



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE
CIENCIAS FISICO MATEMATICAS, SEGÚN LAS NORMAS E.030,
FEMA 440 Y ASCE 41**

TESIS

PRESENTADA POR:

OMAR MILTON LUQUE LUQUE

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2020



DEDICATORIA

A mi madre

Jumasti tatitu jak'aru sarxasta
Jachañaki munasitu
Nayaja llakitaki sarxañaqasta
Arkañaki munasitu



AGRADECIMIENTOS

Tal vez este sea los párrafos más difíciles de escribir, sobre todo porque son la parte más personal de la tesis que presento, es muy complicado mencionar a todas las personas que de alguna manera aportaron a mi formación profesional y en especial a mi crecimiento como persona.

En primer lugar, agradecer a mi familia, en particular a mi Padre y su esposa, a mis hermanos, quienes tuvieron que soportarme durante varios años que duro mis estudios universitarios, también mencionar a mi tía Marcusa, porque sin su apoyo tal vez habría claudicado en este sueño de ser profesional.

Un agradecimiento muy especial a mi director de tesis, el Ing. Raul Echegaray Chambi por su apoyo durante las distintas fases de la elaboración del trabajo de investigación. De la misma manera a los docentes de la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Altiplano.

Agradezco a todos los profesores de diversas universidades y partes del mundo a quienes escribí para preguntar, consultar y pedir algún artículo o libro que me permitiera entender más el tema de investigación que desarrolle, quienes me respondieron amablemente proporcionándome más información o explicándome conceptos sobre ingeniería sísmica, tengo mucha vergüenza de mencionar sus nombres en estos párrafos, pero muchos de ellos están citados en las referencias bibliográficas.

También agradecer a Seismosoft por brindarme una licencia académica de su software Seismosoft 2018, el que me permitió desarrollar la tesis.

Finalmente agradecer a todos los compañeros que tuve en las aulas universitarias, en especial a la promoción “Eduardo Torroja Miret”.



INDICE GENERAL

DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
INDICE GENERAL	
INDICE DE FIGURAS	
INDICE DE TABLAS	
INDICE DE ACRONIMOS	
RESUMEN	14
ABSTRACT.....	15

CAPITULO I INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN	16
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.3. OBJETIVOS	19
1.3.1. Objetivo General.....	19
1.3.2. Objetivo Específicos.....	19
1.4. HIPÓTESIS.....	20
1.4.1. Hipótesis General	20
1.4.2. Hipótesis Específicos.....	20
1.5. ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO	20

CAPITULO II REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES.....	22
2.2. DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO	26
2.2.1. Introducción.....	26
2.2.2. Niveles de desempeño	29
2.2.2.1. <i>Propuesta del comité VISION 2000</i>	29
2.2.2.2. <i>Propuesta del Eurocodigo 8</i>	30
2.2.2.3. <i>Propuesta del ASCE 41-17</i>	31
2.2.3. Niveles de amenaza sísmica	32
2.2.3.1. <i>Propuesta VISION 2000</i>	33
2.2.3.2. <i>Propuesta Eurocodigo 8</i>	34
2.2.4. Objetivos de desempeño	34
2.2.4.1. <i>Propuesta VISION 2000</i>	35
2.2.4.2. <i>Propuesta ASCE 41-17</i>	35



2.2.5. Límites de aceptabilidad	36
2.3. ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL	37
2.3.1. Definición	37
2.3.2. Influencia del patrón lateral de cargas	41
2.3.3. Ventajas del análisis estático no lineal	44
2.3.4. Limitaciones del análisis estático no lineal	44
2.3.5. Procedimientos mejorados del análisis estático no lineal.....	46
2.4. PUNTOS DE DESEMPEÑO	49
2.4.1. Método del espectro de capacidad (ATC-40).....	49
2.4.2. Método del espectro de capacidad mejorado (FEMA 440).....	56
2.4.3. Método del espectro de capacidad adaptativo	61
2.4.4. Otros métodos para determinar el punto de desempeño.....	65
2.5. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ARMADO.....	67
2.5.1. Modelos Esfuerzo-Deformación para concreto.....	67
2.5.1.1. <i>Modelo de Whitney</i>	67
2.5.1.2. <i>Modelo de Hognestad</i>	68
2.5.1.3. <i>Modelo de Kent y Park</i>	69
2.5.1.4. <i>Modelo de Mander</i>	70
2.5.2. Modelos Esfuerzo-Deformación para acero	73
2.5.2.1. <i>Modelo Elastoplástico</i>	73
2.5.2.2. <i>Modelo Trilineal</i>	73
2.5.2.3. <i>Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo</i>	74
2.5.2.4. <i>Modelo propuesto por Menegotto-Pinto</i>	74
2.6. ALGUNAS CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	76
2.6.1. Características de la respuesta estructural	76
2.6.1.1. <i>Rigidez</i>	76
2.6.1.2. <i>Resistencia</i>	76
2.6.1.3. <i>Ductilidad</i>	77
2.6.1.4. <i>Sobre resistencia</i>	78
2.6.1.5. <i>Amortiguamiento</i>	80
2.6.2. Modelamiento no lineal de los elementos estructurales	80
2.6.3. Efectos de no linealidad geométrica.....	83
2.7. MUROS DE ALBAÑILERIA DE RELLENO.....	84
2.7.1. Introducción.....	84
2.7.2. Modelo de Puntal Diagonal Equivalente	86
2.7.3. Influencia de las aberturas	90



CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1. TIPOS Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	92
3.1.1. Tipo de investigación	92
3.1.2. Diseño de investigación.....	92
3.1.3. Población y muestra	92
3.1.4. Instrumentos de recolección de información.....	92
3.1.5. Variables.....	93
3.2. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	93
3.2.1. Ubicación geográfica.....	93
3.2.2. Características de la edificación	94
3.2.3. Características de los materiales.....	95
3.2.4. Características de las secciones de concreto armado.....	96
3.3. DEFINICIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO.....	99
3.4. DEFINICIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA	101
3.5. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL	103
3.5.1. Definición de cargas	106
3.5.2. Definición de propiedades no lineales de los elementos estructurales	107
3.5.3. Definición de las propiedades de la albañilería de relleno	108
3.5.4. Definición de los casos de carga pushover	113

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA EDIFICACIÓN.....	115
4.2. ESPECTRO DE DEMANDA	117
4.2.1. Conversión de espectros de amenaza sísmica a espectro de demanda	117
4.3. ESPECTRO DE CAPACIDAD	117
4.3.1. Curva de capacidad en Dirección Norte-Sur (Eje X)	117
4.3.2. Curva de capacidad en Dirección Este-Oeste (Eje Y).....	118
4.3.3. Conversión de la curva de capacidad al formato ADRS	118
4.4. PUNTOS DE DESEMPEÑO.....	119
4.4.1. Puntos de desempeño en Dirección Norte-Sur (Eje X)	121
4.4.2. Puntos de desempeño en Dirección Este-Oeste (Eje Y).....	122
4.5. DISCUSIÓN	122
4.5.1. Análisis de las curvas de capacidad.....	122
4.5.2. Análisis de los puntos de desempeño	126
4.5.2.1. <i>Desplazamientos laterales</i>	126



4.5.2.2. Derivas de entrepiso.....	127
4.5.2.3. Verificación de puntos de desempeño en dirección Norte-Sur (X)	128
4.5.2.4. Verificación de puntos de desempeño en dirección Este-Oeste (Y)	130
V. CONCLUSIONES.....	132
VI. RECOMENDACIONES	135
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	136
ANEXO 1	144
ANEXO 2	147
ANEXO 3	150
ANEXO 4	153
ANEXO 5	154
ANEXO 6	155

Área : Ingeniería Estructural

Tema : Diseño sísmico por desempeño

Línea de investigación: Análisis y diseño estructural

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 16 DE ENERO DE 2020



INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1.	Diagrama de flujo de diseño sísmico basado en desempeño (Zameeruddin & Sangle, 2016).....	28
Figura 2.2	Ilustración gráfica de los niveles de desempeño. (FEMA, 2004).....	29
Figura 2.3	Concepto básico del análisis pushover (Naiam, 2018).....	38
Figura 2.4	Diagrama de flujo del análisis pushover (Hasan et al., 2000).....	40
Figura 2.5	La conversión básica de un modelo estructural detallado (MDOF) en un sistema equivalente SDOF (Naiam, 2018).	41
Figura 2.6	Dos patrones típicos de patrones laterales de carga usados en análisis pushover tradicionales (Seifi et al., 2008).....	42
Figura 2.7	Diferencias de curvas de capacidad para tres diferentes patrones de carga (Mwafy & Elnashai, 2001).....	43
Figura 2.8	Pushover adaptativo: la forma del vector de carga es actualizado en cada paso del análisis (Pinho, 2007).....	47
Figura 2.9	Curvas pushover de procedimientos convencionales y adaptativos (Antoniu & Pinho, 2004).....	48
Figura 2.10	Espectro de respuesta elástico de aceleración S_e y desplazamiento S_d para un amortiguamiento del 5% normalizado a 1.0g de aceleración pico del terreno (PGA) a) formato tradicional b) formato ADRS (Fajfar P. , 2000).	50
Figura 2.11	Ejemplo de factores de participación modal y coeficiente de masa modal (ATC-40).....	51
Figura 2.12	Paralelogramo de histéresis (ATC-40).....	54
Figura 2.13	Derivación de la energía disipada por amortiguamiento (ATC 40).....	55
Figura 2.14	Tipos de comportamiento inelástico considerado : BHL=Bilinear Hysteretic, STDG=Stiffness Degrading, y STRDG=Strenght Degrading (Chopra y Goel, 2004).....	57
Figura 2.15	Amortiguamiento efectivo dependiente del nivel de ductilidad y amortiguamiento viscoso (Bhatt, 2012).....	58
Figura 2.16	Periodo efectivo dependiente del nivel de ductilidad (Bhatt, 2012).....	59
Figura 2.17	Factor de reducción espectral dependiente del nivel de amortiguamiento efectivo y amortiguamiento viscoso (Bhatt, 2012).....	60
Figura 2.18	Factor de modificación M dependiente del nivel de ductilidad (Bhatt, 2012).....	61
Figura 2.19	Curva de capacidad adaptativo del sistema equivalente SDOF (Cassaroti & Pinho, 2007).....	62
Figura 2.20	Individualización del punto de desempeño (Cassaroti & Pinho, 2007)....	63
Figura 2.21	Diagrama de flujo del método de espectro de capacidad adaptativo.....	64
Figura 2.22	Diagrama de deformaciones unitarias. Esfuerzo de compresión en el concreto y rectángulo equivalente de Whitney.....	67
Figura 2.23	Diagrama esfuerzo-deformación en el concreto para el modelo de Hognestad (1951).....	68
Figura 2.24	Diagrama esfuerzo-deformación para concreto según el modelo de Kent y Park.....	69



Figura 2.25	Diagrama esfuerzo-deformación en el concreto para el modelo de Mander	71
Figura 2.26	Esquema de área de concreto confinado y no confinado de sección rectangular que se definen en el modelo de Mander	72
Figura 2.27	Factor de esfuerzo confinado para elementos rectangulares (Mander et al 1988).....	73
Figura 2.28	Modelo esfuerzo-deformación elastoplástico perfecto para acero	73
Figura 2.29	Modelo trilineal para el comportamiento del acero.....	74
Figura 2.30	Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo	74
Figura 2.31	Relación esfuerzo-deformación del modelo Menegotto-Pinto (Menegotto & Pinto, 1973)	76
Figura 2.32	Mecanismos de disipación de energía para pórticos y curvas de respuesta para comportamiento dúctil y no dúctil . a) mecanismo columna débil; b) mecanismo viga débil y c) mecanismo mixto. (Elnashai & Di Sarno, 2015)	78
Figura 2.33	Relación entre la resistencia, sobre resistencia y ductilidad (Elnashai & Di Sarno, 2015)	79
Figura 2.34	Modelos idealizados de elementos vigas-columnas (Deierlein et al., 2010)	80
Figura 2.35	Diferentes modos de falla de pórticos rellenos de muros: (a) modo de aplastamiento de esquinas (CC) y modo de compresión diagonal (DK) (b) modo deslizamiento por corte (SS), modo falla de pórtico (FF) , y modo de fisuras diagonales (DK) (Asteris et al., 2011)	86
Figura 2.36	Modelo de puntal diagonal equivalente para muros de relleno (Asteris et al., 2011).....	88
Figura 2.37	Diferentes estrategias de macro modelamiento. a) modelo de puntal único; b) modelo de doble puntal y c) modelo de triple puntal (Furtado et al., 2015).....	89
Figura 2.38	Modelo de Crisafulli para paneles de albañilería de relleno (Crisafulli & Carr, 2007).....	89
Figura 2.39	Posibles ubicaciones de puntales para paneles con abertura (Al-Chaar, 2002).....	90
Figura 2.40	Factor de reducción de rigidez del panel de relleno en relación al porcentaje de abertura (Asteris et al., 2012).....	91
Figura 3.1	Distribución en planta típica del edificio de Ciencias Físico Matemáticas (dimensiones en metros).....	94
Figura 3.2	Elevación en dirección Norte-Sur del edificio de Ciencias Físico Matemáticas (dimensiones en metros)	94
Figura 3.3	Elevación en dirección Este-Oeste del edificio de Ciencias Físico Matemáticas (dimensiones en metros)	95
Figura 3.4	Influencia de la resistencia a la compresión del concreto en la curva pushover	96
Figura 3.5	Vigas en dirección N-S, niveles 1 y 2 (dimensiones en metros).....	97
Figura 3.6	Vigas en dirección N-S, nivel 3 (dimensiones en metros)	97
Figura 3.7	Vigas en dirección E-O, nivel 1 (dimensiones en metros)	98
Figura 3.8	Vigas en dirección E-O, nivel 2 (dimensiones en metros)	98
Figura 3.9	Vigas en dirección E-O, nivel 3 (dimensiones en metros)	99



Figura 3.10	Columnas del edificio de Ciencias Físico – Matemáticas (dimensiones en metros).....	99
Figura 3.11	Espectros de amenaza sísmica.....	103
Figura 3.12	Modelador de edificios del programa seismostruct.....	104
Figura 3.13	Dibujo y definición de las propiedades de vigas en seismostruct	105
Figura 3.14	Modelo estructural del edificio de ciencias Físico – Matemáticas	105
Figura 3.15	Modelo analítico del edificio de ciencias Físico – Matemáticas considerando puntal diagonal equivalente de compresión/tensión en el muro de albañilería de relleno	106
Figura 3.16	Modelo analítico del edificio de ciencias Físico – Matemáticas considerando el resorte de corte en el muro de albañilería de relleno.....	106
Figura 3.17	Discretización de una sección transversal típica de concreto armado (Seismosoft, 2018).....	108
Figura 3.18	Ingreso de parámetros de modelamiento de albañilería de relleno en el programa seismostruct	113
Figura 3.19	Espectro de desplazamiento para sismo raro	114
Figura 4.1	Ubicación cualitativa del centro de masa y centro de rigidez	116
Figura 4.2	Espectro de demanda en formato ADRS	117
Figura 4.3	Curva de capacidad de la edificación en la dirección N-S	118
Figura 4.4	Curva de capacidad de la edificación para la dirección E-O.....	118
Figura 4.5	Curva de capacidad en formato ADRS.....	119
Figura 4.6	Obtención del punto de desempeño para sismo ocasional - Eje "Y"	121
Figura 4.7	Formación de mecanismo de piso blando en el primer nivel - Eje "X" ..	123
Figura 4.8	Formación de mecanismo de piso blando en el primer nivel - Eje "Y" ..	123
Figura 4.9	Curva de capacidad (deriva vs V/W) para la dirección "X"	124
Figura 4.10	Curva de capacidad (deriva vs V/W) para la dirección "Y"	125
Figura 4.11	Desplazamiento del centro de masa en la dirección "X"	127
Figura 4.12	Desplazamiento del centro de masa en la dirección "Y"	127
Figura 4.13	Derivas de entrepiso en la dirección "X"	128
Figura 4.14	Derivas de entrepiso en la dirección "Y"	128



INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1.	Desarrollo histórico de la ingeniería sísmica basada en desempeño (SEAOC, 2019)	24
Tabla 2.2.	Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995).....	30
Tabla 2.3	Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995)	33
Tabla 2.4	Niveles recomendados de desempeño esperados (SEAOC, 1995).....	35
Tabla 2.5	Objetivos de desempeño de acuerdo a ASCE 41-17	36
Tabla 2.6	Valores límites de derivas de entrepiso (SEAOC , 1999).....	36
Tabla 2.7	Valores límites de derivas de entrepiso (Elnashai & Di Sarno, 2015).....	37
Tabla 2.8	Descripción de estados de daño y derivas de entrepiso (%) en pórticos con muros de relleno (Sipos et al., 2018)	37
Tabla 2.9	Factor de modificación k (ATC 40).....	56
Tabla 2.10	Resumen de técnicas disponibles en el diseño sísmico basado en desempeño (Zameeruddin & Sangle, 2016).....	65
Tabla 2.11	Relaciones histeréticas más comunes para resortes inelásticos en modelos concentrados (Elnashai & Di Sarno, 2015).....	83
Tabla 3.1	Identificación de variables (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo) ...	93
Tabla 3.2	Niveles de desempeño adoptados (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	100
Tabla 3.3	Limites de deriva de entrepiso adoptados para pórticos de concreto (SEAOC, 1999).....	100
Tabla 3.4	Limites de deriva para muros de albañilería de relleno según ASCE 41-06	100
Tabla 3.5	Escenarios de amenaza sísmica (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	102
Tabla 3.6	Factor de suelo estipulado en la norma E.030-2018	102
Tabla 3.7	Periodos TP y TL en la norma E.030-2018	102
Tabla 3.8	Propiedades de muros de relleno (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	110
Tabla 3.9	Parámetros para modelamiento de muros de albañilería ingresados al software seismostruct (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).....	112
Tabla 4.1	Periodos y porcentajes de masa efectivos (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	115
Tabla 4.2	Resumen de niveles de desempeño y derivas de entrepiso con respecto al techo - Eje "X" (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).....	121
Tabla 4.3	Resumen de niveles de desempeño y derivas de entrepiso con respecto al techo - Eje "Y" (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).....	122
Tabla 4.4	Verificación de los criterios de aceptación global para sismo de servicio en la dirección del eje X (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	129
Tabla 4.5	Verificación de los criterios de aceptación global para sismo BSE-1E en la dirección del eje X (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	129
Tabla 4.6	Verificación de los criterios de aceptación global para sismo BSE-2E en la dirección del eje X (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	130
Tabla 4.7	Verificación de los criterios de aceptación global para sismo de servicio en la dirección del eje Y (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	130



Tabla 4.8	Verificación de los criterios de aceptación global para sismo BSE-1E en la dirección del eje Y (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	131
Tabla 4.9	Verificación de los criterios de aceptación global para sismo BSE-2E en la dirección del eje X (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)	131



INDICE DE ACRONIMOS

ASCE: American Society of Civil Engineers

ATC: Applied Technology Council

ACSM: Adaptive Capacity Spectrum Method

CSM: Capacity Spectrum Method

FEMA: Federal Emergency Management Agency

SEAOC: Structural Engineering Association of California



RESUMEN

El Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad, por ese motivo el diseño de estructuras debe de tener como objetivo asegurar la vida de los ocupantes, este precepto se encuentra estipulado en la norma de diseño sismorresistente E.030, pero la normativa mencionada solo se considera un nivel de desempeño sísmico, además no se tiene un establecido un procedimiento para la evaluación de edificaciones existentes, por ejemplo se puede mencionar que versiones anteriores de la norma E.030 como la del año 1977, las edificaciones diseñadas eran muy flexibles, debido a que esa edición de la norma no controlaba de forma adecuada los desplazamiento laterales. En el presente trabajo de investigación se hizo una evaluación de un edificio existente de la Universidad Nacional del Altiplano, el edificio fue diseñado y construido a inicios de la década de 1990, cuando se encontraba vigente la normas E.030-1977. El sistema estructural de la edificación analizada se compone de pórticos de concreto armado con albañilería de relleno, los datos fueron obtenidos a partir de los planos de proyecto y observación de campo. El edificio es considerada como esencial, por ese motivo se hace importante evaluar su desempeño sísmico para diferentes niveles de amenaza sísmica, para tal fin se usaron las normativas ASCE 41 y FEMA 440, el primero para determinar los niveles de desempeño y amenaza sísmica, en tanto que el segundo es para obtener los puntos de desempeño, adicionalmente para esta determinación es necesario hacer un análisis estático no lineal o pushover, eligiéndose uno del tipo adaptativo, esto por la configuración estructural del edificio, influenciado por la presencia de los muros de relleno. Los muros de albañilería de relleno se modelaron mediante macromodelos del tipo puntal diagonal equivalente, es debido al aporte de rigidez y resistencia de la albañilería, la edificación cumple con los niveles de desempeño de “seguridad de vida” y “prevención de colapso”, en tanto, que no se cumple el nivel de desempeño de “ocupación inmediata”, obteniéndose una deriva de entrepiso en el primer nivel de 0.14% y 0.20%, la misma que supera al límite normativo de 0.10%.

Palabras clave: *Niveles de desempeño, amenaza sísmica, pushover adaptativo, muro de relleno.*



ABSTRACT

Peru is located in an area of high seismicity, for that reason the design of structures must have as an objective to ensure the life of the occupants, this precept is stipulated in the seismic-resistant design code E.030, but the regulations mentioned only It is considered a level of seismic performance, in addition there is no established procedure for the assessment of existing buildings, for example it can be mentioned that earlier versions of the E.030 standard such as 1977, the buildings designed were very flexible, because that edition of the standard did not adequately control lateral displacements. In the present research work an evaluation of an existing building of the National University of the Altiplano was made, the building was designed and built in the early 1990s, when the E.030-1977 standards were in force. The structural system of the analyzed building is composed of reinforced concrete frames with infill wall masonry, the data were obtained from the project plans and field observation. The building is considered essential, for that reason it is important to evaluate its seismic performance for different levels of seismic hazard, for this purpose the codes ASCE 41 and FEMA 440 were used, the first to determine the levels of performance and seismic hazard, meanwhile the second is used to obtain the performance points, additionally for this determination it is necessary to do a nonlinear static analysis or pushover, choosing one of the adaptive type, this by the structural configuration of the building. The infill wall masonry were modeled using macromodels of the equivalent diagonal strut type, it is due to the contribution of stiffness and strength of the masonry, the building meets the performance levels of “life safety” and “collapse prevention”, in so much so that the performance level of “immediate occupation” is not met, obtaining a interstory drift in the first level of 0.14% and 0.20%, which exceeds the regulatory limit of 0.10%.

