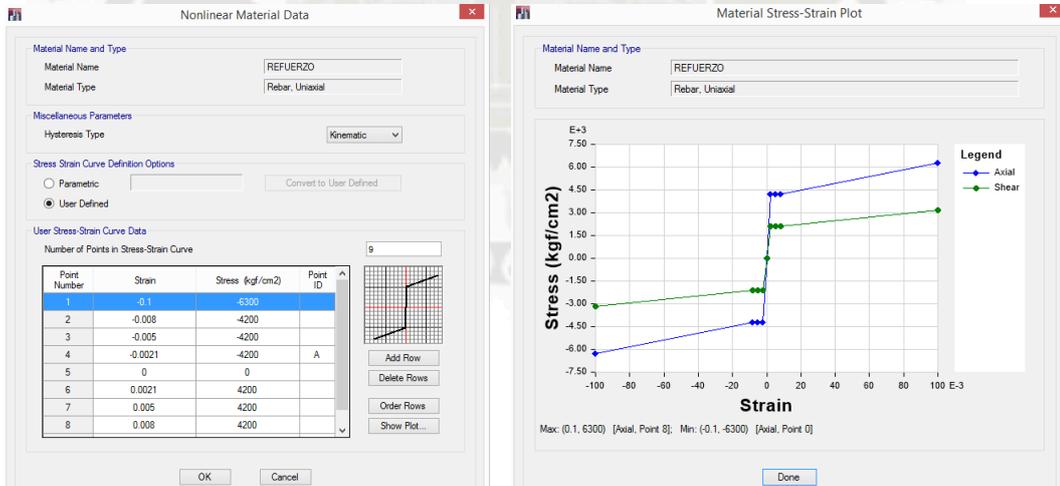


Figura 3.42 - Definición del acero de refuerzo con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia)

- ✓ Concreto con comportamiento lineal.

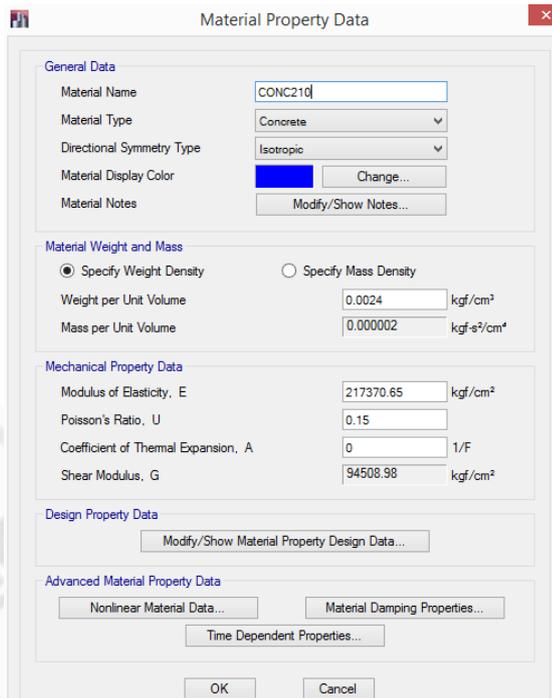


Figura 3.43 - Definición del concreto con comportamiento lineal (Fuente: Elaboración propia)

- ✓ Vigas:

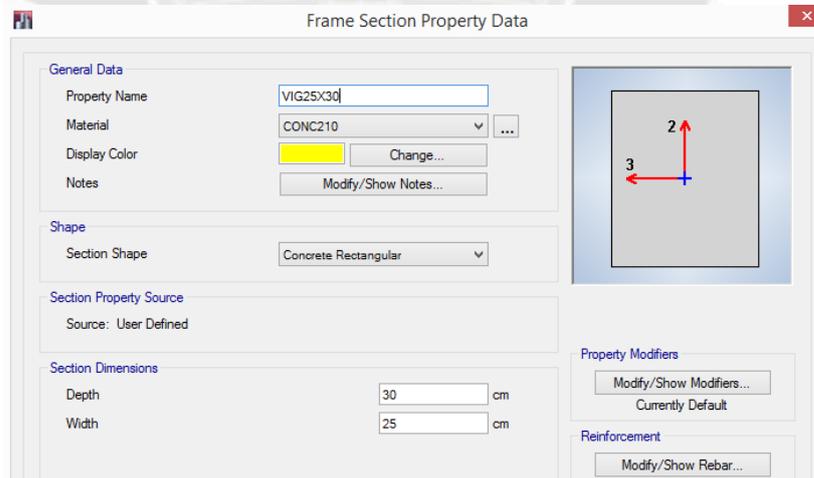


Figura 3.44 - Definición de viga para el modelo (Fuente: Elaboración propia).

✓ Columnas:

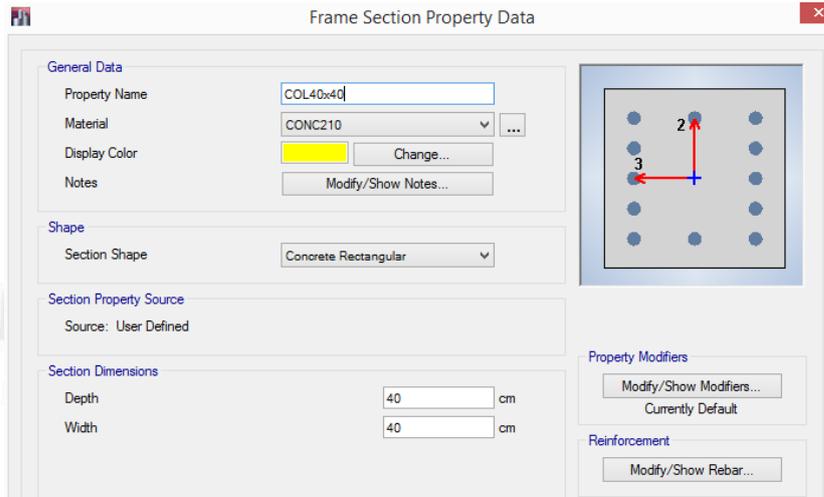


Figura 3.45 - Definición de columna para el modelo (Fuente: Elaboración propia).

✓ Losas:

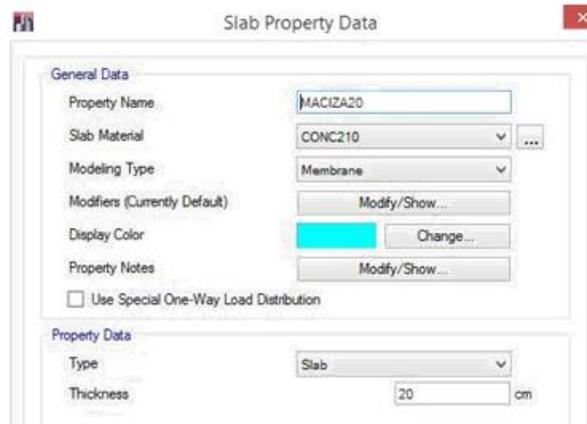


Figura 3.46 - Definición de losa maciza para el modelo (Fuente: Elaboración propia).

- ✓ Muros de corte: Se deben definir de forma separada el núcleo y el alma del muro:

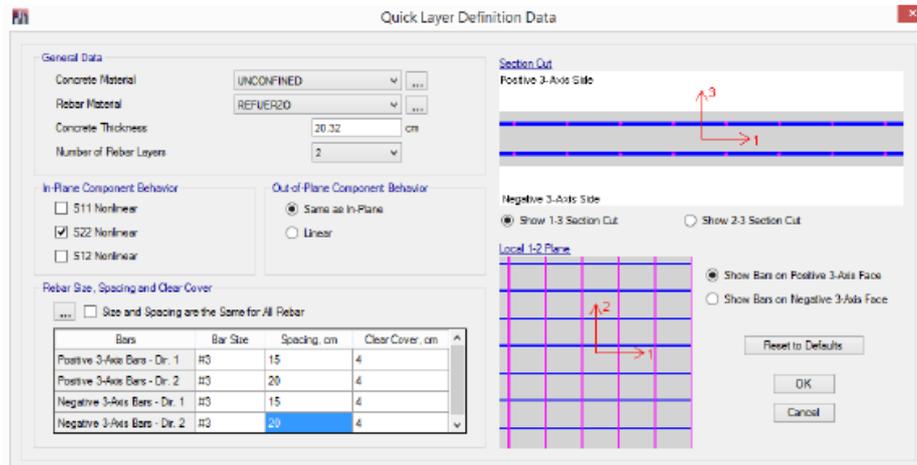


Figura 3.47 - Definición del alma del muro de corte con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia).

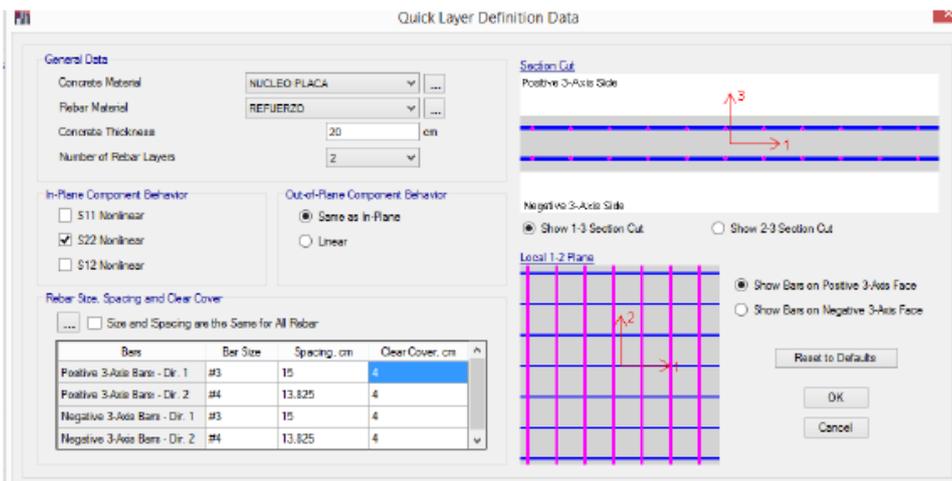


Figura 3.48 - Definición del núcleo del muro de corte con comportamiento no lineal (Fuente: Elaboración propia).

Una vez definidos los materiales y elementos de la estructura, procedemos a dibujarlos en el modelo. Los muros deberán quedar de la siguiente manera:

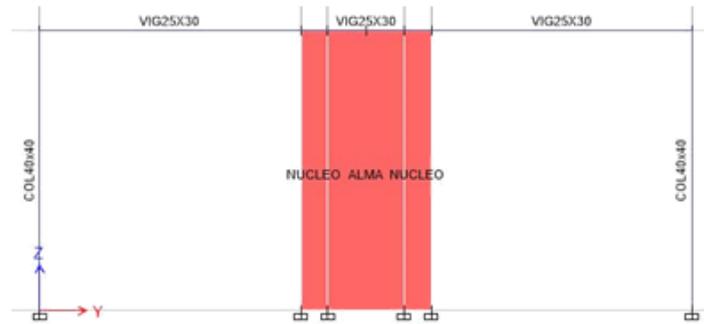


Figura 3.49 - Dibujo del núcleo y alma del muro de corte (Fuente: Elaboración propia).

Los elementos tipo área serán divididos en elementos más pequeños, ya que al tratarse de un análisis de elementos finitos, conviene tener un mayor número de elementos para obtener mejores resultados. Pero no se debe exagerar en este tema, ya que llega un punto en el que se tienen demasiados elementos que generan muy poca diferencia en el resultado y requieren de un mayor tiempo de análisis. De acuerdo a pruebas que se realizaron con el programa, se determinó que es adecuado utilizar elementos entre 40-60cm como dimensión máxima, por ejemplo, para un muro de 1.2m de longitud x 2.4m, es apropiado dividirlo en 16 elementos (4x4 elementos). La figura describe lo anterior:

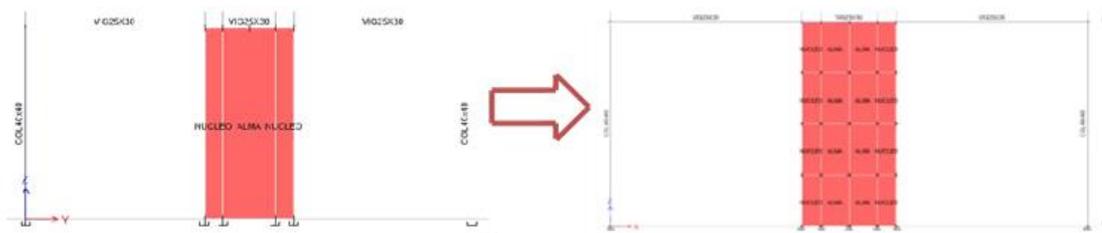


Figura 3.50 - División de un muro de corte en elementos finitos (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Cabe resaltar que para un correcto modelamiento, debe modelarse la viga que llega al muro encima de este y no cortarla en el extremo del muro. La siguiente figura describe lo anterior:

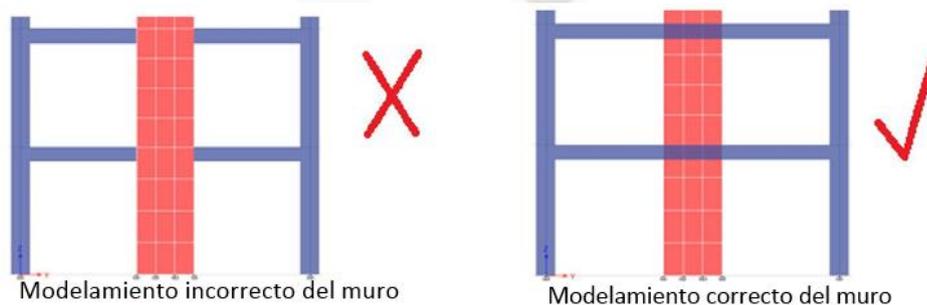


Figura 3.51 - Modelamiento adecuado de muros de corte (Fuente: Elaboración propia).

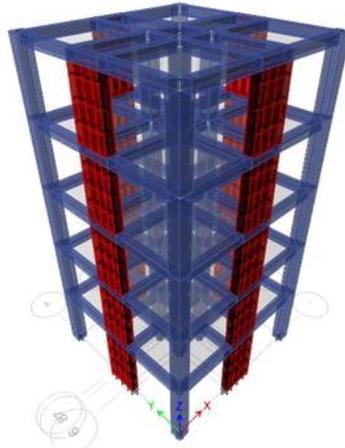


Figura 3.52 - Geometría obtenida del modelo estructural

Ahora procederemos a definir los datos necesarios para el análisis dinámico espectral y el análisis estático no lineal.

3.6.1 ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL:

Empezaremos con el análisis dinámico espectral, para lo cual necesitamos un espectro de respuesta el cuál será obtenido de acuerdo a la norma E.030 "Diseño Sismorresistente". Los datos necesarios son:

Z = Factor de zona (Arequipa) = 0.4

U = Categoría de uso (Categoría C) = 1

S = Factor de suelo (S2) = 1.2

Tp = Periodo del suelo (S2) = 0.6

R = Factor de reducción (Edificio dual regular) = 7

Estos datos podemos reemplazarlos en la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

El valor de C se obtiene con la siguiente ecuación:

$$C = 2.5 \times \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5$$

Por lo que se tendrán que tabular valores de T para obtener pseudoaceleraciones (Sa). Luego podemos graficar los valores tabulados para el periodo en el eje de las abscisas y las pseudoaceleraciones calculadas en el eje de las ordenadas y así obtener el espectro de respuesta para la estructura:

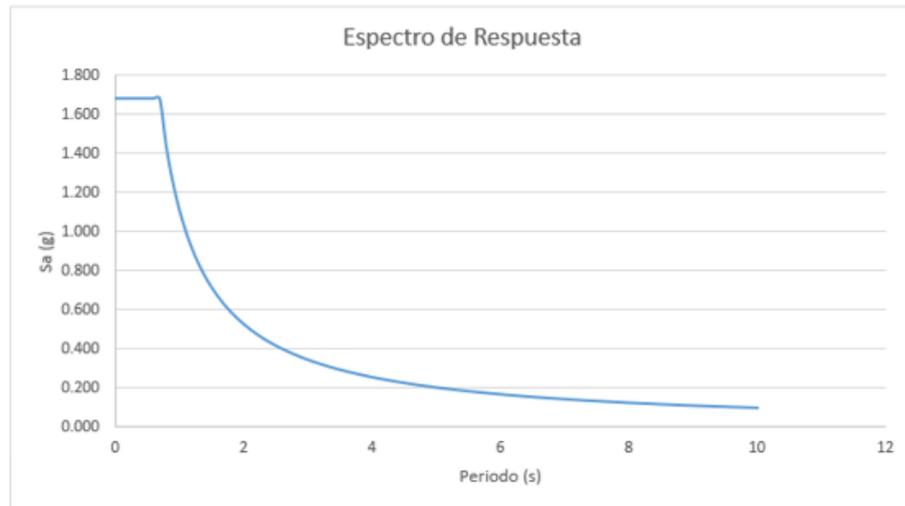


Figura 3.53 - Espectro de respuesta obtenido con las fórmulas presentadas (Fuente: Elaboración propia)

Esta gráfica obtenida debemos ingresarla al programa para poder definir luego las combinaciones modales que se utilizarán, de acuerdo a la norma E.030:

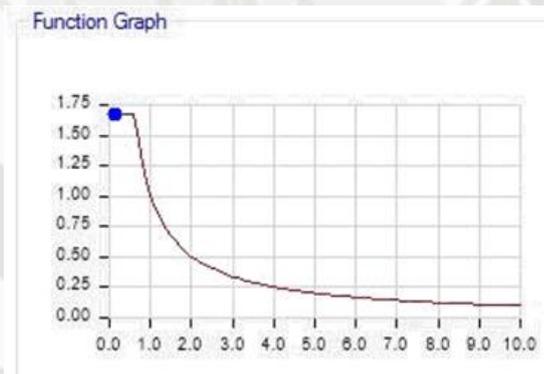


Figura 3.54 - Espectro de respuesta ingresado al programa Etabs (Fuente: Elaboración propia)

Ahora se procede a crear las combinaciones modales. La norma E.030 propone la siguiente combinación:

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Esta fórmula combina la raíz de la sumatoria de los cuadrados (SRSS) con la suma de los absolutos (ABS). En el programa debe definirse las combinaciones modales SRSS y ABS y posteriormente crear una combinación de carga para definir la fórmula que indica la norma E.030, esto para cada dirección de análisis. De acuerdo a la norma, se puede considerar los 2/3 de la aceleración considerada para la dirección vertical. El procedimiento se muestra a continuación:

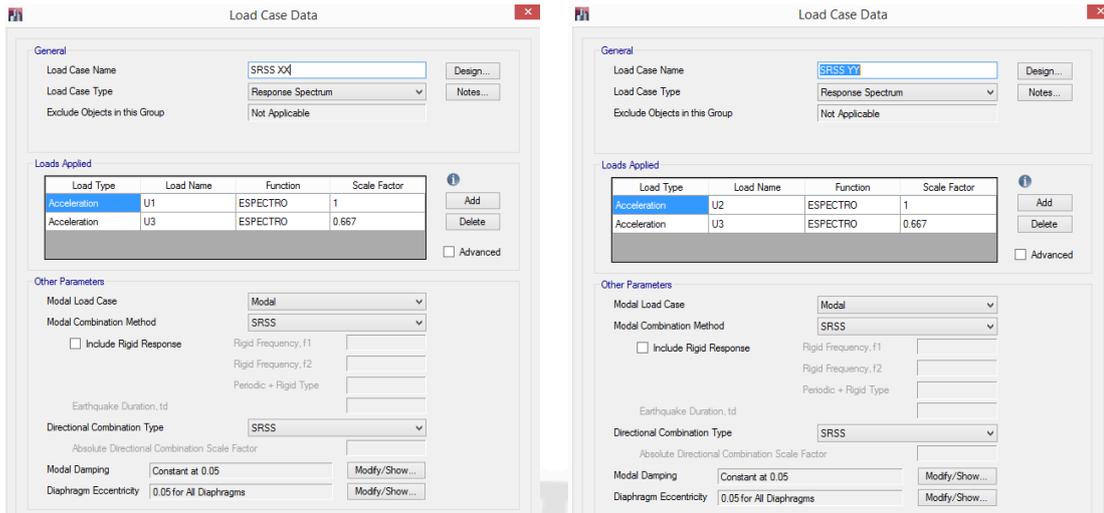


Figura 3.55 - Combinación modal SRSS para las direcciones "x" e "y" (Fuente: Autor utilizando Etabs).

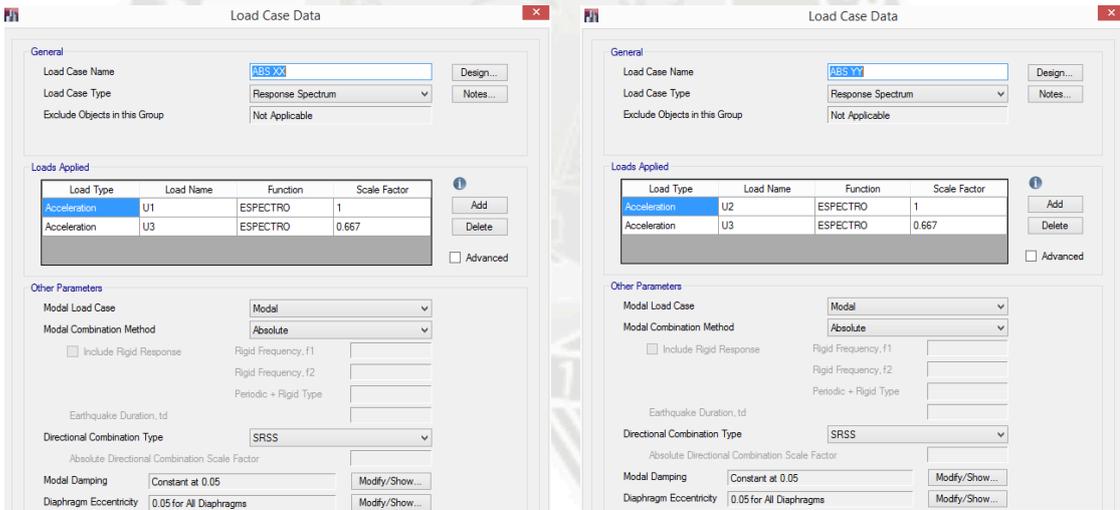


Figura 3.56 - Combinación modal ABS para las direcciones "x" e "y" (Fuente: Autor utilizando Etabs).

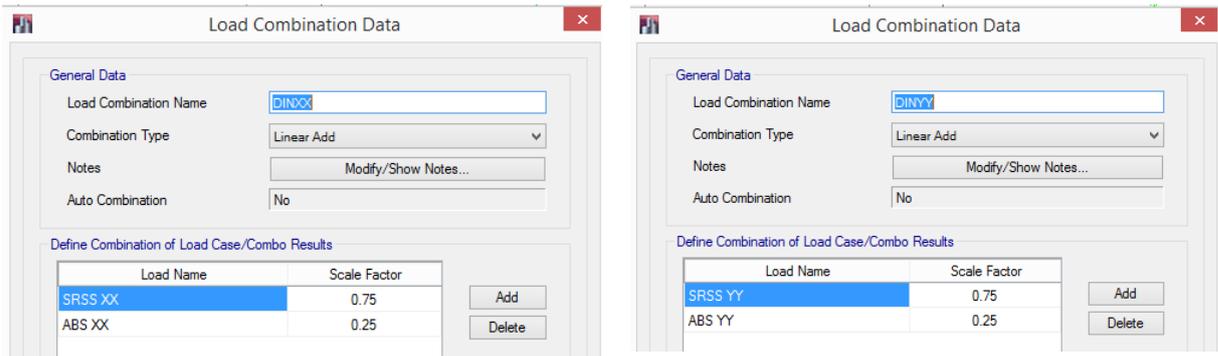


Figura 3.57 - Creación de la combinación especificada en la norma E.030 para cada dirección de análisis (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Por último se definirá la masa que utilizará el programa y los diafragmas rígidos para cada nivel.

La norma E.030 establece para edificios de categoría C, como el del ejemplo, considerar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva como la masa que se utilizará en el análisis dinámico. A continuación se muestra la asignación de masa al edificio en análisis y los diafragmas rígidos en cada nivel.

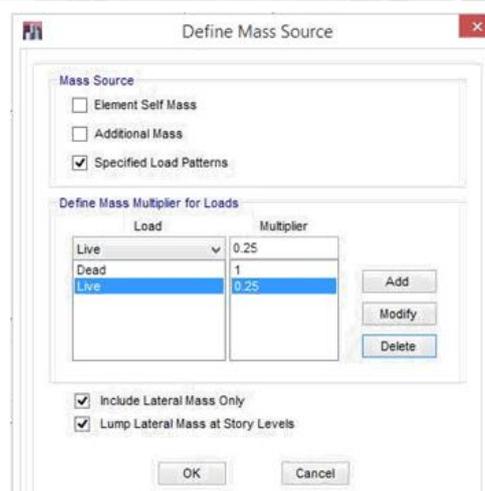


Figura 3.58 - Definición de la masa a considerar en el análisis dinámico (Fuente: Autor utilizando Etabs)

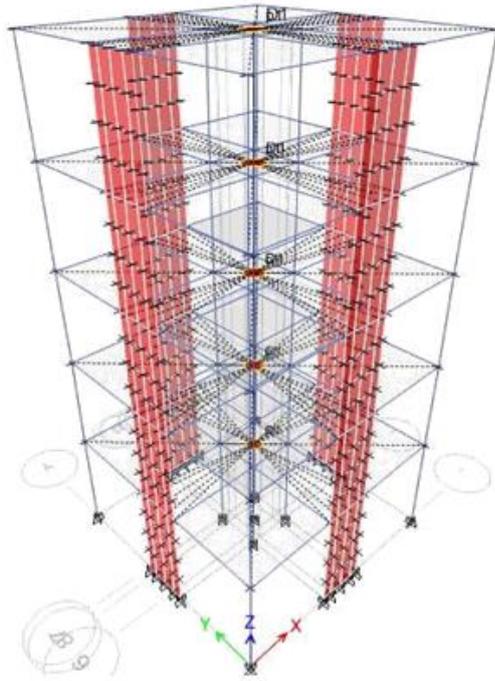


Figura 3.59 - Diafragmas rígidos en cada nivel de la estructura (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Habiendo realizado todo el procedimiento, podemos efectuar el análisis y revisar los resultados. Empezaremos con los 3 primeros modos de vibración:

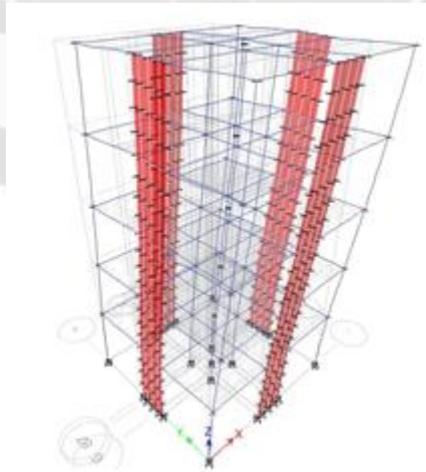


Figura 3.60 - Primer modo de vibración ($T=0.356s$) (Fuente: Autor utilizando Etabs).

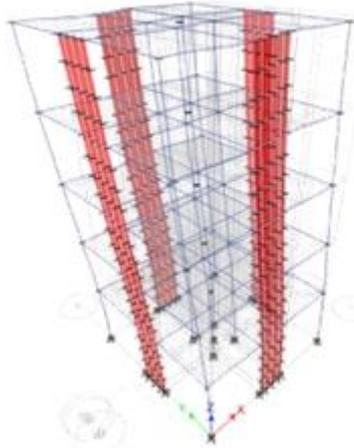


Figura 3.61 - Segundo modo de vibración ($T=0.356s$) (Fuente: Autor utilizando Etabs).

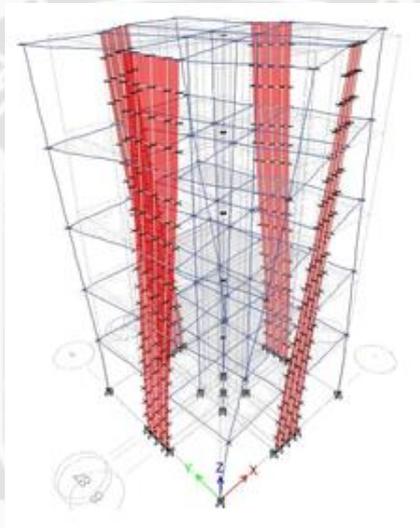


Figura 3.62 - Tercer modo de vibración ($T=0.28s$) (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Era de esperar que los dos primeros modos de vibración tengan el mismo periodo ya que la estructura tiene la misma rigidez en cada dirección. Es importante realizar este análisis antes del pushover debido a que el patrón de fuerzas que se aplicará en el análisis no lineal, debe estar en función al modo fundamental en cada dirección; esto para estructuras con periodo fundamental menor a 1 segundo (ATC-40).

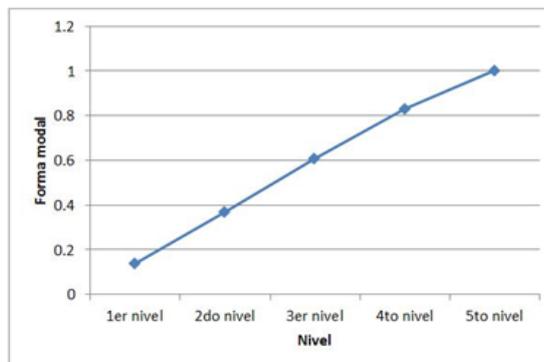


Figura 3.63 - Patrón de fuerzas a aplicar en el análisis pushover (Fuente: Elaboración propia).

Asimismo es necesario realizar este análisis ya que como se mencionó anteriormente, es necesario un diseño previo para poder realizar el análisis no lineal. Una consideración adicional que debe tenerse al realizar el análisis dinámico espectral es verificar que el cortante basal obtenido con este análisis sea mayor o igual al 80% del cortante basal que se obtenga de un análisis estático, esto para estructuras regulares; para las irregulares el cortante basal dinámico debe ser mayor o igual al 90% de cortante estático. De no cumplirse este requerimiento, se deberá amplificar el espectro sísmico hasta que se cumpla la condición, resaltando que este procedimiento debe realizarse luego de verificar los desplazamientos y periodos de la estructura, ya que la amplificación solo se toma en cuenta para el diseño estructural.

3.6.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER):

Ya que se tienen definidos los materiales y los elementos estructurales, se procederá a modelar el comportamiento no lineal que tendrán las vigas y columnas, para esto deben calcularse los diagramas momento-curvatura de cada elemento, los cuales serán ingresados al programa como rótulas plásticas, que son las zonas donde se concentra el daño y las deformaciones inelásticas de los elementos. En el caso de las columnas, la carga axial que se considerará corresponde a la masa utilizada para el análisis sísmico, es decir, 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva. Considerando esto se tienen cargas axiales entre un rango de 11 y 17 toneladas los cuales son mucho menores a $0.1.f'c.A_g = 33.6$ t, es por eso que con el fin de uniformizar los cálculos, se utilizará 17 toneladas como la carga axial para todas las columnas, resaltando que lo más adecuado sería considerar la carga axial que realmente le corresponde a cada columna. Aplicando esto tenemos:



Figura 3.64 - Diagrama momento curvatura de las vigas del ejemplo (Fuente: Elaboración propia).

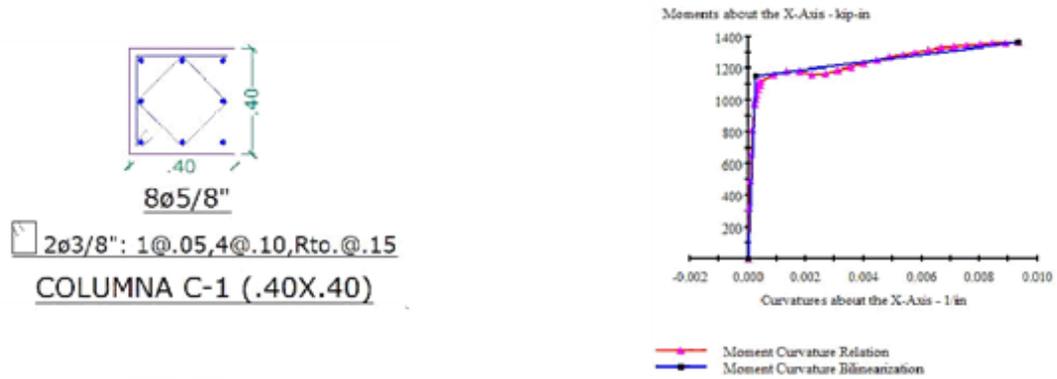


Figura 3.65 - Diagrama momento curvatura de las columnas del ejemplo (Fuente: Elaboración propia).

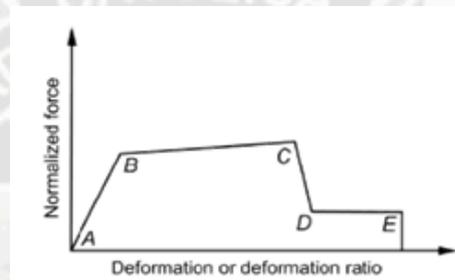


Figura 3.66 - Formato de rótula plástica para vigas y columnas (Fuente: Ref. 3).

Donde el tramo AB describe la respuesta lineal de la sección, la pendiente es su rigidez inicial y B es el punto de fluencia de la sección. Los tramos BC, DC definen la respuesta inelástica de la sección y DE modela la resistencia residual de la sección, la cual no será considerada en esta investigación. Es importante resaltar que el programa trabaja con la relación entre el momento flector y el giro de la sección, este último se obtiene de multiplicar la curvatura por la longitud de rótula plástica (L_p):

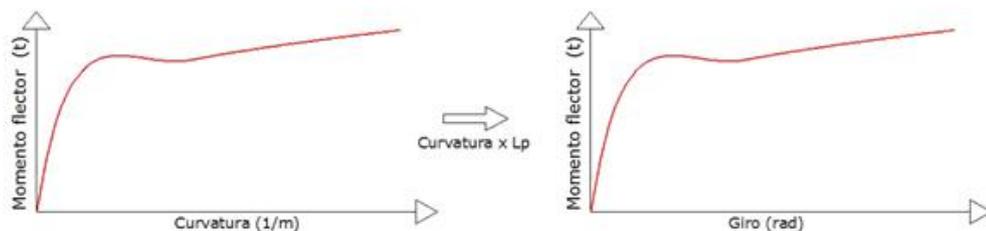


Figura 3.67 - Conversión del diagrama momento-curvatura en un diagrama momento-giro (Fuente: Elaboración propia).

Dentro de las investigaciones que existen sobre la longitud de rótula plástica, algunas recomiendan, por ejemplo, considerar a esta como el 10% de la longitud de elemento. Paulay y Priestley (1992) realizaron una investigación en este tema, concluyendo que este valor se aproxima al 50% del peralte de la sección, esta es la fórmula que se utilizará en la investigación.

De acuerdo a esto, la longitud de rótula plástica para las vigas será de 15cm (5.9 in) y para las columnas 20cm (7.874 in). Entonces definiendo las rótulas plásticas (hinges) en el programa tenemos:

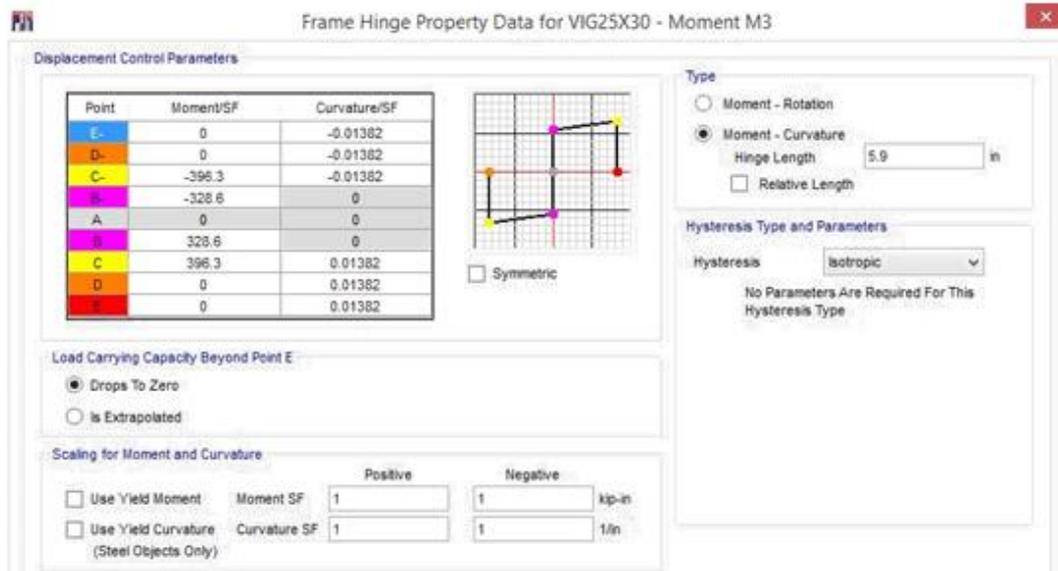


Figura 3.68 - Definición de rótula plástica para las vigas en el programa (Fuente: Autor utilizando Etabs)

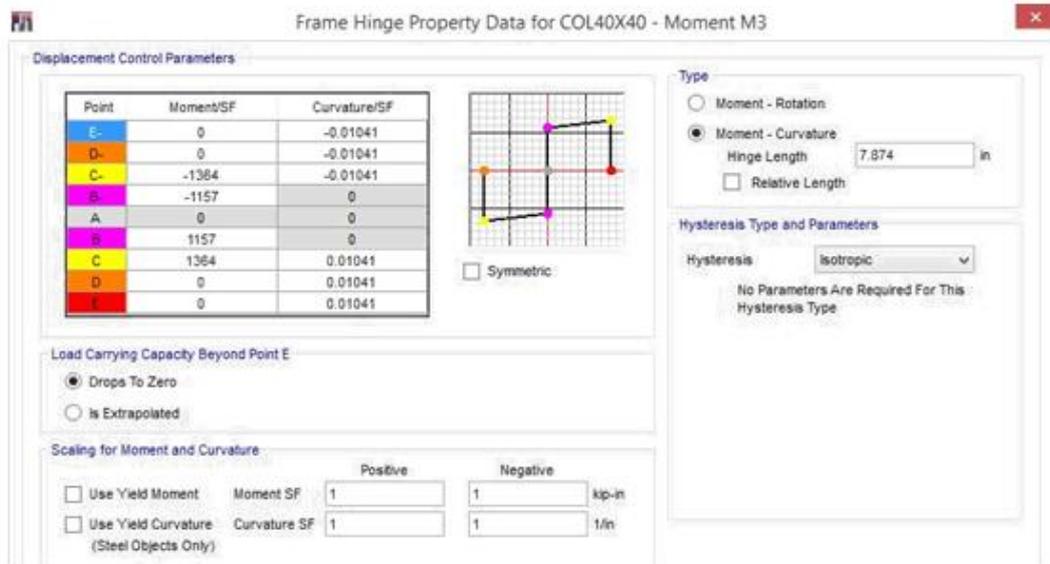


Figura 3.69 - Definición de rótula plástica para las columnas en el programa (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Ahora que las rótulas plásticas están definidas, deben ser asignadas en los extremos de cada elemento, ya que en estas zonas es donde se concentran los mayores esfuerzos en un evento sísmico. En este ejemplo se hará el análisis en la dirección “x” del modelo y se le asignarán las rótulas solo a las vigas en esa dirección y a todas las columnas, tal y como se muestra en las siguientes figuras:

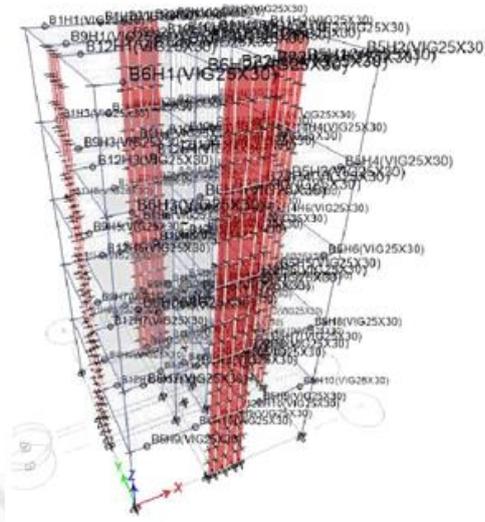


Figura 3.70 - Asignación de rótulas plásticas a las vigas del modelo (Fuente: Autor utilizando Etabs).

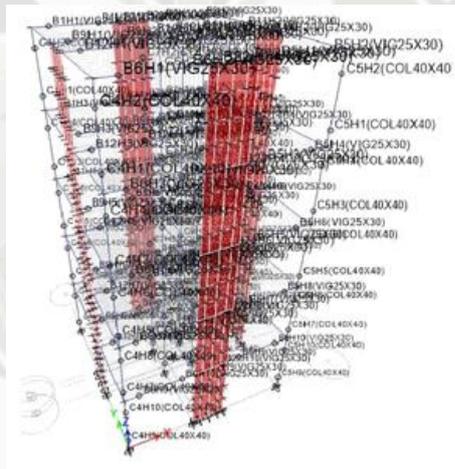


Figura 3.71 - Asignación de rótulas plásticas a las columnas del modelo (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Ahora se definirá el patrón de cargas para el análisis pushover, recordando que este fue obtenido a partir del modo fundamental del edificio. Entonces se creará el nuevo patrón de carga que denominaremos "PushX" y aplicaremos las cargas al centro de masas de cada nivel:

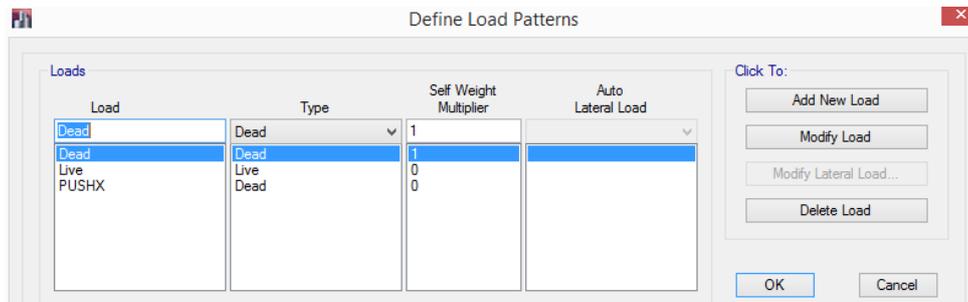


Figura 3.72 - Definición del patrón de carga (Fuente: Autor utilizando Etabs).

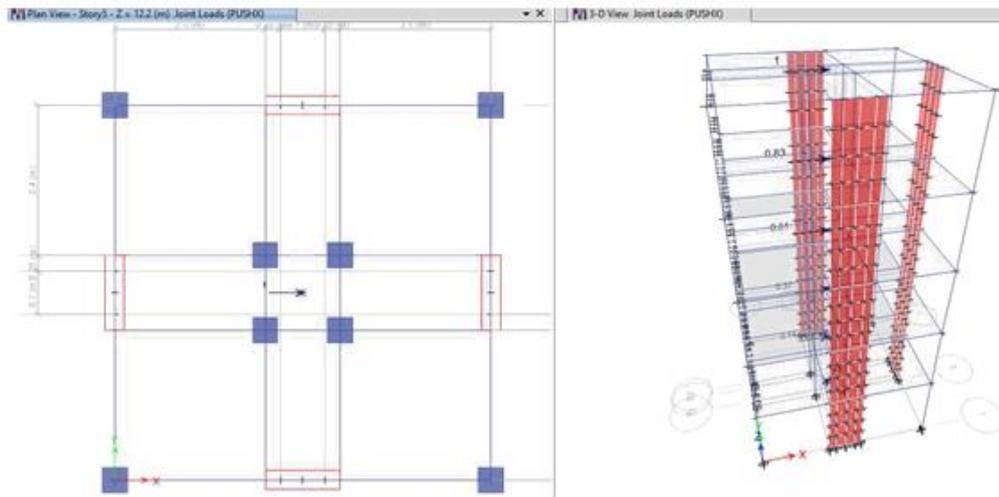


Figura 3.73 - Asignación del patrón de cargas al modelo (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Finalmente se definirá el caso de carga correspondiente al pushover, utilizando como punto de control al centro de masas de último nivel.

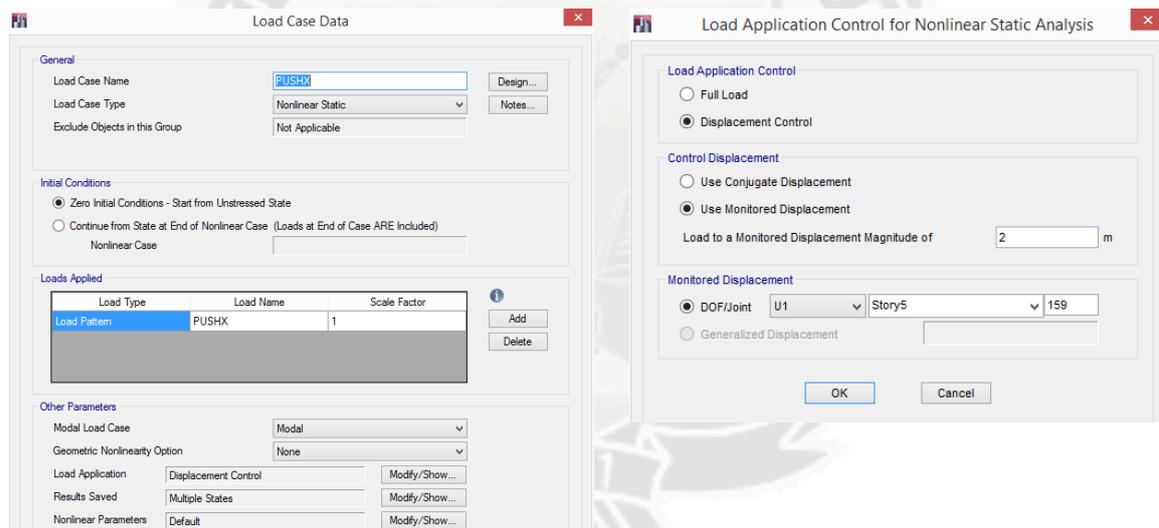


Figura 3.74 - Definición del caso de carga correspondiente al pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).

El programa tiene tres maneras de descargar las rótulas plásticas, las cuales son:

- ✓ Unload Entire Structure: Una vez que alguna rótula plástica llegue a su estado límite, el programa descargará toda la estructura y volverá a empezar el análisis considerando la pérdida de rigidez que tuvo esa rótula al llegar a su estado límite.
- ✓ Apply Local Redistribution: Con esta opción el programa no descargará a la estructura, sino que redistribuirá las fuerzas en los elementos considerando el cambio de rigidez del elemento donde se forme una rótula plástica.
- ✓ Restart Using Secant Stiffness: Con esta opción el programa descargará la estructura una vez que alguno de sus elementos se rotule y volverá a empezar el análisis pero

considerando la rigidez secante de la estructura en ese momento. Este es el método que se utilizará en la presente investigación. Ahora se procede a realizar el análisis con el que se obtiene la siguiente curva de capacidad:

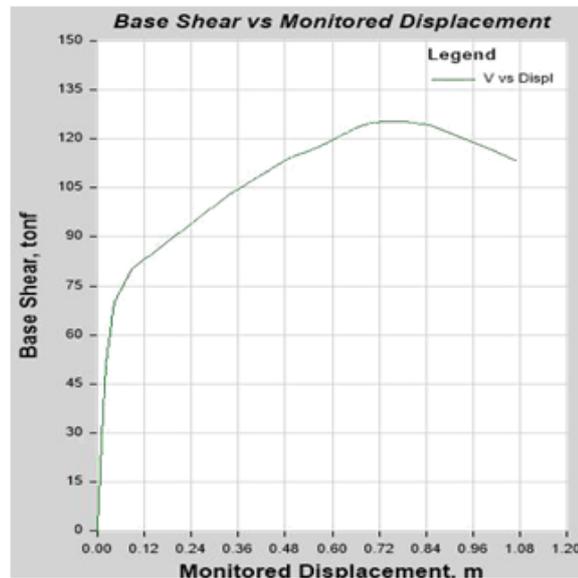


Figura 3.75 - Curva de capacidad obtenida del análisis pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).

3.7 CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO Y ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE LAS ESTRUCTURAS.

Se define al punto de desempeño como la máxima sollicitación que tendrá una estructura ante una determinada demanda. Para poder calcular este punto de desempeño se utilizará el "Método del Espectro de Capacidad" que describe el ATC-40, para lo cual deben tenerse en un solo gráfico la curva de capacidad y el espectro de demanda. Para lograr esto primero se deben uniformizar las unidades de cada curva a un formato de aceleración espectral (S_a) en el eje de las ordenadas y desplazamiento espectral (S_d) en el eje de las abscisas. La metodología para obtener cada curva en el formato indicado se detallará a continuación:

3.7.1 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A UN ESPECTRO DE CAPACIDAD:

- La curva de capacidad (cortante vs desplazamiento) puede convertirse en un espectro de capacidad (S_a vs S_d) mediante el procedimiento propuesto por el ATC-40 (Ref.1) que se describe a continuación:

Las fórmulas que se utilizarán son las siguientes:

$$S_{ai} = \frac{v_i/W}{\alpha_1} \quad \text{y} \quad S_{di} = \frac{\Delta_{techo,i}}{(PF_1 \times \phi_{1,techo})}$$

Donde:

α_1 = coeficiente de masa modal del primer modo de vibración.

PF_1 = factor de participación de masa del primer modo de vibración.

$\phi_{1,techo}$ = amplitud modal en el techo correspondiente al primer modo.

V_i = cortante correspondiente al punto de la curva de capacidad que se desea convertir a espectro de capacidad.

$\Delta_{techo,i}$ = desplazamiento del punto correspondiente a la curva de capacidad que se desea convertir a espectro de capacidad.

W = peso de la estructura.

Se utilizará la siguiente curva de capacidad para explicar la metodología:

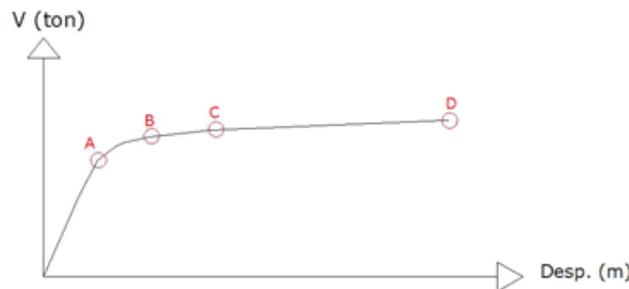


Figura 3.76 - Curva de capacidad (Fuente: Elaboración propia).

- La pendiente del tramo de la curva que va desde el origen hasta el punto A, define la rigidez inicial o elástica de la estructura. Si se desea encontrar el punto A del espectro de capacidad correspondiente a la curva de capacidad mostrada, se deberá utilizar la rigidez inicial de la estructura para realizar el análisis modal y obtener las variables necesarias para reemplazarlas en la ecuación mostrada anteriormente y así obtener el primer punto "A" del espectro de capacidad.
- Para obtener el punto B del espectro de capacidad, se deberá considerar que existe un cambio de rigidez en la estructura debida al daño que se originó en esta. Es por esto que se deberá realizar un nuevo análisis modal con la nueva rigidez correspondiente al tramo A-B y obtener las nuevas variables que serán reemplazadas en la ecuación anterior.
- Este mismo procedimiento se sigue para todos los puntos de la curva de capacidad hasta obtener el espectro de capacidad final.

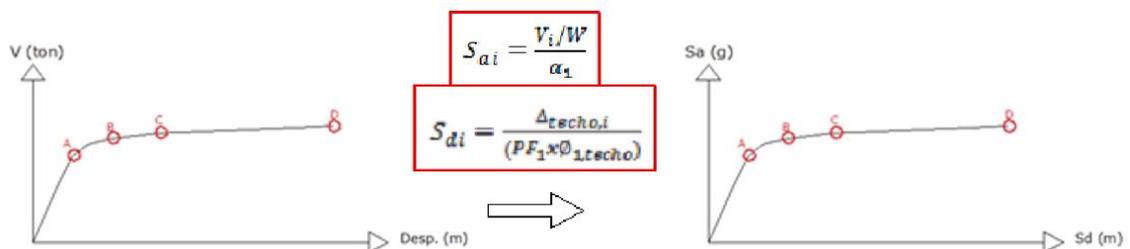


Figura 3.77 - Conversión de la curva de capacidad en un espectro de capacidad (Fuente: Elaboración propia).

3.7.2 CONVERSIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA EN FORMATO “Sa vs T” a un formato ADRS (ACCELERATION-DISPLACEMENT RESPONSE SPECTRA):

Para este propósito se utilizará la fórmula indicada en el ATC-40 y que se muestra a continuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

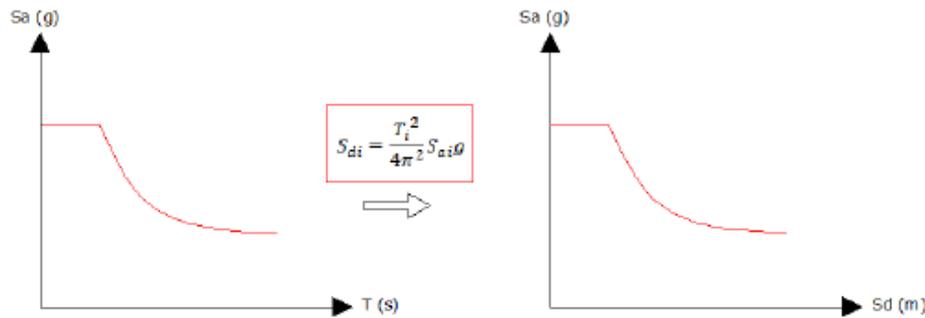


Figura 3.78 - Conversión de la curva de capacidad en un espectro de capacidad (Fuente: Elaboración propia).

Para poder realizar la conversión, es importante definir primero los niveles de demanda que se utilizarán en esta investigación, los cuales son propuestos en el Vision 2000 (Ref. 4) y corresponden a sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro. Existen investigaciones que recomiendan valores a cada nivel de sismo, dentro de las cuales resaltan las relaciones propuestas por Roberto Aguiar (Ref. 46) y trabajos realizados por investigadores peruanos como Muñoz (2002), Silva (2002) y Zegarra (2002) donde se propusieron relaciones para los diferentes niveles de sismo en la zona III del Perú:

Tabla 3.3 - Niveles de demanda propuestos por Roberto Aguiar (Fuente: Ref. 46).

Sismo	Nivel de Demanda	Periodo de Retorno (Tr)	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	$S_{a1} = \frac{S_{ae}}{3}$	43 años	69%
Ocasional	$S_{a2} = 1.4S_{a1}$	75 años	50%
Raro	$S_{a3} = S_{ae}$	475 años	10%
Muy Raro	$S_{a4} = 1.3S_{ae}$	1000 años	5%

Tabla 3.4 - Niveles de demanda propuestos en investigaciones peruanas (Fuente: Ref. 46)

Sismo	Nivel de Demanda	Periodo de Retorno (Tr)	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	$S_{a1} = \frac{S_{ae}}{2}$	43 años	69%
Ocasional	$S_{a2} = 1.25S_{a1}$	75 años	50%
Raro	$S_{a3} = S_{ae}$	475 años	10%
Muy Raro	$S_{a4} = 1.25S_{ae}$	1000 años	5%

En este trabajo se utilizarán los valores propuestos en investigaciones peruanas, donde el espectro especificado en la norma E.030 corresponde al sismo raro, obteniendo los siguientes espectros de demanda:

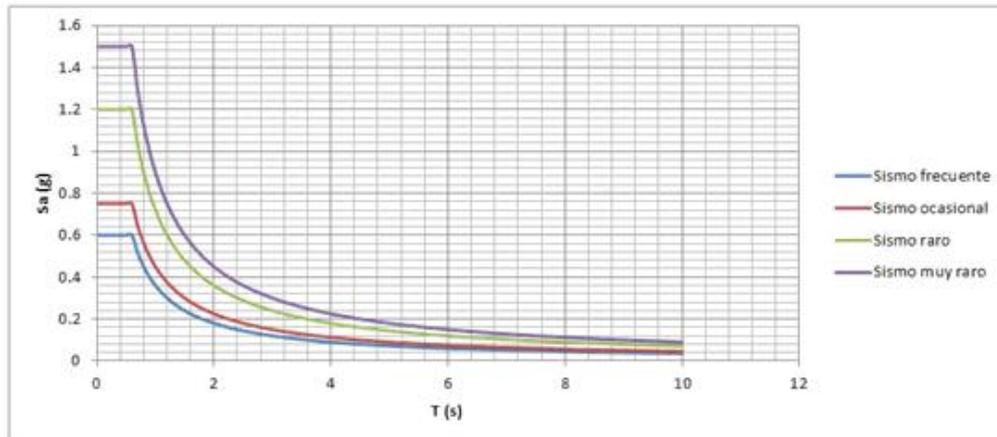


Figura 3.79 - Espectros de demanda a utilizar en la investigación (Fuente: Elaboración propia).

Cabe resaltar que los espectros mostrados no fueron reducidos por el factor "R" ya que se están mostrando espectros elásticos.

Aplicando la fórmula de conversión propuesta por el ATC-40 a los espectros anteriores, podremos obtener cada nivel de demanda en formato ADRS:

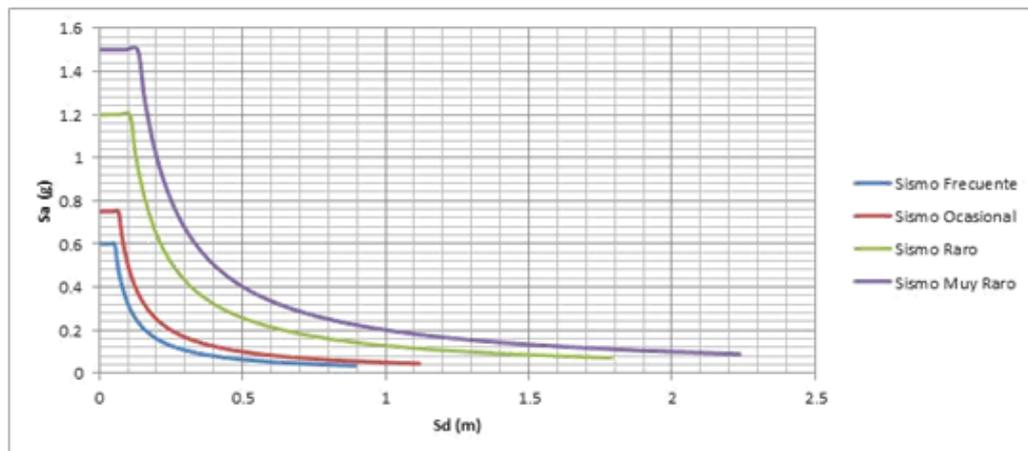


Figura 3.80 - Espectros de demanda en formato ADRS (Fuente: Elaboración propia).

Una vez obtenidos el espectro de capacidad y el de demanda en formato ADRS, se procede a calcular el punto de desempeño, cuyo procedimiento consiste en interseccionar las curvas de capacidad y demanda (espectro elástico). Se dan 3 casos para este procedimiento:

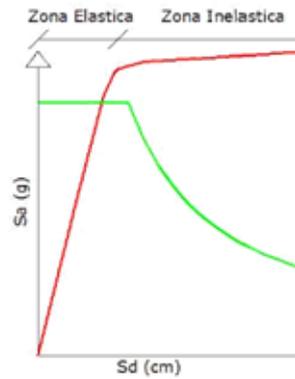


Figura 3.81 - Caso de intersección en la zona elástica del espectro de capacidad (Fuente: Elaboración propia).

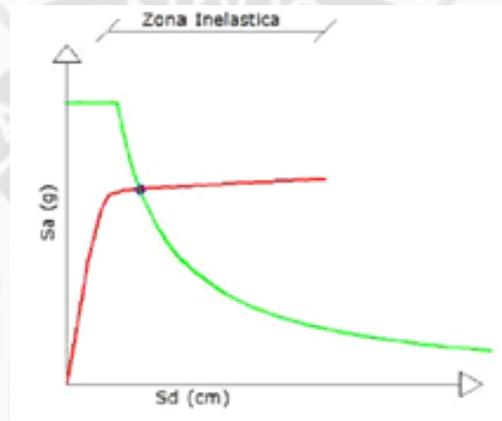


Figura 3.82 - Caso de intersección en la zona inelástica del espectro de capacidad (Fuente: Elaboración propia).

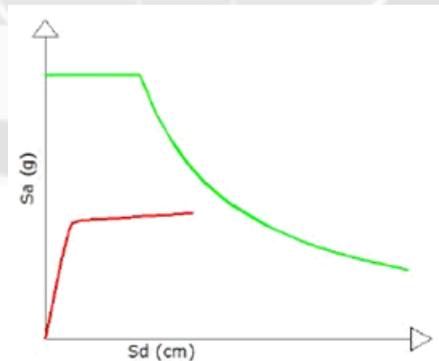


Figura 3.83 - Caso de no intersección entre las curvas de capacidad y demanda (Fuente: Elaboración propia).

Para el caso de intersección en la zona elástica del espectro de capacidad, el punto de desempeño corresponde al punto de esta intersección, ya que la intersección en la zona elástica define un comportamiento elástico de la estructura ante ese nivel de demanda, por lo que no se presentará mayor daño en la estructura.

Para el caso de la intersección en la zona inelástica o de no intersección, el procedimiento para obtener el punto de desempeño consiste en reducir al espectro de demanda en función al grado de daño que tenga la estructura, ya que este daño este directamente relacionado con el amortiguamiento que presente la estructura. Recordemos que el

espectro de demanda que especifica la norma E.030 corresponde a un amortiguamiento crítico del 5% y una estructura que presente bastante daño, presentará un amortiguamiento mayor a 5%, ya que este corresponde a la suma del amortiguamiento inherente de la estructura (5%) y el amortiguamiento histerético que se genera de los desplazamientos inelásticos que ocurren en la estructura. Debido a esto el espectro de demanda deberá ser reducido para que pueda considerar la degradación de rigidez que tiene la estructura. Este concepto se detalla en la siguiente figura:

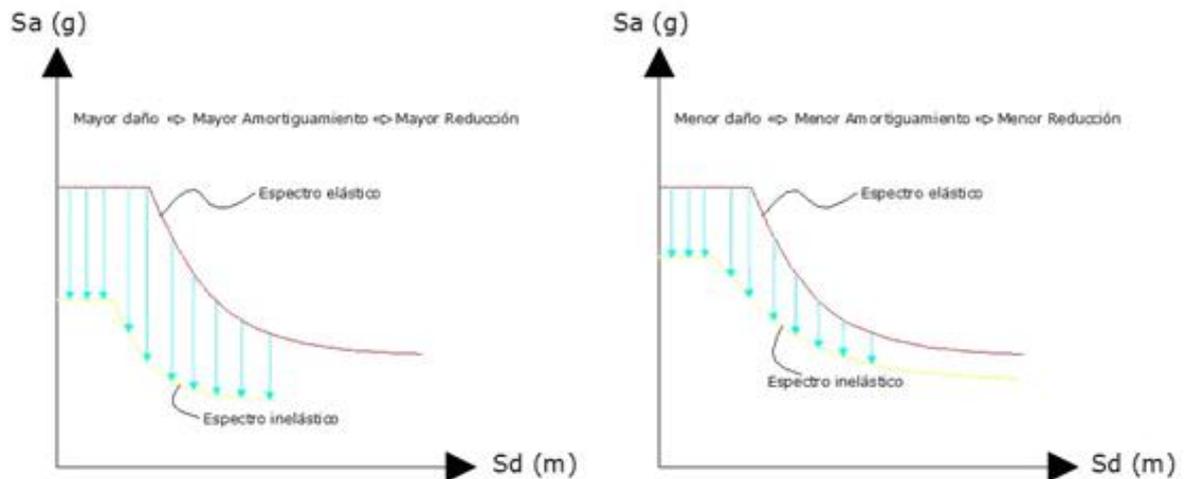


Figura 3.84 - Reducción del espectro de demanda en función al daño en la estructura (Fuente: Elaboración propia).

Para este fin, el ATC-40 indica 3 procedimientos diferentes, pero en este trabajo se utilizará el segundo procedimiento, cuya secuencia es la siguiente:

- Se identifica primero un punto del tramo inelástico en el espectro de capacidad. El ATC-40 indica la siguiente recomendación para calcular un primer punto para el cálculo:

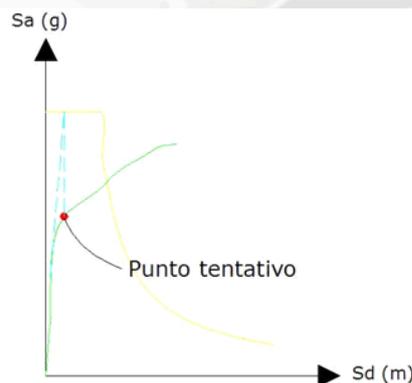


Figura 3.85 - Recomendación para obtener el punto tentativo de desempeño (Fuente: Elaboración propia).

- Se obtendrá un modelo bilinear de la curva de capacidad y se trazará una línea radial de periodo que parte del origen y cruza al punto tentativo de desempeño como se muestra en la siguiente figura:

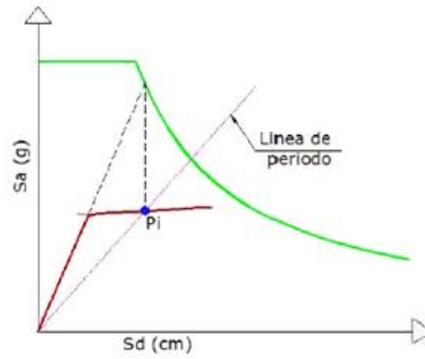


Figura 3.86 - Obtención de la línea radial de periodo (Ref. 57).

- Ahora se deberá reducir el espectro de demanda con las fórmulas detalladas a continuación (Ref. 1):

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65}$$

Donde:

k: factor de modificación por amortiguamiento. Este depende del tipo de estructura, para estructuras básicas k tiene un valor de 1.

(a_{pi} , d_{pi}): Coordenadas del punto tentativo de desempeño.

(a_y , d_y): Coordenadas del punto de fluencia efectiva (calculado con el modelo bilinear del espectro de capacidad).

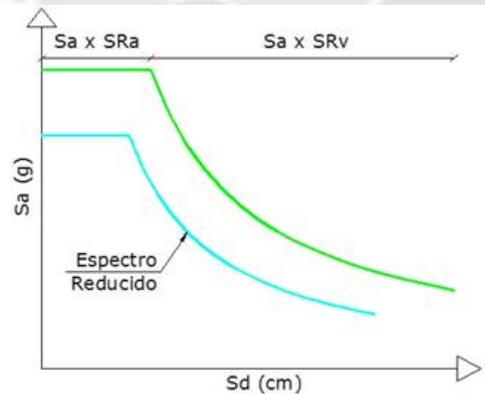


Figura 3.87 - Reducción del espectro de demanda (Ref. 57).

Asimismo, se establecen valores mínimos para la reducción del espectro:

Tipo de Comportamiento Estructural	SRA	SRv
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Clasificación Estructural	Tipo A	Estructuras nuevas
	Tipo B	Estructuras con daños moderados
	Tipo C	Estructuras muy dañadas

Figura 3.88 - Factores de reducción mínimos (Fuente: Ref.1).

- La intersección del espectro reducido con la línea de periodo nos dará un punto $P'i$ (color verde).

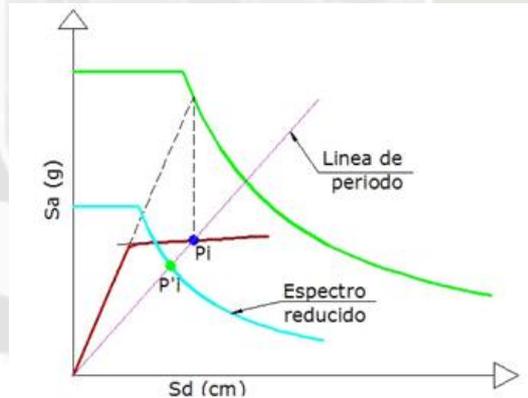


Figura 3.89 - Obtención de punto $P'i$ (Ref. 57).

- Este procedimiento se repetirá para varios puntos (P_i) en el tramo inelástico de la curva de capacidad. La unión de todos los puntos $P'i$ asociados a cada punto del tramo inelástico asumido (P_i) nos dará un "Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable (EDAV)", y la intersección de esta gráfica con la curva de capacidad será el punto de desempeño de la estructura como se indica en la siguiente figura:

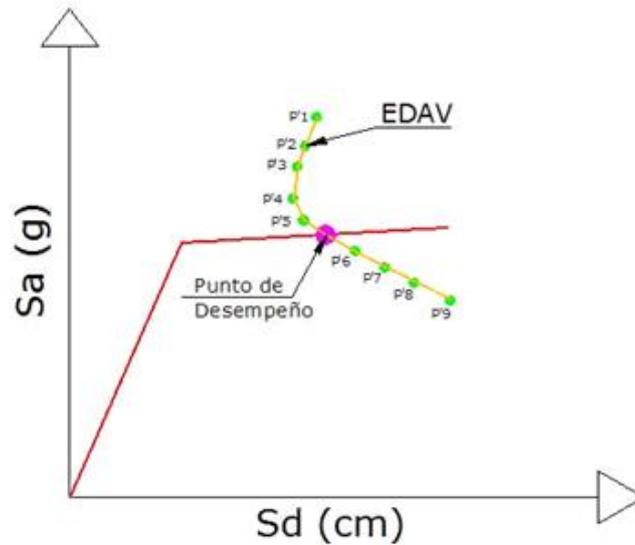


Figura 3.90 - Obtención del punto de desempeño a partir del EDAV (Ref. 57).

3.8 VERIFICACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES.

El Vision 2000 (Ref. 4) define los siguientes niveles de desempeño para elementos estructurales y no estructurales.

Tabla 3.5 - Niveles de desempeño propuestos por el Vision2000

Nivel de daño	Nivel de desempeño	Condiciones
Despreciable	Completamente Operacional (FO)	Los servicios pueden reestablecerse inmediatamente. El daño en los elementos estructurales y no estructurales es despreciable.
Suave	Operacional (O)	La mayoría de operaciones y funciones pueden reestablecerse inmediatamente. Se requiere reparación en algunos elementos no estructurales pero el edificio es seguro para ser ocupado inmediatamente después del sismo.
Moderado	Resguardo a la vida (LS)	Daño moderado. La estructura está dañada pero es aún estable.
Severo	Cerca al colapso (NC)	Prevención ante el colapso. Los elementos no estructurales pueden desplomarse. El daño es severo pero aún no hay colapso.
Completo	Colapso (C).	Colapso total de la estructura.

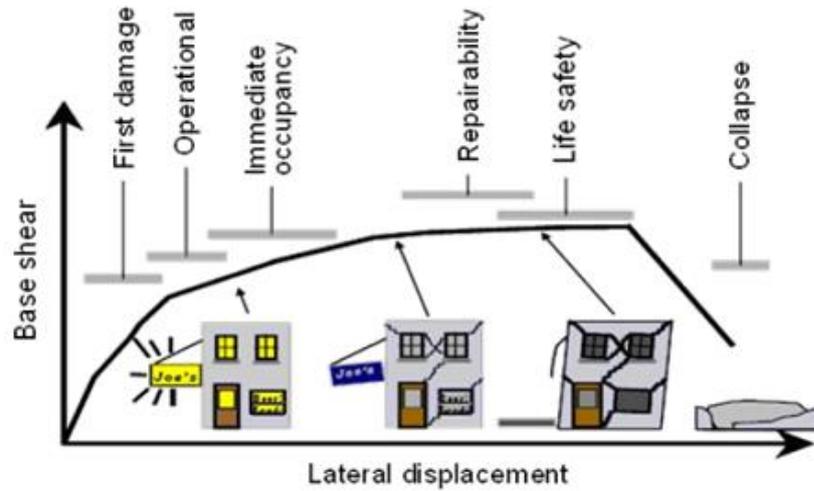
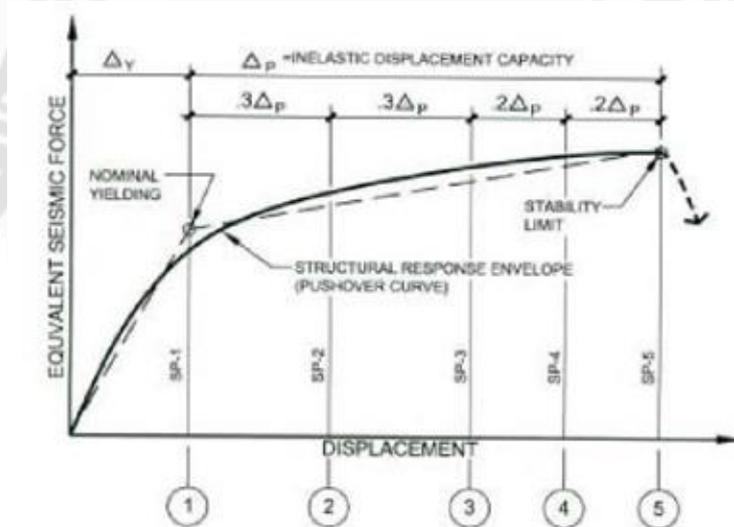


Figura 3.91 - Niveles de desempeño graficados en la curva de capacidad típica de una estructura (Fuente: Ref. 4)

Asimismo se establecen estos niveles de desempeño en función al desplazamiento inelástico que tenga la estructura:



Structural Performance Level	Qualitative Description	System Displacement Limit	Inelastic Displacement Demand Ratio (IDDR)	Nonstructural Performance Level	Nonstructural Damage Ratio
SP1	Operational	Δ_y	0%	NP1	0%-10%
SP2	Occupiable	$\Delta_y + 3\Delta_p$	30%	NP2	5%-30%
SP3	Life safe	$\Delta_y + 6\Delta_p$	60%	NP3	20%-50%
SP4	Near collapse	$\Delta_y + 8\Delta_p$	80%	NP4	40%-80%
SP5	Collapsed	$\Delta_y + \Delta_p$	100%	NP5	>70%

Figura 3.92 - Niveles de desempeño en función del desplazamiento inelástico en la estructura (Fuente: Ref. 4).

En función a estos niveles de desempeño se proponen los siguientes objetivos de desempeño, que son los mínimos que deberán cumplir las estructuras con el fin de tener un óptimo comportamiento sísmico:

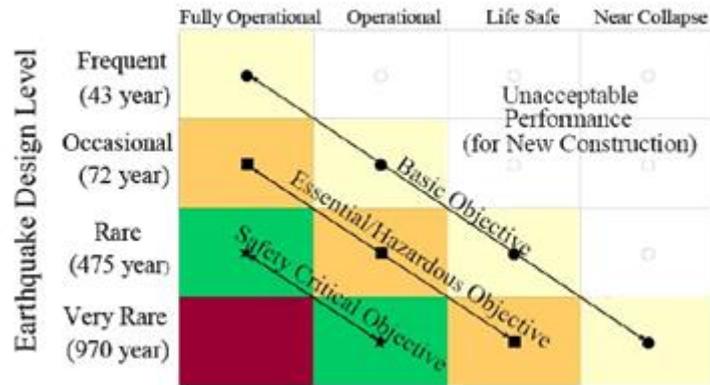


Figura 3.93 - Objetivos mínimos de desempeño según el Vision2000 (Fuente: Ref. 4).

3.9 DIAGRAMA DE FLUJO DE TRABAJO PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO.

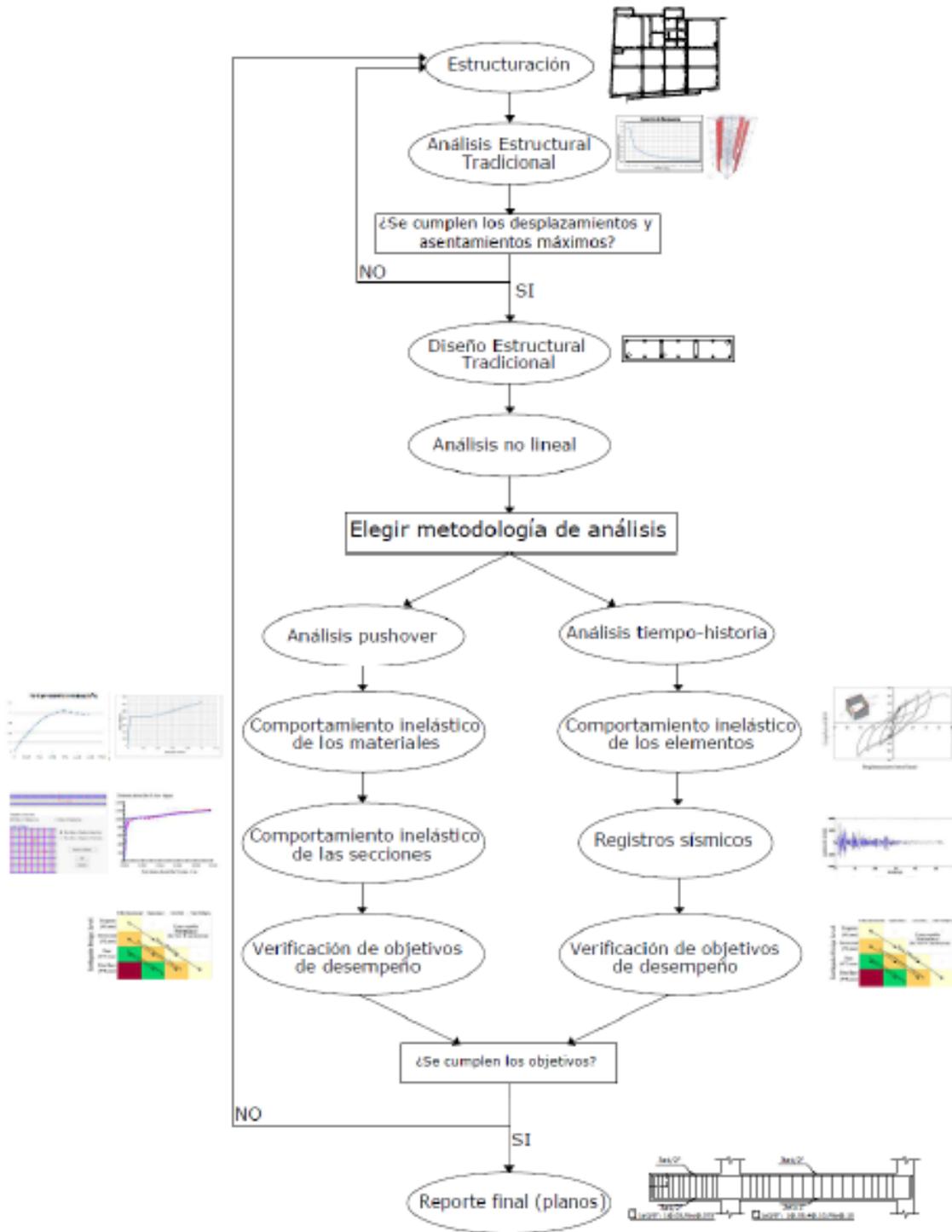


Figura 3.94 - Diagrama de flujo para el diseño sísmico por desempeño (Fuente: Elaboración propia)

CAPÍTULO 4 – EL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA

4.1 EL CONCEPTO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA.

Hasta el año 1956 se diseñaban las estructuras sin considerar que estas tienen una “reserva” de resistencia debida a su incursión en el rango inelástico, ya que este año se realiza la “1ra Conferencia Mundial de Ingeniería Antisísmica” y se publica el código ACI 318-1956, en el que en uno de sus apéndices se introduce el “Diseño a la Rotura” y se empieza a estudiar la ductilidad de las estructuras.

Pero no se tuvo una propuesta formal de este factor hasta el año 1978, en el que el “Applied Technology Council (ATC)” en su publicación ATC-3-06 publica por primera vez los “Factores de Modificación de Respuesta”, los cuales no fueron propuestos con una base matemática, sino en base al criterio de los investigadores encargados del trabajo y a distintas experiencias como (Ref. 2):

- El desempeño observado de las estructuras en los sismos pasados.
- El amortiguamiento presentado por las estructuras durante su respuesta inelástica.

Esto conduce a pensar que existía muy poca base técnica sobre los valores de “R” propuestos. Es por eso que el año 1995 el ATC publicó “Structural Response Modification Factors (ATC-19)” cuyos objetivos de la investigación fueron (Ref. 1)

- Establecer una base para el cálculo del factor R.
- Establecer definiciones racionales para los diferentes componentes de este factor.
- Establecer recomendaciones para obtener una confiabilidad aceptable en las construcciones diseñadas utilizando el factor R.