Keywords: *Performance levels, Seismic hazard, adaptive pushover, infill wall.*



CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. MOTIVACIÓN

El Perú se encuentra en una zona altamente sísmica, donde la mayor actividad sísmica de origen tectónico se desarrolla en el cinturón circumpacífico o de fuego. En el cinturón circumpacífico ocurre el 80% de los sismos en el mundo. Frente a la costa peruana se da la convergencia de subducción de la placa de Nazca que se introduce por debajo de la placa continental sudamericana generando terremotos de gran magnitud.

En nuestro país se han producido muchos sismos, que han dejado una gran cantidad de pérdidas humanas y afectando la infraestructura. En la mayoría de los casos los daños son debido a la alta vulnerabilidad de las edificaciones. Se pueden citar algunos de los sismos ocurridos en los últimos años a Ancash (1970), Lima (1974), Nazca (1996), Ocoña (2001), Pisco (2007) y mucho más reciente en Chivay (2016) y Atico (2017).

La región Puno no está exenta de sufrir sismos en el futuro, tal como demuestra los estudios de peligro sísmico realizados por el Centro de Investigación y Mitigación de Desastres (CISMID).

La norma peruana de diseño sísmo resistente E.030, considera que para el diseño de edificaciones solo un nivel de intensidad, que para Visión 2000 se denomina sismo Raro y para el ATC-40 sismo de Diseño. Si se realiza el diseño para un solo nivel de intensidad del sismo, tal como está especificado en la norma E.030, va a existir incertidumbre para determinar el comportamiento estructural ante diferentes niveles de intensidad del sismo.

Este problema de la evaluación de una edificación ante diferentes niveles de intensidad de sismo se hace más crítico en estructuras existentes, porque estas fueron diseñadas bajo normas sísmicas antiguas, que en mucho de los casos no predecía de forma correcta los efectos que un sismo producía en la estructura. Como se describió en el párrafo anterior, la norma peruana E.030 no contempla este tipo de evaluaciones en forma explícita, por ese motivo es necesario tener una metodología que si lo permita.



Para realizar evaluaciones de desempeño sísmico de edificaciones nuevas y existentes, alrededor del mundo se ha ido desarrollando una nueva filosofía de diseño denominado “Diseño sísmico basado en desempeño”, el cual está reflejado en varios códigos normativos como FEMA 440, ATC 40, ASCE 41 y Eurocodigo 8 principalmente. En la presente investigación se pretende proponer una metodología para evaluar estructuras existentes haciendo uso de las normas americanas FEMA 440 y ASCE 41 junto con la norma peruana de diseño sismo resistente E.030

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Recientemente la Universidad Nacional del Altiplano, en su plan de mejorar la infraestructura de la ciudad universitaria, ha construido nueva infraestructura para las distintas Escuelas Profesionales, todas diseñadas con las normativas sismo resistente vigentes en la actualidad; además en ciertas edificaciones antiguas se procedió con la refacción a nivel de actividades de arquitectura y acabados. Siendo este último el caso del edificio de Ciencias Físico Matemáticas, el cual fue construido a inicios de la década de 1990, tal como consta en los planos As Built que conserva la Oficina General de Infraestructura Universitaria (OGIU), el sistema estructural es pórticos con muros de albañilería no aislados de la estructura. Es probable que la norma sismorresistente con la que fue diseñada el edificio en mención fue del año 1977, según Muñoz (2017) usando la norma básica de diseño sismo resistente de 1977 se obtuvieron edificios flexibles, debido a que esa normativa no controlaba de manera adecuada los desplazamientos, recién con la revisión de 1997 de la norma peruana de diseño sismorresistente E.030 se corrigió ese defecto, a partir de esa versión se tienen edificaciones más rígidas, que llevaría a tener edificaciones más seguras.

En el año 2016 la Oficina General de Infraestructura Universitaria (OGIU), realizó el mejoramiento y remodelamiento del edificio de Ciencias Físico Matemáticos, dicha intervención solo contemplo las partidas referidas a arquitectura tales como: reubicación de muros, cambio de puertas y ventana, pintado de los diferentes ambientes, construcción de una batería de servicios higiénicos y colocación de una fachada de muro cortina. La batería de servicios higiénicos y el muro cortina es una estructura independiente de la estructura principal del edificio, tal como se puede apreciar en los planos del proyecto ejecutado por la OGIU. Durante esa intervención al edificio mencionado, según versión



de la OGIU no se realizó alguna verificación estructural del mismo, mucho menos del desempeño sísmico.

Según la norma peruana de diseño sismo resistente E.030 vigente que fue publicado en el año 2018, esta edificación es considerada como esencial, donde se reúnen personas y que después de un evento sísmico severo o desastre natural debe de servir como refugio.

Tomando en consideración la antigüedad del edificio mencionado, la norma sísmica con la que posiblemente fue diseñada y la categoría que le es asignado, se plantea la siguiente pregunta de investigación ¿Cumple el edificio de Ciencias Físico Matemáticas con los niveles de desempeño ocupación, seguridad de vida y prevención de colapso, definidos en la norma ASCE 41?

Estos niveles de desempeño se evalúan comparando los criterios de aceptación global (derivadas de entrepiso) y los puntos de desempeño obtenido por el método de espectro de capacidad mejorado propuesto en FEMA 440. Los puntos de desempeño se obtienen al superponer el espectro de capacidad (pushover) y el espectro de demanda construido de acuerdo a los parámetros (Factor de zona, uso y suelo) estipulados en la norma peruana de diseño sismorresistente E.030-2018.

El alcance del presente proyecto de investigación solo es la evaluación de la estructura principal del edificio de Ciencias Físico Matemáticas construido en 1990 junto con las intervenciones realizadas en los años 2016 y 2017 a la misma (reubicación de muros, cambio de puertas y ventanas), no se evaluará la batería de servicios higiénicos y la nueva fachada, puesto que estos componentes están aislados de la estructura principal.

Para determinar las propiedades de los materiales, geometría de los elementos estructurales y cantidad de acero de refuerzo colocado en los elementos estructurales del edificio de Ciencias Físico Matemáticas, se seguirá el procedimiento empleado por Gálvez (2011), Loa (2017) y Quiroz (2017), quienes para una investigación similar obtienen los mencionados datos a partir de los planos As Built proporcionados por el propietario del edificio, en este caso la Oficina General de Infraestructura Universitaria entrego los planos respectivos.



1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Evaluar los niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso del edificio de ciencias Físico Matemáticas; comparando los criterios de aceptación global definidos en el código ASCE 41 y los puntos de desempeño determinados con el método del Espectro de capacidad mejorado del código FEMA 440.

1.3.2. Objetivo Específicos

- Elegir los niveles de desempeño ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso, de acuerdo al ASCE 41 y sus respectivos criterios de aceptación global.
- Definir los niveles de amenaza sísmica ocasional, severo y muy raro de acuerdo al ASCE 41. Obtener los espectros de respuesta de acuerdo a la norma E.030 para los diferentes niveles de amenaza sísmica previamente definidos. Estos espectros se transformarán a espectros de demanda según FEMA 440.
- Realizar un análisis sísmico estático no lineal del tipo adaptativo, más conocido como pushover adaptativo de la estructura principal del edificio de Ciencias Físico Matemáticas, cuyo sistema estructural es pórticos de concreto armado con muros de albañilería de relleno. Obteniéndose la curva de capacidad que luego será convertido a espectro de capacidad según la propuesta del método de espectro de capacidad adaptativo (Cassaroti & Pinho, 2007).
- Obtener los puntos de desempeño según el método del espectro de capacidad mejorado del FEMA 440 para los distintos niveles de amenaza sísmica: ocasional, severo y muy raro.
- Evaluar si los puntos de desempeño obtenidos para los niveles de amenaza sísmica: ocasional, severo y muy raro cumplen con los criterios de aceptación global definidos para los niveles de desempeño ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso.



1.4. HIPÓTESIS

1.4.1. Hipótesis General

El edificio de Ciencias Físico Matemáticas cumple los niveles de desempeño ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso; cuando se compara los criterios de aceptación global del código ASCE 41 y los puntos de desempeño determinados con el método del Espectro de capacidad mejorado del FEMA 440.

1.4.2. Hipótesis Específicos

- El edificio de Ciencias Físico Matemáticas cumplirá de forma satisfactoria el criterio de aceptación de la norma ASCE 41 para el nivel de desempeño ocupación inmediata, correspondiente a la amenaza sísmica ocasional o sismo de servicio, que tiene un periodo de retorno de 72 años.
- El edificio de Ciencias Físico Matemáticas cumplirá de forma satisfactoria el criterio de aceptación de la norma ASCE 41 para el nivel de desempeño de seguridad de vida, correspondiente al nivel de amenaza sísmica severa, que tiene un periodo de retorno de 225 años o sismo BSE-1E
- El edificio de Ciencias Físico Matemáticas cumplirá de forma satisfactoria el criterio de aceptación de la norma ASCE 41 para el nivel de desempeño de prevención de colapso, correspondiente al nivel de amenaza sísmica muy raro, cuyo periodo de retorno es de 975 años o sismo BSE-2E.

1.5. ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

La presente tesis está organizada de la siguiente manera:

- En el capítulo 2 se hace una revisión del marco teórico y conceptual sobre el cual se basa la investigación. En primer lugar, se hace una introducción al diseño por desempeño, revisándose las propuestas VISION 2000, Eurocodigo 8 y ASCE 41; luego se hace una revisión del método estático no lineal o pushover, poniéndose énfasis en sus ventajas, principales limitaciones y desarrollos recientes, y la obtención de los puntos de desempeño. También se revisa los modelos constitutivos



para concreto armado, así como los conceptos de ductilidad, resistencia y rigidez. Finalmente, en el capítulo se incluye la influencia de los muros de albañilería en el comportamiento de los pórticos de concreto armado.

- En el capítulo 3, se describe la estructura a analizar, definiéndose los niveles de desempeño y amenaza sísmica, se mencionan los aspectos más relevantes del modelamiento estructural en el software seismostruct.
- En el capítulo 4, se obtienen los resultados del análisis pushover tipo adaptativo, presentándose las curvas de capacidad, se determinan los puntos de desempeño, para finalmente realizar una discusión de los resultados obtenidos.
- Finalmente, en el capítulo 5 se presentan las principales conclusiones del trabajo de investigación, así como algunas recomendaciones derivadas de la misma.



CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES

Los primeros intentos de incluir los efectos sísmicos en el diseño de edificaciones data de inicios del siglo XX, en Estados Unidos de América fue a partir del sismo de San Francisco de 1906 que se iniciaron los primeros intentos de cuantificar las acciones sísmicas, considerándose como una fuerza lateral basado en observaciones empíricas, de forma similar se procedió en el diseño sísmico en Japon, donde se adoptó inicialmente que la fuerza lateral que simule el sismo debería ser aproximadamente 10% del peso total de la edificación, mientras que en Italia en 1909 se planteó por primera vez usar un análisis basado en la dinámica estructural para simular los efectos del sismo en la edificación, esta propuesta fue hecha por Arturo Danusso.

Fue a partir de los años 1930s que se empieza un desarrollo más intenso de la ingeniería sísmica, primeramente, por el desarrollo del concepto de espectro de respuesta hecha por Maurice Biot en 1932, perfeccionado y puesto en práctica por George Housner, también es importante mencionar los aportes de Nathan Newmark y Emilio Rosenblueth. Estos avances fueron progresivamente incorporados en los códigos de diseño sísmico, uno de ellos el “libro azul” publicado por Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC) en 1974, por primera vez se mencionan los conceptos de expectativas de desempeño para el diseño de edificaciones, inicialmente eran descripciones cualitativas de los niveles de eventos de diseño y de los daños y consecuencias.

Ya en mediados de 1990s, dos proyectos en paralelo se desarrollan, por un lado el SEAOC con el documento VISION 2000 del año 1995, proporciona mayores avances en la definición del desempeño esperado en edificaciones, así como la presentación de figuras que enlazan los niveles de desempeño discretos con los niveles de amenaza sísmica (véase sección 2.2); por otro lado el ATC (Applied Technical Council) prepara dos documentos que marcan el desarrollo de la ingeniería sísmica basado en desempeño, el documento ATC-40 y FEMA 273, en ambos documentos se detallan de manera similar a VISION 2000 los niveles de desempeño, también se agregan procedimientos para



determinar los puntos de desempeño: método del espectro de capacidad (ATC-40) y método de los coeficientes (FEMA 273), así como los respectivos criterios de aceptabilidad.

El documento FEMA 273, pasa a ser actualizado bajo el nombre de FEMA 356, este sería una de las bases del futuro estándar del ASCE con el nombre de ASCE 41. Debido a las incongruencias de resultados obtenidos usando el método del espectro de capacidad del ATC-40 y el método de los coeficientes de FEMA 273/356, que se desarrolla el proyecto FEMA 440 que corrige las discrepancias de los métodos para determinar los puntos de desempeño, siendo posteriormente adoptado el método de los coeficientes mejorado por la norma ASCE 41. Todos estos documentos forman la denominada ingeniería sísmica basada en desempeño de primera generación.

Dolsek y Fajfar (2008) invstigan el efecto de los muros de albañilería de relleno en la respuesta sísmica de un edificio de porticos de concreto de 4 niveles usando un analisis pushover, ellos comparan las respuestas de los porticos sin relleno y con relleno de albañilería. Los muros son modelados como puntales diagonales equivalentes, obteniendo que debido a la presencia de los muros de produce el mecanismo de piso blando en los pisos inferiores, tambien que los muros aportan una significativa rigidez y resistencia inicial, que rapidamente se degrada.

Cisneros (2014) estudia la influencia de la incorporaciòn de los muros de albañilería en el diseño de un edificio de 3 niveles mediante analisis estatico no lineal, encontrando que la influencia de los muros de albañilería no es muy significativa en una direcciòn de analisis, en tanto que la otra direcciòn no puede determinar los puntos de desempeño para los niveles de amenaza sísmica correspondiente a sismo raro y muy raro.

Recientemente Mamani (2018) realiza un trabajo de investigación con el objetivo de determinar los niveles de desempeño de un edificio de 8 niveles ubicado en la ciudad de Juliaca, mediante la aplicaciòn del analisis estatico no lineal y el método del espectro de capacidad mejorado del FEMA 440, en el desarrollo de la investigación menciona casos interesantes sobre la aplicaciòn de la ingeniería sísmica basada en desempeño, tanto de nivel internacional y nacional. Dentro de los resultados que obtiene menciona que en una direcciòn la edificaciòn no cumple con los niveles de desempeño, en tanto, que para

la otra dirección si cumpliría con los niveles de desempeño, el autor de dicha investigación en su análisis no considera la influencia de los muros de relleno.

De acuerdo con el libro azul del SEAOC en su edición del año 2019, indican que el interés en la ingeniería sísmica basado en desempeño inicia a mediados de la década de 1980 por parte de los propietarios de las edificaciones en California considerando evaluaciones sísmicas y readecuaciones de estructuras existentes. Este interés, impulsado por varias subvenciones de parte de la FEMA como respuesta a los terremotos de San Fernando de 1971, Loma Prieta de 1989 y Northridge de 1994, llevándose a cabo numerosos esfuerzos de múltiples organizaciones e investigadores para desarrollar criterios y metodologías del diseño sísmico basado en desempeño (PBSD), estos eventos pueden mostrarse en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 . Desarrollo histórico de la ingeniería sísmica basada en desempeño (SEAOC, 2019)

<i>Año</i>	<i>Publicación</i>	<i>Descripción / resumen</i>
1979	TM-304	Manual técnico del Ejército que tomó la delantera en el desarrollo de los criterios formales de la PBSD. Simulaciones requeridas de respuesta inelástica y predicción del desempeño usando dos métodos. El primero utiliza un análisis elástico y el cálculo de ratios de demanda inelástica (IDR) como medidas del desempeño de los elementos, mientras que el segundo introduce el concepto de análisis estático no lineal (pushover) y la técnica del espectro de capacidad para estimar el desempeño estructural inelástico.
1987 - 1992	ATC-14, ATC-22, FEMA-178	Formaliza el proceso de evaluación del desempeño de edificaciones existentes, y en particular, la capacidad de la estructura para proveer niveles adecuados de protección de la vida.
1993	Priestley, 1993	Introducción de la filosofía del diseño directo basado en desplazamientos (DDBD)
1995	SEAOC Vision 2000	Presenta un marco conceptual para el desarrollo de un conjunto integral de criterios y procedimientos basados en el desempeño. Fue exitoso en la popularización del diseño basado en desempeño, generando interés en el mundo por el tema y una demanda para el desarrollo de criterios de diseño usables basados en desempeño.
1996	FEMA 283	Propone un plan de acción y tareas para ser implementado en orden para desarrollar las bases técnicas para el PBSD.
1996	ATC-40	Desarrolla la evaluación basado en desempeño y metodologías de readecuación para edificios de pórticos de concreto armado no dúctiles. Mejora la técnica del espectro de capacidad originalmente introducido en



Año	Publicación	Descripción / resumen
		TM-304 y provee una extensiva criterios de aceptación para la evaluación del desempeño de edificaciones existentes de concreto no dúctiles.
1996 1997	ATC-33, FEMA 273/274	Mayores esfuerzos en el desarrollo de lineamientos para la rehabilitación sísmica y readecuación de edificaciones. Posteriormente adoptado como un prestandar, FEMA-356 (2000), y como un estándar, ASCE 41 (2006). Este documento representa la primera metodología exhaustiva de diseño basado en desempeño que incluye criterios de desempeño, procedimientos de simulación para predecir el desempeño, y criterios de aceptación exhaustivos que podrían ser usados para convertir los resultados de una simulación en una estimación del desempeño.
1999	SEAOC Blue Book	Propone un enfoque prescriptivo considerado para cumplir y provee pautas para un enfoque de ingeniería basado en desplazamientos.
2000	FEMA 356	Pre-estandar basado en FEMA 273/274.
2000	FEMA 349	Plan de acción construido sobre los esfuerzos de la publicación FEMA 283, describe tareas que podrían ser completadas para el posterior desarrollo de los criterios de diseño sísmico basado en desempeño.
2003	ASCE 31	Basado en FEMA 178, estándar para la evaluación sísmica de edificaciones existente.
2006	FEMA 445	Propone un plan de programa para el desarrollo de la “siguiente generación” de pautas para el diseño sísmico basado en desempeño. Refinamiento y extensión de FEMA 283 y FEMA 349. Posterior desarrollo del programa ha sido completado bajo el proyecto ATC-58
2006, 2013, 2017	ASCE 41	Basado en FEMA 273/274 y 356, estándar para la Rehabilitación sísmica de edificaciones existente. En 2013, es fusionada con ASCE 31 y renombrado Evaluación Sísmica y Readecuación de Edificaciones Existentes.
2008	San Francisco A.B. 083	La Ciudad y Condado de San Francisco adopta esta provisión, clarificando los requerimientos y pautas para edificios altos que no cumplen con los requerimientos de códigos prescriptivos.
2010	PEER TBI	Introduce un limitado lenguaje de procedimiento PBSD para ser ampliamente usado como estándar para nuevas edificaciones.
2011	LATBSDC	El Consejo de diseño estructural de edificios altos de <i>Los Angeles</i> desarrollan un documento de procedimiento alternativo para el análisis y diseño. Proveyendo un enfoque basado en desempeño para el análisis y diseño de edificios altos.



<i>Año</i>	<i>Publicación</i>	<i>Descripción / resumen</i>
2012	ATC-58, FEMA P-58	Trabajo comenzó inicialmente en 2006 sobre su monumental nueva generación de metodologías de procedimientos de diseño sísmico basado en desempeño. Desarrollando procedimientos para la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones intentando resumirlo en términos de perdidas medidas en dinero, tiempos de para.
2018	ATC 114	Desarrollo de modelos actualizados de envolvente de histéresis para ser usado en el análisis sísmico. La intención fue ser el soporte para el desarrollo de actualizaciones de criterios del código de construcción contenidos en ASCE 7 y ASCE 41.
2018	FEMA P-2006	Guía con ejemplos de aplicación para ASCE/SEI 41-13 con comentarios adicionales para ASCE/SEI 41-17 – un excelente recurso para como usar el ASCE 41.
2018	ATC 120	Análisis sísmico, diseño, e instalación de sistemas y componente no estructural con un enfoque basado en desempeño.
2019	FEMA P-58-2	Proyecto para habilitar y fomentar el uso de la metodología FEMA P-58. Aunque todavía no esta públicamente disponible, proporcionara una librería mejorada de fragilidad; calibración y benchmarking de resultados,
2023 (est.)	ATC 140	Actualización de las guías de readecuación sísmica que ayudaran a generar casos de estudio y calibraciones como la base para una actualización exhaustiva de propuestas para el ASCE 41-23.

2.2. DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

2.2.1. Introducción

Tradicionalmente, los códigos de diseño sísmico proveen criterios “considerados para cumplir” que especifican niveles mínimos de resistencia, rigidez y ductilidad, y un esbozo de los materiales aceptables, detalles y configuración en orden para alcanzar los mínimos niveles de seguridad y desempeño en sismos. Nuestra experiencia en sismos pasados forma estos criterios prescriptivos (Kam & Jury, 2015).

Un diseño prescriptivo es uno que se adhiere estrictamente a las provisiones de un código de diseño, como por ejemplo las disposiciones contenidas en el International Building Code (IBC), muchos diseños de edificaciones siguen este enfoque. Las provisiones son prescriptivas en el sentido que ellos prescriben los procedimientos de análisis requeridos, resistencia, rigidez y detallado de los componentes, con poca libertad para desviarse de las prescripciones. Un diseño prescriptivo típico incluye los siguientes pasos: (Moehle, 2015).



- El código de diseño especifica la intensidad de las cargas de diseño para los efectos de las cargas muertas, vivas, viento, sismo y otras, y especifica cómo estas cargas deben ser combinadas para determinar la condición más desfavorable.
- El código de diseño especifica cómo deben calcularse la resistencia de diseño de los miembros estructurales, y se requiere que estos sean al menos iguales a la resistencia requerida del análisis estructural.
- Un código de diseño especifica las dimensiones de los miembros estructurales y el detallado del reforzamiento.
- Los códigos de diseño especifican los desplazamientos límites para los miembros estructurales y para la estructura como un todo.

Dentro de las ventajas del enfoque prescriptivo están: el uso bien establecido, familiarización con los métodos de análisis y técnicas de diseño; con todos los requerimientos especificados en los códigos de diseño, un ingeniero puede implementar dichas disposiciones de manera confiable, además un revisor puede verificar si el diseño cumple con los requerimientos del código de diseño. Una desventaja del enfoque prescriptivo es que no hay un cálculo del desempeño de la edificación para futuros eventos sísmicos (Moehle, 2015), en este punto es necesario direccionar el problema de diseñar una estructura a un conjunto de objetivos de desempeño o estados límites, esta metodología es conocido como Diseño Basado en Desempeño.

La Ingeniería sísmica basada en desempeño, se avoca precisamente a reemplazar la forma tradicional de diseño de un nivel contra el colapso y sus reglas prescriptivas, con un transparente diseño sísmico multinivel, reuniendo más de un “nivel de desempeño” discreto, cada uno bajo diferentes eventos sísmicos, identificado a través de su probabilidad de excedencia anual y denominado “nivel de amenaza sísmica”. Emparejando todos los “niveles de desempeño” considerados para un caso particular con los “niveles de amenaza sísmica” asociados, esto es denominados “objetivos de desempeño” (Fardis, 2009).

De acuerdo con Kunnath (2005) se puede clasificar los componentes claves de la metodología típica del diseño basado en desempeño en tres pasos:

Paso 1. a) definir un objetivo de desempeño que incorpora una descripción tanto de la amenaza y el nivel de desempeño esperado, b) seleccionar un diseño de prueba.

Paso 2. Determinar las demandas sísmicas sobre el sistema y sus componentes a través de un análisis del modelo matemático de la estructura.

Paso 3. Evaluar el desempeño (en el sistema y sus componentes) para verificar si el objetivo de desempeño definido en el paso 1 ha sido cumplido. Si los niveles de desempeño no son satisfactorios, revisar el diseño y volver al paso 2.

En la Figura 2.1 se muestra un diagrama de flujo de los pasos para aplicar el diseño sísmico basado en desempeño propuesto por Zameeruddin & Sangle (2016), nótese que estos autores proponen cuatro pasos, que es similar a la propuesta de Kunnath (2005).

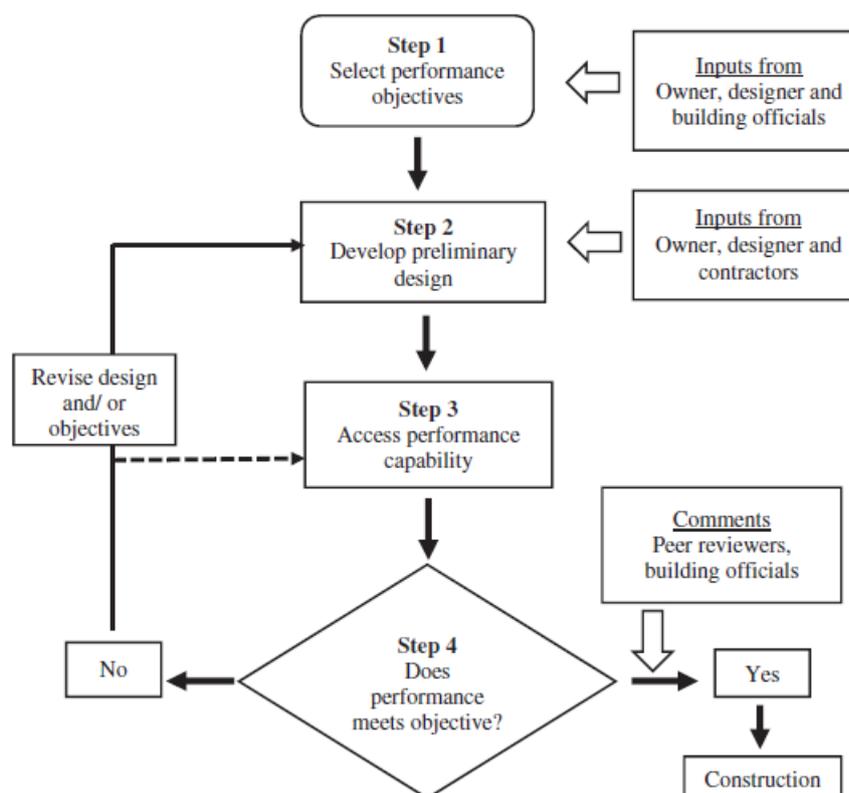


Figura 2.1. Diagrama de flujo de diseño sísmico basado en desempeño (Zameeruddin & Sangle, 2016)

Según Ellingwood (2000) los conceptos de diseño sísmico basado en desempeño tienen el potencial de facilitar el entendimiento de los códigos de diseño por la clarificación de las intenciones de varias provisiones. Esto permite a los diseñadores para idear alternativas de soluciones que reúnan las expectativas de desempeño igualmente

bien. Además, provee un marco racional para evaluar estructuras existentes, donde las características de la información disponible son diferentes que las nuevas construcciones, y eso es una herramienta importante para renovar las infraestructuras civiles.

2.2.2. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996). Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).

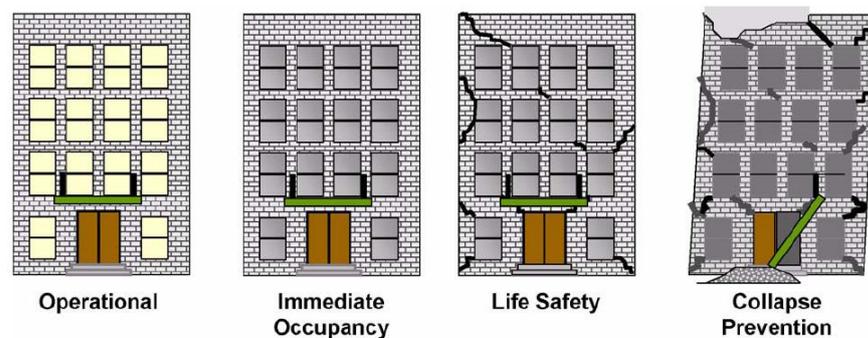


Figura 2.2 Ilustración gráfica de los niveles de desempeño. (FEMA, 2004)

2.2.2.1. Propuesta del comité VISION 2000

La Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

A - Totalmente Operacional. Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños.

B – Operacional. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales.

C - Seguridad. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación.

D – Pre-Colapso. Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural.

La Tabla 2.2 resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daños.

Tabla 2.2 . Estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC, 1995)

<i>Estado de daño</i>	<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Características principales</i>
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

2.2.2.2. Propuesta del Eurocodigo 8

La normativa europea para diseño sismo resistente (Eurocodigo 8) en la parte 3 (CEN, 2005), especifica tres niveles de desempeño o también denominados “estados límites”:



Cercano al colapso (NC), es similar a “prevención del colapso”. En las verificaciones, un miembro puede alcanzar su carga última o capacidad de deformación.

Daño significativo (SD), corresponde a “seguridad de vida”. Las verificaciones deben proveer un margen en la capacidad última de los miembros estructurales.

Daño limitado (DL), corresponde a “Ocupación inmediata”, los miembros de la estructura deben ser verificados en el rango elástico.

2.2.2.3. Propuesta del ASCE 41-17

Los niveles de desempeño del edificio objetivo se refieren al estado de daño en la estructura definida a través de cuatro estados límite, a saber, Nivel Operacional (1-A), Ocupación Inmediata (1-B), Seguridad de Vida (3-C) y Prevención del Colapso (5- RE).

Nivel de Desempeño Operacional (1-A)

El nivel operacional (1-A), de acuerdo con ASCE 41-17, es una condición en la cual se espera que el daño sea insignificante y la estructura no necesite ninguna medida de reparación. Se evita que los elementos estructurales cedan significativamente y retengan sus propiedades de resistencia y rigidez. Todos los sistemas importantes para la operación normal son funcionales. Los componentes no estructurales, como particiones y rellenos, no deben dañarse.

Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata (1-B)

La ocupación inmediata después del terremoto (1-B), de acuerdo con ASCE 41-17, es una condición en la que se espera que no se interrumpa ninguna operación de construcción durante y después del terremoto de diseño, con la posible excepción de funciones de importancia menor. Los elementos estructurales conservan sus propiedades de resistencia y rigidez. Algunas grietas finas pueden ocurrir en la estructura.



Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida (3-C)

La seguridad de vida (3-C), de acuerdo con ASCE 41-17, es una condición en la que se espera que ocurra un daño moderado a la estructura durante el sismo de diseño, aunque es probable que no sea económico de reparar. Los elementos estructurales conservan cierta resistencia y rigidez residuales. Los componentes no estructurales están dañados, aunque las particiones y los rellenos no han fallado fuera del plano. Las derivas permanentes moderadas están presentes.

Nivel de Desempeño de Prevención del Colapso (5-D)

La Prevención del Colapso (5-D), de acuerdo con ASCE 41-17, es una condición en la que se espera un daño severo (no reparable, en general) a la estructura durante el sismo de diseño y probablemente no sobreviva a otro sismo. La estructura está muy dañada con baja resistencia lateral residual y rigidez, aunque los elementos verticales todavía son capaces de soportar cargas axiales. La mayoría de los componentes no estructurales se han colapsado y hay grandes derivas permanentes presentes.

2.2.3. Niveles de amenaza sísmica

Para el diseño sísmico de estructuras es esencial conocer el movimiento del terreno debido a los sismos. Un sismo es, por tanto, un fenómeno estocástico con una distribución al azar de magnitud e intensidad en el espacio y tiempo. Por tanto, incluso para casos en que hay registros sísmicos de larga data, el procesamiento estadístico es necesario para el sismo de diseño que será preseleccionado con una probabilidad de ocurrencia en un cierto periodo de tiempo (por ejemplo, 50 años, que es el periodo de vida de edificios convencionales) (Penelis & Penelis, 2014).

Según Dowrick (2009) la evaluación del peligro sísmico envuelve diversos tópicos y disciplinas profesionales. Los estudios de amenaza sísmica son requeridos para la elaboración de las cargas sísmicas en los códigos normativos, estos estudios pueden ser resumidos en actividad sísmica, atenuación y respuesta del sitio.

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los niveles de amenaza sísmica que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En

los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que, en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica. Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como, por ejemplo, la intensidad macro sísmica, aceleraciones pico, los espectros de respuesta, etc., relacionados con el período medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia. El período medio de retorno es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años (SEAOC, 1995). El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como;

$$T = -\frac{t}{\ln(1-p)} \quad (2.1)$$

T = Período medio de retorno, en años.

p = Probabilidad de excedencia.

t = Tiempo de exposición, en años

2.2.3.1. Propuesta VISION 2000

La propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de amenaza sísmica. La Tabla 2.3 reproduce los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico que se designan con los siguientes calificadores;

Tabla 2.3 Niveles de movimiento sísmico (SEAOC, 1995)

<i>Nivel de movimiento sísmico</i>	<i>Periodo medio de retorno T(años)</i>	<i>Probabilidad de excedencia (p,t)</i>
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años



2.2.3.2. Propuesta Eurocodigo 8

Los niveles de amenaza sísmica para cada uno de los tres estados límites requeridos deben de ser decididos por las naciones miembros como Nationally Determined Parameter (NDP), o por el dueño, si el anexo nacional no lo contempla (Fardis M. N., 2004). Dentro del eurocodigo 8 no se da una recomendación, pero menciona que los objetivos de desempeño es un sismo de 225 años (20% en 50 años), un evento de 475 años (10% en 50 años) o uno de 2475 años (2% en 50 años) para los “estados límites” DL, SD y SD respectivamente.

2.2.4. Objetivos de desempeño

Un objetivo de desempeño sísmico está definido por la selección de un nivel deseado de desempeño para un determinado nivel de movimiento sísmico (ATC-40, 1996), estos objetivos son definidos por estados límites, que pueden ser o no estructurales, desde el uso de una estructura puede ser impedido por problemas no estructurales (Elnashai & Di Sarno, 2015).

Un estado límite es una condición de un miembro estructural o del sistema estructural que ya no satisface sus requerimientos de desempeño o funciones establecidas.

Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Para dicha selección debe tenerse en cuenta factores como: características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC, 1995).

2.2.4.1. Propuesta VISION 2000

Tabla 2.4 Niveles recomendados de desempeño esperados (SEAOC, 1995)

1. Instalaciones básicas 2. Instalaciones esenciales 3. Instalaciones de seguridad crítica 0. Desempeño inaceptable		Nivel de desempeño Sísmico			
		<i>Totalmente operacional</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad</i>	<i>Colapso</i>
Nivel de amenaza sísmica	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=72 años)	2	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	2	1

2.2.4.2. Propuesta ASCE 41-17

Según ASCE 41-17 sección 2.2, los objetivos de la evaluación o rediseño (Tabla C2-2) consisten en combinaciones de un nivel de desempeño y una acción sísmica, dada una "probabilidad aceptable de superación dentro del ciclo de vida del edificio" (sismo de diseño), como se muestra en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Objetivos de desempeño de acuerdo a ASCE 41-17

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de objetivos de desempeño estructural			
	Nivel de desempeño Operacional (1-A)	Nivel de desempeño de ocupación inmediata (1-B)	Nivel de desempeño de seguridad de vida (3-C)	Nivel de desempeño de prevención del colapso (5-D)
50% / 50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20% / 50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5% / 50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (2% / 50 años)	m	n	o	p
Objetivos de desempeño básicos para edificaciones existentes (BPOE)	g y l			
Objetivos mejorados	g y ya sea i, j, m, n, o, ó p l y ya sea e ó f g y l más a ó b solo k, m, n, u o			
Objetivos limitados	Solo g Solo l c, d, e, ó f			

2.2.5. Límites de aceptabilidad

En el apéndice G de la séptima edición del SEAOC Blue Book (SEAOC , 1999) se sugieren las derivas máxima de entrepiso que se muestran en la Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Valores límites de derivas de entrepiso (SEAOC , 1999)

	NIVEL DE DESEMPEÑO			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Cerca del colapso
Deriva de entrepiso	< 0.2%	< 0.5%	< 1.5%	< 2.5%

Por otro lado (Elnashai & Di Sarno, 2015) proponen la tabla 2.7 para los límites de derivadas de entrepiso.

Tabla 2.7 Valores límites de derivas de entrepiso (Elnashai & Di Sarno, 2015)

Nivel de desempeño	Tipo de daño	Amenaza sísmica	Deriva de entrepiso (d/h)	
<i>Estado Limite</i>	<i>nivel</i>	<i>tipo</i>	<i>Probabilidad del evento</i>	<i>valor (en %)</i>
Serviciabilidad	No estructural	Frecuente	50% en 50 años	$0.2 < d/h < 0.5$
Control de daño	Moderado estructural	Ocasional	10% en 50 años	$0.5 < d/h < 1.5$
Prevención del colapso	Severo estructural	Raro	2% en 50 años	$1.5 < d/h < 3.0$

En la Tabla 2.8 se presentan los niveles de desempeño estructurales para pórticos con muros de albañilería de relleno, los daños están relacionados a las derivas de entrepiso (Sipos et al., 2018).

Tabla 2.8 Descripción de estados de daño y derivas de entrepiso (%) en pórticos con muros de relleno (Sipos et al., 2018)

Nivel de desempeño estructural	Descripción	Deriva de entrepiso IDR (%)	Deriva de entrepiso (%) (FEMA 273)
Daño leve 	Grietas finas (diagonal u horizontal) en los muros de relleno	$IDR < 0.10$	$IDR < 0.10$
Daño moderado 	Grietas en las interfaces de los muros de relleno, grietas diagonales	$0.10 \leq IDR < 0.30$	$0.10 \leq IDR < 0.30$
Daño extensivo 	Daños mayores del relleno, fallo en las esquinas del relleno	$0.30 \leq IDR < 0.75$	$0.30 \leq IDR < 0.60$
Cercano al colapso 	Aplastamiento excesivo de los rellenos o falla fuera del plano	$IDR \geq 0.75$	$IDR \geq 0.60$

2.3. ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL

2.3.1. Definición

Si bien, los métodos de análisis de respuesta en el tiempo no lineal son los procedimientos más precisos para determinar la verdadera demanda sísmica no lineal de

las edificaciones (Naiam, 2018), también estos métodos conocidos como análisis de historia en el tiempo dinámicos no lineales consumen mucho tiempo, porque se necesitan modelos estructurales más refinados, se debe seleccionar de manera cuidadosa los registros sísmicos, el tiempo computacional de análisis es muy alto, además que para el procesamiento e interpretación de la información obtenida se requiere bastante experiencia. Todas estas dificultades hacen que su implementación en la práctica cotidiana no sea muy extendida, a excepción de proyectos muy complejos y para hacer benchmarking con otros métodos más simplificados como el análisis estático no lineal.

Por lo descrito en el párrafo anterior, los procedimientos de análisis estáticos no lineales parece ser una de las herramientas de análisis más atractivas, porque es esencialmente una extensión del “procedimiento de fuerzas laterales” del análisis estático dentro del régimen no lineal (Fardis, 2009), debido a su facilidad de uso y también porque ellos proveen una representación gráfica simple y efectiva de la respuesta estructural, por medio de la denominada Curva de capacidad o Pushover, que relaciona directamente la capacidad del sistema, usualmente en términos de cortante en la base, con la respuesta de un nudo estructural significativo (nudo de control) (Pietra, 2008), dicho concepto se muestra en la Figura 2.3.

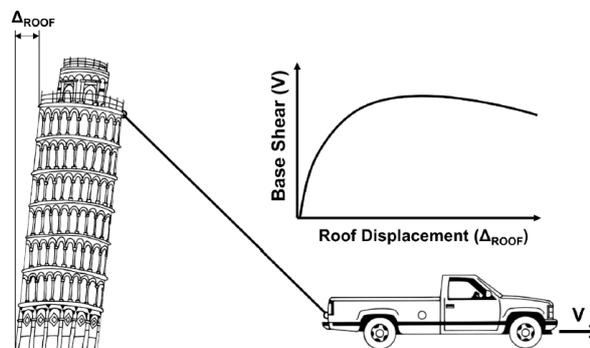


Figura 2.3 Concepto básico del análisis pushover (Naiam, 2018)

El análisis estático no lineal o pushover es una técnica en que el modelo estructural está sujeto a cargas gravitacionales constantes y un predeterminado patrón de carga lateral, ya sea invariable o adaptativo, que aproximadamente tiene que representar las fuerzas de inercia debido a las componentes horizontales de las acciones sísmicas. La intensidad de la carga lateral es incrementada, es decir la estructura es empujada progresivamente, desarrollándose una secuencia de formación de fisuras y rotulas plásticas, el proceso termina cuando se ha alcanzado un desplazamiento límite o la



estructura llega a fallar. En la Figura 2.4 se muestra un diagrama de flujo del análisis pushover.

El propósito del análisis pushover es evaluar el desempeño estructural mediante la estimación de las capacidades de resistencia y deformación usando un análisis estático no lineal, y comparando esas capacidades con las demandas en el correspondiente nivel de desempeño. La evaluación es basada sobre la estimación de importantes parámetros estructurales, tales como la deriva global de entrepiso o las deformaciones y fuerzas de los elementos. El análisis toma en cuenta las inelasticidades geométricas y materiales, así como la redistribución de las fuerzas internas. Por tanto provee información crucial sobre parámetros de respuesta que no puede ser obtenidos con métodos elásticos convencionales (ya sea estático o dinámico) (Antoniou S. , 2002).

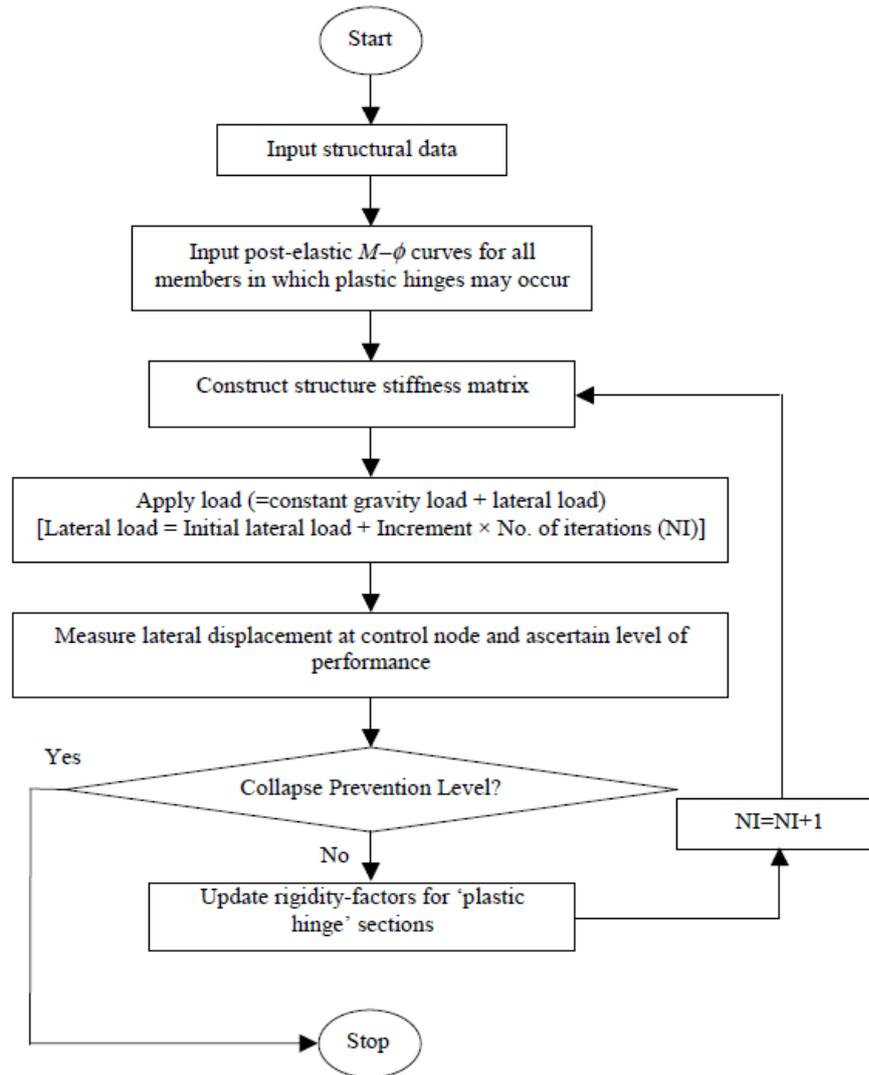


Figura 2.4 Diagrama de flujo del análisis pushover (Hasan et al., 2000)

El análisis estático no lineal o pushover no tiene un sólido sustento teórico (Lawson et al, 1994; Antoniou, 2002; Lopez-Menjivar, 2004; Themelis, 2008). Está basado sobre la asunción que la respuesta de una estructura con múltiples grados de libertad (MDOF) es directamente relacionado a la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF) con características histeréticas apropiadas. Esto implica que la respuesta dinámica del sistema MDOF es determinado solamente por un único modo y que la forma $\{\emptyset\}$ del modo es constante, a través de la historia en el tiempo, independientemente del nivel de deformación. Este hecho puede ser observado en la Figura 2.5.