Esta investigación explica de manera detallada el significado del factor de reducción sísmica y el cálculo de sus componentes los cuales son:

$$R = R_s \cdot R_\mu \cdot R_R$$

- R_s = Factor de reducción por sobrerresistencia.
- R_μ = Factor de reducción por ductilidad.
- R_R = Factor de reducción por redundancia.

Adicionalmente, existe un cuarto componente que es el factor de reducción por amortiguamiento “ R_ξ ”, pero este fue excluido de la expresión propuesta por el ATC-19 porque no es un factor que reduzca proporcionalmente la demanda sísmica, ya que es un valor que depende del grado de daño que tenga la estructura.

Se muestra el concepto del factor de reducción en la siguiente figura:

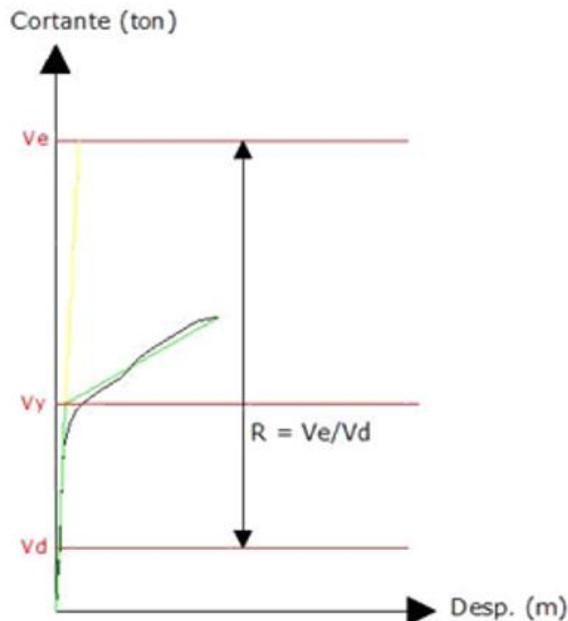


Figura 4.1 - Componentes del factor de reducción (Fuente: Elaboración propia)

En la figura:

- V_e es el cortante que resistiría la estructura si ésta tuviera un comportamiento elástico.
- V_y es el cortante que define un cambio de rigidez considerable en la estructura.
- V_d es el cortante con el cual fue diseñada la estructura.

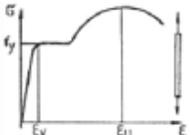
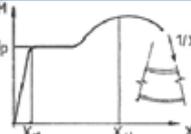
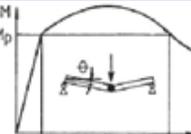
4.2 LA DUCTILIDAD Y SU IMPORTANCIA EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.

Se define como ductilidad a la capacidad que tiene la estructura de soportar desplazamientos inelásticos sin llegar al colapso. Es una de las propiedades más importantes a considerar en el desempeño sísmico ya que con esta podremos determinar el grado de daño que tendrá la estructura ante una sollicitación determinada.

Existen dos tipos de ductilidad: global (estructura) y local (componentes). El siguiente cuadro ejemplifica cada una de estas:

Tabla 4.1 - Tipos de ductilidad (Ref. 58).

Tipo de Ductilidad.	Representación gráfica.	Relación necesaria.	Expresión.
Global Ductilidad de desplazamiento.	<p>El gráfico muestra una curva de fuerza F versus desplazamiento δ. La fuerza inicial de diseño es F_y y el desplazamiento correspondiente es δ_y. La fuerza máxima es F_u y el desplazamiento correspondiente es δ_u. Una línea de inclinación constante conecta el origen con el punto (δ_u, F_u).</p>	Curva de capacidad (pushover).	$\mu_s = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

Local	Ductilidad del material.		Curva esfuerzo axial-deformación.	$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
Local	Ductilidad de la sección.		Curva momento-curvatura.	$\mu_x = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
Local	Ductilidad del elemento.		Curva momento-rotación.	$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$

Mientras más ductilidad posee un edificio, menor será su probabilidad de colapso ante un sismo, por lo tanto su desempeño mejorará considerablemente. El sistema dual, al contener muros de corte, posee generalmente una ductilidad baja y una resistencia a fuerzas bastante alta en comparación a la demanda sísmica, es por eso que en este trabajo se pretende mejorar el comportamiento de este sistema estructural, reduciendo la resistencia a fuerzas pero compensando esa reducción con una mejor ductilidad, como se muestra en la siguiente figura:

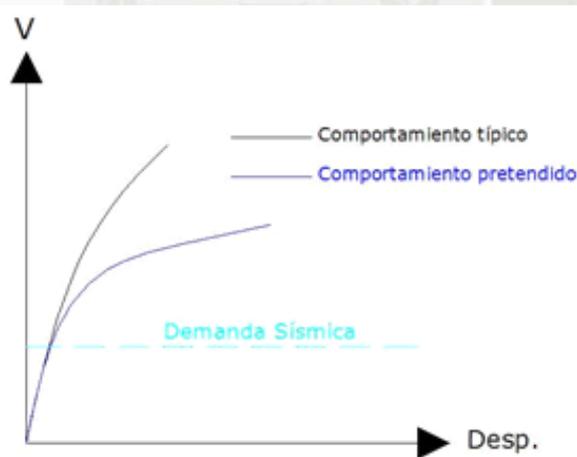


Figura 4.2 - Comparación entre la curva de capacidad típica para un sistema estructural dual y la curva a la que se pretende llegar en la investigación (Fuente: Elaboración propia).

4.3 CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD.

El ATC indica la siguiente relación para el cálculo del factor de reducción por ductilidad:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_u}$$

Donde V_u es la fuerza cortante máxima que resiste la estructura hasta el colapso y V_e es la resistencia a cortante que tendría la estructura de tener un comportamiento netamente

elástico. La siguiente figura ilustra esta relación:

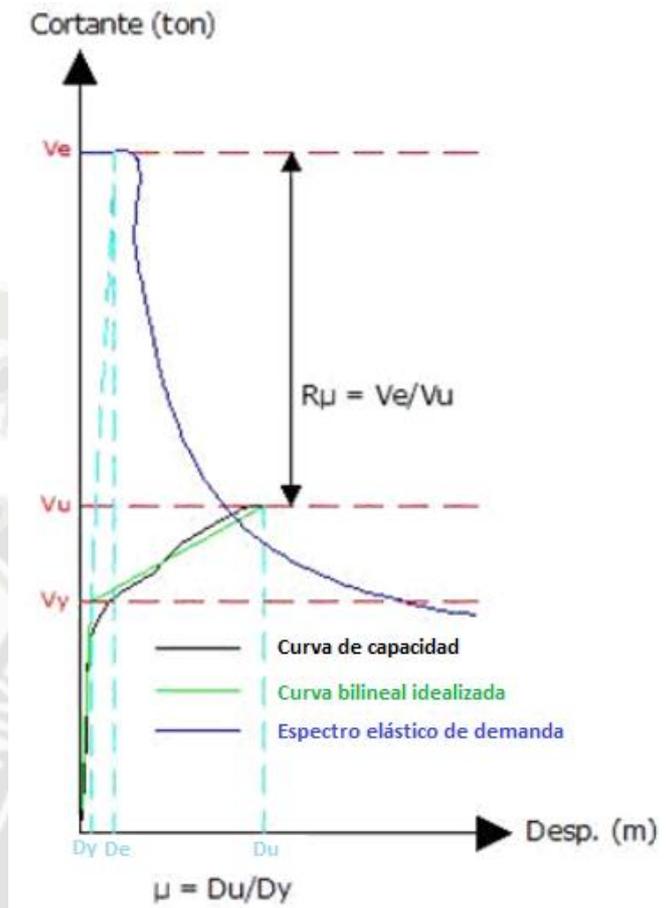


Figura 4.3 - Relación para el cálculo del factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia).

Asimismo, existen propuestas para el cálculo de este factor en función a la ductilidad que presente la estructura y basándose en la fórmula anterior, estas se basan en dos reglas: la de igual desplazamiento y la de igual energía:

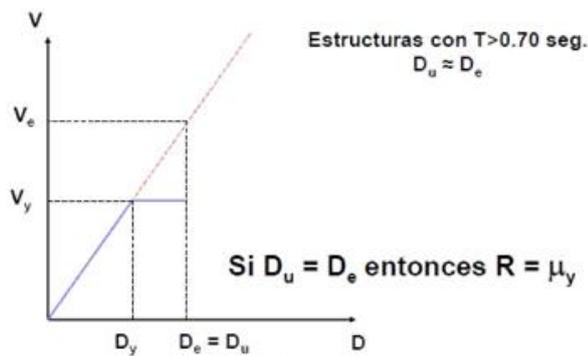


Figura 4.4 - Regla de igual desplazamiento (Fuente: Ref. 23)

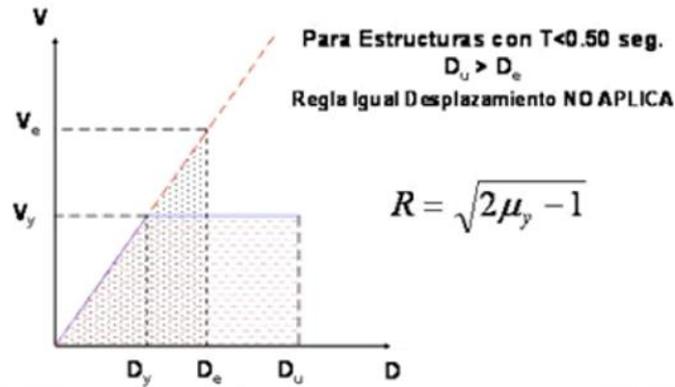


Figura 4.5 - Regla de igual energía (Fuente: Ref 23)

Por último, se han publicado numerosas investigaciones que proponen nuevas formulaciones para este factor, los cuales consideran que este valor depende principalmente del periodo fundamental de la estructura y del periodo del suelo sobre el cual se apoyará. Dentro de las principales investigaciones tenemos (Ref. 34):

- Newmark y Veletsos (1960): En su investigación se basaron en las reglas de igual desplazamiento y de igual energía para proponer las siguientes formulaciones:

Tabla 4.2 - Propuesta en la investigación de Newmark y Veletsos

Periodo	R_{μ}
$T=0$	1
Periodos cortos	μ
Periodos moderados	$\sqrt{2\mu - 1}$
Periodos largos	μ

- Newmark y Hall (1982): En su investigación se proponen ecuaciones en función al periodo de la estructura y al periodo del suelo sobre el cual se apoyará:

$$\begin{aligned}
 R_{\mu} &= 1 & T < T_a = 1/33 \text{ s} \\
 R_{\mu} &= (2\mu - 1)^{\beta} & 1/33 \leq T \leq T_b = 0.125 \text{ s.} \\
 R_{\mu} &= \sqrt{2\mu - 1} & T_b \leq T \leq T'_c \\
 R_{\mu} &= \mu \frac{T}{T_c} & T'_c < T < T_c \\
 R_{\mu} &= \mu & T \geq T_c
 \end{aligned}$$

$$\beta = \frac{\log(T/T_a)}{2\log(T_b/T_a)}$$

$$T'_c = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_c$$

Donde T_c es el periodo en el cual la aceleración espectral deja de ser constante y empieza la zona descendente.

- Riddell, Hidalgo y Cruz (1989): En esta investigación se proponen fórmulas en función al periodo fundamental de la estructura y a dos variables T^* y R^* , cuyos valores se dan en la siguiente tabla (Ref. 7):

Tabla 4.3 - Valores de los coeficientes T^* y R^*

PARAMETER	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$	$\mu = 6$	$\mu = 7$	$\mu = 8$
R^*	2.0	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	6.8
T^*	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4

$$0 < T < T^* \quad R_{\mu} = 1 + \frac{(R^* - 1)T}{T^*}$$

$$T \geq T^* \quad R_{\mu} = R^*$$

Estos valores se pueden representar en el siguiente gráfico:

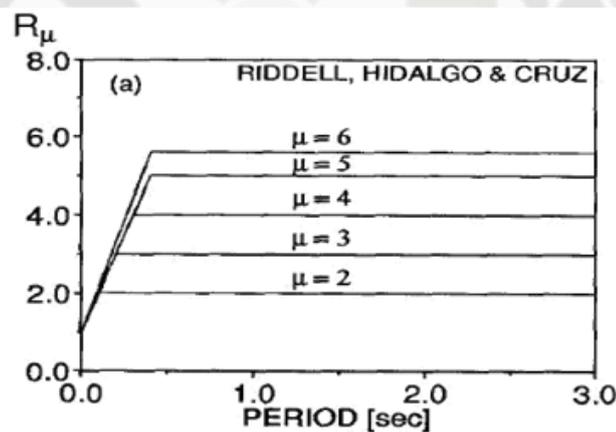


Figura 4.6 - Valores de la propuesta realizada por Riddell, Hidalgo y Cruz (Ref. 34).

- Nassar y Krawinkler (1991): Este estudio consideró la respuesta de sistemas de un grado de libertad sujetos a 15 sismos registrados en el oeste de los Estados Unidos. En su investigación proponen la siguiente fórmula (Ref. 34):

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c}$$

$$c = \frac{T^{\alpha}}{1 + T^{\alpha}} + \frac{b}{T}$$

Donde el valor de α es la relación entre la rigidez inelástica y la rigidez elástica de la estructura. El valor cero para α quiere decir que el modelo que se utilizó para simplificar la curva de capacidad es elasto perfectamente plástico.

Los valores de a y b se dan en la siguiente tabla:

Tabla 4.4 - Valores de a y b (Ref. 34).

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

También podemos observar los valores de manera gráfica:

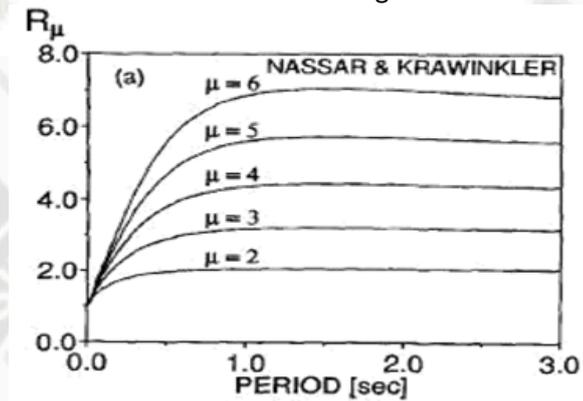


Figura 4.7 - Valores de la propuesta realizada por Nassar y Krawinkler (Ref. 7):

Existen otras investigaciones realizadas sobre este tema, el interesado puede consultar la Referencia 34.

En esta investigación se utilizará la propuesta del ATC-19 para el cálculo del factor de reducción por ductilidad y posteriormente se compararán los resultados con los propuestos en las diferentes investigaciones.

4.4 CÁLCULO DEL FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA.

El ATC indica la siguiente relación para el cálculo del factor de reducción por sobrerresistencia:

$$R_s = \frac{V_y}{V_d}$$

Donde V_y es la fuerza cortante que define un cambio de rigidez considerable en la estructura o cortante de fluencia y V_d es el cortante con el cual fue diseñada la estructura. Esto se describe en el siguiente gráfico:

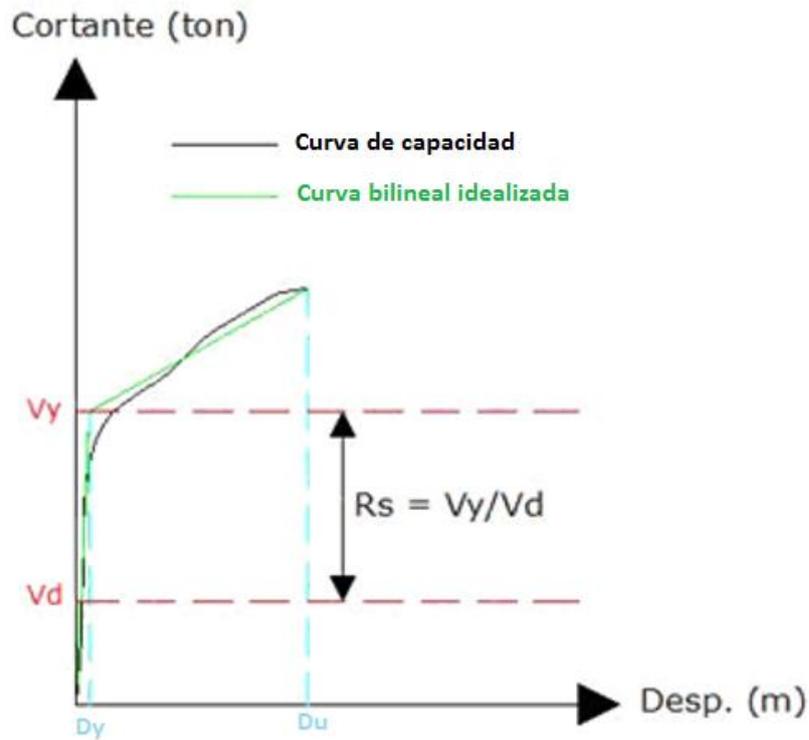
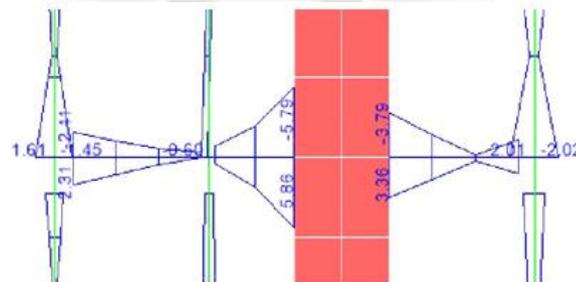


Figura 4.8 - Cálculo del factor de reducción por sobrerresistencia (Fuente: Elaboración Propia).

Como es de conocimiento, todas las estructuras tienen una sobrerresistencia en comparación al cortante con el cual fueron diseñadas, esto a causa de varios factores, como la cuantía mínima especificada para cada uno de sus elementos, la distribución del acero en los elementos, las combinaciones de cargas, el modelamiento estructural, diámetros de refuerzo, etc.

A manera de ejemplo, se verificará la sobrerresistencia que presenta una viga de un edificio ubicado en la ciudad de Arequipa. Se presenta a continuación el diagrama de momentos flectores de la viga (sección 25x40 y concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$):



2.31	0.35	0.86	5.79	3.79	0.47	1.40
2.25	0.35	0.86	5.86	3.36	0.47	1.40

Figura 4.9 - Diagrama de momentos flectores de la viga en ton.m (Fuente: Autor utilizando Etabs)

A continuación se presenta el refuerzo teórico necesario para la viga:

1.84	0.27	0.68	4.83	3.08	0.37	1.11
1.80	0.27	0.68	4.89	2.72	0.37	1.11

Figura 4.10 - Área teórica en cm^2 del refuerzo necesario en la viga (Fuente: Elaboración Propia)

Ahora se muestra el refuerzo necesario para la viga considerando la cuantía mínima que establece la norma E.060, de ser necesario:

2.05	2.05	2.05	4.83	3.08	2.05	2.05
2.05	2.05	2.05	4.89	2.72	2.05	2.05

Figura 4.11 - Área del refuerzo en cm^2 necesario en la viga considerando la cuantía mínima (Fuente: Elaboración Propia)

Por último se muestra el área de acero que se colocará una vez distribuido el acero, que consta de $2\emptyset 1/2''$ como refuerzo superior e inferior corrido en toda la viga a excepción del tercer apoyo donde se colocarán dos bastones de $2\emptyset 1/2''$ superior e inferior.

2.54	2.54	2.54	5.08	5.08	2.54	2.54
2.54	2.54	2.54	5.08	5.08	2.54	2.54

Figura 4.12 - Área del refuerzo en cm^2 distribuido en la viga (Fuente: Elaboración Propia)

Si hacemos una comparación entre las figuras 4.11 y 4.9, podremos obtener la sobrerresistencia que presenta la viga:

1.38	9.41	3.74	1.05	1.65	6.86	2.29
1.41	9.41	3.74	1.04	1.87	6.86	2.29

Figura 4.13 - Sobrerresistencia que presenta la viga (Fuente: Elaboración Propia)

Se puede observar que la mayor sobrerresistencia se presenta cuando el elemento necesita menos refuerzo que el mínimo establecido en la norma. El mismo caso se da en columnas y placas, ya que existen casos en los que estas son capaces de soportar las solicitaciones con un refuerzo menor al mínimo exigido, pero se le coloca el mínimo y se genera sobrerresistencia.

Existen investigaciones que proponen rangos de valores para este factor, las cuales se

resumen en la siguiente tabla:

Tabla 4.5 - Resultados de investigaciones realizadas en el factor de reducción por sobrerresistencia (Ref. 34).

Autor	Casos estudiados	R_{Ω}
Osteraas y Krawinkler (1990)	Pórticos distribuidos resistentes a momentos. Zona 4 UBC, suelo S2.	2.1 – 6.5
	Pórticos perimetrales resistentes	1.8 – 3.5
	Pórticos con diagonales	2.2 – 2.8
Freeman (1990)	Edificio de 4 pisos	2.8
	Edificio de 7 pisos	4.8
Miranda y Bertero (1989)	Edificios de baja altura de México	2 – 5
Cassis y Bonelli (1992)	Edificios con muros y pórticos de Chile	3 – 5
Zhu et al (1992)	Edificio de 4 pisos. En 3 zonas sísmicas de Canadá.	1.23 – 1.71
Uang y Maarouf (1993)	Edificio de 6 pisos. Loma Prieta (1989)	1.9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de 4 pisos. Zona 2 del UBC	2.2
Fischinger et al (1994)	Edificios de mediana y baja altura	1.6 – 4.6
Jain and Navin (1995)	Edificios de 3, 6 y 9 pisos en Zona 5 de India	2 – 3
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de H.A.	2.0 – 2.5
Elnashai y Mwafi (2002)	Edificios de mediana altura e irregularidad vertical	2.0 – 3.0

Como se puede observar, existe una gran variabilidad entre los valores obtenidos en las diferentes investigaciones, un hecho que es predecible ya que la sobrerresistencia no se puede basar en una ecuación, sino que depende netamente del criterio y la metodología de diseño del proyectista y de la normativa que se utilice para el diseño.

4.5 LA REDUNDANCIA Y SU IMPORTANCIA EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.

La redundancia es la capacidad que tienen las estructuras de soportar fuerzas en el rango inelástico, redistribuyéndolas a los elementos con menor daño y previniendo el colapso. Un edificio redundante puede soportar desplazamientos inelásticos considerables sin llegar al colapso, mientras que un edificio con poca redundancia tiene mayor probabilidad de colapsar poco después de llegar a su estado de fluencia.

Investigaciones realizadas en este tema afirman que la redundancia depende del número de líneas de resistencia que presente la estructura en cada dirección, entendiéndose por “líneas de resistencia” el número de crujeas que se tengan en cada dirección:

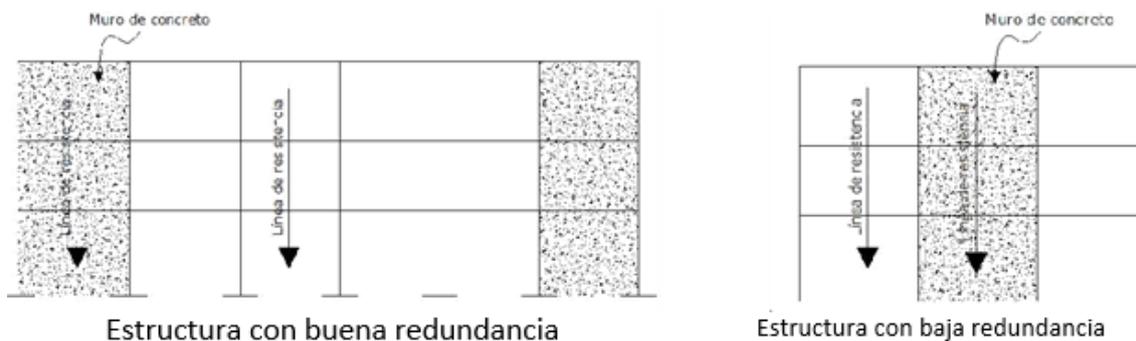


Figura 4.14 - Redundancia en estructuras (Fuente: Elaboración propia).

Según el ATC, se requieren como mínimo 4 líneas de resistencia en cada dirección para que la estructura tenga adecuada redundancia. Se presentan a continuación algunos casos de falla o colapso de edificios a causa de la poca redundancia que presentan:

Tabla 4.6 - Casos de fallas en edificios con poca redundancia (Ref. 8)

<p>Edificios Petunia. Se puede observar que solo tienen una línea de resistencia en la dirección corta, por lo que es vulnerable al colapso frente a un sismo.</p>	
<p>Edificio Laguna Beach. Poca redundancia en la dirección corta.</p>	
<p>Proyecto multifamiliar Juárez-México. Uno de los edificios recién construido colapsó durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 debido a la poca redundancia en la dirección corta.</p>	
<p>Colapso de edificio con poca redundancia durante el sismo de Kobe.</p>	

Para demostrar el concepto de redundancia y su diferencia con indeterminación estática, Bertero y Bertero (1999) compararon dos pórticos con el mismo grado de indeterminación estática (6 nodos), pero diferente redundancia. El ejemplo se muestra en la figura:

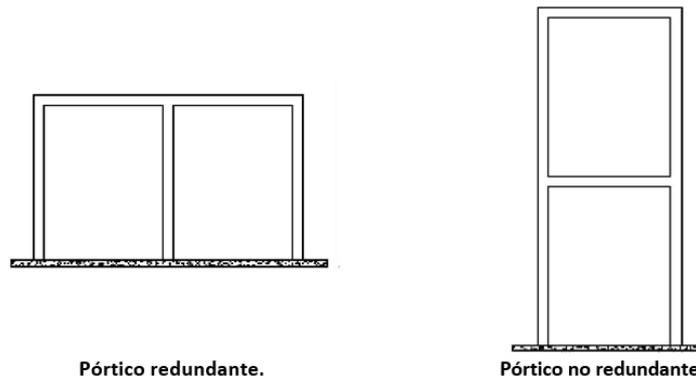


Figura 4.15 - Comparación entre pórticos con igual grado de indeterminación estática, pero diferente redundancia (Ref. 8).

Los mecanismos de falla esperados para estos pórticos considerando que se respeten las condiciones de columna fuerte – viga débil son:

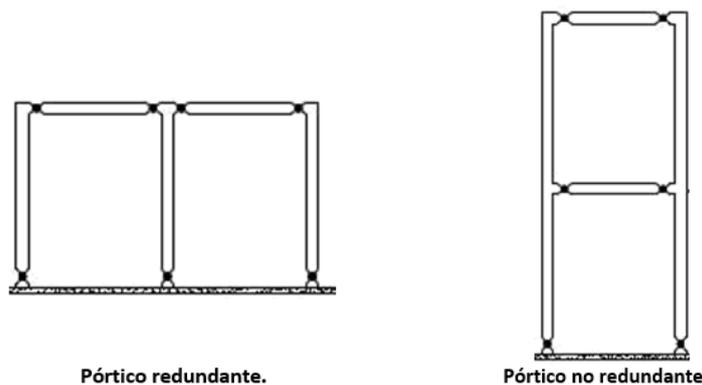


Figura 4.16 - Mecanismos de falla deseados en los pórticos (Ref. 8).

Por último los mecanismos de falla esperados para estos pórticos considerando una falla por piso blando son:

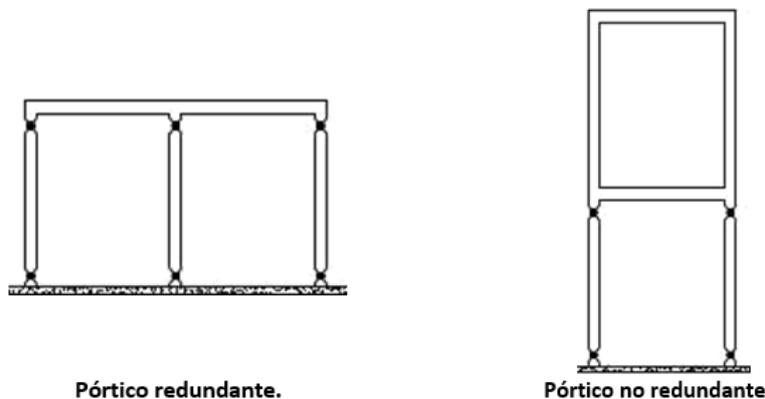


Figura 4.17 - Mecanismos de falla no deseados en los pórticos (Ref. 8).

Con estos mecanismos se demuestra el papel que juega la redundancia en la respuesta de una estructura, ya que podemos ver que en los dos casos el pórtico redundante presenta

mayor cantidad de rótulas plásticas, lo que significa que existe una mejor distribución de esfuerzos en la estructura, por lo tanto un mejor comportamiento.

4.6 CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN POR REDUNDANCIA.

El ATC indica que toda estructura deberá tener como mínimo 4 líneas de resistencia en cada dirección para tener una buena redundancia, caso contrario, se multiplicará al factor R por los siguientes factores de redundancia:

Tabla 4.7 - Factores de redundancia propuestos por el ATC

Líneas de Resistencia	Factor de Redundancia
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Roberto Aguiar (Ref. 34) propone la siguiente metodología para calcular el factor de reducción:

$$R_R = \frac{V_u}{V_1}$$

Donde V_u es el cortante máximo que resiste la estructura hasta el colapso y V_1 es el cortante asociado a la formación de la primera rótula plástica. Esta relación será válida cuando el mecanismo de falla de la estructura conste de rótulas plásticas en todos los extremos de vigas y pies de columna, pero esta relación se disminuirá en forma lineal cuando en la estructura se han formado menos rótulas que el mecanismo adoptado. El mecanismo de falla adoptado para su investigación se presenta en la siguiente figura:

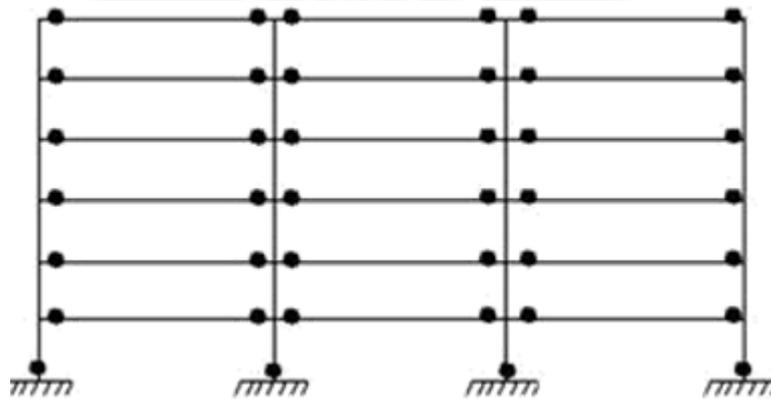


Figura 4.18 - Mecanismo de falla ideal en una estructura.

En esta investigación se utilizará la metodología propuesta por el ATC. Se calculará el factor de redundancia con la siguiente expresión:

$$R_R = \frac{V_u}{V_y}$$

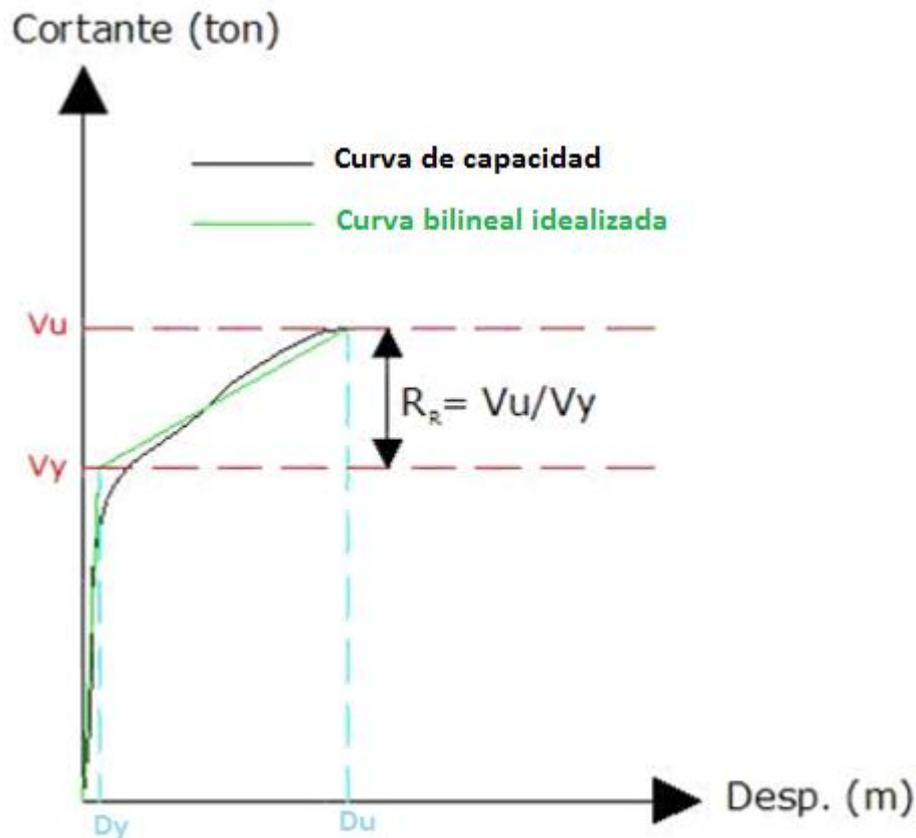


Figura 4.19 - Cálculo del factor de reducción por redundancia (Fuente: Elaboración Propia)

Donde V_u es el cortante máximo que resiste la estructura hasta el colapso y V_y es el cortante de fluencia en la estructura. Esta relación será afectada en función al número de líneas de resistencia según la tabla 4.7.

4.7 EL FACTOR DE REDUCCIÓN POR AMORTIGUAMIENTO.

Este factor tiene como propósito considerar la disipación de energía que presenta la estructura al incursionar en su rango inelástico, en otras palabras, al sufrir daños.

Una estructura que se encuentra en su rango inelástico, presenta mayor amortiguamiento por lo tanto mayor disipación de energía y mayor periodo, pero esta dependencia no es proporcional, es por eso que no se considera como un componente del factor de reducción sísmica, pero si se utilizará para evaluar el desempeño de una estructura, ya que se tendrá que reducir el espectro de demanda en función al periodo que presente la estructura. Esto se apreciará mejor con la siguiente figura:

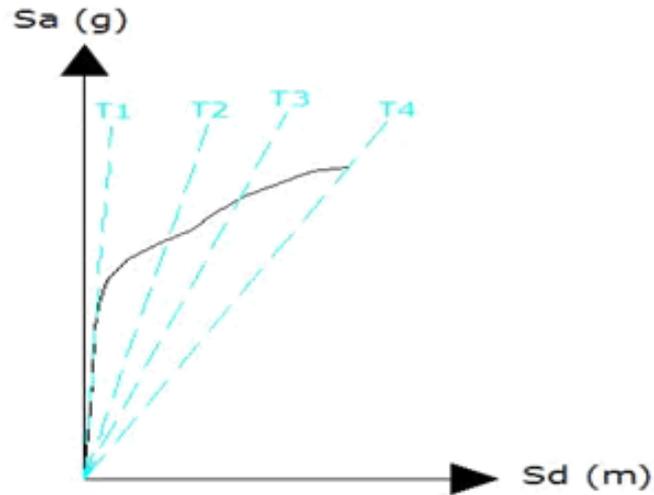


Figura 4.20 - Espectro de capacidad en formato ADRS (Fuente: Elaboración propia)

Como se puede apreciar, a medida que la estructura incursiona en mayor daño, aumenta su periodo de vibración, por lo tanto, su capacidad de disipar energía.

CAPÍTULO 5 – VALIDACIÓN DE MODELOS MATEMÁTICOS PARA INVESTIGACIÓN

5.1 JUSTIFICACIÓN DE LA VALIDACIÓN.

Por ser una investigación en la cual se hará uso de análisis computarizados, es importante tener un grado de confiabilidad aceptable en los resultados que se puedan obtener de estos, para lo cual se hará una validación de un modelo simple pero considerando las características que tendrán los modelos que se utilizarán en el presente trabajo, comparando los resultados obtenidos de una análisis computarizados con resultados manuales del mismo.

5.2 PRESENTACIÓN DEL MODELO Y METODOLOGÍA A UTILIZAR:

Tratándose de una investigación en edificios duales, se considerará un pórtico simple de tres pisos compuesto por dos columnas y un muro de corte, el cuál absorberá como máximo el 80% del cortante total en la base, esto de acuerdo a lo estipulado en nuestra norma "E.030 - Diseño Sismorresistente". El pórtico a analizar es el siguiente:

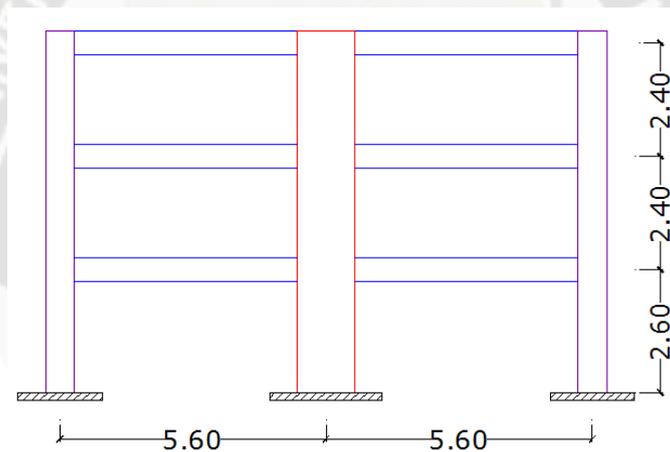


Figura 5.1 - Pórtico a analizar-medidas en metros (Fuente: Elaboración propia).

El sistema estructural consta de dos columnas de 60x20cm en los extremos, un muro de corte en el centro de 120x20 cm y vigas de 25x50cm en los 3 niveles. Se estimó una distribución de acero en los elementos estructurales de acuerdo al refuerzo mínimo requerido. Los detalles se muestran a continuación:

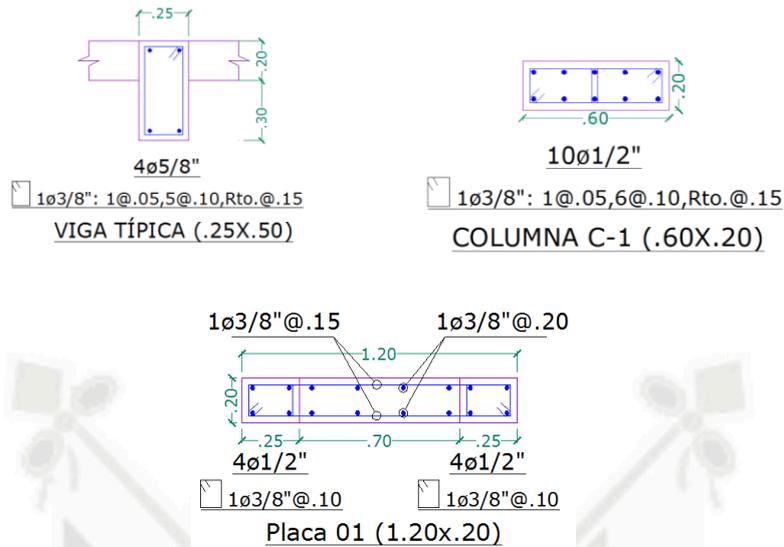


Figura 5.2 - Distribución del refuerzo en los elementos estructurales (Fuente: Elaboración propia).

En este capítulo se realizará el análisis modal del modelo y el análisis pushover con el programa Etabs 2013. Los resultados se compararán con cálculos manuales para el caso del análisis modal y con un análisis paso a paso para el análisis pushover. Finalmente se compararán las dos maneras posibles de modelar el comportamiento no lineal de muros de corte, los cuales son: “mid pier” y “layered shell”.

5.3 ANÁLISIS MODAL Y PUSHOVER DEL MODELO:

Para realizar el análisis no lineal del modelo, se requieren los diagramas momento curvatura de los elementos estructurales, incluido el muro, ya que primero se considerará al muro como un “mid pier” es decir un elemento frame que tendrá las dimensiones de la placa. Por simplicidad se considerarán diagramas momento curvatura irreales, en los cuales cada elemento estará en su capacidad máxima al llegar a la fluencia. Esto se entenderá mejor con los diagramas de cada elemento:

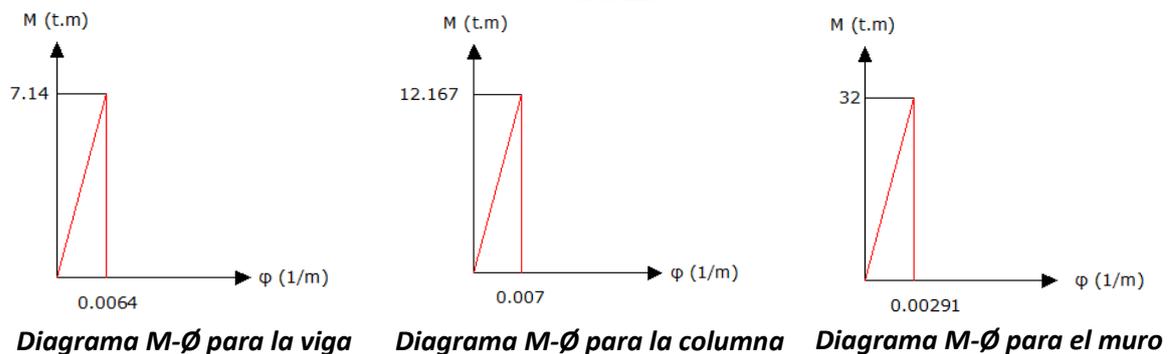


Figura 5.3 - Diagramas momento curvatura a considerar en el ejemplo (Fuente: Elaboración propia)

Se puede notar que los elementos no tienen capacidad de desplazarse luego de llegar a la fluencia, por ejemplo, la viga será descargada totalmente cuando ésta alcance un momento de 7.14 t.m o una curvatura de 0.0064 1/m. Cabe resaltar que esto no refleja el comportamiento real de la viga, pero por ser un ejemplo académico se analizará así, ya que el concepto al hacer el análisis pushover no cambia.

Se presenta el modelo del pórtico a analizar:

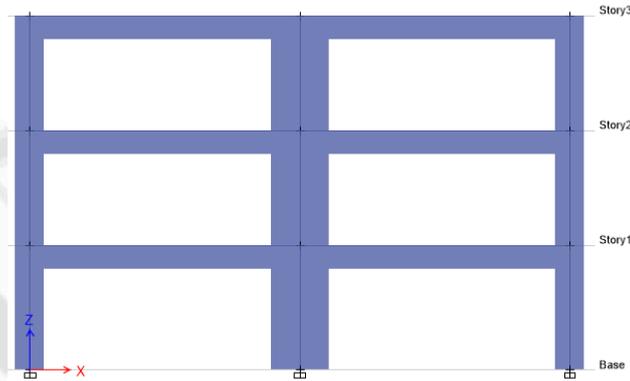


Figura 5.4 - Modelo del pórtico a analizar (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Los diagramas momento – curvatura obtenidos se ingresan al programa como “hinges” (rótulas plásticas). Definiremos entonces un hinge para cada elemento:

Frame Hinge Property Data for VIG25X50 - Moment M3

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	0	-0.0064
D-	-7.14	0
C-	-7.14	0
B-	-7.14	0
A	0	0
B	7.14	0
C	7.14	0
D	7.14	0
E	0	0.0064

Displacement Control Parameters

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length: 0.25 m

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment

Moment SF: Positive 1, Negative 1 (tonf-m)

Use Yield Curvature (Steel Objects Only)

Curvature SF: Positive 1, Negative 1 (1/m)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

Immediate Occupancy

Positive: 0.003, Negative: -0.003

Life Safety

Positive: 0.012, Negative: -0.012

Collapse Prevention

Positive: 0.015, Negative: -0.015

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

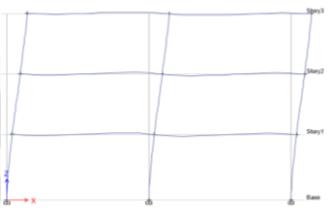
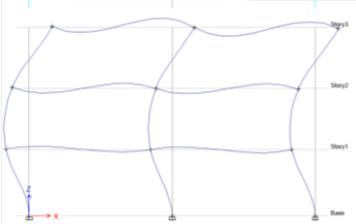
Figura 5.5 - Datos del diagrama momento curvatura de las vigas (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Se puede observar que el programa por defecto le asigna una curvatura cero al punto de fluencia (Punto “B”), esto se debe a que el programa considera que la curvatura de fluencia

es despreciable en comparación a la curvatura última del elemento, es por eso que se le asignaron los datos de la manera mostrada. Asimismo, el programa requiere de un diagrama momento – giro para poder realizar el análisis. Este giro se obtiene de multiplicar la curvatura por la longitud equivalente de rótula plástica. Esta medida se puede aproximar a la mitad del peralte del elemento [Paulay y Priestley, 1992], es por eso que se le asignó el valor de 0.25m a “Hinge Length”. El mismo procedimiento se siguió para los elementos restantes.

Es necesario realizar un análisis dinámico previo al pushover debido a que necesitamos comprobar si existen modos de vibración altos que aporten un porcentaje considerable de masa a la respuesta final de la estructura o en lo contrario, que el primer modo de vibración (modo fundamental) aporte casi la totalidad de la respuesta de la estructura. Para esto se realizó el análisis modal del pórtico y se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 5.1 - Resultados del análisis modal computarizado.

RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS MODAL CON ETABS 2013 (CONSIDERANDO EN EL ANÁLISIS 1 MODO DE VIBRACIÓN POR NIVEL)	
	<p>1er modo de vibración:</p> <p>T = 0.112 s</p> <p>Factor de participación de masa = 80.65%</p>
	<p>2do modo de vibración:</p> <p>T = 0.03 s</p> <p>Factor de participación de masa = 15.89%</p>
	<p>3er modo de vibración:</p> <p>T = 0.015 s</p> <p>Factor de participación de masa = 3.38%</p>

Para validar los resultados obtenidos, se realizará el mismo análisis manual, para eso necesitamos conocer las propiedades de los materiales y las secciones:

Resistencia del concreto: 210 kg/cm²

Peso Específico del concreto armado: 2.4 t/m^3 Módulo de elasticidad del concreto: $2173706.512 \text{ t/m}^2$

Se considerará que las vigas son infinitamente rígidas por axial (condición de diafragma rígido) al igual que las columnas.

Con los datos mostrados debemos ahora calcular la masa (m) correspondiente a cada nivel. Para esto se utilizará un sistema idealizado de la estructura en el cual la masa se concentra en la parte superior de cada nivel:

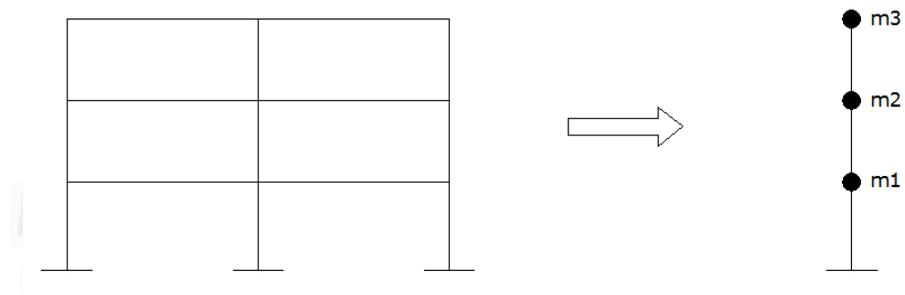


Figura 5.6 - Idealización de masas para el análisis (Fuente: Elaboración propia).

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

m_i = Masa del nivel "i"

W_i = Peso del nivel "i"

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

Se calculó el peso tributario correspondiente a cada nivel de acuerdo al siguiente gráfico:

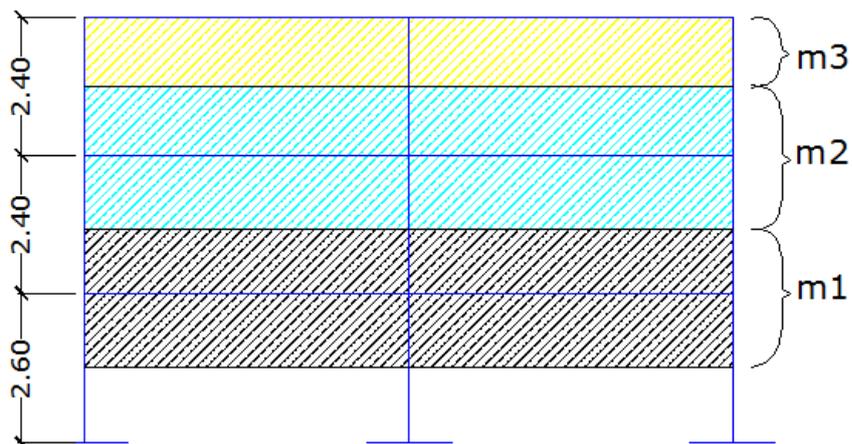


Figura 5.7 - Distribución de masas tributarias para el análisis

Tabla 5.2 - Distribución de masas en cada nivel de la estructura.

	Peso Calculado(t)	Masa Calculada (t.s ² /m)	Pesos extraídos del programa
1er Nivel	6.24	0.636085627	6.24
2do Nivel	6.1248	0.624342508	6.1248
3er Nivel	4.7424	0.483425076	4.744
Total	18.6048	-	18.6048

Para poder realizar un análisis modal, debemos definir los grados de libertad que tendrá la estructura. En este caso se definió un grado de libertad en traslación y tres en rotación por cada nivel:

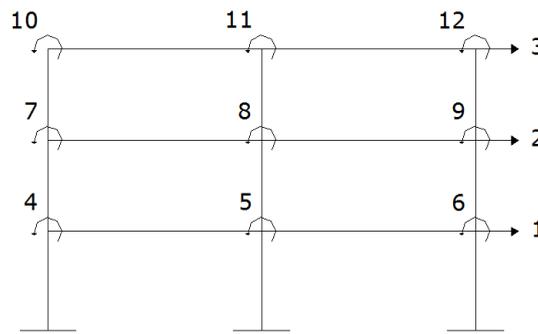


Figura 5.8 - Grados de libertad del modelo a analizar (Fuente: Elaboración propia).

Como la masa se concentró en la parte superior de cada nivel, solo los grados de libertad traslacionales poseerán masa, es decir, la masa considerada para los grados de libertad 4 a 12 es cero. De acuerdo a esto se puede generar la matriz de masas de la estructura:

$$M = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} \end{bmatrix}$$

$$\Rightarrow M = \begin{bmatrix} 0.636085627 & 0 & 0 \\ 0 & 0.624342508 & 0 \\ 0 & 0 & 0.483425076 \end{bmatrix} \text{ t} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

Para poder calcular la matriz de rigidez de la estructura, utilizaremos los siguientes coeficientes de rigidez para un elemento en flexión [Chopra, 2014]:

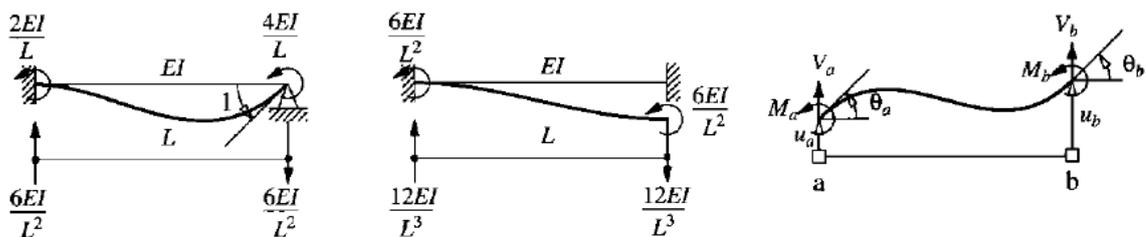


Figura 5.9 - Coeficientes de rigidez para elementos en flexión (Fuente: Ref. 50).

Para simplificar el cálculo, se utilizará la **condensación estática**, que es un método que nos permite eliminar de los análisis dinámicos aquellos grados de libertad de una estructura a los cuales se les asigna una masa cero, pero sin excluirlos del análisis estático [Chopra, 2014]. La fórmula que se utilizará para este propósito es la siguiente:

$$\hat{\mathbf{k}}_{tt} = \mathbf{k}_{tt} - \mathbf{k}_{0t}^T \mathbf{k}_{00}^{-1} \mathbf{k}_{0t}$$

Donde:

$\hat{\mathbf{k}}_{tt}$ = Matriz de rigidez condensada.

\mathbf{k}_{tt} = Matriz de rigidez de los grados de libertad que contienen masa.

\mathbf{k}_{0t}^T = Matriz de rigidez de los grados de libertad sin masa debidos a grados de libertad que contienen masa

$\mathbf{k}_{0t}^T = \mathbf{k}_{t0}$

\mathbf{k}_{00} = Matriz de rigidez de los grados de libertad sin masa debidos a grados de libertad sin masa

$$k = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} & k_{17} & k_{18} & k_{19} & k_{110} & k_{111} & k_{123} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} & k_{27} & k_{28} & k_{29} & k_{210} & k_{211} & k_{212} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & k_{35} & k_{36} & k_{37} & k_{38} & k_{39} & k_{310} & k_{311} & k_{312} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & k_{45} & k_{46} & k_{47} & k_{48} & k_{49} & k_{410} & k_{411} & k_{412} \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & k_{55} & k_{56} & k_{57} & k_{58} & k_{59} & k_{510} & k_{511} & k_{512} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & k_{65} & k_{66} & k_{67} & k_{68} & k_{69} & k_{610} & k_{611} & k_{612} \\ k_{71} & k_{72} & k_{73} & k_{74} & k_{75} & k_{76} & k_{77} & k_{78} & k_{79} & k_{710} & k_{711} & k_{712} \\ k_{81} & k_{82} & k_{83} & k_{84} & k_{85} & k_{86} & k_{87} & k_{88} & k_{89} & k_{810} & k_{811} & k_{812} \\ k_{91} & k_{92} & k_{93} & k_{94} & k_{95} & k_{96} & k_{97} & k_{98} & k_{99} & k_{910} & k_{911} & k_{912} \\ k_{101} & k_{102} & k_{103} & k_{104} & k_{105} & k_{106} & k_{107} & k_{108} & k_{109} & k_{1010} & k_{1011} & k_{1012} \\ k_{111} & k_{112} & k_{113} & k_{114} & k_{115} & k_{116} & k_{117} & k_{118} & k_{119} & k_{1110} & k_{1111} & k_{1112} \\ k_{121} & k_{122} & k_{123} & k_{124} & k_{125} & k_{126} & k_{127} & k_{128} & k_{129} & k_{1210} & k_{1211} & k_{1212} \end{bmatrix} \quad k = \begin{bmatrix} k_{tt} & k_{t0} \\ k_{0t} & k_{00} \end{bmatrix}$$

En este caso se tienen 12 grados de libertad, de los cuales se obtendrá una matriz de rigidez de 12x12, pero ésta matriz será condensada para obtener una matriz de rigidez de 3x3 ya que son 3 grados de libertad los que contienen masa.

La matriz de rigidez calculada se muestra a continuación:

$$K = \begin{bmatrix} 121355.799 & -67928.3285 & 0 & -1205.8283 & -9646.6266 & -1205.8283 & -8151.39942 & -65211.1954 & -8151.39942 & 0 & 0 & 0 \\ -67928.3285 & 135856.657 & -67928.3285 & 8151.39942 & 65211.1954 & 8151.39942 & 0 & 0 & -8151.39942 & -65211.1954 & -8151.39942 & -8151.39942 \\ 0 & -67928.3285 & 67928.3285 & 0 & 0 & 0 & 8151.39942 & 65211.1954 & 8151.39942 & 8151.39942 & 8151.39942 & 8151.39942 \\ -1205.8283 & 8151.39942 & 0 & 29124.5819 & 2021.67644 & 0 & 6521.11954 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -9646.6266 & 65211.1954 & 0 & 2021.67644 & 208736.538 & 2021.67644 & 0 & 52168.9563 & 6521.11954 & 0 & 0 & 0 \\ -1205.8283 & 8151.39942 & 0 & 0 & 2021.67644 & 29124.5819 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -8151.39942 & 0 & 8151.39942 & 6521.11954 & 0 & 0 & 30127.8311 & 2021.67644 & 2021.67644 & 6521.11954 & 0 & 0 \\ -65211.1954 & 0 & 65211.1954 & 0 & 52168.9563 & 0 & 2021.67644 & 216762.532 & 2021.67644 & 0 & 52168.9563 & 0 \\ -8151.39942 & 0 & 8151.39942 & 0 & 6521.11954 & 6521.11954 & 0 & 0 & 30127.8311 & 0 & 0 & 6521.11954 \\ 0 & -8151.39942 & 8151.39942 & 0 & 0 & 0 & 52168.9563 & 0 & 0 & 17085.592 & 2021.67644 & 0 \\ 0 & -65211.1954 & 65211.1954 & 0 & 0 & 0 & 52168.9563 & 2021.67644 & 112424.619 & 2021.67644 & 2021.67644 & 2021.67644 \\ 0 & -8151.39942 & 8151.39942 & 0 & 0 & 0 & 6521.11954 & 0 & 2021.67644 & 0 & 17085.592 & 17085.592 \end{bmatrix} t/m$$

Condensado la matriz se obtiene:

$$\bar{K}_{tt} = \begin{bmatrix} 95027.9674211 & -59194.8515096 & 15194.486787 \\ -59194.8515096 & 66986.6986946 & -27362.5092783 \\ 15194.486787 & -27362.5092783 & 15364.5859661 \end{bmatrix} t/m$$

Habiendo calculado las matrices de masa y rigidez, podemos ahora hallar los modos de vibración, sus periodos y porcentajes de participación de masa.

La ecuación inicial para vibración libre de sistemas de varios grados de libertad es la siguiente:

$$[M][\ddot{u}] + [K][u] = [0]$$

Donde:

[M] = Matriz de masas de la estructura.

[K] = Matriz de rigideces de la estructura.

$[\ddot{u}]$ = Matriz de aceleraciones de la estructura

[u] = Matriz de desplazamientos de la estructura

Asimismo, la variación de los desplazamientos se describe mediante la función armónica simple:

$$[u(t)] = [\phi_n] \{A_n \cos(\omega_n t) + B_n \sin(\omega_n t)\} = [\phi_n] \{q_n\}$$

Donde A_n y B_n son constantes que pueden determinarse a partir de condiciones iniciales dadas y ϕ_n representa a la forma de vibrar la cual no varía con el tiempo. Si derivamos $u(t)$ dos veces podremos obtener una ecuación para la aceleración. Entonces $[\ddot{u}(t)] = [\phi_n](-\omega_n^2)\{q_n\}$.

Reemplazando estas ecuaciones en la primera se obtiene la siguiente expresión:

$$\{ [M] [\phi_n](-\omega_n^2) + [K] [\phi_n] \} \{q_n\} = [0]$$

Igualar $\{q_n\}$ a cero no sería una solución útil ya que implicaría que no exista movimiento en la estructura (conocida como solución trivial), es por eso que igualaremos a cero la primera expresión:

$$[M] [\phi_n] \omega_n^2 = [K] [\phi_n]$$

Esta es la ecuación algebraica conocida como el “problema del autovalor o eigenvalor” y una sus soluciones es la siguiente:

$$[M]^{-1} [K] [\phi_n] = \omega_n^2 [\phi_n]$$

Donde las raíces de ω_n^2 determinan las frecuencias naturales de vibración de acuerdo al número de modos que se calculen, que en nuestro caso serán 3. Para la solución de esta ecuación se recomienda ir a la Referencia 50. Los resultados obtenidos son:

$$\omega_1^2 = 238123.505532 \text{ (rad/s)}^2 \Rightarrow \omega_1 = 487.979 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2^2 = 3040.3453547 \text{ (rad/s)}^2 \Rightarrow \omega_2 = 55.139 \text{ rad/s}$$

$$\omega_3^2 = 47305.4317196 \text{ (rad/s)}^2 \Rightarrow \omega_3 = 217.498 \text{ rad/s}$$

La frecuencia angular correspondiente al primer modo de vibración será la menor de las obtenidas del cálculo y para el tercer modo se tomará la mayor. Para calcular los periodos de vibración se utilizará la ecuación $T = \frac{2\pi}{\omega_n}$ y para obtener los diferentes modos de vibración solo

bastará con reemplazar las frecuencias angulares en la ecuación solución del autovalor. Ahora se presentan los resultados obtenidos y se los compara con los extraídos del programa Etabs.

Tabla 5.3 - Comparación de resultados del análisis modal.

COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL						
# modo	Valores Calculados			Valores extraídos del programa		
	T (s)	$[\phi_n]$	% Participación de masas	T (s)	$[\phi_n]$	% Participación de masas
1er modo	0.114	$\begin{bmatrix} 0.25 \\ 0.64 \\ 1 \end{bmatrix}$	79.94%	0.112	$\begin{bmatrix} 0.26 \\ 0.66 \\ 1 \end{bmatrix}$	80.65%
2do modo	0.029	$\begin{bmatrix} -1 \\ -0.84 \\ 1.02 \end{bmatrix}$	16.17%	0.03	$\begin{bmatrix} -1 \\ -0.74 \\ 0.98 \end{bmatrix}$	15.89%
3er modo	0.013	$\begin{bmatrix} -1 \\ 0.85 \\ -0.39 \end{bmatrix}$	3.68%	0.015	$\begin{bmatrix} -1 \\ 0.91 \\ -0.43 \end{bmatrix}$	3.38%

De la tabla anterior podemos comprobar que los resultados obtenidos con el programa son confiables. Es importante aclarar que el muro central del pórtico fue modelado como un elemento "frame" y no un "shell" como es costumbre, esto debido a que en el procedimiento manual se calculó la rigidez de este muro considerando que es una barra sometida a flexión y la forma de calcular del programa tiene que ser congruente con lo que se hizo manualmente para poder hacer una comparación.

Ahora se procederá a realizar el análisis estático no lineal del modelo. En el programa se definió el caso de carga no lineal considerando que la descarga de la estructura será dada mediante la rigidez secante de ésta y las rótulas plásticas fueron definidas en los extremos de cada elemento (5% de la longitud y 95% de la longitud). El patrón de fuerzas horizontales que se utilizó es el correspondiente al primer modo de vibración:



Figura 5.10 - Patrón de fuerzas utilizado para al análisis pushover y ubicación de rótulas plásticas (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Finalmente se obtuvo la siguiente curva de capacidad:

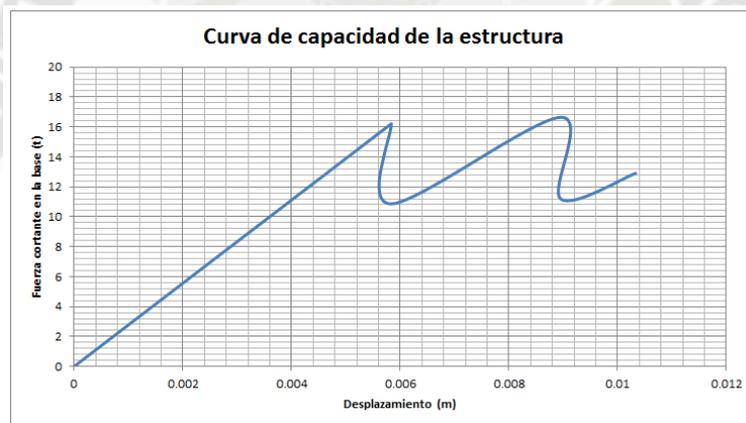


Figura 5.11 - Curva de capacidad obtenida con el programa (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Para comprobar estos resultados, haremos un análisis elástico paso a paso a fin de obtener la misma curva de capacidad. El procedimiento se describe a continuación:

1. Aplicar el patrón de fuerzas correspondiente al primer modo de vibración, obteniendo los siguientes diagramas de momentos flectores en los elementos:

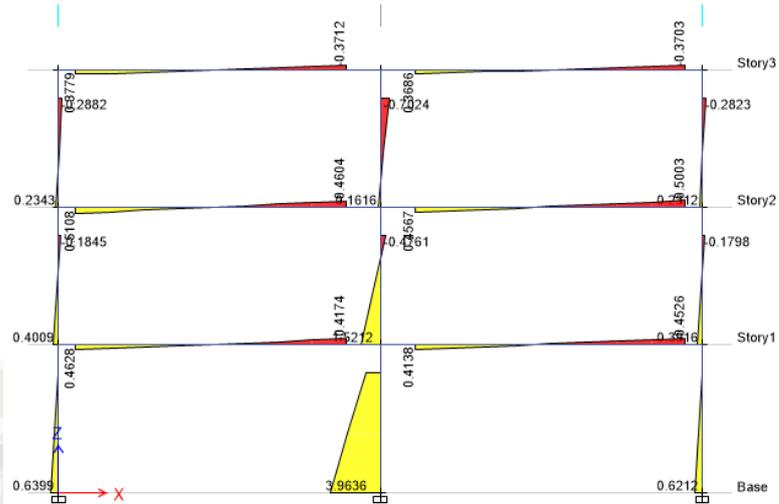


Figura 5.12 - Momentos flectores obtenidos de un análisis elástico aplicando el patrón de fuerzas correspondiente al primer modo de vibración de la estructura (Fuente: Autor utilizando Etabs).

- Al observar el diagrama de momentos debemos saber cuál o cuáles son los elementos más próximos a plastificarse, para esto dividimos el momento actuante entre el momento de fluencia del elemento. El valor(es) más alto de ésta división corresponderá al elemento más próximo a plastificarse, pero éste momento deberá ser tomado a la misma distancia a la que fue definida la rótula plástica en el análisis pushover, que en este caso es $0.05L$. Aplicando esto se obtiene que el elemento más próximo a plastificarse es el muro en su base. El momento actuante a $0.5L$ es 3.7888t.m y su momento de fluencia es 32 t.m , por lo que $3.7888/32 = 0.1184$. Entonces deberemos amplificar las fuerzas aplicadas por el inverso del valor calculado ($1/0.1184 = 8.446$). Entonces el nuevo patrón de fuerzas es el siguiente:

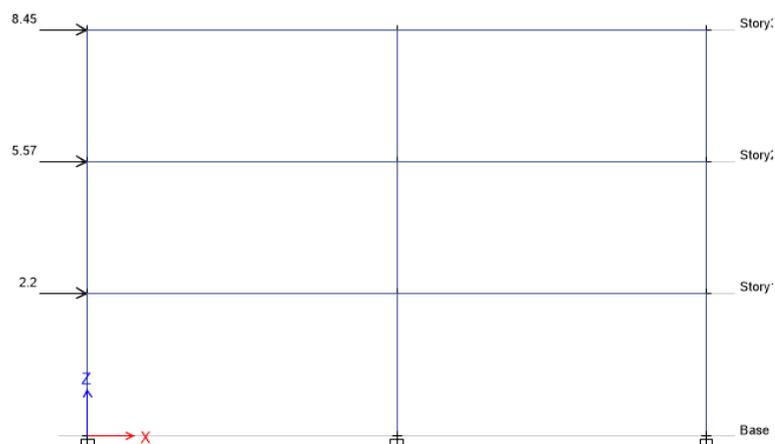


Figura 5.13 - Patrón de fuerzas amplificado para obtener la rótula plástica en el muro (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Aplicando estas fuerzas, obtendremos un momento a 0.13m (0.05x2.6) de la base del muro igual al momento de fluencia de éste.

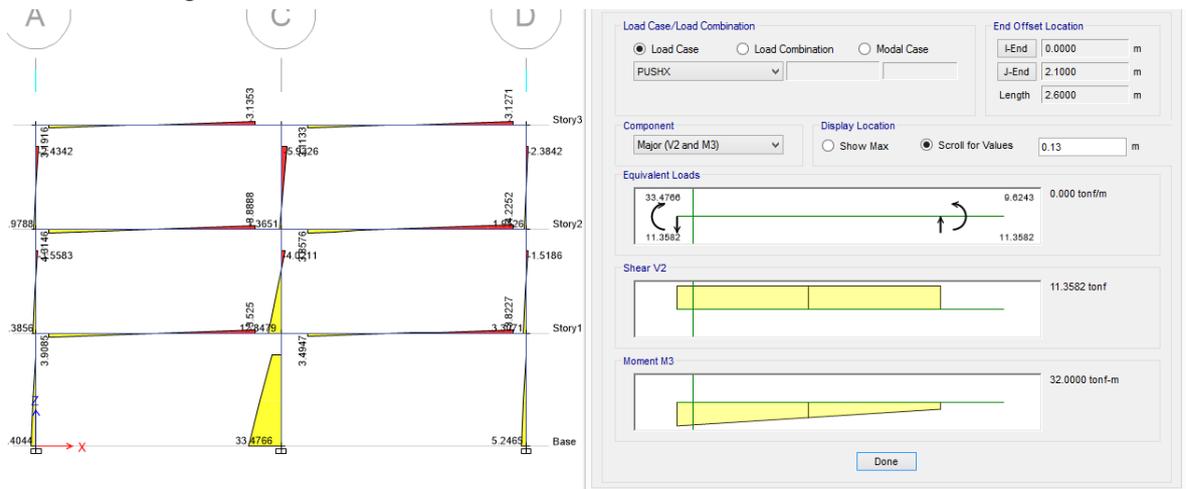


Figura 5.14 - Momento flector en el muro, obtenido del patrón de fuerzas amplificado (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Al haber llegado a plastificar un elemento, estamos obteniendo el primer punto de nuestra curva de capacidad, al cual le corresponde un valor de cortante en la base igual al patrón de fuerzas aplicado (16.22 t) y un desplazamiento en el último nivel igual a 0.005838m.

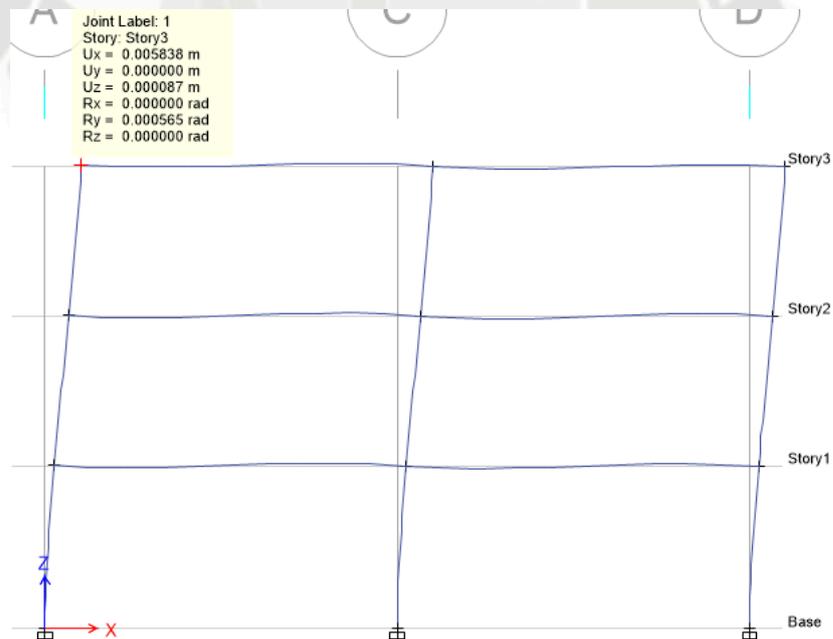


Figura 5.15 - Desplazamiento obtenido en el nodo de control para el patrón de fuerzas amplificado (Fuente: Autor utilizando Etabs)

3. Como ya existe una rótula plástica en la base del muro, debemos “idealizar” esa rótula para poder continuar con el análisis. Debido a que el diagrama momento-curvatura describe que el elemento será descargado cuando éste llegue a la fluencia, se liberará

de resistencia a momento flector en la base del muro. Esto a su vez implica un cambio de rigidez en la estructura:

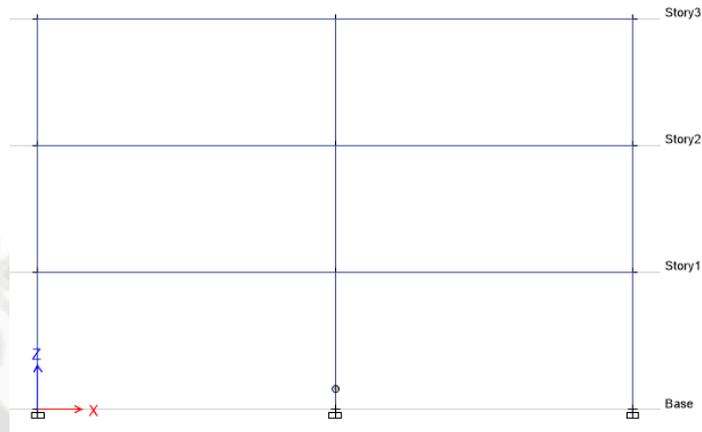


Figura 5.16 - Liberación de resistencia a momento flector en la base del muro (Fuente: Autor utilizando Etabs)

4. Como el análisis no lineal en el programa fue definido utilizando la rigidez secante de la estructura, debemos volver a iniciar el análisis elástico con el patrón de fuerzas correspondiente al primer modo de vibración:

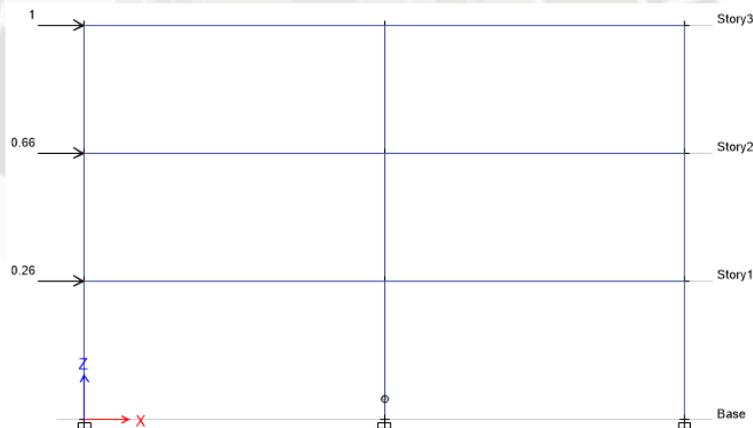


Figura 5.17 - Patrón de fuerzas asignada a la estructura considerando su cambio de rigidez (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Con este patrón de fuerzas, obtendremos un nuevo punto en nuestra curva de capacidad, al cual le corresponde un cortante de 1.92t y un desplazamiento de 0.001038m.

5. Debemos ahora repetir los pasos 1 y 2 y obtener una nueva rótula plástica. Esta vez se observó que las dos columnas llegarán a la fluencia en su base al mismo tiempo. Para lograr esto se tuvo que amplificar el patrón de fuerzas por un valor de 8.63.



Figura 5.18 - Segundo patrón de cargas amplificado para obtener las siguientes dos rótulas plásticas (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Hecho esto obtenemos un nuevo punto de nuestra curva de capacidad ($V = 16.57t$ y $d = 0.008954m$).

- Como ya se obtuvieron rótulas plásticas en la base de todos los elementos verticales, podríamos decir que la estructura ya tiene un porcentaje considerable de daño. Se puede seguir haciendo el análisis pero los valores que se obtengan luego podrían no ser válidos en comparación al comportamiento real, ya que al fluir las dos columnas y el muro estamos hablando de una estructura que está cerca de la inestabilidad. De todas maneras, continuaremos con el análisis hasta conseguir la fluencia en alguna viga. Entonces iniciamos nuevamente el análisis con las dos columnas liberadas de resistencia a momento flector en su base.

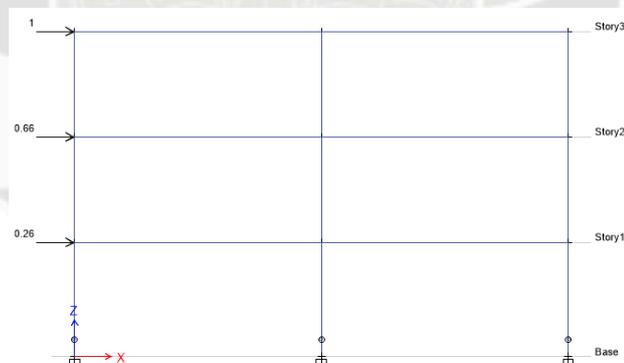


Figura 5.19 - Segundo cambio de rigidez en la estructura (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Con esto obtenemos un punto más de nuestra curva de capacidad ($V = 1.92t$ y $d = 0.001621m$).

- Amplificamos nuevamente el patrón de cargas y notamos que las dos siguientes rótulas plásticas se darán en los extremos de las vigas del primer piso.

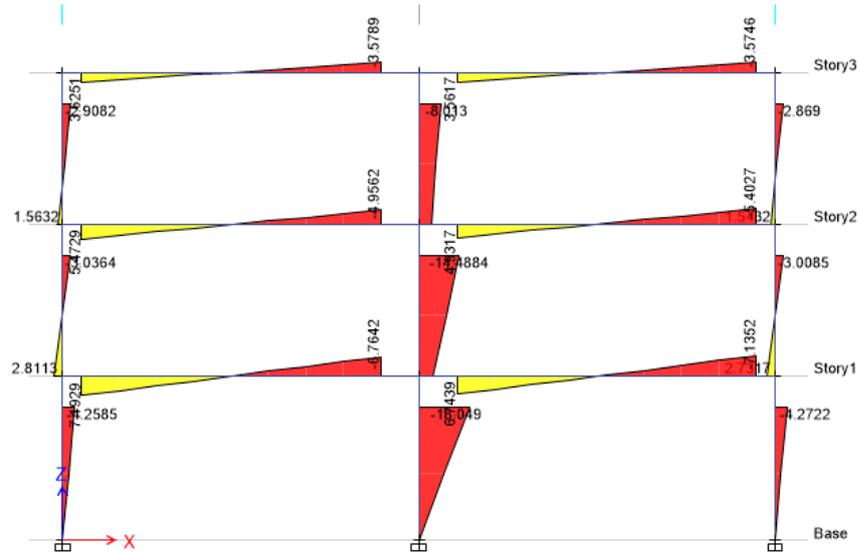
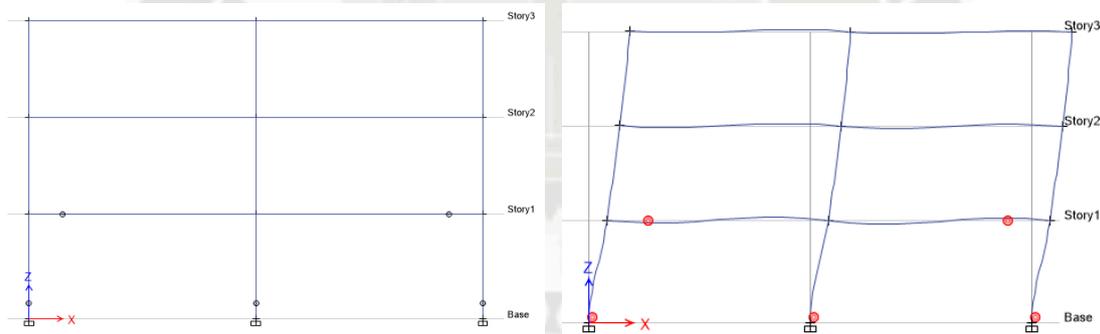


Figura 5.20 - Diagrama de momentos flectores obtenidos al formarse rótulas plásticas en las vigas (Fuente: Autor utilizando Etabs)

El último punto de nuestra curva de capacidad es entonces $V = 12.657t$ y $d = 0.010685m$.