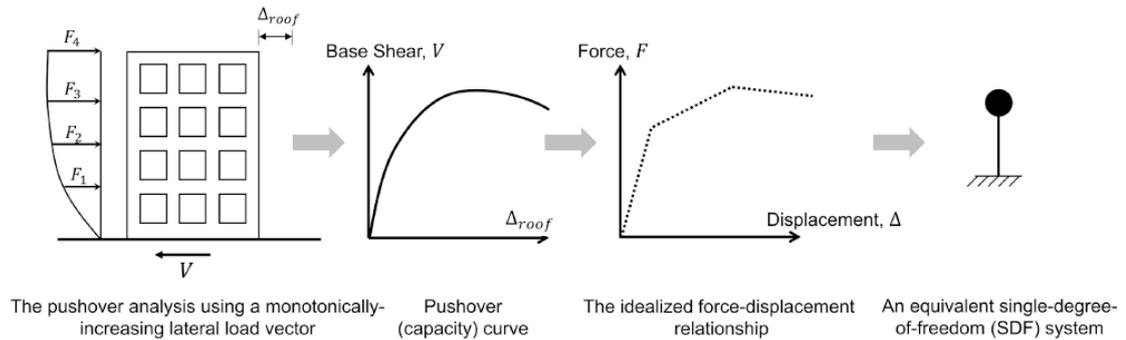


Figura 2.5 La conversión básica de un modelo estructural detallado (MDOF) en un sistema equivalente SDOF (Naian, 2018).

2.3.2. Influencia del patrón lateral de cargas

El análisis pushover fue inicialmente desarrollado, y principalmente aplicado para análisis 2D. Incluso cuando se aplica a modelos estructurales en 3D las cargas laterales simulan las fuerzas de inercia debido a solo un componente horizontal de la acción sísmica. En el fundamental y uso más común del método, las fuerzas incrementales F_i se aplican sobre las masas m_i manteniendo proporcional a un patrón de desplazamientos horizontales ϕ_i (Fardis, 2004).

$$F_i = \alpha m_i \phi_i \quad (2.2)$$

Como si la respuesta entera fuera en un solo modo invariante con desplazamiento modal horizontal ϕ_i .

De acuerdo al Eurocodigo 8, para el análisis pushover de las edificaciones se debe de aplicar los siguientes patrones de cargas laterales:

1. Un “patrón modal”, simulando las fuerzas de inercia del primer modo en la dirección horizontal en que el análisis es llevado a cabo. El patrón preciso depende del tipo de análisis lineal aplicable:
 - Si la edificación reúne las condiciones de aplicabilidad del análisis estático lineal, un patrón de cargas unidireccional del tipo “triángulo invertido” es aplicado, como en el usado en el análisis estático lineal (con $\phi_i = z_i$ en la ecuación (2.2));

- Cuando la edificación no reúne con las condiciones para la aplicación del análisis lineal estático, ϕ_i en la ecuación (2.2) es la forma del primer modo a partir del análisis modal.
2. Un “patrón uniforme”, correspondiente a la aceleración lateral unidireccional uniforme, $\phi_i = 1$ en la ecuación (2.2).

El resultado más desfavorable del análisis pushover con los patrones de carga estándares, 1 u 2, debe ser usado.

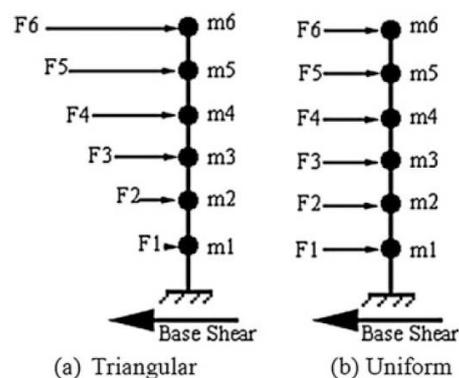


Figura 2.6 Dos patrones típicos de patrones laterales de carga usados en análisis pushover tradicionales (Seifi et al., 2008)

El documento FEMA 356 (FEMA, 2000) recomienda los siguientes patrones de carga:

1. Un patrón modal es seleccionado de cualquiera de los siguientes:
 - Una distribución proporcional a la distribución de fuerzas sísmicas en altura especificados en los códigos de diseño sismorresistente. El uso de esta distribución está permitido solo cuando más del 75% de la masa total participa en el modo fundamental en la dirección bajo consideración, y una distribución uniforme también es usado.
 - Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección bajo consideración. El uso de esta distribución solo es permitido solo cuando más del 75% de la masa total participa en este modo.
 - Una distribución vertical proporcional a la distribución de cortante de piso calculado por un análisis de la edificación usando combinación modal de respuesta espectral, que incluya los suficientes modos para capturar al menos el

90% de la masa total de la edificación. Esta distribución debe ser usado cuando el periodo fundamental excede 1.0 segundos.

2. Un segundo patrón es seleccionado a partir de los siguientes:

- Una distribución uniforme consistente en fuerzas laterales en cada nivel proporcional al total de la masa en cada nivel.
- Una distribución de carga adaptativo que cambia como la estructura es desplazada. La carga adaptativa debe ser modificado a partir de la distribución de carga original usando un procedimiento que considera las propiedades de plastificación de la estructura.

Investigaciones desarrolladas por Gupta y Kunnath (2000), Mwafy y Elnashai (2001) encontraron que en el rango elástico que las distribuciones de carga en forma triangular o trapezoidal proveen un mejor ajuste con los resultados de análisis dinámico, mientras que en largas deformaciones la envolvente dinámica es cercano a distribuciones de carga uniformes. En la Figura 2.7 se puede observar cómo influyen los patrones de carga en la obtención de las curvas de capacidad, tal como fue observado por Lawson et al. (1994).

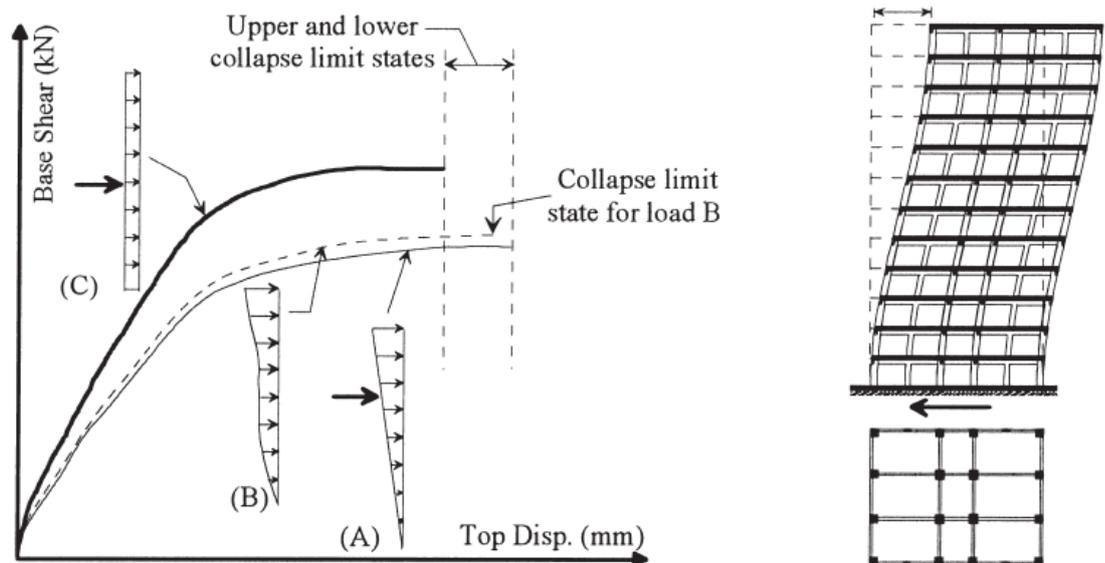


Figura 2.7 Diferencias de curvas de capacidad para tres diferentes patrones de carga (Mwafy & Elnashai, 2001)



Los resultados de los análisis estáticos no lineales son sensibles al patrón de carga lateral. La distribución de las cargas laterales determinan las magnitudes de fuerzas cortantes, momentos, y deformaciones (Jia, 2017).

2.3.3. Ventajas del análisis estático no lineal

De acuerdo con Bhatt (2012) las principales ventajas del análisis estático no lineal cuando se compara con el análisis estático y dinámico lineal son:

1. La evaluación sísmica y diseño usando análisis estático no lineal son realizados sobre la base del control de las deformaciones estructurales;
2. El análisis estático no lineal considera de manera explícita el comportamiento no lineal de la estructura en lugar de usar factores de comportamiento aplicado a los resultados de análisis lineales. De hecho, esos factores no son exactamente definidos para todos los tipos de estructuras;
3. El análisis estático no lineal permite la definición de la curva de capacidad de la estructura, permitiendo la identificación secuencial de los elementos estructurales que se plastifican y colapsan. Este análisis identifica la distribución de los daños estructurales a lo largo de la estructura durante el proceso de carga, dando una información importante acerca de los elementos estructurales que primero entran en el régimen inelástico que puede resultar muy útil cuando se desarrolle el reforzamiento sísmico de la estructura;
4. El análisis estático no lineal es muy útil dentro la filosofía del diseño y evaluación basado en desempeño, porque permite la consideración de los diferentes estados límites y el chequeo del desempeño de la estructura para sus correspondientes desplazamientos objetivo.

2.3.4. Limitaciones del análisis estático no lineal

Para estructuras que vibran principalmente en el modo fundamental, el análisis pushover proveería buenas estimaciones de la inelasticidad global y local, demandas de deformación. Este análisis también expondría las debilidades que pueden estar ocultos en un análisis elástico. Tales debilidades incluyen mecanismos de piso, demandas excesivas en deformaciones, irregularidades de resistencia y sobrecargas sobre potenciales



elementos frágiles tales como columnas y conexiones (Krawinkler & Seneviratna, 1998). También el análisis estático no lineal exhibe significativos defectos y limitaciones (Antoniou S. , 2002), que son resumidos a continuación:

1. El sustento teórico del método no es robusto y esto dificulta su defensa. Como se mencionó anteriormente, una importante asunción detrás del análisis pushover es que la respuesta de una estructura de varios grados de libertad es directamente relacionada a un sistema equivalente de un solo grado de libertad. Aunque en muchos casos la respuesta es dominado por el modo fundamental, esto no puede ser generalizado para todos los casos. Además, en análisis dinámicos de historia en el tiempo la forma de del modo fundamental en sí mismo puede variar significativamente dependiendo del nivel de inelasticidad y la localización del daño.
2. Como consecuencia del punto 1, las estimaciones de las deformaciones obtenidas de un análisis pushover puede ser altamente impreciso para estructuras donde los efectos de los modos superiores son significativos. El método ignora explícitamente la contribución de los modos superiores en la respuesta total. En los casos donde esta contribución es significativa, los estimados a partir del pushover pueden ser totalmente incorrectos.
3. Hay dificultad para modelar los efectos tridimensionales y torsionales.
4. La degradación progresiva de la rigidez que puede ocurrir durante los ciclos de carga sísmicas no lineales de la estructura no es tomada en cuenta. Esta degradación lleva a cambios en el periodo y características modales de la estructura que afectan la carga atraída durante los movimientos del terreno debido a sismos.
5. Siendo un método estático, el análisis pushover concentra sobre la energía de deformación de la estructura, obviando otras fuentes de disipación de energía, que son asociados con la respuesta dinámica, tales como la energía cinética y amortiguamiento viscoso.
6. Solo es considerado las cargas de sismo horizontales. El componente vertical de la carga sísmica, que puede ser en algunos casos de gran importancia son ignorados.

Debido a las dificultades descritas anteriormente, recientemente se han propuesto algunas mejoras al método de análisis no lineal o pushover, las mismas serán descritas de forma breve en la siguiente sección.

2.3.5. Procedimientos mejorados del análisis estático no lineal

El análisis pushover modal o MPA (por sus siglas en inglés) fue propuesto por Chopra y Goel (2002) es una versión más completa de los análisis pushover multimodales, en donde se usa los conceptos de combinación modal. Siendo un método donde muchas curvas pushover son obtenidos a partir de patrones de carga proporcionales a cada modo de vibración. La respuesta final es obtenida combinando los resultados correspondientes a cada curva pushover usando una apropiada regla de combinación, por ejemplo, SRSS (square root of sum of squares) o CQC (Complete quadratic combination). Este método es el más famoso pushover multimodal con cargas invariantes.

En el reporte FEMA 440, se muestran serias dudas sobre la efectividad de los métodos pushover convencionales basado en fuerzas para estimar la demanda sísmica a lo largo de todo el rango de deformaciones: (i) predicción inexacta de deformaciones cuando modos superiores son importantes y/o cuando la estructura es altamente empujado dentro de su rango no lineal post fluencia, (ii) inexacta predicción de daños locales concentrados, responsables para el cambio de la respuesta modal, (iii) inhabilidad de reproducir efectos dinámicos peculiares, descuidando fuentes de disipación de energía tales como energía cinética, amortiguamiento viscoso, efectos de duración, (iv) dificultad para incorporar efectos tridimensionales y cargas sísmicas cíclicas.

De acuerdo a Krawinkler y Seneviratna (1998) las distribuciones de cargas fijas o invariantes (ya sea de primer modo o multimodales) no pueden reproducir la respuesta dinámica sobre el rango completo de deformación. Porque los patrones de carga fijos no toman en cuenta la acumulación de daño, y la consecuente modificación de los patrones modales, de hecho, estos dos cambios caracterizan la respuesta estructural para niveles de carga incrementales (Bhatt C. , 2012). Este hecho motivo el desarrollo de los métodos de pushover adaptativo, donde los vectores de carga es actualizado en cada paso de análisis, con la finalidad de representar la degradación progresiva de la estructura durante el rango inelástico, de manera conceptual este enfoque puede observarse en la Figura 2.8.

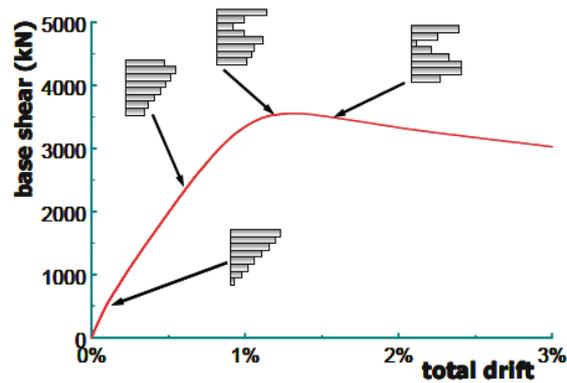


Figura 2.8 Pushover adaptativo: la forma del vector de carga es actualizado en cada paso del análisis (Pinho, 2007)

Bhatt (2012) menciona que los procedimientos adaptativos mejoran la respuesta obtenida con el pushover convencional, incluso obteniendo resultados cercanos a los análisis no lineales de historia en el tiempo, debido principalmente a las siguientes razones:

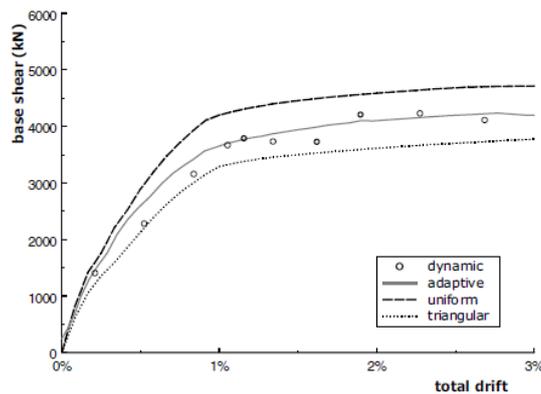
1. Uso de escalado de espectro;
2. Consideración de la contribución de los modos superiores;
3. Cambio de la resistencia local y propiedades modales debido a la acumulación de daño;
4. Los métodos actualizan el vector de carga usado la solución de eigenvalores a partir de la rigidez no lineal y matriz de masa en cada paso.

Antoniou y Pinho (2004) propusieron un método denominado Pushover Adaptativo basado en desplazamientos, donde el vector de carga es actualizado en cada paso de análisis basado sobre las características dinámicas actuales de la estructura. El vector de carga es obtenido por la combinación de las contribuciones de los diferentes modos de vibración en términos de desplazamiento. Las fuerzas cortantes son el resultado del equilibrio estructural con respecto a los desplazamientos aplicados. Este método es capaz de reproducir la reversión de los cortantes de entrepiso, incluso cuando se usa una combinación cuadrática. Por la aplicación de desplazamientos en lugar de fuerzas, el método sigue las tendencias más actuales basados en desplazamiento. De hecho, es reconocido que los daños estructurales son inducidos por acciones sísmicas es causado por la respuesta de deformaciones. Los resultados obtenidos con este método,

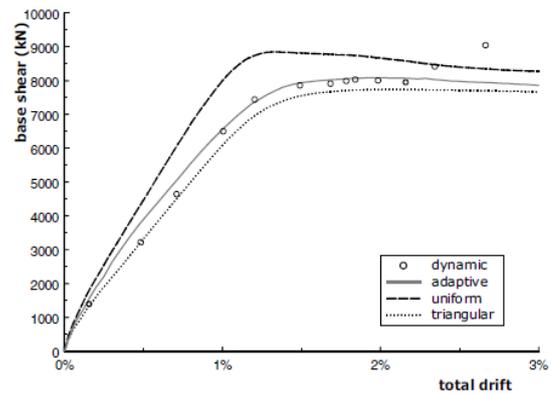
principalmente en términos de deformaciones son mejores que con otras propuestas de pushover, tal como se muestra en la Figura 2.9. Para mayores detalles sobre la formulación matemática se puede encontrar en Antoniou (2002).

Aparte de los métodos mejorados (pushover modal y pushover adaptativo), diversos investigadores han propuesto los siguientes métodos pushover:

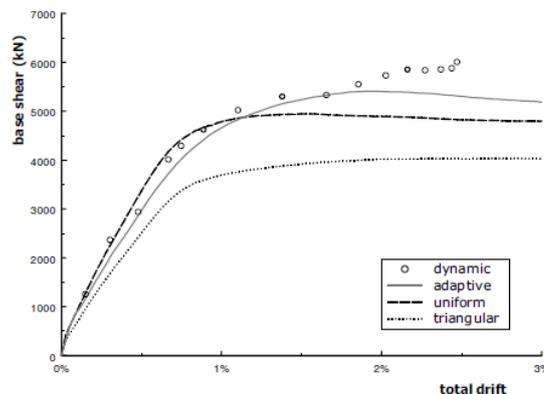
- Análisis de espectro de respuesta incremental (IRSA) (Aydinogly, 2003)
- Método N2 extendido (Kreslin & Fajfar, 2012)
- Análisis pushover modal consecutivo (CMP) (Poursha et al., 2009)
- Analisis pushover generalizado (Alici et al., 2012)
- Análisis pushover modal incremental (IMPA) (Bergami et al., 2017)
- Análisis pushover basado en espectro (SPA) (Liu & Kuang, 2017)



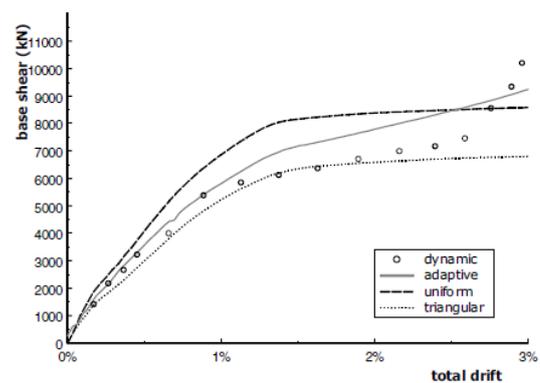
(a) Model WM15-NR3



(b) Model RM30-NR1



(c) Model RM15-NR2



(d) Model WH30-NR2

Figura 2.9 Curvas pushover de procedimientos convencionales y adaptativos (Antoniou & Pinho, 2004)

2.4. PUNTOS DE DESEMPEÑO

2.4.1. Método del espectro de capacidad (ATC-40)

El método del espectro de capacidad es uno de los más famosos y que ha ganado bastante aceptación dentro de la ingeniería sismorresistente, motivo por el cual fue incluido en los lineamientos del ATC-40 como el método para determinar los puntos de desempeño. Este método fue introducido en la década de 1970, cuando Freeman et al (1975) propusieron el método como un procedimiento de evaluación rápida en un proyecto para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en el Puget Sound Naval Shipyard.

El método hace una comparación de la capacidad de la estructura (en forma de curva pushover) con las demandas sobre la estructura (en forma de espectro de respuesta). La intersección gráfica de las dos curvas aproxima la respuesta de la estructura. En orden para tomar en cuenta el comportamiento inelástico no lineal del sistema estructural, valores de amortiguamiento viscoso efectivo son aplicados al espectro de respuesta similar a un espectro de respuesta inelástico (Freeman, 2004).

Bhatt (2012) propone el siguiente procedimiento para el método del espectro de capacidad propuesto en ATC-40:

Paso 1: Datos

Un modelo MDOF de la edificación debe de ser desarrollado incluyendo las relaciones no lineales de fuerza-deformación.

Paso 2: Demanda sísmica en formato ADRS (Acceleration-displacement response spectrum)

La demanda sísmica es definido con un espectro de respuesta en el formato ADRS, el espectro de desplazamiento puede ser calculado con la ecuación (2.3)

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_e \quad (2.3)$$

Donde S_e y S_d son los valores para el espectro elástico de aceleración y desplazamiento, respectivamente, correspondiente al periodo T y con un ratio de amortiguamiento viscoso fijo. Ejemplos de espectros de respuesta elásticos de aceleración

y desplazamiento son mostrados en la Figura 2.10a , el mismo espectro se muestra en el formato ADRS en la Figura 2.10b.

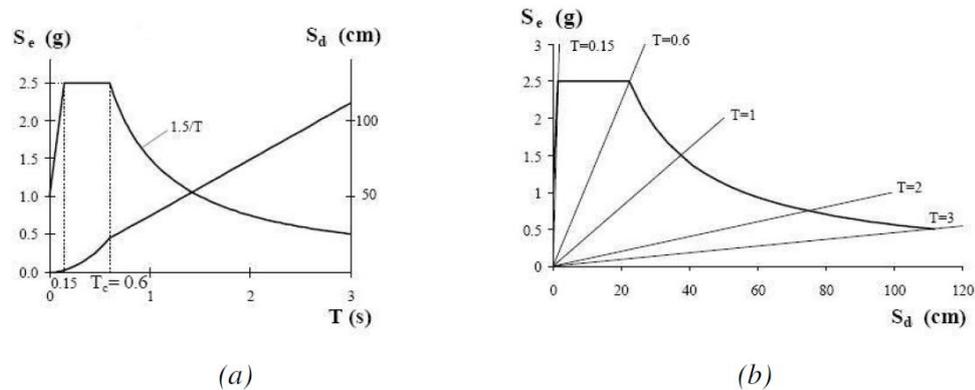


Figura 2.10 Espectro de respuesta elástico de aceleración S_e y desplazamiento S_d para un amortiguamiento del 5% normalizado a 1.0g de aceleración pico del terreno (PGA) a) formato tradicional b) formato ADRS (Fajfar P. , 2000).