Los mecanismos de falla obtenidos con el análisis no lineal y el análisis elástico paso a paso son iguales:



Mecanismo de falla obtenido con un análisis elástico paso a paso

Mecanismo de falla obtenido con el análisis estático no lineal

Figura 5.21 – Comparación de mecanismos de falla (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Asimismo, podemos comparar las curvas de capacidad:

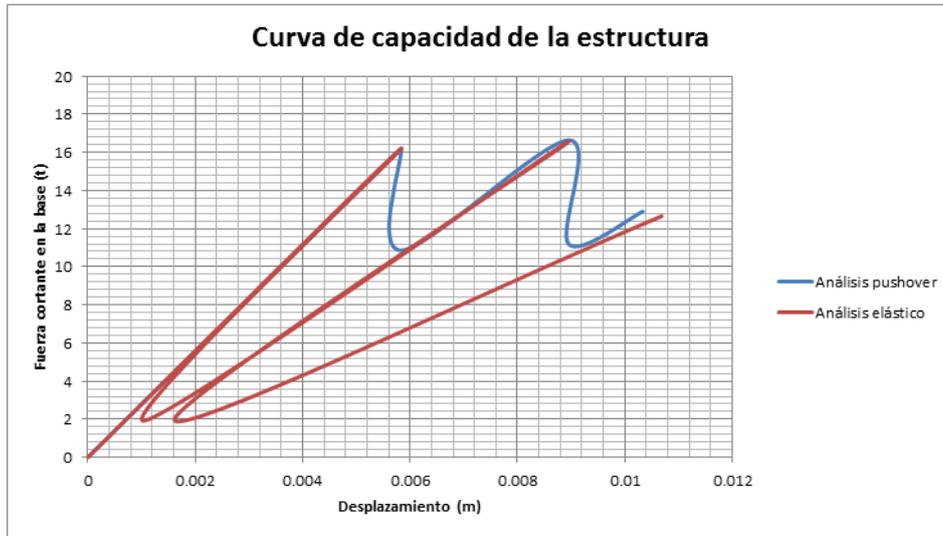


Figura 5.22 - Curvas de capacidad obtenidas (Fuente: Elaboración propia)

A simple vista, podríamos concluir que las curvas no reflejan una similitud en los resultados, pero debido al método de la rigidez secante que se utilizó es que se debe tomar los picos de cada cambio de rigidez que hubo en la estructura. Esto se entenderá mejor con la siguiente figura (Ref. 1):

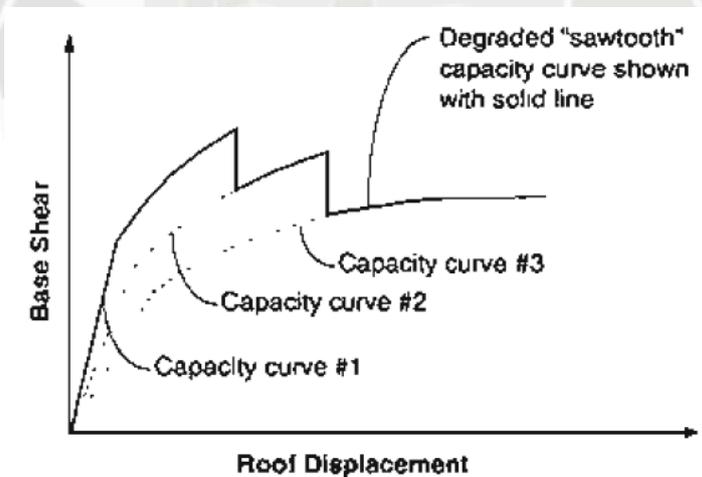


Figura 5.23 - Curva de capacidad obtenida por el método de la rigidez secante (Fuente: Ref. 1)

Le daremos la forma deseada a la curva de capacidad calculada paso a paso:

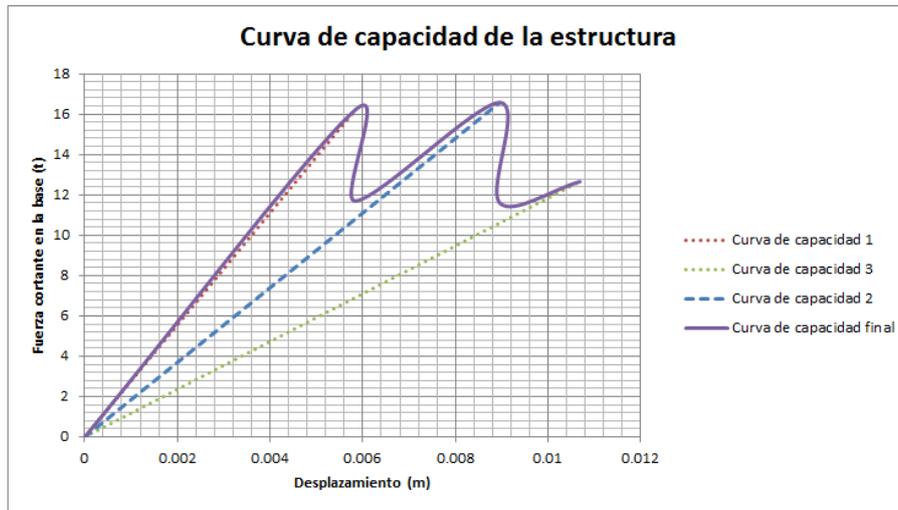


Figura 5.24 - Curva de capacidad obtenida del análisis elástico paso a paso (Fuente: Elaboración propia)

Y ahora compararemos las dos curvas de capacidad:

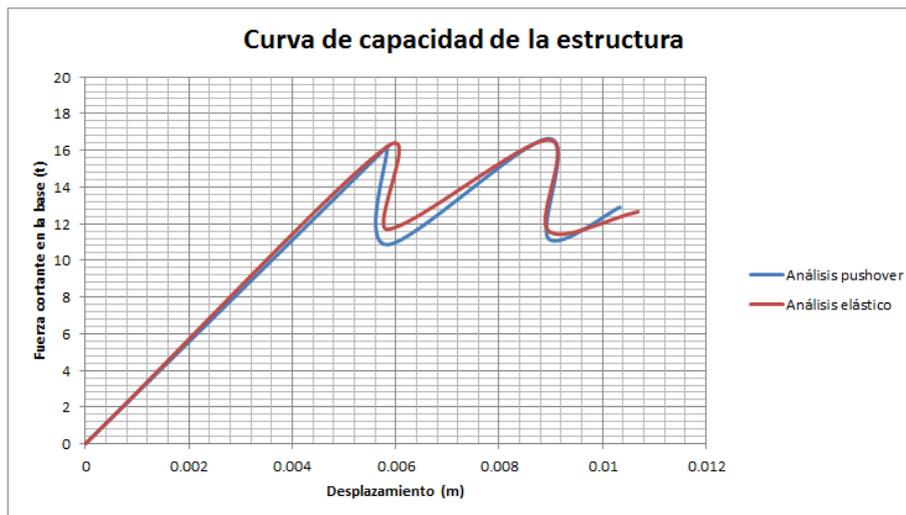


Figura 5.25 - Comparación de las curvas de capacidad (Fuente: Elaboración propia)

Con este procedimiento se están validando los resultados que se puedan obtener con un modelo computarizado.

5.4 COMPARACIÓN ENTRE MID PIER Y LAYERED SHELL.

Como se mencionó antes, el muro fue modelado como un frame y no un shell, lo cual genera una duda en cuanto a los resultados que se puedan obtener al modelar al muro como un elemento área. Para esto, se analizará el mismo pórtico, pero considerando esta vez que los elementos estructurales si tendrán capacidad de deformarse luego de alcanzar su estado de fluencia. Se harán dos modelos, uno en base a elementos frame (también conocido como mid pier) y otro modelando al muro como un elemento shell. Los modelos se muestran a continuación:

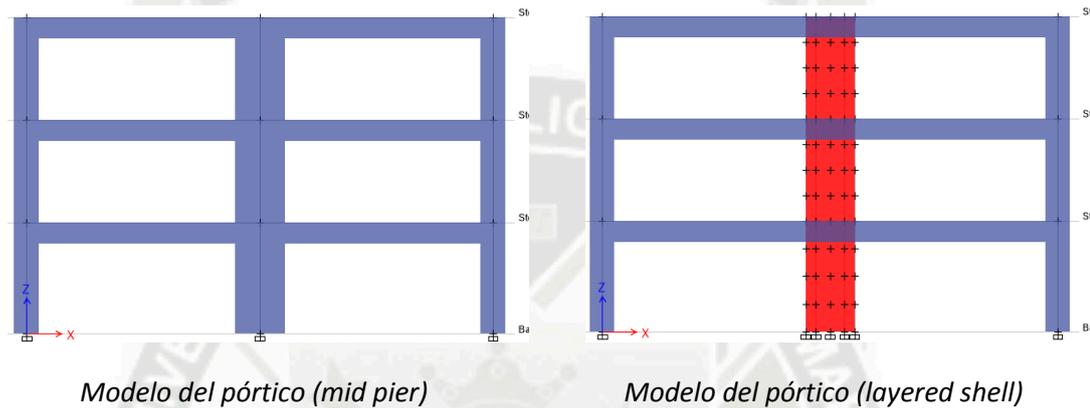


Figura 5.26 – Modelo a comparar (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Y los diagramas momento curvatura que se consideraron para los elementos frame son:

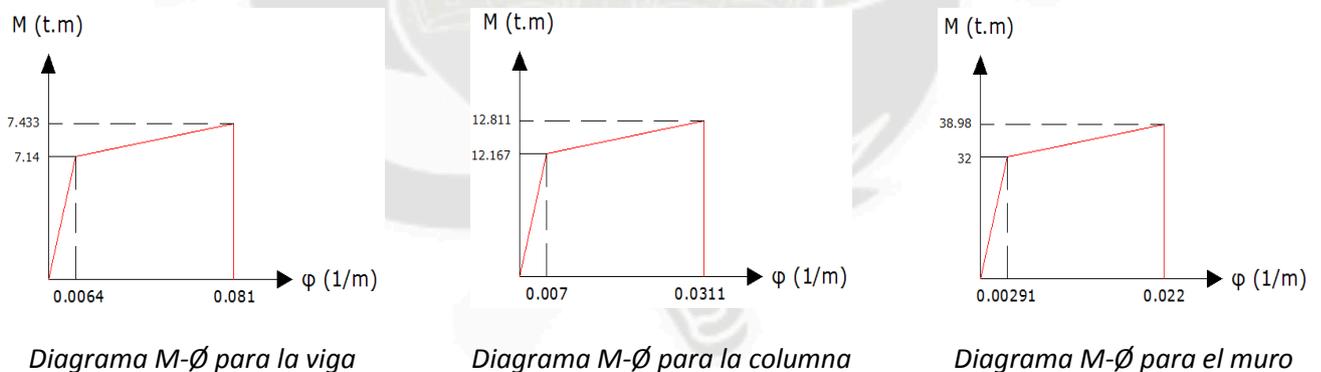


Figura 5.27 – Diagramas momento-curvatura que se utilizarán en la comparación (Fuente: Elaboración propia)

A diferencia de los elementos frame, existe una forma de modelar los elementos tipo área, esta opción es conocida como “layered shell”. Con esta opción, el programa modela al muro como varias capas, unas capas asignadas al acero de refuerzo, otras asignadas al recubrimiento del muro, y otra asignada para el núcleo de éste. Entonces para poder asignarle las propiedades no lineales del muro, debemos hacerlo ingresando gráficos de esfuerzo-deformación de los materiales que modelen un comportamiento más cercano a la realidad. Para el concreto no confinado que se utilizará para el recubrimiento del refuerzo, se utilizará el modelo de Honestad, para el concreto confinado que corresponde

al núcleo del muro se utilizará el modelo de Mander al igual que para el acero de refuerzo, para el cual se consideró esfuerzos por endurecimiento. Los modelos se muestran a continuación:

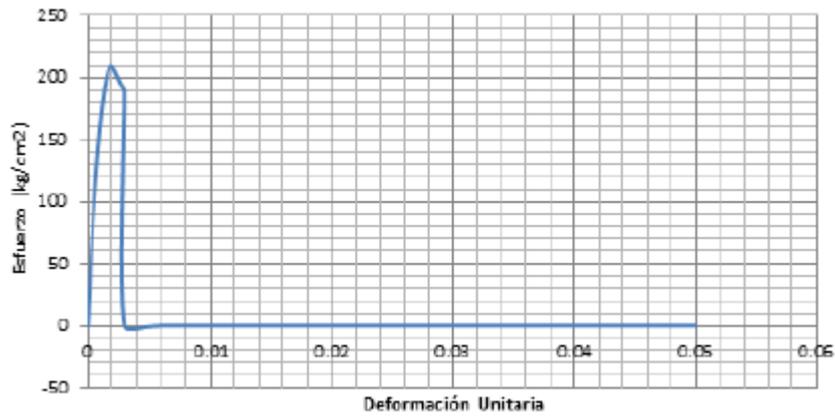


Figura 5.28 - Modelo de Honestad para concreto no confinado (Fuente: Elaboración propia)

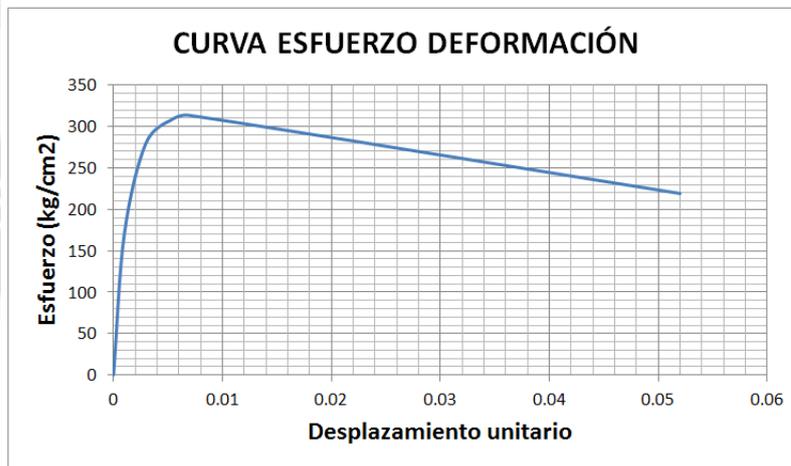


Figura 5.29 - Modelo de Mander para concreto confinado (Fuente: Elaboración propia)

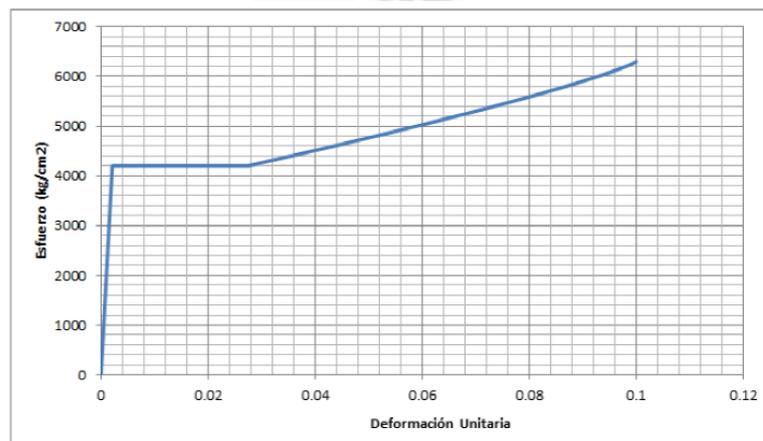


Figura 5.30 - Modelo de Mander para el acero de refuerzo (Fuente: Elaboración propia)

Con estos datos se realizaron los análisis pushover y se obtuvieron las siguientes curvas de capacidad:

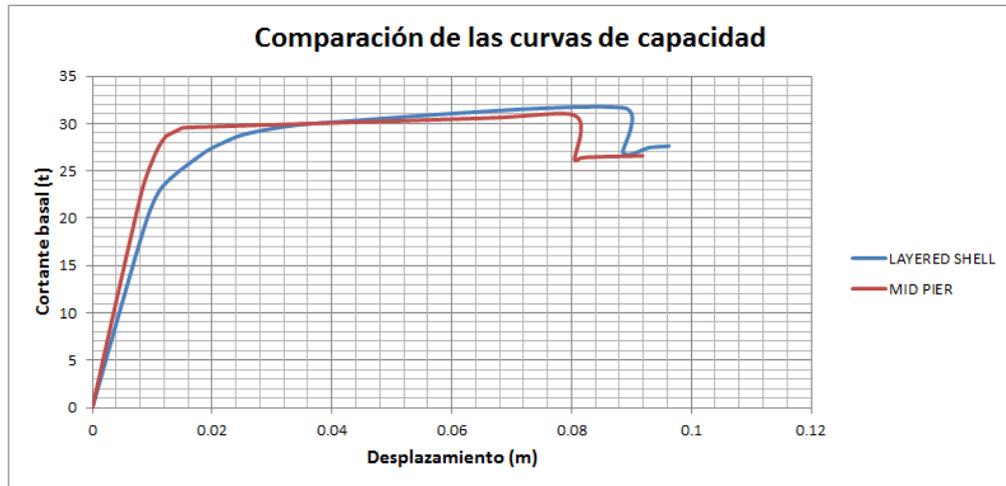


Figura 5.31 - Comparación de las curvas de capacidad obtenidas (Fuente: Elaboración propia)

Se puede observar que las curvas son muy parecidas, la diferencia radica principalmente en que la matriz de rigidez de un muro es diferente a la de una barra a flexión, esto genera variación en la distribución de fuerzas en los diferentes elementos, pero dentro de todo se puede decir que los resultados son aceptables.

Asimismo, podemos comparar los mecanismos de falla de los modelos:

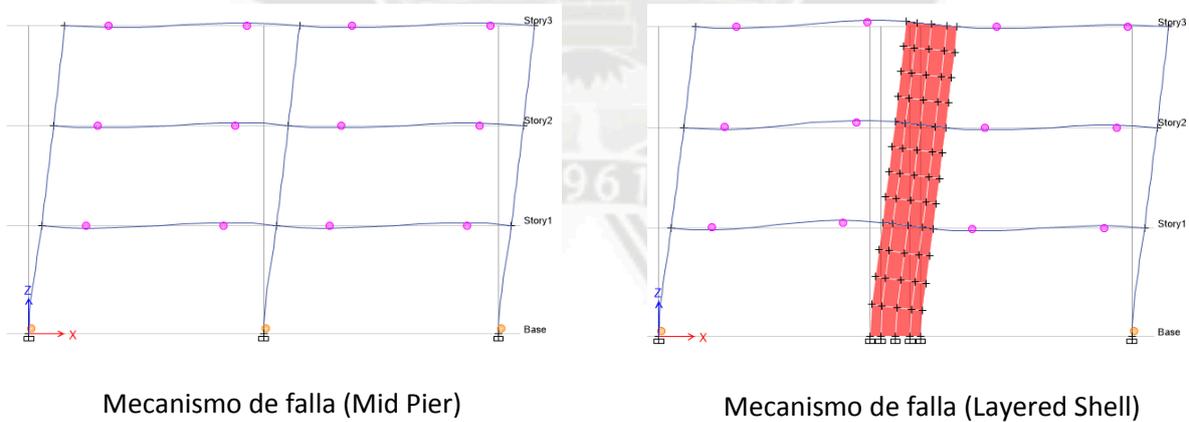


Figura 5.32 – Comparación de los mecanismos de falla obtenidos (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Los mecanismos de falla son iguales en los dos casos, esto refleja la similitud en el proceso de degradación de rigidez de la estructura, por lo tanto se pueden aceptar los datos obtenidos modelando el muro como “layered shell”.

CAPÍTULO 6 – ANÁLISIS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO

6.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Se crearán 10 modelos estructurales tratando de que estos contengan las principales características de los edificios duales construidos en la ciudad (arquetipos). Los modelos fueron estructurados para que exista un rango considerable de datos, evitando tener modelos similares ya que lo que se pretende es contener la mayor variedad posible en sus características principales, las cuales se detallan a continuación:

- ✓ Distorsiones inelásticas máximas (0.001 - 0.007).
- ✓ Periodo fundamental (0.18s - 0.538s).
- ✓ Porcentaje del cortante basal que resisten los muros de la estructura (26% - 87%).

Estos modelos serán replicados para edificios de 5 a 8 niveles, haciendo un total de 40 modelos, y se realizará el análisis pushover para cada dirección principal (“x” e “y”), haciendo un total de 80 análisis que servirán para poder establecer tendencias del factor de reducción en función a alguna característica de las presentadas anteriormente, esto con el fin de poder comprobar las hipótesis establecidas inicialmente y, de ser necesario, proponer recomendaciones y valores nuevos que mejoren el comportamiento sísmico de los edificios duales de nuestra ciudad.

La geometría de los edificios a analizar se presenta a continuación:

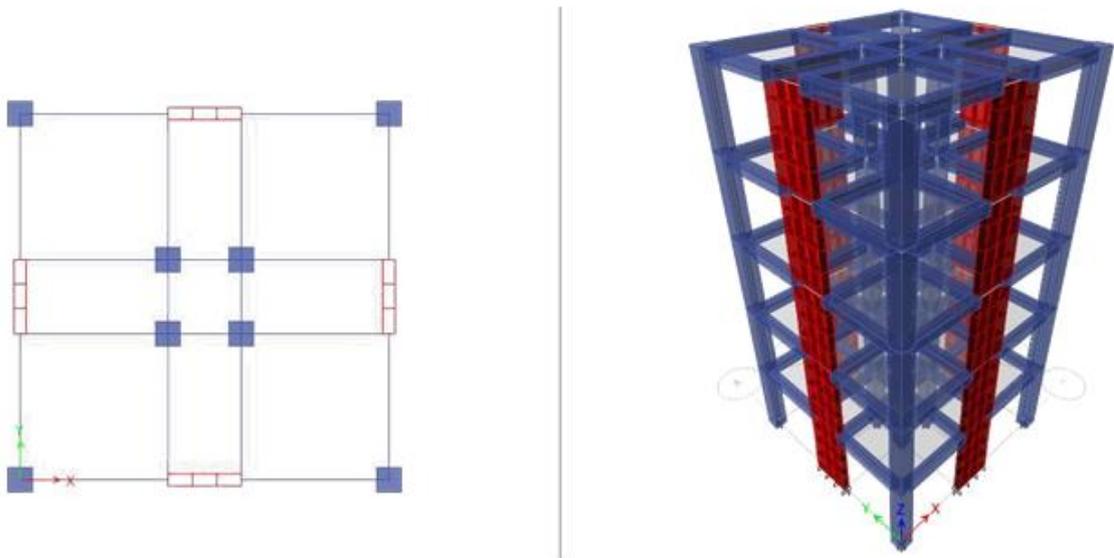


Figura 6.1 - Geometría del edificio 1 (Fuente: Elaboración propia).

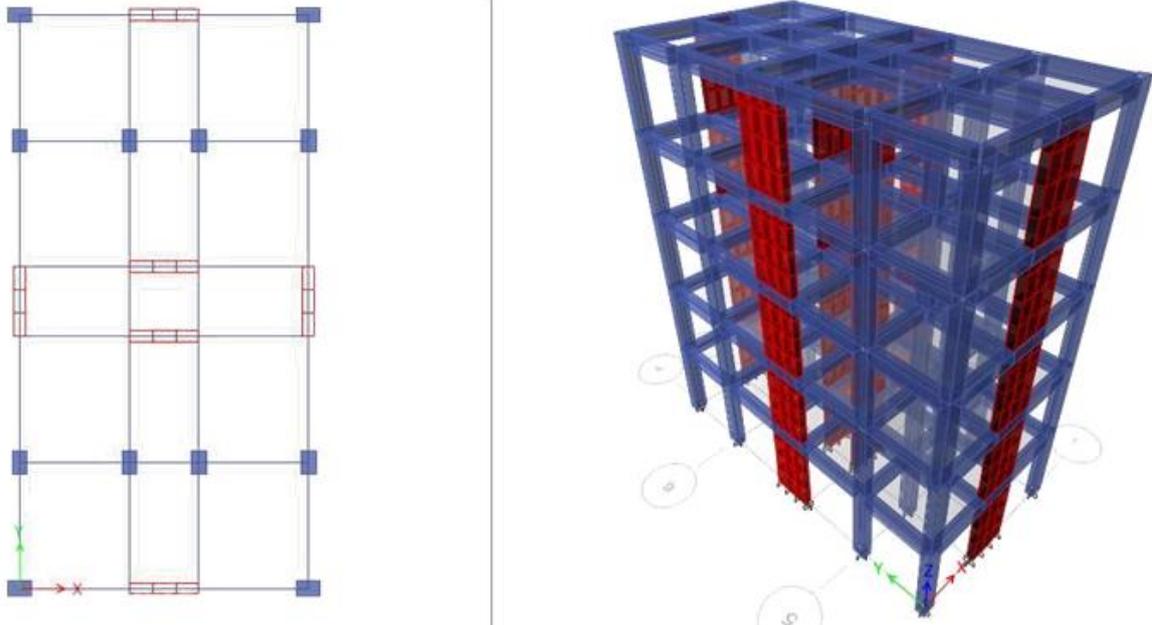


Figura 6.2 - Geometría del edificio 2 (Fuente: Elaboración propia).

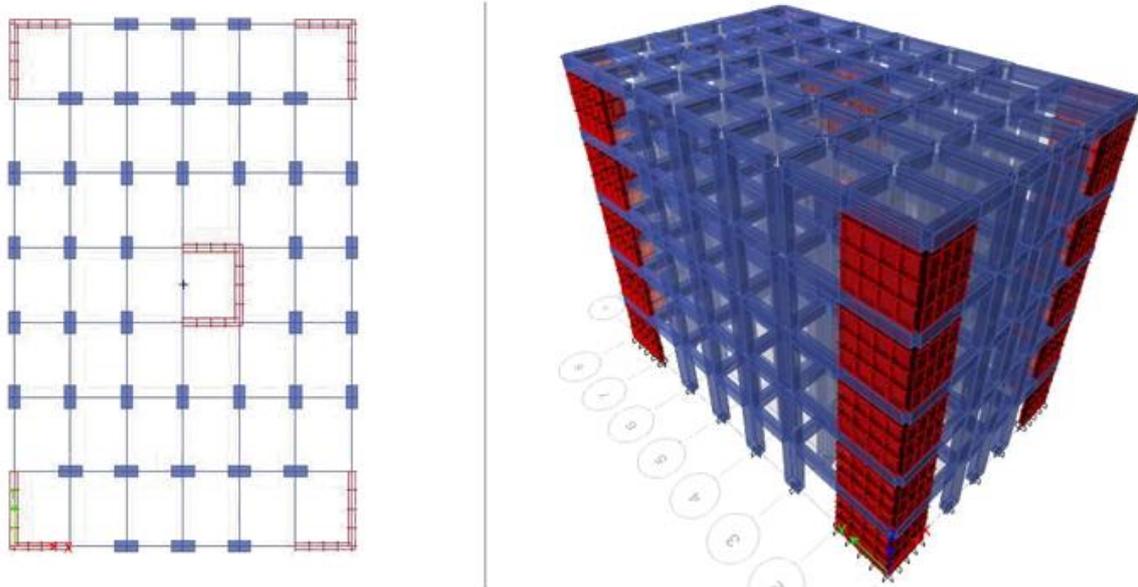


Figura 6.3 - Geometría del edificio 3 (Fuente: Elaboración propia).

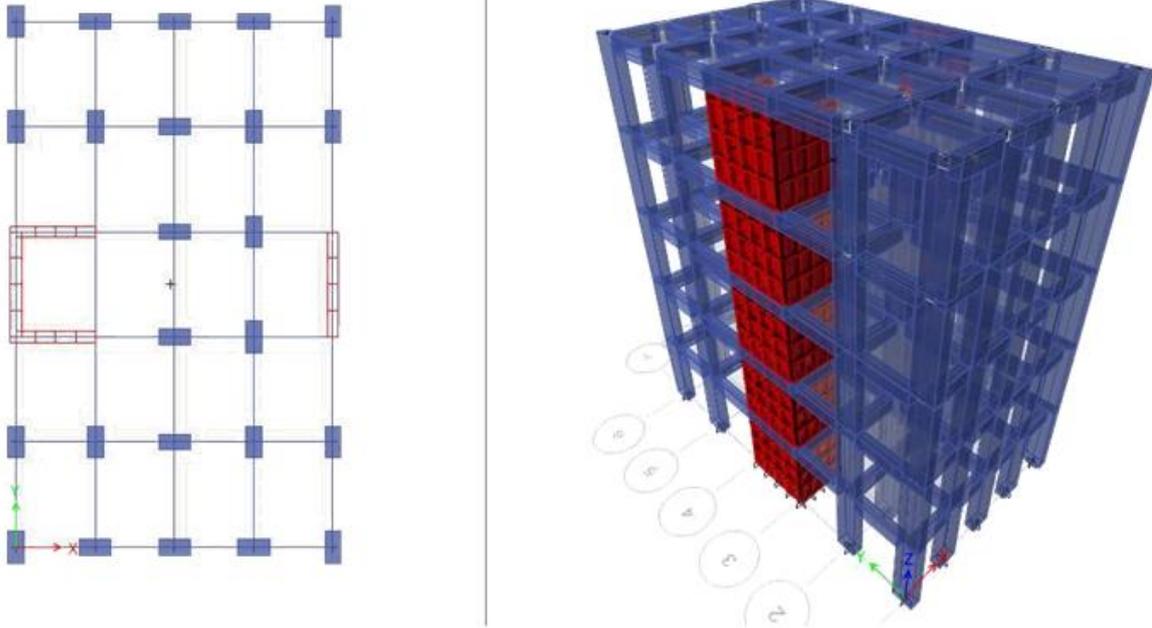


Figura 6.4 - Geometría del edificio 4 (Fuente: Elaboración propia).

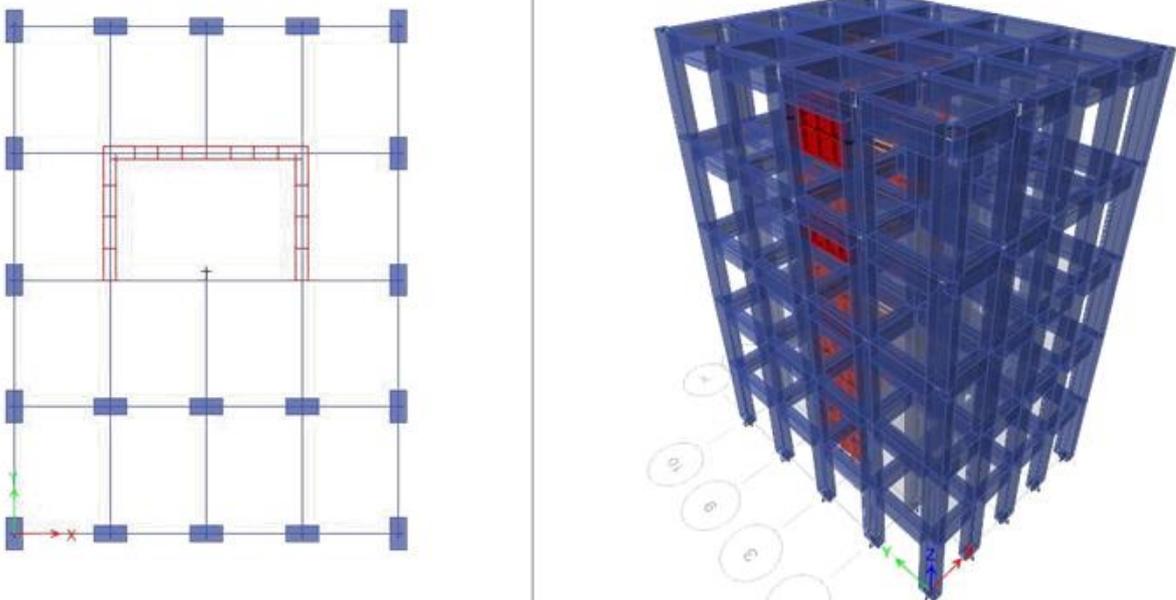


Figura 6.5 - Geometría del edificio 5 (Fuente: Elaboración propia).

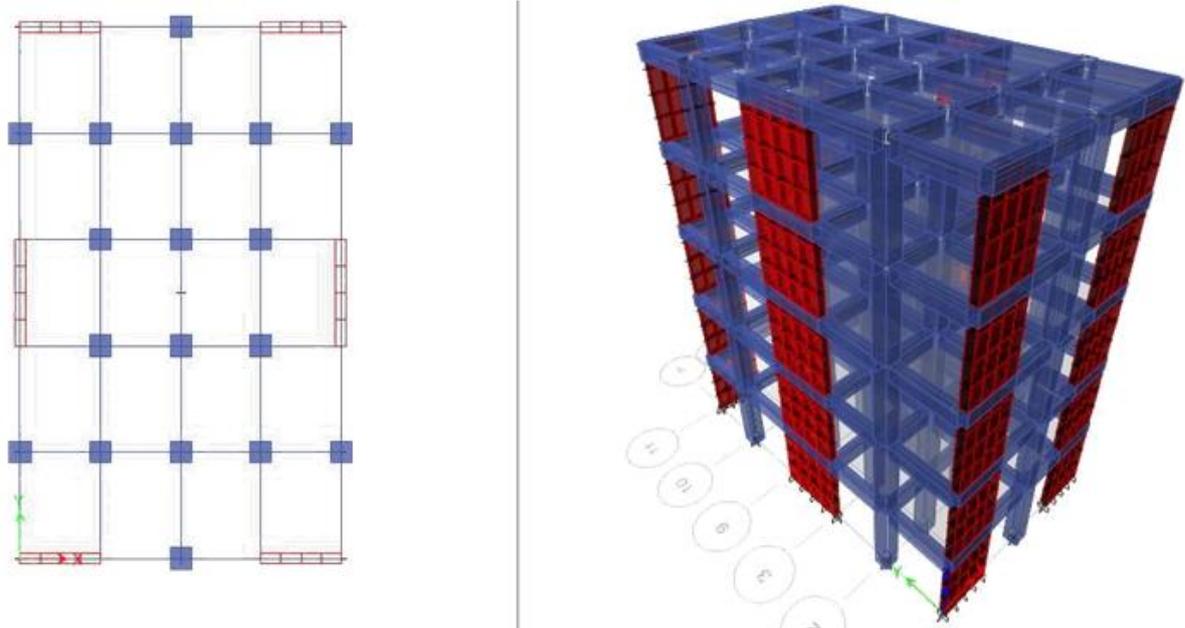


Figura 6.6 - Geometría del edificio 6 (Fuente: Elaboración propia).

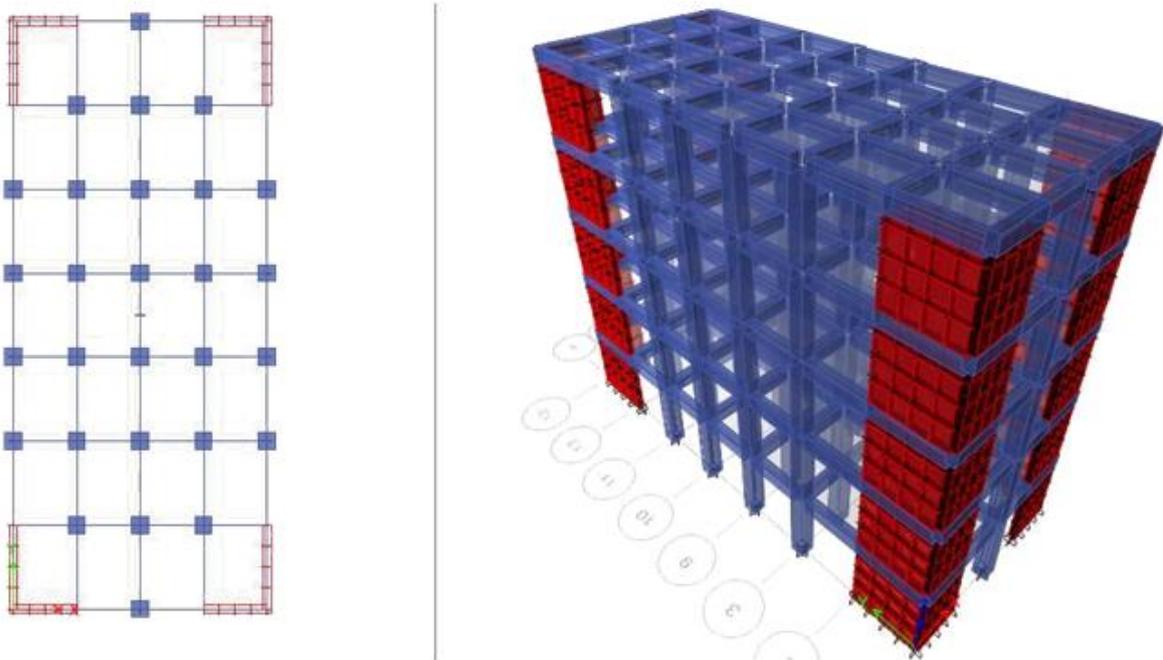


Figura 6.7 - Geometría del edificio 7 (Fuente: Elaboración propia).

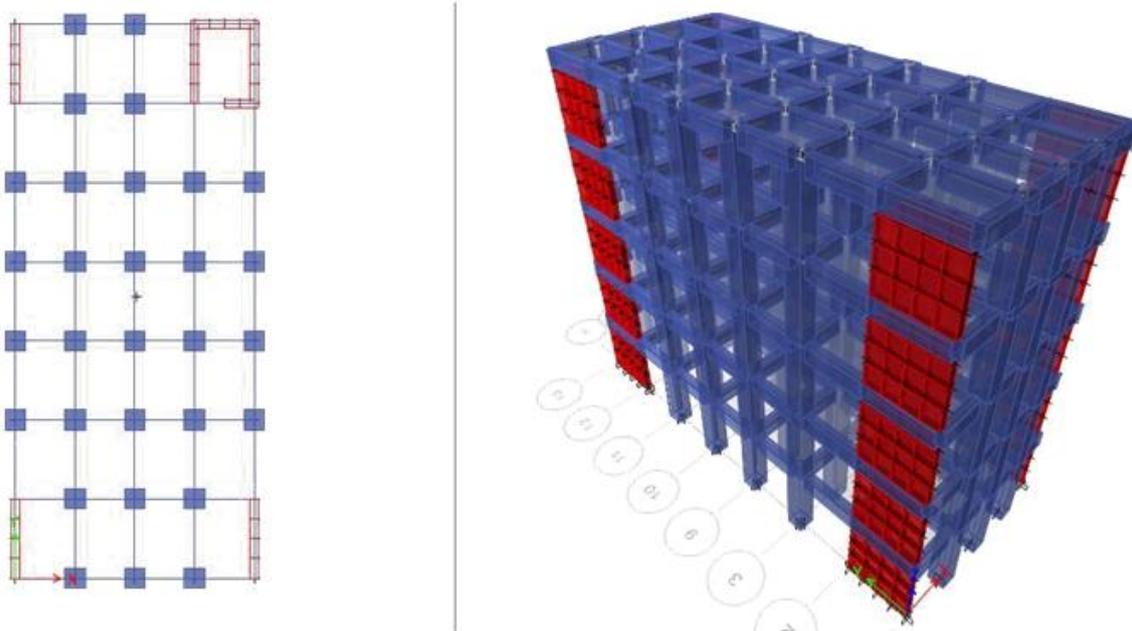


Figura 6.8 - Geometría del edificio 8 (Fuente: Elaboración propia).

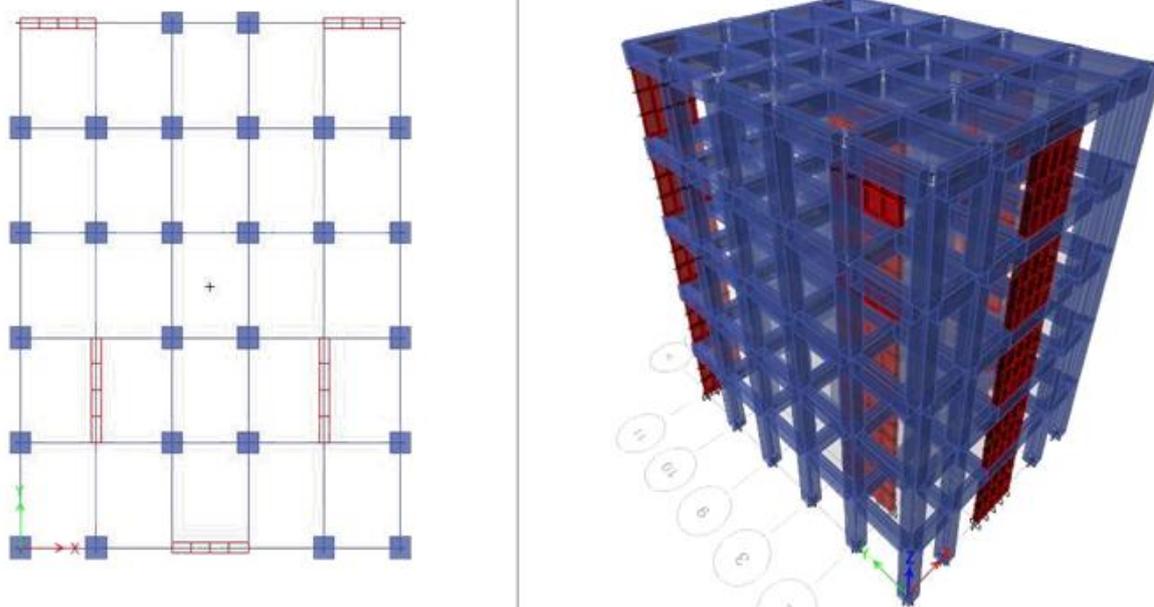


Figura 6.9 - Geometría del edificio 9 (Fuente: Elaboración propia).

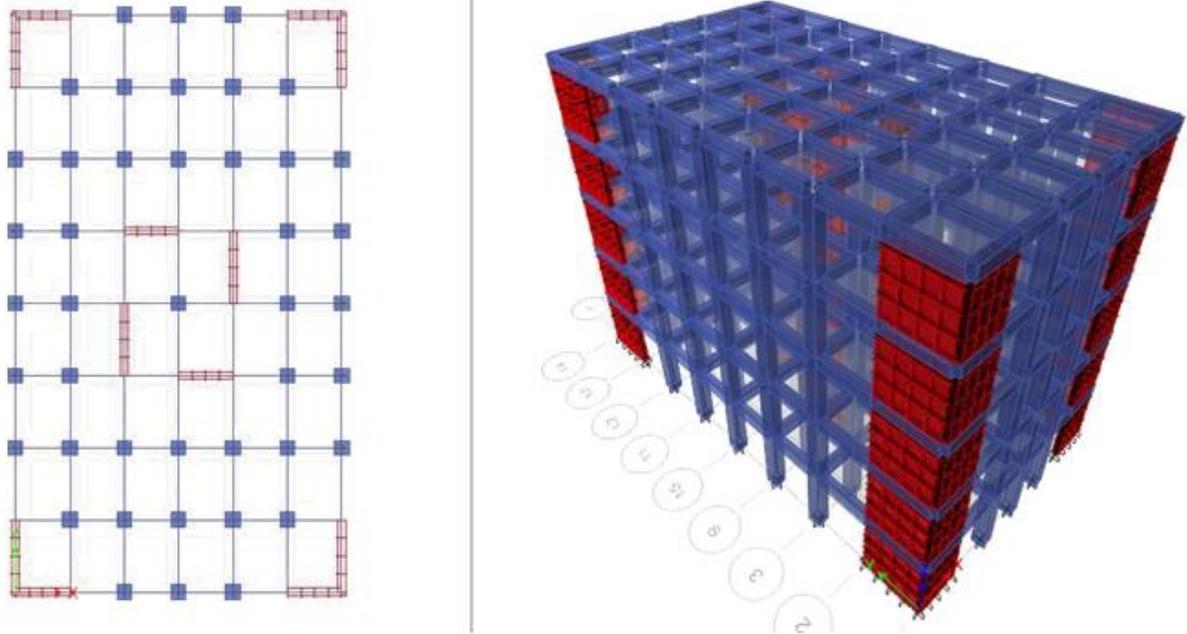


Figura 6.10 - Geometría del edificio 10 (Fuente: Elaboración propia).

6.2 DISEÑO ESTRUCTURAL RESPETANDO LA NORMATIVA VIGENTE:

La metodología de diseño que se utilizará en el trabajo es por resistencia, es decir, se amplifican las demandas en los elementos estructurales mediante combinaciones de carga y a su vez se disminuye la resistencia teórica de los elementos mediante factores “ ϕ ”, los cuales dependen del tipo de demanda que deba soportar el elemento. Las combinaciones de carga a utilizar en el diseño son las siguientes:

$$\begin{aligned}U1 &= 1.4CM + 1.7CV \\U2 &= 1.25(CM + CV) \pm CS \\U3 &= 0.9CM \pm CS\end{aligned}$$

Donde:

CM = Carga muerta.

CV = Carga viva.

CS = Carga de sismo.

La ecuación que describe lo anterior es la siguiente:

$$\phi Rn = Ru$$

Donde:

Rn = Resistencia del elemento a diseñar.

Ru = Demanda amplificada sobre el elemento.

El diseño se realizará considerando las recomendaciones establecidas en las normas E.030 “Diseño Sismorresistente” y E.060 “Concreto Armado”. Cabe resaltar que solo se diseñarán los elementos principales y necesarios para el análisis no lineal de los modelos (vigas, columnas y muros). La metodología para el análisis estructural ya fue detallada en el capítulo anterior, por lo que en esta sección no se tocará este tema.

Para propósitos de diseño considerando solicitaciones sísmicas, la norma E.060 subdivide a los sistemas duales en:

- ✓ **Dual Tipo I:** Cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea mayor o igual al 60% del cortante basal total y menor o igual al 80%.
- ✓ **Dual Tipo II:** Cuando en la base de la estructura, la fuerza cortante inducida por el sismo en los muros sea menor al 60% del cortante basal.

Se detallará el procedimiento de diseño para uno de los modelos y posteriormente se mostrarán los resultados de todos los restantes. A continuación se muestran las principales características del modelo a estudiar (Edificio N° 1 – 5 pisos):

Tabla 6.1 - Principales características del modelo a estudiar (Fuente: Elaboración propia).

	Long X (m)	Long Y (m)	AREA (m2)	DRIFT XX	DIRFT YY	T en x (seg)	T en y (seg)	% Cortante que absorben los muros en XX	% Cortante que absorben los muros en YY
Edificio 1	6	6	36	0.0041	0.0041	0.345	0.345	67.621	67.621
Modo	1° Piso	2° Piso	3° Piso	4° Piso	5° Piso	Cortante Basal (tnf)			
Dirección X	0.00017	0.00045	0.00075	0.00101	0.00122	25.9714			
Dirección Y	0.00017	0.00045	0.00075	0.00101	0.00122	25.9714			

Del cuadro anterior se establece que la estructura corresponde a un sistema Dual Tipo I. Los datos de los edificios restantes serán presentados en los anexos del presente trabajo.

6.2.1 DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO:

La vigas serán diseñadas considerando los efectos de flexión, cortante y torsión. Se presentan a continuación las demandas en una viga del edificio (sección 25x30cm) para cada tipo de fuerzas:

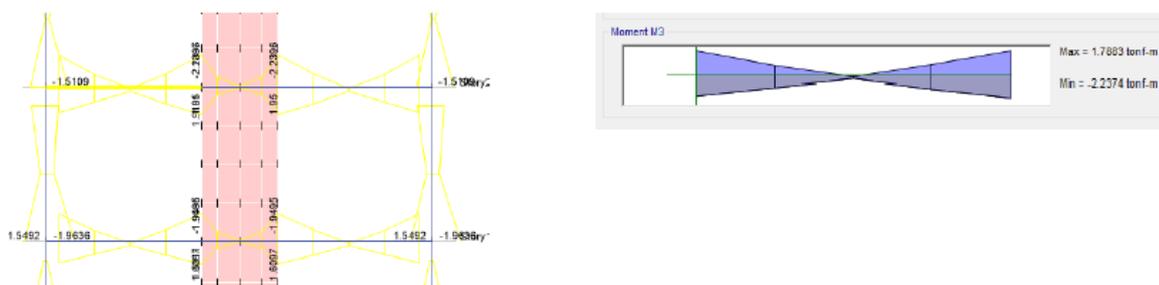


Figura 6.11 - Demanda por flexión en una viga del modelo a estudiar (Fuente: Autor utilizando Etabs).

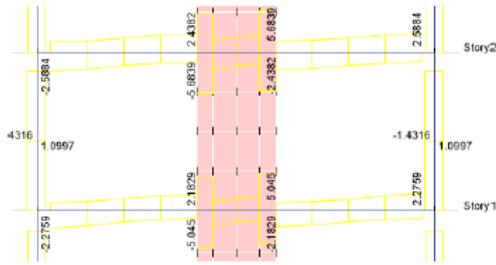


Figura 6.12 - Demanda por cortante en una viga del modelo a estudiar (Fuente: Autor utilizando Etabs).

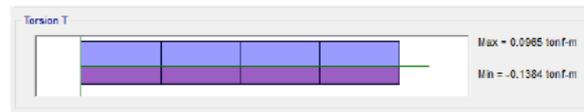
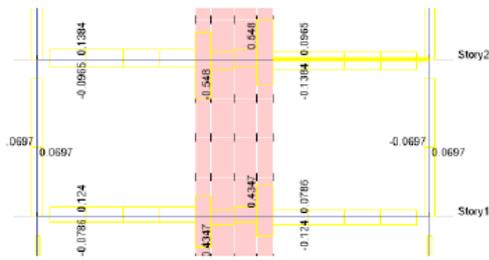


Figura 6.13 - Demanda por torsión en una viga del modelo a estudiar (Fuente: Autor utilizando Etabs).

El diseño por flexión se resume en la siguiente tabla:

Tabla 6.2 - Diseño por flexión de la viga mostrada (Fuente: Elaboración propia).

f'_c	f_y	E_s	ϕ	M_u	b	h	r
210	4200	2000000	0.9	224000	25	30	6
kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		kg.cm	cm	cm	cm
Verificación de rangos							
β_1	K_u	w	p	A_s (cm ²)	P_b	P_{min}	P_{max}
0.85	15.972	0.0892	0.0045	2.68	0.02125	0.0024	0.0106
As a usar =	2.68	cm²	Se utilizarán 2Ø1/2" + 1Ø3/8" superior en inferior				

Donde:

f'_c = Resistencia a compresión del concreto.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

E_s = Módulo de elasticidad del concreto.

ϕ = Reducción de resistencia por flexión.

M_u = Momento último de diseño.

b = Base de la sección del elemento.

d = Peralte de la sección del elemento.

r = Recubrimiento del concreto.

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'c - 280)}{70}$$

$$K_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

$$K_u = \phi f'c w(1 - 0.59w)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{\max} \leq 0.5 \rho_b \text{ (para condición sísmica)}$$

Para el diseño por fuerza cortante se tomará en cuenta lo establecido en la norma E.060:

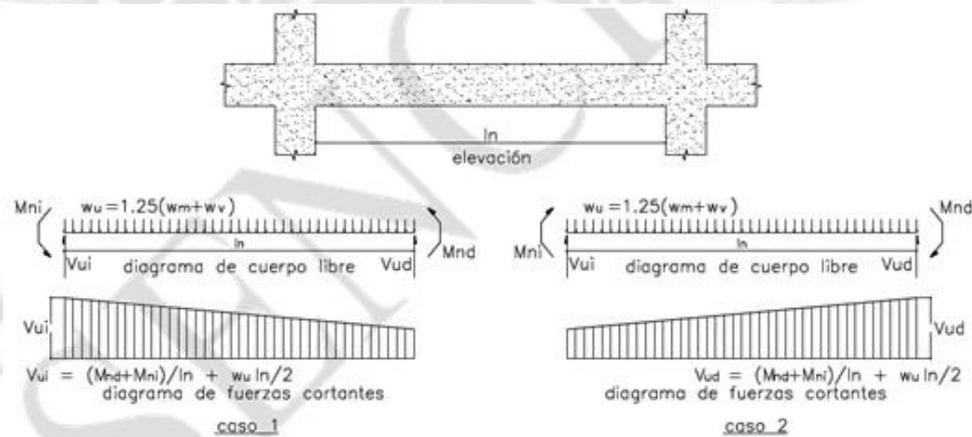


Figura 6.14 - Cálculo de la demanda por fuerza cortante en vigas (Fuente: Ref. 6)

La carga distribuida en la viga correspondiente a la combinación 1.25(CM+CV) es 0.72 tnf/m y el momento nominal de la viga se puede obtener con la siguiente expresión:

$$M_n = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\text{Donde } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$

Reemplazando los valores para la viga en estudio se obtiene:

$$a = 3.059$$

$$M_n = 3.07 \text{ tnf.m}$$

Por lo que el cortante de diseño en la viga es:

$$V_u = \frac{(M_{ni} + M_{nj})}{l_n} + w_u \frac{l_n}{2} = \frac{(3.07 + 3.07)}{2} + 0.72 \frac{2}{2} = 3.8 \text{ tnf}$$

Se puede apreciar que el cortante que se obtiene es mayor al del análisis estructural (2.6 tnf), debido a que al aplicar la ecuación anterior estamos suponiendo que la viga llega a su máxima capacidad por flexión, lo cual implica que los esfuerzos cortantes también se incrementen.

Asimismo, la norma establece que el espaciamiento máximo de los estribos en la zona de confinamiento que corresponde al doble del peralte de la sección, medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de luz, no debe exceder el menor valor de:

- ✓ $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 15cm.
- ✓ Diez veces el diámetro de las barras longitudinal confinada de menor diámetro.
- ✓ 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- ✓ 30cm

Fuera de la zona de confinamiento, deben colocarse estribos cerrados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento. La siguiente figura esquematiza la distribución correcta de estribos en una viga:

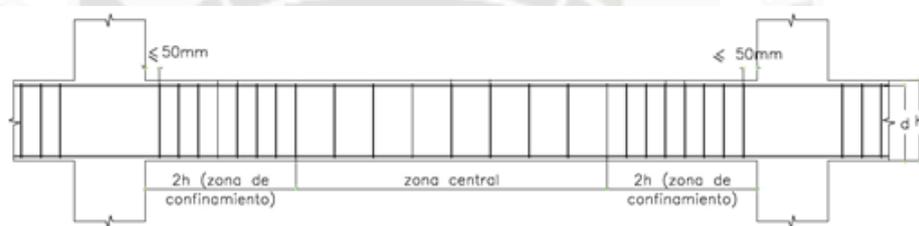


Figura 6.15 - Distribución de estribos en una viga con demanda sísmica (Fuente: Ref. 6)

El siguiente cuadro resume el diseño por cortante:

Tabla 6.3 - Diseño por cortante de la viga en estudio (Fuente: Elaboración propia).

f_c	f_y	E_s	ϕ	V_u	b_w	h	r
210	4200	2000000	0.85	2600	25	30	6
kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		kg	cm	cm	cm
Aporte del concreto							
d	24	cm					
V_c	4608.258	kg					
Aporte del refuerzo							
V_n	4470.588	kg					
Continuando diseño :							
V_s	-137.67	kg					
$V_s \text{ max}$	18259.1347	kg					
Usar V_s =	-1549.43428	kg					
ϕ refuerzo	0.712557	cm					
A_v	1.425114	cm ²					
s	-1043.451	cm					
$s \text{ max1}$	6 => 15	cm					
\emptyset barra + pequeña	0.9525	cm					
$s \text{ max 2}$	9.5	cm					
$s \text{ max3}$	22.86	cm					
$s \text{ max 4}$	30	cm					
$s \text{ max}$	9.5	cm					
Usar s =	10cm (Múltiplo de 2.5)						

Se utilizarán estribos separados 10cm en la zona de confinamiento (50cm) y los demás estarán a 15cm (d/2).

El diseño por torsión se deberá tomar en cuenta siempre y cuando se cumpla la siguiente relación:

$$Tu \leq \phi t \cdot 0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{Acp^2}{Pcp} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Donde Acp y Pcp son respectivamente el área y perímetro de las zonas achuradas en la siguiente figura:

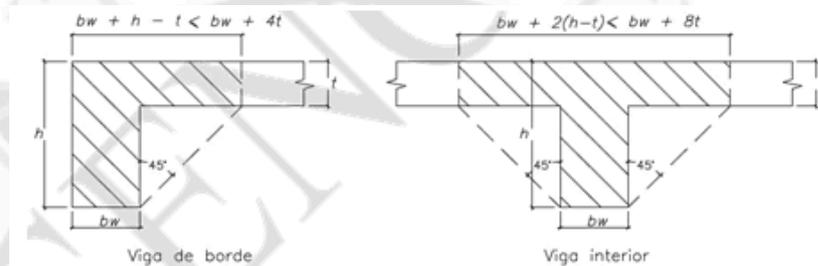


Figura 6.16 - Ejemplos de la porción de losa que debe considerarse para el cálculo de Acp y Pcp (Fuente: Ref. 6).

Para la viga en estudio, el porcentaje de losa a considerar se muestra a continuación:

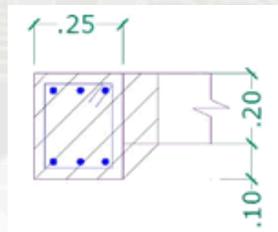


Figura 6.17 - Porcentaje de losa considerado en la viga ejemplo (Fuente: Elaboración propia).

De la figura anterior se obtienen los valores de Acp y Pcp que corresponden a 0.1m² y 1.24m, respectivamente. Entonces reemplazando los datos en la relación anterior:

$$Tu \leq 0.75 \times 0.27 \times \sqrt{210} \times \frac{1000^2}{124}$$

$$13840 \text{ kg.cm} \leq 23665 \text{ kg.cm OK!}$$

Entonces los efectos de torsión en la viga pueden despreciarse.

De acuerdo a todo lo explicado, el diseño final para la sección de viga estudiada es:

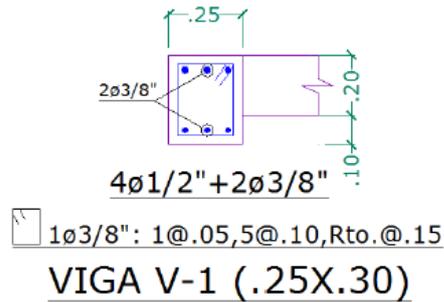


Figura 6.18 - Diseño final de la viga ejemplo (Fuente: Elaboración propia).

6.2.2 DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO:

Los efectos que se considerarán para el diseño de columnas son flexocompresión y cortante. Para el diseño por flexocompresión se deberá tantear un área de acero para luego calcular el diagrama de interacción de la columna y verificar si el acero propuesto cumple con los requisitos de resistencia. La norma E.060 establece que la cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6% del área de la sección. Se plantea un área de acero igual al 1% de la sección de la columna (40x40):

$$A_s = 40 \times 40 \times 0.01 = 16 \text{ cm}^2 = 8\phi 5/8"$$

La distribución de acero que se plantea es la siguiente:

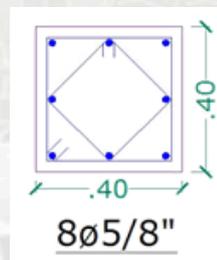


Figura 6.19 - Distribución de refuerzo para la columna propuesta (Fuente: Elaboración propia).

Para obtener el diagrama de interacción se utilizó el programa CSI Column, en el cual se modeló la columna con el refuerzo propuesto y se le asignaron las cargas correspondientes a las combinaciones de carga especificadas al inicio del capítulo. Cabe resaltar que solo se mostrará el análisis para una dirección del sismo ya que la columna es de sección cuadrada y el modelo es simétrico e idéntico en las dos direcciones de análisis. Para otros casos se deberá repetir este procedimiento para cada dirección de análisis de la columna. El resultado del análisis se muestra a continuación:

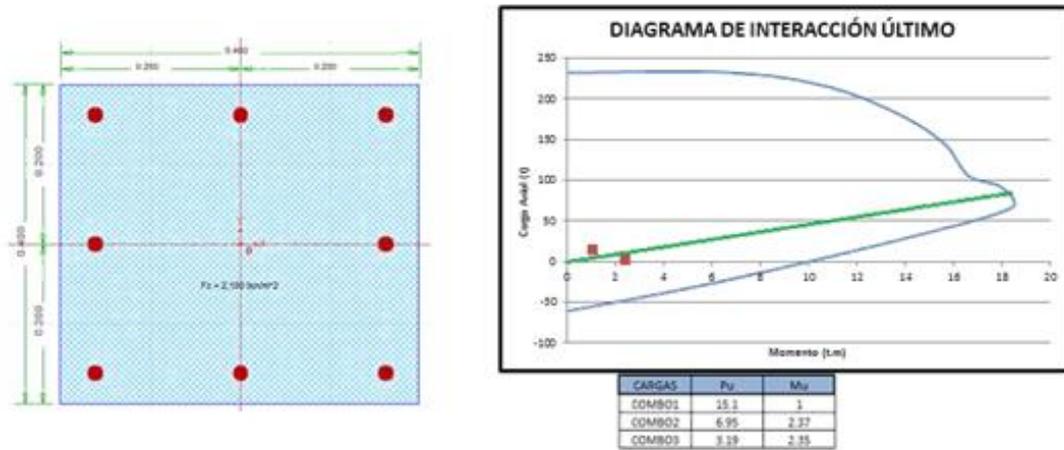


Figura 6.20 - Diagrama de interacción último de la columna en estudio (Fuente: Elaboración propia).

Podemos observar que la columna tiene una resistencia suficiente para soportar las demandas. Además se puede concluir que la columna tendrá un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas y un comportamiento frágil ante cargas de gravedad, ya que los puntos correspondientes a las combinaciones que consideran la fuerza sísmica (2 y 3) se encuentran debajo de la línea de carga balanceada (línea verde) y la combinación 1 (gravedad) se encuentra por encima de ésta.

Para el cálculo de la fuerza cortante de diseño se tomará como referencia la norma E.060, la cual establece el mismo criterio explicado para vigas:

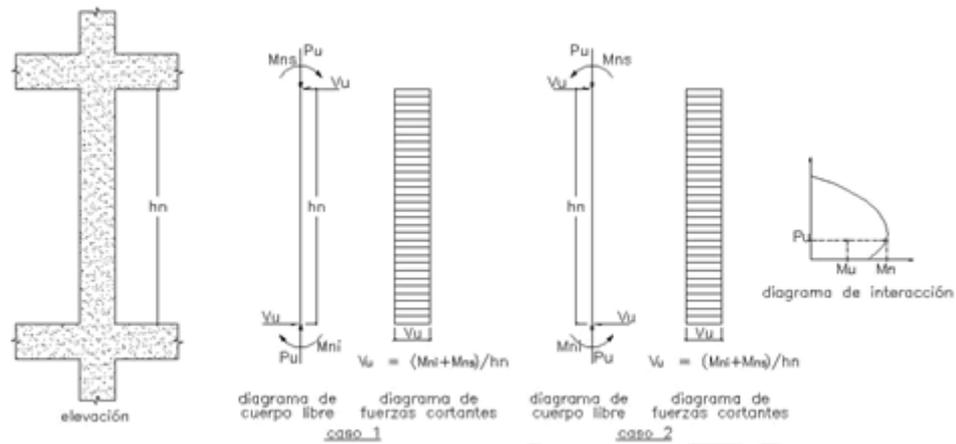


Figura 6.21 - Cálculo de la fuerza cortante de diseño en columnas (Fuente: Ref. 6).

El momento nominal corresponde a la fuerza axial P_u del diagrama de interacción que dé como resultado el mayor momento nominal posible. Para eso se mostrará el diagrama de interacción nominal:

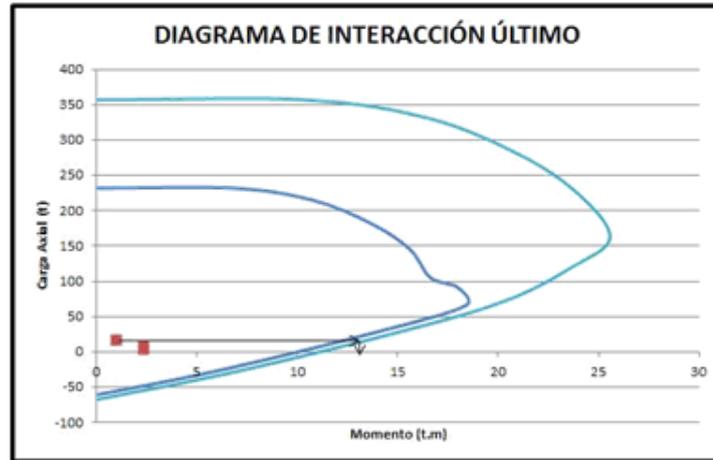


Figura 6.22 - Cálculo del momento nominal de la columna (Fuente: Elaboración propia).

Se observa que el momento nominal de la columna corresponde a la combinación de cargas por gravedad y es de 13.5 tnf, por lo que el cortante de diseño será:

$$V_u = \frac{13.5 + 13.5}{2.4} = 11.25 \text{ tnf}$$

Se muestra a continuación el diagrama de fuerza cortante obtenido del análisis dinámico del modelo:

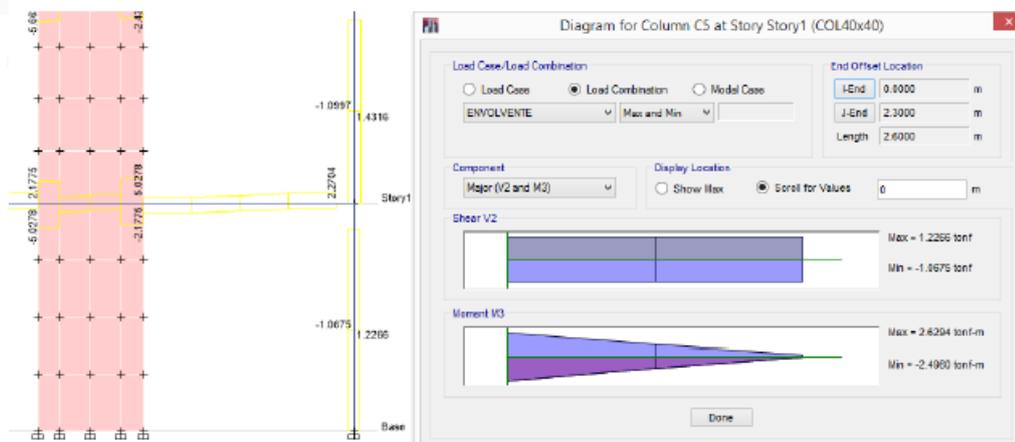


Figura 6.23 - DFC de la columna obtenido del análisis dinámico (Fuente: Elaboración propia).

Se puede observar la diferencia entre los valores de la fuerza cortante de diseño y, como se explicó anteriormente, esto se debe a que con la propuesta de la norma E.060 se está calculando una fuerza cortante que corresponde al estado límite de flexión del elemento.

Asimismo se establecen los siguientes espaciamientos máximos para el refuerzo por cortante en la zona de confinamiento de la columna:

- ✓ Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada con menor diámetro.
- ✓ La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- ✓ 10cm.

La longitud de la zona de confinamiento no debe ser menor que el mayor entre las siguientes condiciones:

- ✓ Una sexta parte de la luz libre del elemento $\rightarrow 2.4/6 = 0.4\text{m}$
- ✓ La mayor dimensión de la sección transversal del elemento $\rightarrow 0.4\text{m}$
- ✓ 0.5m.

Fuera de la zona de confinamiento, la separación de estribos no debe exceder 30cm ni $d/2$; en el nudo no deben exceder 15cm.

La siguiente figura muestra la forma de distribuir el refuerzo por cortante en columnas con estribos:

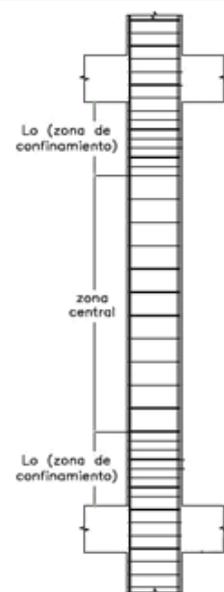


Figura 6.24 - Distribución del refuerzo por cortante en columnas (Fuente: Ref.6).

El diseño se resume en la siguiente tabla:

Tabla 6.4 - Diseño por cortante de la columna en estudio (Fuente: Elaboración propia)

f_c	f_y	E_s	ϕ	V_u	b_w	h	r
210	4200	2000000	0.85	15300	40	40	6
kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		kg	cm	cm	cm
Aporte del concreto							
d	34	cm					
V_c	10445.384	kg					
Aporte del refuerzo							
V_n	15882.35	kg					
Continuando diseño :							
V_s	5436.97	kg					
V_s max	41387.37	kg					
Usar V_s =	5436.97	kg					
ϕ refuerzo	0.712557	cm					
A_v	2.13	cm ²					
s	55.94	cm					
\emptyset barra + pequeña	1.5875	cm					
$s_{max 1}$	12.07	cm					
$s_{max 2}$	20	cm					
$s_{max 3}$	10	cm					
s max	10	cm					
Usar s =	10	cm					

Entonces se utilizarán estribos separados 10cm en una longitud de 50cm (zona de confinamiento) y en el resto estarán separados 20cm. En el nudo se utilizarán estribos cada 10cm. Entonces el diseño final de la columna resulta:

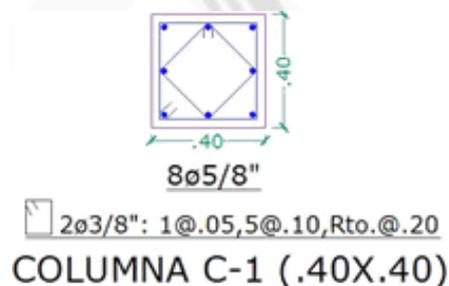


Figura 6.25 - Diseño final para la columna ejemplo (Fuente: Elaboración propia).

6.2.3 DISEÑO DE MUROS DE CORTE:

Los muros de corte de concreto armado deberán ser diseñados para la acción simultánea de cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis. Es importante precisar que los muros deberán tener núcleos de

confinamiento en sus extremos y de ser posible, en los encuentros con vigas perpendiculares el muro; de lo contrario deberá calcularse la resistencia por carga concentrada en el muro. Con respecto a las cuantías mínimas de refuerzo a utilizarse en el diseño de muros de corte tenemos:

- ✓ La cuantía de refuerzo horizontal en el alma del muro (ρ_h) no debe ser mayor de 0.0025. Pero existe una excepción cuando $V_u \leq \phi 0.5\sqrt{f'_c} \cdot t \cdot d$; en este caso la cuantía puede reducirse a 0.0020.
- ✓ La cuantía mínima vertical en el alma del muro (ρ_v) se obtendrá con la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right)(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Esta cuantía no necesita ser mayor que ρ_h .

- ✓ La cuantía mínima de refuerzo en los núcleos de confinamiento es la misma que le corresponde a una columna.

Tomando en cuenta lo descrito anteriormente se plantea una distribución tentativa de refuerzo para la placa:

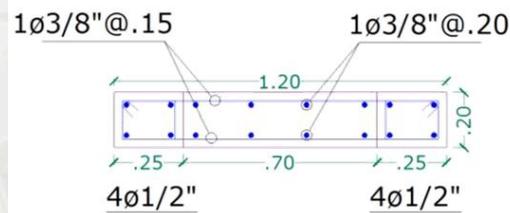


Figura 6.26 - Distribución tentativa del refuerzo para la placa en estudio (Fuente: Elaboración propia).

El diseño por flexocompresión se realiza de la misma forma que para columnas. Se muestra el diagrama de interacción de la placa en la siguiente figura:

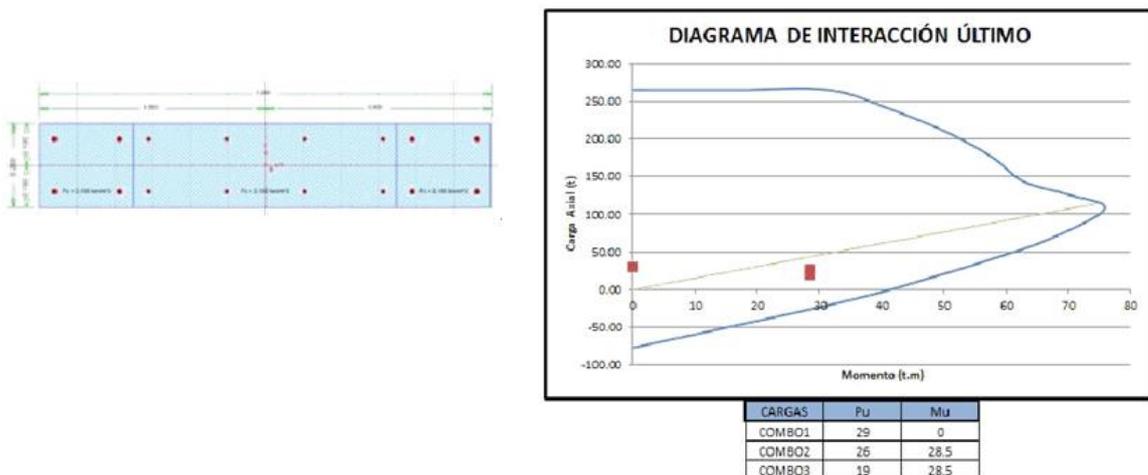


Figura 6.27 - Diseño por flexocompresión de la placa (Fuente: Elaboración propia)

La fuerza cortante de diseño en el plano del muro será calculado con la siguiente expresión:

$$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

Donde Vua y Mua son el cortante y el momento amplificados provenientes del análisis y Mn es el momento nominal resistente del muro, correspondiente a la carga axial del diagrama de interacción correspondiente al máximo momento nominal. Cabe resaltar que la relación Mn/Mua no debe tomarse mayor al factor de reducción "R" utilizado en el análisis.

El espaciamiento en los núcleos de confinamiento no debe exceder el menor valor de:

- ✓ Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro (12.7 cm)
- ✓ La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde (20cm).
- ✓ 25cm.

Para el alma del muro, el espaciamiento del acero no debe exceder en cada dirección 3 veces el espesor del muro ni 40cm.

Para calcular la fuerza cortante de diseño en el muro, debemos utilizar su diagrama de interacción nominal para obtener el momento nominal de este:

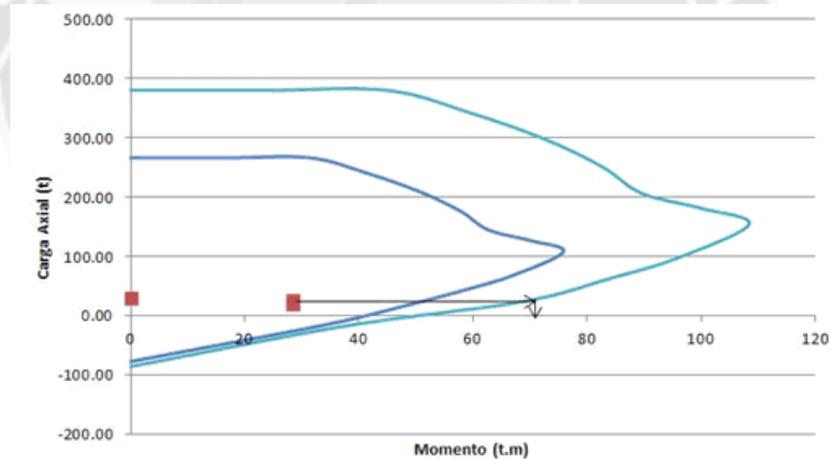


Figura 6.28 - Momento nominal de la placa (Fuente: Elaboración propia).

El momento nominal de acuerdo a la figura es 72 tnf y la fuerza cortante del análisis correspondiente a esa combinación es 8.6 tnf y el momento 26.5 tnf:

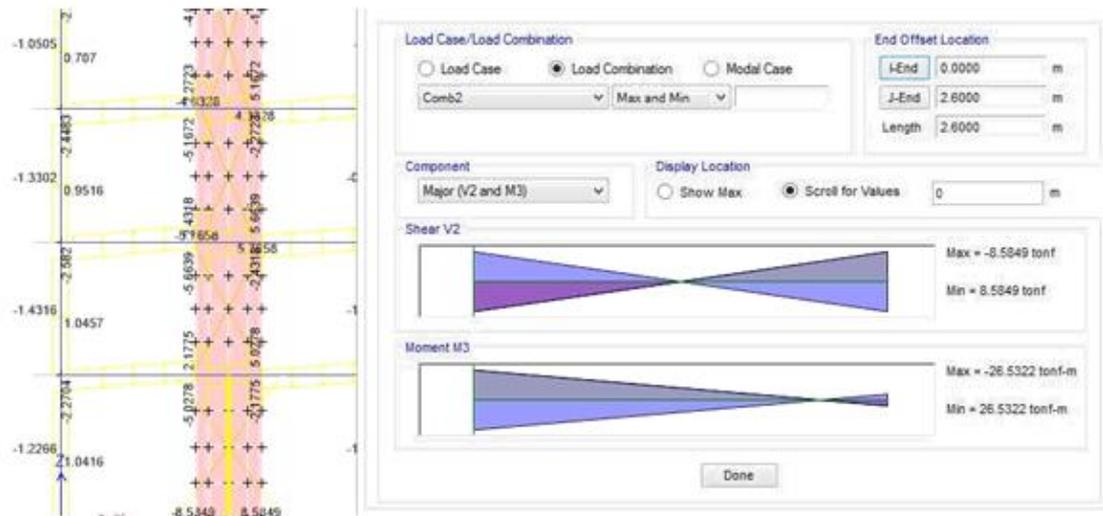


Figura 6.29 - Fuerza cortante en la placa (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Por lo que la fuerza cortante de diseño resulta:

$$V_u = 8.6 \left(\frac{72}{26.5} \right) = 23.366 \text{ tnf}$$

El diseño por cortante para el núcleo de confinamiento se resume en el siguiente cuadro:

Tabla 6.5 - Refuerzo transversal para el núcleo de confinamiento.

Refuerzo transversal para el núcleo	
Smax1 (cm)	12.7
Smax2 (cm)	20
Smax3 (cm)	25
Smax (cm)	12.7
Usar s=	12.5

Para el alma el diseño es el siguiente:

Tabla 6.6 - Refuerzo transversal para el alma del muro.

DISEÑO POR CORTANTE	
f'c (kg/cm ²)	210
b (cm)	20
d = 0.8L (cm)	96
Mu (actuante)	26.5
Mu (d. interacción)	72
Vu (Actuante) t	8.6
Vu (Diseño) t	23.366
Vc (t)	14.75
Vs (t)	12.743
Av (cm ²)	1.42
s (cm)	44.93
Usar s =	12.5cm

Con lo que el diseño final de la placa resulta:

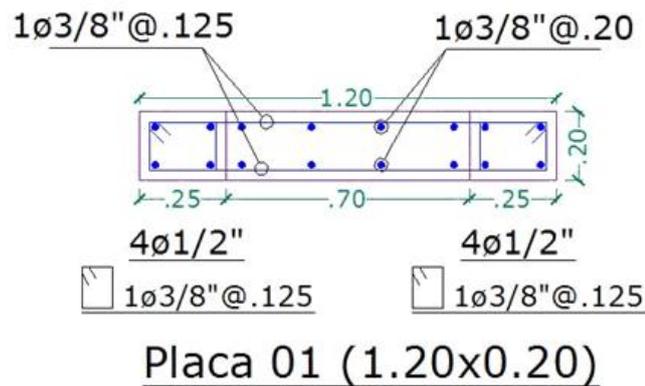


Figura 6.30 - Diseño de placa ejemplo (Fuente: Elaboración propia).

El procedimiento de diseño descrito para vigas, columnas y muros se siguió para todos los modelos del presente trabajo y sus resultados se mostrarán en los anexos (Capítulo 12). Cabe resaltar que para el diseño se consideraron por simplicidad secciones típicas para toda la estructura de los modelos, por ejemplo para las vigas del modelo estudiado se tomó la sección con mayor demanda de toda la estructura y ese diseño se consideró para todas las vigas del modelo, de la misma manera para las columnas y placas; esto no afectará a los propósitos de este trabajo (cálculo del factor de reducción) y la razón será detallada posteriormente en este capítulo.

6.3 ANÁLISIS NO LINEAL DE LOS MODELOS:

Se hará un breve repaso de la metodología utilizada para la obtención de la curva de capacidad en el modelo del Edificio N° 1 – 5 pisos, ya que esta fue detallada en el capítulo III. Posteriormente se presentarán los resultados obtenidos para todos los modelos restantes.

Los modelos inelásticos de los materiales utilizados se muestran a continuación:



Figura 6.31 - Modelo inelástico del concreto para las vigas (Fuente: Elaboración propia).



Figura 6.32 - Modelo inelástico del concreto para las columnas (Fuente: Elaboración propia).



Figura 6.33 - Modelo inelástico del concreto para los núcleos de confinamiento en las placas (Fuente: Elaboración propia).

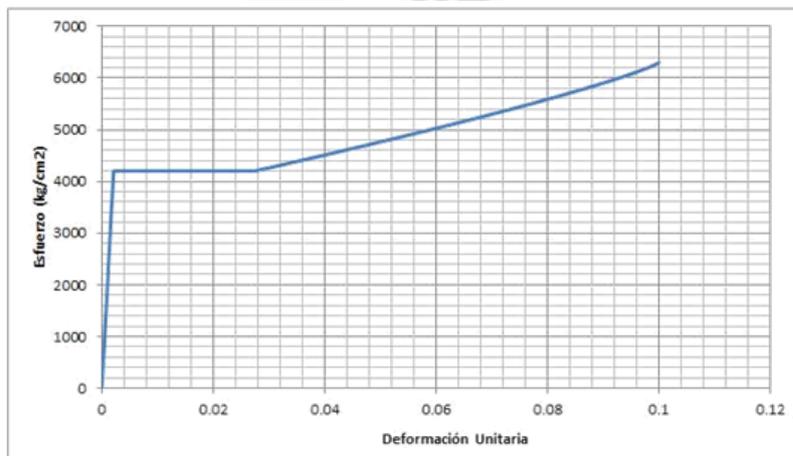


Figura 6.34 - Modelo inelástico del acero de refuerzo a utilizar (Fuente: Elaboración propia).

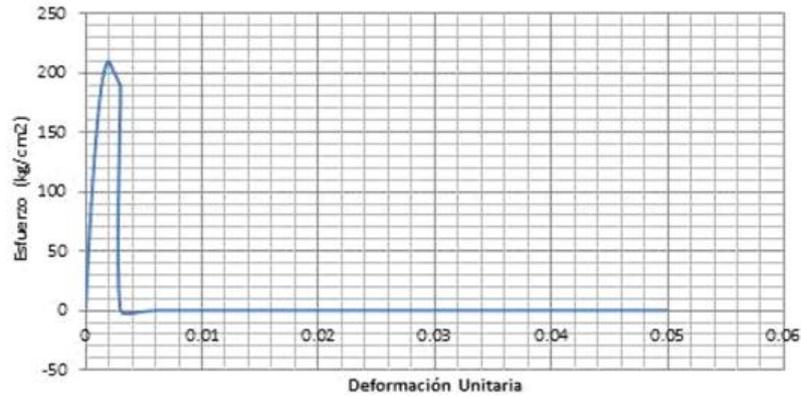


Figura 6.35 - Modelo inelástico del concreto no confinado – recubrimiento (Fuente: Elaboración propia).

Con esos modelos inelásticos de los materiales, se calcularán los diagramas momento-curvatura de las vigas y columnas. Los muros serán modelados como “layered shell” para que el programa considere sus propiedades inelásticas.

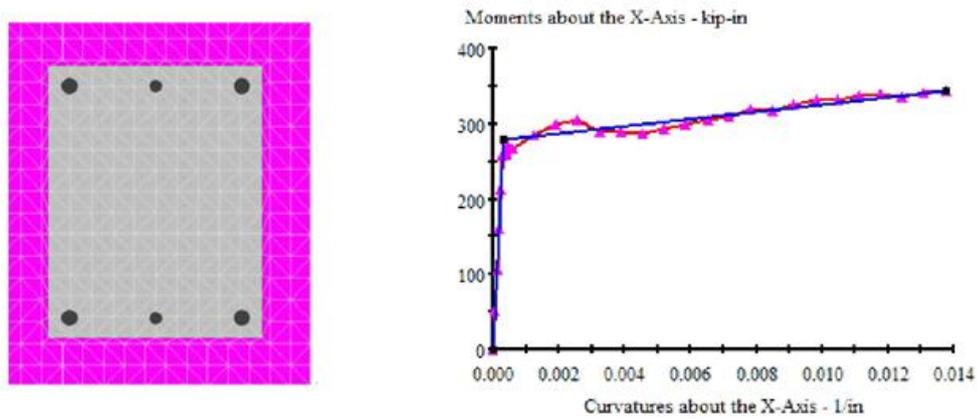


Figura 6.36 - Diagrama momento curvatura correspondiente a la viga del modelo (Fuente: Autor utilizando Xtract)

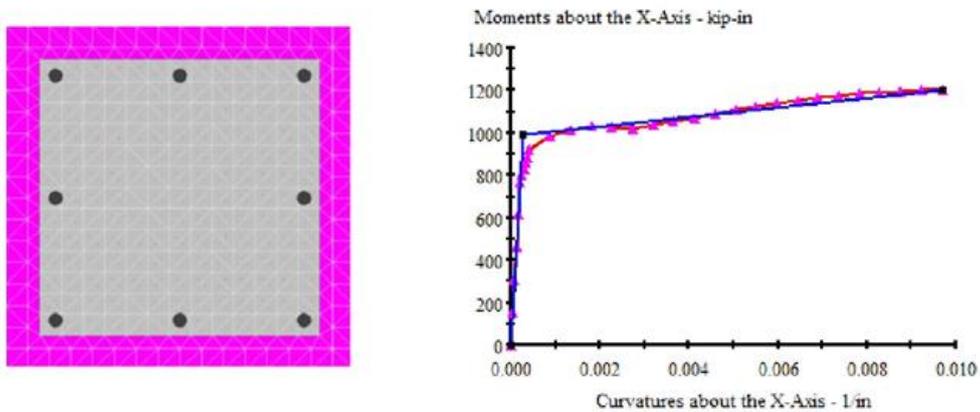


Figura 6.37 - Diagrama momento curvatura correspondiente a la columna del modelo (Fuente: Autor utilizando Xtract).

Ahora se debe considerar la interacción del diagrama momento curvatura con la resistencia a fuerza cortante de las vigas y columnas. El procedimiento se detalló en el capítulo III por lo que ahora se presentarán los resultados obtenidos:

Para la viga:

$$V_{\max} = 13644.68 \text{ kgf}$$

$$R_{\theta v2} = 0.919$$

$$V_{\min} = 12539.46 \text{ kgf}$$

Para la columna:

$$V_{\max} = 34974.46 \text{ kgf}$$

$$R_{\theta v2} = 0.903$$

$$V_{\min} = 31581.94 \text{ kgf}$$

Para poder incluir la resistencia por cortante y el diagrama momento curvatura en un solo gráfico, se tendrán en cuenta dos hipótesis (Ref. 46):

- ✓ La ductilidad por rotación es aproximadamente igual a la ductilidad por curvatura, Satyarno (2000).
- ✓ La relación entre el momento y el cortante viene dado por la luz libre de corte L^* , que es la distancia en la cual el diagrama de corte es constante. Para el caso de cargas sísmicas esta longitud es la distancia desde un extremo del elemento hasta el punto de inflexión, pero por simplicidad se puede aproximar esta variable a la mitad de la longitud del elemento $\rightarrow M=V.L^*$

Con estas consideraciones se obtienen los siguientes gráficos para las vigas y columnas:

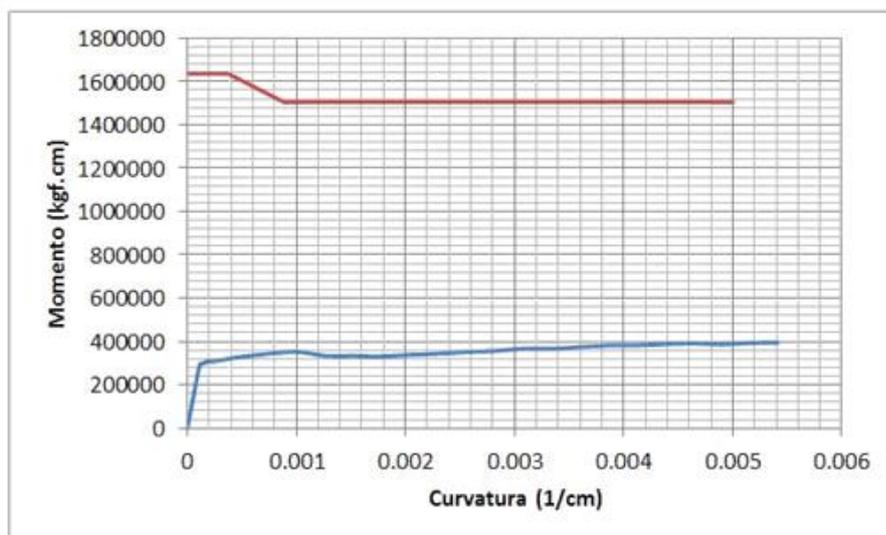


Figura 6.38 - Interacción de la fuerza cortante con el diagrama momento-curvatura para la viga del modelo en estudio (Fuente: Elaboración propia).

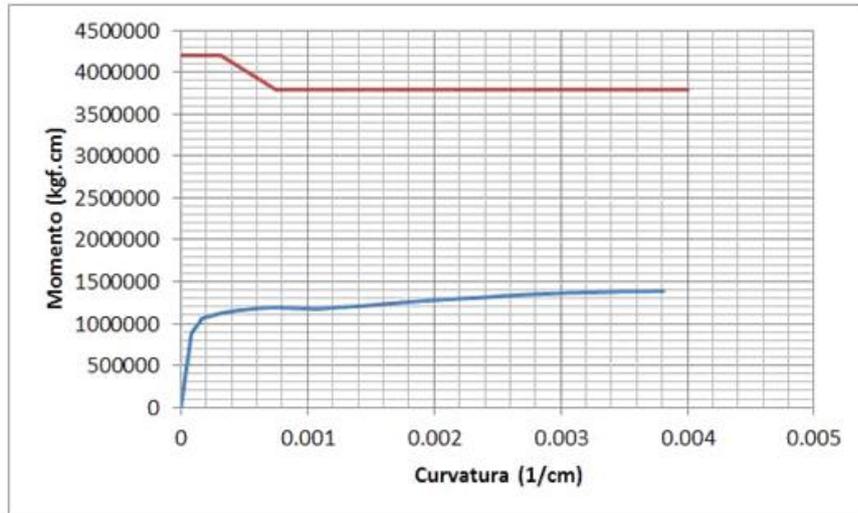


Figura 6.39 - Interacción de la fuerza cortante con el diagrama momento-curvatura para la columna del modelo en estudio (Fuente: Elaboración propia).

En los dos casos se puede observar que las vigas y columnas podrán desarrollar todo su comportamiento a flexión. Teniendo estos datos, se ingresan al modelo y se definen las propiedades inelásticas de los muros de corte. En la siguiente figura se presenta el modelo con las rótulas plásticas (hinges) asignadas, los muros de corte definidos y el patrón de fuerzas correspondiente al primer modo de vibración asignado al modelo para el análisis no lineal:

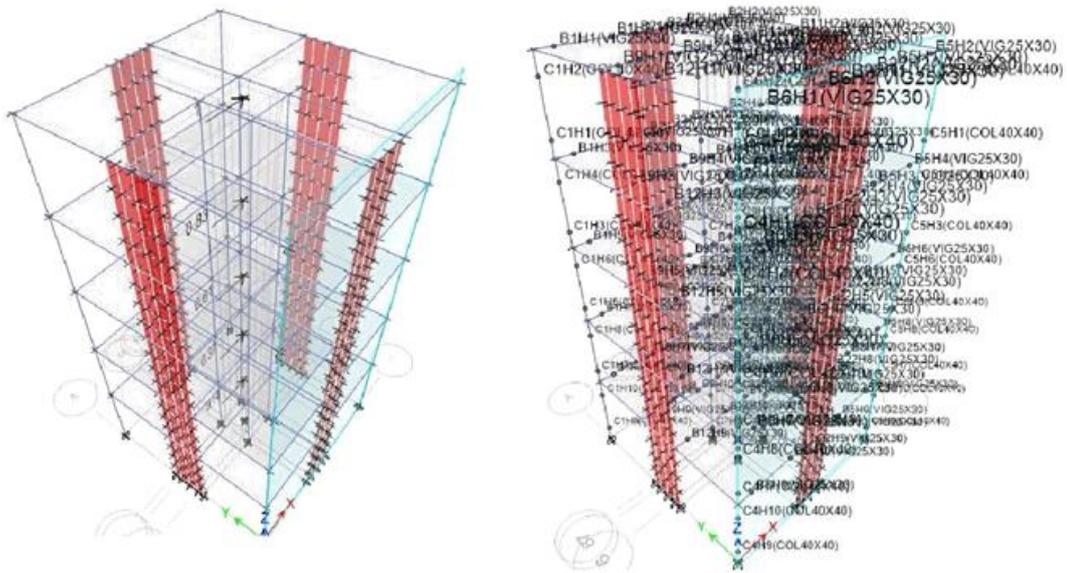


Figura 6.40 - Asignación de propiedades inelásticas a los elementos estructurales para el análisis pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Se realiza el análisis y se obtienen los siguientes resultados:

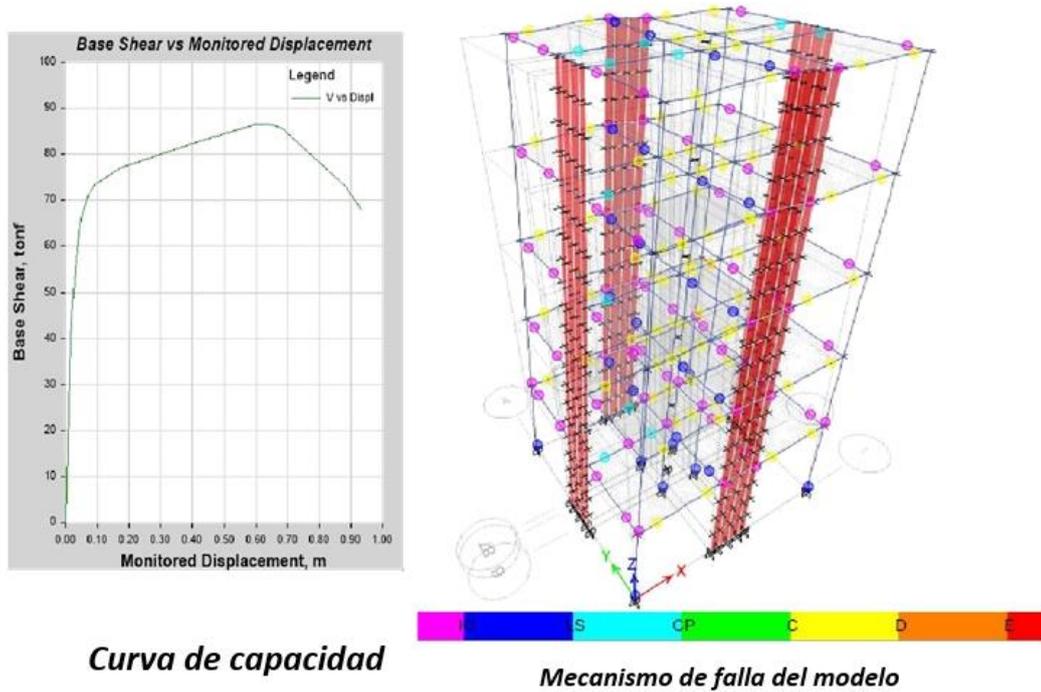


Figura 6.41 - Resultados obtenidos del análisis pushover en el modelo estudiado (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Asimismo se puede obtener el espectro de capacidad de la estructura:

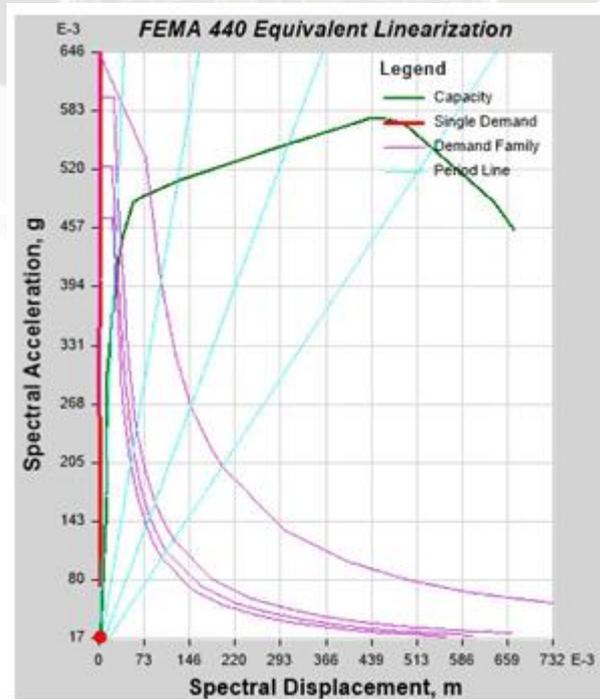


Figura 6.42 - Espectro de capacidad obtenido del análisis pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Otra característica importante que se puede obtener del análisis no lineal, es la ductilidad de desplazamiento que presenta la estructura y se calcula con la siguiente expresión:

$$\mu_{desp} = \frac{\text{Desplazamiento correspondiente al drift máximo}}{\text{Desplazamiento de fluencia}}$$

Para obtener el desplazamiento en el techo correspondiente al drift máximo, extraeremos los desplazamientos que se generan en cada nivel durante el incremento de cargas del análisis pushover:

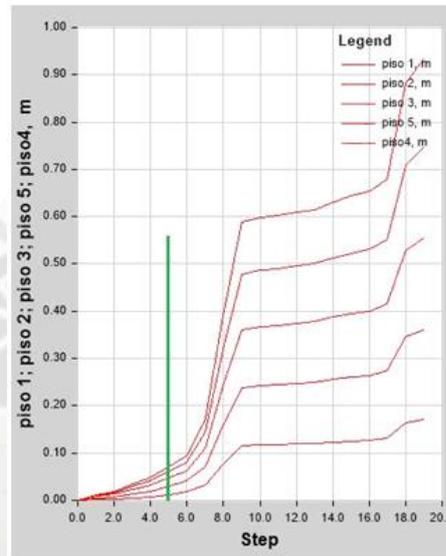


Figura 6.43 - Desplazamientos de cada nivel durante el análisis pushover (Fuente: Autor utilizando Etabs).

La línea verde de la figura representa el momento en el que se supera el drift máximo especificado para estructuras de concreto armado (0.007) y el desplazamiento que le corresponde al último nivel en ese momento es 0.071m. Este punto se ubica en la curva de capacidad de la estructura:

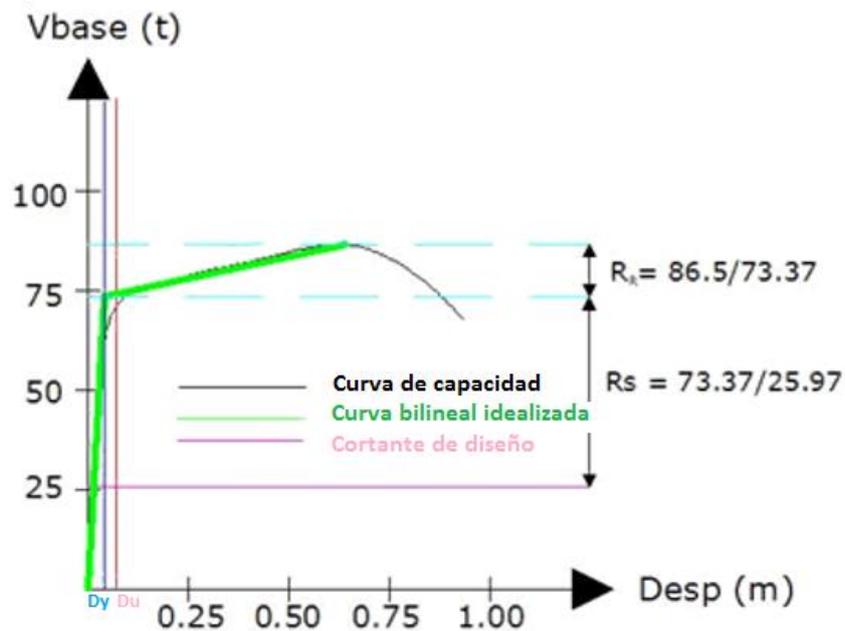


Figura 6.44 - Desplazamientos de fluencia y último del edificio (Fuente: Elaboración propia).

Entonces la ductilidad por desplazamiento de la estructura resulta:

$$\mu_{desp} = \frac{0.071}{0.039} = 1.82$$

Esta ductilidad describe la capacidad de la estructura de deformarse en el rango inelástico sin generar daño considerable en ella.

El mismo procedimiento se siguió para los modelos restantes. Sus datos y resultados se presentan en los anexos del documento.

6.4 CÁLCULO DE LOS FACTORES DE REDUCCIÓN:

Se aplicará la metodología propuesta en el capítulo IV, el cual establece las siguientes relaciones para el cálculo del factor de reducción:

$$R = R_{\mu} R_s R_R$$

Donde:

R = Factor de reducción sísmica.

R_s = Factor de reducción por sobrerresistencia.

R_{μ} = Factor de reducción por ductilidad.

R_R = Factor de reducción por redundancia.

Cada uno de estos componentes se calcula con las siguientes expresiones:

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_u}$$

$$R_s = \frac{V_y}{V_d}$$

$$R_R = \phi \frac{V_u}{V_y}$$

Líneas de Resistencia	Valor de ϕ
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Tabla 6.7 - Factor de reducción de R_R (Fuente: Elaboración propia)

En las ecuaciones:

V_e = Cortante que resistiría la estructura de tener un comportamiento netamente elástico.

V_u = Cortante máximo que resiste la estructura hasta el colapso.

V_y = Cortante que define un cambio de rigidez considerable en la estructura (fluencia).

V_d = Cortante basal con el cual fue diseñada la estructura.

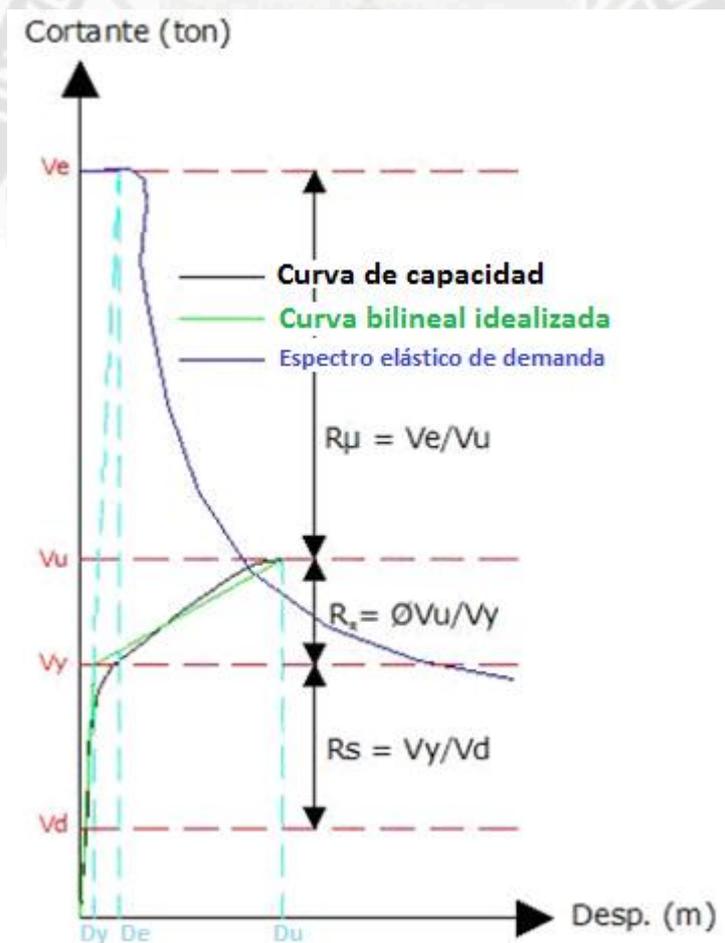


Figura 6.45 - Esquema para el cálculo del factor de reducción (Fuente: Elaboración propia).

Para calcular el factor de reducción por ductilidad del modelo que se viene estudiando en este capítulo, se graficarán el espectro de capacidad y el espectro elástico de demanda correspondiente a la siguiente expresión:

$$S_{ae} = Z.U.C.S(g)$$

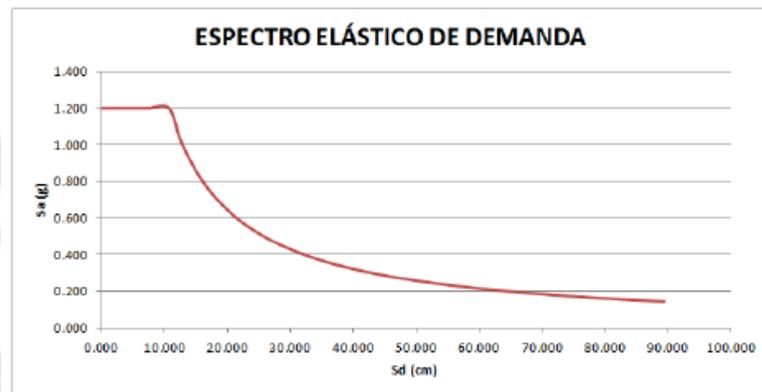


Figura 6.46 - Espectro elástico de demanda (Fuente: Elaboración propia).

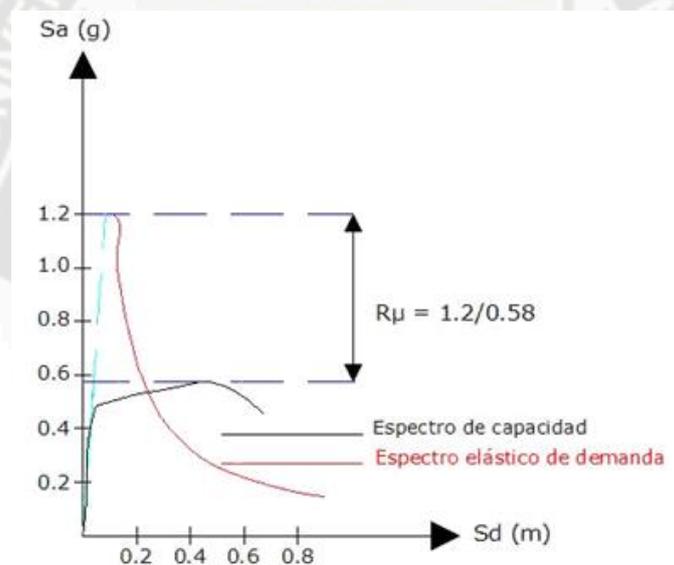


Figura 6.47 - Cálculo del factor de reducción por ductilidad del modelo en estudio (Fuente: Elaboración propia).

De la figura se obtiene un factor $R_{\mu} = 2.07$. Cabe resaltar que el punto de colapso puede tomarse también como el último punto del espectro de capacidad, eso depende del criterio del proyectista y del grado de daño que pueda aceptarse en el comportamiento de la estructura. Para los modelos en estudio se tomará como punto de colapso al correspondiente con la máxima resistencia de la estructura.

Para el cálculo de los componentes restantes se utilizará la curva de capacidad de la estructura:

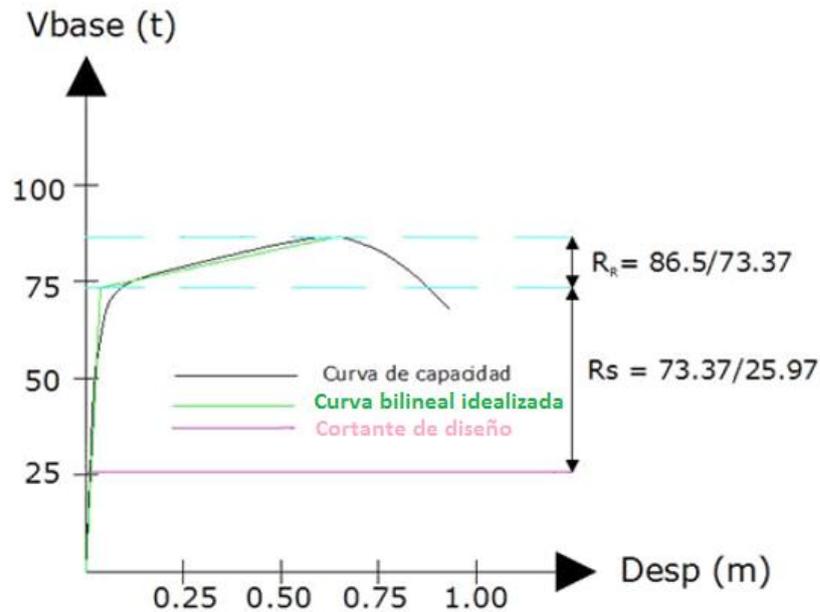


Figura 6.48 - Cálculo de los factores de reducción por sobrerresistencia y redundancia del modelo en estudio (Fuente: Elaboración propia).

Del gráfico se obtiene $R_s = 2.825$ y $R_R = 1.18$, pero a este último se le debe afectar por 0.86 (Tabla 6.7) ya que el modelo consta de 3 líneas de resistencia en cada dirección, obteniéndose así $R_R = 1.01$. Entonces el factor de reducción correspondiente al modelo en estudio es:

$$R = 2.07 \times 2.825 \times 1.014 = 5.93$$

Como se dijo anteriormente, el diseño de los modelos estructurales fue algo conservador ya que para cada modelo que tomaron las vigas, columnas y muros con mayor demanda y ese diseño se le asignó a todos los elementos de la estructura. Se podría sospechar que el factor de reducción calculado entonces no tiene un grado de confiabilidad aceptable ya que los modelos no fueron diseñados de la manera que se hace convencionalmente, pero la diferencia que se generará es mínima y se demostrará con un ejemplo.

Se variará el diseño del modelo estudiado en este capítulo aumentando el refuerzo en los elementos estructurales de manera considerable y se volverá a realizar el cálculo del factor de reducción. La distribución de refuerzo en los elementos estructurales es la siguiente:

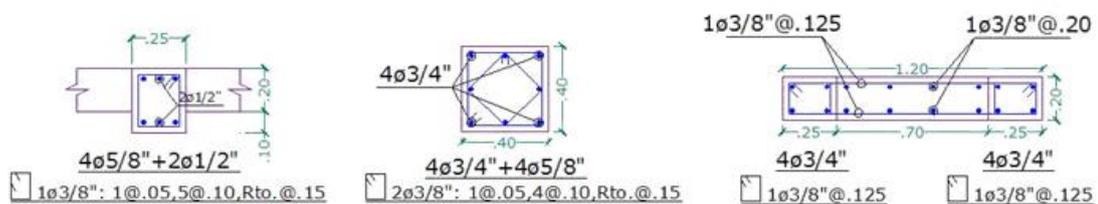


Figura 6.49 – Nueva distribución del refuerzo en los elementos estructurales (Fuente: Elaboración propia).

La curva y espectro de capacidad que se obtienen con esta nueva distribución son:

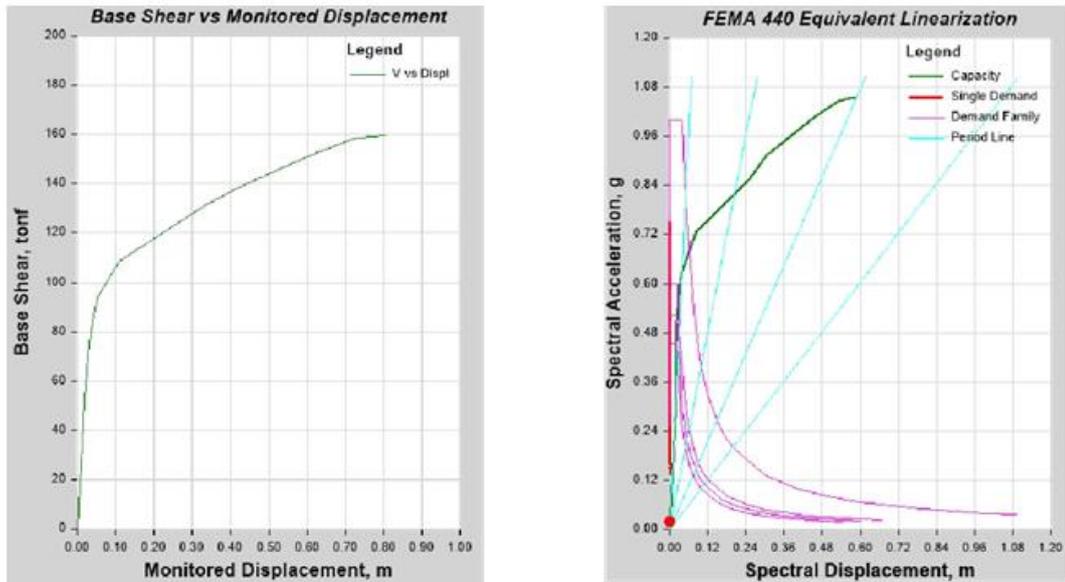


Figura 6.50 - Curva de capacidad y espectro de capacidad obtenidos (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Con estos datos se calcularán los componentes del factor de reducción:

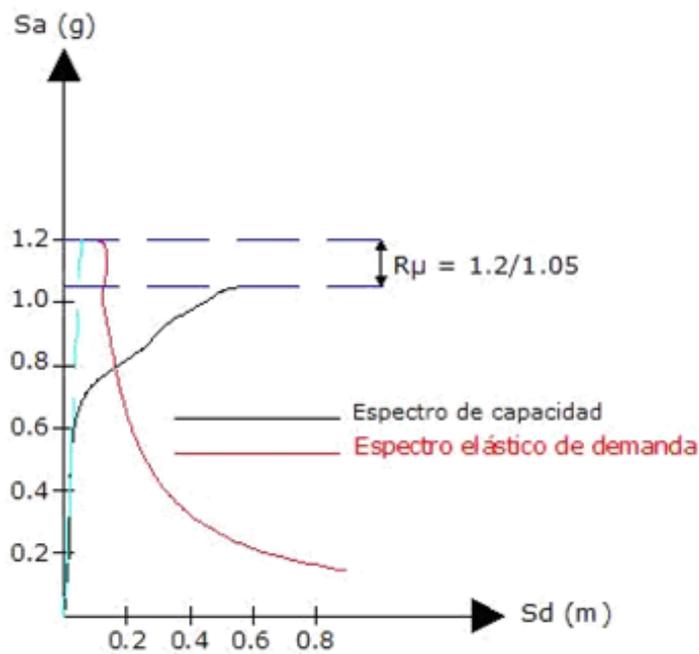


Figura 6.51 - Cálculo del factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia).

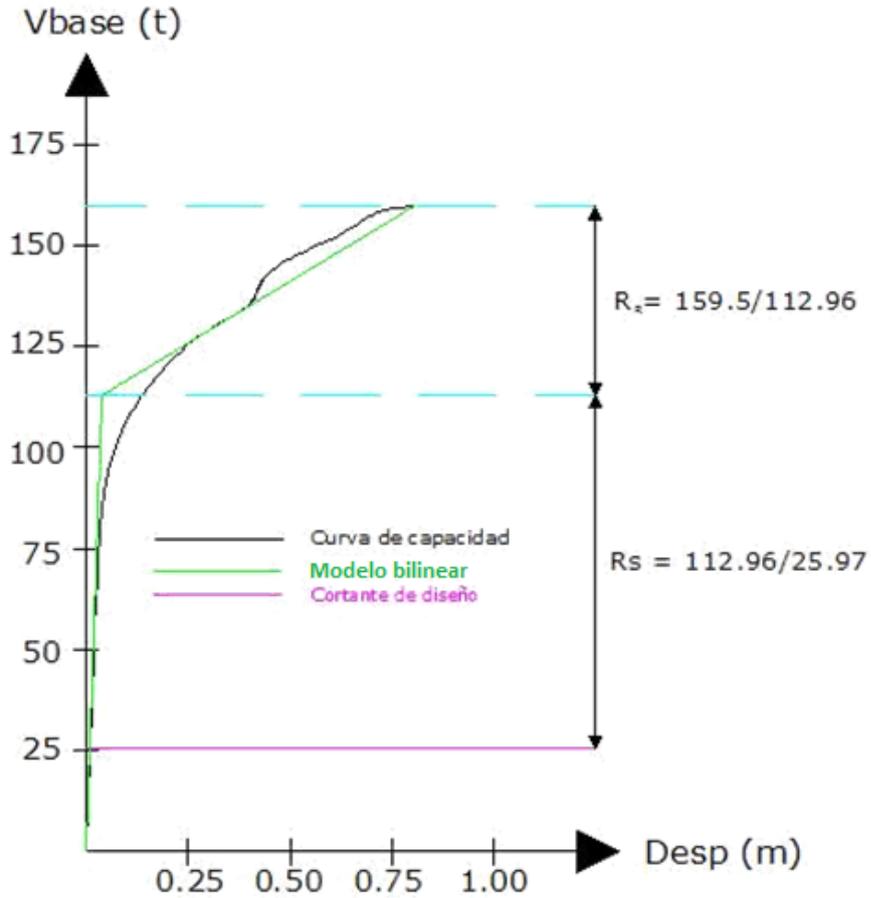


Figura 6.52 - Cálculos de los factores de reducción por sobrerresistencia y redundancia (Fuente: Elaboración propia).

El factor de reducción calculado resulta:

$$R = \left(\frac{1.2}{1.05}\right) \left(\frac{112.96}{25.97}\right) \left(0.86 \frac{159.5}{112.96}\right) = 1.14 \times 4.35 \times 1.21 = 6$$

Como se puede observar, la diferencia con el factor de reducción calculado anteriormente es del 1.2%, lo cual no es una diferencia considerable.

A continuación se muestran los factores de reducción obtenidos para todos los modelos considerados en la presente investigación:

Tabla 6.8 - Factores de reducción obtenidos de los modelos estructurales (Fuente: Elaboración propia).

		RESULTADOS OBTENIDOS								
EDIFICIO	AREA	Drift Max	Periodo	% cortante	u	Ru	R omega	Rr	R	
EDIFICIOS DE 5 PISOS	EDIFICIO 1 XX	36	0.0041	0.35	67.62	1.82	2.07	2.83	1.01	5.93
	EDIFICIO 1 YY	36	0.0041	0.35	67.62	1.82	2.07	2.83	1.01	5.93
	EDIFICIO 2 XX	50	0.00318	0.3	87.72	3.45	1.76	2.97	1.12	5.86
	EDIFICIO 2 YY	50	0.00347	0.32	61.81	1.92	2.34	2.48	1.2	6.98
	EDIFICIO 3 XX	126	0.00175	0.22	70.35	3.92	1.16	3.96	1.3	5.97
	EDIFICIO 3 YY	126	0.00146	0.2	75.81	6.19	1.01	3.5	1.66	5.85
	EDIFICIO 4 XX	60	0.002	0.24	50.53	3.33	1.38	3.87	1.26	6.72
	EDIFICIO 4 YY	60	0.00174	0.22	73.96	4.63	1.11	5.41	1.37	8.22
	EDIFICIO 5 XX	48	0.00213	0.22	71.21	3.92	1	8.18	1.01	8.27
	EDIFICIO 5 YY	48	0.00122	0.19	75.47	3.82	1	5.79	1.16	6.75
	EDIFICIO 6 XX	60	0.00224	0.25	71.84	3.52	1.42	3.59	1.32	6.75
	EDIFICIO 6 YY	60	0.00196	0.24	66.12	4.47	1.77	2.68	1.43	6.76
	EDIFICIO 7 XX	84	0.0019	0.23	72.23	3.74	1.34	3.71	1.31	6.55
	EDIFICIO 7 YY	84	0.0014	0.21	75.56	6.85	1.26	3.08	1.71	6.63
	EDIFICIO 8 XX	84	0.0026	0.23	26.46	4.4	1.15	4.62	1.27	6.79
	EDIFICIO 8 YY	84	0.0012	0.18	64.07	6.07	1	5.12	1.31	6.71
	EDIFICIO 9 XX	75	0.0023	0.24	53.39	3.77	1.29	4.13	1.3	6.89
	EDIFICIO 9 YY	75	0.00165	0.22	59.4	4.3	1	4.44	1.54	6.84
	EDIFICIO 10 XX	144	0.0021	0.24	66.52	3.51	1.36	3.7	1.32	6.64
	EDIFICIO 10 YY	144	0.0016	0.22	79.27	4.57	1.23	3.37	1.66	6.86
EDIFICIOS DE 6 PISOS	EDIFICIO 1 XX	36	0.0052	0.42	67.16	2.77	3	1.72	1.32	6.82
	EDIFICIO 1 YY	36	0.0052	0.42	67.16	2.77	3	1.72	1.32	6.82
	EDIFICIO 2 XX	50	0.0042	0.37	87.28	2.69	2.45	2.16	1.13	5.98
	EDIFICIO 2 YY	50	0.0044	0.39	61.41	2.59	2.83	1.97	1.26	6.98
	EDIFICIO 3 XX	126	0.0023	0.28	69.91	3.77	1.45	3.12	1.32	5.97
	EDIFICIO 3 YY	126	0.00193	0.25	75.38	5.14	1.16	3.26	1.57	5.93
	EDIFICIO 4 XX	60	0.0027	0.29	50.23	3.4	1.79	3.01	1.24	6.68
	EDIFICIO 4 YY	60	0.00235	0.27	72.5	4.4	1.42	4.09	1.42	8.22
	EDIFICIO 5 XX	48	0.003	0.29	69.39	3.74	1	5.83	1.27	7.38
	EDIFICIO 5 YY	48	0.0018	0.25	75	4.21	1	4.02	1.51	6.06

ANÁLISIS DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA, EFECTOS EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO Y PROPUESTA DE VALORES REFINADOS PARA EDIFICIOS DUALES DE 5 A 8 NIVELES DE NUESTRA CIUDAD

	EDIFICIO 6 XX	60	0.0029	0.31	71.22	3.38	1.9	2.69	1.34	6.85
	EDIFICIO 6 YY	60	0.00257	0.3	65.62	3.85	1.69	2.82	1.42	6.77
	EDIFICIO 7 XX	84	0.0025	0.29	71.83	3.46	1.67	2.96	1.34	6.6
	EDIFICIO 7 YY	84	0.00186	0.26	75.06	3.74	1.35	3.45	1.42	6.62
	EDIFICIO 8 XX	84	0.0033	0.28	26.42	4.6	1.54	3.38	1.31	6.79
	EDIFICIO 8 YY	84	0.0015	0.22	63.27	5.51	1.2	3.93	1.5	7.06
	EDIFICIO 9 XX	75	0.0029	0.29	52.85	2.68	1.42	3.96	1.24	6.96
	EDIFICIO 9 YY	75	0.0021	0.27	58.99	3.7	1.18	4	1.44	6.79
	EDIFICIO 10 XX	144	0.0027	0.3	65.68	2.54	1.49	3.7	1.23	6.8
	EDIFICIO 10 YY	144	0.0021	0.27	80.29	3.08	1.27	3.82	1.43	6.9
EDIFICIOS DE 7 PISOS	EDIFICIO 1 XX	36	0.00655	0.51	66.84	1.93	3.17	1.81	1.21	6.9
	EDIFICIO 1 YY	36	0.00655	0.51	66.84	1.93	3.17	1.81	1.21	6.9
	EDIFICIO 2 XX	50	0.00526	0.45	87.09	1.84	2.25	2.38	1.08	5.79
	EDIFICIO 2 YY	50	0.0054	0.47	61.14	2	2.46	2.36	1.17	6.79
	EDIFICIO 3 XX	126	0.0029	0.33	69.61	3.13	1.52	3.18	1.23	5.93
	EDIFICIO 3 YY	126	0.0024	0.3	75.04	4.21	1.34	3.07	1.46	5.99
	EDIFICIO 4 XX	60	0.0034	0.35	49.75	2.62	1.76	3.2	1.19	6.7
	EDIFICIO 4 YY	60	0.003	0.32	71.36	4.01	1.72	3.49	1.36	8.16
	EDIFICIO 5 XX	48	0.0034	0.32	68.14	3.25	1.3	5.33	1.65	11.45
	EDIFICIO 5 YY	48	0.002	0.29	74.74	3.85	1.61	4.05	1.52	9.88
	EDIFICIO 6 XX	60	0.0037	0.37	70.84	2.7	1.89	2.89	1.24	6.77
	EDIFICIO 6 YY	60	0.0032	0.36	65.27	3.39	1.96	2.47	1.39	6.7
	EDIFICIO 7 XX	84	0.0032	0.35	71.57	2.87	1.84	2.94	1.24	6.68
	EDIFICIO 7 YY	84	0.0023	0.31	74.67	4.13	1.68	2.73	1.45	6.63
	EDIFICIO 8 XX	84	0.004	0.33	26.43	6	1.71	2.99	1.32	6.77
	EDIFICIO 8 YY	84	0.00193	0.27	62.79	5.34	1.32	3.12	1.67	6.88
	EDIFICIO 9 XX	75	0.0035	0.35	52.46	2.59	1.53	3.7	1.2	6.8
	EDIFICIO 9 YY	75	0.0026	0.32	58.71	3.53	1.37	3.36	1.46	6.68
	EDIFICIO 10 XX	144	0.0034	0.36	65.4	2.7	1.72	3.07	1.28	6.73
	EDIFICIO 10 YY	144	0.0026	0.33	78.06	2.67	1.41	3.62	1.35	6.88

ANÁLISIS DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA, EFECTOS EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO Y PROPUESTA DE VALORES REFINADOS PARA EDIFICIOS DUALES DE 5 A 8 NIVELES DE NUESTRA CIUDAD

EDIFICIOS DE 8 PISOS	EDIFICIO 1 XX	36	0.0057	0.51	64.74	2.27	3.41	1.5	1.28	6.56
	EDIFICIO 1 YY	36	0.0057	0.51	64.74	2.27	3.41	1.5	1.28	6.56
	EDIFICIO 2 XX	50	0.0064	0.53	86.84	2.16	2.54	2.09	1.09	5.8
	EDIFICIO 2 YY	50	0.00639	0.54	60.82	1.86	2.65	2.15	1.22	6.93
	EDIFICIO 3 XX	126	0.0035	0.39	69.29	2.99	1.64	2.87	1.23	5.79
	EDIFICIO 3 YY	126	0.003	0.35	74.69	3.79	1.36	2.99	1.41	5.75
	EDIFICIO 4 XX	60	0.004	0.42	48.26	3.89	1.74	2.74	1.4	6.69
	EDIFICIO 4 YY	60	0.0036	0.37	70.3	4.49	1.39	3.55	1.48	7.32
	EDIFICIO 5 XX	48	0.0041	0.37	66.86	3.11	1.68	4.4	1.72	12.71
	EDIFICIO 5 YY	48	0.0025	0.34	74.49	3.25	2.33	3.31	1.6	12.37
	EDIFICIO 6 XX	60	0.0045	0.44	70.47	2.23	1.94	2.71	1.26	6.61
	EDIFICIO 6 YY	60	0.00385	0.42	64.84	1.73	1.18	4.35	1.32	6.76
	EDIFICIO 7 XX	84	0.004	0.41	71.26	2.03	1.68	3.3	1.21	6.74
	EDIFICIO 7 YY	84	0.0029	0.37	74.32	3.32	1.71	2.88	1.31	6.41
	EDIFICIO 8 XX	84	0.0047	0.39	26.49	3.95	2.12	2.46	1.3	6.76
	EDIFICIO 8 YY	84	0.0023	0.31	62.37	5.17	1.48	2.85	1.48	6.26
	EDIFICIO 9 XX	75	0.0041	0.41	52.19	2.29	1.74	3.36	1.17	6.84
	EDIFICIO 9 YY	75	0.0031	0.37	58.49	2.61	1.38	3.65	1.31	6.57
	EDIFICIO 10 XX	144	0.0041	0.42	65.11	2.64	1.69	3.03	1.29	6.62
	EDIFICIO 10 YY	144	0.0032	0.38	77.72	2.85	1.63	3.02	1.39	6.83

CAPÍTULO 7 – ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS

7.1 COMENTARIO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS:

Los factores de reducción obtenidos oscilan entre 5.75 y 12.71, los cuales se muestran en el siguiente gráfico:

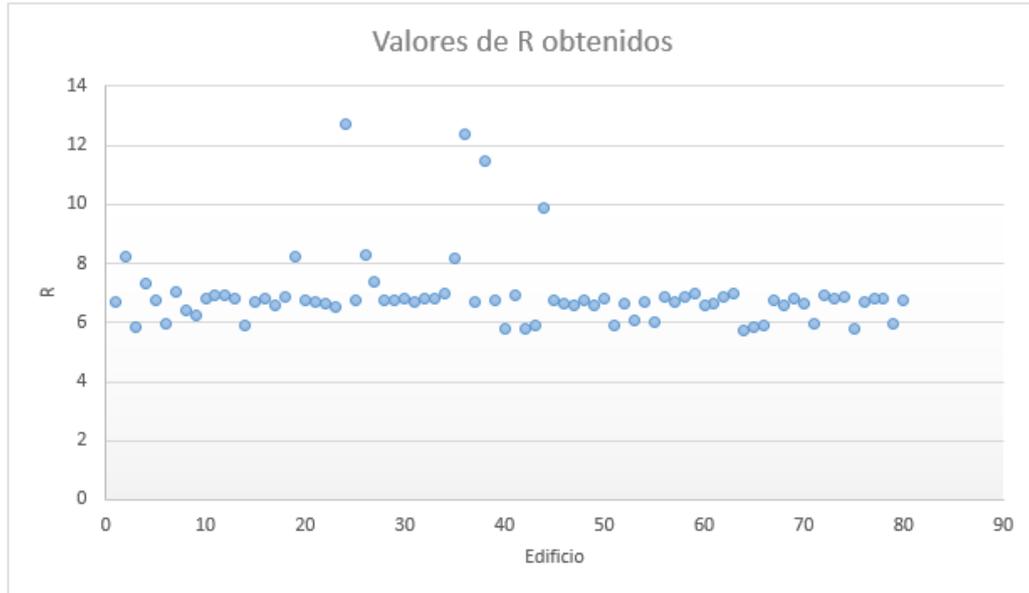


Figura 7.1 – Factores de reducción obtenidos de la investigación (Fuente: Elaboración propia).

Cabe resaltar que la mayoría se encuentra en el rango de 6.0-7.0, cercano al valor especificado en la norma E.030 ($R=7$):

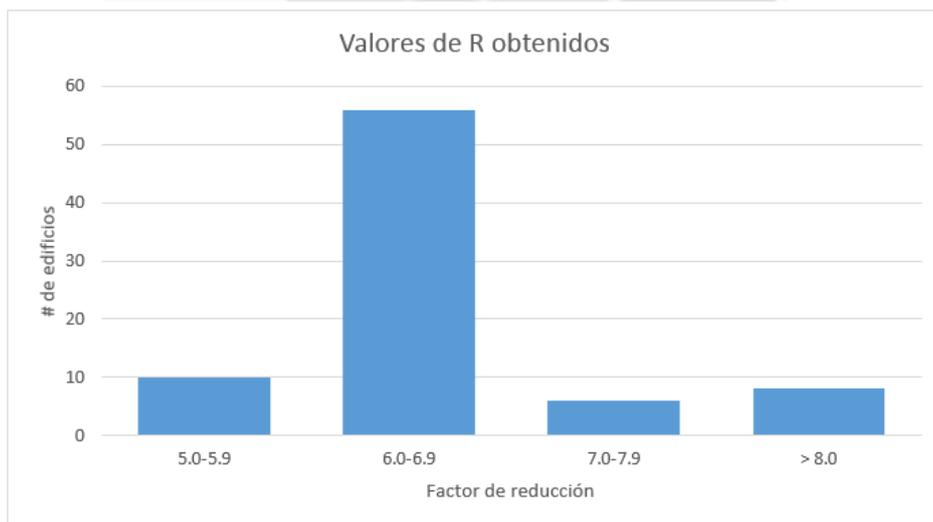


Figura 7.2 – Rangos obtenidos del factor de reducción (Fuente: Elaboración propia).

Pero es importante entender el significado de este valor, el cual será explicado realizando el análisis no lineal del edificio estudiado en el capítulo anterior, pero considerando un factor de reducción de 5.5.

El diseño obtenido considerando ese factor de reducción es el siguiente:

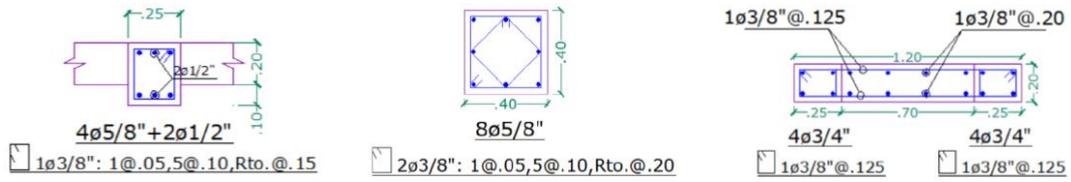


Figura 7.3 – Diseño de elementos para un factor de reducción de 5.5 (Fuente: Elaboración propia).

Se realizó el análisis pushover y se obtuvieron los siguientes gráficos:

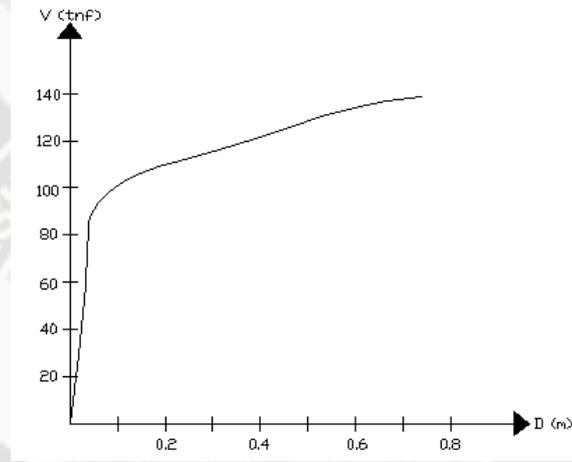


Figura 7.4 – Curva de capacidad obtenida (Fuente: Elaboración propia)

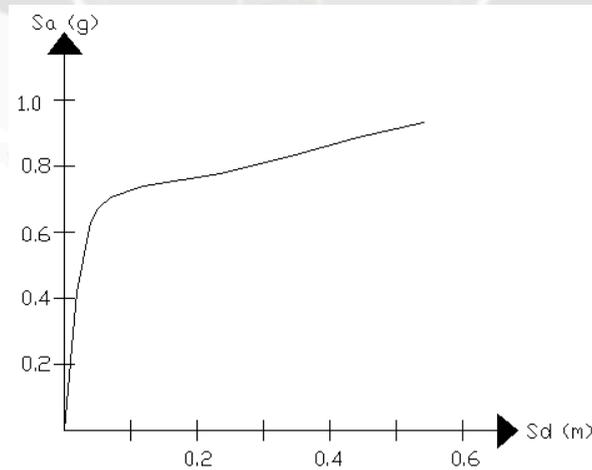


Figura 7.5 Espectro de capacidad obtenido (Fuente: Elaboración propia)

Ahora se calculará nuevamente el factor de reducción pero considerando que el cortante de diseño cambiará ya que ahora se utilizó un factor de reducción de 5.5, por lo que el cortante de diseño es 33.05 tnf.

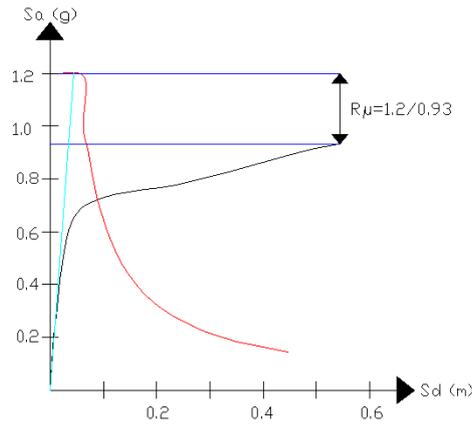


Figura 7.6 – Cálculo del factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia).

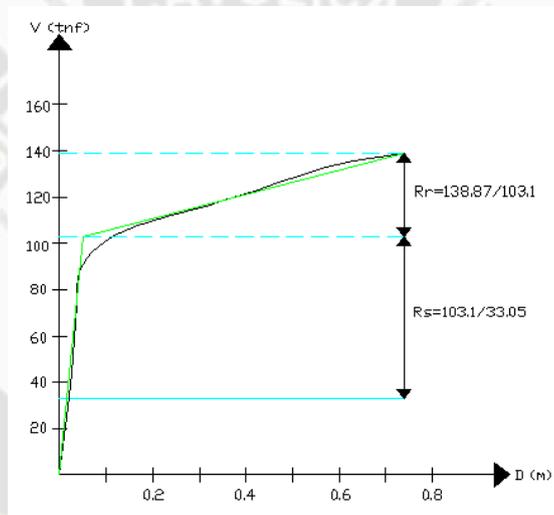


Figura 7.7 – Cálculo de los factores de reducción por sobrerresistencia y redundancia (Fuente: Elaboración propia).

Entonces el factor de reducción es:

$$R = 1.29 \times 1.347 \times 0.86 \times 3.12 = 4.66$$

Se hará una comparación de los resultados obtenidos con el edificio del capítulo anterior en la siguiente tabla:

Tabla 7.1 – Comparación de resultados para el Edificio 1:

Edificio 1 – 5 pisos		
Factor de reducción utilizado.	Factor de reducción calculado.	Porcentaje de resistencia.
7	5.93	84.71
5.5	4.66	84.72

Con este ejemplo podemos explicar que el verdadero valor que describe el comportamiento de una estructura en el porcentaje de resistencia. Se puede entender a este valor como el porcentaje del cortante basal elástico de diseño que puede resistir la estructura sin llegar a sufrir un daño considerable. Este daño podría aproximarse a la deriva máxima establecida en la norma E.030 (0.007) y el porcentaje restante lo podrá asumir la estructura pero eso implicará un daño mayor. Es de sospechar entonces que los edificios de muros estructurales serán los que presenten los valores más altos de este porcentaje.

También es importante observar que este porcentaje no varía por más que se utilicen diferentes factores de reducción en el diseño, es decir, este valor es único para cada estructura existente. Para el ejemplo realizado, la estructura podrá soportar casi el 85% del cortante elástico para el cuál fue diseñado, que es prácticamente toda la fuerza de diseño, es por eso que al calcular el punto de desempeño del edificio para el sismo de diseño (raro), se observa que este se encuentra recién empezando la zona inelástica de la curva de capacidad:

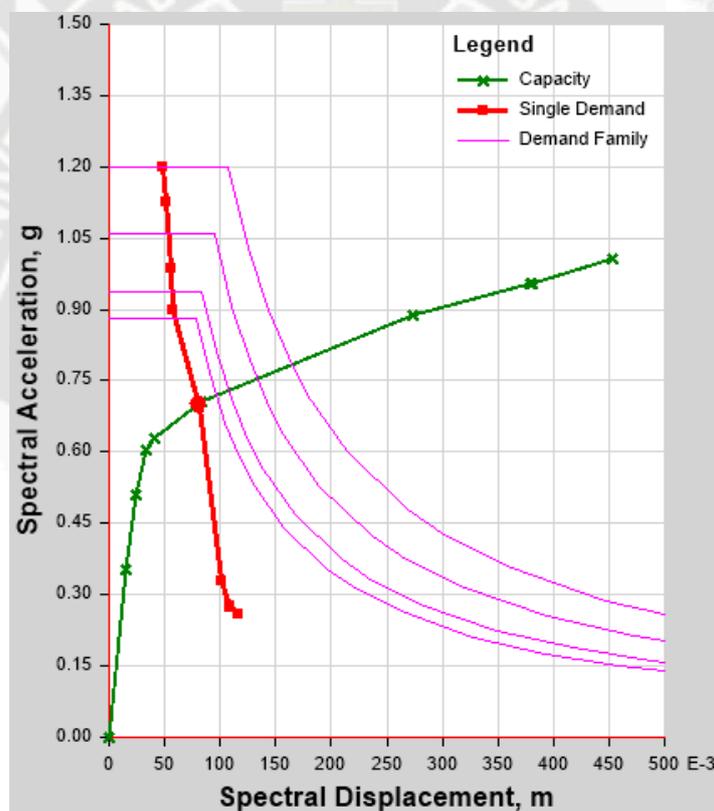


Figura 7.8 – Punto de desempeño obtenido (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Se presentan a continuación los porcentajes de resistencia obtenidos para todos los modelos estudiados:

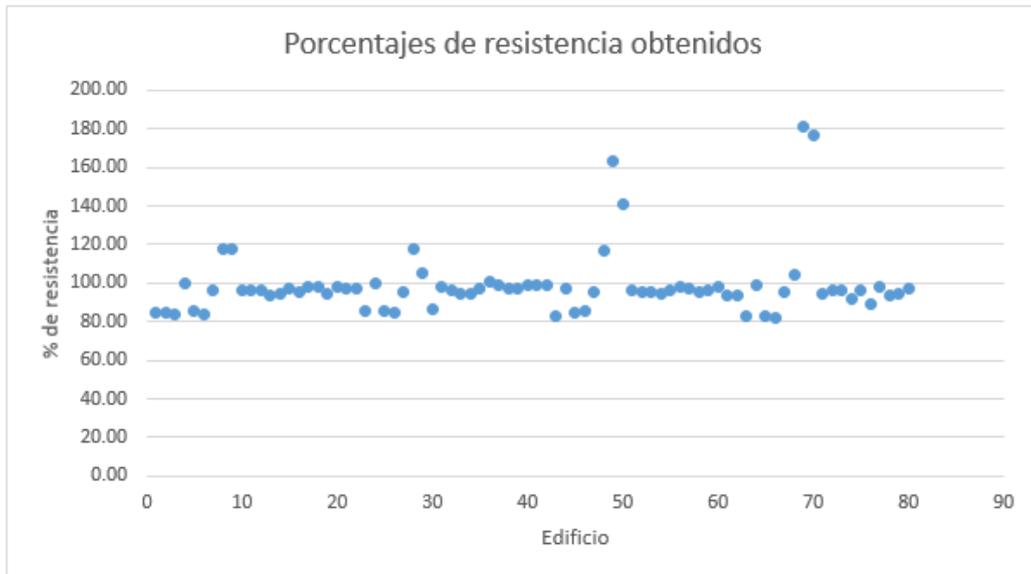


Figura 7.9 – Porcentajes de resistencia obtenidos de los modelos estudiados (Fuente: Elaboración propia).

Como se puede observar, los edificios duales presentan porcentajes de resistencia entre 80%-95%, esto se debe a que los muros aumentan considerablemente la resistencia de los edificios, pero disminuyen su capacidad de desplazamiento, es decir, presentan muy poco desempeño inelástico. Cabe resaltar que existen valores iguales al 100%, esto quiere decir que el edificio soporta la demanda de manera elástica y mayores valores significan que el edificio puede resistir elásticamente aún más demanda de la que se les asignó; estos casos se presentaron en edificios en donde un solo muro resiste más del 30% del cortante basal. De este análisis se puede concluir que la resistencia de los edificios duales es bastante buena, pero se debe tomar atención a la poca ductilidad que presentan, esto se detallará en el siguiente capítulo donde se hará la propuesta correspondiente a esta investigación.

7.2 ANÁLISIS DE LA DEPENDENCIA DE LA VARIABLE EN ESTUDIO:

Para poder establecer una dependencia de una variable compuesta por diferentes variables, deberíamos establecer primero las dependencias de estos componentes; pero como se explicó en el capítulo 4, uno de estos componentes es el factor de reducción por sobrerresistencia y no pueden establecerse relaciones para este valor ya que depende principalmente del criterio del proyectista al diseñar y esto no puede comprimirse en un gráfico o ecuación, es por eso que no pueden establecerse relaciones o funciones para el factor de reducción, pero se analizará la posibilidad de establecerlas para sus dos componentes restantes: el factor de reducción por ductilidad y redundancia. Para lo cual se presentarán los valores obtenidos de estas variables en las siguientes figuras:

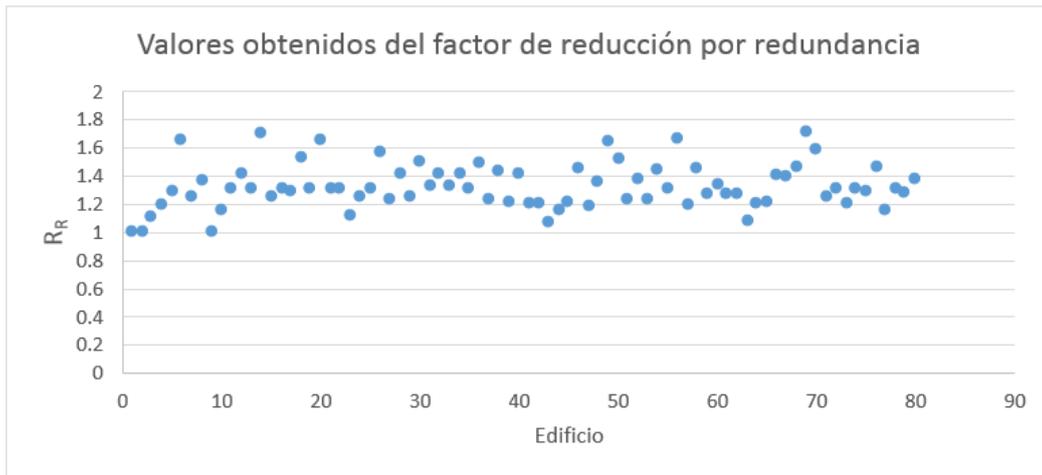


Figura 7.10 – Factores de reducción por redundancia obtenidos de la investigación (Fuente: Elaboración propia).

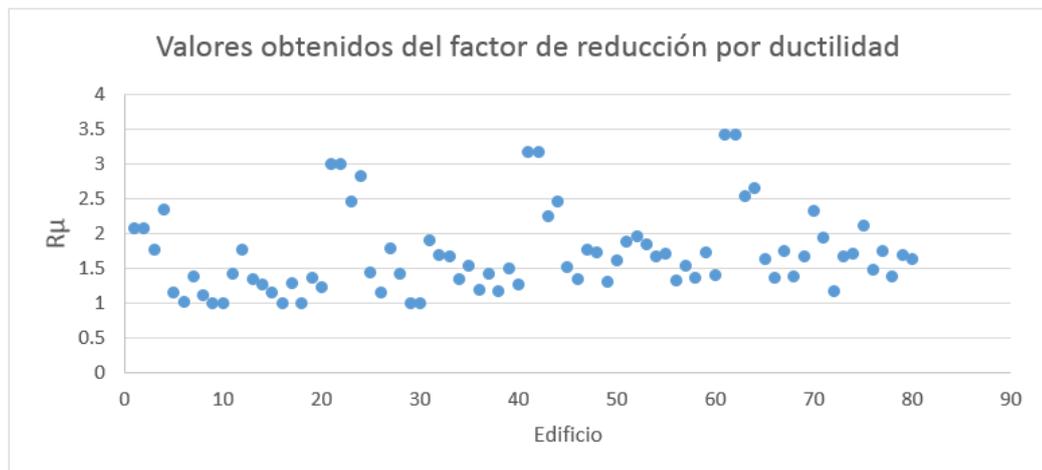


Figura 7.11 - Factores de reducción por ductilidad obtenidos de la investigación (Fuente: Elaboración propia).

Los valores del factor de reducción por redundancia presentan una variabilidad entre 1 y 1.7 la cual no amerita establecer una relación, acotando que esta depende principalmente del sistema estructural, la estructuración y el número de líneas de resistencia que se le otorgue a la estructura.

Sin embargo si se aprecia una variabilidad considerable en los factores de reducción por ductilidad, la cual si amerita un análisis para establecer una dependencia de esta. Se empezará observando su relación con diferentes características de la estructura, como el periodo fundamental, el drift máximo y el porcentaje del cortante basal que resisten los muros:

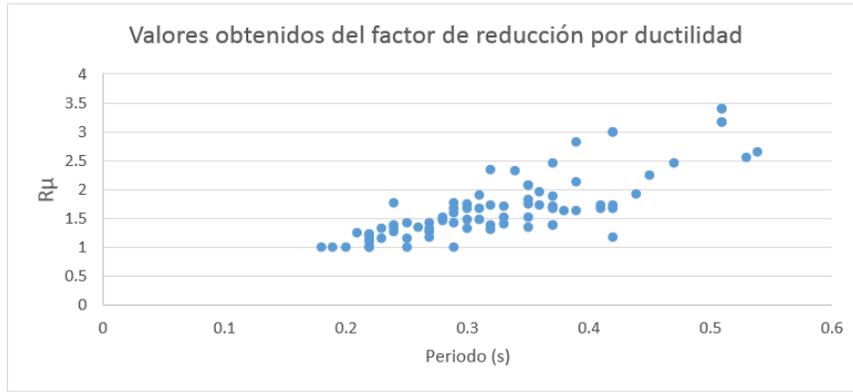


Figura 7.12 – Factor de reducción por ductilidad en función al periodo fundamental (Fuente: Elaboración propia).

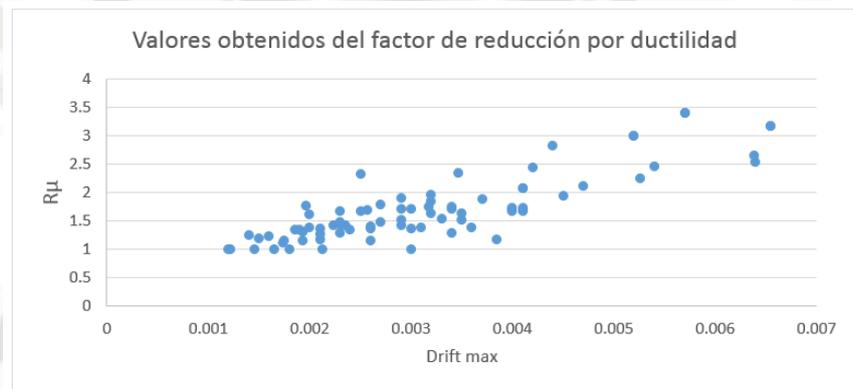


Figura 7.13 - Factor de reducción por ductilidad en función a la distorsión inelástica máxima (Fuente: Elaboración propia).

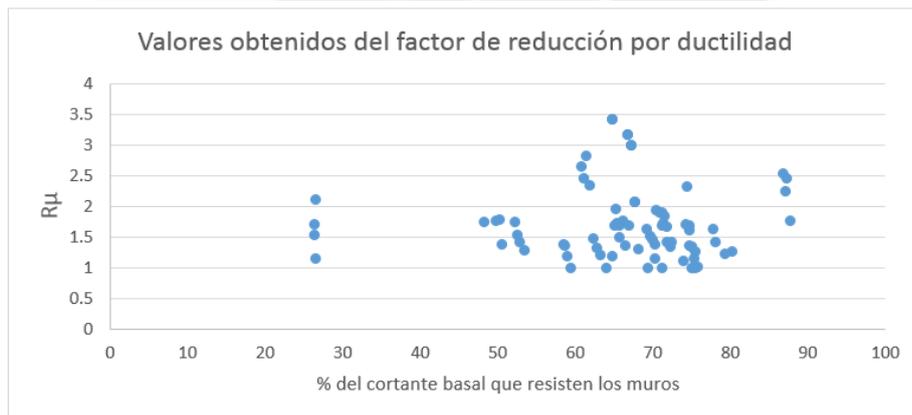


Figura 7.14 - Factor de reducción por ductilidad en función al porcentaje del cortante basal que resisten los muros (Fuente: Elaboración propia).

Se observa que las variables tentativas son el periodo fundamental y la distorsión inelástica máxima, pero se necesita una variable que describa la particularidad de cada estructura. Por ejemplo, se hará un comparación del Edificio 2 XX–6 pisos con el Edificio 6 XX–7 pisos, los cuales tienen el mismo periodo fundamental (0.37s), pero sus factores de reducción por ductilidad son 2.45 y 1.89, respectivamente, es por eso que se necesita una variable que

relacione mejor esta variable, pero que incluya al periodo ya que se observa que hay una pequeña tendencia en función a este valor. La variable tentativa es entonces la rigidez, la cual representa mejor la particularidad de cada edificio, pero se sabe que calcular la rigidez real de un edificio es una tarea tediosa, por lo que se simplificará el cálculo asumiendo al edificio como un sistema de un solo grado de libertad, por lo que su rigidez se podrá calcular con la siguiente expresión:

$$K = \frac{4 \cdot m \cdot \pi^2}{T^2}$$

Donde:

K: Rigidez idealizada del edificio (Tnf/m).

m: Masa del edificio, obtenida de dividir su peso (Tnf) entre la aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

T: Periodo correspondiente al primer modo traslacional para la dirección en estudio.

Se presenta a continuación el cálculo de la rigidez de cada modelo:

Tabla 7.2 – Cálculo de la rigidez de los modelos estudiados:

	EDIFICIO	AREA	Drift Max	Periodo	Peso (tnf)	Masa (tnf.s ² /m)	Rigidez (tnf/m)
EDIFICIOS DE 5 PISOS	EDIFICIO 1 XX	36	0.0041	0.35	186.55	19.01630989	6128.429019
	EDIFICIO 1 YY	36	0.0041	0.35	264.5	26.96228338	8689.195795
	EDIFICIO 2 XX	50	0.00318	0.3	971.52	99.03363914	43440.94176
	EDIFICIO 2 YY	50	0.00347	0.32	479.976	48.92721713	18862.94772
	EDIFICIO 3 XX	126	0.00175	0.22	309.045	31.5030581	25696.04923
	EDIFICIO 3 YY	126	0.00146	0.2	461.904	47.08501529	46470.96891
	EDIFICIO 4 XX	60	0.002	0.24	654.384	66.7058104	45719.36442
	EDIFICIO 4 YY	60	0.00174	0.22	751.035	76.55810398	62446.02673
	EDIFICIO 5 XX	48	0.00213	0.22	592.368	60.38409786	49253.40093
	EDIFICIO 5 YY	48	0.00122	0.19	1074.864	109.5681957	119821.9302
	EDIFICIO 6 XX	60	0.00224	0.25	223.86	22.81957187	14414.06505
	EDIFICIO 6 YY	60	0.00196	0.24	317.4	32.35474006	22175.55177
	EDIFICIO 7 XX	84	0.0019	0.23	1165.824	118.840367	88688.50113
	EDIFICIO 7 YY	84	0.0014	0.21	575.9712	58.71266055	52559.61488
	EDIFICIO 8 XX	84	0.0026	0.23	370.854	37.80366972	28212.22191
	EDIFICIO 8 YY	84	0.0012	0.18	554.2848	56.50201835	68845.87986
	EDIFICIO 9 XX	75	0.0023	0.24	785.2608	80.04697248	54863.23731
	EDIFICIO 9 YY	75	0.00165	0.22	901.242	91.86972477	74935.23208
	EDIFICIO 10 XX	144	0.0021	0.24	710.8416	72.46091743	49663.84593
	EDIFICIO 10 YY	144	0.0016	0.22	1289.8368	131.4818349	107245.5788

ANÁLISIS DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA, EFECTOS EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO Y PROPUESTA DE VALORES REFINADOS PARA EDIFICIOS DUALES DE 5 A 8 NIVELES DE NUESTRA CIUDAD

EDIFICIOS DE 6 PISOS	EDIFICIO 1 XX	36	0.0052	0.42	261.17	26.62283384	5958.194879
	EDIFICIO 1 YY	36	0.0052	0.42	370.3	37.74719674	8447.829245
	EDIFICIO 2 XX	50	0.0042	0.37	1360.128	138.6470948	39982.16699
	EDIFICIO 2 YY	50	0.0044	0.39	671.9664	68.49810398	17779.04133
	EDIFICIO 3 XX	126	0.0023	0.28	432.663	44.10428135	22208.72826
	EDIFICIO 3 YY	126	0.00193	0.25	646.6656	65.91902141	41637.98814
	EDIFICIO 4 XX	60	0.0027	0.29	916.1376	93.38813456	43838.40127
	EDIFICIO 4 YY	60	0.00235	0.27	1051.449	107.1813456	58043.11072
	EDIFICIO 5 XX	48	0.003	0.29	829.3152	84.537737	39683.83409
	EDIFICIO 5 YY	48	0.0018	0.25	1504.8096	153.395474	96892.80562
	EDIFICIO 6 XX	60	0.0029	0.31	313.404	31.94740061	13124.14872
	EDIFICIO 6 YY	60	0.00257	0.3	444.36	45.29663609	19869.29438
	EDIFICIO 7 XX	84	0.0025	0.29	1632.1536	166.3765138	78100.71812
	EDIFICIO 7 YY	84	0.00186	0.26	806.35968	82.19772477	48003.41158
	EDIFICIO 8 XX	84	0.0033	0.28	519.1956	52.92513761	26650.47391
	EDIFICIO 8 YY	84	0.0015	0.22	775.99872	79.10282569	64521.67584
	EDIFICIO 9 XX	75	0.0029	0.29	1099.36512	112.0657615	52606.08153
	EDIFICIO 9 YY	75	0.0021	0.27	1261.7388	128.6176147	69651.73286
	EDIFICIO 10 XX	144	0.0027	0.3	995.17824	101.4452844	44498.80596
	EDIFICIO 10 YY	144	0.0021	0.27	1805.77152	184.0745688	99683.9564
EDIFICIOS DE 7 PISOS	EDIFICIO 1 XX	36	0.00655	0.51	365.638	37.27196738	5657.192647
	EDIFICIO 1 YY	36	0.00655	0.51	518.42	52.84607543	8021.053096
	EDIFICIO 2 XX	50	0.00526	0.45	1904.1792	194.1059327	37841.88704
	EDIFICIO 2 YY	50	0.0054	0.47	940.75296	95.89734557	17138.38415
	EDIFICIO 3 XX	126	0.0029	0.33	605.7282	61.74599388	22384.11399
	EDIFICIO 3 YY	126	0.0024	0.3	905.33184	92.28662997	40481.37736
	EDIFICIO 4 XX	60	0.0034	0.35	1282.59264	130.7433884	42134.96625
	EDIFICIO 4 YY	60	0.003	0.32	1472.0286	150.0538838	57850.38945
	EDIFICIO 5 XX	48	0.0034	0.32	1161.04128	118.3528318	45628.65845
	EDIFICIO 5 YY	48	0.002	0.29	2106.73344	214.7536636	100809.994
	EDIFICIO 6 XX	60	0.0037	0.37	438.7656	44.72636086	12897.90335
	EDIFICIO 6 YY	60	0.0032	0.36	622.104	63.41529052	19317.36954
	EDIFICIO 7 XX	84	0.0032	0.35	2285.01504	232.9271193	75065.94736
	EDIFICIO 7 YY	84	0.0023	0.31	1128.903552	115.0768147	47274.11937
	EDIFICIO 8 XX	84	0.004	0.33	726.87384	74.09519266	26860.93679
	EDIFICIO 8 YY	84	0.00193	0.27	1086.398208	110.743956	59972.4109
	EDIFICIO 9 XX	75	0.0035	0.35	1539.111168	156.8920661	50561.9595
	EDIFICIO 9 YY	75	0.0026	0.32	1766.43432	180.0646606	69420.46735
	EDIFICIO 10 XX	144	0.0034	0.36	1393.249536	142.0233982	43262.72801
	EDIFICIO 10 YY	144	0.0026	0.33	2528.080128	257.7043963	93422.81534

EDIFICIOS DE 8 PISOS	EDIFICIO 1 XX	36	0.0057	0.51	298.48	30.42609582	4618.116446
	EDIFICIO 1 YY	36	0.0057	0.51	423.2	43.13965341	6547.798446
	EDIFICIO 2 XX	50	0.0064	0.53	1554.432	158.4538226	22269.47531
	EDIFICIO 2 YY	50	0.00639	0.54	767.9616	78.2835474	10598.44086
	EDIFICIO 3 XX	126	0.0035	0.39	494.472	50.40489297	13082.85373
	EDIFICIO 3 YY	126	0.003	0.35	739.0464	75.33602446	24278.71029
	EDIFICIO 4 XX	60	0.004	0.42	1047.0144	106.7292966	23886.03529
	EDIFICIO 4 YY	60	0.0036	0.37	1201.656	122.4929664	35323.74222
	EDIFICIO 5 XX	48	0.0041	0.37	947.7888	96.61455657	27861.09107
	EDIFICIO 5 YY	48	0.0025	0.34	1719.7824	175.3091131	59869.50421
	EDIFICIO 6 XX	60	0.0045	0.44	358.176	36.51131498	7445.281535
	EDIFICIO 6 YY	60	0.00385	0.42	507.84	51.7675841	11585.59439
	EDIFICIO 7 XX	84	0.004	0.41	1865.3184	190.1445872	44655.53085
	EDIFICIO 7 YY	84	0.0029	0.37	921.55392	93.94025688	27089.89354
	EDIFICIO 8 XX	84	0.0047	0.39	593.3664	60.48587156	15699.42448
	EDIFICIO 8 YY	84	0.0023	0.31	886.85568	90.40322936	37138.08962
	EDIFICIO 9 XX	75	0.0041	0.41	1256.41728	128.075156	30078.5006
	EDIFICIO 9 YY	75	0.0031	0.37	1441.9872	146.9915596	42388.49067
	EDIFICIO 10 XX	144	0.0041	0.42	1137.34656	115.9374679	25946.82563
	EDIFICIO 10 YY	144	0.0032	0.38	2063.73888	210.3709358	57514.52649

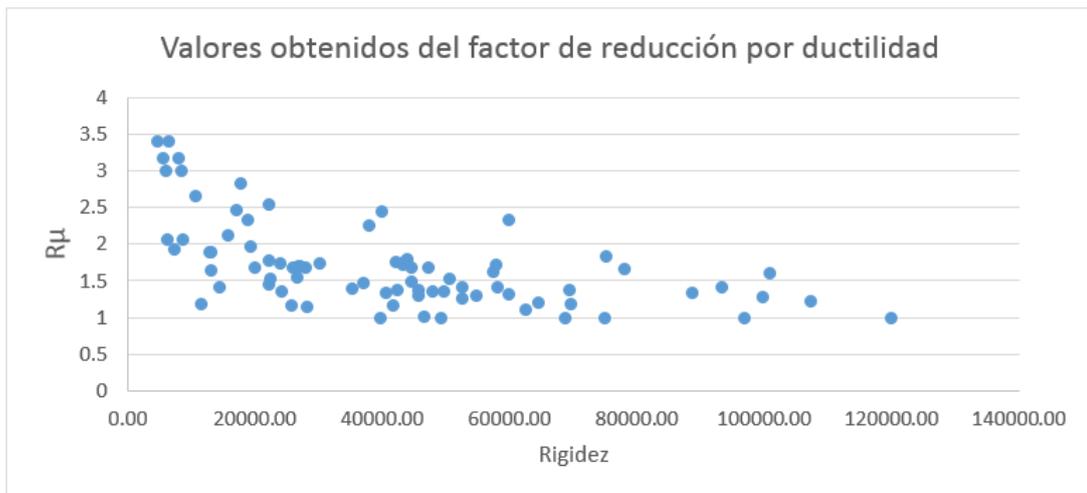


Figura 7.15 - Factor de reducción por ductilidad en función a la rigidez de la estructura (Fuente: Elaboración propia).