Paso 3: Análisis pushover

Un procedimiento convencional de pushover no adaptativo es realizado, aplicando a la estructura un incremento monofónico del patrón lateral de cargas, los cuales pueden ser seleccionados de los expuestos en la sección 2.3.2. Del análisis pushover se obtiene la curva de capacidad que representa el cortante en la base y el desplazamiento en el centro de masa del techo.

Paso 4: Sistema Equivalente SDOF

La curva de capacidad que es expresado en términos de desplazamiento de techo y cortante en la base es entonces convertido a una curva SDOF en términos de desplazamiento y aceleraciones, que es llamado espectro de capacidad. La transformación es realizada usando las siguientes ecuaciones:

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]}{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (2.4)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (2.5)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.6)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (2.7)$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 : Coeficiente de masa modal para el primer modo natural

w_i/g : Masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i

N : Nivel N , el nivel es el más alto en la porción principal de la estructura

V : Cortante en la base

W : Peso de la estructura (carga muerta más un porcentaje de carga viva)

Δ_{roof} : Desplazamiento de techo

S_a : Aceleración espectral

S_d : Desplazamiento espectral

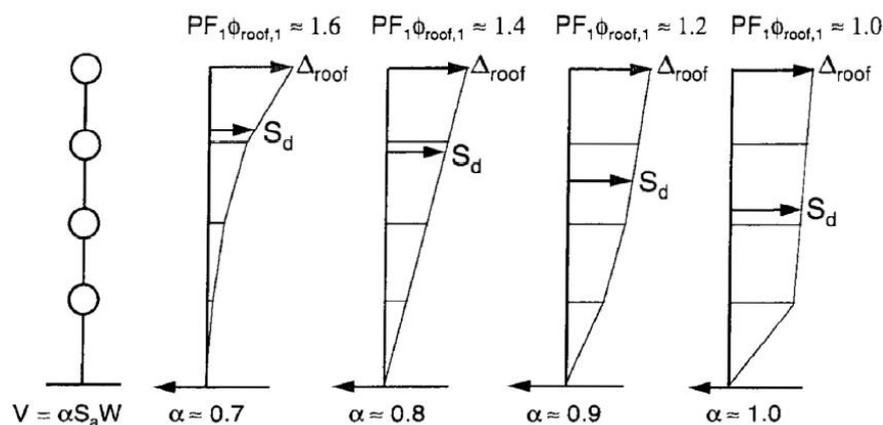


Figura 2.11 Ejemplo de factores de participación modal y coeficiente de masa modal (ATC-40)

En la muestra que el factor de participación y el coeficiente modal de masa varía de acuerdo al desplazamiento de entrepiso relativo sobre la altura de la edificación. Por

ejemplo, para una distribución lineal de desplazamiento de entrepiso a lo largo de la altura de la edificación, $\alpha_1 \approx 0.8$ y $PF_1 \phi_{roof,1} \approx 1.4$.

Para convertir la curva de capacidad MDOF en una curva de capacidad SDOF en el formato ADRS (espectro de capacidad), primero es necesario calcular el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente modal de masa α_1 usando las ecuaciones (2.3) y (2.4). Después, por cada punto de la curva de capacidad MDOF (Δ_{roof} y V) se calcula el punto asociado (S_d , S_a) del espectro de capacidad de acuerdo a las ecuaciones (2.6) y (2.7).

Paso 5: Cálculo del desplazamiento objetivo

El espectro de demanda, con la curva de capacidad SDOF serán intersectados, debe haber un formato ADRS. El cálculo del desplazamiento objetivo es un proceso iterativo, donde es necesario para estimado un punto de desempeño de prueba. Para este propósito, hay muchas opciones uno puede usar:

1. El primer punto de desempeño de prueba puede ser estimado como la respuesta el desplazamiento del espectro de respuesta elástico correspondiente al periodo fundamental elástico. El espectro de respuesta es definido por el nivel de amortiguamiento viscoso considerado (en edificaciones generalmente es del 5%);
2. Considerando un primer valor de prueba del amortiguamiento equivalente, por ejemplo 10%, y calcular el respectivo factor de reducción. Multiplicar el espectro elástico por su factor de reducción e intersectar la curva de capacidad con el espectro reducido. La intersección corresponde al primer punto de desempeño de prueba.

La curva de capacidad es entonces bilinealizado para este punto, y un nuevo amortiguamiento efectivo puede ser calculado y por tanto un nuevo factor de reducción puede ser aplicado. La nueva intersección entre la curva de capacidad y el nuevo espectro reducido lleva a un nuevo punto de desempeño. Si el desplazamiento objetivo calculado está dentro de un rango tolerable (por ejemplo, dentro del 5% del desplazamiento del punto de desempeño de prueba), entonces el punto de desempeño puede ser obtenido. De otra manera el proceso iterativo continua hasta encontrar la convergencia.

Las principales diferencias entre ATC 40 y FEMA 440 se encuentra en el cálculo del amortiguamiento efectivo y el factor de reducción, las mismas que son explicadas a continuación.

Estimación del amortiguamiento y factor de reducción del espectro de respuesta.

Cuando la estructura es sometida a un movimiento del terreno y entra en el rango inelástico, el amortiguamiento asociado es una combinación de un amortiguamiento viscoso y uno histeretico. El amortiguamiento histeretico está relacionado al área dentro de los lazos que se forman cuando la fuerza sísmica (cortante en base) es ploteado contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento viscoso puede ser calculado con la ecuación (2.8).

$$\beta_{eq} = \beta_1 + 5 \quad (2.8)$$

Donde:

β_{eq} : Amortiguamiento viscoso equivalente

β_1 : Amortiguamiento histeretico representado como amortiguamiento viscoso equivalente

5 : 5% de amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (asumido como constante)

La expresión anterior cuando es aplicado a edificios existentes de concreto armado, que no son estructuras típicamente dúctiles, sobrestima los niveles realistas de amortiguamiento. Para superar este problema se introduce el concepto amortiguamiento viscoso efectivo que puede ser obtenido por la multiplicación del amortiguamiento equivalente por un factor de modificación k (ecuación (2.9)).

$$\beta_{eff} = k\beta_1 + 5 \quad (2.9)$$

Donde:

β_{eff} : Amortiguamiento viscoso efectivo

k : factor de modificación de amortiguamiento

El amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso equivalente puede ser calculado de acuerdo con (Chopra, 2007):

$$\beta_1 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.10)$$

Donde:

E_D : Energía disipada por amortiguamiento

E_{S0} : Energía de deformación máxima

La interpretación física de E_D y E_{S0} se puede observar en la Figura 2.12. E_D es la energía disipada por la estructura en un ciclo de movimiento, que es, el área encerrada por un lazo de histéresis. E_{S0} es la máxima energía de deformación asociada con el ciclo de movimiento que es, el área del triángulo achurado.

La Figura 2.13 se muestra la derivación de la energía disipada por amortiguamiento

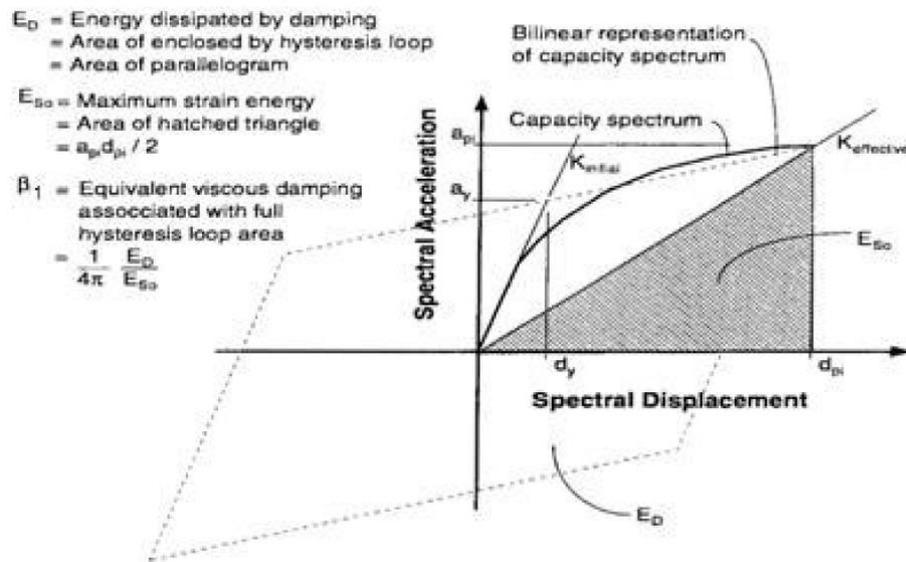


Figura 2.12 Paralelogramo de histéresis (ATC-40)

Por lo tanto β_1 puede ser reescrito como la ecuación (2.11)

$$\beta_1 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (2.11)$$

Donde a_{pi} y d_{pi} corresponden al punto de desempeño de prueba, es decir la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda. La curva de capacidad debe ser bilinealizada en este punto de prueba, considerando una rigidez post-fluencia. a_y y a_d corresponden al punto de fluencia en la curva bilineal.

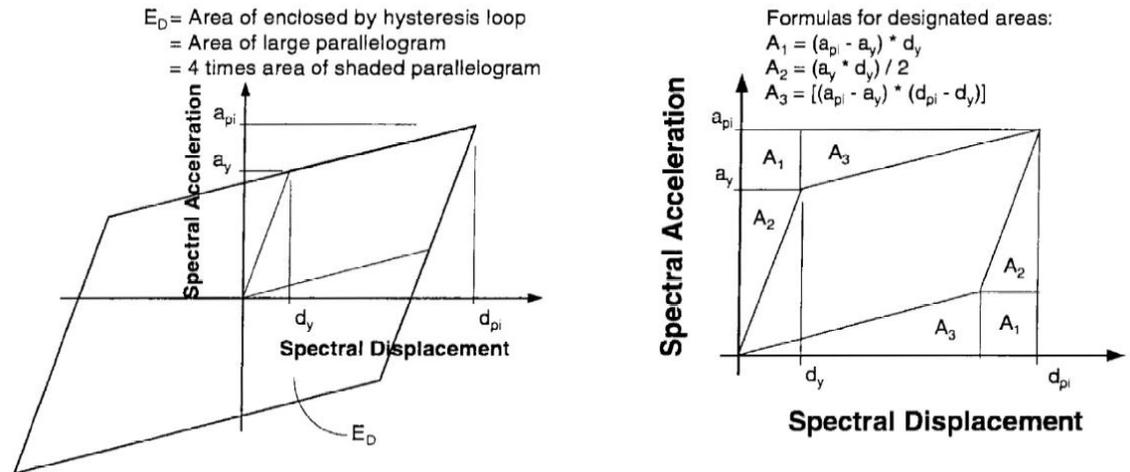


Figura 2.13 Derivación de la energía disipada por amortiguamiento (ATC 40)

Por lo tanto, el amortiguamiento efectivo puede ser escrito como la ecuación (2.12)

$$\beta_{eff} = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (2.12)$$

El factor de modificación de amortiguamiento k mide la extensión de la histéresis de la edificación actual sea bien representada por el paralelogramo ilustrado en la Figura 2.12, ya sea inicialmente o después de la degradación.

El factor k depende del comportamiento estructural de la edificación, que está relacionado con la calidad del sistema resistente y la duración del movimiento sísmico. En ATC 40 se definen tres tipo de comportamiento estructural: tipo A representa estable, razonablemente lazos de histéresis completos como en la Figura 2.12; el tipo B representa una moderada reducción del área; Tipo C representa un comportamiento hysteretico pobre con una significativa reducción del área del lazo (severamente apretado).

La Tabla 2.9 indica los valores de β_1 y k correspondiente para los tipos estructurales A, B y C.

Tabla 2.9 Factor de modificación k (ATC 40)

Tipo de comportamiento estructural	β_1 (Porcentaje)	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Derivación numérica de la reducción espectral

Los factores de reducción espectral son calculados a partir de las ecuaciones (2.13) y (2.14), uno debe de multiplicar el espectro de respuesta por estos factores para reducirlo.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \geq 0.44 \quad (2.13)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \geq 0.56 \quad (2.14)$$

2.4.2. Método del espectro de capacidad mejorado (FEMA 440)

A continuación, se desarrolla el procedimiento B del documento FEMA 440 – Intersección con MADRS (Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum), que se usa para calcular el desplazamiento objetivo. Esta secuencia de cálculo está basada en Bhatt (2012).

Las fórmulas que se presentan fueron calibrados de un estudio estadístico inmenso usando osciladores SDOF con una variedad de diferentes comportamientos histeréticos inelásticos, incluyendo: Histéresis bilineal (BLH), degradación de rigidez (STDG), y

degradación de resistencia, como se muestra en la Figura 2.14. Parámetros que han sido optimizados para todos los tipos de comportamientos que se incluyen.

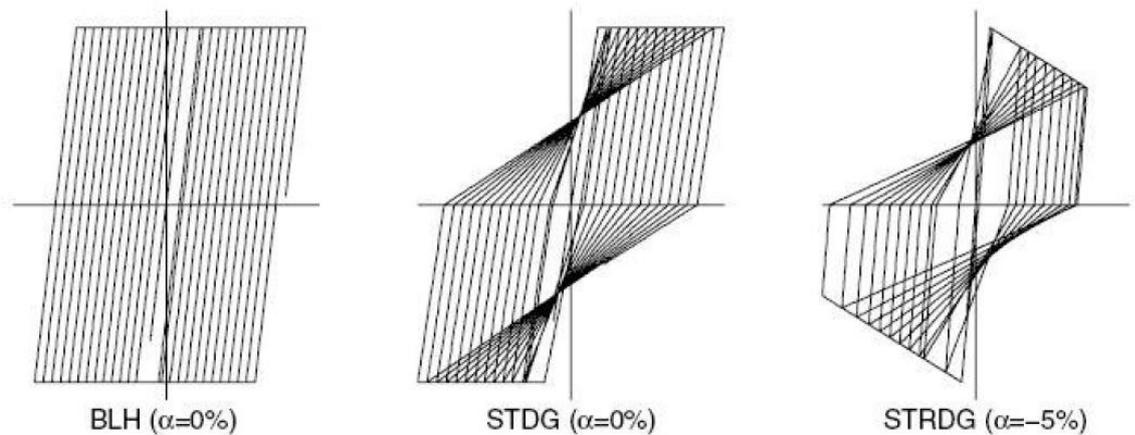


Figura 2.14 Tipos de comportamiento inelástico considerado : BHL=Bilinear Hysteretic, STDG=Stiffness Degrading, y STRDG=Strength Degrading (Chopra y Goel, 2004)

Amortiguamiento efectivo

Las formulas presentadas se aplican para cualquier curva de capacidad, independiente del tipo de modelo histeretico o valor de rigidez post elástico (α) usado.

El amortiguamiento efectivo es calculado usando las ecuaciones (2.15), (2.16) y (2.17) que dependen del nivel de ductilidad μ de la estructura.

$$\text{Para } \mu < 4.0 \quad \beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2.15)$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu < 6.5 \quad \beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2.16)$$

$$\text{Para } \mu > 6.5 \quad \beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{\{0.64(\mu-1)\}^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (2.17)$$

Donde:

μ : Ductilidad

β_0 : Amortiguamiento viscoso inicial (5% en edificaciones de concreto)

T_0 : Periodo fundamental en la dirección bajo consideración

T_{eff} : Periodo efectivo

La función amortiguamiento efectivo – ductilidad definido por las ecuaciones previamente mencionados es ploteado en la Figura 2.15. Nótese que el amortiguamiento efectivo también depende del nivel de amortiguamiento viscoso inicial β_0 .

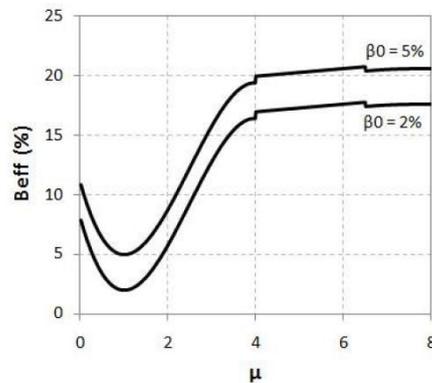


Figura 2.15 Amortiguamiento efectivo dependiente del nivel de ductilidad y amortiguamiento viscoso (Bhatt, 2012)

Periodo efectivo

Una vez más, las siguientes ecuaciones se aplican a cualquier espectro de capacidad, independiente del tipo de modelo histéretico o valores de rigidez post fluencia. El periodo efectivo depende del nivel de ductilidad y es calculado por las ecuaciones (2.18), (2.19) y (2.20).

$$\text{Para } \mu < 4.0 \quad T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0 \quad (2.18)$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu < 6.5 \quad T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (2.19)$$

$$\text{Para } \mu > 6.5 \quad T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (2.20)$$

El periodo efectivo también depende del periodo fundamental elástico inicial T_0 . La función periodo efectivo-ductilidad definido por las ecuaciones anteriores es graficado en la Figura 2.16 para diferentes valores de T_0 .

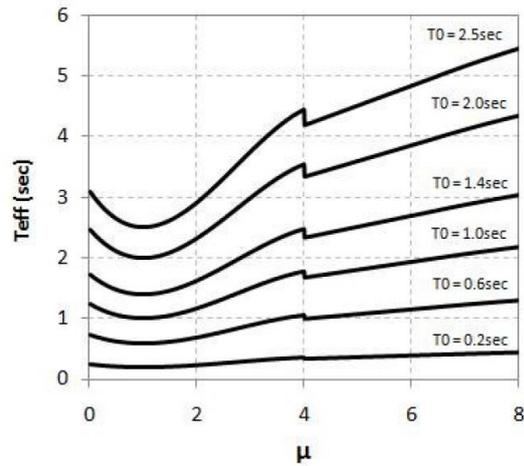


Figura 2.16 Periodo efectivo dependiente del nivel de ductilidad (Bhatt, 2012)

Factor espectral de reducción para amortiguamiento efectivo

El factor de reducción espectral es una función del amortiguamiento efectivo y es llamado el coeficiente de amortiguamiento $B(\beta_{eff})$ y es calculado usando la ecuación (2.22). Esto es usado para ajustar las ordenadas espectrales de aceleración como se muestra en la ecuación (2.21).

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_{5\%}}{B(\beta_{eff})} \quad (2.21)$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln\beta_{eff}(\text{en } \%)} \quad (2.22)$$

La función que relaciona el factor de reducción B y el amortiguamiento efectivo β_{eff} es graficado en la . Este también depende del amortiguamiento viscoso inicial β_0 . Nótese que, las curva correspondiente a un amortiguamiento viscoso $\beta_0 = 2\%$ comienza en $\beta_{eff} = 2\%$ y el correspondiente a $\beta_0 = 5\%$ empieza en $\beta_{eff} = 5\%$. A partir de $\beta_{eff} = 5\%$ ambas curvas coinciden.

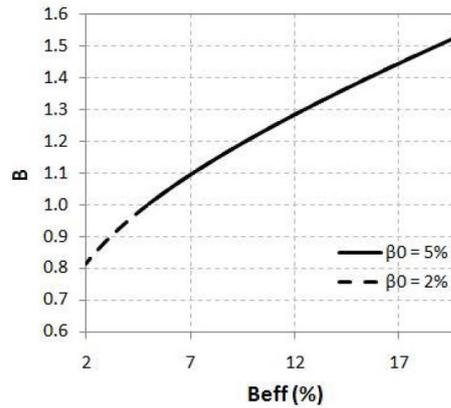


Figura 2.17 Factor de reducción espectral dependiente del nivel de amortiguamiento efectivo y amortiguamiento viscoso (Bhatt, 2012)

Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS)

Después de reducir el ADRS inicial usando el factor $B(\beta_{eff})$ descrito en la ecuación (2.22), se debe de multiplicar las ordenadas de aceleración (no las ordenadas de desplazamiento) del nuevo ADRS reducido por el factor de modificación, M. Este factor es determinado usando el periodo efectivo calculado, T_{eff} , como se muestra en la ecuación (2.23) y (2.24), con la finalidad de calcular el espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS)

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 \quad (2.23)$$

$$\frac{T_0}{T_{sec}} = \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha(\mu - 1)}} \quad (2.24)$$

Donde α es la rigidez post elástica y μ la ductilidad, calculado como sigue:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad (2.25)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (2.26)$$

La función que relaciona el factor de modificación M y el nivel de ductilidad μ se muestra en la Figura 2.18.

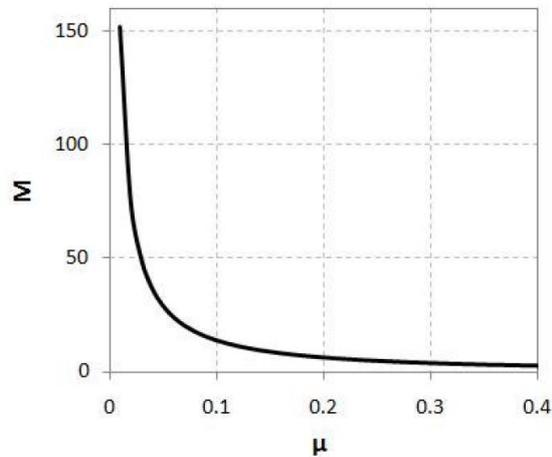


Figura 2.18 Factor de modificación M dependiente del nivel de ductilidad (Bhatt, 2012)

El MADRS debe ser intersectado con la curva de capacidad en un proceso iterativo, con la finalidad de calcular el punto de desempeño.