Se observa una tendencia más clara en el gráfico, pero aún falta incluir a la distorsión inelástica de la estructura, para lo cual se dividirá a la rigidez calculada entre esta distorsión inelástica, con lo que se obtendrá un número bastante grande, esto se solucionará dividiendo al resultado por 10^5 . El resultado se muestra en el siguiente gráfico:

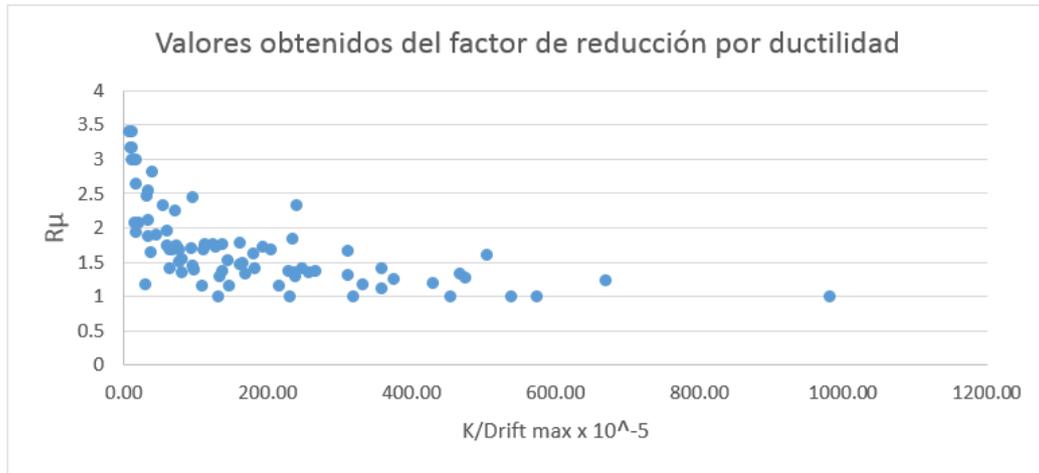


Figura 7.16 – Relación obtenida para el factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia).

Se puede notar que la dispersión se acorta en comparación con la figura anterior. Esta es la relación que se utilizará para el factor de reducción por ductilidad.

Se establece a continuación la línea de tendencia correspondiente a la relación establecida:

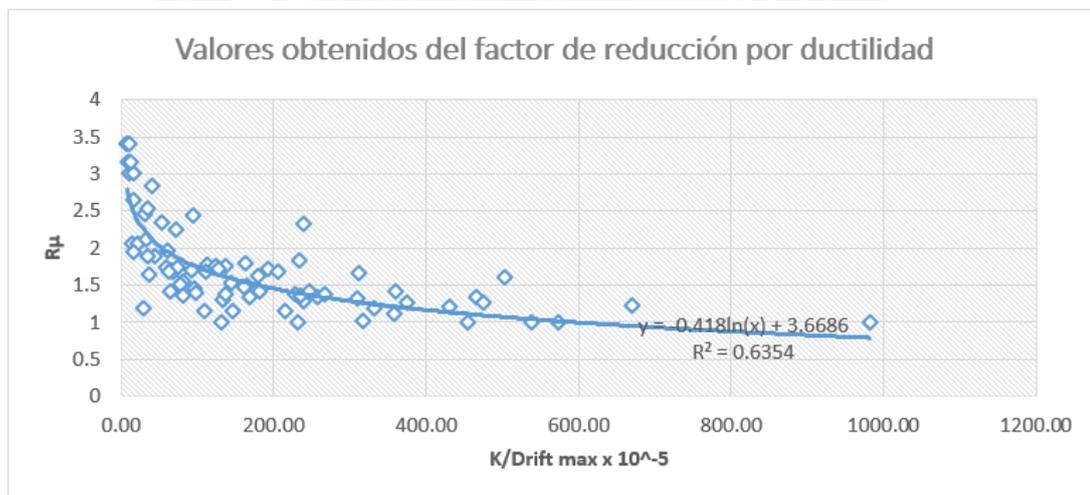


Figura 7.17 – Línea de tendencia para la relación establecida (Fuente: Autor utilizando Excel 2013)

CAPÍTULO 8 – PROPUESTA Y RECOMENDACIONES

8.1 INTRODUCCIÓN:

En este capítulo se harán dos propuestas, una con respecto al factor de reducción para edificios duales y otra con respecto a uno de sus componentes, el factor de reducción por ductilidad. No se hará una propuesta de los 2 componentes restantes ya que no se pudo establecer una dependencia con respecto a estos dos valores, las razones fueron detalladas en el capítulo anterior. Asimismo, se darán algunas recomendaciones que ayudarán a mejorar el comportamiento de edificios duales.

8.2 PROPUESTA PARA EL FACTOR DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD:

En el capítulo anterior se estableció una relación para calcular el factor de reducción por ductilidad de edificios duales. La propuesta es la siguiente:

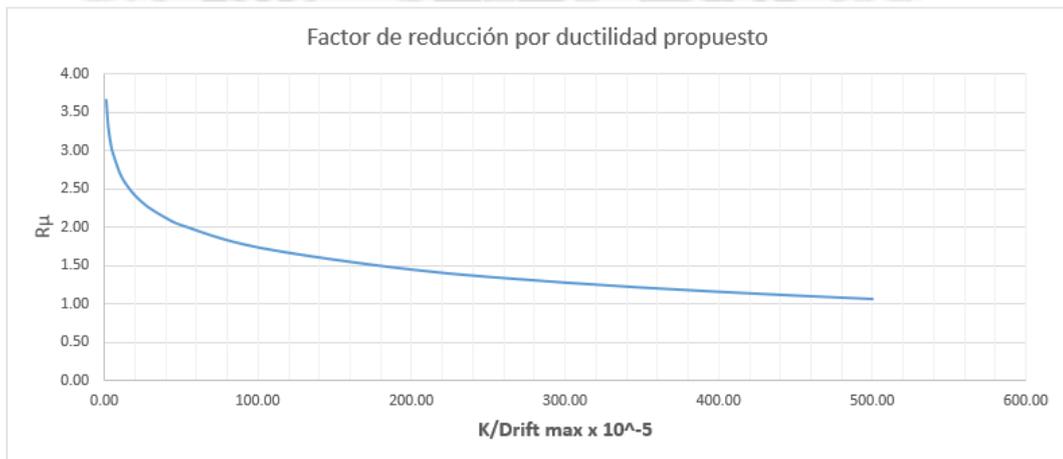


Figura 8.1 – Propuesta para el cálculo del factor de reducción por ductilidad en edificios duales (Fuente: Elaboración propia).

Se puede notar que para valores muy bajos de rigidez, la ductilidad tiende al infinito y para valores muy altos de este la ductilidad tiende a cero, esto demuestra la congruencia de la propuesta con lo que sucede en la realidad.

8.3 PROPUESTA DEL FACTOR DE REDUCCIÓN Y RECOMENDACIONES:

Habiendo analizado diferentes modelos estructurales y notando que la resistencia presentada por cada uno de ellos es bastante buena, pero tomando en cuenta la pobre ductilidad que tienen se establece la siguiente propuesta:

Se utilizará un factor de reducción de 10 para edificios duales de concreto armado, los cuales deberán presentar las siguientes características:

- ✓ El número de niveles del edificio deberá estar comprendido entre 5 y 8.
- ✓ El porcentaje del cortante basal que resisten los muros deberá estar comprendido entre 25% y 70%.
- ✓ El concreto a utilizarse en la construcción no deberá ser de una resistencia mayor a 350kg/cm².
- ✓ El edificio no deberá contar con elementos estructurales presforzados.
- ✓ Ningún elemento vertical deberá resistir más del 30% del cortante basal.

Asimismo, deberán tomarse en cuenta las siguientes recomendaciones, aparte de las establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

- ✓ Las columnas y vigas deberán tener un ancho mínimo de 25cm. De no poder cumplirse esta condición, la separación máxima entre aceros longitudinales confinados no deberá ser mayor a la menor dimensión del elemento estructural.
- ✓ Se deberá dotar de núcleos de confinamiento a todos los muros estructurales, como mínimo en sus extremos.
- ✓ En caso de estructuras irregulares, se deberá utilizar el 75% del factor de reducción propuesto.
- ✓ En caso de que un muro resista más del 30% del cortante basal del edificio, este deberá ser diseñado en esa dirección con el factor de reducción establecido para sistemas de muros estructurales ($R=6$) y la propuesta para el factor de reducción por ductilidad no será válida.
- ✓ Deberá procurarse estructurar al edificio de tal manera que las columnas no resistan una carga axial mayor a $0.3f'cAg$, de lo contrario la fuerza cortante de diseño deberá amplificarse por 1.25.
- ✓ Para vigas con peralte igual o mayor al doble de su base, se colocarán dos aceros con área mínima en la zona central, de manera que la distancia entre aceros longitudinales no exceda la menor dimensión de la viga. Esto con el fin de incrementar el área del núcleo confinado en los elementos y así aumentar su ductilidad.

CAPÍTULO 9 – ANÁLISIS DE UN EDIFICIO UBICADO EN LA CIUDAD DE AREQUIPA UTILIZANDO EL FACTOR DE REDUCCIÓN PROPUESTO EN EL REGLAMENTO VIGENTE Y LA PROPUESTA DE LA INVESTIGACIÓN

9.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO A ANALIZAR:

El proyecto es un edificio multifamiliar que está ubicado en la ciudad de Arequipa y consta de 6 niveles. Se presentan a continuación diferentes vistas del edificio.



Figura 9.1 – Vista #1 de la zona delantera del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)



Figura 9.2 - Vista #2 de la zona delantera del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)



Figura 9.3 - Vista #1 de la zona posterior del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)



Figura 9.4 - Vista #2 de la zona posterior del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)

9.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO:

Se presentan los planos arquitectónicos a estructurar.

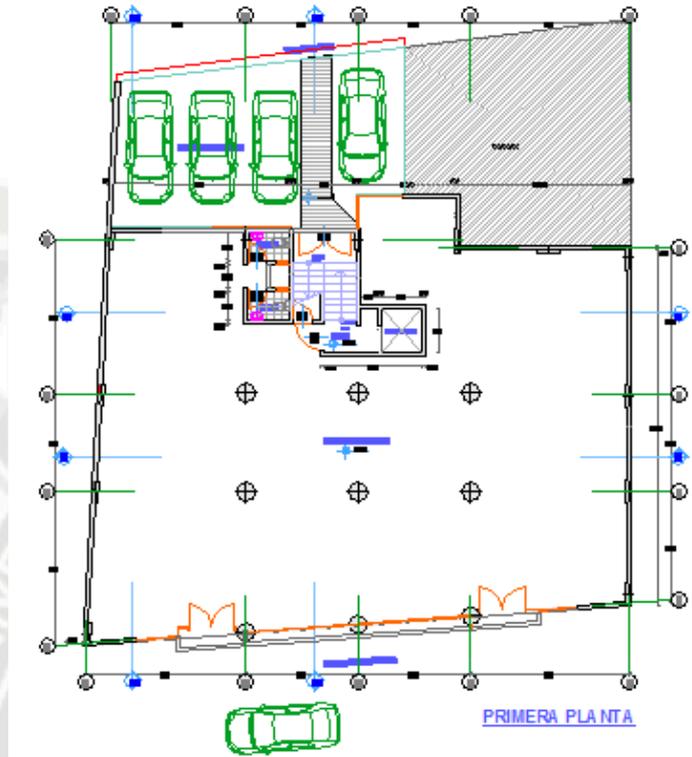


Figura 9.5 – Primera planta del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico).

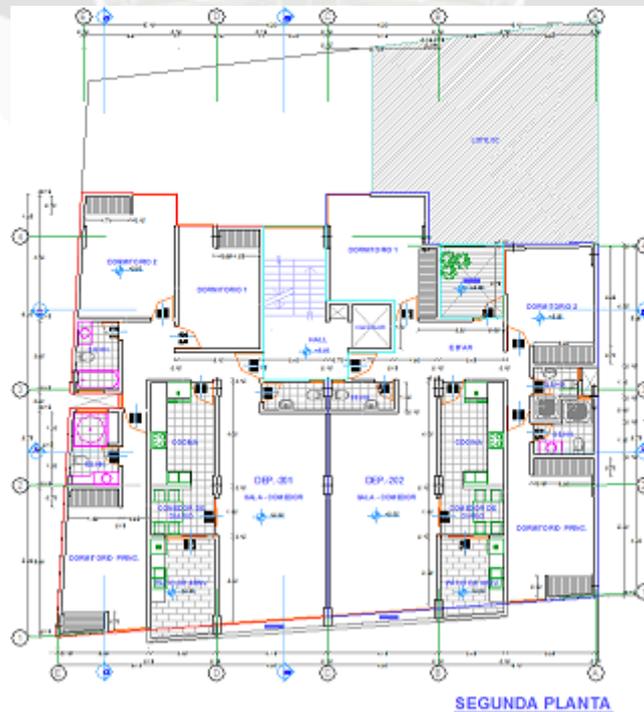


Figura 9.6 - Segunda planta del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico)

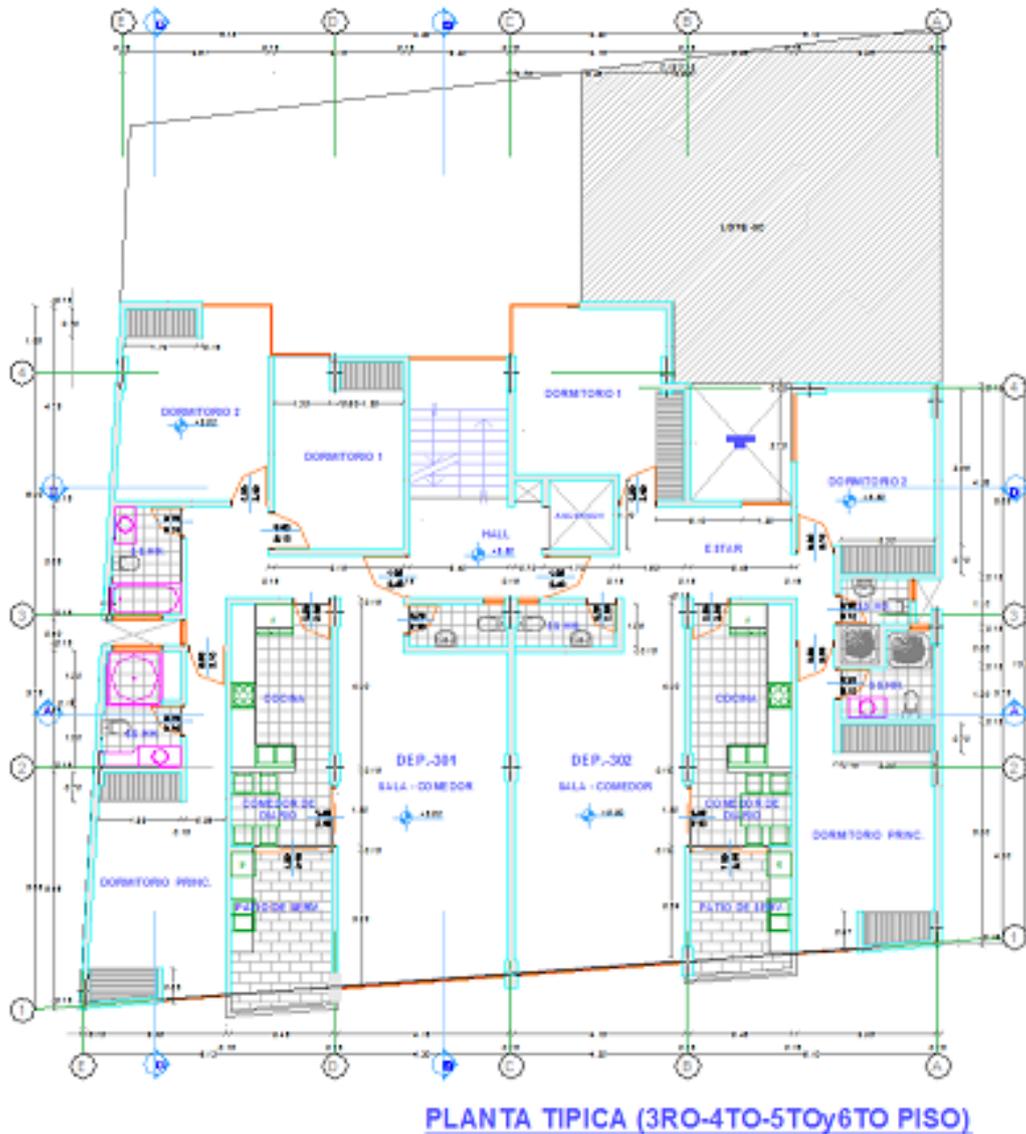


Figura 9.7 – 3er a 6ta planta del edificio (Fuente: Proyecto Arquitectónico).

En la arquitectura se consideran columnas circulares en la zona media y placas en las esquinas, al igual que para el ascensor. Asimismo, se plantean columnas en el perímetro del edificio. Con estas consideraciones se sospecha que se trate de un edificio con sistema estructural DUAL, lo cual será comprobado luego de realizar la estructuración.

Las secciones de columnas que se utilizarán son de 25x85cm, 25x90cm, 25x50cm y columnas circulares de 80cm de diámetros. Para las placas se utilizarán espesores de 25cm y para el ascensor 20cm y 15cm.

Se presenta el planteamiento de columnas respetando la propuesta del proyecto arquitectónico, resaltando que para los niveles superiores, las columnas circulares presentan un cambio de sección a columnas rectangulares de 30x70cm. Para una mejor visualización de los gráficos correspondientes al edificio a analizar, el lector puede encontrar los planos en los anexos del presente documento.

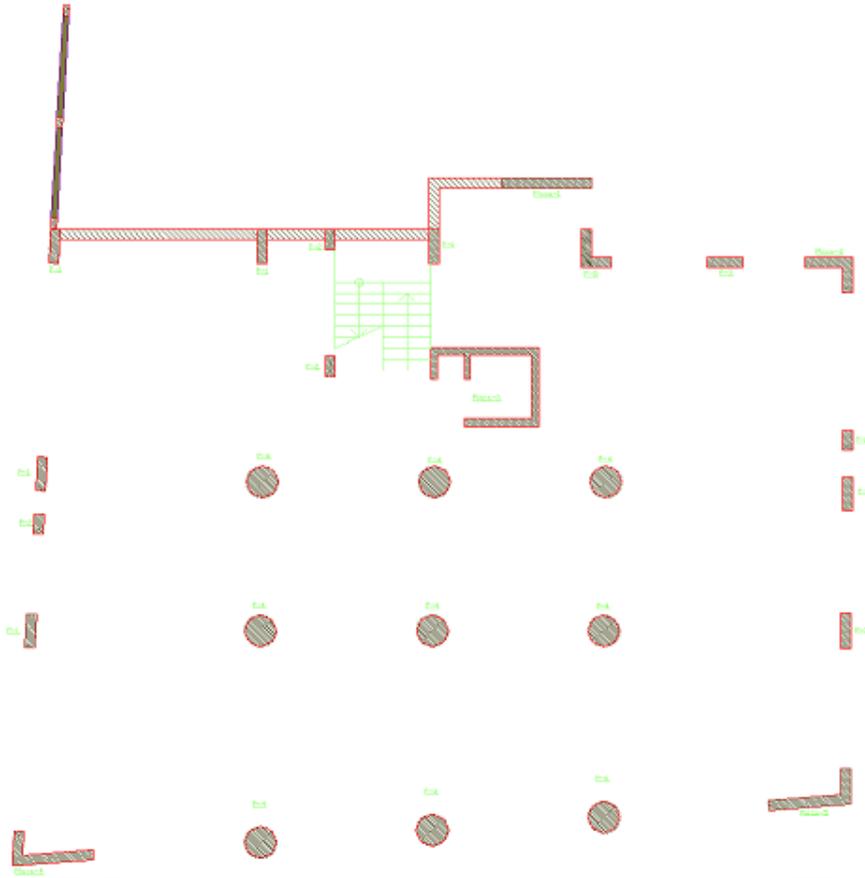


Figura 9.8 – Columnas planteadas para el primer nivel (Fuente: Elaboración propia)

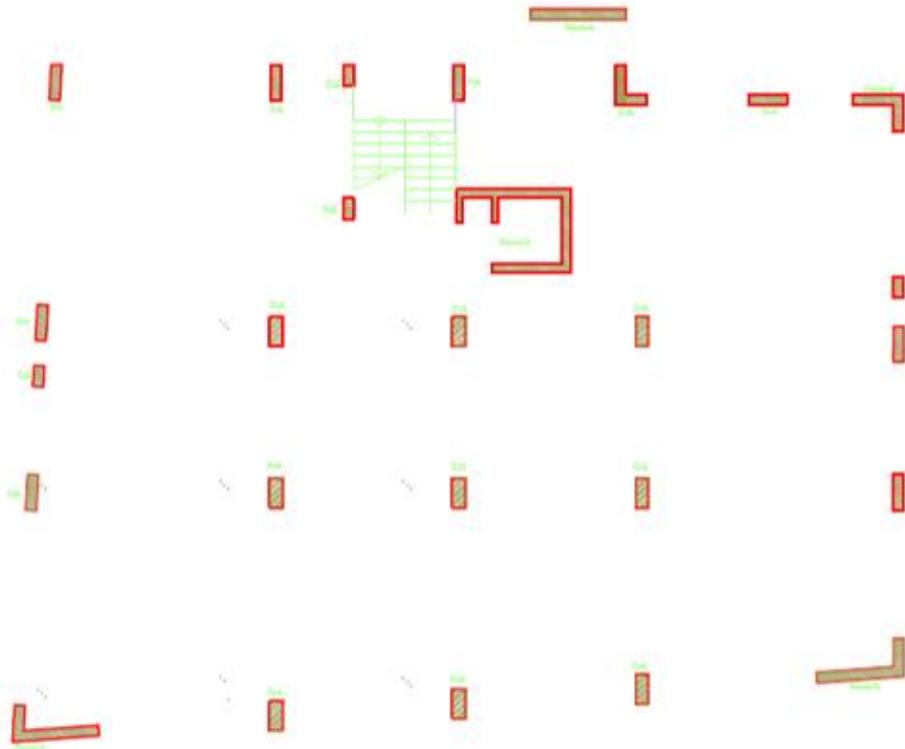


Figura 9.9 - Columnas planteadas para los niveles superiores (Fuente: Elaboración propia)

Para dimensionar las vigas se tomaron en cuenta las secciones de columnas planteadas, las luces libres que están en el orden de 4 a 5.5m, por lo que se utilizarán vigas de 25x50cm para los ejes principales del edificio; otras vigas fueron dimensionadas en función a su luz libre y consideraciones arquitectónicas, obteniendo vigas con secciones de 25x20cm, 25x30cm y 15x40cm. Se muestra a continuación el planteamiento de vigas para el edificio:

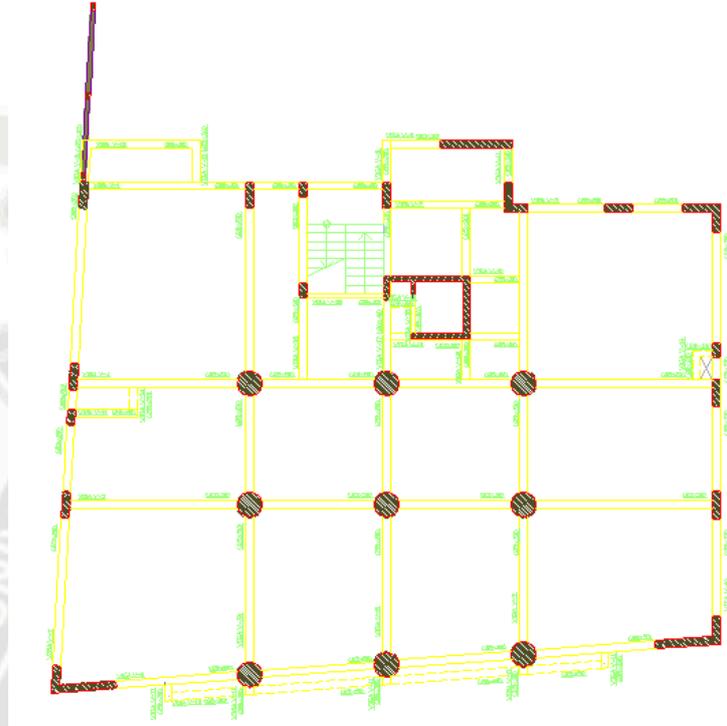


Figura 9.10 – Vigas planteadas para el primer nivel (Fuente: Elaboración propia).

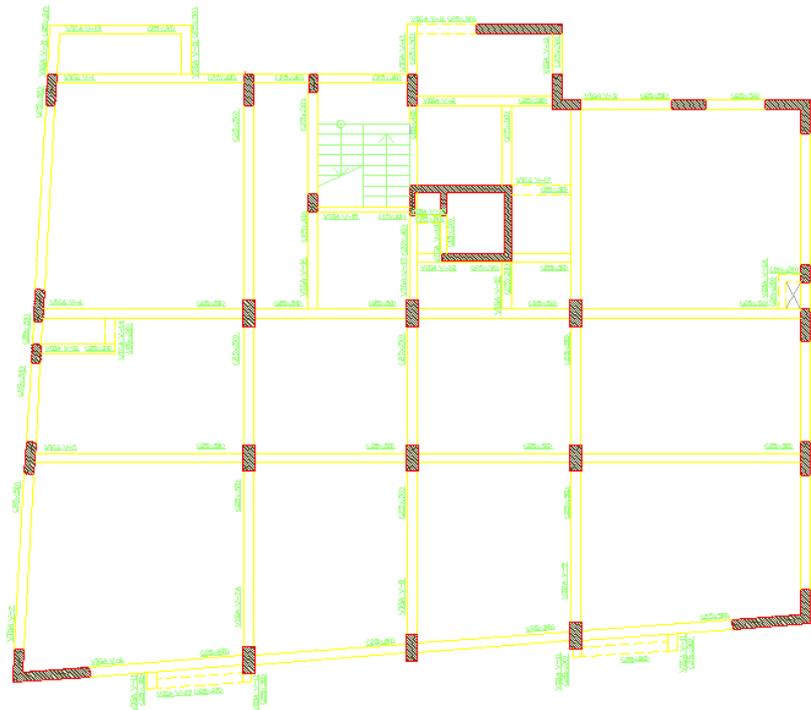


Figura 9.11 - Vigas planteadas para niveles superiores (Fuente: Elaboración propia).

Para el caso de losas, se consideraron losas aligeradas unidireccionales de 20 cm de espesor a lo largo del eje horizontal para todos los paños a excepción de los paños adyacentes al ascensor, donde se utilizarán losas macizas de 20cm.

Con estas consideraciones se realizó el modelamiento en el programa Etabs:

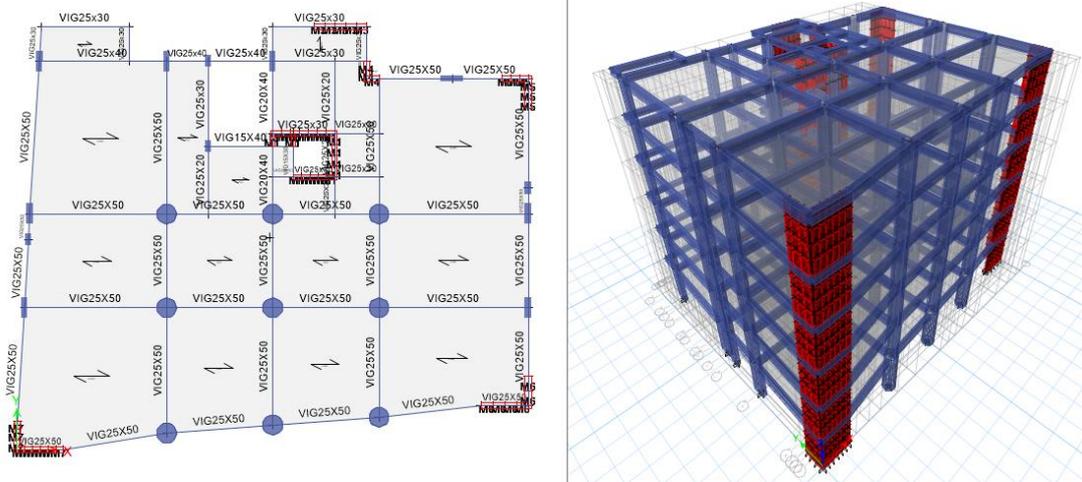


Figura 9.12 – Modelo del edificio en estudio (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Para poder verificar si realmente el edificio consta de un sistema estructural dual y si los desplazamientos relativos máximos están dentro del rango permitido, se realizará un análisis dinámico de prueba asumiendo un factor de reducción igual a 7. Por no contar con datos de estudio de suelos, se asumirá un suelo intermedio para el edificio, obteniendo el siguiente espectro de respuesta:

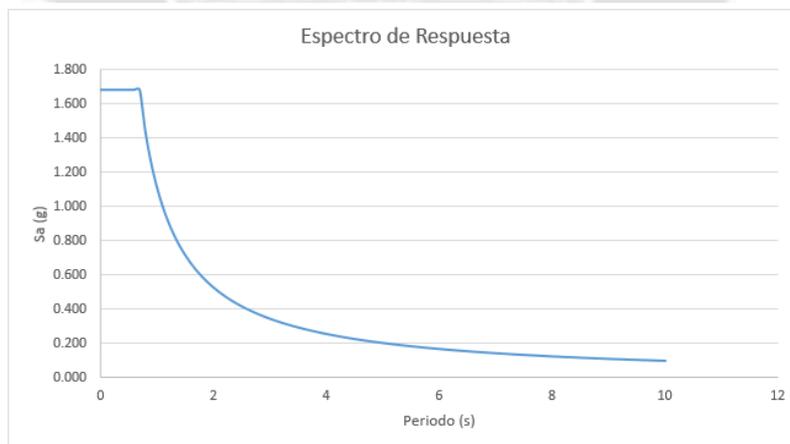


Figura 9.13 – Espectro de respuesta de prueba (Fuente: Elaboración propia).

Se realizó el análisis y se obtuvieron los siguientes desplazamientos inelásticos para cada dirección:

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
AZOTEA	DINXX Max	78	Max Drift X	0.001439
AZOTEA	DINYY Max	426	Max Drift X	0.000845
Story5	DINXX Max	78	Max Drift X	0.00154
Story5	DINYY Max	426	Max Drift X	0.000963
Story4	DINXX Max	78	Max Drift X	0.001572
Story4	DINYY Max	426	Max Drift X	0.001044
Story3	DINXX Max	78	Max Drift X	0.001468
Story3	DINYY Max	426	Max Drift X	0.00103
Story2	DINXX Max	78	Max Drift X	0.001168
Story2	DINYY Max	426	Max Drift X	0.000869
Story1	DINXX Max	78	Max Drift X	0.000506
Story1	DINYY Max	426	Max Drift X	0.000419

Figura 9.14 – Desplazamientos inelásticos máximos obtenidos (Fuente: Autor utilizando Etabs).

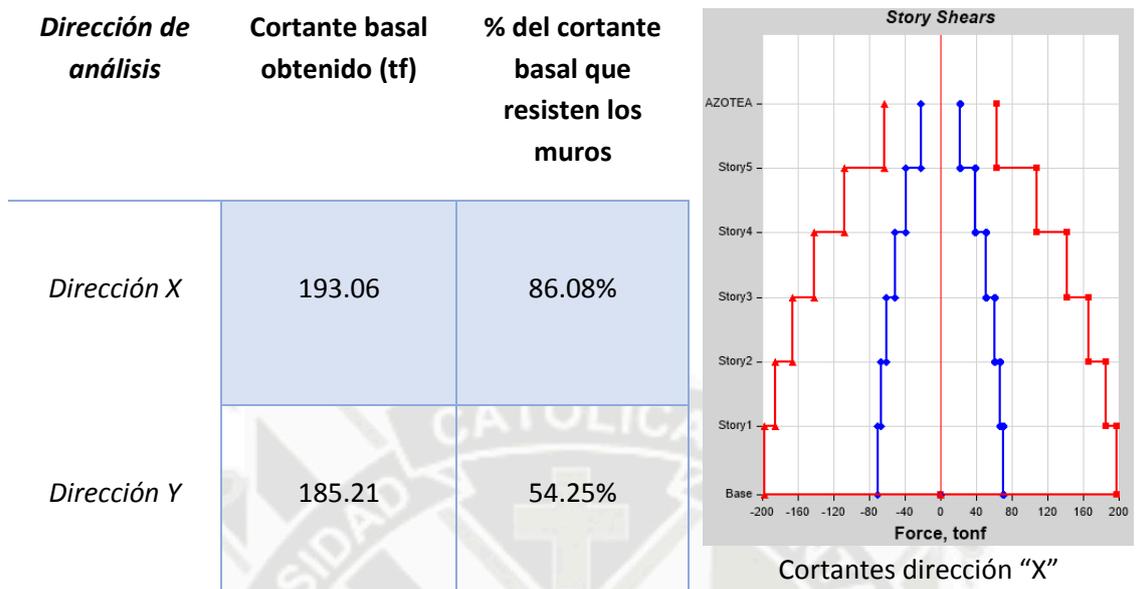
Del cuadro anterior se obtienen los drift máximos que son 0.0083 y 0.0055 para las direcciones “X” e “Y” respectivamente. Los cortantes basales obtenidos y los porcentajes de estos que resisten los muros de la edificación se presentan a continuación para el primer y segundo nivel, ya que existe un cambio de sección para las columnas circulares:

Tabla 9.1 – Resultados del análisis dinámico para el primer nivel

Dirección de análisis	Cortante basal obtenido (tf)	% del cortante basal que resisten los muros
Dirección X	206.44	67.95%
Dirección Y	198.34	49.31%

Cortantes dirección “X”

Tabla 9.2 – Resultados del análisis dinámico para el segundo nivel



Se puede concluir del análisis que el edificio no está cumpliendo con los desplazamientos máximos en la dirección "X". Asimismo, el porcentaje del cortante basal que resisten los muros en los pisos superiores es muy grande en comparación al primer nivel, existiendo un cambio de rigidez preocupante para el edificio. Debido a esto es que se debe mejorar la estructuración, pero existe limitación en la arquitectura del proyecto con respecto al planteamiento de nuevos elementos estructurales verticales, por lo que la única opción es eliminar el cambio de sección en los pisos superiores y considerar las columnas circulares del primer nivel para todo el edificio, esto rigidizará al edificio en la dirección "X" y a la vez eliminará el cambio brusco de rigidez existente en la estructuración inicial. Aplicando este cambio al edificio se obtienen los siguientes resultados:

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
AZOTEA	DINXX Max	78	Max Drift X	0.001086
AZOTEA	DINY Y Max	426	Max Drift X	0.000764
Story5	DINXX Max	78	Max Drift X	0.001209
Story5	DINY Y Max	426	Max Drift X	0.000878
Story4	DINXX Max	78	Max Drift X	0.001272
Story4	DINY Y Max	426	Max Drift X	0.00096
Story3	DINXX Max	78	Max Drift X	0.001223
Story3	DINY Y Max	426	Max Drift X	0.000955
Story2	DINXX Max	78	Max Drift X	0.001011
Story2	DINY Y Max	426	Max Drift X	0.000816
Story1	DINXX Max	78	Max Drift X	0.000496
Story1	DINY Y Max	426	Max Drift X	0.000407

Figura 9.15 - Desplazamientos inelásticos máximos obtenidos (Fuente: Autor utilizando Etabs).

Obteniéndose desplazamientos máximos de 0.0067 y 0.005 para las direcciones “X” e “Y” respectivamente. Luego se calcularon los cortantes basales, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 9.3 - Resultados del análisis dinámico

Dirección de análisis	Cortante basal obtenido (tf)	% del cortante basal que resisten los muros
Dirección X	226.10	75.46%
Dirección Y	213.92	53.22%

Cortantes en la dirección “X”

Cortantes en la dirección “Y”

Con la modificación realizada se obtuvieron resultados aceptables, por lo que se tomará esta estructuración para este estudio.

9.3 ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DEL EDIFICIO (SEGÚN NORMA E.030 Y PROPUESTA)

Para realizar el análisis dinámico espectral, se debe determinar si el sistema estructural del edificio es regular o irregular, para lo cual se revisarán las recomendaciones de la norma E.030:

Tabla N° 4 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA
Irregularidades de Rigidez – Piso blando En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.
Irregularidad de Masa Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas
Irregularidad Geométrica Vertical La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes. Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.

Figura 9.16 – Irregularidades en altura especificadas en la norma E.030 (Fuente: Ref. 5)

Tabla N° 5 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA
Irregularidad Torsional Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.
Esquinas Entrantes La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.
Discontinuidad del Diafragma Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

Figura 9.17 - Irregularidades en planta especificadas en la norma E.030 (Fuente: Ref. 5)

Por simple inspección se puede determinar que el edificio no presenta ninguna irregularidad en altura, no excede los desplazamientos máximos especificados en la norma, no presenta esquinas entrantes considerables y no presenta área abiertas mayores al 50% del área bruta del diafragma, por lo que podría considerarse que el edificio cuenta con un sistema estructural regular.

Para poder aplicar la propuesta realizada en esta investigación es necesario determinar el porcentaje del cortante basal que resiste cada muro del edificio y en cada dirección:

Tabla 9.4 – Porcentajes del cortante basal que resisten los muros del edificio.

PLACA	% del cortante basal que resiste en la dirección "X"	% del cortante basal que resiste en la dirección "Y"
Placa 1	10.36%	0.53%
Placa 2	4.28%	6.16%
Placa 3	30.96%	25.06%
Placa 4	15.73%	13.51%
Placa 5	14.14%	7.95%

Con estos resultados se puede determinar, de acuerdo a la propuesta realizada, que el factor de reducción a utilizar en la dirección "X" es 6 (los muros resisten más del 70% del cortante basal y la Placa 3 resiste más del 30% de este cortante) y para la dirección "Y" es 10 (nuevo valor propuesto). Los espectros de respuesta que se obtienen con estas consideraciones son los siguientes:

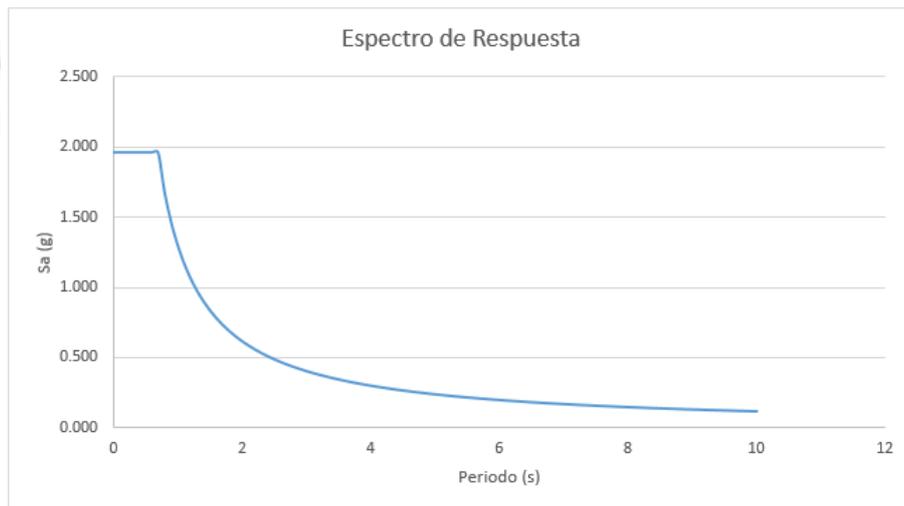


Figura 9.18 – Espectro de respuesta para R=6 (Fuente: Elaboración propia)

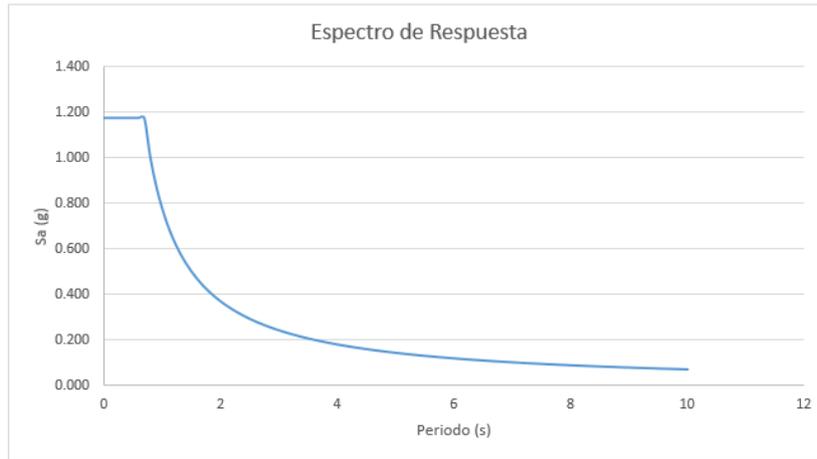


Figura 9.19 - Espectro de respuesta para R=10 (Fuente: Elaboración propia)

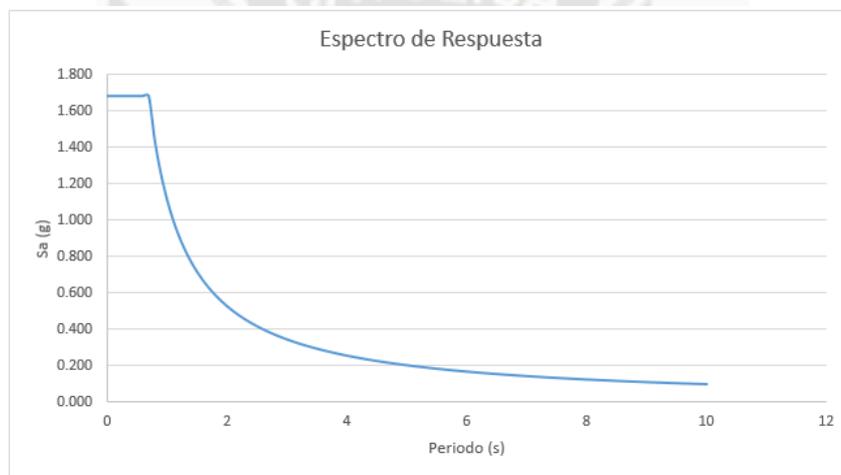


Figura 9.20 - Espectro de respuesta para R=7 (Fuente: Elaboración propia)

Se consideró una carga viva de 200 kg/m² (vivienda) y para la masa se consideró el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva. Como el requisito de desplazamientos máximos ya fue superado, ahora se amplificó el espectro sísmico para que sea igual o mayor al 80% del cortante basal estático (Estructura Regular). Los resultados de los análisis son los siguientes:

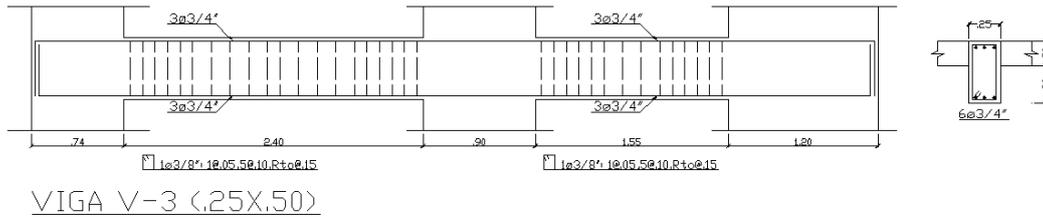
Tabla 9.5 – Resultados de los análisis dinámicos realizados

	EDIFICIO #1 - ANALIZADO SEGÚN NORMA E.030	EDIFICIO #2 - ANALIZADO SEGÚN PROPUESTA
Dirección de análisis	Cortante basal obtenido (tf)	Cortante basal obtenido (tf)
Dirección "X"	275.84	321.82
Dirección "Y"	243.87	170.70

9.4 DISEÑO Y COMPARACIÓN DE LOS PRINCIPALES ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER

Se realizó el diseño de los dos edificios en estudio obteniendo diferencias en vigas y placas principalmente. En columnas no se obtuvieron diferencias debido a que estas cumplen los requisitos de diseño con una cuantía mínima para los dos casos. Se presenta a continuación una comparación de los principales elementos estructurales de los edificios:

Viga V-3 – Edificio #1



Viga V-3 – Edificio #2

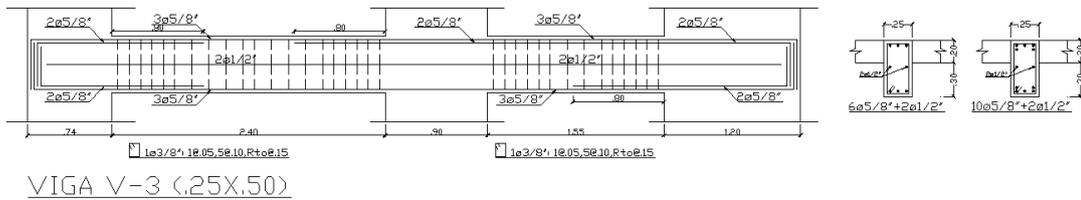
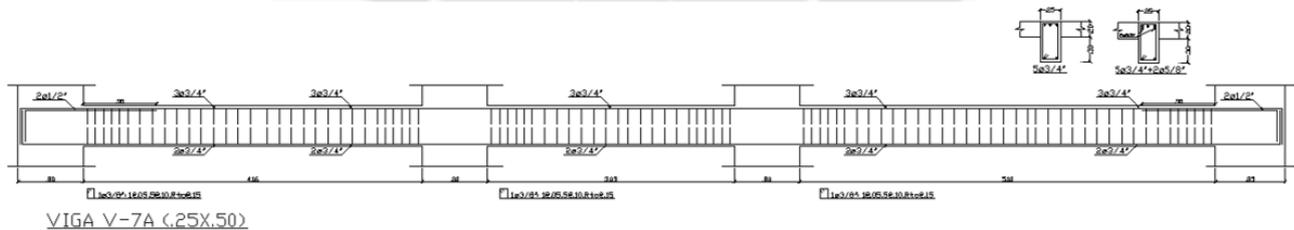


Figura 9.21 – Comparación del diseño de vigas para los edificios en estudio y en la dirección “X” (Fuente: Elaboración propia).

Viga V-7A – Edificio #1



Viga V-7A – Edificio #2

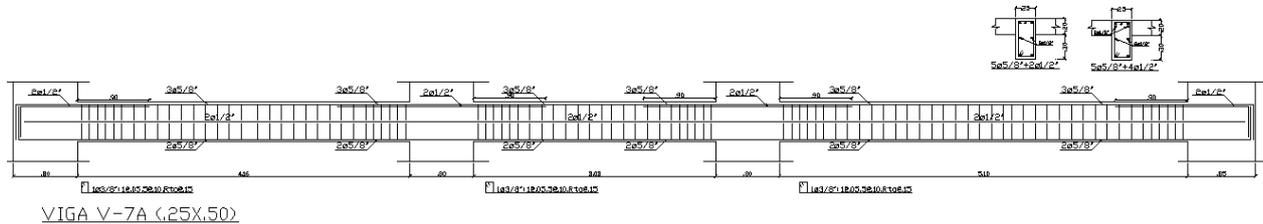


Figura 9.22 - Comparación del diseño de vigas para los edificios en estudio y en la dirección “Y” (Fuente: Elaboración propia).

Columna P1 – Edificio #1

Columna P1 – Edificio #2

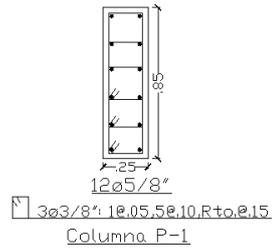
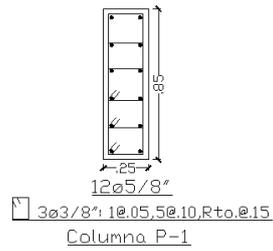


Figura 9.23 - Comparación del diseño de columnas para los edificios en estudio (Fuente: Elaboración propia).

Placa 1 – Edificio #1

Placa 1 – Edificio #2

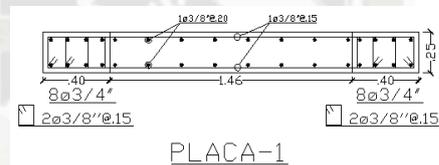
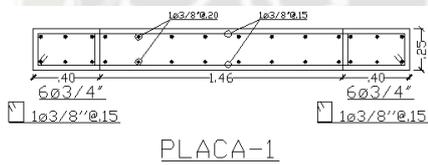


Figura 9.24 - Comparación del diseño de placas para los edificios en estudio (Fuente: Elaboración propia).

Los diseños de los elementos restantes se encuentran en los anexos de este documento.

CAPÍTULO 10 – VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS ANALIZADOS

10.1 MODELOS INELÁSTICOS DE LOS MATERIALES UTILIZADOS.

Para el diseño de los edificios se utilizó concreto armado con resistencia a compresión de 210 kg/cm^2 y refuerzo con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 . Se presentan a continuación los modelos inelásticos para el concreto no confinado y el acero de refuerzo, cuyo cálculo fue detallado en el Capítulo III de este documento:



Figura 10.1 – Modelo inelástico para el concreto no confinado (Fuente: Elaboración propia).

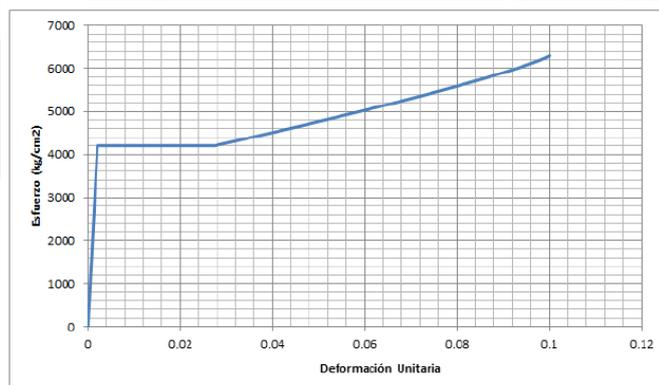


Figura 10.2 – Modelo inelástico para el acero de refuerzo (Fuente: Elaboración propia).

Como se explicó anteriormente, el comportamiento del concreto confinado, depende de la geometría de la sección del elemento y de la distribución de refuerzo que tenga, por lo que existe un modelo inelástico para el concreto confinado de cada sección de vigas y columnas existentes en el edificio, con los cuales se calcularán sus diagramas momento-curvatura.

10.2 DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Con los modelos inelásticos de los materiales y el diseño de cada elemento estructural, se obtuvieron los diagramas momento curvatura de todas las secciones de vigas y columnas de los edificios. Se presentan algunos ejemplos de los cálculos realizados:

Viga V10 – Edificio #2:

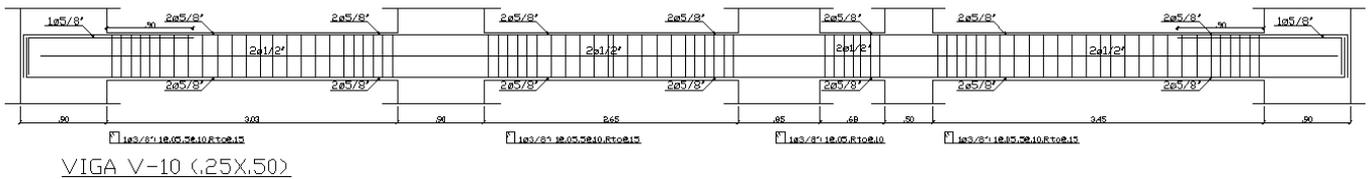
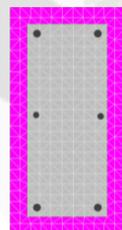
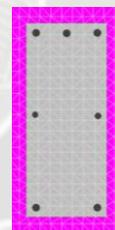


Figura 10.3 – Diseño obtenido para la viga V10 del Edificio #2 (Fuente: Elaboración propia).



Modelo de la sección en Xtract



Modelo de la sección en Xtract

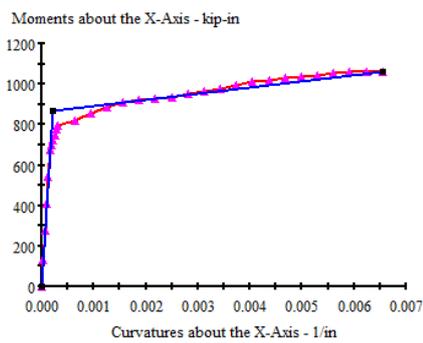


Diagrama momento-curvatura obtenido.

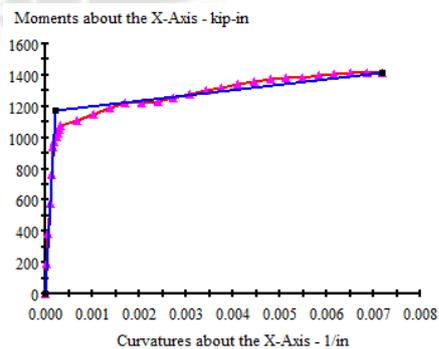
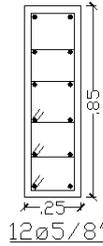


Diagrama momento-curvatura obtenido.

Figura 10.4 – Procedimiento de obtención del diagrama momento-curvatura de las vigas del edificio (Fuente: Elaboración propia).

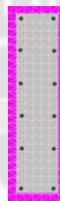
Columna C1 – Edificio #2:



12 ϕ 5/8"
Columna P-1

Diseño columna C1 del Edificio #2

Carga axial actuante = 55 t



Modelo de la sección en Xtract

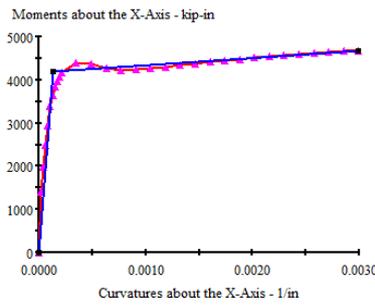


Diagrama momento-curvatura en la dirección larga de la sección.

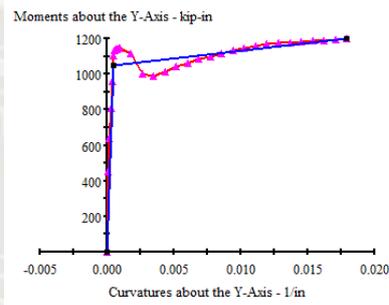


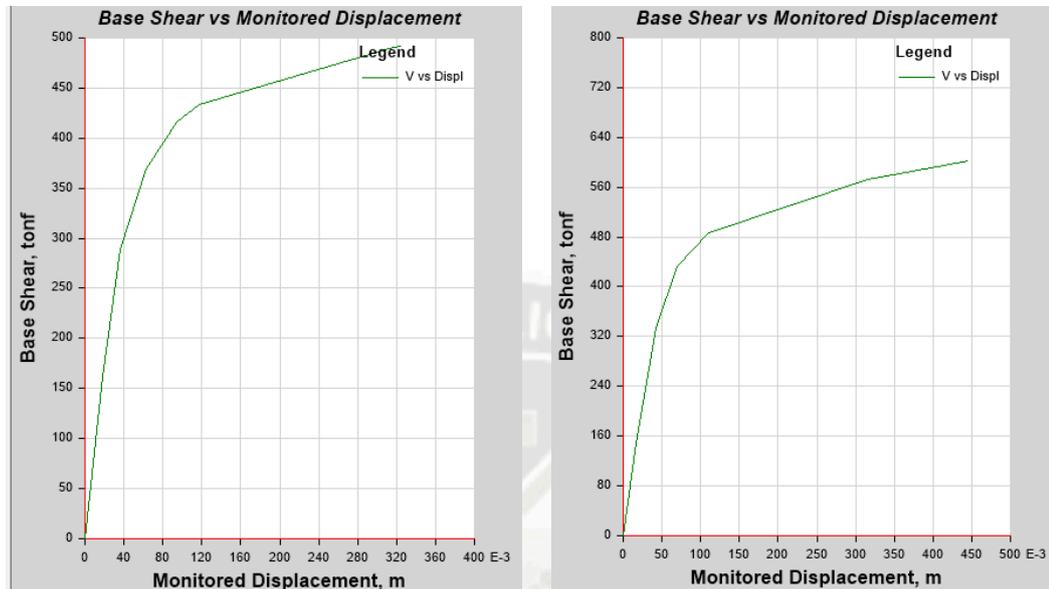
Diagrama momento-curvatura en la dirección corta de la sección.

Figura 10.5 - Procedimiento de obtención del diagrama momento-curvatura de las columnas del edificio (Fuente: Elaboración propia).

Los diagramas momento-curvatura de las secciones de los elementos restantes se encuentran en los anexos del documento. Las placas fueron modeladas como "Layered Shell" cuyo procedimiento fue detallado en el Capítulo III del presente documento.

10.3 ANÁLISIS PUSHOVER DE LOS EDIFICIOS.

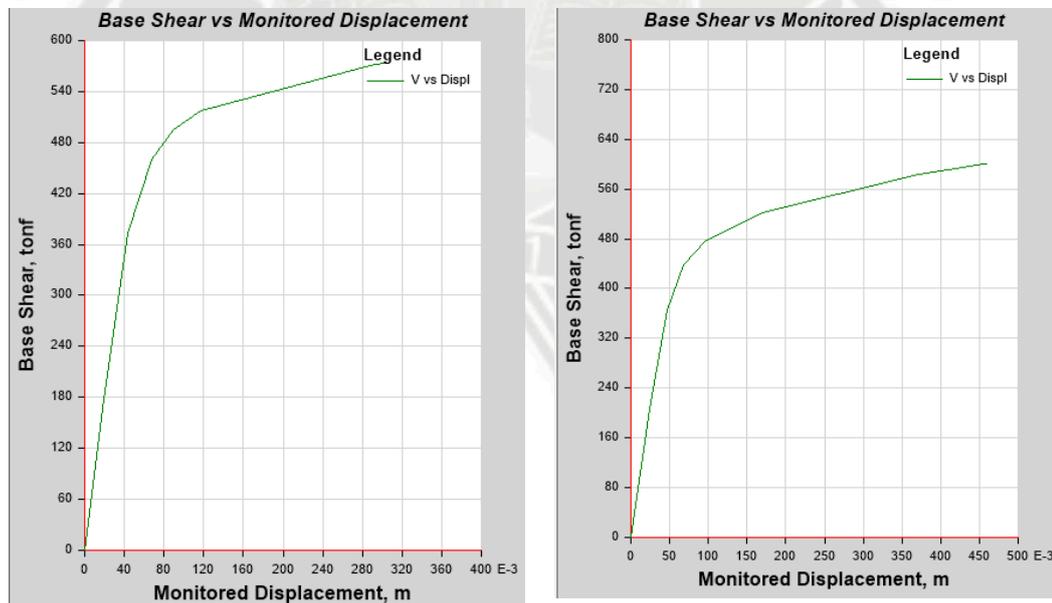
Se realizó el análisis pushover en los dos edificios y en cada dirección de análisis, obteniendo las siguientes curvas de capacidad:



Curva de capacidad para el análisis en la dirección "X"

Curva de capacidad para el análisis en la dirección "Y"

Figura 10.6 – Curvas de capacidad obtenidas para el Edificio #1 (Fuente: Autor utilizando Etabs)



Curva de capacidad para el análisis en la dirección "X"

Curva de capacidad para el análisis en la dirección "Y"

Figura 10.7 - Curvas de capacidad obtenidas para el Edificio #2 (Fuente: Autor utilizando Etabs)

Para verificar la propuesta sobre el factor de reducción por ductilidad, se calculó este factor para el edificio diseñado con la propuesta realizada, pero solo en la dirección "Y", ya que en la dirección "X" se tiene un sistema de muros estructurales:

Tabla 10.1 – Comparación entre los factores de reducción por ductilidad para el edificio.

Peso (tnf)	Masa (tnf.s ² /m)	Periodo (s)	Rigidez (tnf/m)	Drift max	K/Drift max	R _μ (propuesta)	R _μ (calculado)
1697.98	173.0866463	0.572	20884.809	0.005	41.7696181	2.1	2.02

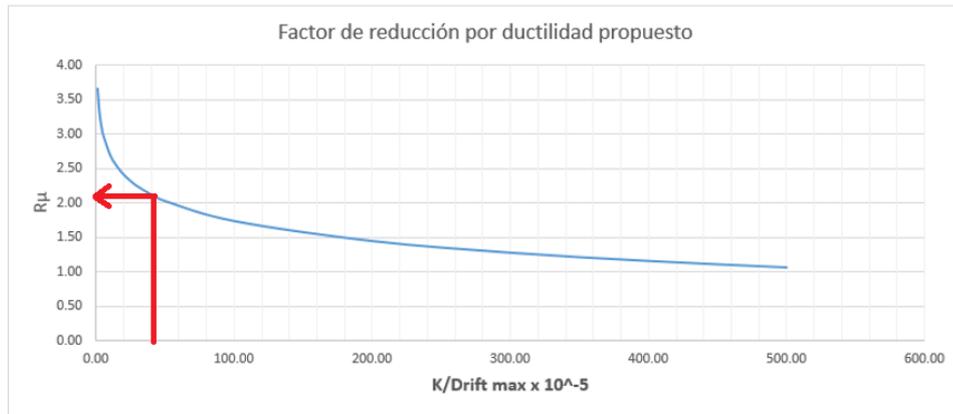


Figura 10.8 – Obtención del factor de reducción por ductilidad según propuesta (Fuente: Elaboración propia).

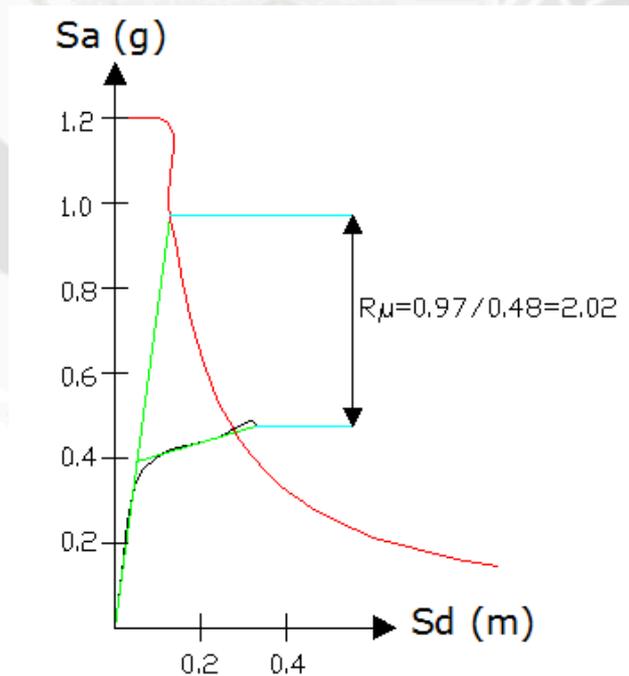


Figura 10.9 – Cálculo del factor de reducción por ductilidad (Fuente: Elaboración propia).

Con esto se comprueba la veracidad de la propuesta realizada con respecto al factor de reducción por ductilidad.

También se calculó la ductilidad de cada edificio y en cada dirección obteniendo los siguientes valores:

Tabla 10.2 – Valores de ductilidad obtenidos en los edificios analizados:

Edificio 1		Edificio 2	
Dirección "X"	Dirección "Y"	Dirección "X"	Dirección "Y"
5.66	6.89	5.27	6.99

Asimismo se calcularon los factores de reducción (considerando que el edificio posee una adecuada redundancia en su estructuración) y sus respectivos porcentajes de resistencia:

Tabla 10.3 – Porcentajes de resistencia obtenidos para los edificios analizados:

	Edificio 1		Edificio 2	
	Dirección "X"	Dirección "Y"	Dirección "X"	Dirección "Y"
R calculado	6.66	5.78	5.70	8.18
R utilizado	7	7	6	10
% de resistencia	95.14%	82.50%	95.00%	81.8%

10.4 CÁLCULO DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO.

Se calcularon los puntos de desempeño en cada edificio y para los cuatro niveles de demanda sísmica definidos en el Capítulo III (Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro) y aplicando el método del Espectro de Demanda para Amortiguamiento Variable, detallado en el mismo capítulo:

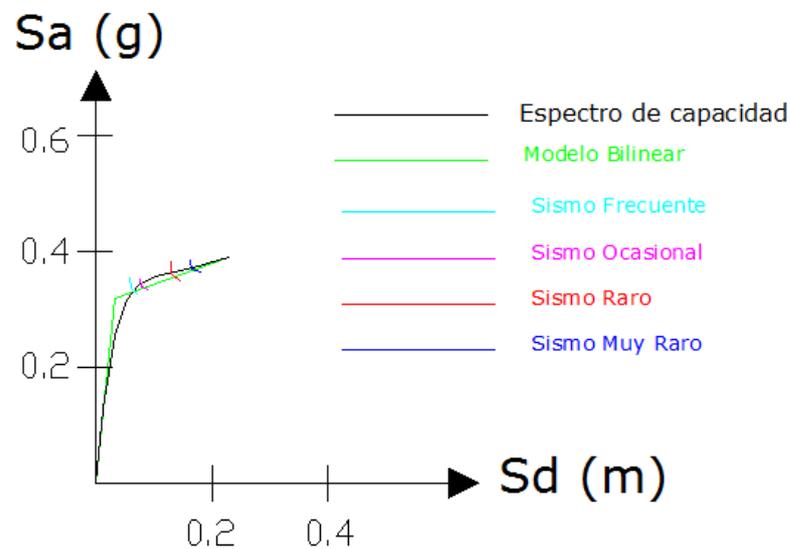


Figura 10.10 – Puntos de desempeño para el análisis en la dirección "X" del Edificio #1 (Fuente: Elaboración propia).

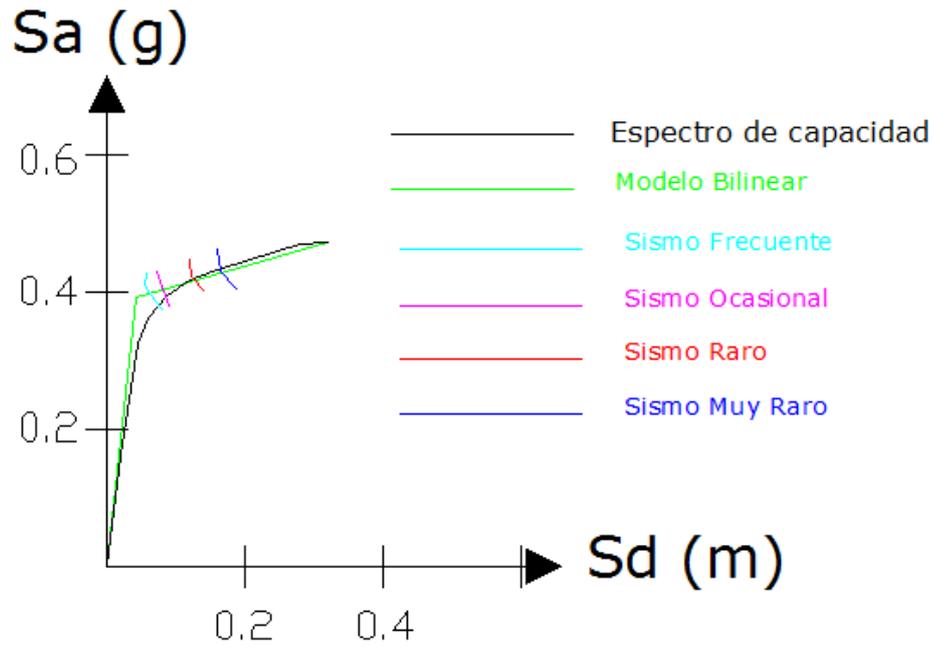


Figura 10.11 - Puntos de desempeño para el análisis en la dirección "Y" del Edificio #1 (Fuente: Elaboración propia).

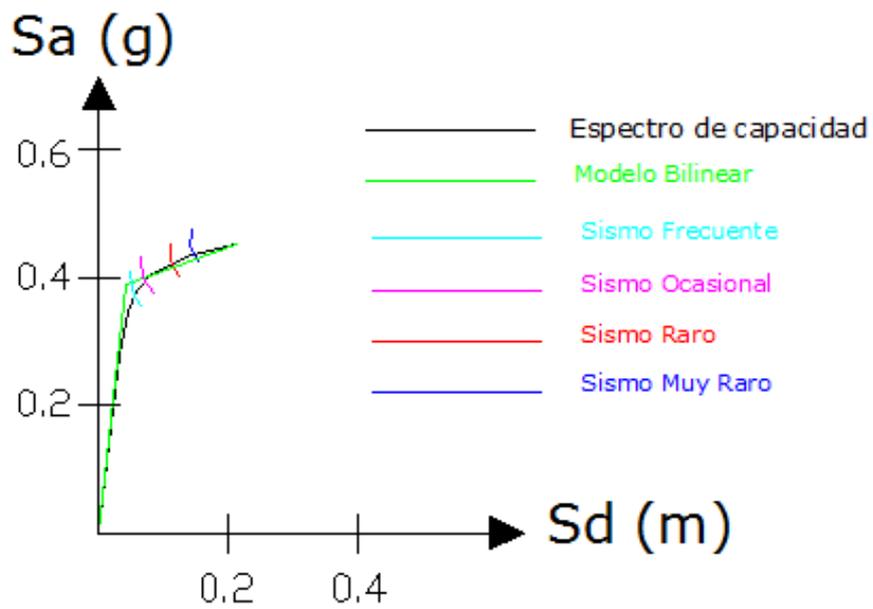


Figura 10.12 - Puntos de desempeño para el análisis en la dirección "X" del Edificio #2 (Fuente: Elaboración propia).

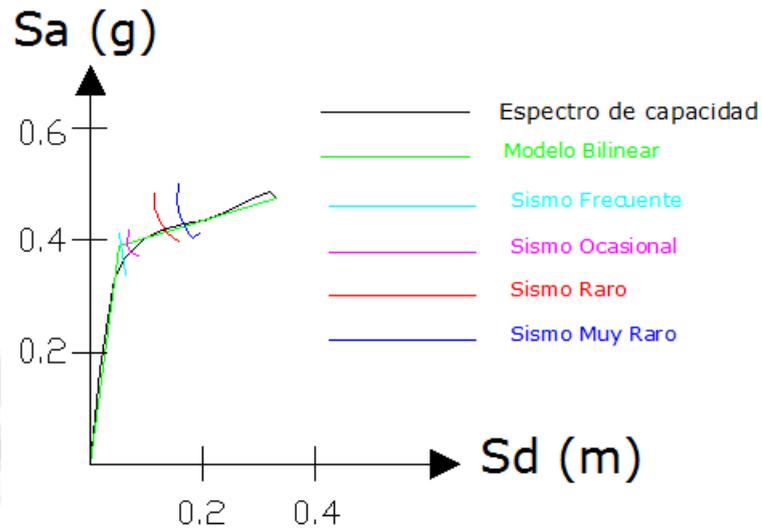


Figura 10.13 - Puntos de desempeño para el análisis en la dirección "Y" del Edificio #2 (Fuente: Elaboración propia).

10.5 VERIFICACIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE LOS EDIFICIOS.

Se presentó en el Capítulo 3 la metodología para verificar los niveles de desempeño utilizando la propuesta del Vision2000, para lo cual se necesita dividir los espectros de capacidad en 4 sectores que corresponden a los 4 niveles de desempeño sísmico (Totalmente operacional, Operacional, Resguardo a la vida, Cerca al colapso). Se realizó este procedimiento para los 4 espectros de capacidad obtenidos:

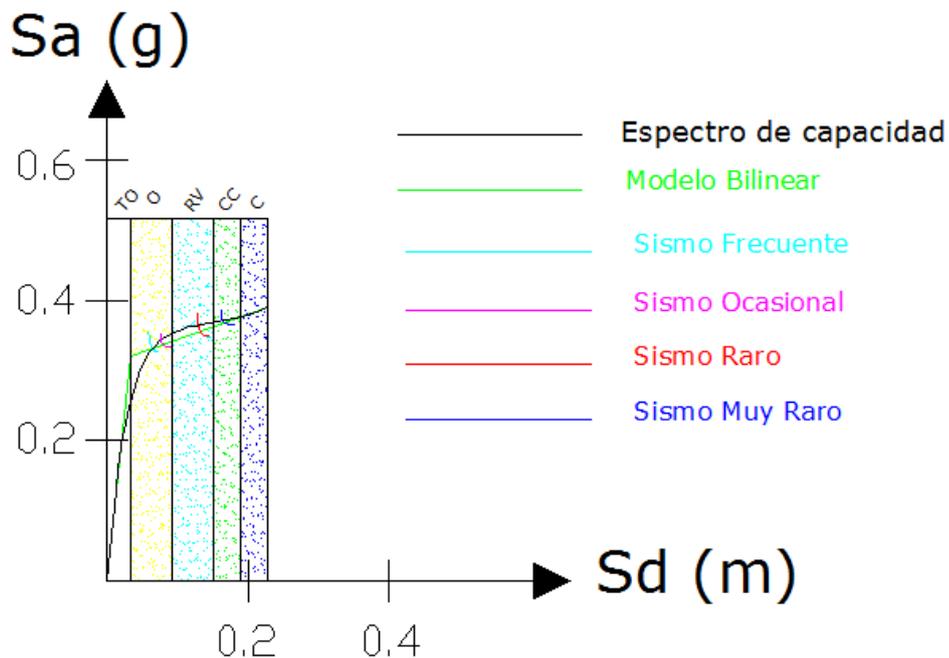


Figura 10.14 – Niveles de desempeño para el Edificio #1 en la dirección "X" (Fuente: Elaboración propia)

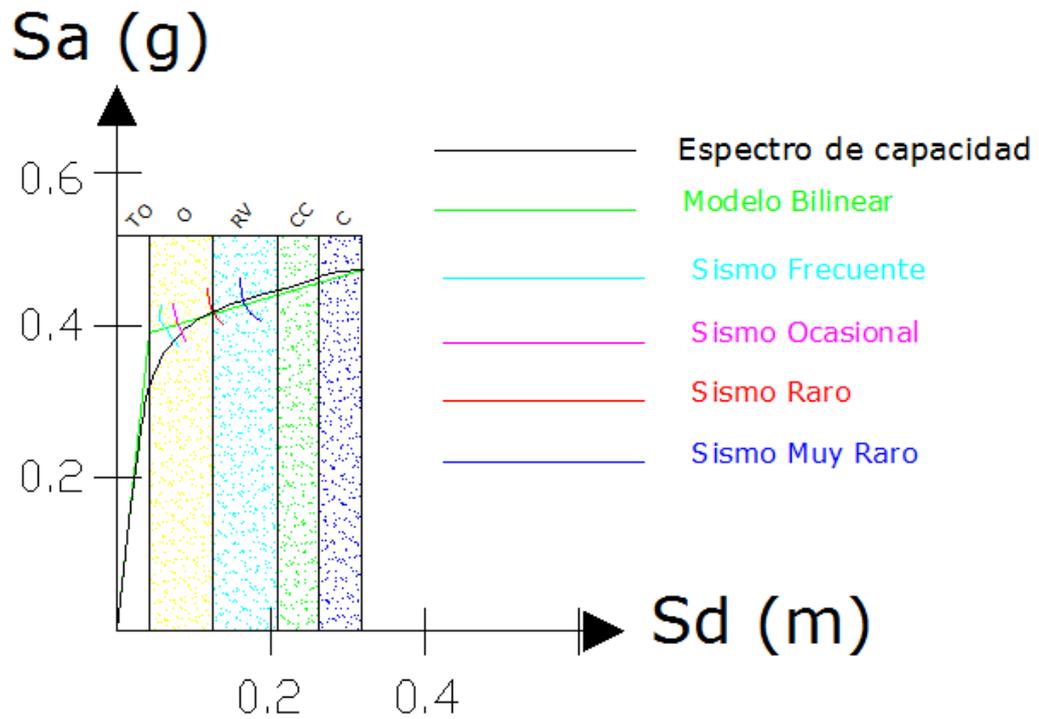


Figura 10.15 - Niveles de desempeño para el Edificio #1 en la dirección "Y" (Fuente: Elaboración propia)

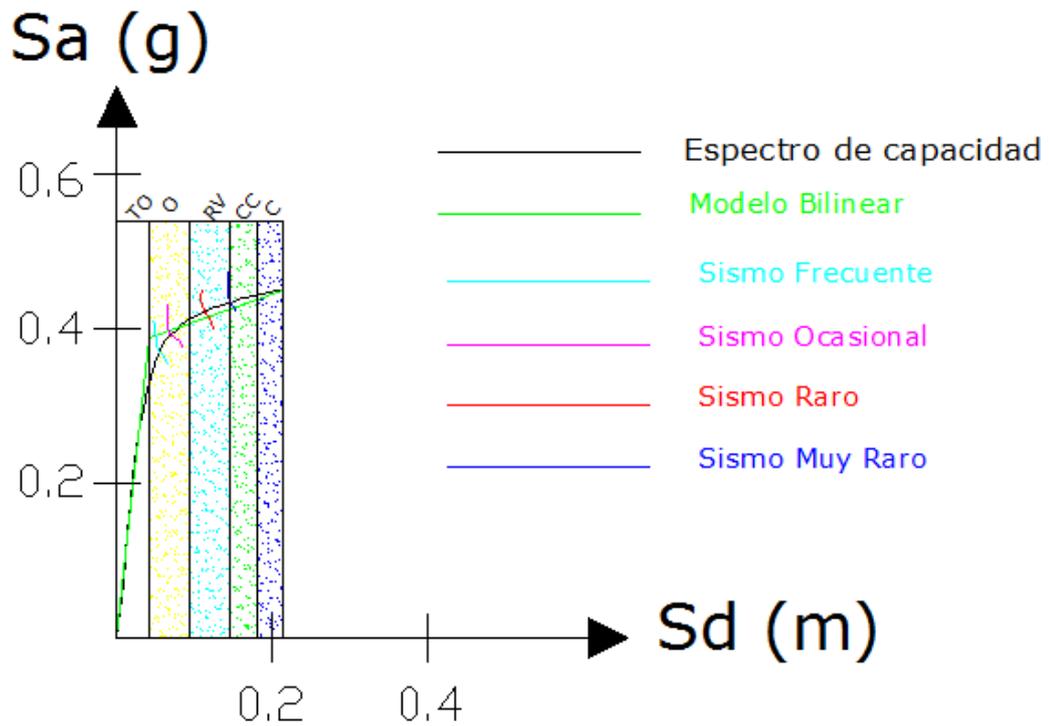


Figura 10.16 - Niveles de desempeño para el Edificio #2 en la dirección "X" (Fuente: Elaboración propia)

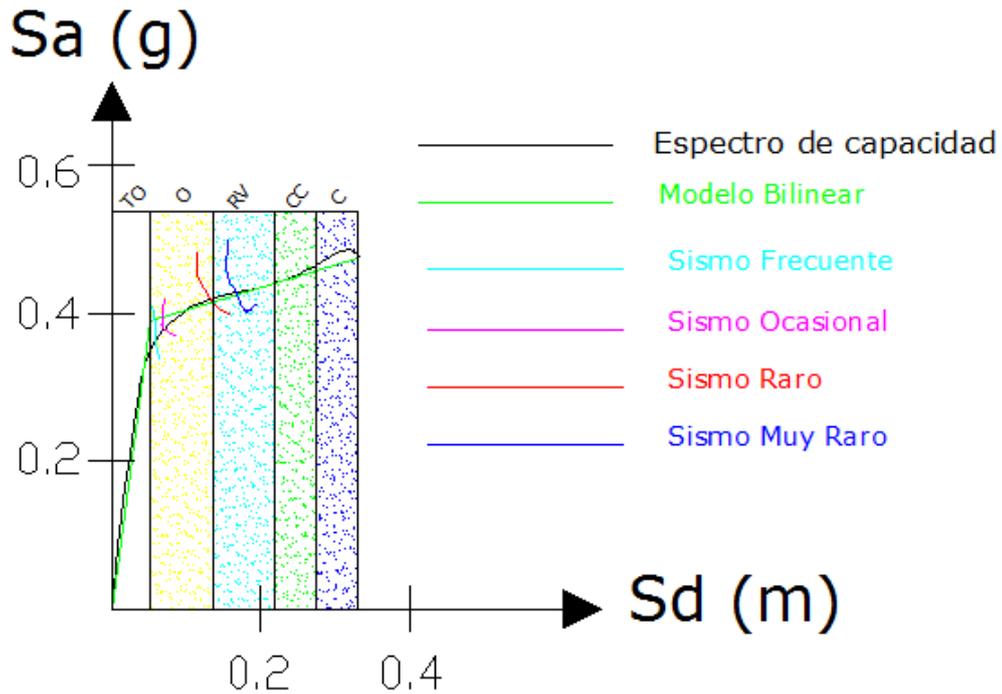


Figura 10.17 - Niveles de desempeño para el Edificio #2 en la dirección "Y" (Fuente: Elaboración propia)

Los objetivos de desempeño para estructuras básicas como el edificio estudiado se definen en el Vision2000 y son los siguientes:

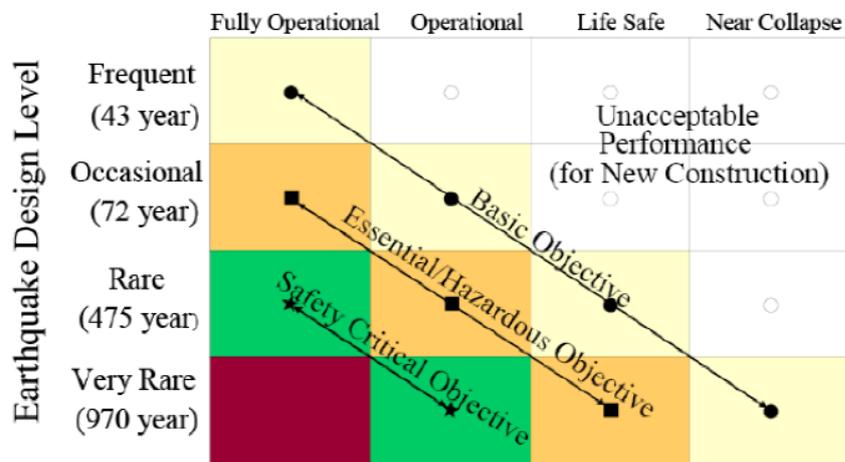


Figura 10.18 – Objetivos de desempeño según Vision 2000 (Fuente: Ref 4)

Las siguientes tablas resumen el desempeño obtenido para los edificios estudiados:

Tabla 10.4 – Objetivos de desempeño obtenido para el Edificio #1 en la dirección “X”:

		Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo a la vida	Cerca al colapso	¿Cumple objetivo?
Nivel de demanda	Sismo Frecuente					NO
	Sismo Ocasional					SI
	Sismo Raro					SI
	Sismo Muy Raro					SI

Tabla 10.5 - Objetivos de desempeño obtenido para el Edificio #1 en la dirección “Y”:

		Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo a la vida	Cerca al colapso	¿Cumple objetivo?
Nivel de demanda	Sismo Frecuente					NO
	Sismo Ocasional					SI
	Sismo Raro					SI
	Sismo Muy Raro					SI

Tabla 10.6 - Objetivos de desempeño obtenido para el Edificio #2 en la dirección “X”:

		Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo a la vida	Cerca al colapso	¿Cumple objetivo?
Nivel de demanda	Sismo Frecuente					NO
	Sismo Ocasional					SI
	Sismo Raro					SI
	Sismo Muy Raro					SI

Tabla 10.7 - Objetivos de desempeño obtenido para el Edificio #2 en la dirección “Y”:

		Totalmente Operacional	Operacional	Resguardo a la vida	Cerca al colapso	¿Cumple objetivo?
Nivel de demanda	Sismo Frecuente					NO
	Sismo Ocasional					SI
	Sismo Raro					SI
	Sismo Muy Raro					SI

10.6 COMENTARIOS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.

Se pudo demostrar el buen comportamiento de un edificio dual diseñado con la propuesta presentada en este trabajo, el cual tuvo un mejor desempeño que el Edificio#1, aunque alcanzó prácticamente los mismos objetivos de desempeño.