2.4.3. Método del espectro de capacidad adaptativo

Recientemente desarrollaron el método de espectro de capacidad adaptativo (Cassaroti et al., 2005; (Cassaroti & Pinho, 2007)), donde la idea principal es combinar el método de pushover adaptativo con el método de espectro de capacidad, la primera versión de este procedimiento se enfocó principalmente para la evaluación de puentes. El método se puede resumir en los siguientes pasos (Cassaroti & Pinho, 2007):

- Paso 1: Determinación de la “curva de capacidad adaptativo de un sistema equivalente SDOF”. En este primer paso es realizar un análisis pushover adaptativo sobre un modelo no lineal de la estructura MDOF. La curva de capacidad adaptativo del sistema equivalente SDOF (Figura 2.19) es entonces derivado paso a paso por el cálculo del desplazamiento del sistema equivalente $\Delta_{sys,k}$ y la aceleración $S_{a-cap,k}$ basado en la forma deformada actual en cada paso de análisis k , de acuerdo a las ecuaciones (2.30) y(2.31, donde $V_{b,k}$ es la fuerza cortante total en la base del sistema y $M_{sys,k}$ es la masa efectiva definida en la ecuación (2.32 :

$$\Delta_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}^2}{\sum_i m_i \Delta_{i,k}} \quad (2.27)$$

$$S_{a-cap,k} = \frac{V_{b,k}}{M_{sys,k} g} \quad (2.28)$$

$$M_{sys,k} = \frac{\sum_i m_i \Delta_{i,k}}{\Delta_{sys,k}} \quad (2.29)$$

En las ecuaciones anteriores m_i es la masa asociada con el nodo i del sistema MDOF. Es importante notar que $\Delta_{sys,k}$ y $M_{sys,k}$ son definidos como los inversos de los factores de participación modal y masa modal para una forma modal de desplazamiento, con la importante diferencia que ellos son calculados paso a paso basado en la forma actual del patrón deformado (eso implica que $M_{sys,k}$ varía en cada paso, por esa razón la curva es llamado adaptativo).

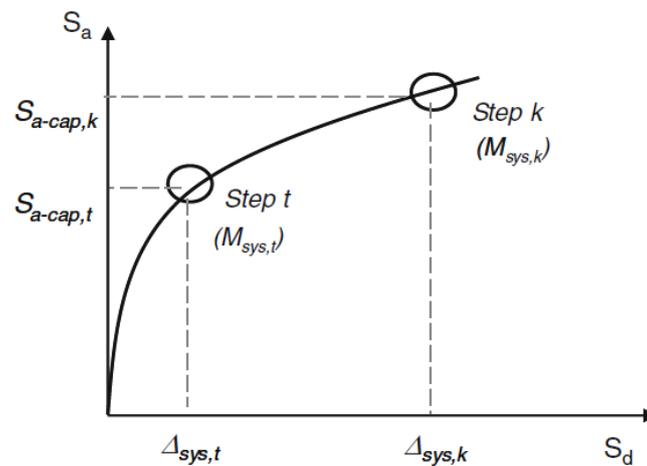


Figura 2.19 Curva de capacidad adaptativo del sistema equivalente SDOF (Cassaroti & Pinho, 2007)

- Paso 2: Aplicación del espectro de demanda a la “curva de capacidad adaptativo de un sistema equivalente SDOF”. La curva de capacidad es intersectado con el espectro de demanda, determinándose una estimación de la aceleración inelástica y desplazamiento de demanda o el punto de desempeño (Figura 2.20).

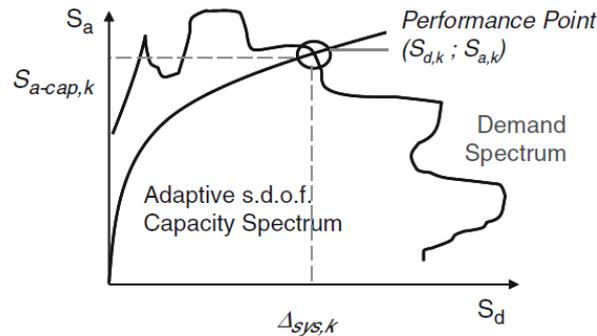


Figura 2.20 Individualización del punto de desempeño (Cassaroti & Pinho, 2007)

- Paso 3: Determinación del patrón de desplazamiento inelástico y la distribución del cortante en la base;
- Paso 4: Revisar el criterio de aceptabilidad.

Resultados obtenidos por Bhatt (2012) indican que los perfiles de desplazamiento lateral, ratios de desplazamiento en el tope y derivas de entrepiso, obtenidos por el método de espectro de capacidad mejorado (CSM-FEMA 440) y el método de espectro de capacidad adaptativo (ACSM), fueron los métodos que mejor reproducen los perfiles de respuesta medio de análisis dinámico no lineal.

Los buenos resultados del ACSM son justificados por el uso de un pushover de desplazamientos adaptativo y un desplazamiento del SDOF estructural equivalente basado en los patrones deformados actuales (Bhatt C. , 2012).

En el ACSM para calcular el ratio de amortiguamiento se usa la ecuación de Gulkan y Sozen, el factor de reducción espectral se obtiene con la expresión propuesta por Lin y Chang, esto lleva a una sobre estimación del ratio de amortiguamiento en los regímenes elásticos en todos los edificios analizados por Bhatt (2012). Mientras, que las formulas propuestas por FEMA 440 (sección 2.4.2) lleva a estimaciones del amortiguamiento más cercanos a los considerados en análisis de respuesta en el tiempo.

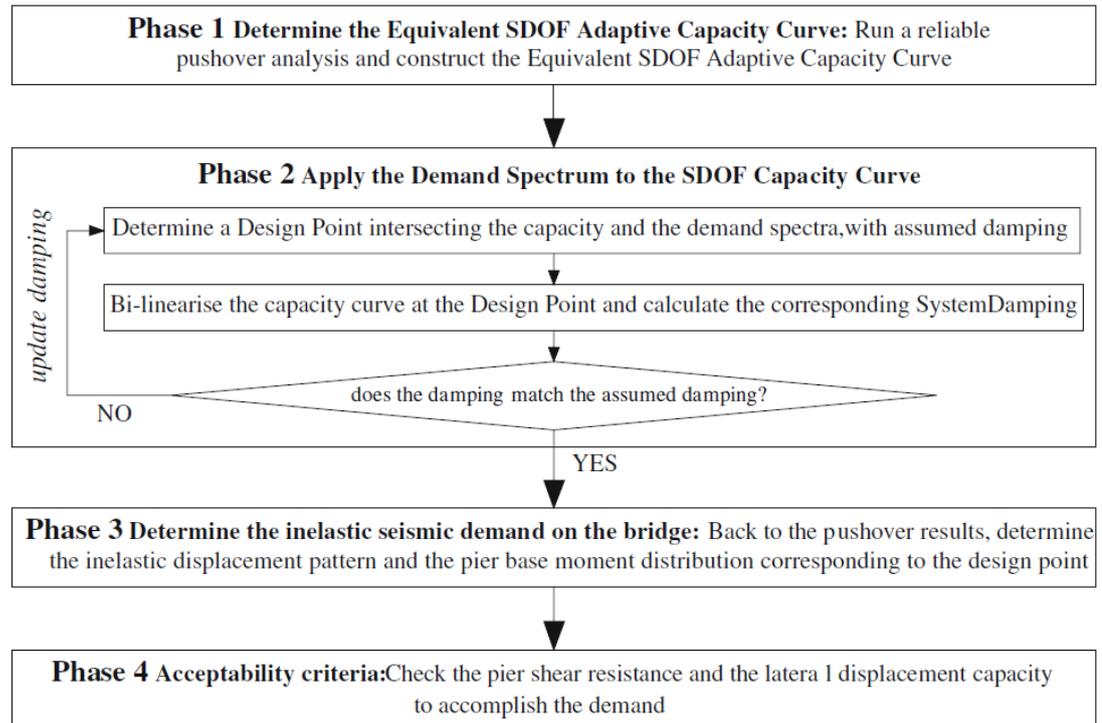


Figura 2.21 Diagrama de flujo del método de espectro de capacidad adaptativo (Cassaroti & Pinho, 2007).

Bhatt (2012) en su estudio de varios procedimientos pushover como CSM-ATC-40, N2, CSM-FEMA 440 y ACSM, concluye que todos los pasos de un procedimiento estático no lineal son importantes: de la definición de la curva pushover, a la transformación de MDOF a SDOF, y hasta el cálculo desplazamiento objetivo. Un enfoque menos preciso en uno de los pasos puede ser la explicación de resultados indeseables y erróneos.

Más recientemente se han propuesto mejoras al ACSM, Adhikari y Pinho (2010) proponen dos variantes del ACSM para tomar en consideración los efectos torsionales, la primera variante (ACSM2) incluye los efectos torsionales mediante un análisis elástico de espectro de respuesta, mientras que la segunda variante (ACSM3) introduce dichos efectos directamente dentro de la derivación de la curva de capacidad mediante el análisis pushover.

En tanto que Bhatt y Bento (2014) presentan el método de espectro de capacidad adaptativo (ACSM) extendido, donde proponen que el pushover debe de ser realizado separadamente en cada dirección X e Y, con los sentidos + y - en cada dirección, resultando cuatro análisis por edificación; para la caracterización del sistema equivalente

SDOF sugieren usar el procedimiento de Casarotti y Pinho (2007); para la obtención del punto de desempeño recomiendan usar el periodo efectivo, amortiguamiento efectivo y los factores de reducción espectral para el amortiguamiento efectivo, y MADRS (Modified acceleration-displacement response spectrum), basado en las propuesta del reporte FEMA 440; y finalmente sugieren usar los factores de corrección de Fajfar et al. (2005a) y Fajfar et al. (2005b) originalmente propuestos para extender el método N2 a casos de edificaciones asimétricas.

2.4.4. Otros métodos para determinar el punto de desempeño

En la Tabla 2.10 se presenta de manera breve un resumen de las ventajas y desventajas de las técnicas más conocidas para determinar el punto de desempeño.

Tabla 2.10 Resumen de técnicas disponibles en el diseño sísmico basado en desempeño (Zameeruddin & Sangle, 2016)

Técnica	Ventajas	Desventajas
ATC 40 (Capacity Spectrum Method)	<ol style="list-style-type: none"> 1. Es un procedimiento gráfico simple para estimar las características fuerza-deformación para predecir daños por sismo. 2. El punto de desempeño obtenido facilita la evaluación de daños estructurales de diferentes escalas de movimiento del terreno. 3. Es basado en la suposición que la respuesta es controlada usando el modo fundamental, y las formas modales no cambian después que la estructura fluye. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. No hay un principio físico que justifique la relación estable entre la disipación de energía histerética y el amortiguamiento viscoso equivalente, particularmente para sistemas altamente inelásticos. 2. El procedimiento provee una relación entre ductilidad y amortiguamiento por el uso de diferentes tipos de comportamiento histerético. Para estructura que no se degradan, tales relaciones subestiman las demandas de deformación, así como para estructuras que degradan, la relación lleva a sobrestimación. 3. El periodo asociado con el punto de desempeño no clarifica completamente la respuesta dinámica de la estructura.
Método N2 (CSM)	<ol style="list-style-type: none"> 1. El método provee una interpretación visual del método del espectro de capacidad con una sólida base física de espectros de demanda inelástica. 2. La distribución lateral de carga es directamente relacionada a la forma de desplazamiento asumido. 3. La idealización bilineal es definida en orden para que las áreas bajo el actual e idealizada curva fuerza-deformación sean iguales. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Una regla de desplazamiento equivalente es exitosamente aproximada para estructuras sobre suelos firmes con un periodo fundamental en el medio o un rango de periodos largos, mientras para suelos blandos, este enfoque ha sido encontrado ser insatisfactorio. 2. Los espectros de demanda inelásticos usados en este método se ha determinado que son inapropiados

	<ol style="list-style-type: none">4. La representación gráfica puede ser formulado en el formado aceleración-desplazamiento	para movimientos de terrenos cercanos a la falla, comportamiento histeretico con significativos efectos de deterioro de resistencia/rigidez/pinching.
FEMA 440 (CSM)	<ol style="list-style-type: none">1. Los parámetros lineales efectivos son funciones del periodo inicial, amortiguamiento y demanda de ductilidad.2. El metodo determina los parámetros lineales equivalentes (periodo efectivo T_{eff} y amortiguamiento efectivo β_{eff}) por el uso de un análisis estadístico que minimiza las diferencias extremas entre la respuesta máxima de un sistema inelástico actual SDOF y su contraparte lineal equivalente.	<ol style="list-style-type: none">1. Tanto las expresiones de T_{eff} y β_{eff} son discontinuos en dos valores distintos de ductilidad ($\mu = 4$ y 6.5); así, ellos deberían ser usado para valores de μ menores que 10-12.2. La expresión de periodo efectivo no sigue la aproximación de rigidez segunda. En tanto, soluciones gráficas se vuelven más complicadas.3. Técnicas de análisis numéricos deben ser llevados a cabo para la convergencia en los resultados.
FEMA 273/356 (Displacement Coefficient Method)	<ol style="list-style-type: none">1. Es un método sencillo para estimar el desplazamiento pico de un sistema no lineal. El procedimiento usa los factores de modificación de desplazamiento, que son más exactos que unos espectros elásticos con amortiguamiento viscoso equivalente.2. No requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales.3. Dos series de distribuciones de carga lateral son usados para el análisis pushover, como ya se vio en 2.3.2.	<ol style="list-style-type: none">1. Es requerido una iteración para la idealización bilineal.2. La rigidez inicial y punto de fluencia dependen del desplazamiento objetivo. La curva resultante es bilineal con rigidez post fluencia. Una rigidez post-fluencia positiva no afecta el desplazamiento objetivo.3. La transformación de MDOF a SDOF es teóricamente inconsistente.4. El procedimiento permite una parcial o no asociación entre: i) patrones de carga lateral, ii) forma de desplazamiento asumida, iii) coeficientes de equivalencia de MDOF a SDOF para desplazamiento en el techo y cortante en la base.
ASCE 41 (DCM)	<ol style="list-style-type: none">1. El método ha provisto mejoras significativas en FEMA 356 DCM por la modificación de los coeficientes usados para estimar los desplazamientos objetivos.2. El método ha introducido coeficientes que representan la influencia de las diferentes clases de sitio de suelo, que omiten la sobre estimación de desplazamientos.3. El método incorpora los efectos de degradación de resistencia y rigidez.4. El método impone una limitación a la resistencia lateral para evitar la inestabilidad dinámica ($P - \Delta$).	<ol style="list-style-type: none">1. La influencia del ratio rigidez post-fluencia (α), que reduce las demandas de deformación, no es agregado.2. El método falla para capturar la variación en las demandas de deformación inelásticas actuales que son influenciadas por características sismológicas del movimiento del terreno.

2.5. COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ARMADO

2.5.1. Modelos Esfuerzo-Deformación para concreto

El problema del modelamiento de la curva esfuerzo-deformación es bastante complejo, debido a factores como la presencia de confinamiento, pero, aun así, se han propuesto diversos modelos o ecuaciones para describir la curva esfuerzo-deformación, estos se usan básicamente para estimar con mayor precisión la resistencia y ductilidad de un elemento, puesto que para fines de diseño estructural las normativas como el ACI permiten hacer simplificaciones importantes. A continuación, se describen estos modelos, empezando por las recomendadas por las normativas de diseño en concreto armado.

2.5.1.1. Modelo de Whitney

Este método fue propuesto por Whitney en 1942. En este modelo la distribución real de esfuerzos (parabólica) es reemplazado por una distribución rectangular, la misma que coincide con la resultante de una distribución no lineal. De acuerdo a Moehle (2015) la deformación pico del concreto es comúnmente asumido en 0.002, aunque este puede variar entre un rango de 0.0015 a 0.003 dependiendo de los materiales constituyentes y sus proporciones de mezcla.

El modelo de Whitney es una de las hipótesis básicas que el código ACI 318 usa para estudio de elementos sometidos a flexión.

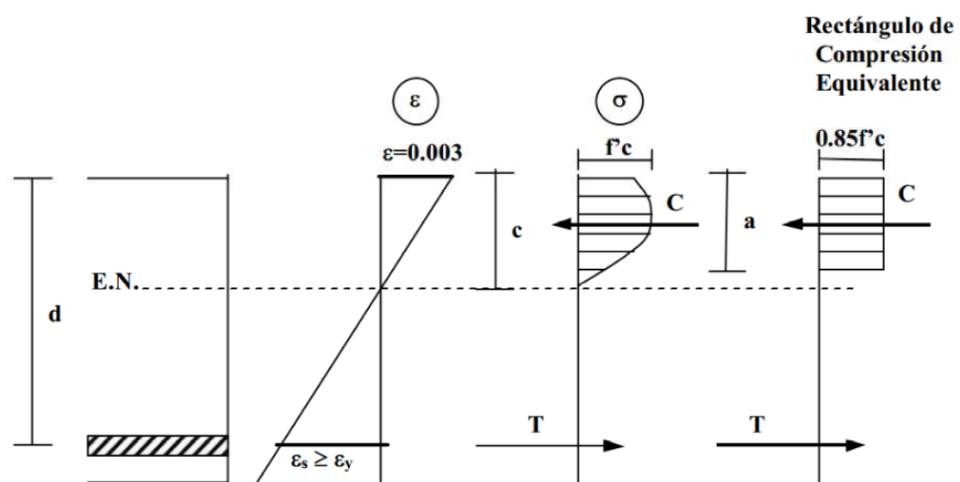


Figura 2.22 Diagrama de deformaciones unitarias. Esfuerzo de compresión en el concreto y rectángulo equivalente de Whitney

2.5.1.2. Modelo de Hognestad

En 1951 Hognestad propuso el modelo que considera que el comportamiento del concreto puede ser aproximado por una curva parabólica en el intervalo $0 \leq \epsilon_c \leq 0.002$ y una línea recta descendente en el intervalo $0.002 \leq \epsilon_c \leq 0.004$, la misma que se presenta en la Figura 2.23. La deformación máxima útil del concreto se considera $\epsilon_{cu} = 0.003$.

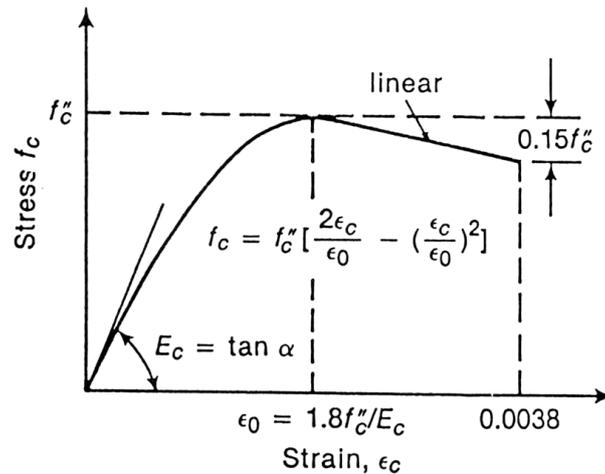


Figura 2.23 Diagrama esfuerzo-deformación en el concreto para el modelo de Hognestad (1951)

Para el cálculo de la fuerza de compresión en el concreto después del comportamiento elástico se considera un diagrama esfuerzo-deformación unitaria para el concreto con una rama ascendente parabólica y una rama descendente lineal, de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$f = \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2 \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (2.30)$$

$$f = [1 - 100(\varepsilon - \varepsilon_0)] \quad \text{para } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.31)$$

El coeficiente para determinar el esfuerzo equivalente en el concreto está dado por:

$$k_1 = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_0}\right) \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (2.32)$$

$$k_1 = 1 - \frac{\varepsilon_0}{3\varepsilon_c} - 50\varepsilon_c + 100\varepsilon_0 - 50\left(\frac{\varepsilon_0^2}{\varepsilon_c}\right) \quad \text{para } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.33)$$

La posición de la fuerza de compresión en el concreto con referencia a la posición de la fibra más lejana en compresión desde el eje neutro se puede obtener mediante:

$$k_2 = \frac{4\varepsilon_0 - \varepsilon_c}{12\varepsilon_0 - \varepsilon_c} \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (2.34)$$

$$k_2 = \frac{\frac{\varepsilon_0^2}{12} - \frac{\varepsilon_c \varepsilon_0}{3} + \frac{\varepsilon_c^2}{2} - \frac{50}{30}(\varepsilon_c - \varepsilon_0)^3}{\varepsilon_c \left(\varepsilon_c - \frac{\varepsilon_0}{3} - 50\varepsilon_c^2 + 100\varepsilon_c \varepsilon_0 - 50\varepsilon_0^2 \right)} \quad \text{para } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.35)$$

La ecuación (2.34) se obtiene dividiendo el momento estático del área del diagrama de esfuerzos comprendida entre el eje de las ordenadas y un valor de la deformación unitaria ubicada en la porción parabólica del diagrama esfuerzo-deformación del concreto respecto al eje de las ordenadas, entre la magnitud de dicha área. De forma similar se obtiene la ecuación (2.35).

2.5.1.3. Modelo de Kent y Park

Kent y Park propusieron un modelo de comportamiento para el concreto confinado por estribos rectangulares. De manera conservadora no se modifica la resistencia del concreto debido a la presencia del confinamiento, sino que su efecto se ha considerado en la longitud y pendiente de la rama descendente de la curva. Si se utiliza este modelo para el concreto confinado en conjunto a un modelo de comportamiento del acero que tome en cuenta el endurecimiento post fluencia, se encontrarán valores más altos de resistencia y ductilidad, los cuales estarán más cercanos al comportamiento real.

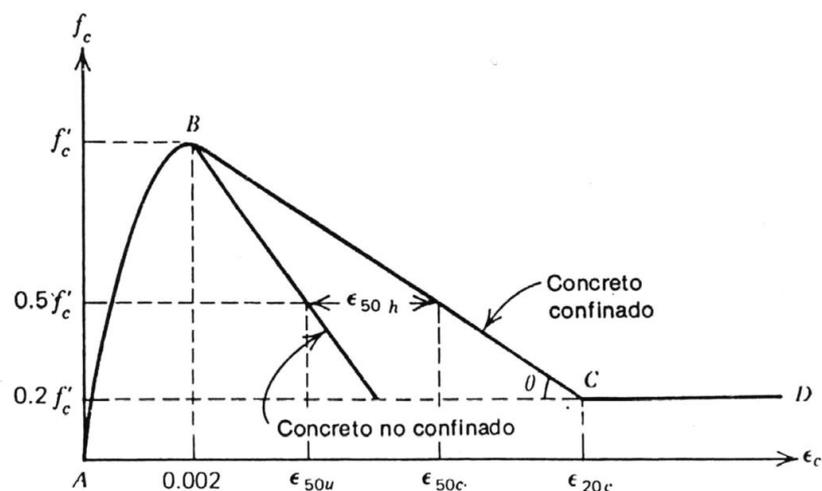


Figura 2.24 Diagrama esfuerzo-deformación para concreto según el modelo de Kent y Park

Para el tramo ascendente se define por una curva parabólica:

$$f_{c_{A-B}} = f'_c \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (2.36)$$

En tanto, que el tramo descendente lineal se obtiene con:

$$f_{c_{B-C}} = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad \text{para } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c} \quad (2.37)$$

Para el tramo horizontal final:

$$f_{c_{C-D}} = 0.2f'_c \quad \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_{20c} \quad (2.38)$$

$$\text{Donde: } Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0}, \quad \varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 f'_c}{f'_c - 1000}, \quad \varepsilon_{50h} = \frac{3 + \varepsilon_0 f'_c}{f'_c - 1000}$$

Donde ε_c es la deformación unitaria del concreto asociada a la resistencia máxima a compresión del concreto f'_c , ε_{20c} es la deformación unitaria asociada al $0.2f'_c$, b_c es el ancho de la sección, s es la separación entre estribos y ρ_s es la relación entre el volumen de acero de confinamiento (estribos) y el volumen de acero confinado.

2.5.1.4. Modelo de Mander

Mander et. Al (1988) propusieron un modelo unificado aproximado para concreto confinado que se puede aplicar tanto secciones circulares como rectangulares con refuerzo transversal.

En este modelo la relación esfuerzo-deformación se puede definir por una curva continua, que se muestra en la Figura 2.25, en este modelo se considera que el efecto de confinamiento incrementa la capacidad de deformación del concreto ε_c y la resistencia a la compresión del concreto f'_c , a continuación se detallan las ecuaciones del modelo:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.39)$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l^i}{f'_c}} - \frac{2 f_l^i}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (2.40)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cc} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (2.41)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad E_c = 5000\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

Donde f'_{cc} es la resistencia máxima del concreto confinado, f'_c es la resistencia máxima del concreto no confinado, f'_l es el esfuerzo de confinamiento lateral, ε_c es la deformación unitaria en el concreto, ε_c es la deformación unitaria ultima, ε_{c0} es la deformación asociada a la resistencia máxima del concreto no confinado f'_c , ε_{cc} es la deformación asociada a la resistencia máxima del concreto confinado f'_{cc} , E_c y E_{sec} son el módulo de elasticidad del concreto no confinado y módulo de elasticidad secante del concreto confinado respectivamente.

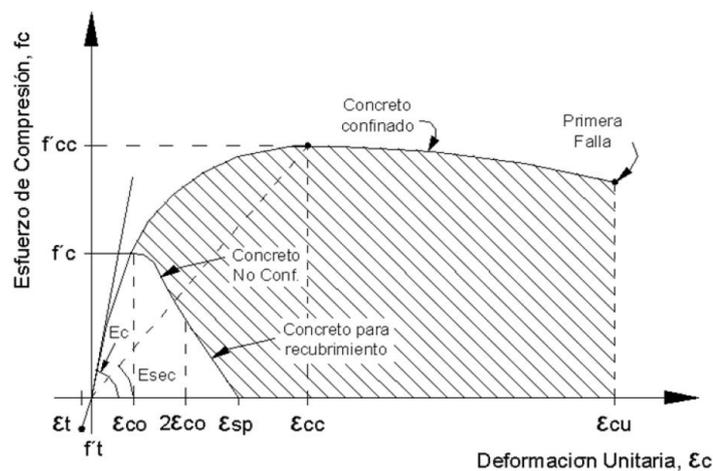


Figura 2.25 Diagrama esfuerzo-deformación en el concreto para el modelo de Mander

El modelo de Mander et al (1988) para secciones rectangulares define el esfuerzo de confinamiento lateral f'_l está en función del coeficiente de confinamiento efectivo k_e , que relaciona el área mínima del núcleo efectivamente confinado y el área del núcleo rodeado del centro de línea del estribo ($k_e = 0.75$ para secciones rectangulares), del área transversal ρ y del esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento f_{yh} . La resistencia máxima a compresión del concreto f'_{cc} se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$f'_{cc} = \lambda f'_c \quad (2.42)$$

$$f'_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} k_e f_y h \quad (2.43)$$

$$f'_{ly} = \frac{A_{sy}}{s d_c} k_e f_y h \quad (2.44)$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (2.45)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6 b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_c} \quad (2.46)$$

Donde f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal, λ es el factor de esfuerzo confinado que se puede obtener de la Figura 2.27, ρ_{cc} es la relación del acero longitudinal y en área de concreto confinado, A_e es el área confinada efectiva (se utiliza A_{sx} o A_{sy} dependiendo si la sección es paralela al eje “x” o al eje “y”), k_e es el factor de confinamiento efectivo, A_{sx} y A_{sy} es el área de refuerzo transversal paralelo al eje “x” o “y”, f_{lx} y f_{ly} es la fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “x” o “y” y finalmente s' y s es la separación entre los estribos a paño interior y exterior respectivamente, véase Figura 2.26.

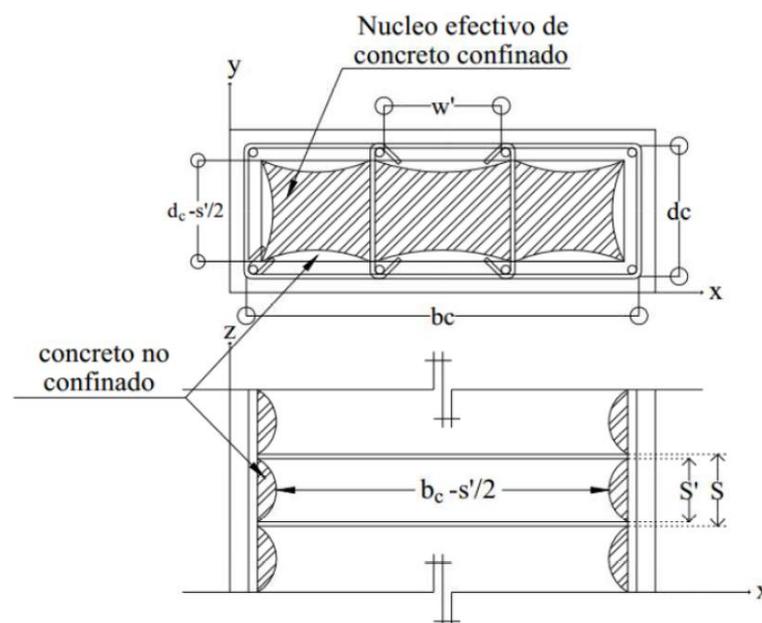


Figura 2.26 Esquema de área de concreto confinado y no confinado de sección rectangular que se definen en el modelo de Mander

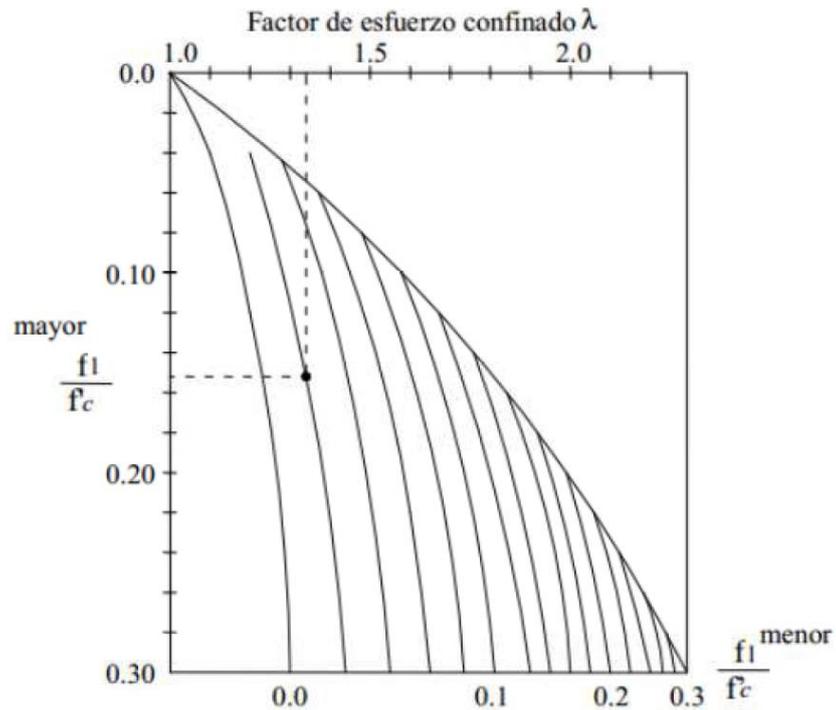


Figura 2.27 Factor de esfuerzo confinado para elementos rectangulares (Mander et al 1988)

2.5.2. Modelos Esfuerzo-Deformación para acero

2.5.2.1. Modelo Elastoplástico

En este modelo se considera que no hay una resistencia superior al punto de fluencia, es decir, se ignora el aumento de esfuerzo debido al endurecimiento por deformación del acero, esto lo hace uno de los modelos más sencillos de comprender. Este modelo es usado en el código ACI para diseño en concreto armado.

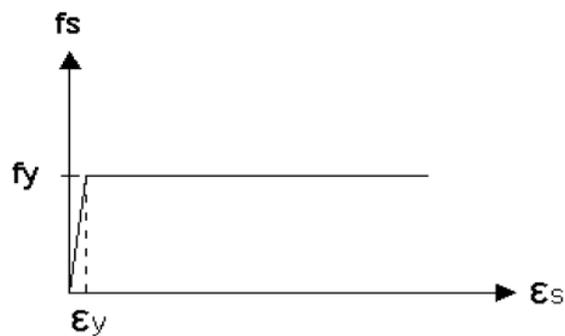


Figura 2.28 Modelo esfuerzo-deformación elastoplástico perfecto para acero

2.5.2.2. Modelo Trilineal

En este modelo se toma en consideración el endurecimiento por deformación del acero, la parte inicial es similar al modelo elastoplástico descrito anteriormente, en la

parte final de la curva se presenta una rama ascendente de forma lineal. En este modelo permite que el acero alcance resistencias adicionales gracias al endurecimiento.

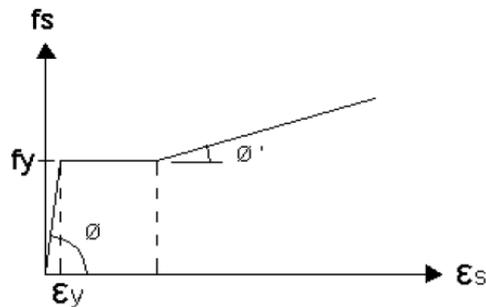


Figura 2.29 Modelo trilineal para el comportamiento del acero

2.5.2.3. Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo

En este modelo se similar al modelo trilineal, la parte inicial es elastoplástica, en la parte final ascendente está definida por una curva. Con este modelo se puede detallar con mayor precisión los esfuerzos y deformaciones posteriores al punto de fluencia, pero se presentan ecuaciones más complejas para definir la parte final.

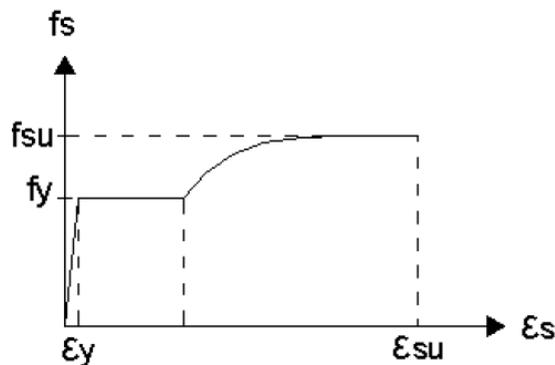


Figura 2.30 Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo

2.5.2.4. Modelo propuesto por Menegotto-Pinto

Este modelo consiste de una relación esfuerzo-deformación, en términos finitos, para ramas entre dos subsecuentes puntos de reversa (ramas de carga), este modelo usa una relación esfuerzo-deformación algebraica explícita. Los parámetros involucrados son actualizados en cada descarga de la deformación. La expresión de Menegotto-Pinto $\sigma = f(\epsilon)$ es:

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^*R)^{1/R}} \quad (2.47)$$

Donde:

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r^n}{\varepsilon_y^{n+1} - \varepsilon_r^n} \quad \sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r^n}{\sigma_y^{n+1} - \sigma_r^n} \quad (2.48)$$

Las relaciones anteriores representan una transición curva de una línea recta asíntota con una pendiente de E_{so} a otra asíntota con una pendiente $E_{sp} = bE_{so}$. La deformación ε_y^{n+1} y el esfuerzo σ_y^{n+1} denota el punto donde las dos asíntotas de la rama bajo consideración se unen. La deformación ε_r^n y σ_r^n denotan el último punto de reversa.

La excursión plástica en el semicírculo actual es definida como:

$$\xi_p^n = \xi_r^n - \varepsilon_y^n \quad (2.49)$$

$$\varepsilon_y^n = \varepsilon_r^{n-1} + \frac{\sigma_y^n - \sigma_r^{n-1}}{E} \quad (2.50)$$

Donde ε_r^n es la deformación del último punto de reversa y ε_y^n es la deformación correspondiente al esfuerzo de fluencia σ_y^n en el n-avo semicírculo, la curvatura de la rama es entonces definido como:

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi_p^{max}}{a_2 + \xi_p^{max}} \quad (2.51)$$

Donde los coeficientes R_0 , a_1 y a_2 dependen de las propiedades mecánicas del acero. R es un parámetro que influencia la forma de la curva de transición para permitir una buena representación del efecto Bauschinger. La relación esfuerzo-deformación del modelo Menegotto-Pinto se muestra en la Figura 2.31.

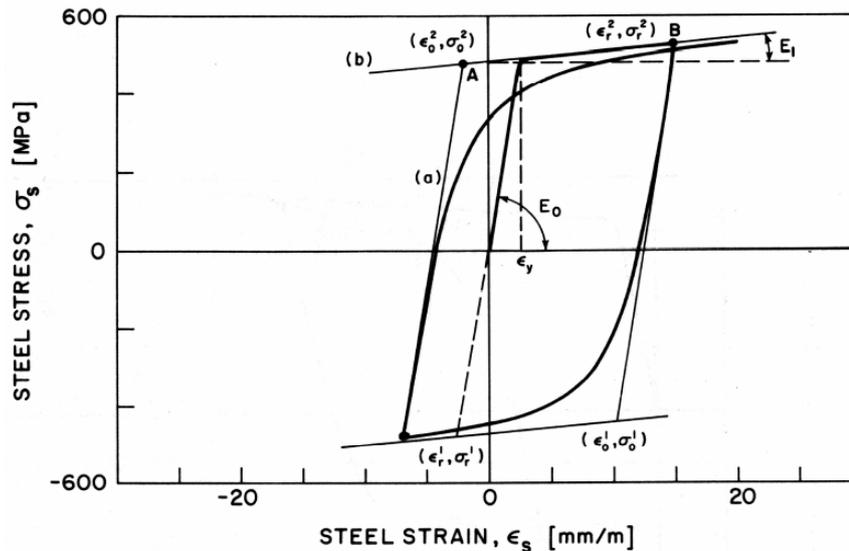


Figura 2.31 Relación esfuerzo-deformación del modelo Menegotto-Pinto (Menegotto & Pinto, 1973)

2.6. ALGUNAS CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Es importante mantener en mente que el modelo de análisis es una aproximación de la estructura actual, y posiblemente sea más bien una cruda aproximación. Se puede esperar de un modelo de análisis para capturar solo los aspectos más importantes del comportamiento, omitiendo algunos detalles. Es irreal esperar un análisis sea exacto. Un modelo de análisis no provee una exacta simulación del comportamiento de las estructuras (Powell, 2010).

2.6.1. Características de la respuesta estructural

2.6.1.1. Rigidez

La rigidez define la relación entre las acciones y deformaciones de una estructura y sus componentes. La rigidez de los miembros es una función de las propiedades de la sección, longitud y condiciones de frontera; la rigidez del sistema es principalmente una función del mecanismo lateral resistente utilizado (Elnashai & Di Sarno, 2015).

2.6.1.2. Resistencia

La resistencia define la capacidad del miembro o el ensamblaje de los miembros para resistir las acciones. Esta capacidad está relacionado al estado limite expresado por los interesados (stakeholder). Por lo tanto no es un único número y varía como una

función del uso de la estructura (Elnashai & Di Sarno, 2015). La resistencia es usualmente definida como una función del tipo de cargas aplicados. Los más usados para cuantificar la capacidad de la estructura y sus componentes son la resistencia axial, momentos y cortante.

Los factores que influyen en la resistencia son las propiedades del material, propiedades de las secciones y propiedades de los miembros estructurales.

2.6.1.3. *Ductilidad*

La ductilidad puede ser definida como la habilidad de la estructura para mantener ciclos repetidos en el rango post elástico sin pérdida significativa de resistencia y rigidez (Booth, 2014; Elnashai & Di Sarno, 2015). La definición general de la ductilidad de desplazamiento está dada por:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.52)$$

Donde Δ_u y Δ_y son los desplazamientos en los puntos últimos y fluencia, respectivamente. El desplazamiento Δ puede ser reemplazado por curvaturas, rotaciones o alguna cantidad deformacional. La relación μ dado en la ecuación (2.52) es referido como “factor de ductilidad”. Los siguientes tipos de ductilidad son ampliamente usados para evaluar la respuesta estructural (Elnashai & Di Sarno, 2015):

- i. *Ductilidad de material* μ_ε caracteriza las deformaciones plásticas del material.
- ii. *Ductilidad de sección (curvatura)* μ_φ relacionado a las deformaciones plásticas de la sección transversal.
- iii. *Ductilidad del miembro (rotación)* μ_θ cuantifica las rotaciones plásticas que puede ser tomado en los componentes estructurales tales como vigas y columnas.
- iv. *Ductilidad estructural (desplazamiento)* μ_δ es una medida global del desempeño inelástico del ensamblaje estructural o el sistema sujeto a cargas horizontales.

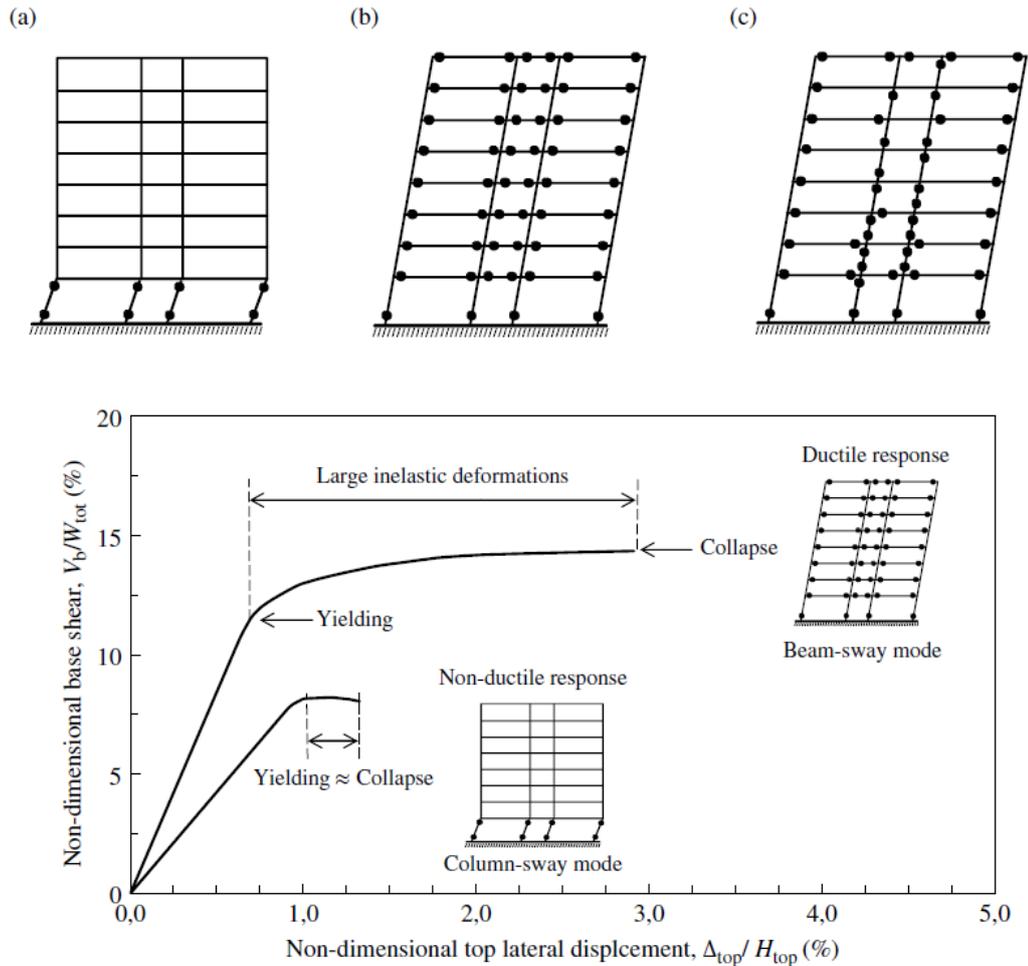


Figura 2.32 Mecanismos de disipación de energía para pórticos y curvas de respuesta para comportamiento dúctil y no dúctil . a) mecanismo columna débil; b) mecanismo viga débil y c) mecanismo mixto. (Elnashai & Di Sarno, 2015)

2.6.1.4. Sobre resistencia

La sobre resistencia se define como el parámetro que cuantifica la diferencia entre la resistencia requerida y actual del material, componente o sistema estructural. La sobre resistencia estructural es generalmente expresado por el “factor de sobre resistencia” Ω_d se define como:

$$\Omega_d = \frac{V_y}{\Delta_d} \quad (2.53)$$

Donde V_y y V_d son las resistencias laterales actual y de diseño del sistema estructural respectivamente. El factor Ω_d es a menudo denominado factor de “sobre resistencia

observado”. La relación entre la resistencia, sobre resistencia y ductilidad se muestra en la Figura 2.33.

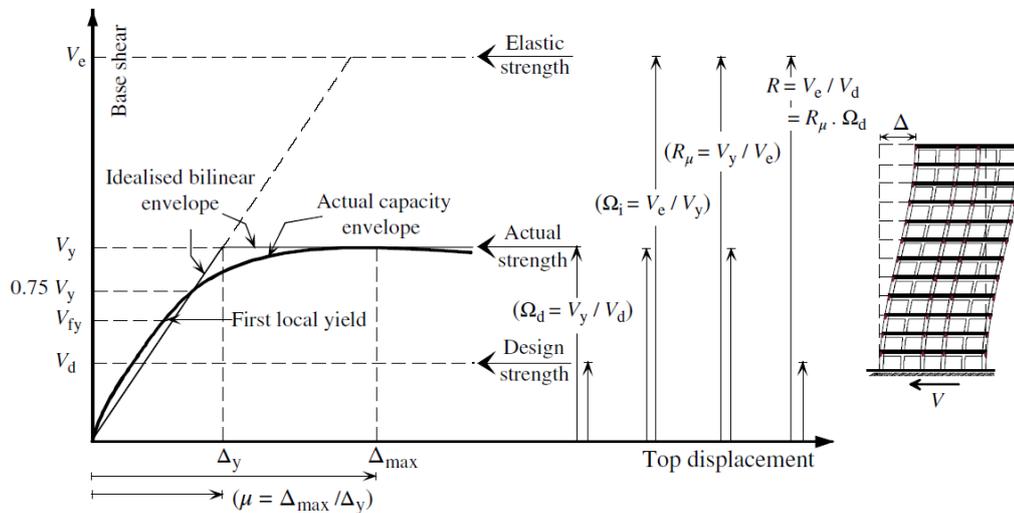


Figura 2.33 Relación entre la resistencia, sobre resistencia y ductilidad (Elnashai & Di Sarno, 2015)

La fuentes más comunes de sobre resistencia se pueden incluir a (Elnashai & Di Sarno, 2015):

- i. Diferencias entre las resistencias actual y de diseño del material.
- ii. Efecto de confinamiento en concreto armado, albañilería.
- iii. El refuerzo mínimo y dimensiones de los miembros exceden los requerimientos de diseño.
- iv. Conservadurismo en los procedimientos de diseño.
- v. Efectos de elementos estructurales no considerados en la predicción de la capacidad lateral de carga (por ejemplo el ancho de losas contribuyen a las vigas).
- vi. Redundancia estructural.
- vii. Participación de elementos no estructurales.