De igual manera se pudo demostrar la limitación en ductilidad y resistencia que presenta un edificio en el cual un solo muro (Ascensor – Dirección “X”) resiste más del 30% del cortante basal. Por más que se hubiera reforzado al muro de manera exagerada, no hubiera existido una diferencia considerable en los resultados, ya que prácticamente un solo elemento está asumiendo la mayor cantidad de fuerza sísmica del edificio, por lo que los elementos restantes no pueden desarrollar la capacidad máxima para la cual fueron diseñados. Es por eso que se recomienda evitar este hecho al momento de estructurar un edificio.

Con respecto al análisis en la dirección “Y” se obtuvieron resultados muy parecidos, y se demostró que se puede obtener un buen comportamiento utilizando un factor de reducción igual a 10 cuando se presenten las condiciones especificadas en el capítulo VIII de este documento.

CAPÍTULO 11 – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1 CONCLUSIONES DE LA INVESTIGACIÓN.

- ✓ La propuesta realizada en la presente investigación arrojó resultados aceptables y a su vez permitió entender de mejor manera el comportamiento de los edificios duales construidos en Perú.
- ✓ Se obtienen buenos resultados con las especificaciones de la Norma E.030, pero probablemente deba hacerse un estudio para optimizar los requisitos existentes para que el sistema estructural de un edificio sea considerado como DUAL.
- ✓ La investigación se realizó para edificios de 5 a 8 niveles, pero se sospecha que también es válida para edificios más altos, siempre y cuando el viento no sea un factor fundamental en el diseño del edificio, ya que este fenómeno no fue considerado.
- ✓ Se comprobó que la propuesta realizada para calcular el factor de reducción por ductilidad en edificios duales brinda resultados bastante aceptables.
- ✓ La ductilidad del edificio analizado en el capítulo anterior fue afectada por el hecho de que un solo muro resiste un gran porcentaje del cortante basal, esto no permitió tener una mejor visión de la mejora en ductilidad que podría obtenerse al utilizar la propuesta realizada en esta investigación.

11.2 RECOMENDACIONES.

- ✓ Evitar, en lo posible, utilizar muros de gran longitud que resistan más del 25% del cortante basal ya que esto limita de gran manera el comportamiento estructural del edificio y a su vez aumenta la probabilidad de una falla por corte en los muros.
- ✓ Tomarle mayor importancia a la ductilidad en el diseño cotidiano de edificios duales, ya que lo que se pretende con estos sistemas es crear una apropiada interacción pórtico-muro, donde el muro aporta la mayor cantidad de resistencia y los pórticos la ductilidad. De no darle ductilidad apropiada a un muro, limitará los desplazamientos a los que pueda incurrir la estructura y no se aprovecharán de manera adecuada las bondades de este sistema estructural.
- ✓ Se recomienda realizar este tipo de investigación para edificios de albañilería confinada, ya que es un sistema estructural bastante utilizado en nuestro país.
- ✓ Las recomendaciones establecidas en esta investigación son netamente referenciales y no pretenden cuestionar la normativa vigente de diseño sismorresistente, ya que estos resultados deberán complementarse con ensayos experimentales y la revisión de diferentes especialistas.

- ✓ Por último se recomienda complementar esta investigación considerando los efectos que podrían ocasionarse al utilizar análisis modernos (interacción suelo-estructura, aislamiento sísmico, etc.), esto con el fin de incrementar la confiabilidad de los resultados y la propuesta realizada.

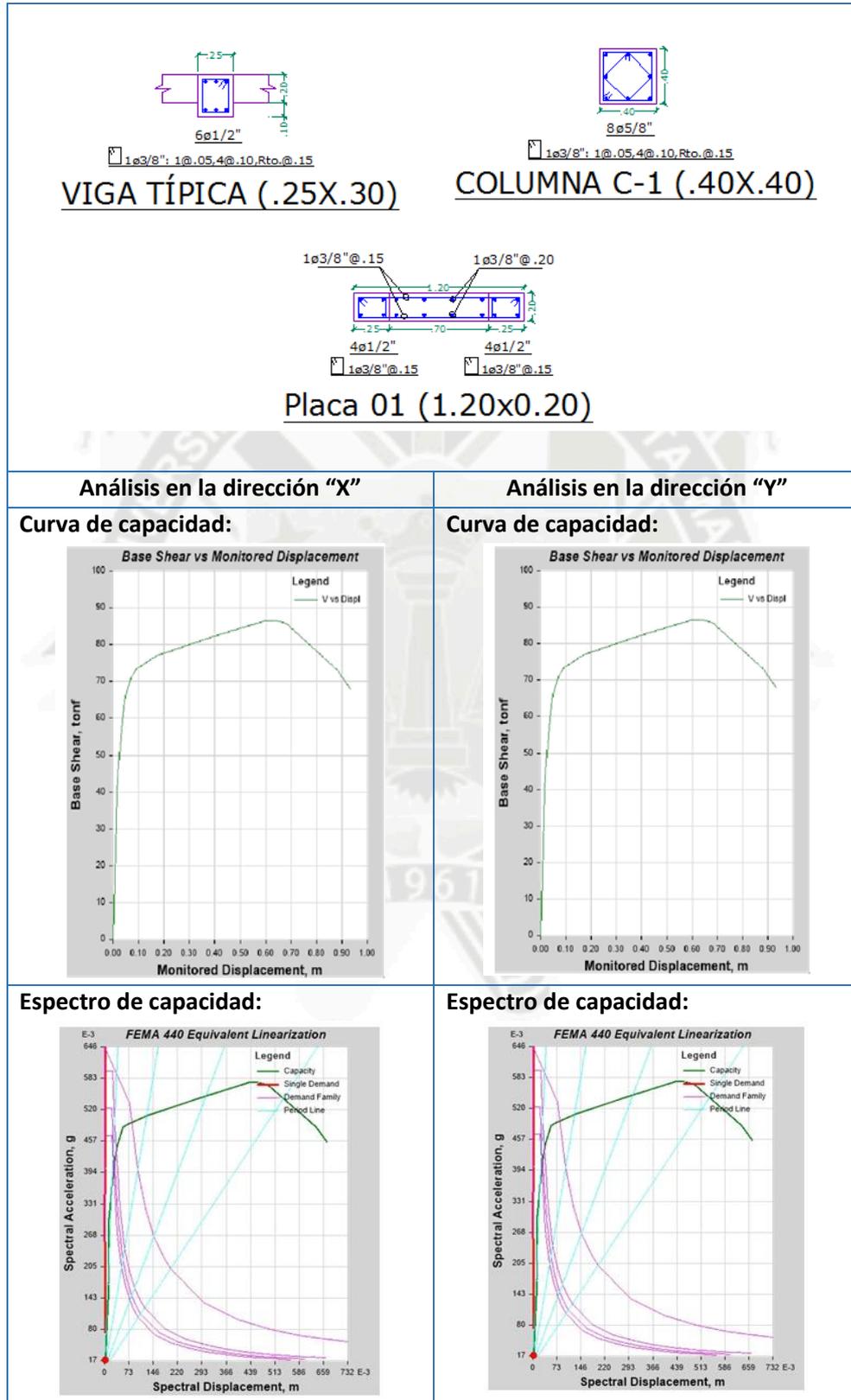


CAPÍTULO 12 – ANEXOS

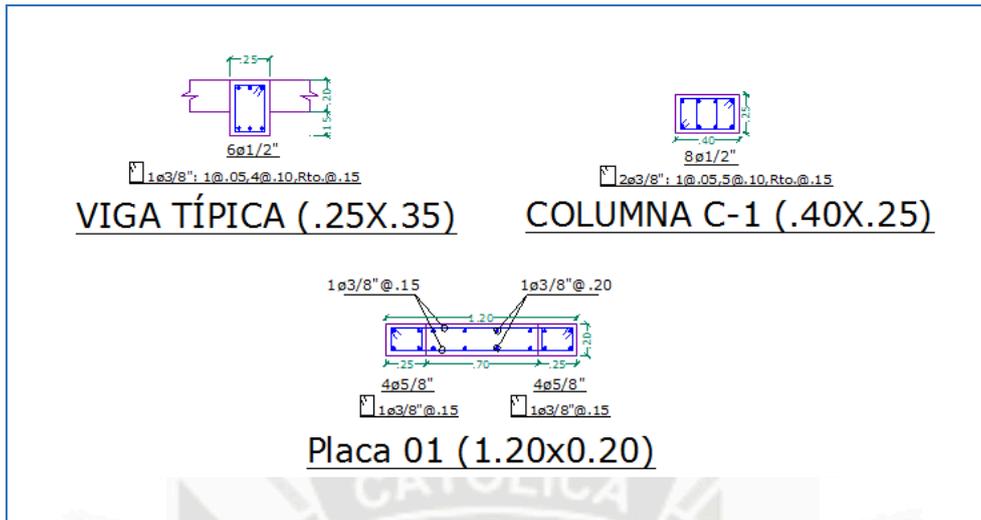
12.1 DATOS DE MODELOS MATEMÁTICOS UTILIZADOS EN LA INVESTIGACIÓN.

12.1.1 EDIFICIOS DE 5 NIVELES:

EDIFICIO N°1:



EDIFICIO N°2:

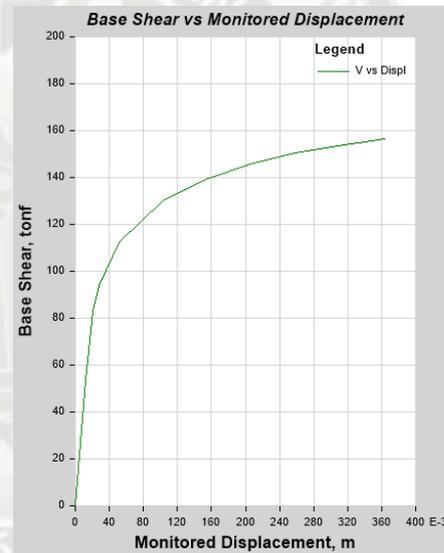
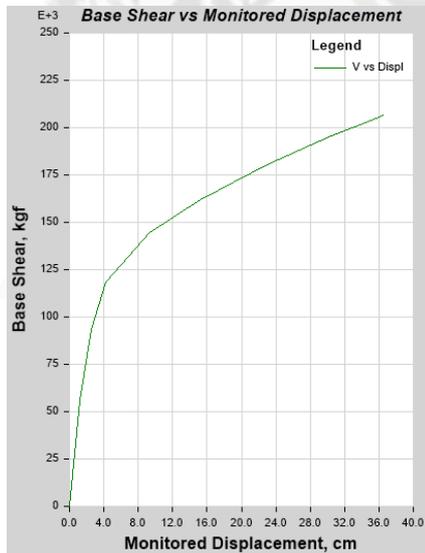


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

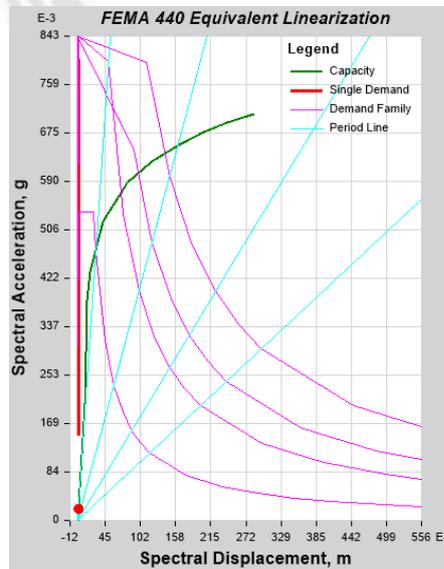
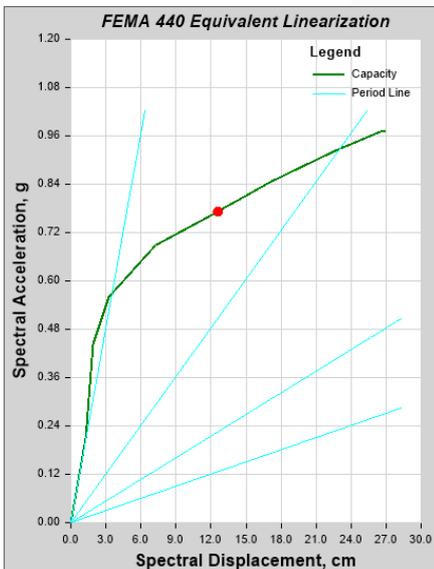
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

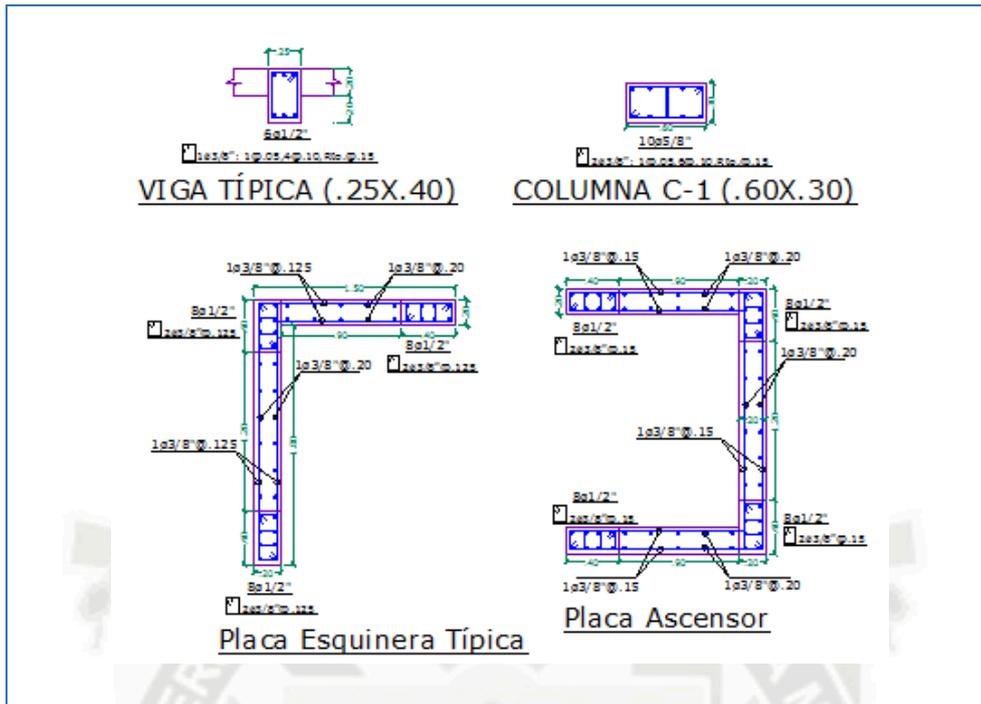


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°3:

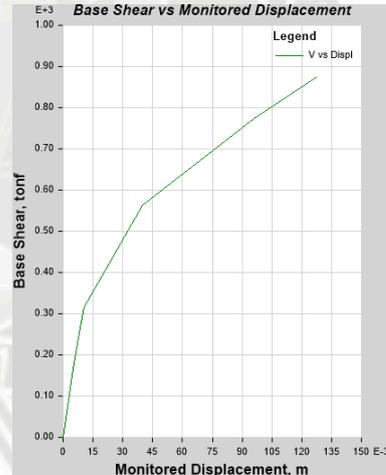
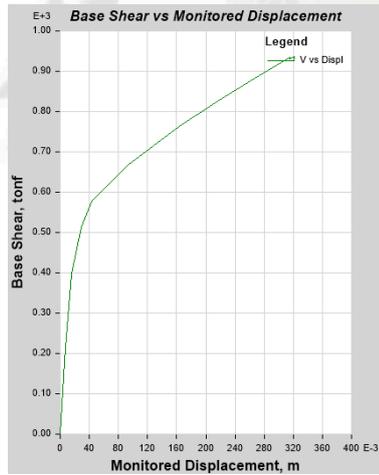


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

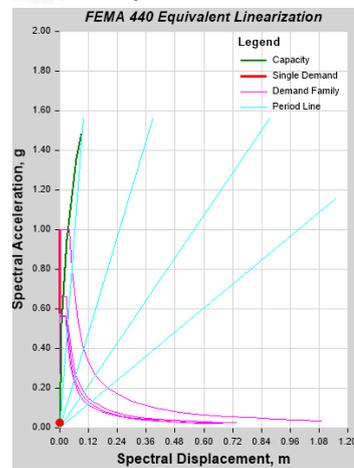
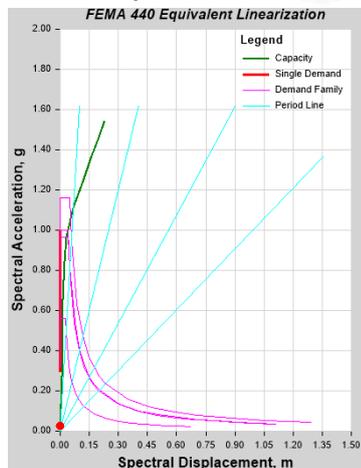
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

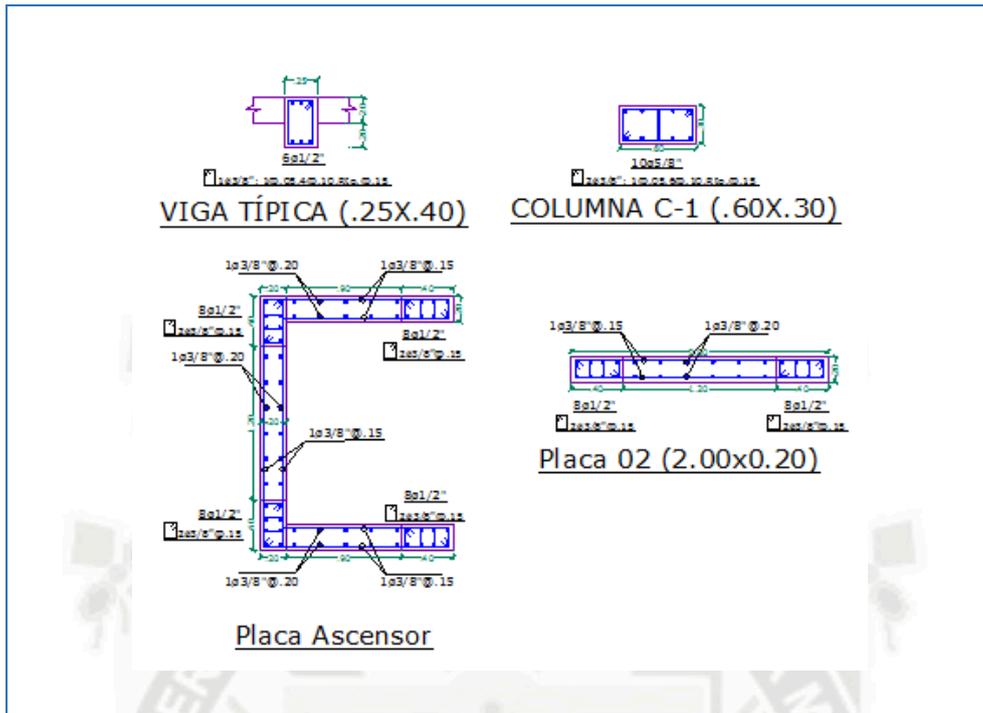


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:

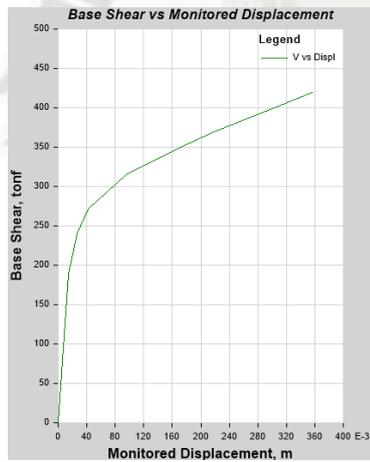


EDIFICIO N°4:



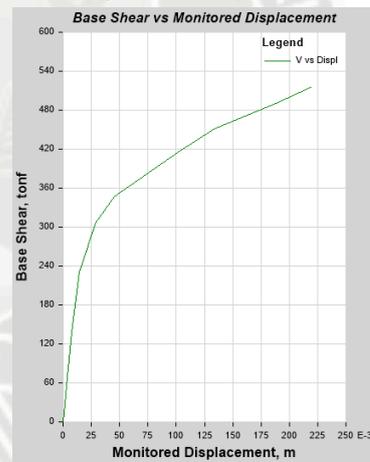
Análisis en la dirección "X"

Curva de capacidad:

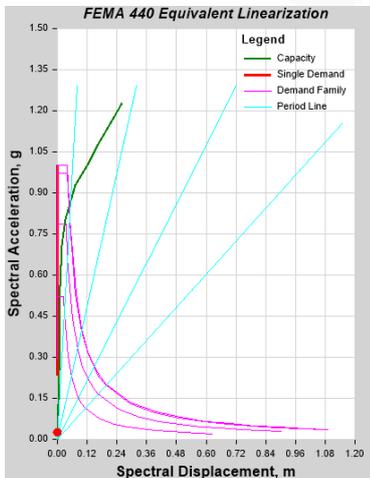


Análisis en la dirección "Y"

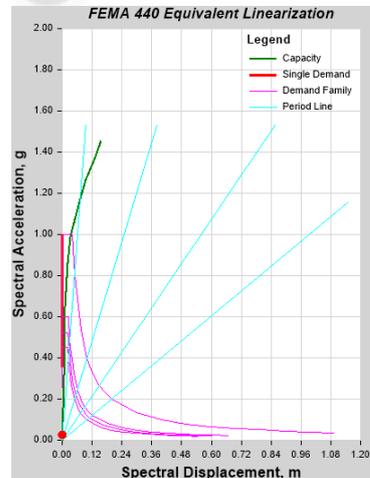
Curva de capacidad:



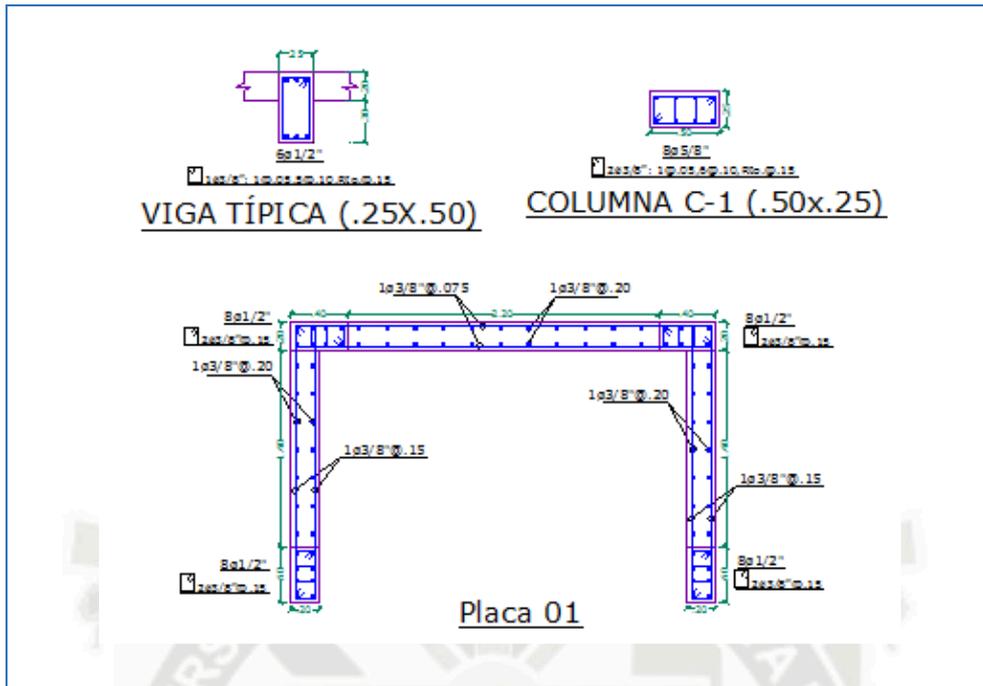
Espectro de capacidad:



Espectro de capacidad:

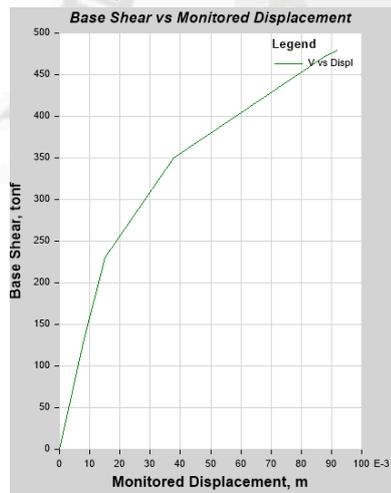


EDIFICIO N°5:



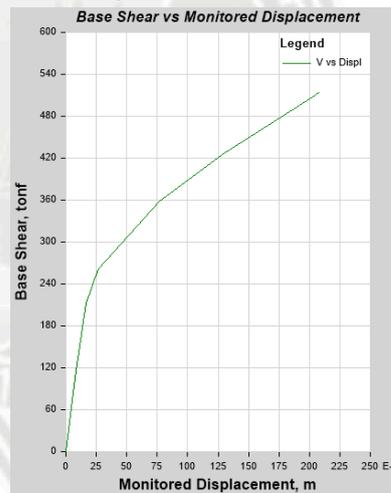
Análisis en la dirección "X"

Curva de capacidad:

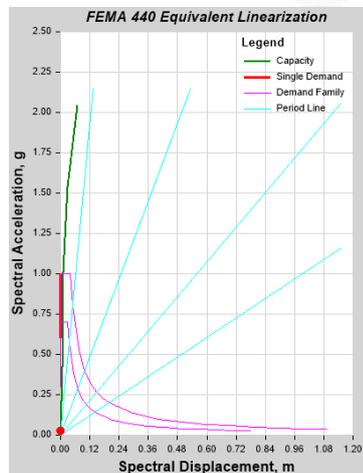


Análisis en la dirección "Y"

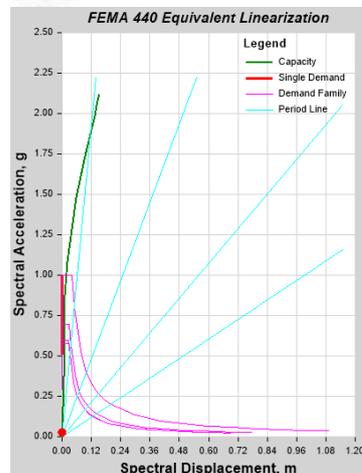
Curva de capacidad:



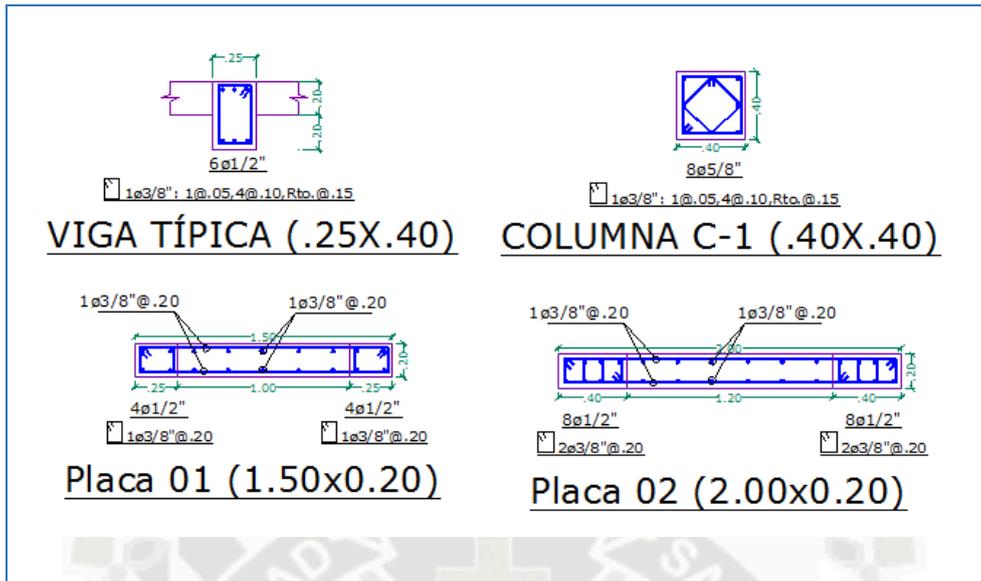
Espectro de capacidad:



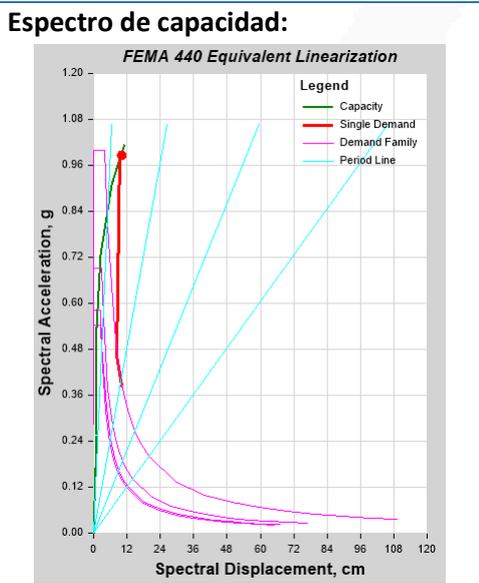
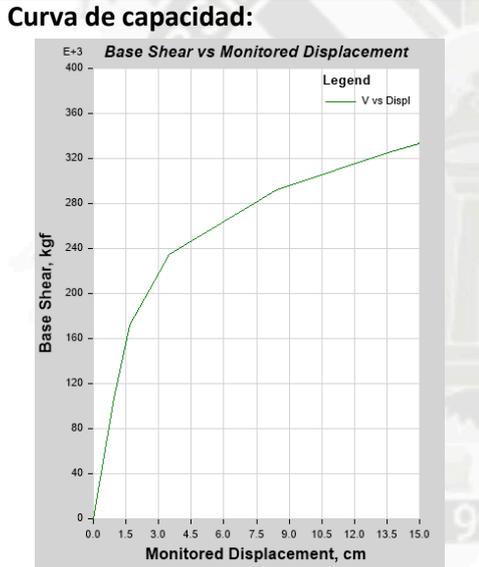
Espectro de capacidad:



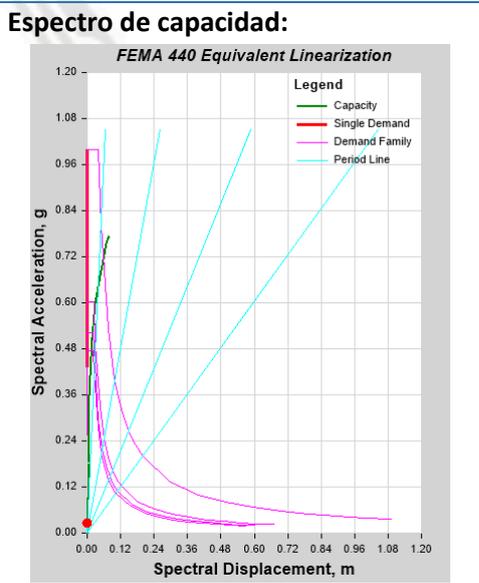
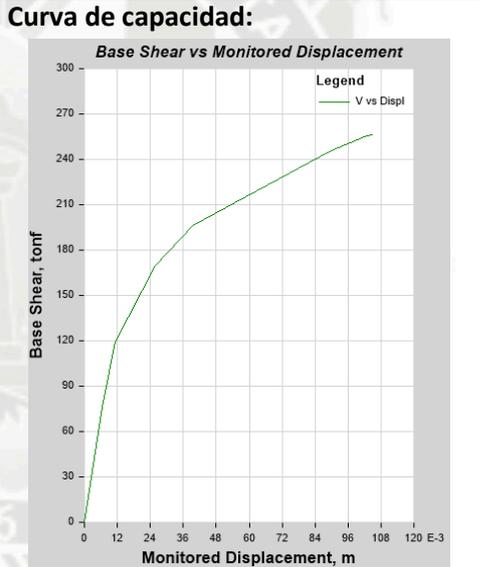
EDIFICIO N°6:



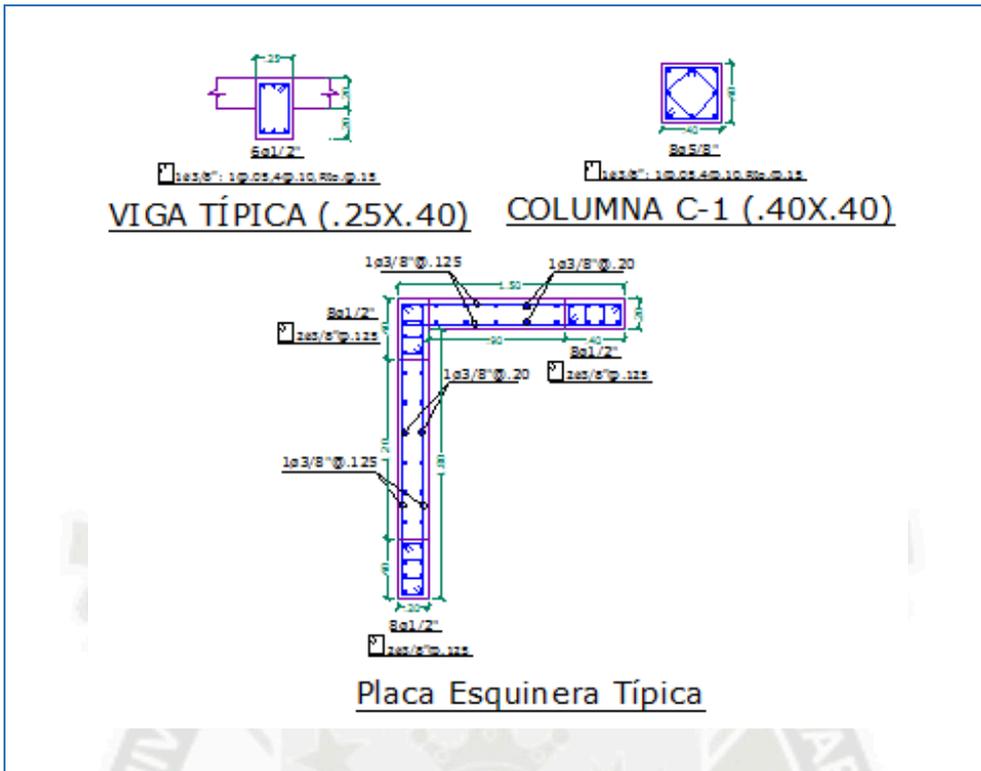
Análisis en la dirección "X"



Análisis en la dirección "Y"

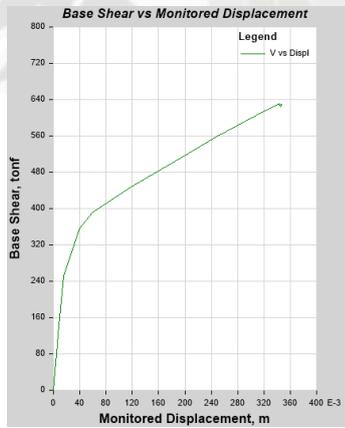


EDIFICIO N°7:



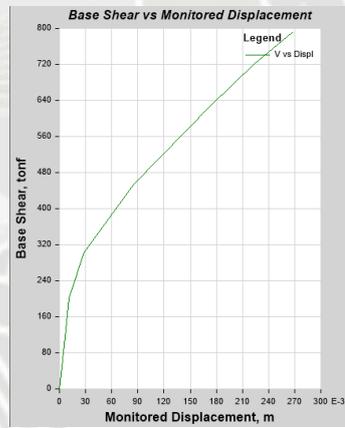
Análisis en la dirección "X"

Curva de capacidad:

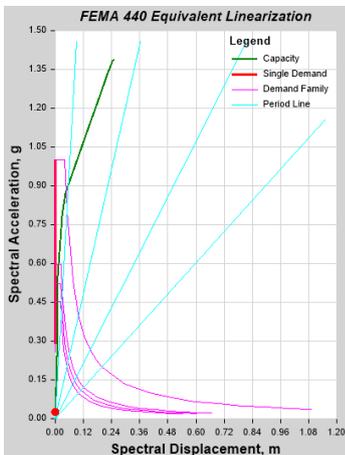


Análisis en la dirección "Y"

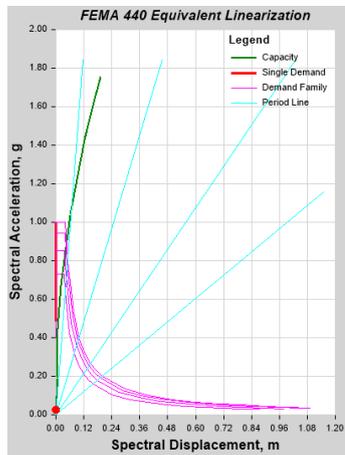
Curva de capacidad:



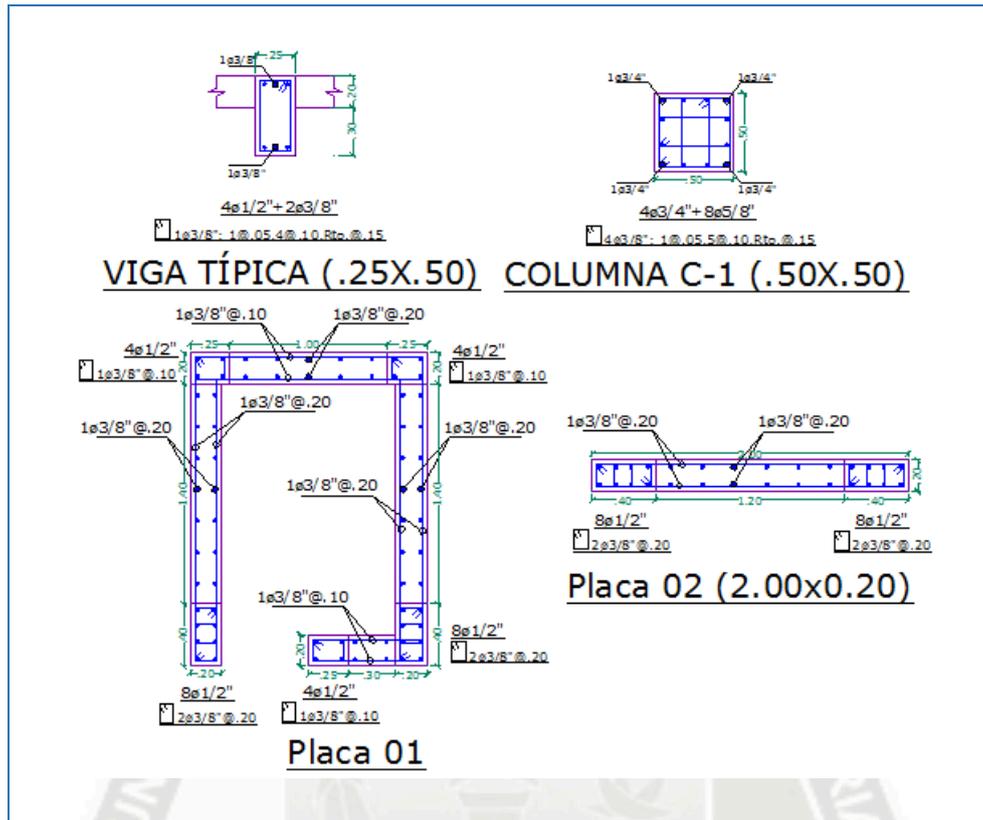
Espectro de capacidad:



Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°8:

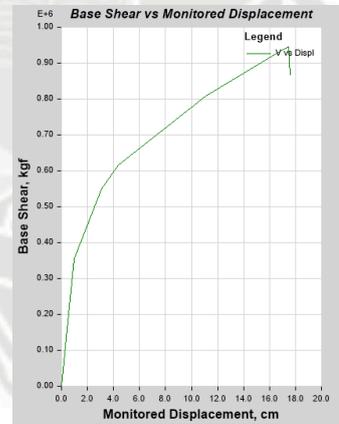
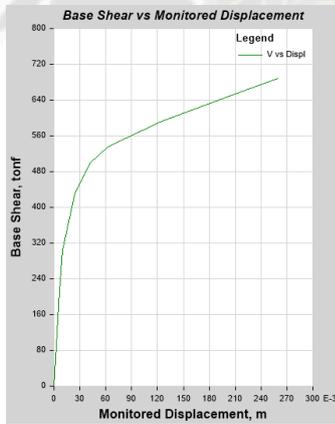


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

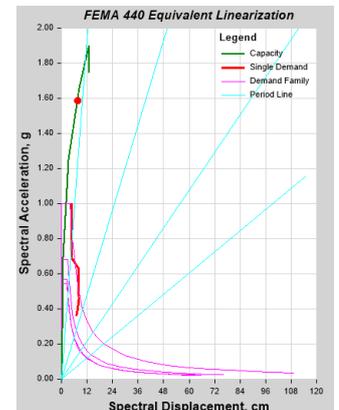
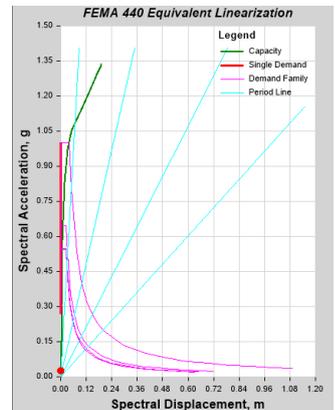
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

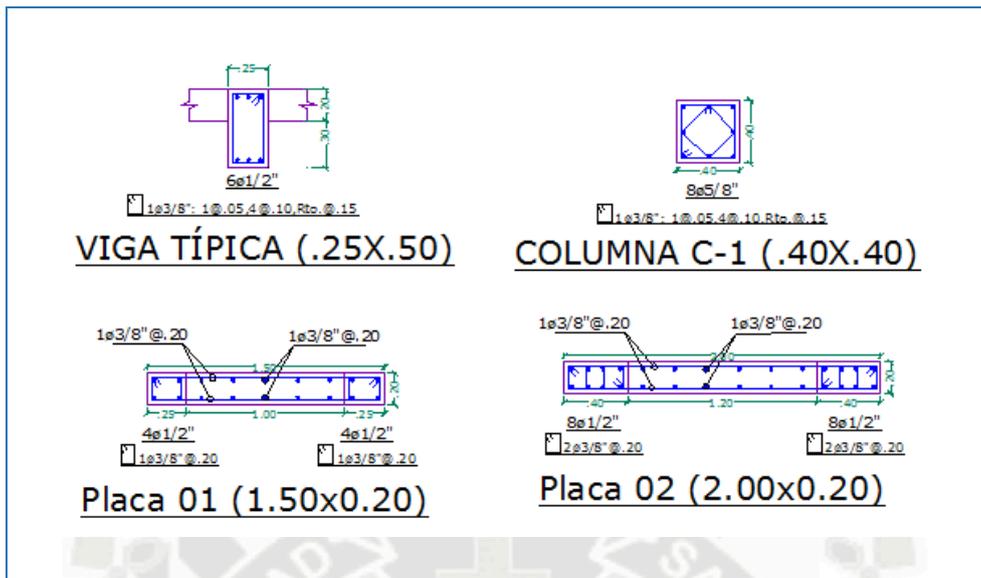


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:

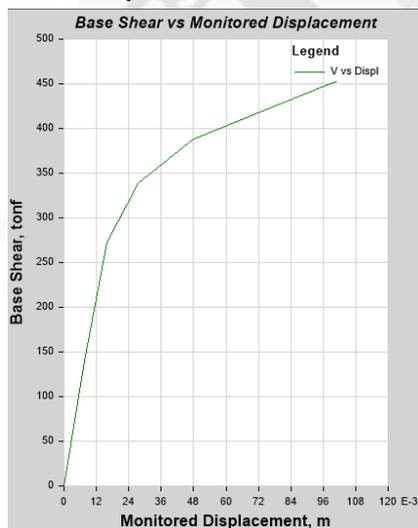


EDIFICIO N°9:



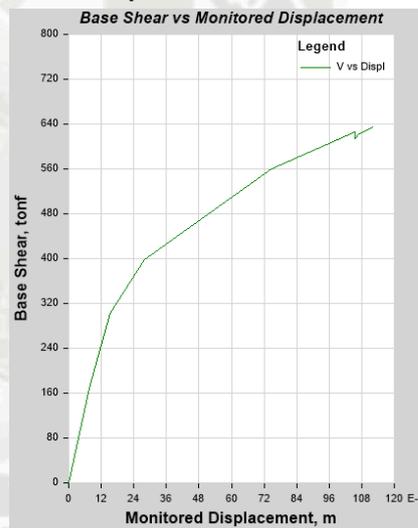
Análisis en la dirección "X"

Curva de capacidad:

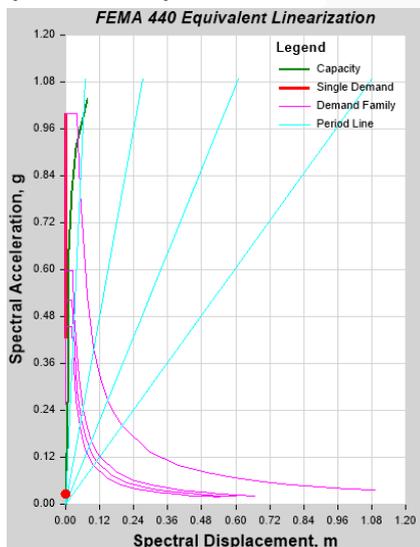


Análisis en la dirección "Y"

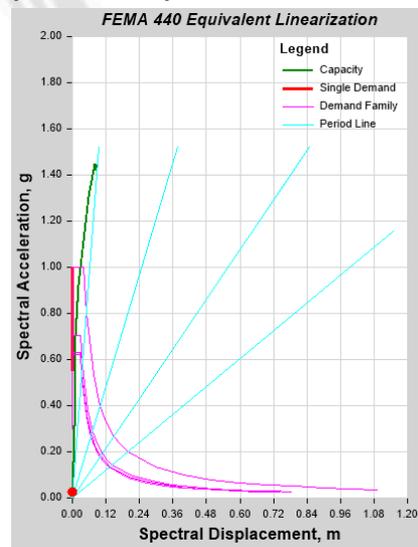
Curva de capacidad:



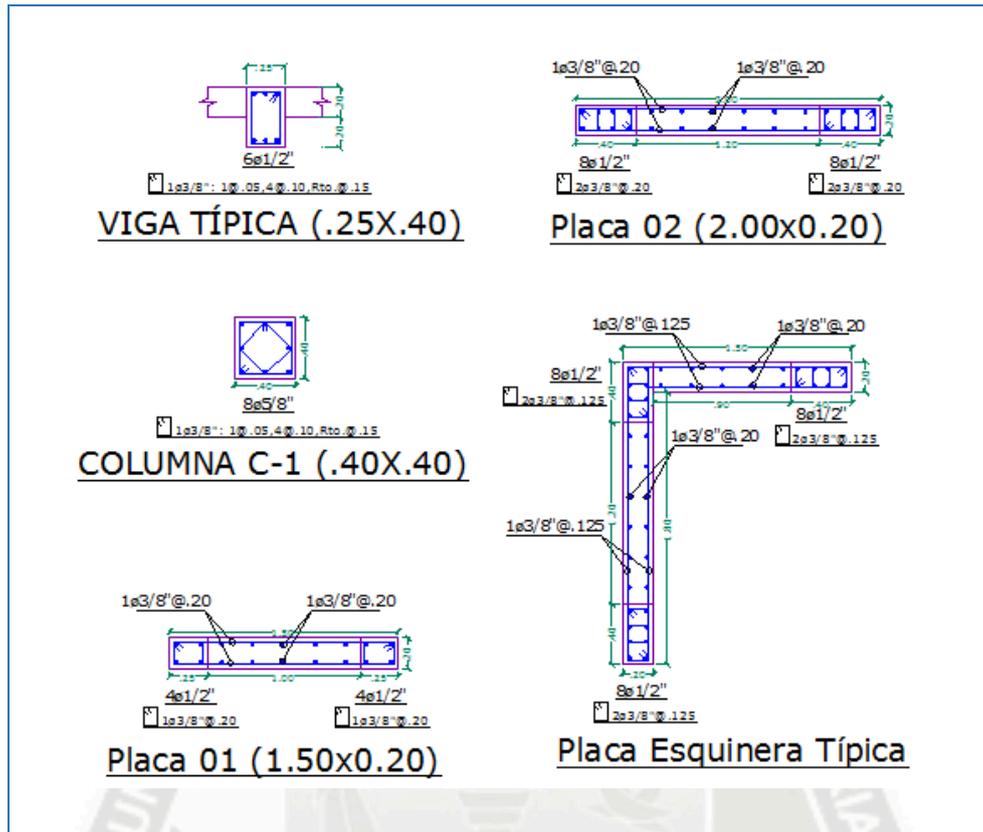
Espectro de capacidad:



Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°10:

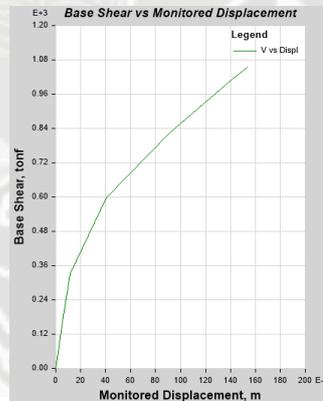
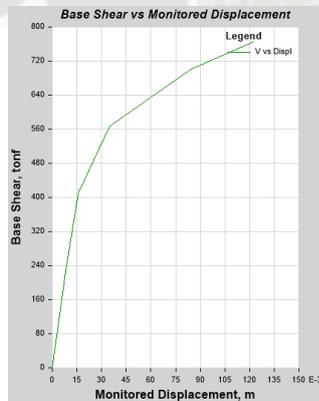


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

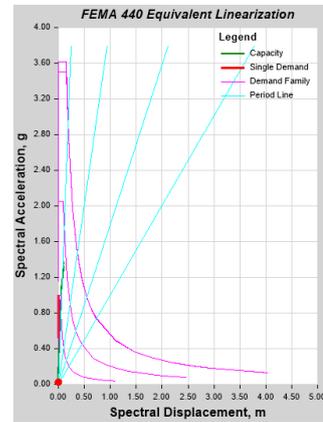
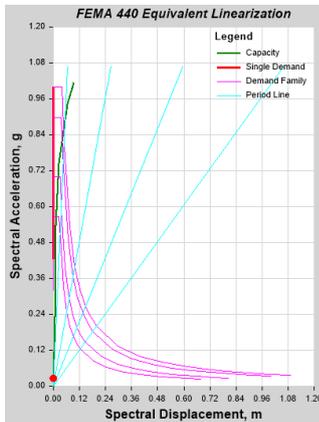
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:



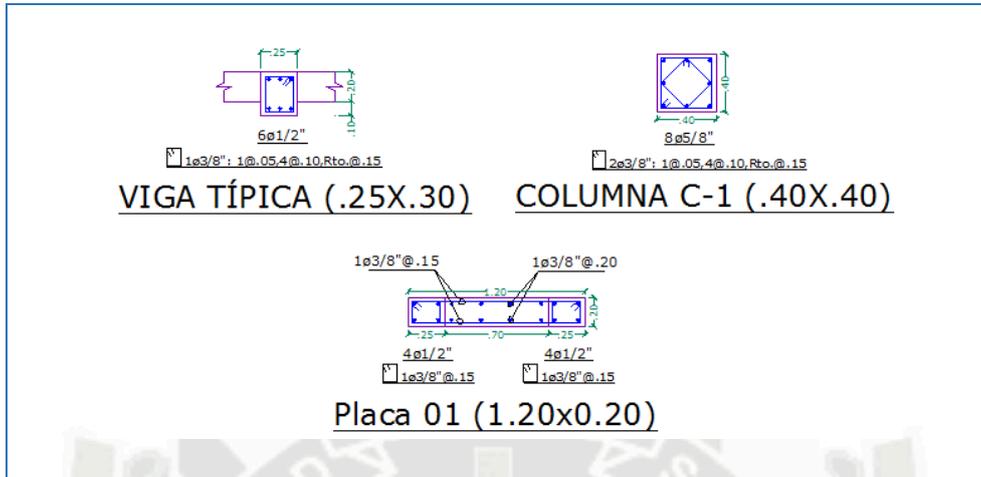
Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



12.1.2 EDIFICIOS DE 6 NIVELES:

EDIFICIO N°1:

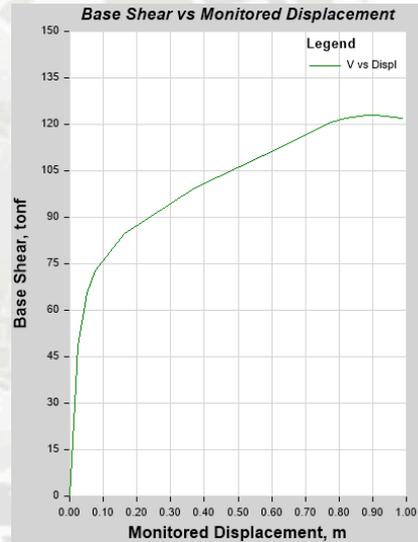
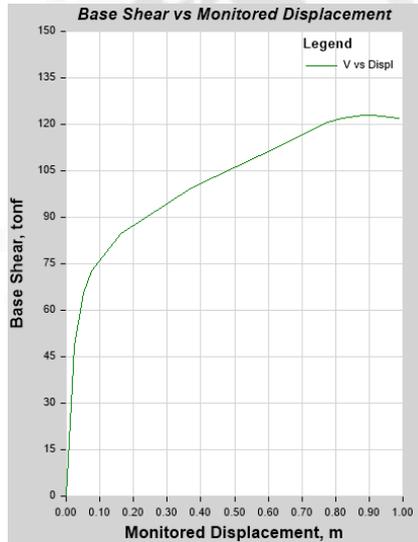


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

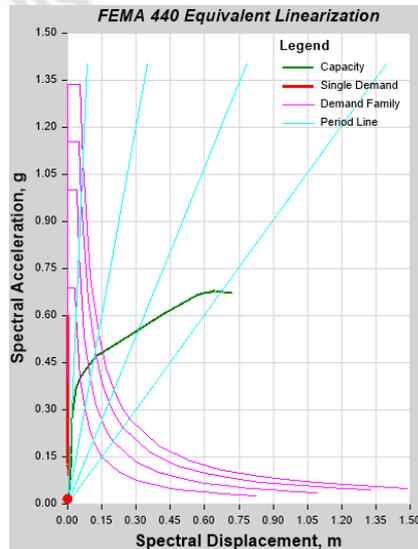
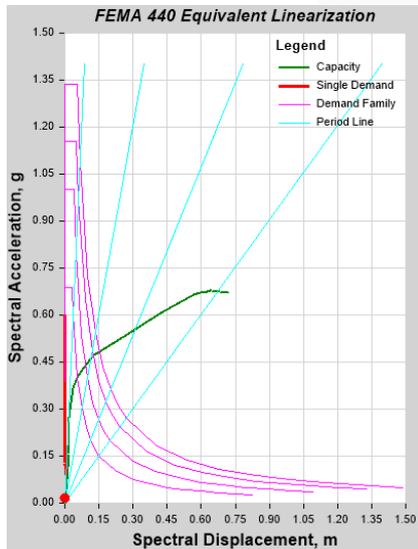
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

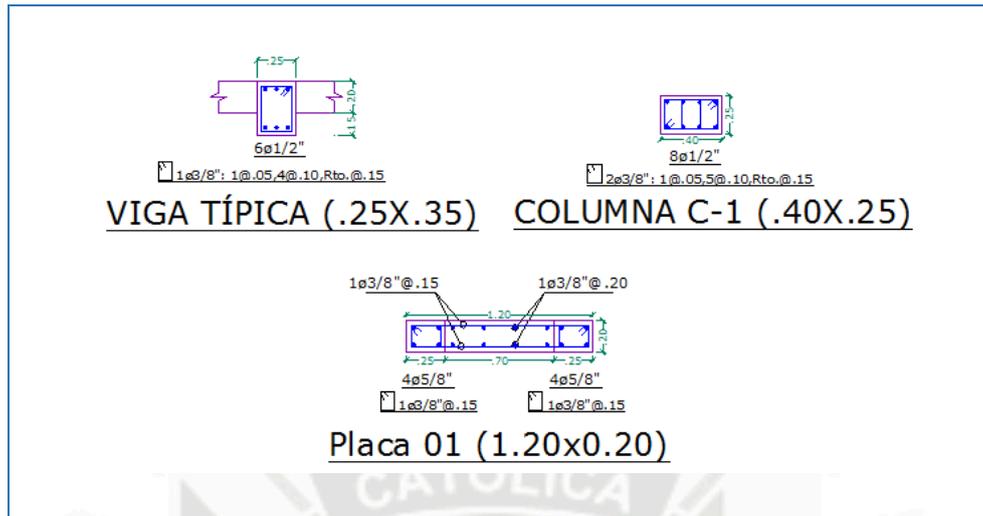


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°2:

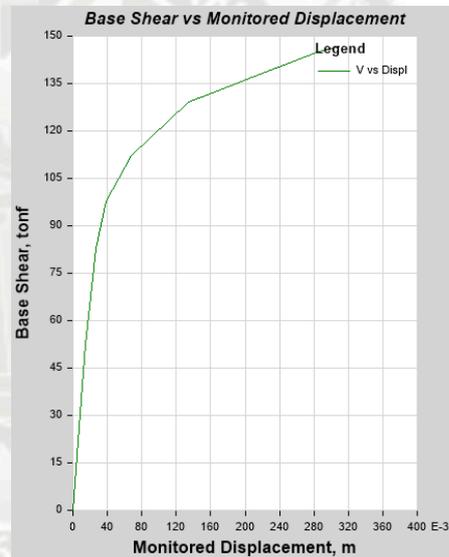
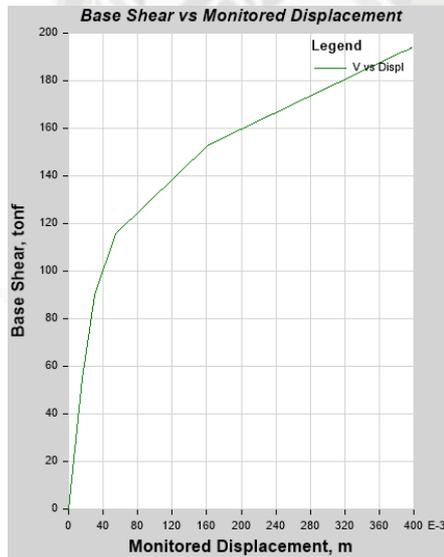


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

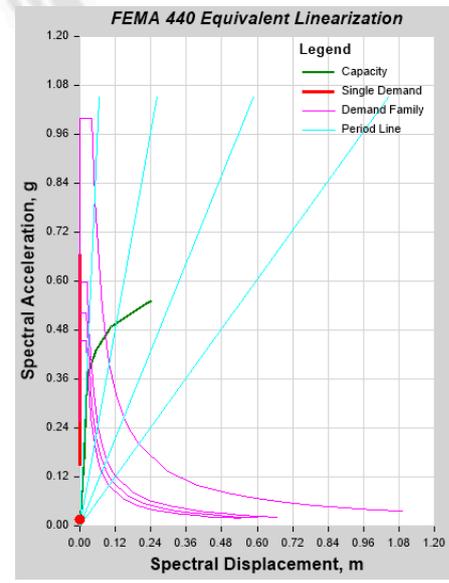
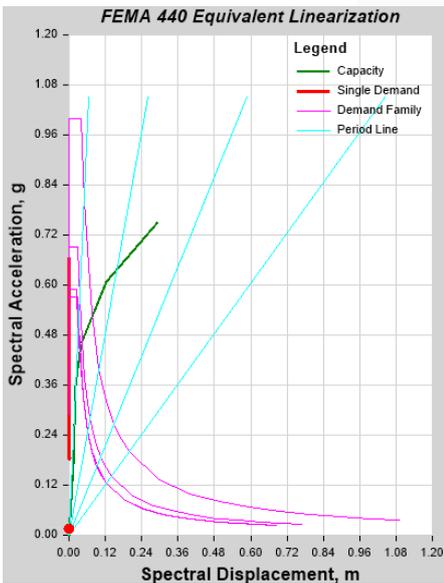
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

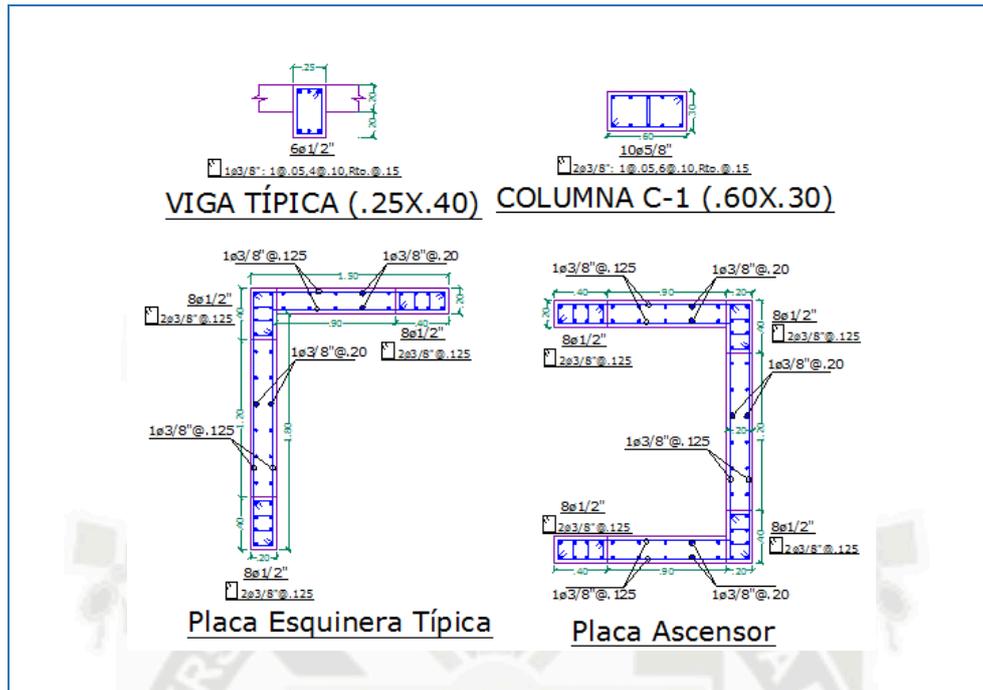


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°3:

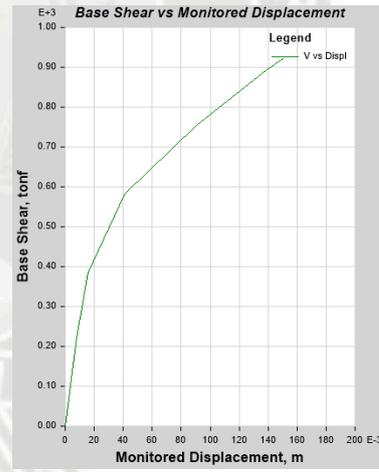
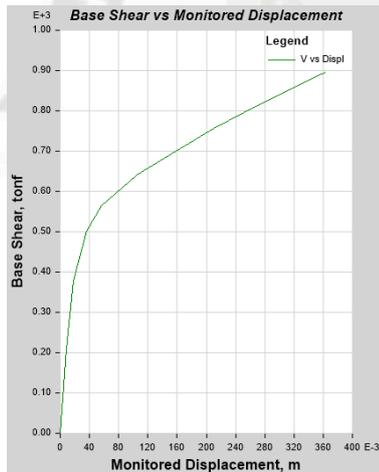


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

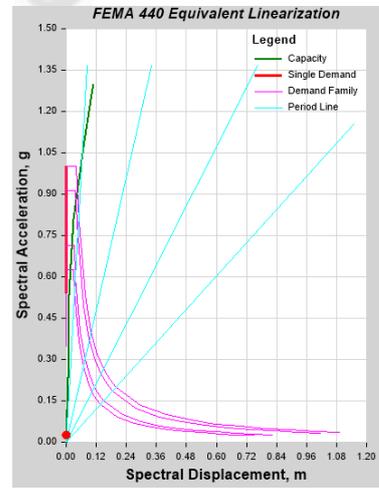
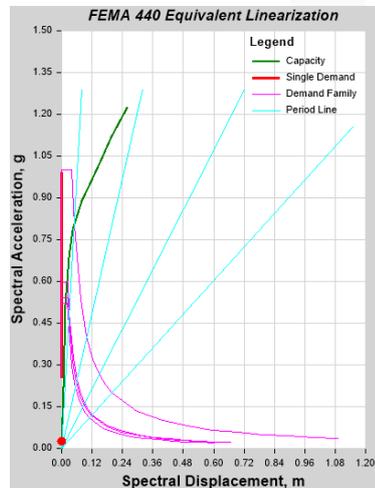
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

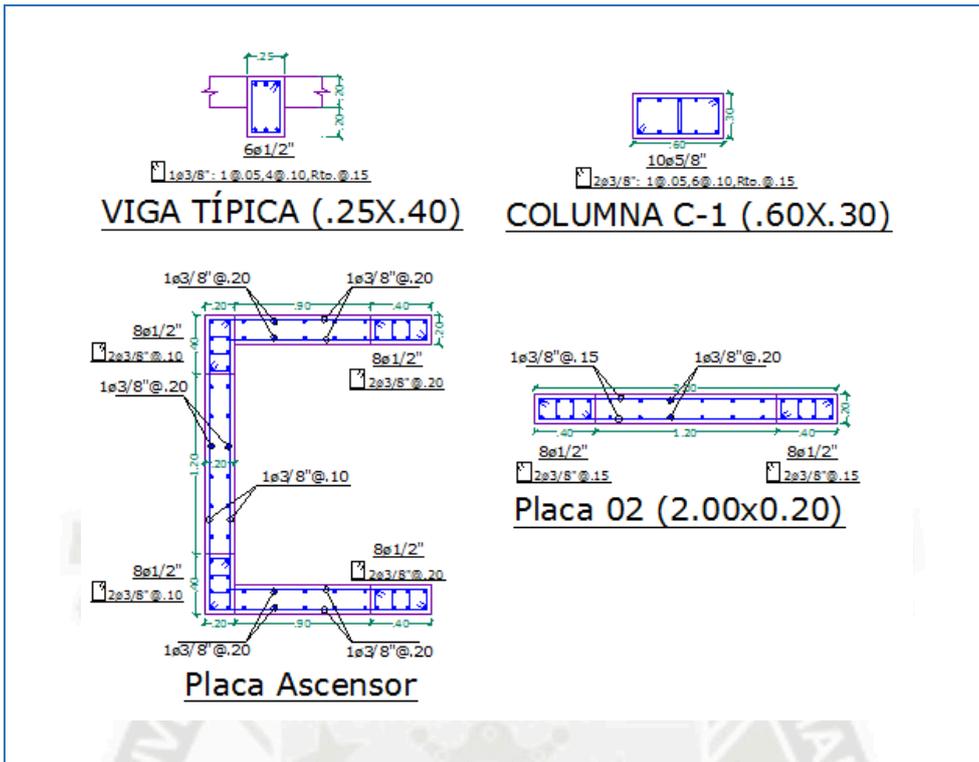


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°4:

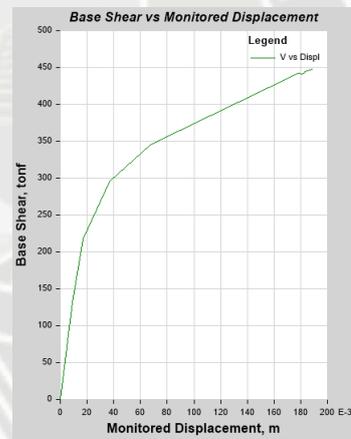
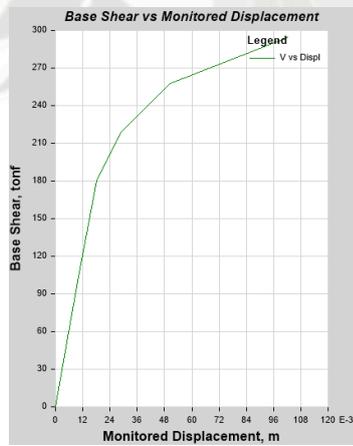


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

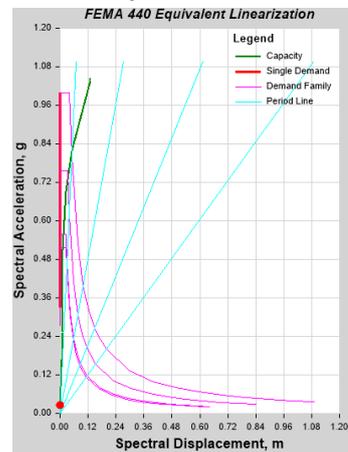
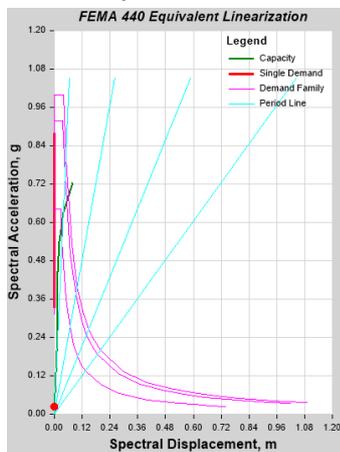
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

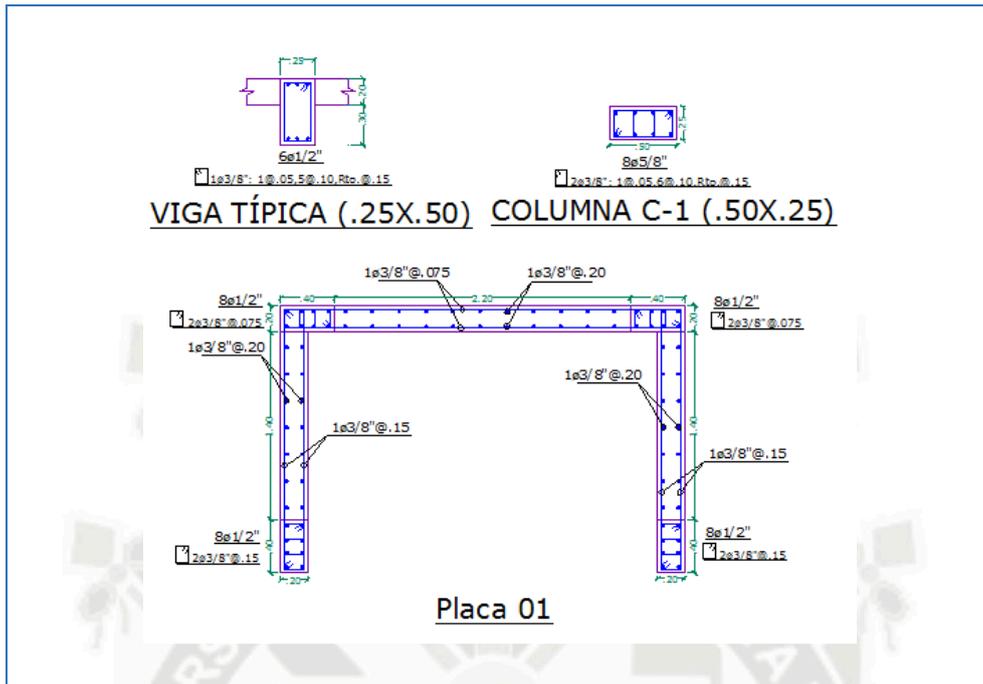


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°5:

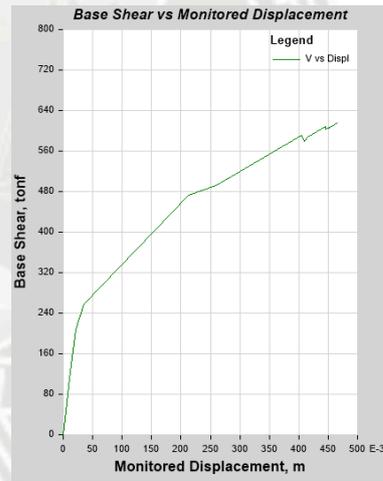
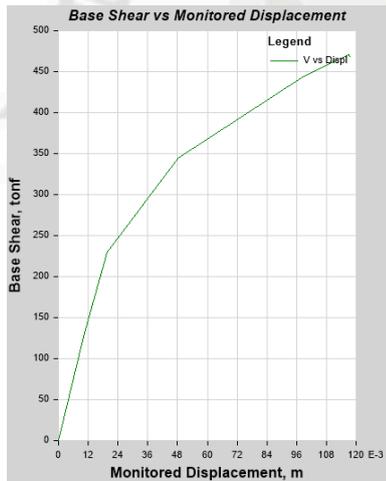


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

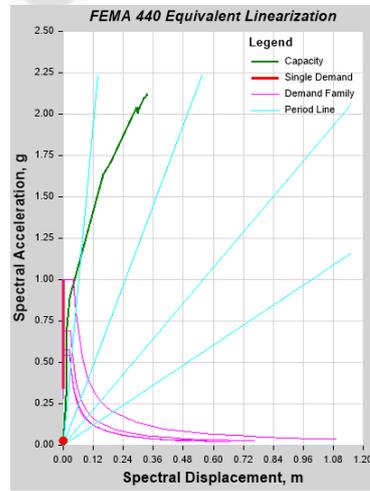
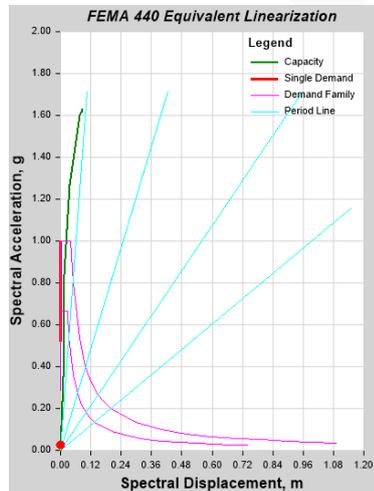
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

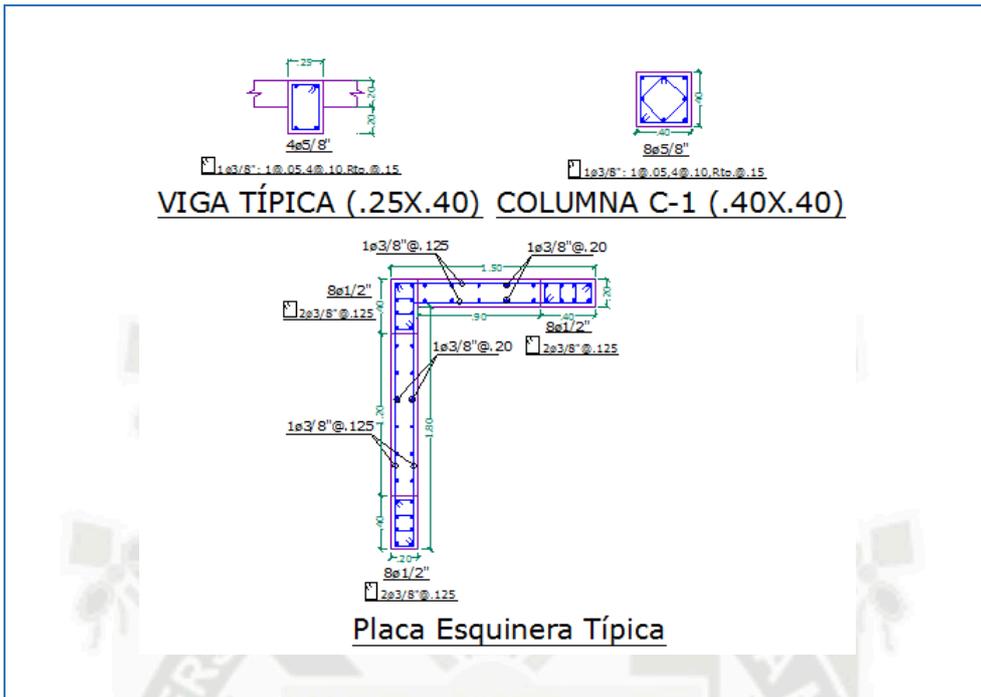


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°7:

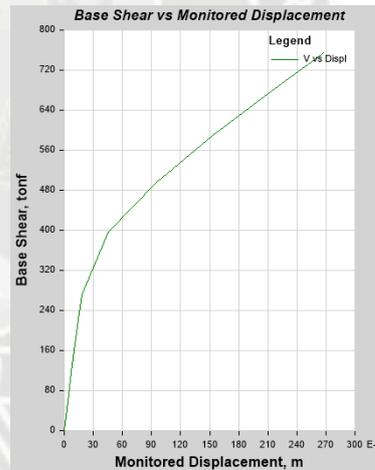
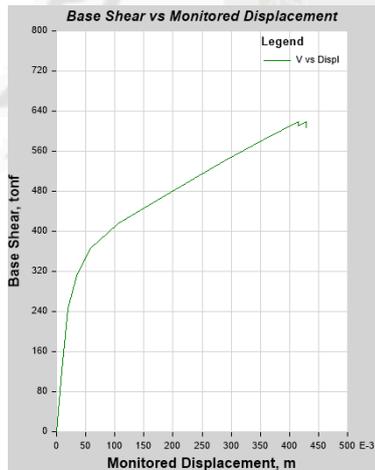


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

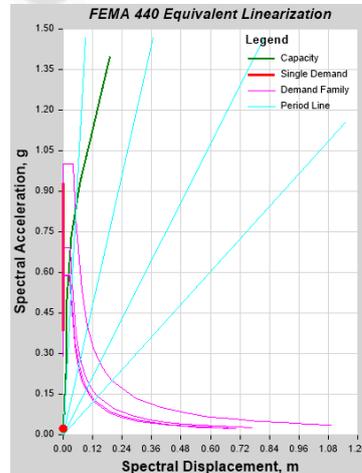
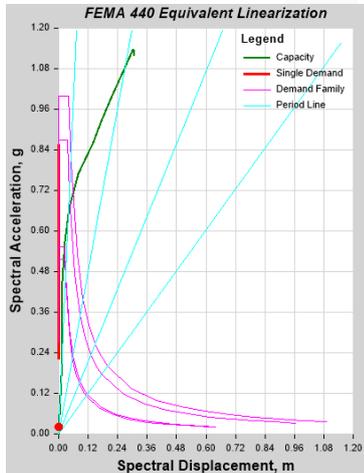
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

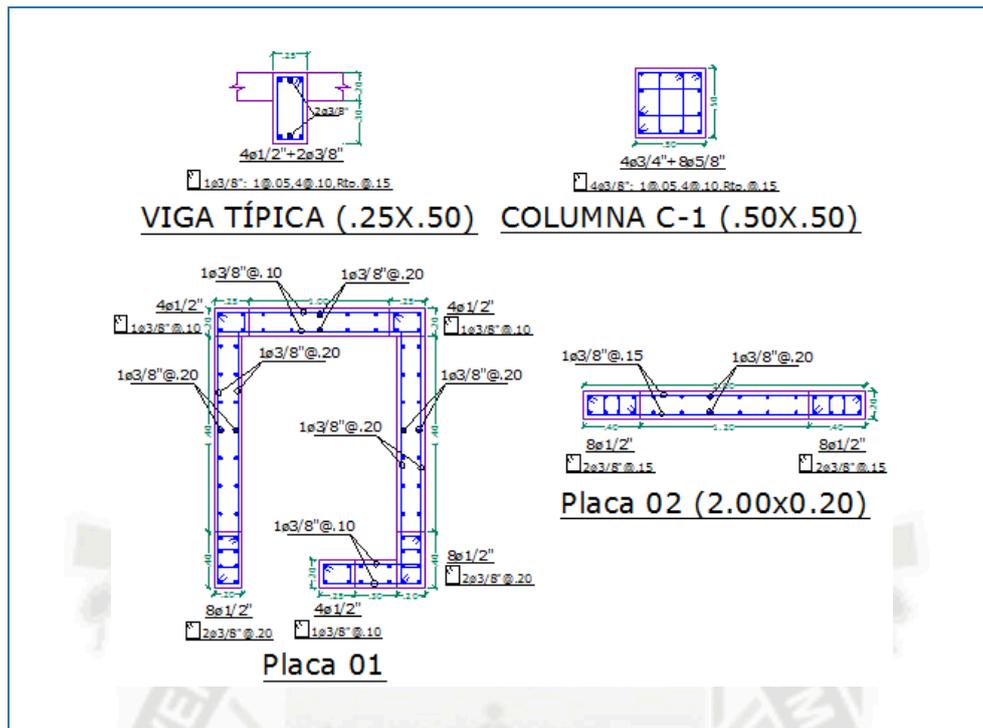


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°8:

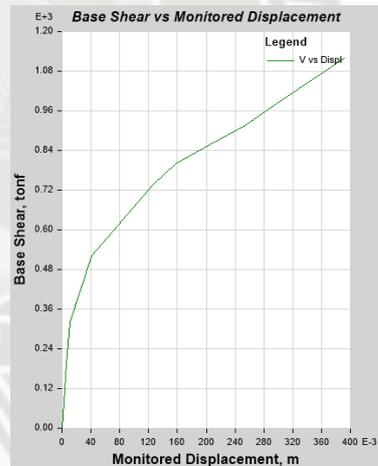
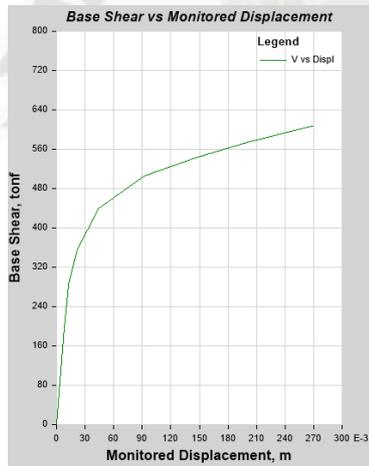


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

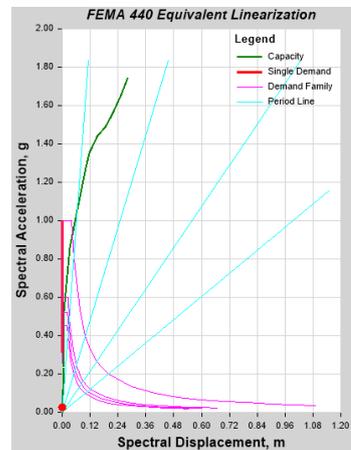
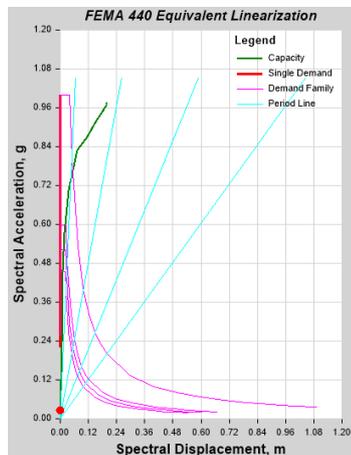
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

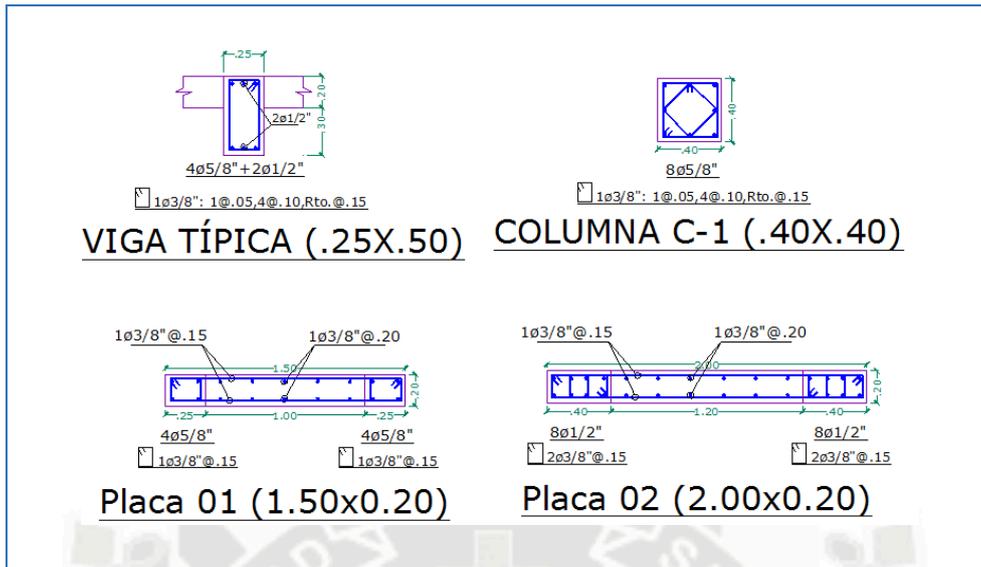


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°9:

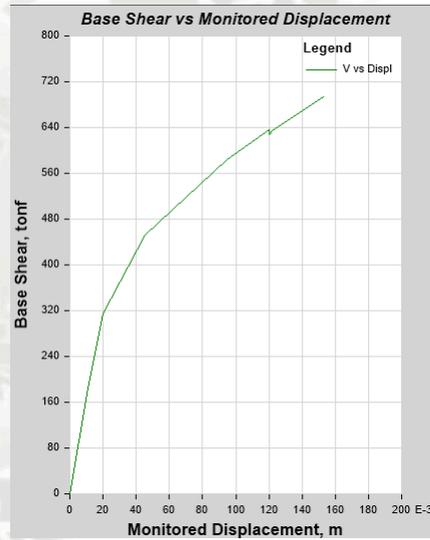
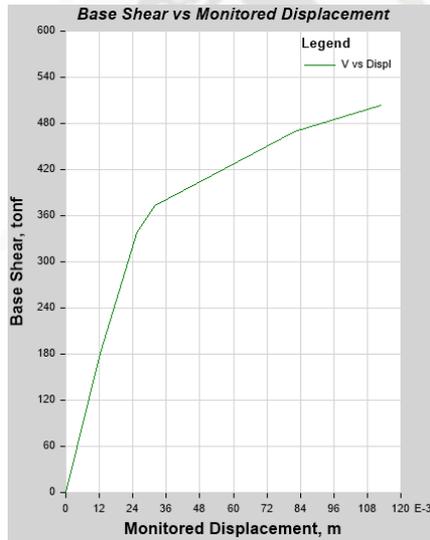


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

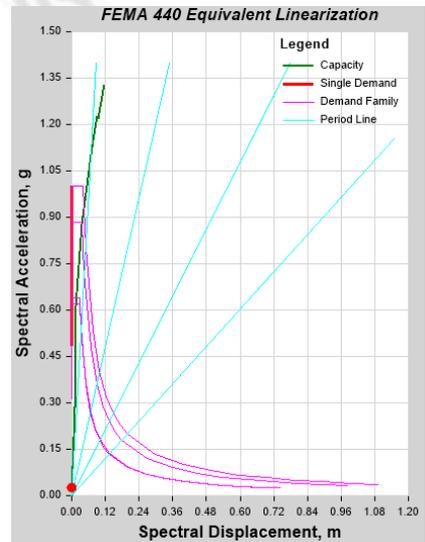
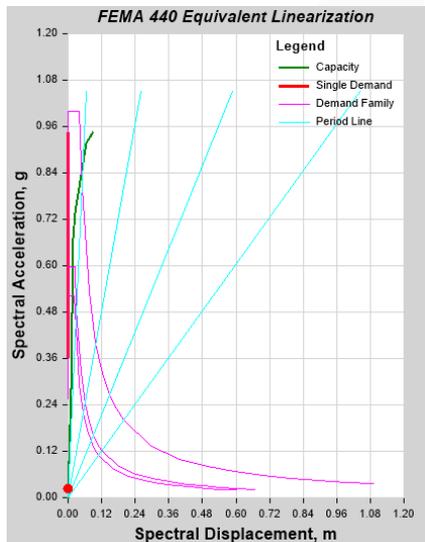
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

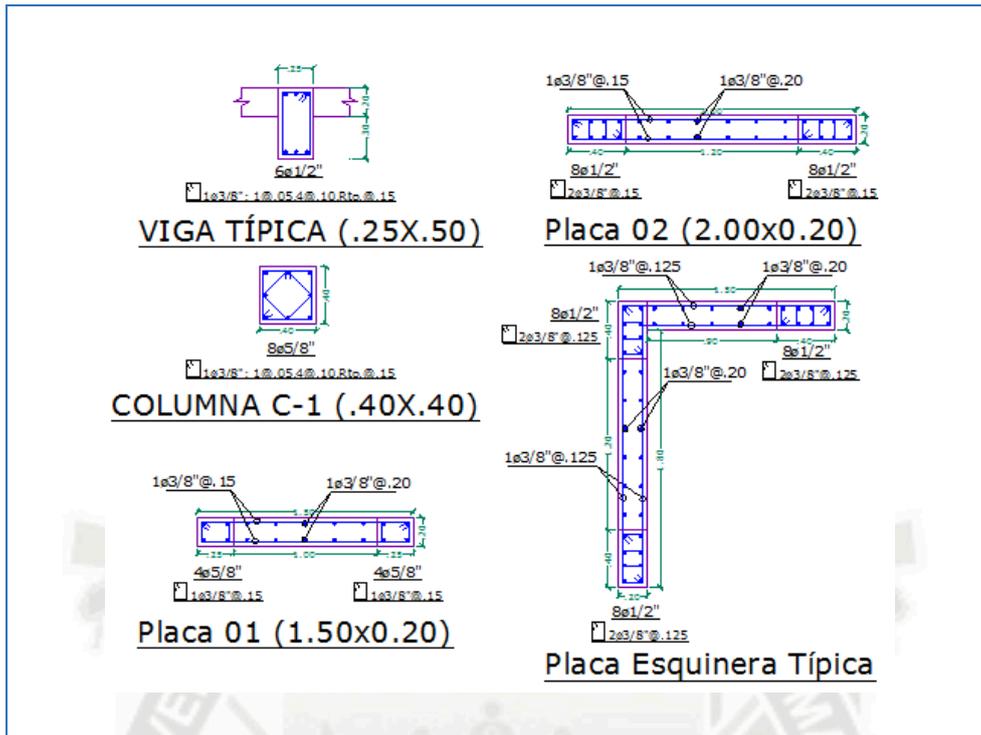


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°10:

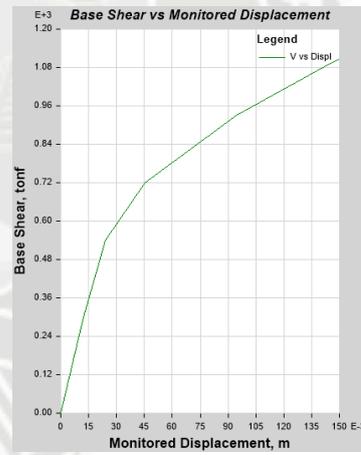
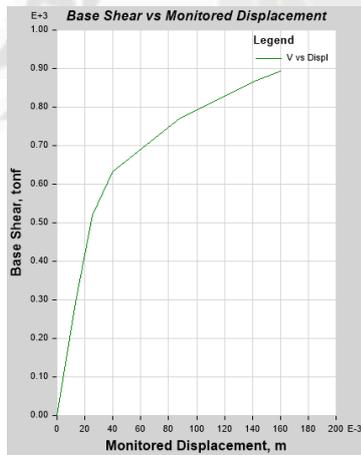


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

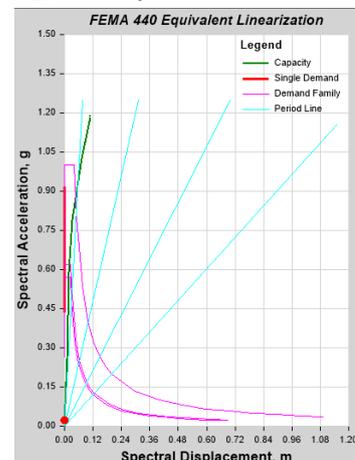
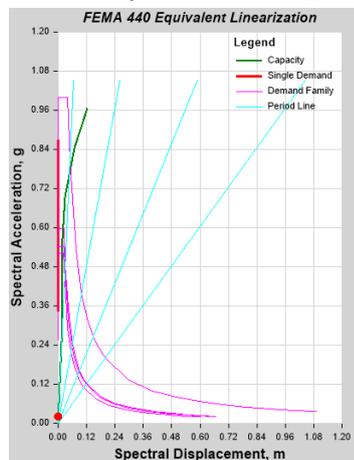
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:



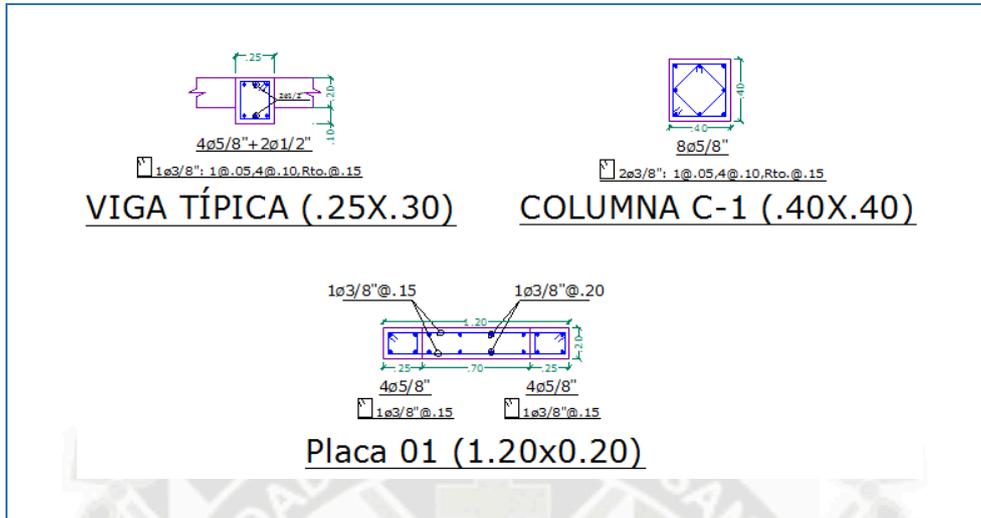
Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



12.1.3 EDIFICIOS DE 7 NIVELES:

EDIFICIO N°1:

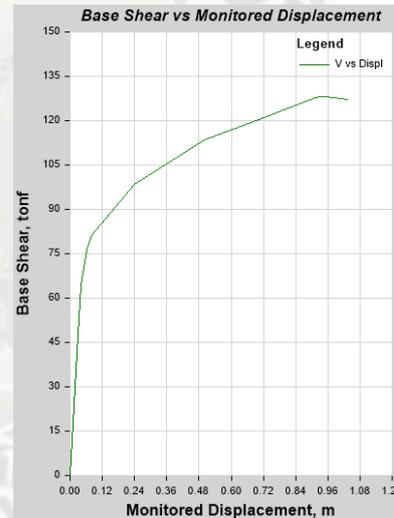
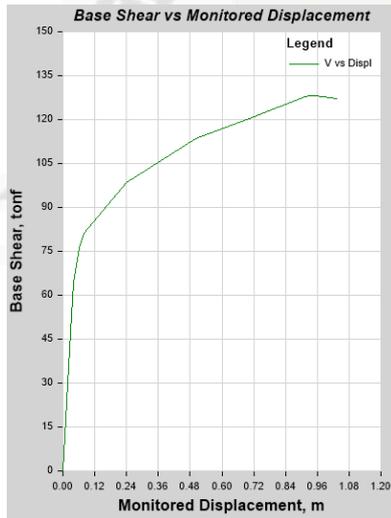


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

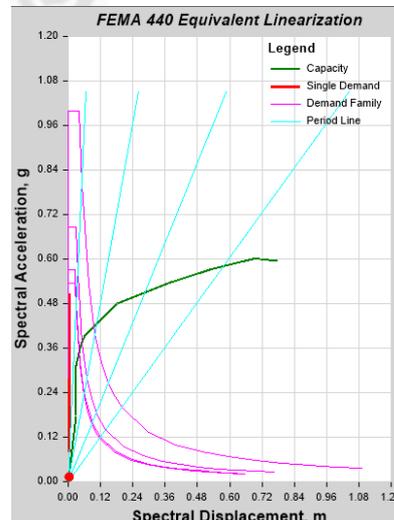
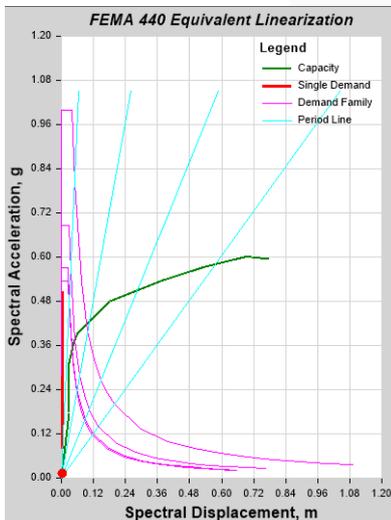
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

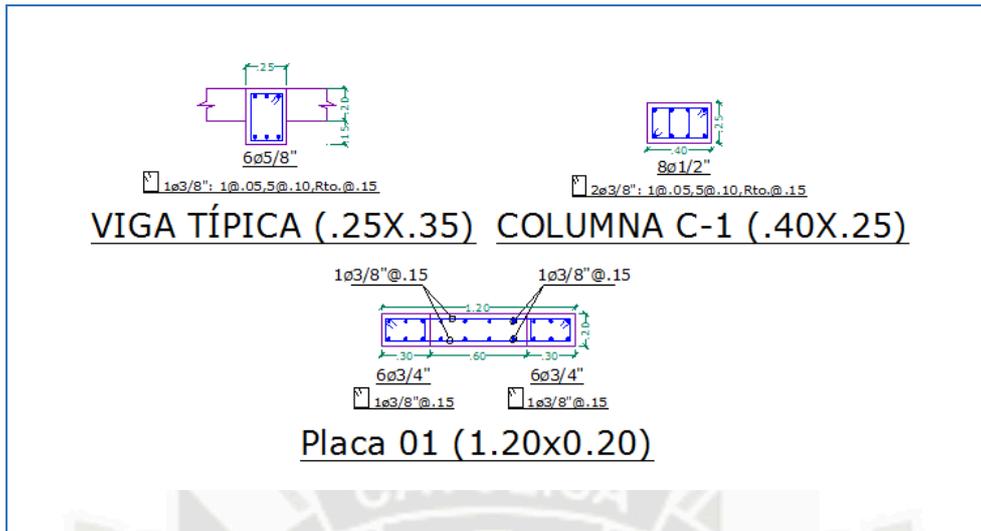


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:

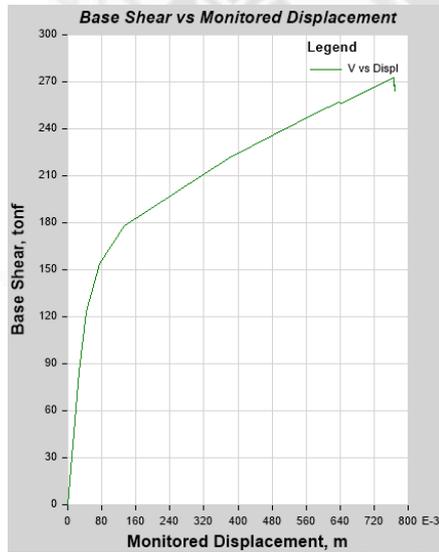


EDIFICIO N°2:



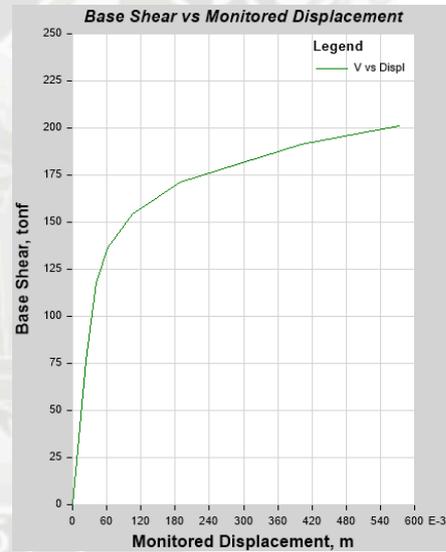
Análisis en la dirección "X"

Curva de capacidad:

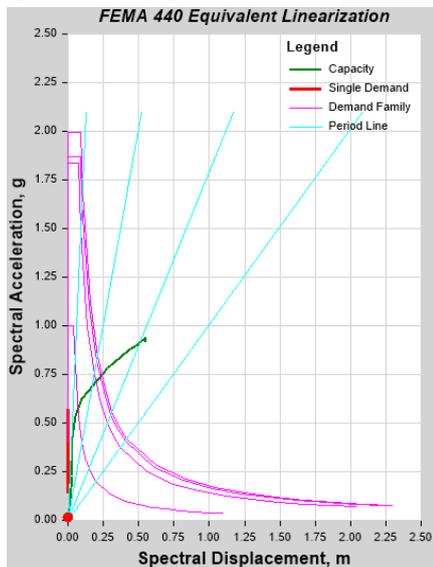


Análisis en la dirección "Y"

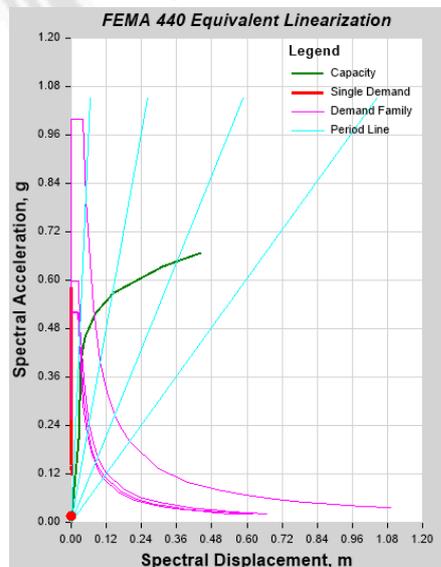
Curva de capacidad:



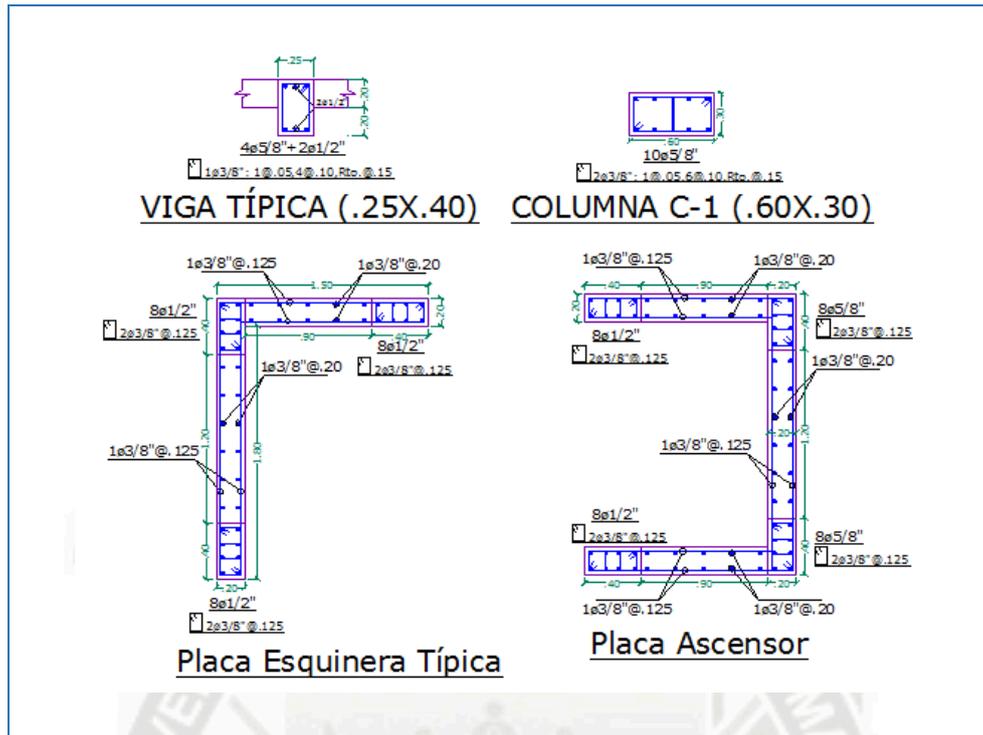
Espectro de capacidad:



Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°3:

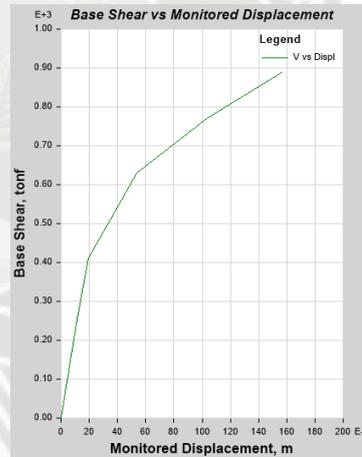
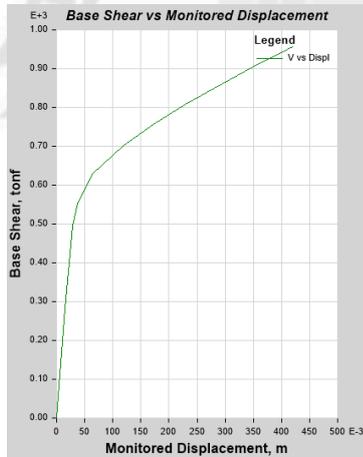


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

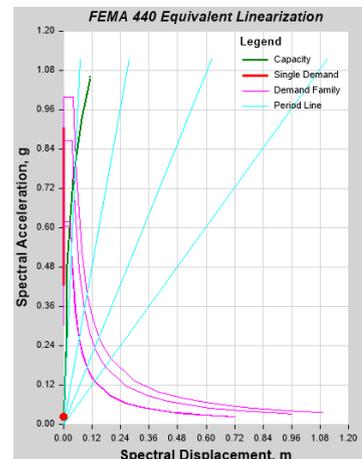
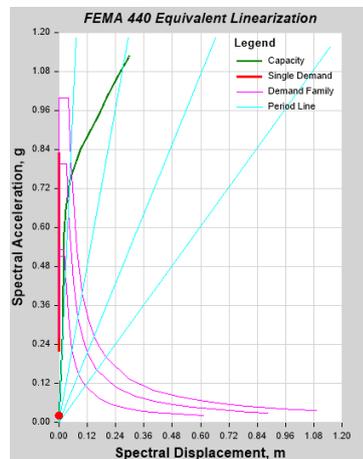
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

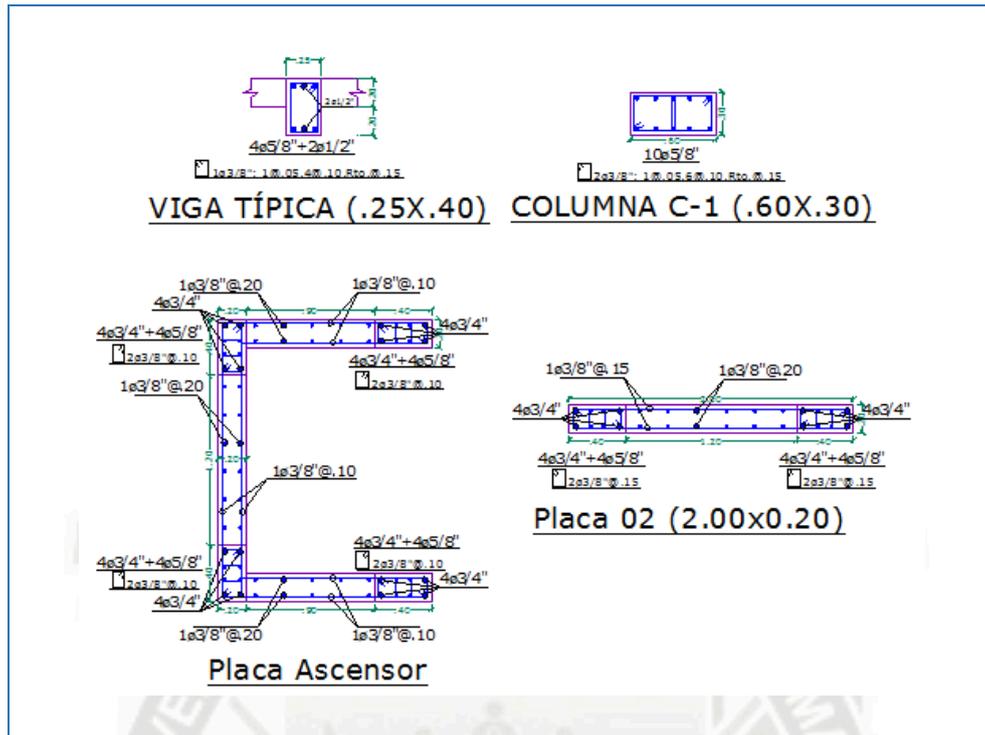


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°4:

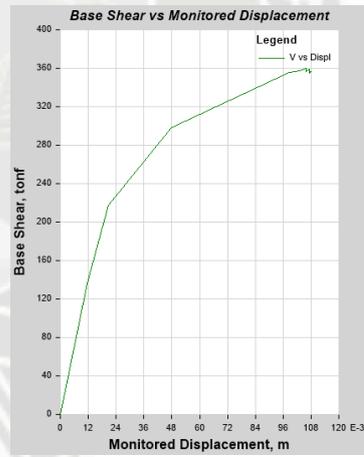
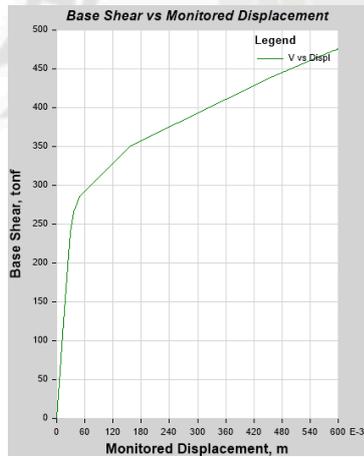


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

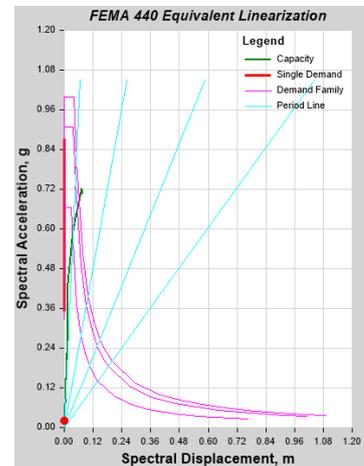
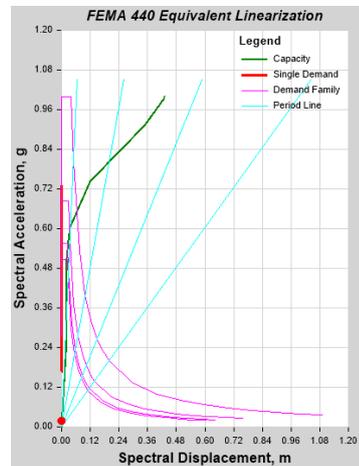
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

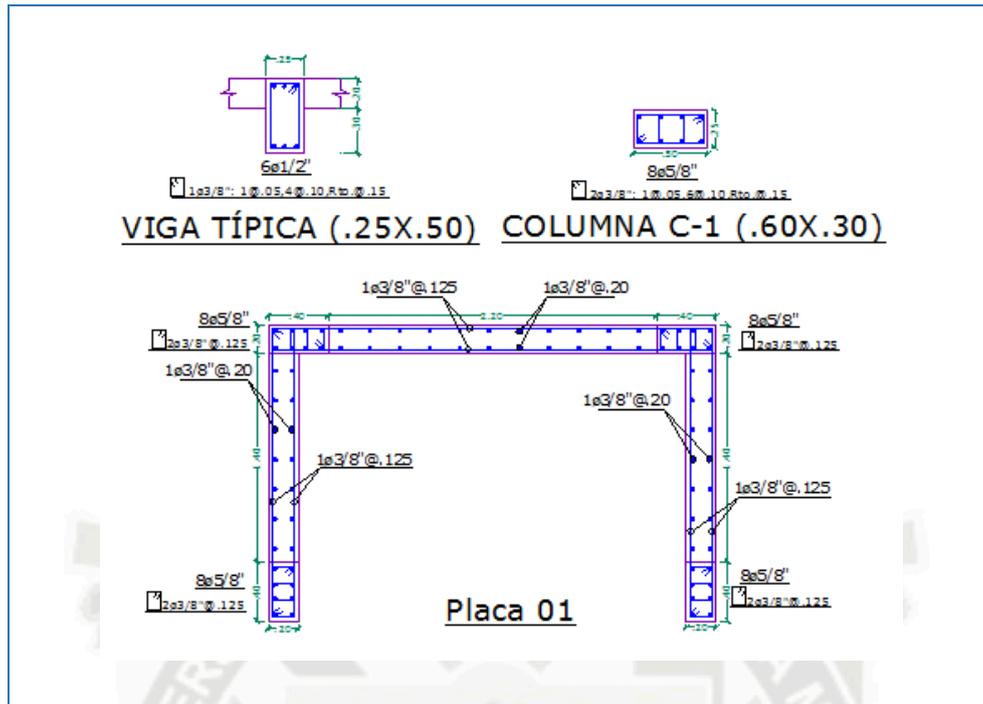


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°5:

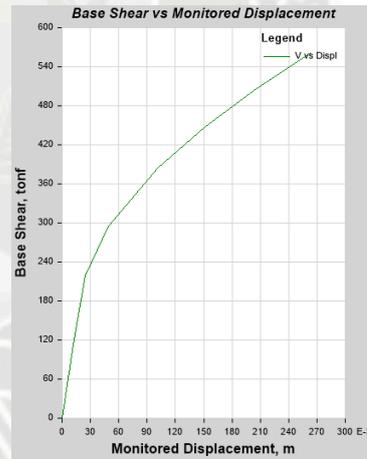
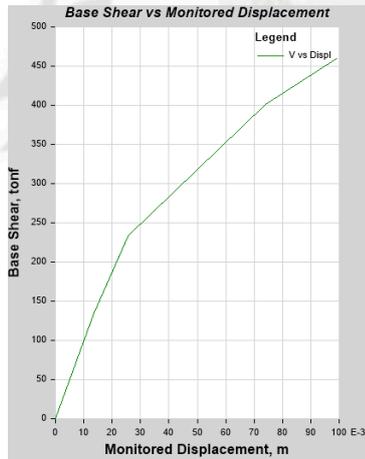


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

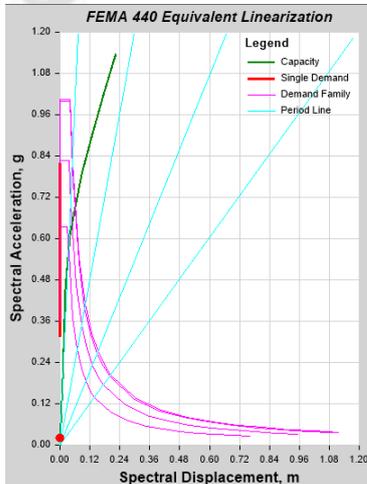
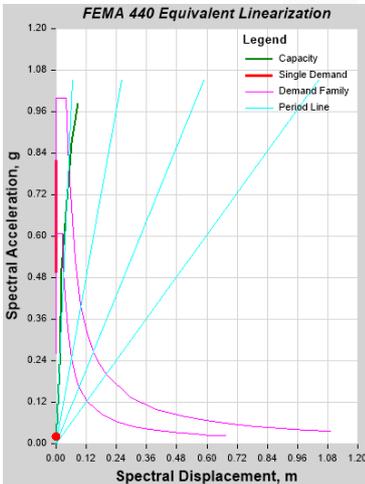
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

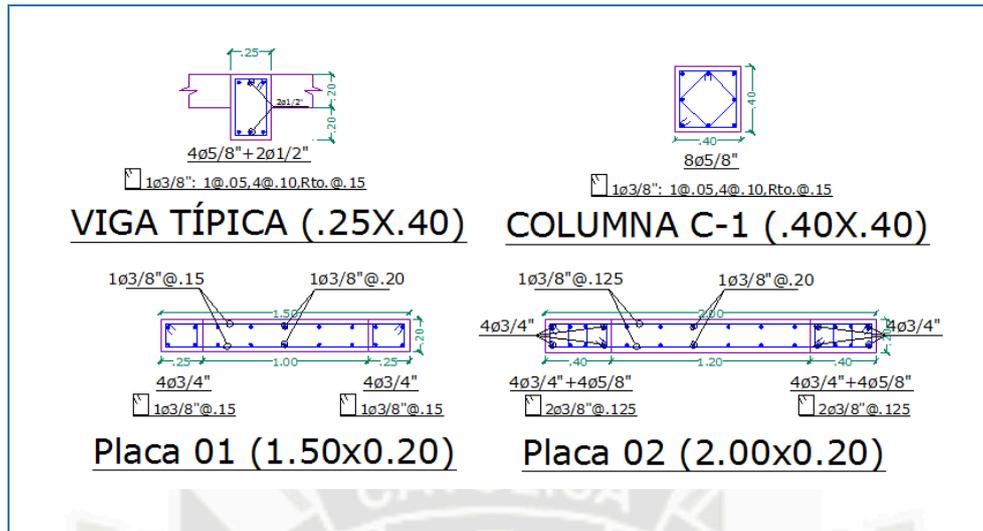


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:

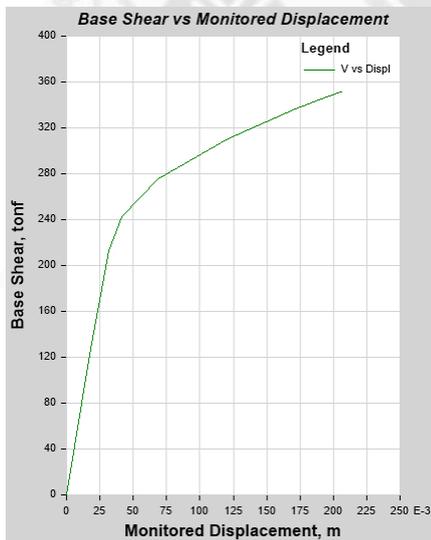


EDIFICIO N°6:



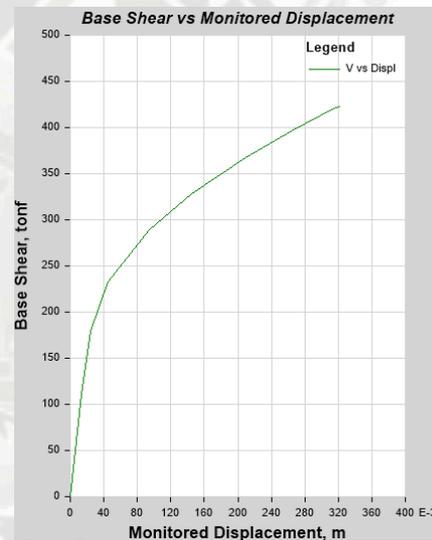
Análisis en la dirección "X"

Curva de capacidad:

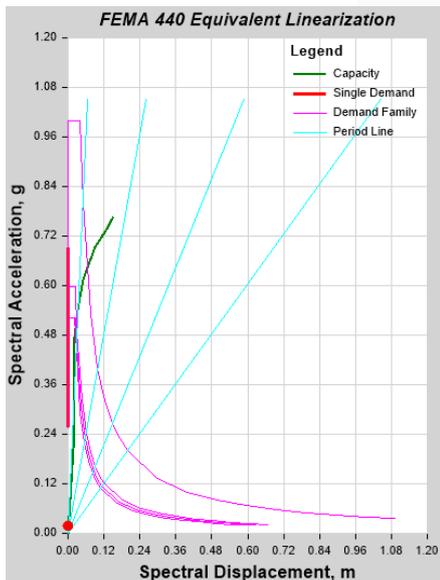


Análisis en la dirección "Y"

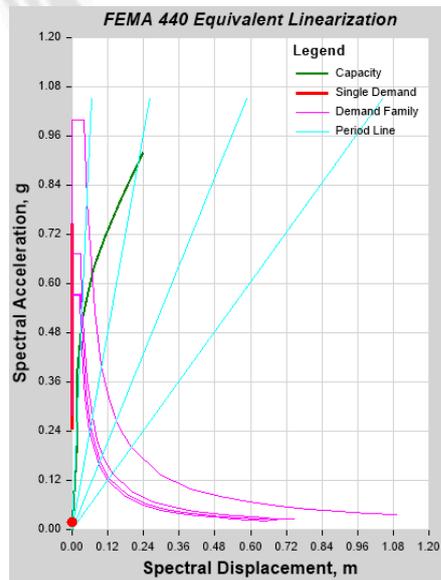
Curva de capacidad:



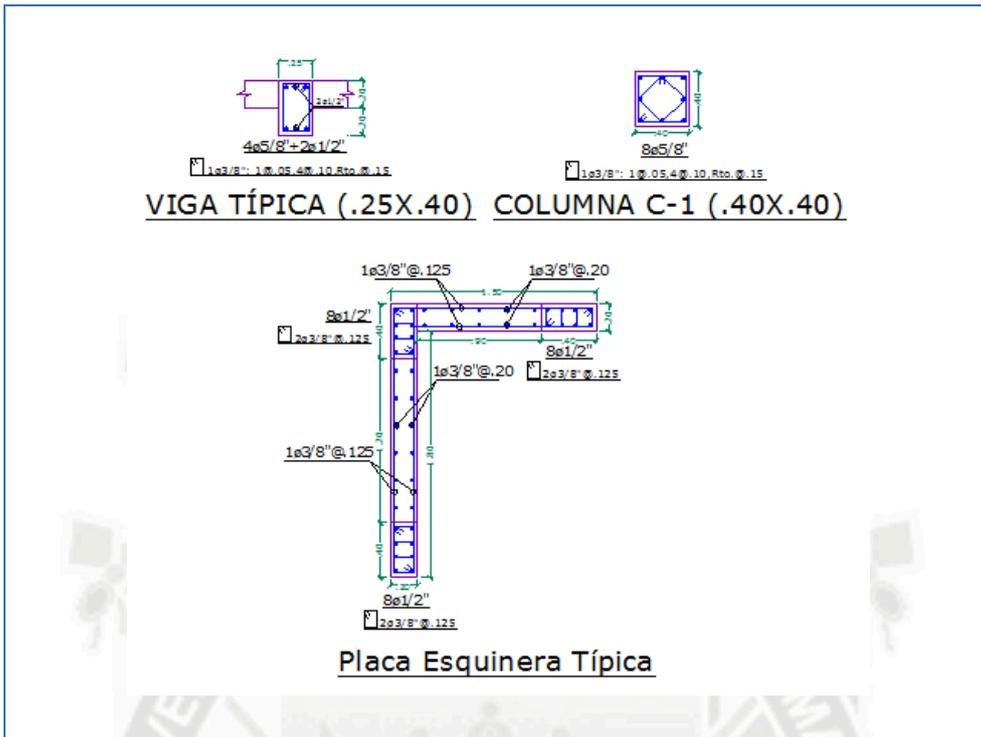
Espectro de capacidad:



Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°7:

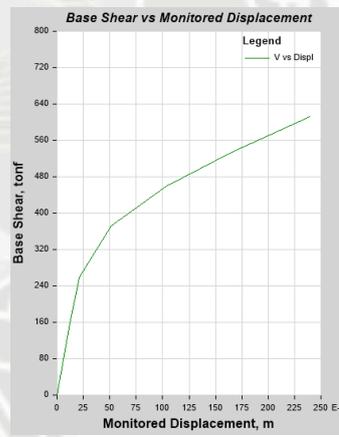
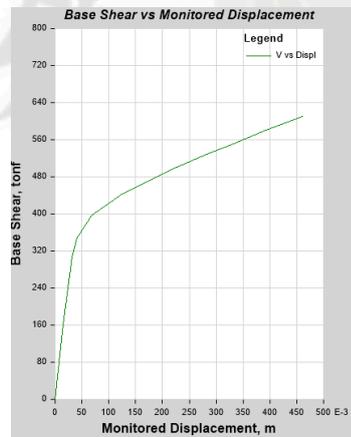


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

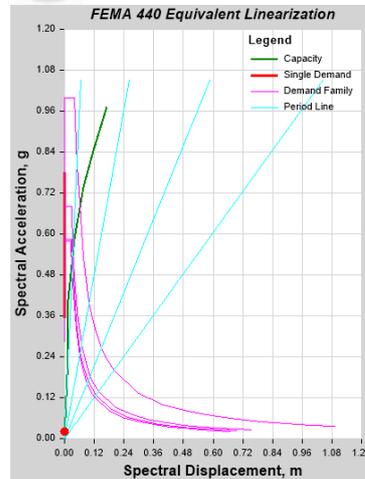
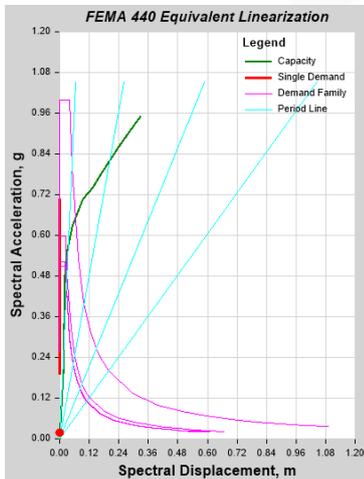
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

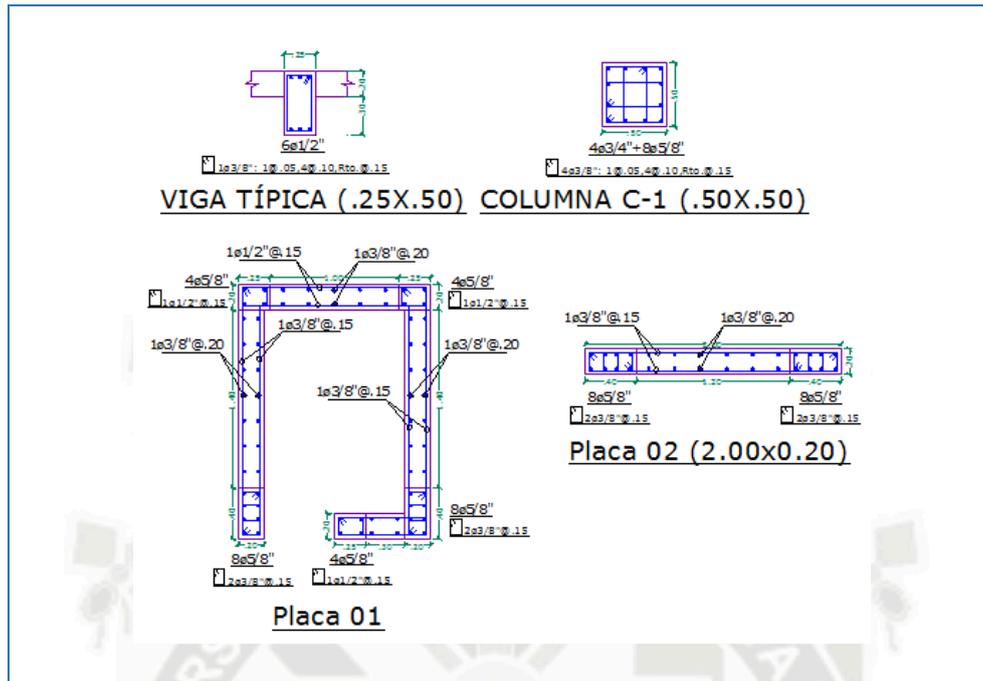


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°8:

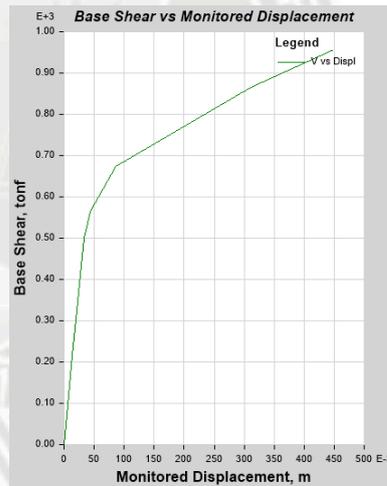
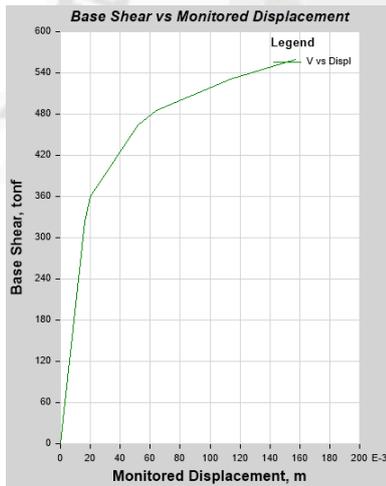


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

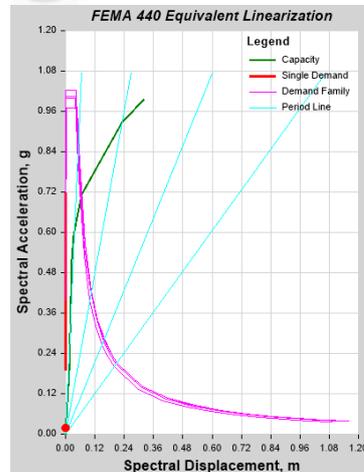
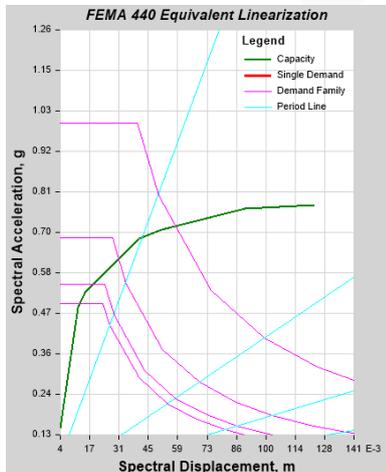
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

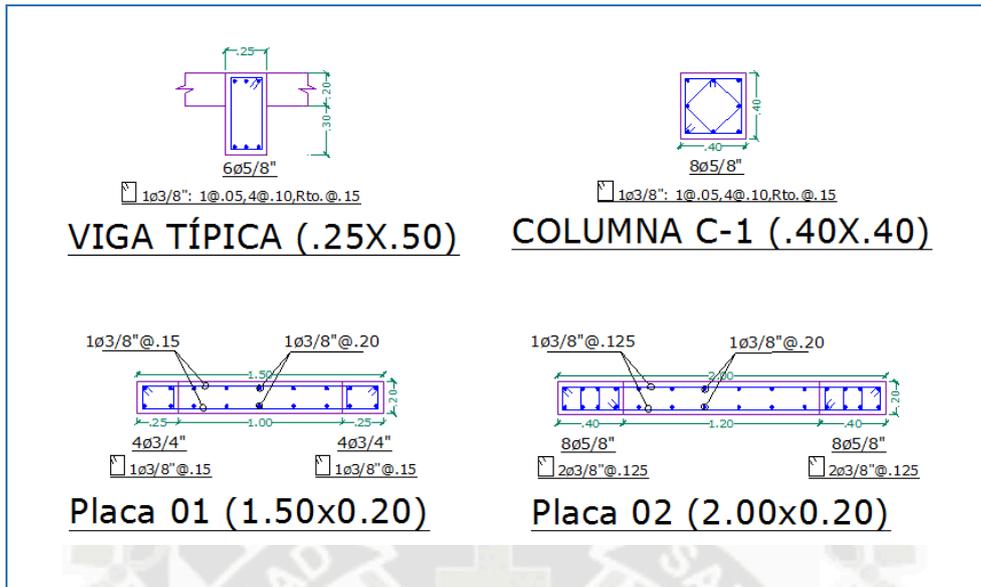


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°9:

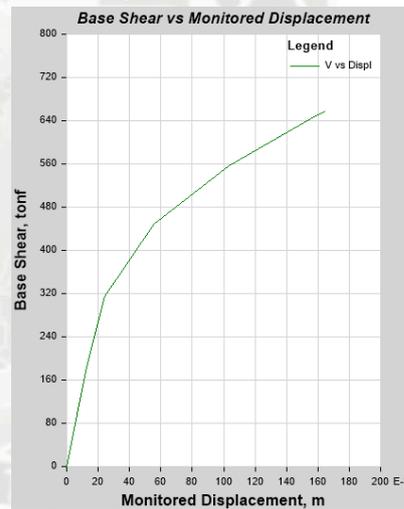
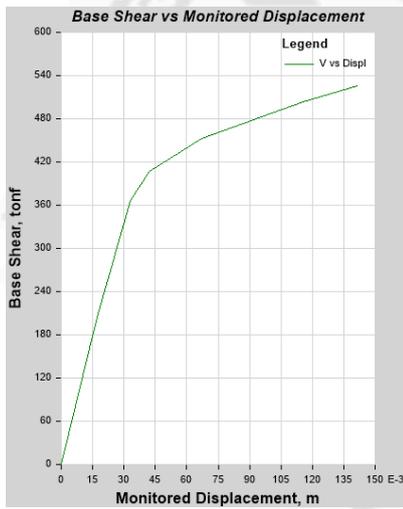


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

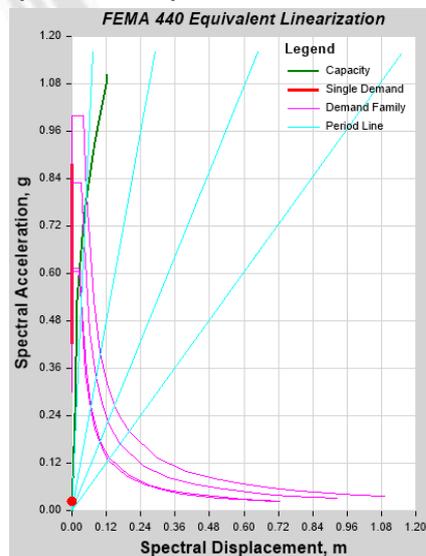
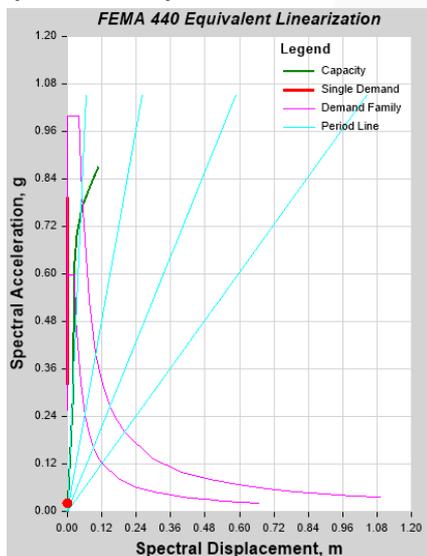
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

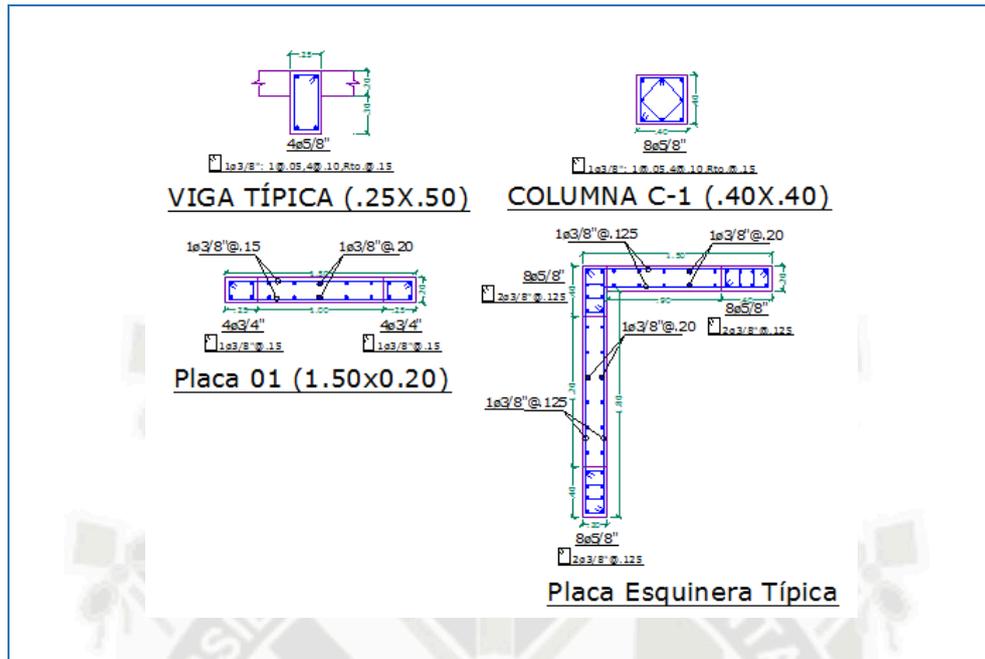


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°10:

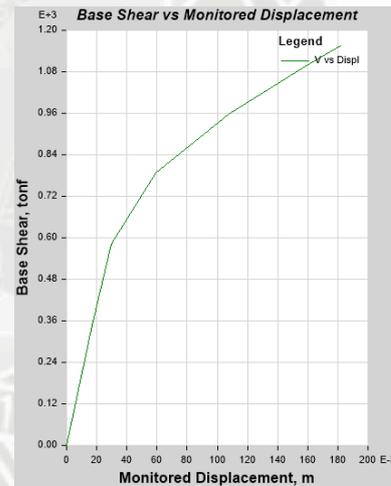
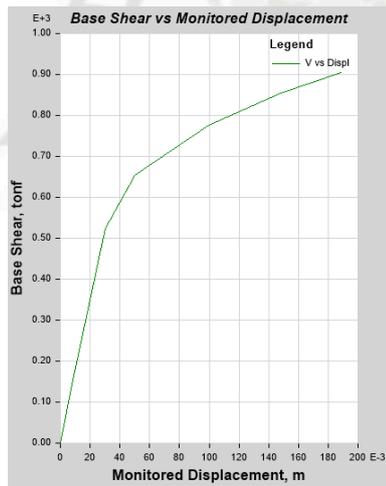


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

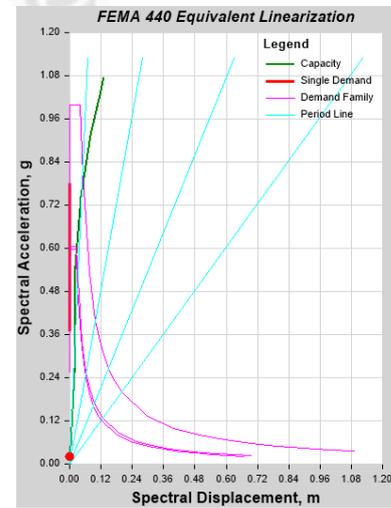
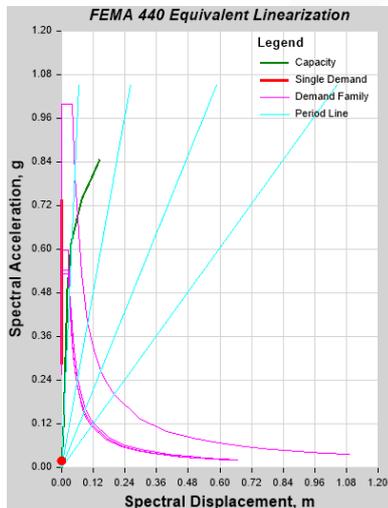
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:



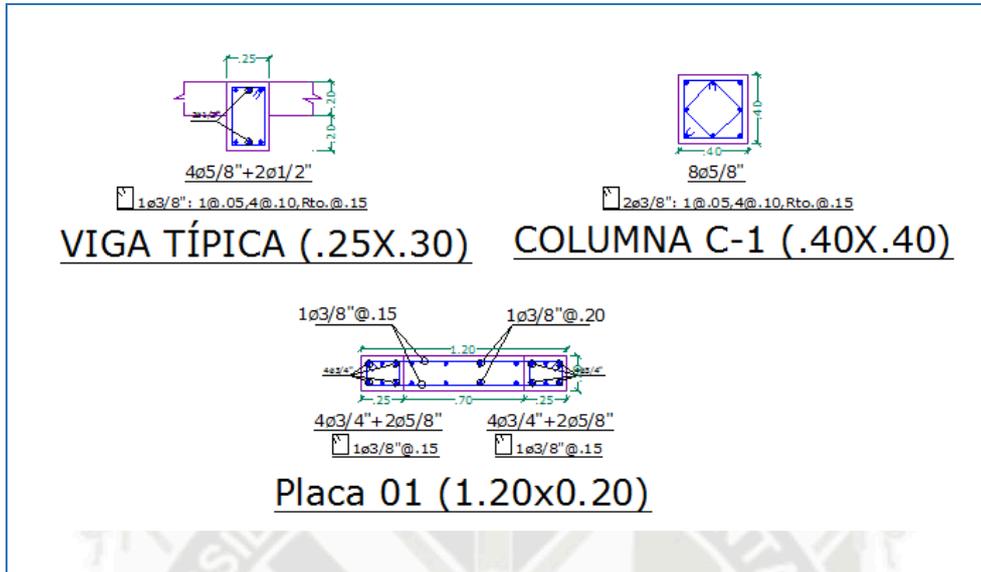
Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



12.1.4 EDIFICIOS DE 8 NIVELES

EDIFICIO N°1:

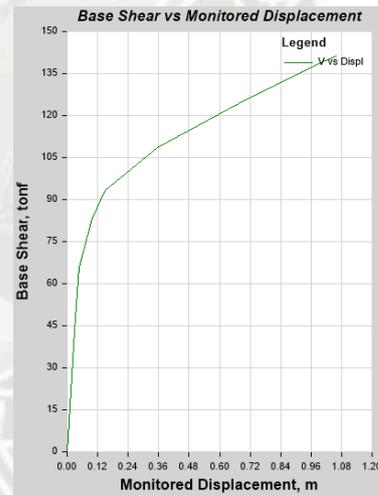
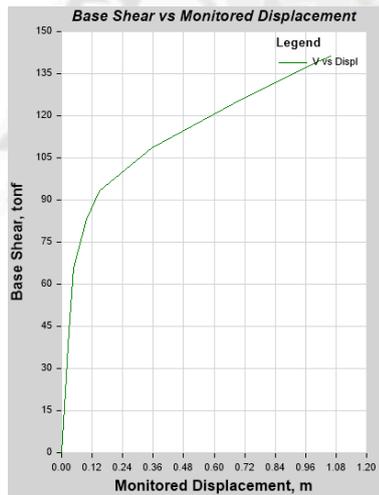


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

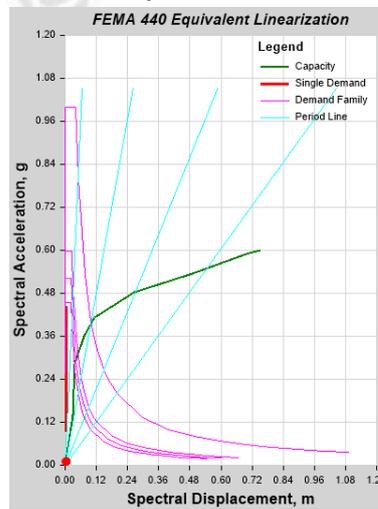
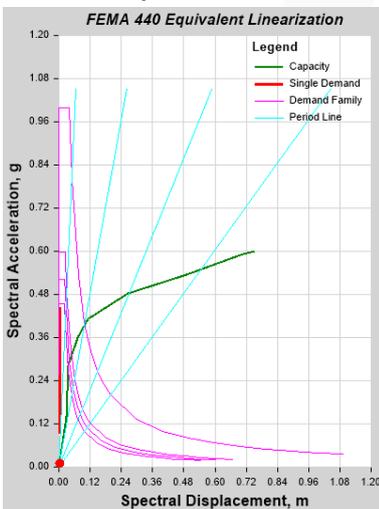
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

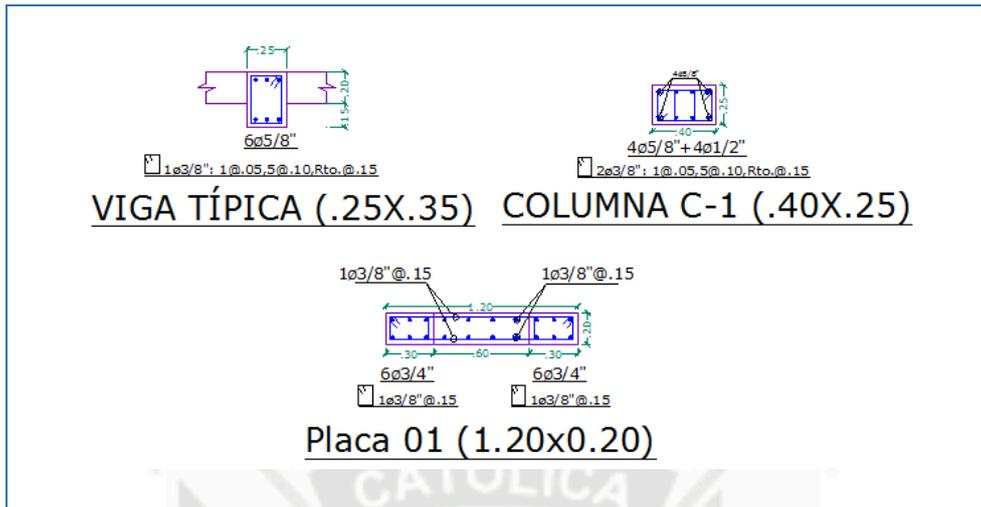


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°2:

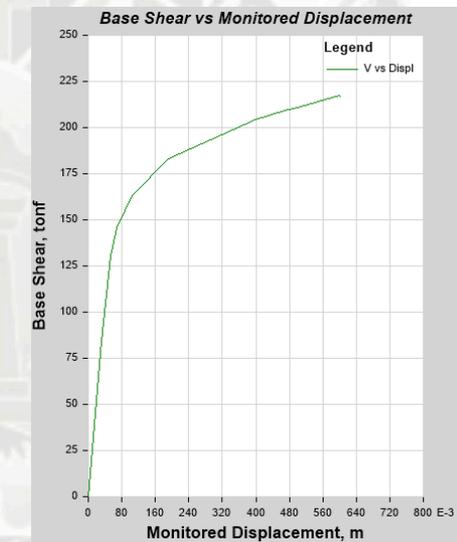
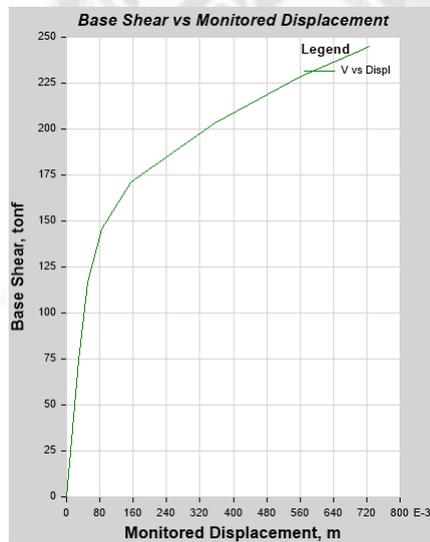


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

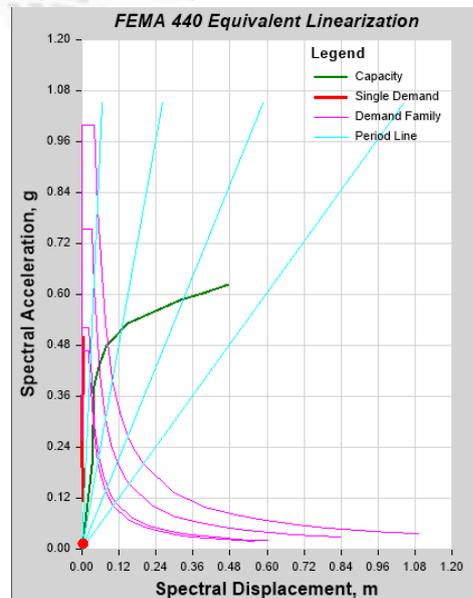
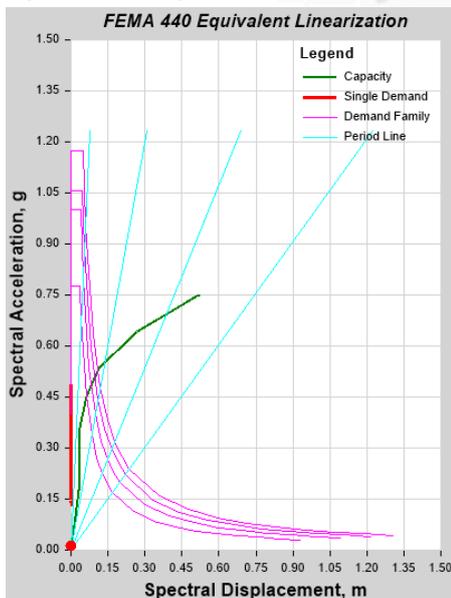
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

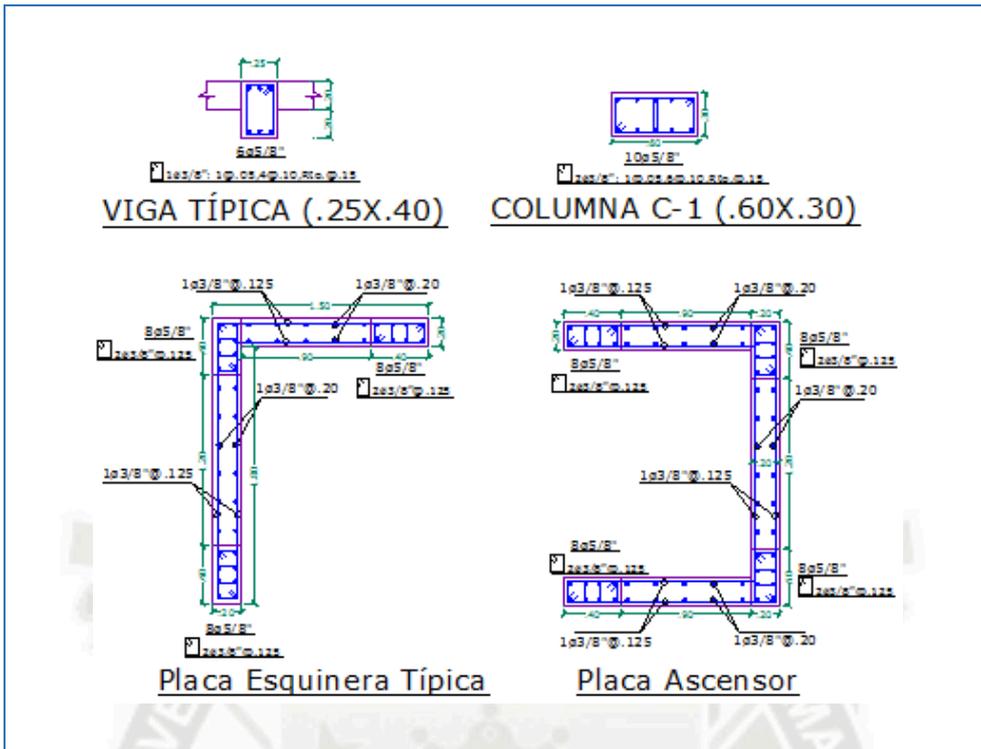


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°3:

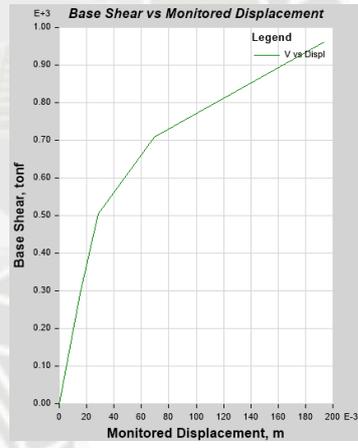
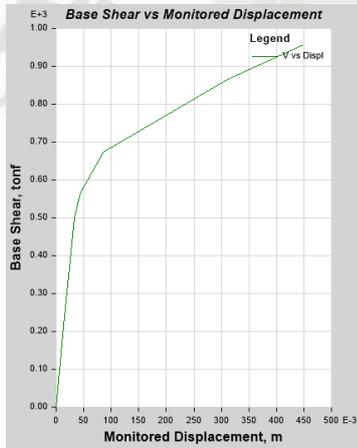


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

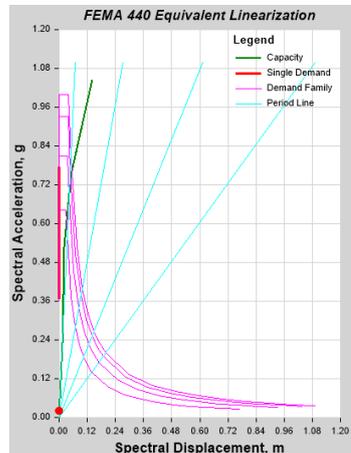
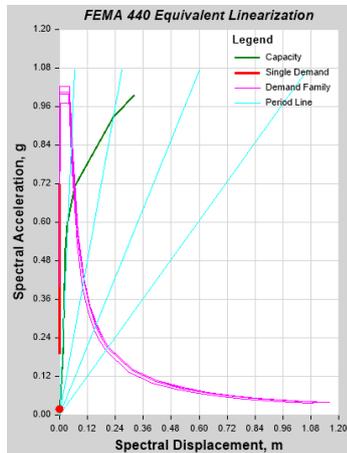
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

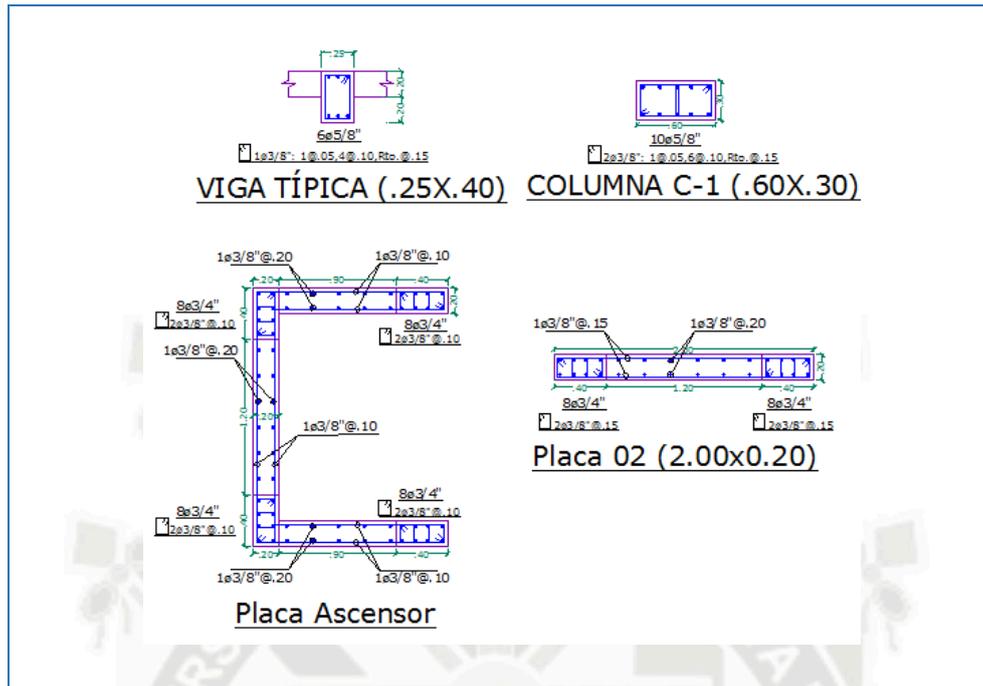


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°4:

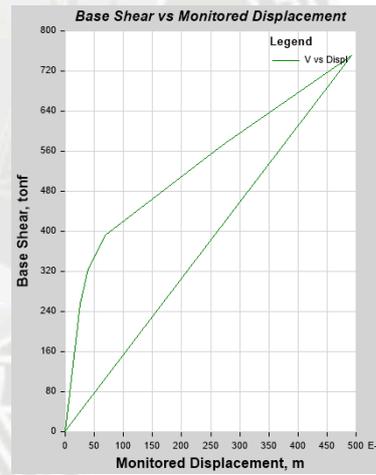
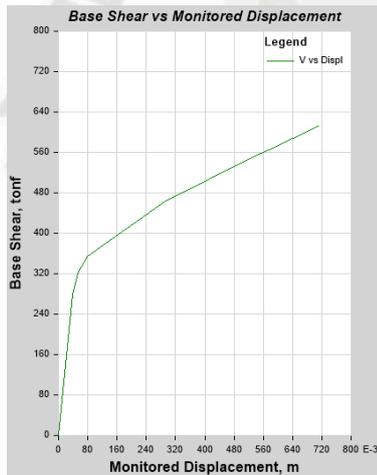


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

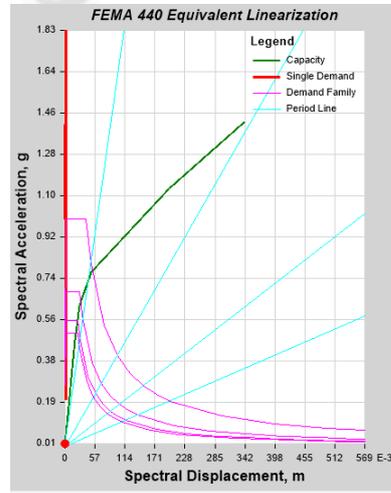
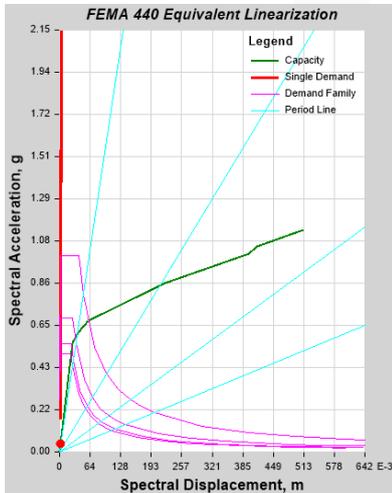
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

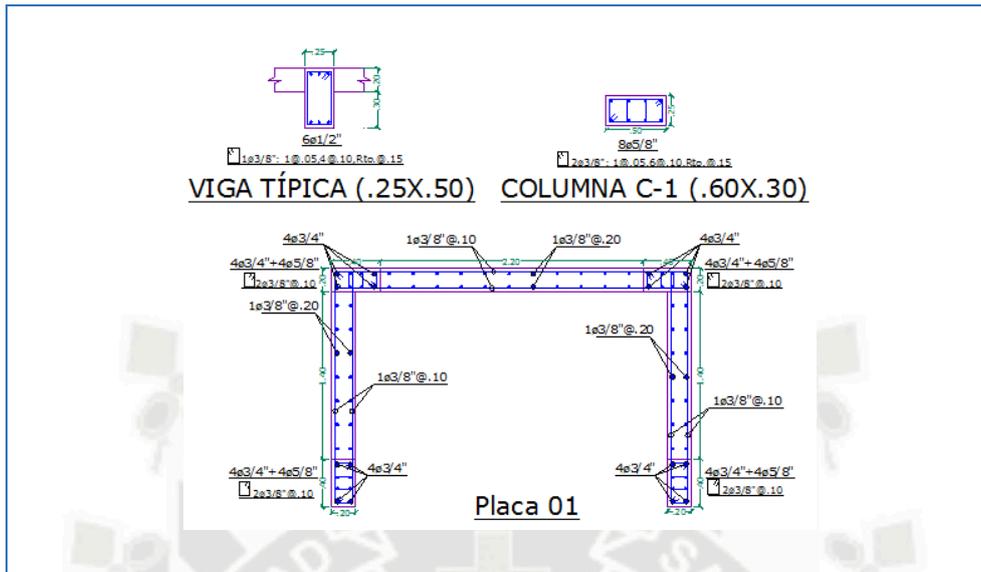


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°5:

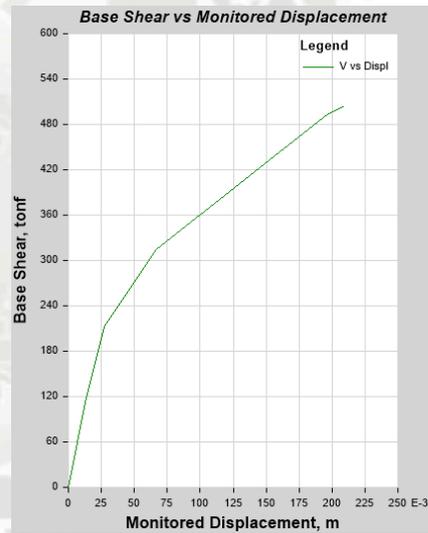
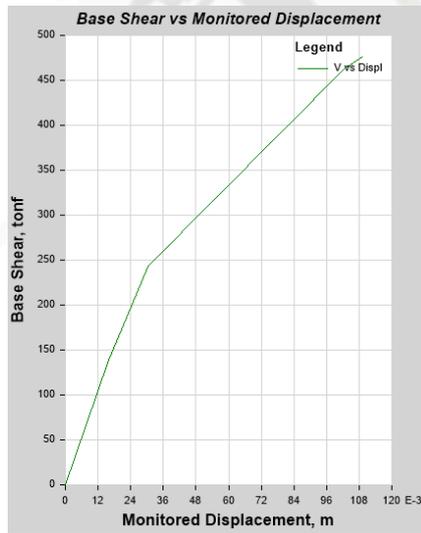


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

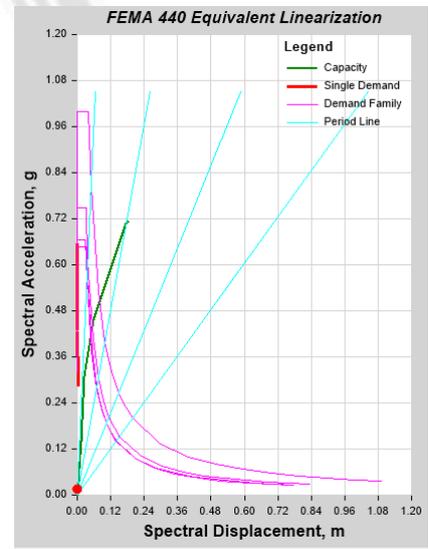
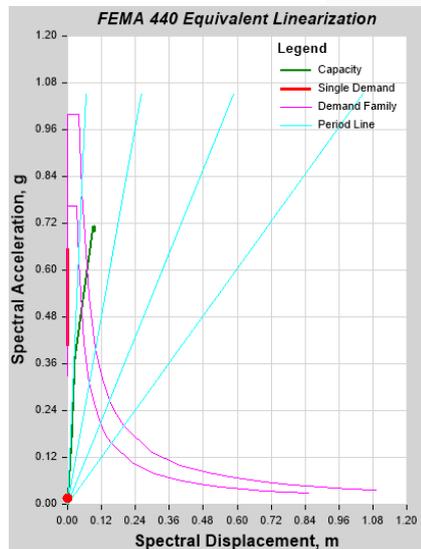
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

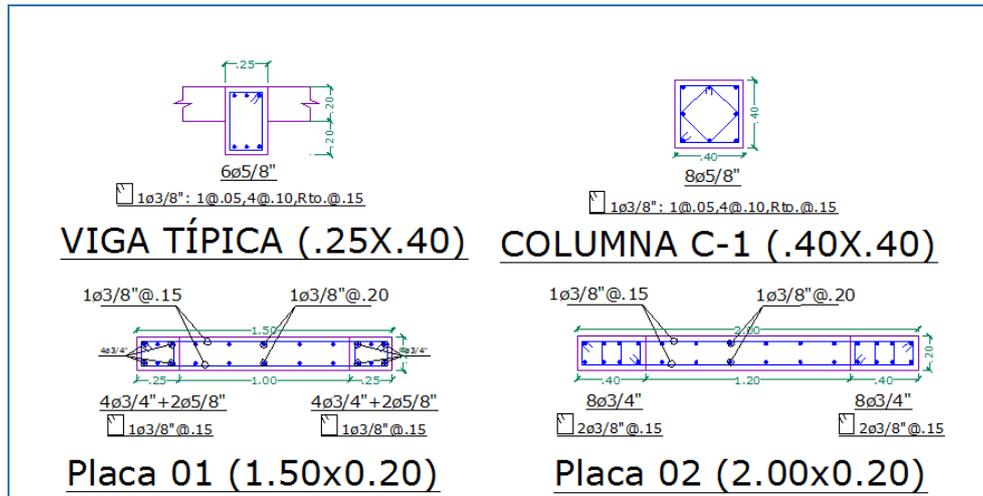


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°6:

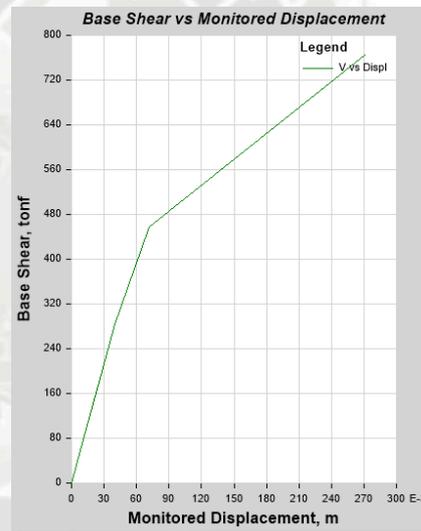
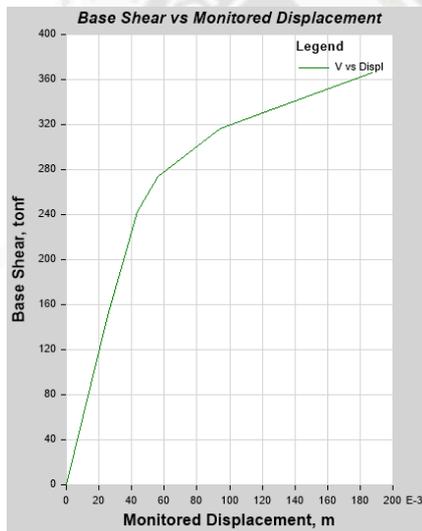


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

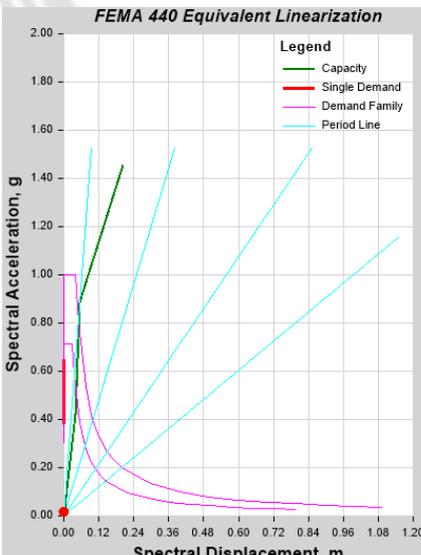
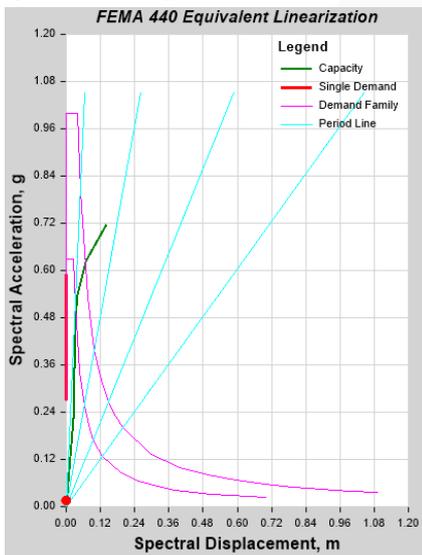
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

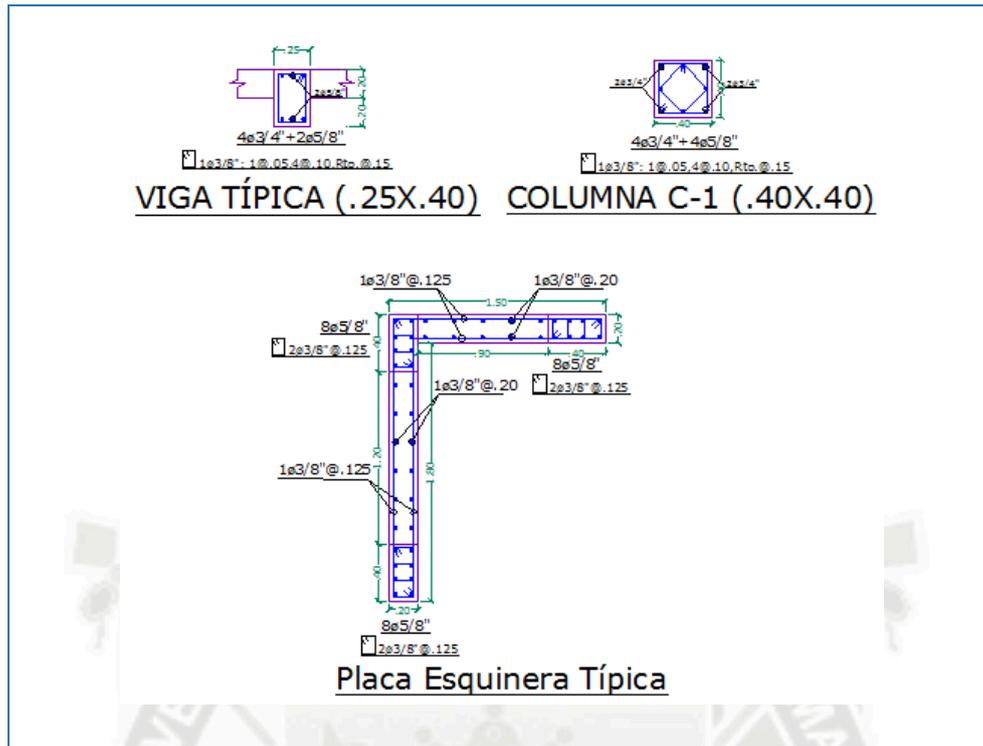


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°7:

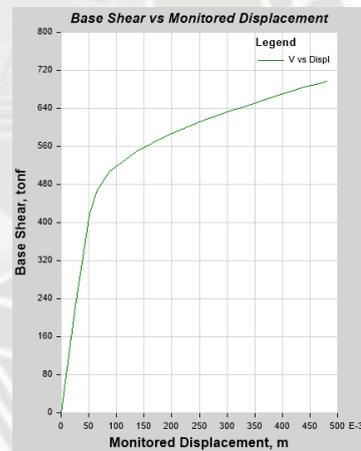
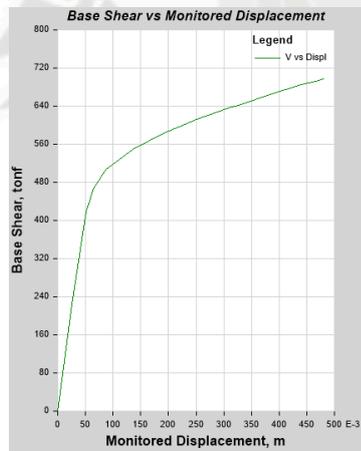


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

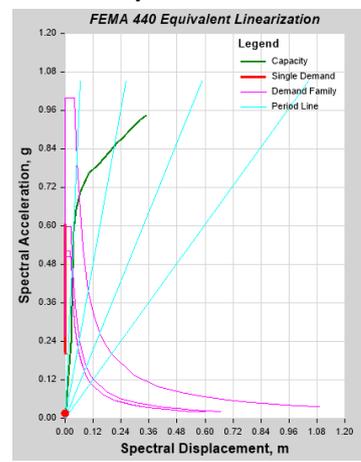
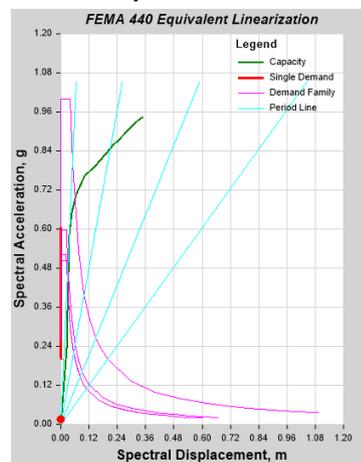
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

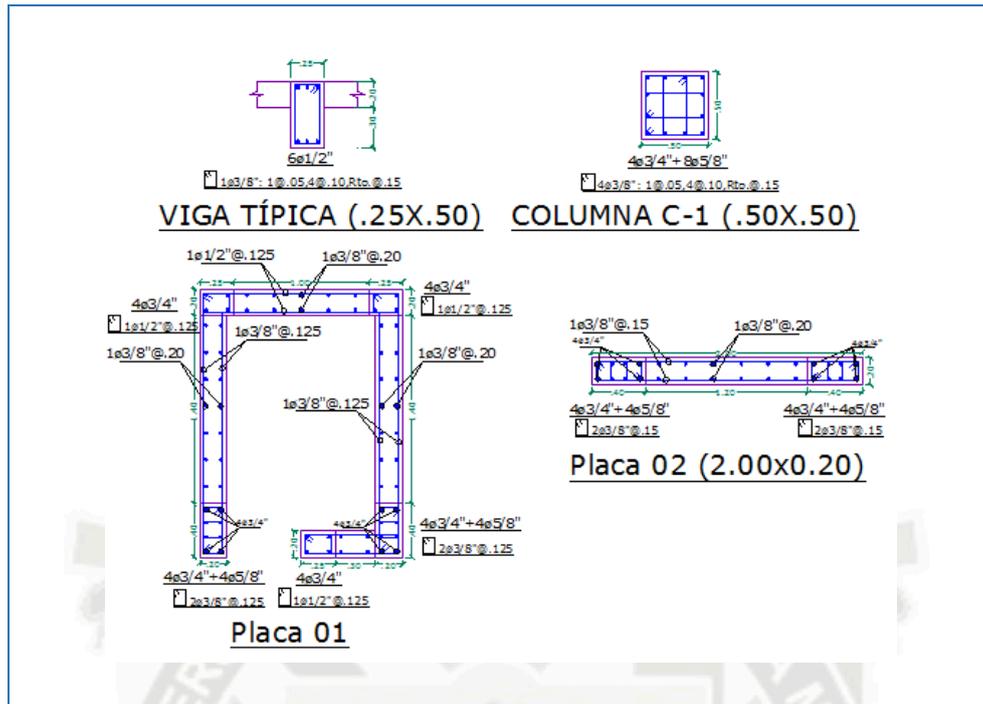


Espectro de capacidad:

Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°8:

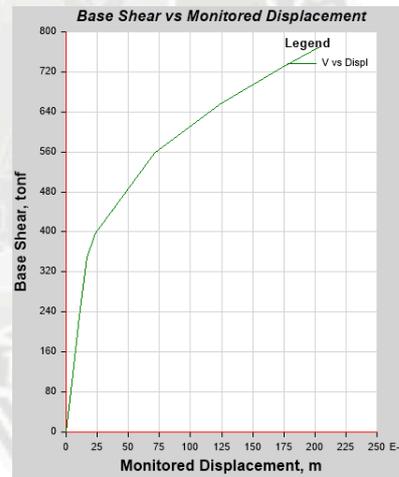
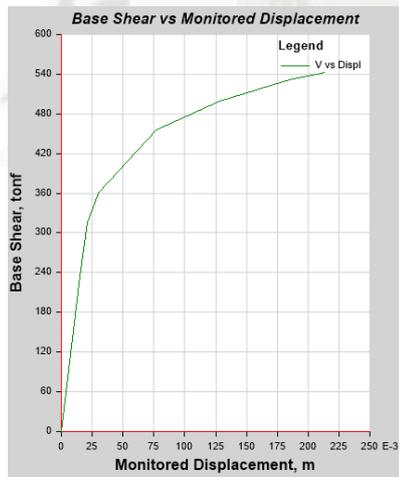


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

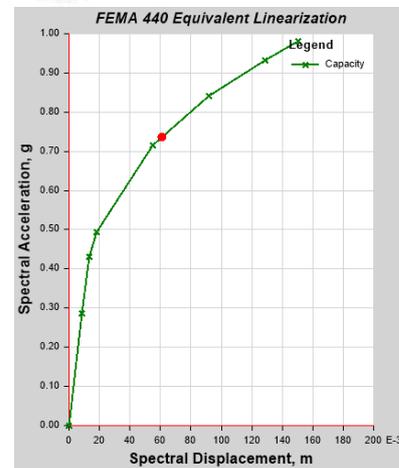
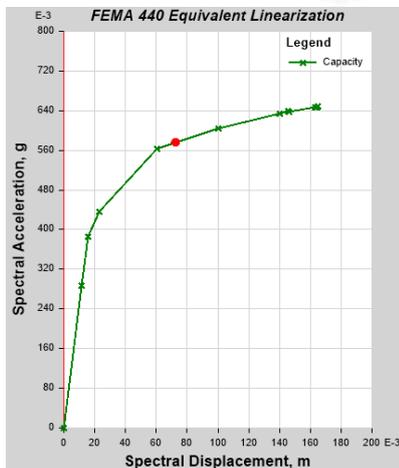
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:

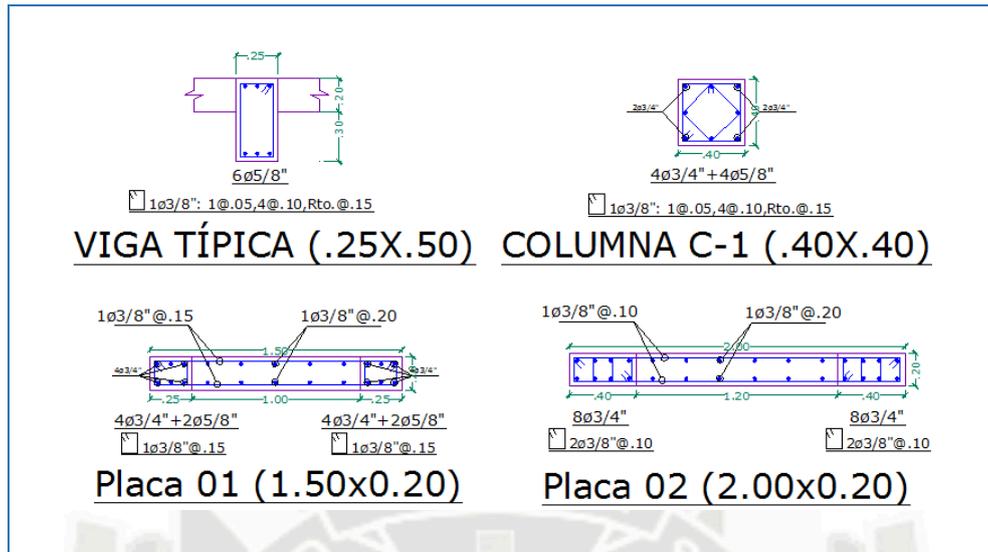


Espectro de capacidad:

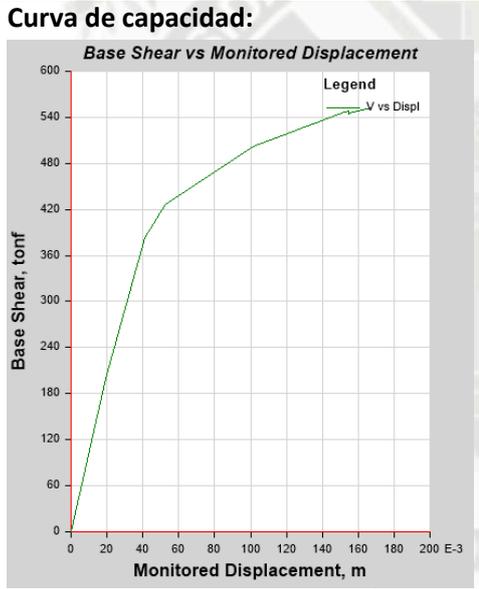
Espectro de capacidad:



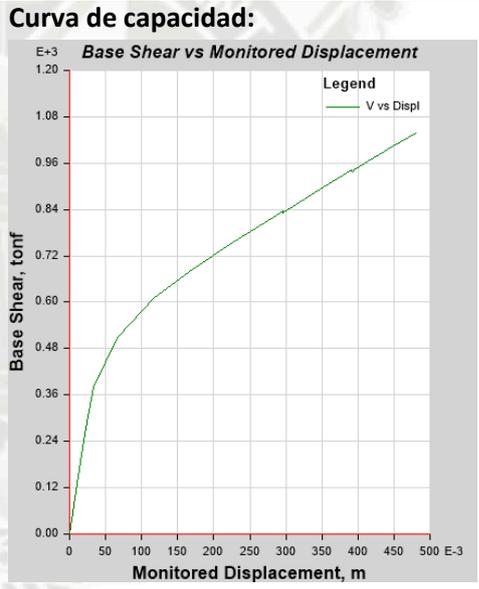
EDIFICIO N°9:



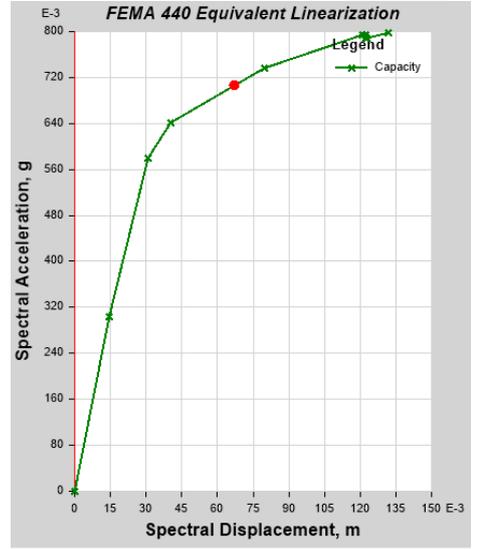
Análisis en la dirección "X"



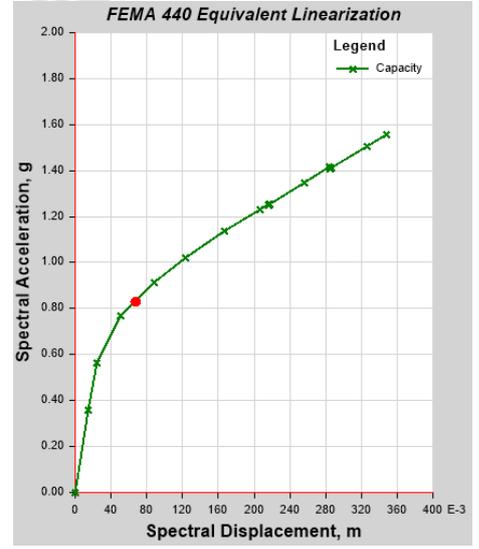
Análisis en la dirección "Y"



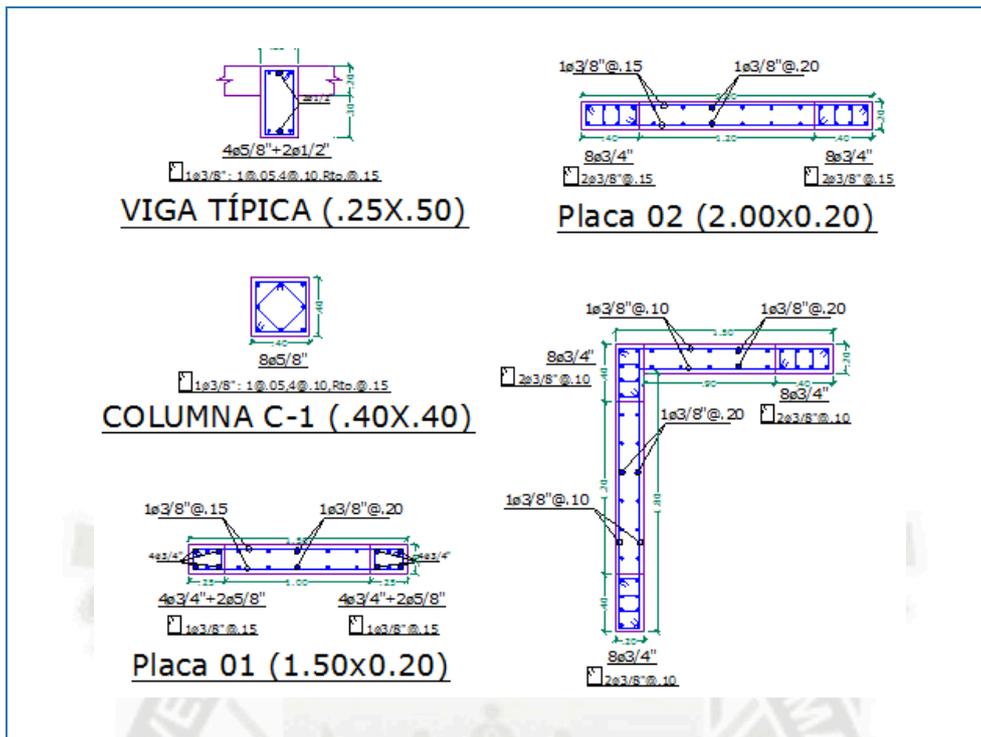
Espectro de capacidad:



Espectro de capacidad:



EDIFICIO N°10:

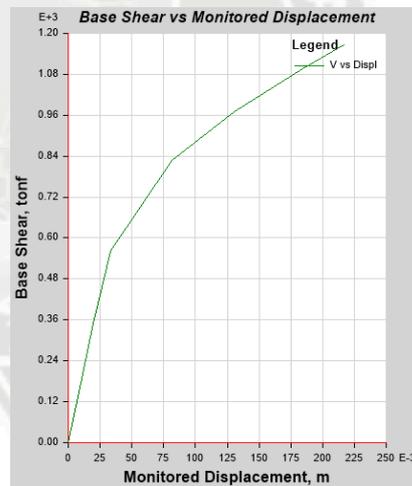
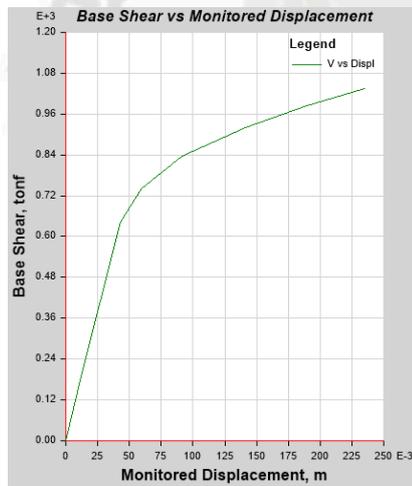


Análisis en la dirección "X"

Análisis en la dirección "Y"

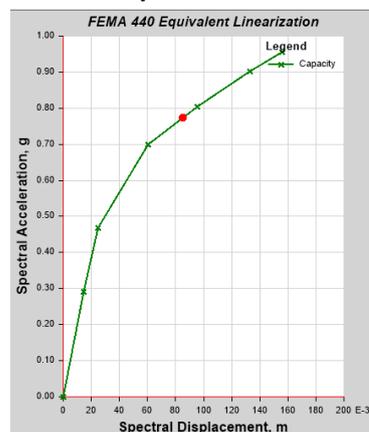
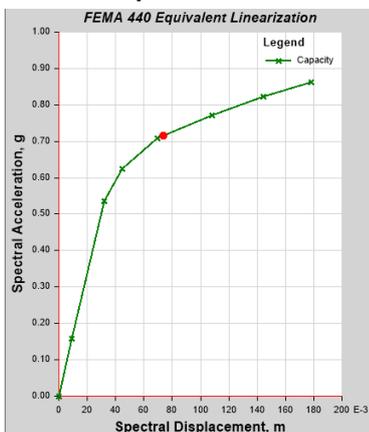
Curva de capacidad:

Curva de capacidad:



Espectro de capacidad:

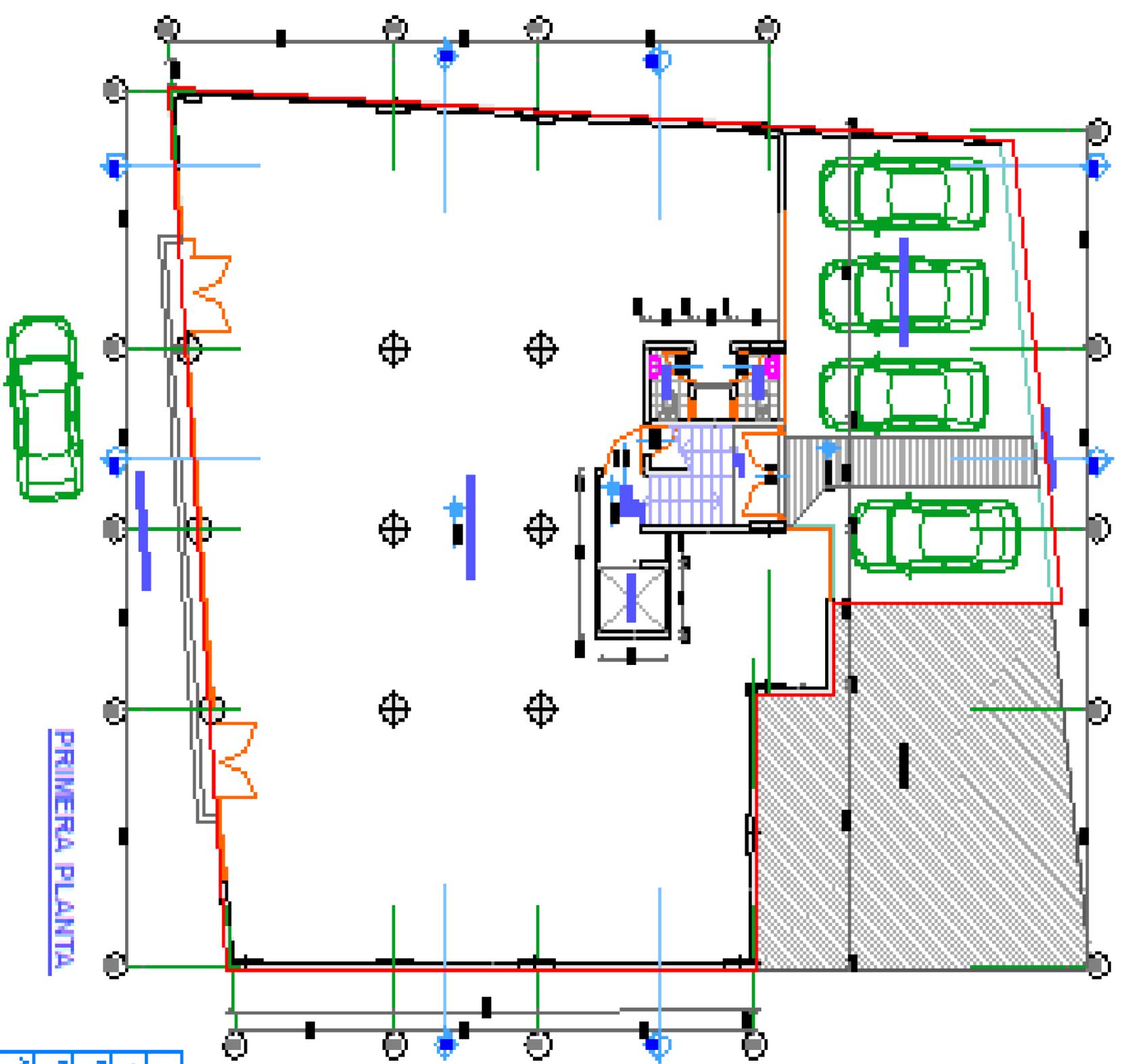
Espectro de capacidad:



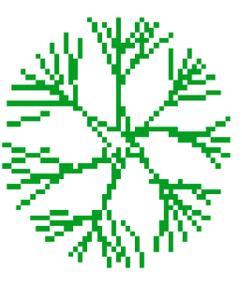
12.2 PLANOS EDIFICIO REAL ESTUDIADO.

12.2.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS.

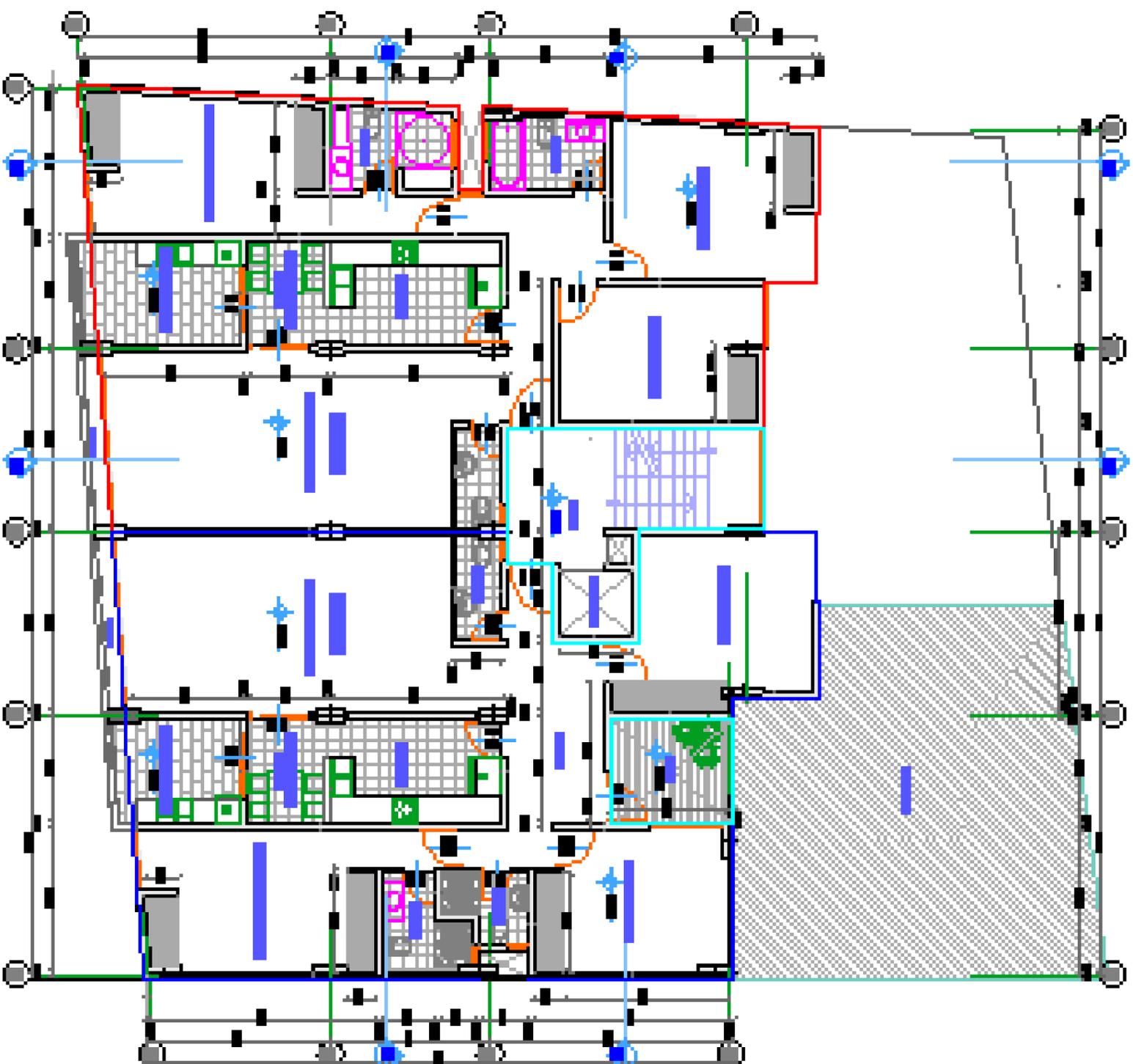




PRIMERA PLANTA

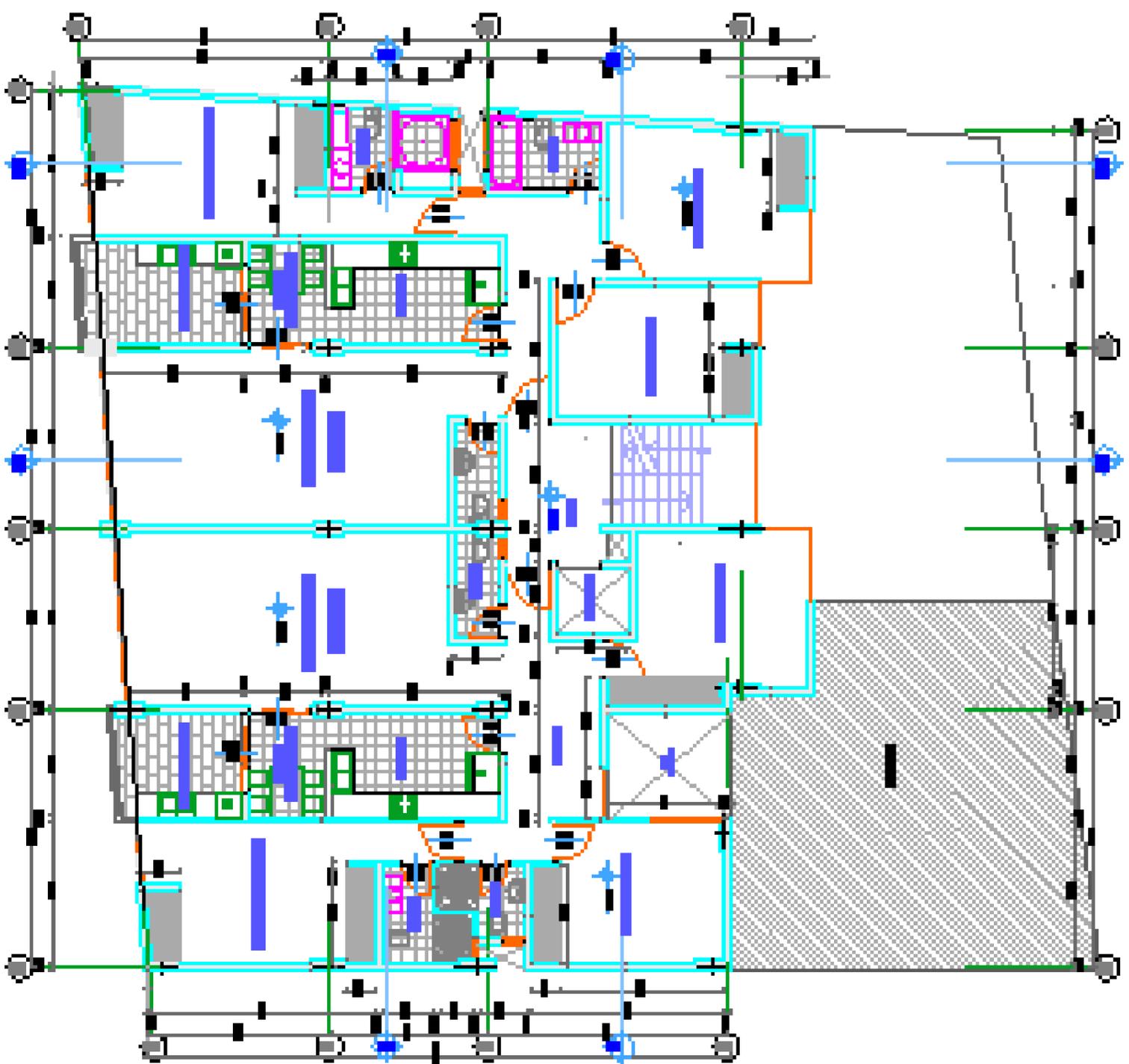


UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARIA		
TODOS PARA DEJAR EL TRABAJO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
PROFESORA	YVONDA MELITZAPALAN-ALBERTO DE OCHOAVIDE	
PLANO	PRIMERA PLANTA	PROYECTO DEL 2000
AUTORES	ING. ERIC ANTONI BUSTAMANTE URRUTIA	
	Esc. 150	A-1



SEGUNDA PLANTA

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA		
TRABAJO PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
PROYECTO	VIVIENDA MULTIFAMILIAR-ALBERGUE DE DOMINIO SOCIAL	
PLANTA	SEGUNDA PLANTA	PROYECTO DEL 2008
ÁREA	DISEÑO POR: INGENIERO INGENIERO CIVIL	
		A-2



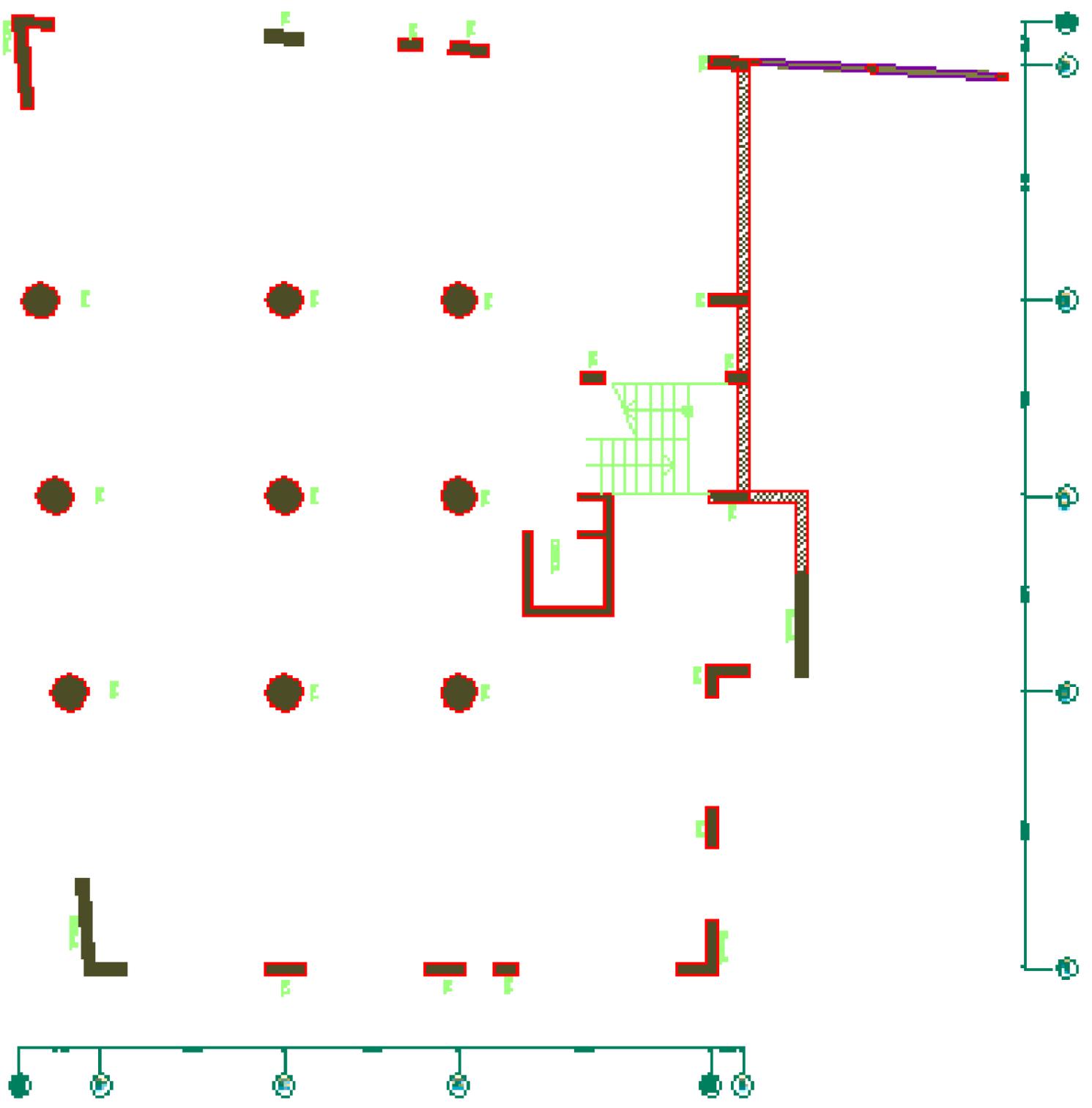
PLANTA TIPICA (SRO-4TO-5TO/6TO PISO)

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA MARÍA		
TRABAJO PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL		
PROYECTO	MEDIOS MULTIMEDIALES—AMBIENTO DE DISEÑO	
PUNTO	PLANTA TIPICA (SRO-4TO-5TO/6TO PISO)	FECHA 22/04/2014
ALUMNO	RODRIGO KONIS AMORÉ BASTIENNE URQUIA	A-3

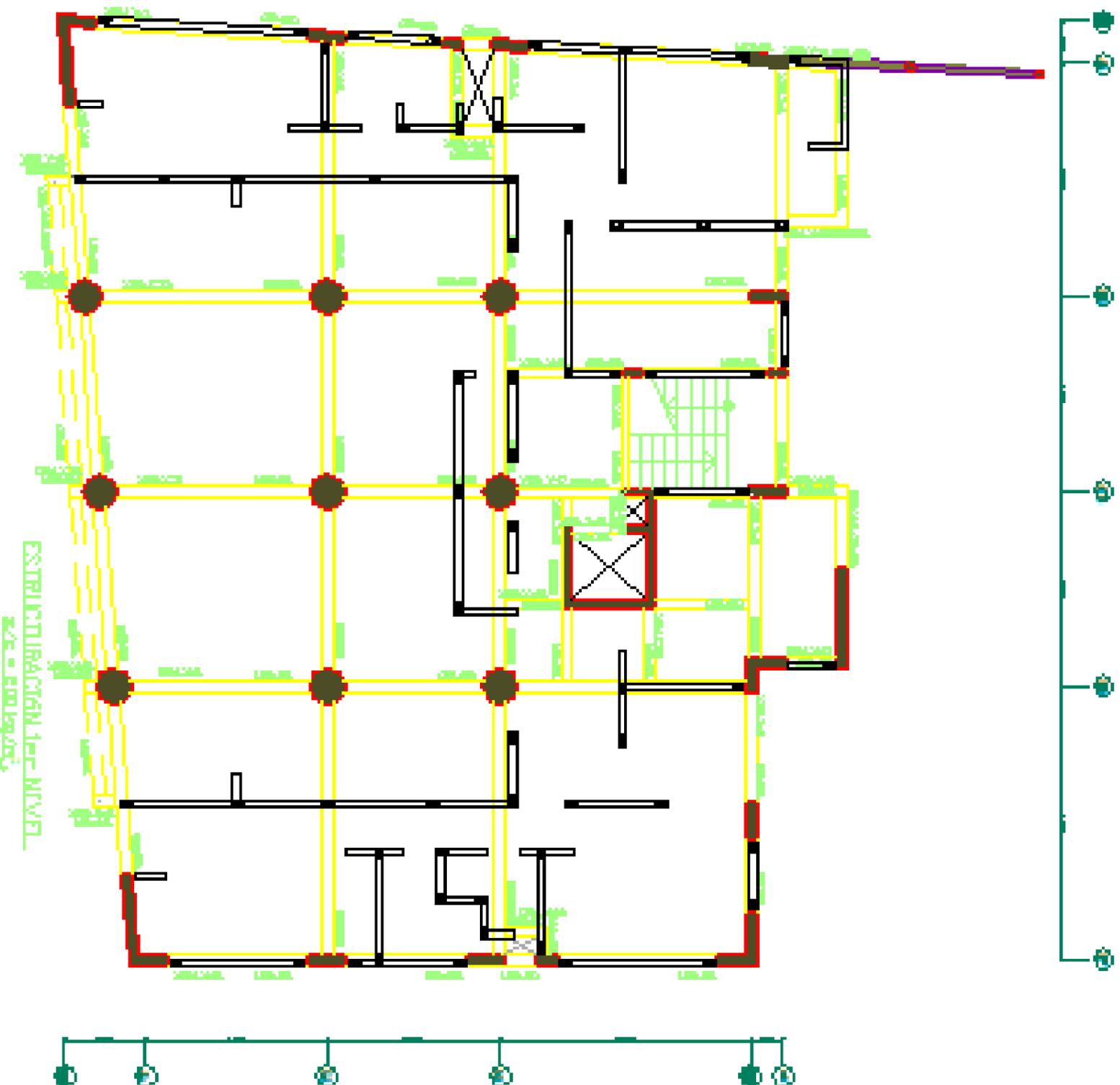
12.2.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO.



DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS Y PLACAS



UNIVERSIDAD DIVINA DE SANTA LUZ			
TRABAJO DE GRUPO DE TRABAJO PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL			
PROYECTO	PROYECTO DE DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS Y PLACAS		
PAIS	COLOMBIA	CIUDAD	BARRANQUILLA
FECHA	2024	GRUPO	E-1

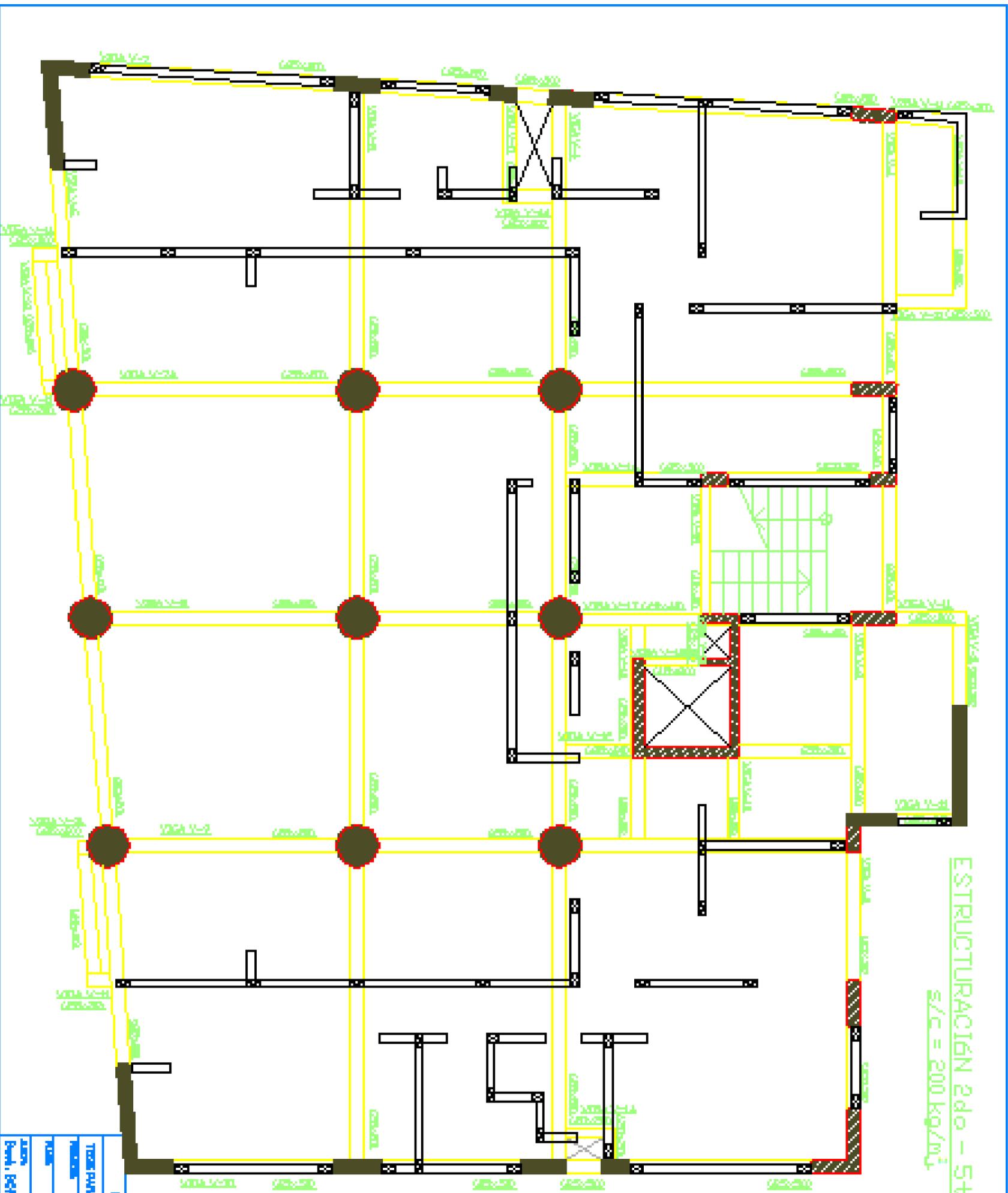


ESPECIFICACIONES GENERALES
 1. Canalización a través de
 2. Canalización
 3. Canalización
 4. Canalización
 5. Canalización
 6. Canalización
 7. Canalización
 8. Canalización
 9. Canalización
 10. Canalización
 11. Canalización
 12. Canalización
 13. Canalización
 14. Canalización
 15. Canalización
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

<p>2024 4-10/22</p> <p>2024 4-10/22</p>	<p>2024 4-10/22</p> <p>2024 4-10/22</p>
---	---

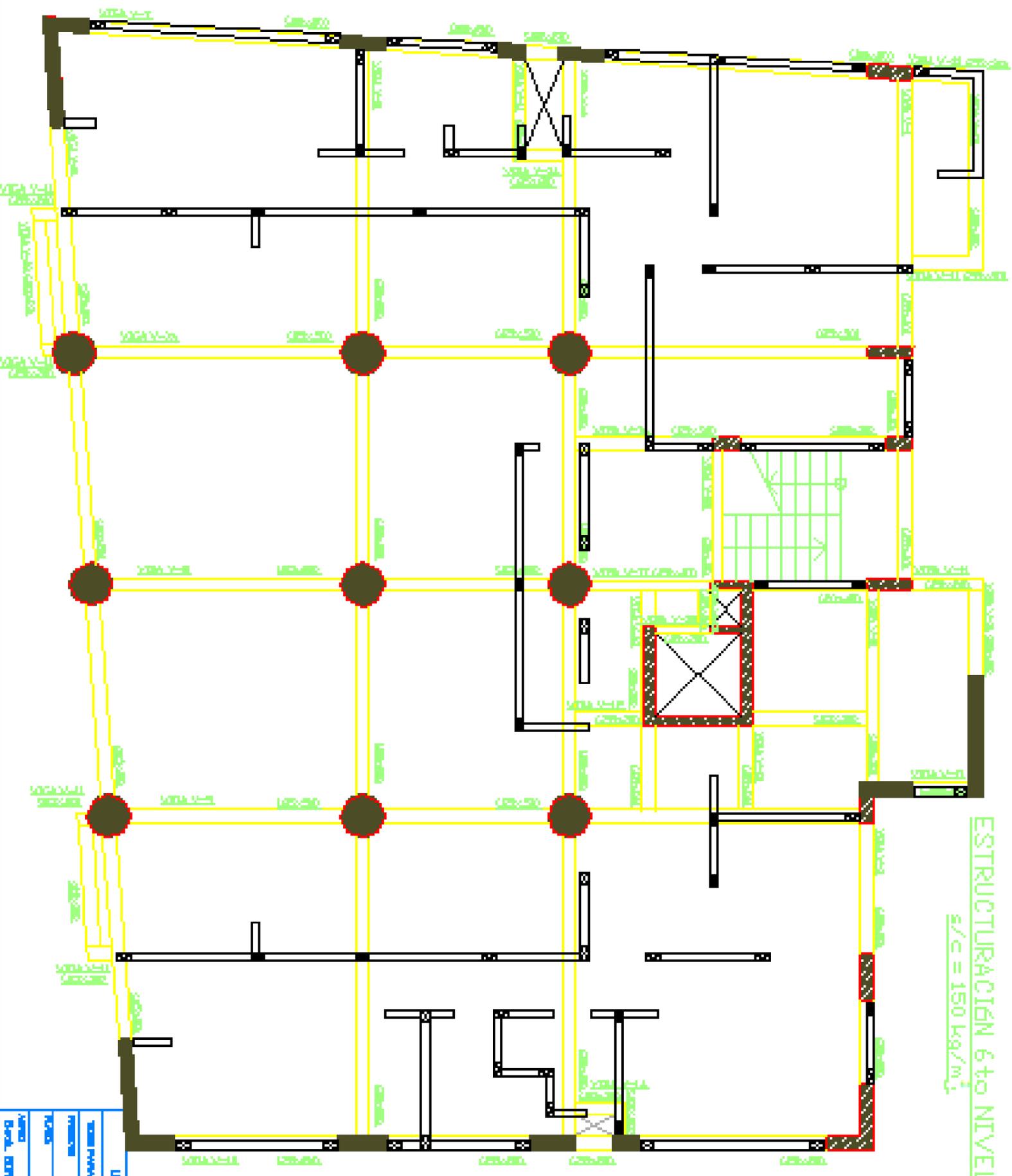
<p>MEMORANDO CANTERA DE BARRA SUAVE</p>			
<p>TRABAJOS PARA EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL</p>			
<p>PROYECTO:</p>	<p>VIVIENDA MULTIFAMILIAR - AJUAROTE DE BOQUILLA</p>		
<p>PLANO:</p>	<p>DISTRIBUCION DE NIVEL</p>	<p>BOQUILLA</p>	<p>BOQUILLA</p>
<p>FECHA:</p>	<p>10/10/2024</p>	<p>BOQUILLA</p>	<p>BOQUILLA</p>
<p>BOQUILLA</p>	<p>BOQUILLA</p>	<p>BOQUILLA</p>	<p>BOQUILLA</p>

E-2



ESTRUCTURACION 2do - 5to NIVEL
 s/c = 200 kg/m²

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE SANTA FE	
TRABAJO FINAL DEL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL	
PROFESOR:	INGENIERO FABIÁN TRIVELINO - AJUSTADO DE DOMICILIO
ALUMNO:	ESTRUCTURACION 2do-5to NIVEL
FECHA:	10/05/2024
ASIGNATURA:	ESTRUCTURACION 2do-5to NIVEL
GRUPO:	E-3



ESTRUCTURACION 6to NIVEL
 $s/c = 150 \text{ kg/m}^2$

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SAN PABLO	
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL	
CATEDRA DE ESTRUCTURAS	
TITULO: ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS	
MATERIA: ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS	
AUTOR: ENEAS ALBERTO BARRERA	
FECHA: 10/05/2018	
E-4	

12.2.3 DISEÑO DE ELEMENTOS CONSIDERANDO NORMA E.030.





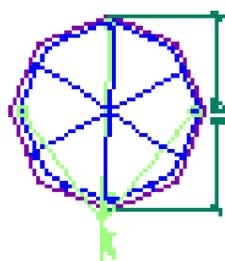
1200/28'
120/28'
[] acero en la parte superior
Columna P-1



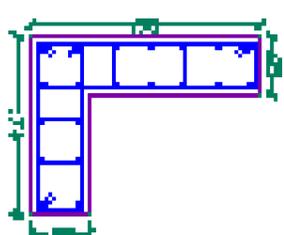
800/28'
120/28'
[] acero en la parte superior
Columna P-8



1200/28'
120/28'
[] acero en la parte superior
Columna P-3



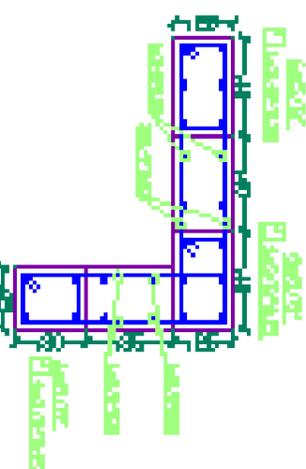
400/28'
120/28'
[] acero en la parte superior
Columna P-4



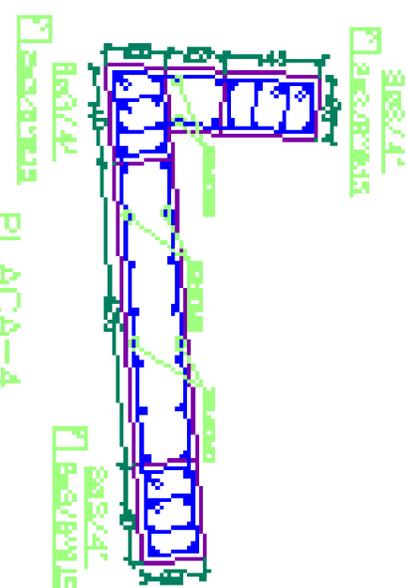
2100/28'
120/28'
[] acero en la parte superior
Columna P-5



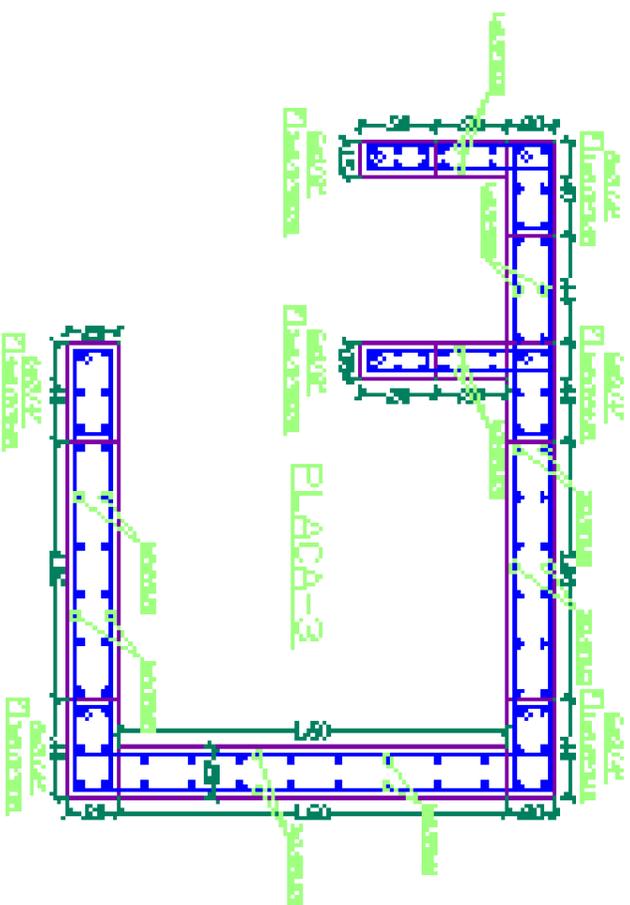
PLACA-1



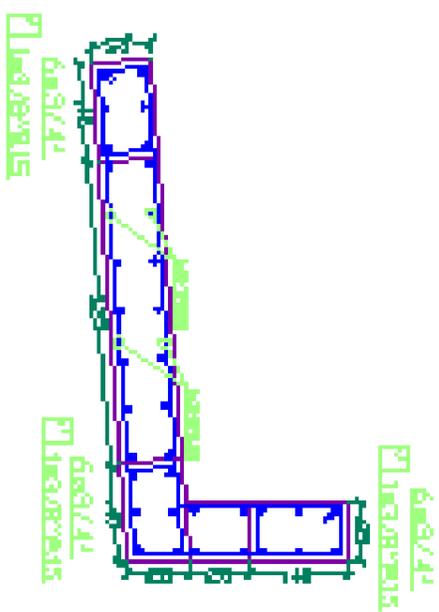
PLACA-2



PLACA-4



PLACA-3



PLACA-5

UNIVERSIDAD CAROLINA DE SANTA LUIS

TÍTULO: PLANO DE LAS PLACAS DE CONCRETO ARMADO DE LA

PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR - AJUSTE DE DIMENSIONES

FECHA: 2024

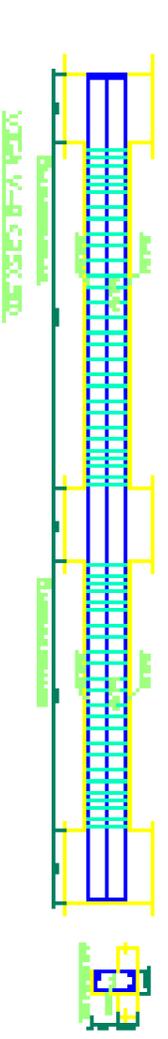
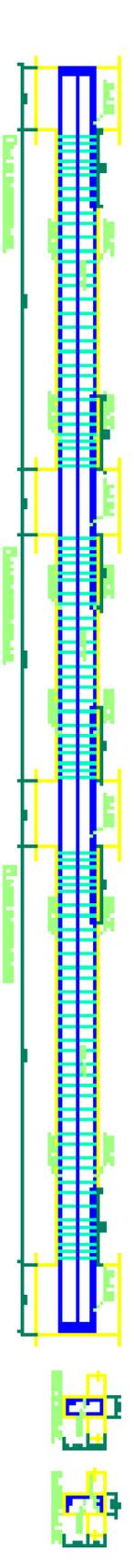
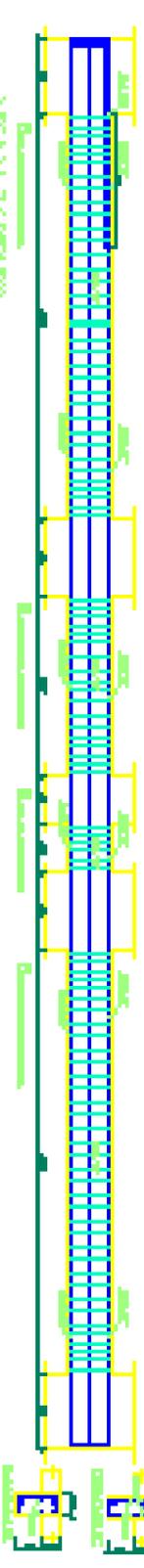
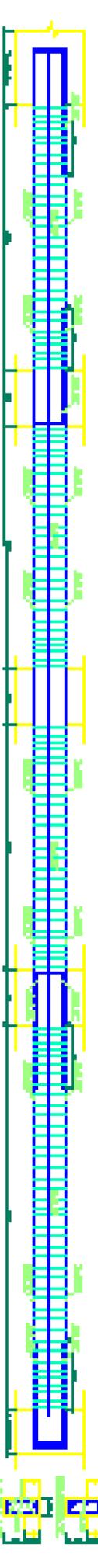
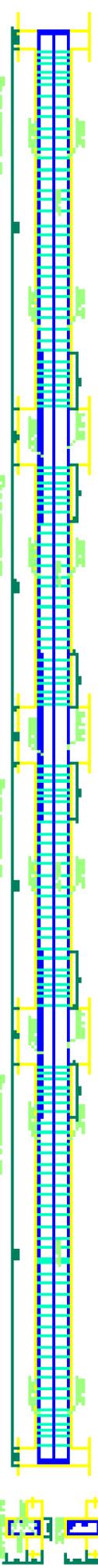
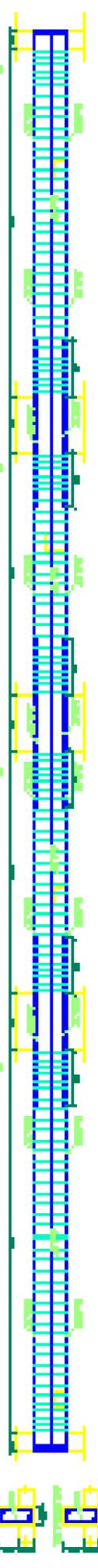
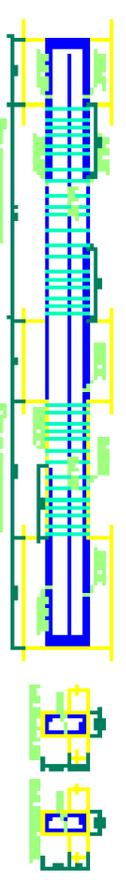
BOCA DE OÍDIO: ANTONIO BARRAZA

BOCA DE OÍDIO: ANTONIO BARRAZA

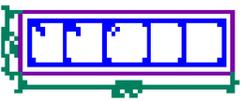
E-7

12.2.4 DISEÑO DE ELEMENTOS CONSIDERANDO PROPUESTA.





UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA LUIS			
TRABAJO PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL			
ASIGNATURA	MECANICA DE ESTRUCTURAS	ALUMNO	ALBERTO GONZALEZ
FECHA	2023	GRUPO	01
TITULO DEL DISEÑO		E-8	



18-E-081

PLACAS DE BARRAS REINFORZADAS
Columna P-1



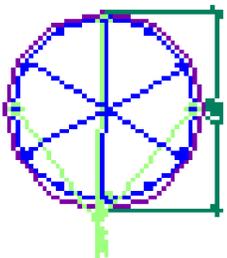
28-E-082

PLACAS DE BARRAS REINFORZADAS
Columna P-2



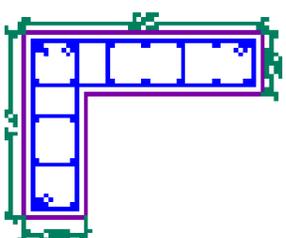
18-E-084

PLACAS DE BARRAS REINFORZADAS
Columna P-3



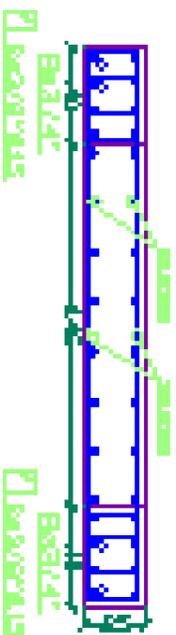
41-E-083/4

PLACAS DE BARRAS REINFORZADAS
Columna P-4

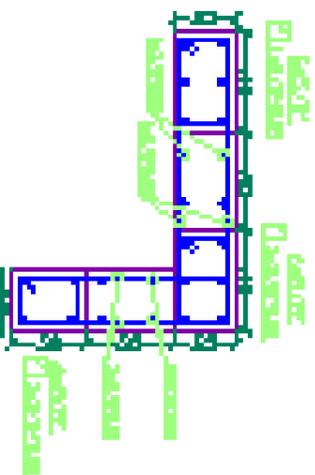


28-E-083

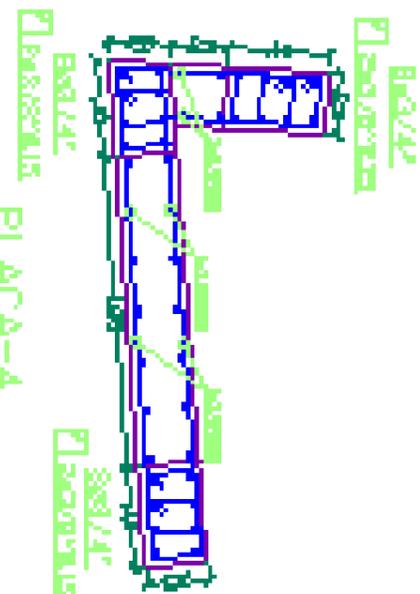
PLACAS DE BARRAS REINFORZADAS
Columna P-5



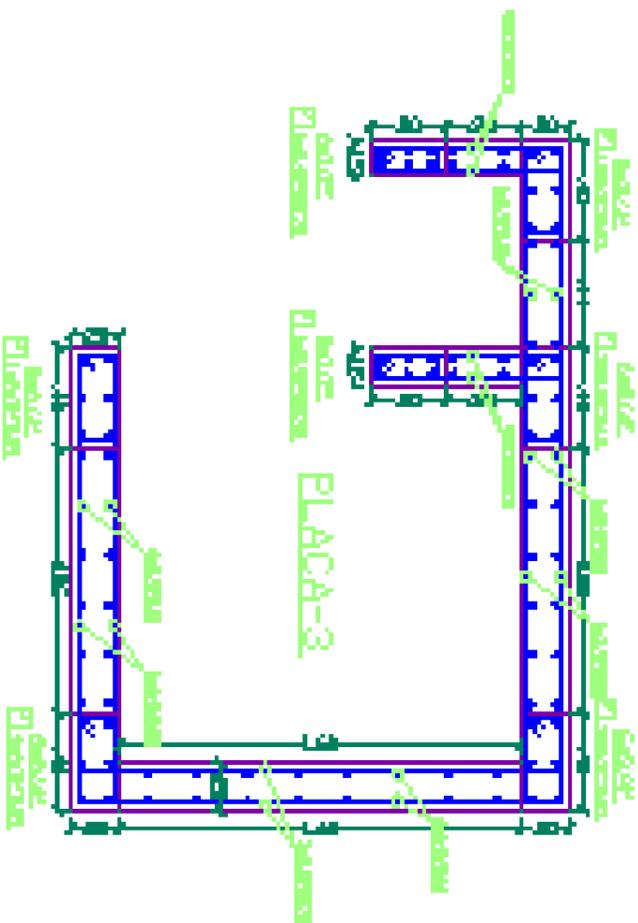
PLACA-1



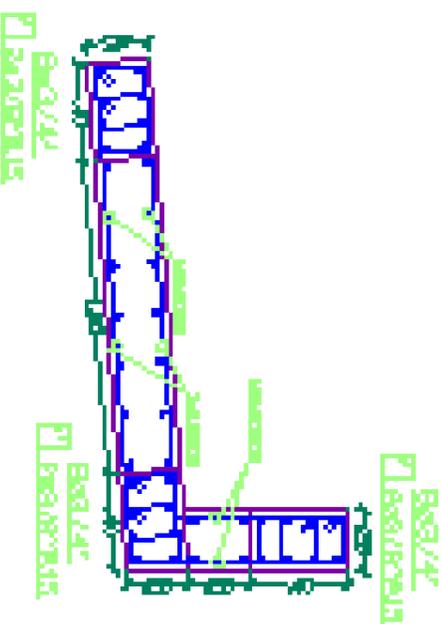
PLACA-2



PLACA-4



PLACA-3



PLACA-5

UNIVERSIDAD CATOLICA DE SANTA LUISA

ESCUELA DE INGENIERIA Y TECNOLOGIA DE INGENIERIA CIVIL

INSTRUMENTACION Y MAQUINARIA DE BOMBEO

PROYECTO DE DISEÑO Y PLAZA

FECHA: 15/05/2024

PROFESOR: DR. JUAN CARLOS GONZALEZ

E-10

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

1. Applied Technology Council, "ATC-40 – Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Redwood City, 1996.
2. Applied Technology Council, "ATC-19 – Structural Response Modification Factors", Redwood City, 1995.
3. FEMA 356. "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington, D.C., 2000.
4. SEAOC Blue Book. "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary", Seventh Edition, 1999.
5. Norma Peruana E.030 "Diseño Sismorresistente".
6. Norma Peruana E.060 "Concreto Armado"
7. Miranda & Bertero, "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", Earthquake Spectra, Vol 10, 1994.
8. Tena & Cortés, "La Redundancia Estructural y su Impacto en el Comportamiento Sísmico de Marcos Dúctiles de Concreto", XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, 2013.
9. Hagen, "Performance-Based Analysis of a Reinforced Concrete Shear Wall Building", Ms.C. Thesis, June, 2012.
10. Padilla Quincot, "Propuesta Para Considerar la Irregularidad Estructural en la Resistencia Lateral de las Estructuras en el Perú", Lima, 2010.
11. Kessler S., "A Study of the Seismic Response Modification Factors for Log Shear Walls", Ms.C. Thesis, Manhattan, 2010.
12. Taïeb & Sofiane, "Accounting for Ductility and Overstrength in Seismic Design of Reinforced Concrete Structures", Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, Portugal, 2014.
13. Albanesi & Nuti, "Reinforcing Steel Bar Model", Maggio, 2007.
14. Mander, Priestley, Park, Fellow, ASCE, "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, 1988.
15. Mander, Priestley, Park, Fellow, ASCE, "Observed Stress-Strain Model of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, 1988.
16. Kumar M., "Behavior of Confined Concrete", CIE525: Assignment 2, University at Buffalo, NY.
17. Villagrán E., Vera C., Posada A., "Modelo Esfuerzo Deformación para Elementos de Concretos Reforzado que Cumple con las Hipótesis de las NTC RCDF 2004", Diciembre, 2013.
18. Guevara N., Osorio S., Vargas E., "Evaluación de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, Utilizando Análisis Estático No Lineal (Pushover)", Tesis, Enero, 2006.
19. Aguiar R., "Análisis Matricial de Estructuras", Mayo, 2004.
20. Fajfar P. & Krawinkler H., "Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation", California, 2004.
21. Zafar A., "Response Modification Factor of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames in Developing Countries", Illinois, 2009.
22. Mahmoudi M. & Zaree M., "Performance Based Design Using Force Reduction Factor and Displacement Amplification Factors for BFS", January, 2012.

23. Daza-Duarte L., "Nuevo Enfoque para Determinar el Factor de Modificación de Respuesta", Puerto Rico.
24. CSI, "Sap2000 – Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures", Berkeley, 1998.
25. Rana R., Jin L., Zekioglu A., "Pushover Analysis of a 19 Story Concrete Shear Wall Building", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canada, 2004.
26. Belmouden Y., Lestuzzi P., "An Equivalent Frame Model for Seismic Analysis Of Masonry and Reinforced Concrete Buildings", December, 2007.
27. Fahjan Y.M., Kubin J., Tan M.T., "Nonlinear Analysis Methods for Reinforced Concrete Buildings with Shear Walls", 2010.
28. Ajmal M., Rahman M.K., Baluch M.H., "Nonlinear Static Pushover Analysis of a Shear Wall Building in Madinah", Istanbul, 2012.
29. Parisi F., "Non-Linear Seismic Analysis of Masonry Buildings", Ph.D. Thesis, 2010.
30. Toledo Espinoza V., "Pushover – Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado", Comunidad para la ingeniería civil, 2011.
31. Delgadillo Alanya J., "Análisis No Lineal Estático de Estructuras y la Norma E-030", Tesis UNI, 2005.
32. Cruz H. Pedro, "Manual de Cálculo de Momento Curvatura – Sap2000", Lima.
33. Morán Castillo K., "Análisis del Comportamiento de Columnas de Puentes de Concreto Reforzado a través de Diagramas de Interacción y Relaciones Momento-Curvatura", Escuela Superior Politécnica del Litoral.
34. Aguiar R., "Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas en Edificios de Hormigón Armado Sin Muros de Corte", Ecuador, 2007.
35. Vielma J., Lobo W., Rivero P., "Factores de Reducción de Respuesta por Ductilidad de Estructuras con Comportamiento Histerético", 2006.
36. Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J., "Displacement-Based Seismic Design of Structures", Italy, 2007.
37. Aguiar R., Cárdenas L., Orellana P., "Pushover Controlado y Espectro de Capacidad, Solución Paso a Paso", Universidad Técnica de Machala, 2004.
38. Allauca L. & Oue T., "Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Cinco Pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones", Tesis PUCP, 2006.
39. Fajardo C., "Evaluación Estructural de una de las Edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins Usando el Método del Espectro de Capacidad", Tesis UNI, 2012.
40. Gálvez A., "Verificación del Desempeño Sísmico – Metodología y Ejemplos", IX Convención Internacional Lima, Noviembre, 2010.
41. Habibullah A., "Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis", Winter, 1998.
42. García N., "Análisis del Comportamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado: Comparación Entre un Edificio Aporticado y uno de Forjado Reticular Sometido al Sismo de Lorca", Barcelona, 2011.
43. CIE 619, "Nonlinear Static Analysis of MDOF Structures", University at Buffalo.
44. Freeman S., "Review of the Development of the Capacity Spectrum Method", ISET Journal of Earthquake Technology, 2004.

45. Portillo Y., Rodríguez J., Martínez C., "Introducción al Diseño de Marco de Concreto Reforzados, por el Método de Análisis Estático No Lineal (Pushover), Utilizando un Software Especializado", Septiembre, 2011.
46. Aguiar R., "Diseño Sísmico por Desempeño", Agosto, 2003.
47. Park R. & Paulay T., "Estructuras de Concreto Reforzado", Nueva Zelanda, 1988.
48. Paulay T. & Priestley M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", March, 1991.
49. Wight J. & MacGregor J., "Reinforced Concrete – Mechanics & Design", 2012.
50. Chopra A., "Dinámica de Estructuras – 4ta Edición", 2014.
51. Instituto Nacional de Normalización – "Norma Chilena Oficial NCh 433", 1996.
52. Ministerio de Planificación Federal "Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes", 2013.
53. Ministerio de Ciencia y Tecnología - "Norma Venezolana - Edificaciones Sismorresistentes Parte 1: Requisitos", 2001.
54. Código Ecuatoriano de la Construcción – "Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculo para Diseño Sismorresistente", 2002.
55. Apuntes de clase – "Desempeño Sísmico de Puentes", UCSM 2014.
56. Capítulo Peruano del ACI – "Análisis Tiempo Historia No Lineal en la Norma NTE E.030", 2000.
57. Bustamante Mora, Boris "Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado Aplicando el Análisis Estático No Lineal", 2014.
58. Gioncu V. "Framed Structures. Ductility and Seismic response", 2000.