La sobre resistencia puede tener consecuencias positivas y negativas. Sobre resistencia a flexión en vigas de pórticos resistentes a momento pueden causar mecanismos de colapso debido a la falla en columnas o falla al corte frágil en vigas. Elementos no estructural pueden también causar falla por corte en columna o falla por piso blando (Park, 1996).

2.6.1.5. Amortiguamiento

El concepto de amortiguamiento se usa para caracterizar la habilidad de la estructura para disipar energía durante un sismo. Este fenómeno se diferencia de la masa y rigidez de la estructura, porque no está relacionado a un solo proceso físico sino más bien a varios posibles procesos. Los valores de amortiguamiento dependen de muchos factores, tales como: amplitud de vibración, material de construcción, periodo fundamental de vibración, formas modales y configuración estructural.

Las principales fuentes de amortiguamiento son (Elnashai & Di Sarno, 2015):

- i. *Amortiguamiento estructural*: debido a la disipación de energía en los materiales de construcción, componentes estructurales y sus conexiones.
- ii. *Amortiguamiento suplementario*: debido a los dispositivos de disipación de energía agregados al sistema estructural para incrementar su amortiguamiento.
- iii. *Amortiguamiento de la cimentación*: debido a la transferencia de energía de vibración desde la estructura al suelo, a través de la cimentación.
- iv. *Amortiguamiento de radiación*: debido a la radiación de las ondas sísmicas lejos de la cimentación.

2.6.2. Modelamiento no lineal de los elementos estructurales

Para el modelamiento de vigas y columnas a ser empleados en análisis inelásticos están disponibles dos grupos de modelos, los que se muestran en la Figura 2.34:

- Modelos de plasticidad concentrada.
- Modelos de plasticidad distribuida.

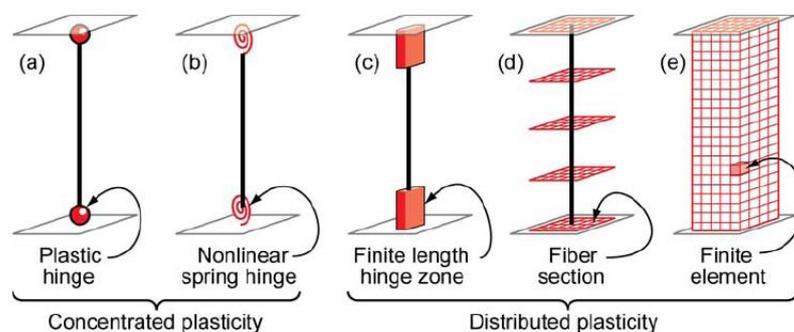


Figura 2.34 Modelos idealizados de elementos viga-columna (Deierlein et al., 2010)



Históricamente, los elementos de plasticidad concentrada fueron los primeros elementos desarrollados para incluir no linealidades dentro de los miembros viga-columna. En la filosofía de plasticidad concentrada, el comportamiento no lineal es asumido en los extremos del elemento estructural, mientras que el cuerpo es modelado como una parte elástica, y el comportamiento no lineal es representado a través de un resorte rotacional no lineal o una rotula plástica (Antoniou & Pinho, 2018).

Las rotulas plásticas se forman en las secciones de máximo momento flector (Megson, 1996). De acuerdo con Fardis (2009) las rotulas plásticas se pueden presentar con fenómenos como agrietamiento, desprendimiento de concreto, fluencia y pandeo de las barras longitudinales de acero de refuerzo son concentrados y donde el comportamiento es acompañado de señales de condiciones ultimas (fractura de barras longitudinales, desintegración del concreto).

La principal ventaja de los modelos de plasticidad concentrada es la simplicidad de su formulación. No obstante, esos modelos sobre simplifican ciertos aspectos del comportamiento histeretico que puede llevar a limitaciones en su aplicabilidad, por ejemplo se debe tener en cuenta que los modelos de plasticidad concentrada no son capaces de capturar la respuesta bajo comportamiento de ablandamiento en estructuras de concreto armado (Fragiadakis & Papadrakakis, 2008). Por otro lado, los modelos de plasticidad distribuida proveen una descripción más exacta del comportamiento histeretico, pero a expensas de una alta demanda computacional. En los modelos de plasticidad distribuida la no linealidad del material puede ser tomado en cualquier sección y la respuesta del elemento es estimado por integraciones ponderadas de la rigidez seccional (Elnashai & Di Sarno, 2015).

El modelamiento no lineal de una estructura con inelasticidad distribuida es más preciso que con un modelo de plasticidad concentrada. Porque el uso de elementos de inelasticidad distribuida no requiere la calibración de parámetros empíricos como pasa con modelos de plasticidad concentrada. Las ventajas de uso de un modelo basado en fibras en lugar de modelos fenomenológicos de plasticidad concentrada son: no requiere a priori un análisis del momento-curvatura de los miembros; no hay necesidad de introducir alguna respuesta histeretica del elemento (



Tabla 2.11); no hay necesidad de definir la longitud de rotula plástica, modelamiento directo de la interacción carga axial-momento flector (ambos en términos de resistencia y rigidez); representación directa de cargas biaxiales, e interacción entre resistencia a la flexión en direcciones ortogonales (Bhatt, 2012).

Numéricamente las relaciones momento-rotación son obtenidos usando el enfoque de fibras, por ejemplo, la discretización de las secciones transversales a las fibras cada uno sigue su propia ley del material. Así, los elementos fibras difieren de los elementos de plasticidad concentrada en el sentido que ellos realizan la integración sobre las fibras internamente y por tanto reciben como entrada los parámetros que definen las relaciones esfuerzo-deformación de sus fibras. Por otro lado, los elementos de plasticidad concentrada reciben como entrada las relaciones momento-rotación de la sección transversal de interés, asumiendo que es plenamente conocido (Fragiadakis et al., 2015).

De acuerdo a Fragiadakis y Papadrakakis (2008) las desventajas de los elementos de plasticidad distribuida son: requieren mayores recursos computacionales, los elementos son sensitivos a la ley del material a ser adoptado y por tanto es más difícil para calibrar con resultados experimentales, inestabilidades numéricas pueden ser encontrados si el criterio introduce una abrupta pérdida de capacidad son adoptados en orden para predecir el colapso.

Un elemento viga-columna eficiente es también el elemento de plasticidad concentrada basado en fuerzas propuesto por Scott y Fenves (2006). Este enfoque combina los beneficios de los elementos de plasticidad concentrada y distribuida porque usa un mínimo numero de secciones de integración manteniendo toda la ventaja de los elementos de plasticidad distribuida (Fragiadakis et al., 2015).

Tabla 2.11 Relaciones histeréticas más comunes para resortes inelásticos en modelos concentrados (Elnashai & Di Sarno, 2015)

Model type	References	Sketch
Bilinear with axial interaction	Takayanagi and Schnobrich (1979)	
Stiffness degrading	Clough and Johnston (1966)	
Stiffness degrading with strength deterioration	Saiidi and Sozen (1979)	
Takeda hysteretic model	Takeda <i>et al.</i> , (1970)	
Ramberg–Osgood model	Park <i>et al.</i> , (1987)	

2.6.3. Efectos de no linealidad geométrica

Los efectos de no linealidad geométrica son causados por cargas de gravedad actuando sobre la configuración deformada de la estructura, llevando a un incremento de las fuerzas internas en los miembros y conexiones. Estos efectos de no linealidad geométrica son típicamente distinguidas entre $P - \delta$, asociados con deformaciones a lo largo de los miembros, y efectos $P - \Delta$, comúnmente asociados con las derivas de entrepiso en las edificaciones. En edificaciones sujetos a sismos, los efectos de $P - \Delta$ son mucho más importantes que los efectos $P - \delta$, por lo cual estos últimos no es necesario ser modelado en los análisis sísmicos no lineales. Por otro lado, los efectos $P - \Delta$ deben



ser modelado porque pueden llevar a la pérdida de la resistencia lateral, ratcheting (una construcción gradual de las deformaciones residuales bajo cargas cíclicas), e inestabilidad dinámica. Largas deflexiones laterales (Δ) magnifican las fuerzas internas y demandas de momentos, causando un decremento en la rigidez lateral efectiva. Con el incremento de las fuerzas internas, una pequeña proporción de la capacidad de la estructura se mantiene disponible para soportar cargas laterales, llevando a una reducción en la resistencia lateral efectiva (Deierlein et al., 2010).

Las estructuras colapsan porque las fuerzas sísmicas laterales deterioran la capacidad de la estructura y eventualmente ella alcanza un estado que no puede cargar sus propias cargas de gravedad. Por tanto, en ingeniería sísmica, los efectos globales $P - \Delta$ deben ser incluidas en la evaluación sísmica, especialmente para estructuras altas o flexibles y para edificaciones cerca del colapso (Fragiadakis et al., 2015).

2.7. MUROS DE ALBAÑILERÍA DE RELLENO

2.7.1. Introducción

Los muros de relleno de albañilería son frecuentemente usados para particiones interiores o exteriores en los pórticos de concreto (Elnashai & Di Sarno, 2015), estos muros normalmente son considerados por los ingenieros estructurales como una sobrecarga de efecto uniforme y como tal es ignorada en el proceso de análisis y diseño estructural (Carrillo & Gonzalez, 2007).

De acuerdo con Varum (2003) es un error creer que los muros de relleno en pórticos de concreto solo pueden incrementar la capacidad de carga lateral, y que por tanto siempre será beneficioso para el desempeño sísmico. Incluso si ellos fueran relativamente débiles, los muros de relleno puede modificar drásticamente la respuesta estructural, atrayendo fuerzas a partes de la estructura que no sido diseñados para resistirlos (Paulay & Priestley, 1992).

La presencia de muros de albañilería puede incrementar la resistencia y rigidez global de la estructura, dependiendo de la extensión y posición de los muros de relleno dentro de los pórticos (Asteris et al., 2013), por otro lado, Crisafulli (1997) indica que es generalmente reconocido que los pórticos con muros de relleno exhiben un pobre

desempeño sísmico, debido a que muchas edificaciones fallaron en sismos pasados. Estas conclusiones contradictorias indican que los pórticos de concreto con muros de relleno exhiben un desempeño pobre o bueno dependen de como la albañilería es usado en la estructura sismorresistente.

Asteris et. Al (2011) identifican los siguientes modos de falla en pórticos rellenos de muros:

1. Modo de aplastamiento en las esquinas (corner crushing o CC), que representa un aplastamiento del muro en al menos uno de las esquinas cargados, como se muestra en la Figura 2.35(a). Este modo es usualmente asociado con pórticos rellenos consistente en un panel de albañilería débil rodeado por un pórtico con juntas débiles y miembros fuertes.
2. Modo de compresión diagonal (DC), que representa un aplastamiento del relleno dentro su región central, como se muestra en la Figura 2.35(a). Este modo es asociado con un relleno relativamente esbelto, en que la falla resulta de un pandeo fuera del plano del relleno.
3. Modo de deslizamiento por corte (sliding shear o SS), que representa un falla de deslizamiento por corte horizontal a través de las juntas del relleno de albañilería, como se muestra en la Figura 2.35(b). este modo es asociado con un relleno con juntas de mortero débiles y un pórtico fuerte.
4. Modo de fisura diagonal (DK), que es visto en forma de una fisura a lo largo del diagonal de compresión del panel de relleno y que a menudo puede ocurrir simultáneamente con la iniciación del modo SS como se muestra en la Figura 2.35(b). Este modo es asociado con un pórtico débil o un pórtico con juntas débiles y miembros fuertes de relleno.
5. Modo de falla de pórtico (FF), que es visto en forma de desarrollo de rotulas plásticas en las columnas o en la conexiones viga-columna, como se muestra en la Figura 2.35(b). Este modo es asociado con un pórtico débil o un pórtico con juntas débiles y miembros de relleno fuertes.

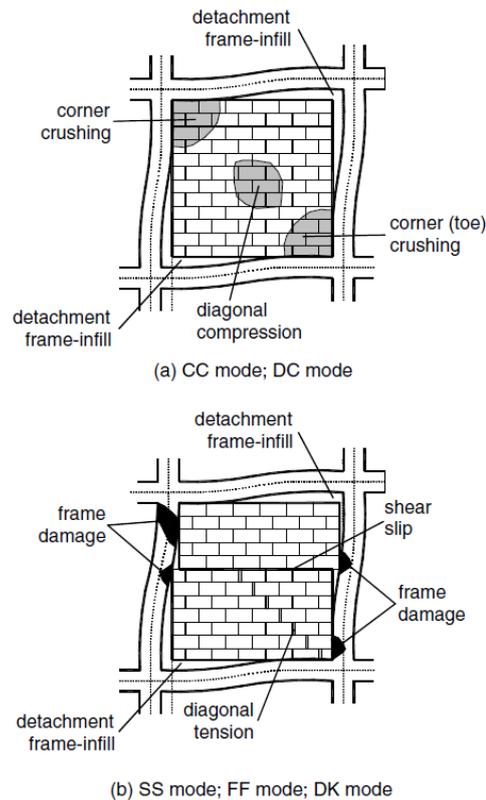


Figura 2.35 Diferentes modos de falla de pórticos rellenos de muros: (a) modo de aplastamiento de esquinas (CC) y modo de compresión diagonal (DK) (b) modo deslizamiento por corte (SS), modo falla de pórtico (FF), y modo de fisuras diagonales (DK) (Asteris et al., 2011)

Los pórticos rellenos se comportan de una manera altamente no lineal y por tanto su modelamiento es complejo. Los modelos para pórticos rellenos se pueden clasificar en dos categorías mayores (Furtado et al., 2015; Moretti, 2015):

- Micro-modelos, que modelan en detalle (por ejemplo, a través de elementos finitos), el relleno, el pórtico y también las interfaces entre el relleno y el pórtico que lo rodea.
- Macro-modelos, cuyo objetivo es predecir el comportamiento global del pórtico con relleno, haciendo muchas simplificaciones. El macro-modelo más ampliamente usado para el diseño de pórticos con relleno es obtenido por sustituir el relleno por un modelo de puntal equivalente con extremos articulados.

2.7.2. Modelo de Puntal Diagonal Equivalente

A inicios de la década de 1960, Polyakov sugiere la posibilidad de considerar el efecto de los rellenos en cada panel como equivalente a un arriostre diagonal. Esta sugerencia fue subsecuentemente adoptada por Holmes en 1961, quien reemplazo el

relleno con un puntal diagonal equivalente articulado en las juntas, hecho del mismo material y con el mismo espesor como un panel de relleno y con un ancho definido por (Asteris et al., 2011):

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{3} \quad (2.54)$$

Donde d es la longitud de la diagonal del panel de albañilería. La regla del “un tercio” sugerido fue aplicado sin considerar la rigidez relativa entre el portico y el relleno.

Smith y Carter (1969) relacionaron el ancho del puntal diagonal equivalente al contacto relleno/pórtico, obteniendo una ecuación analítica, en donde proponen que la evaluación del ancho equivalente es función de la rigidez relativa del panel al pórtico λ_h , este parametro se puede obtener por la siguiente ecuación:

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \text{sen} 2\theta}{4EI h_w}} \quad (2.55)$$

Donde E_w es del modulo de elasticidad del panel de albañilería; EI es la rigidez a la flexión de las columnas; t_w es el espesor del panel de relleno y del puntal equivalente; h es la altura de la columna entre los ejes de vigas; h_w es la altura del panel de relleno; y θ es un angulo cuyo tangente es la relación de aspecto altura-longitud del panel, igual a:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_w}{L_w} \right) \quad (2.56)$$

En que L_w es la longitud del panel de relleno (todos los parametros anteriormente descritos puede ser explicados en la Figura 2.36.

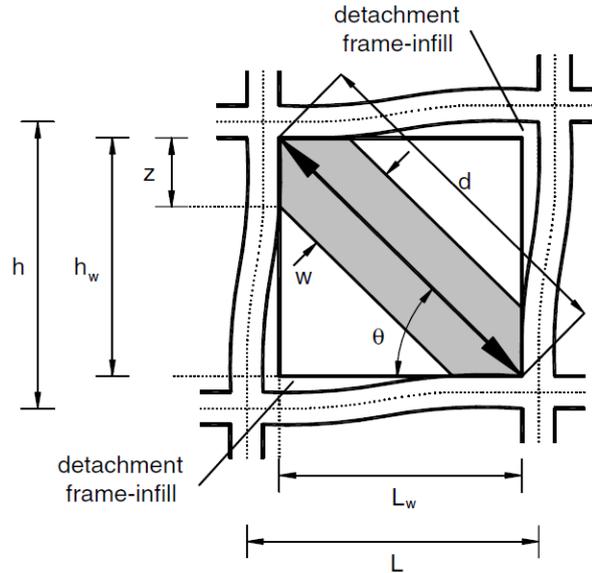


Figura 2.36 Modelo de puntal diagonal equivalente para muros de relleno (Asteris et al., 2011)

Mainstone (1974) basado en datos experimentales y analíticos, propuso una ecuación empírica para el cálculo del ancho del puntal diagonal equivalente, la misma que ha sido adoptado por diversos códigos como FEMA 274, FEMA 306 y las recomendaciones de la New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) para la evaluación y mejoramiento del desempeño estructural de edificios en sismos (2006).

$$\frac{w}{d} = 0.175 \lambda_h^{-0.4} \quad (2.57)$$

Más recientemente se han hecho diversas propuestas de ecuaciones para calcular el ancho del puntal diagonal equivalente, los cuales se pueden encontrar en la recopilación realizada por Tarque et al. (2015), cabe destacar la propuesta de Paulay y Priestley (1992) quienes sugieren que el ancho del puntal puede ser tomado como el 25% de la longitud de la diagonal del panel, es recomendado por la norma peruana de albañilería E.070.

El uso de un solo puntal concéntrico, tiene algunas desventajas, tales como la falta de la interacción puntal-columna, que en muchos casos puede llevar a una falla por corte de la columna (Crisafulli et al., 2000), surgiendo la idea de usar en el modelamiento del panel una serie de múltiples puntales diagonales, tal como se muestra en la Figura 2.37.

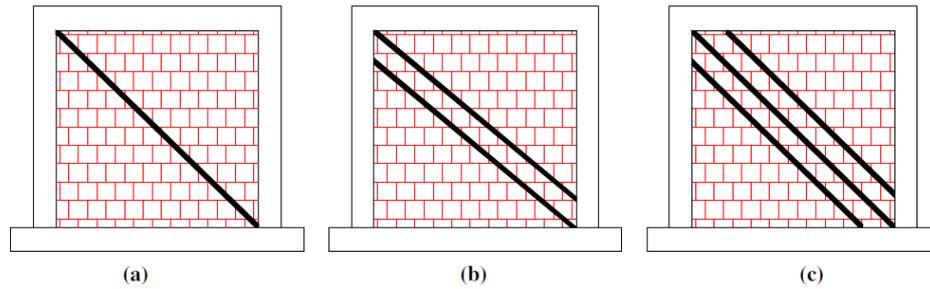


Figura 2.37 Diferentes estrategias de macro modelamiento. a) modelo de puntal único; b) modelo de doble puntal y c) modelo de triple puntal (Furtado et al., 2015)

En el modelo de Crisafulli (1997) un panel de albañilería de relleno es representado por cuatro puntales axiales y dos resortes de corte, como se muestra en la Figura 2.38 ; cada dirección diagonal está compuesto de dos puntales paralelos para tomar en cuenta las fuerzas de compresión/tensión y deformaciones en las esquinas del diagonal opuesto y resorte de corte para tomar en cuenta la resistencia y deslizamiento de las juntas. Este último resorte refleja la importancia de la deformación/resistencia por corte en la respuesta de los paneles de albañilería no reforzada, actúa solamente a través de la diagonal que está en compresión, y su activación depende de la deformación del panel.

Mayores detalles sobre la obtención de los parámetros del modelo de Crisafulli para albañilería de relleno puede ser encontrado en Crisafulli y Carr (2007), así como su implementación en el software seismostruct (Smyrou et al., 2011)

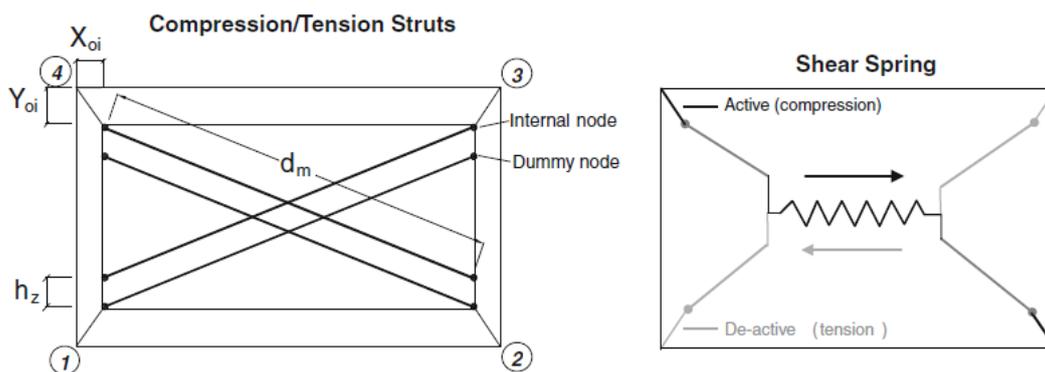


Figura 2.38 Modelo de Crisafulli para paneles de albañilería de relleno (Crisafulli & Carr, 2007)

2.7.3. Influencia de las aberturas

Ensayos cuasi estáticos realizados por Stavridis (2009) indican que la existencia de aberturas en los muros de albañilería puede afectar la respuesta a cargas laterales en términos de rigidez, resistencia, mecanismo de falla y comportamiento post pico.

Para modelar paneles de albañilería con aberturas se puede realizar de dos formas: i) el uso de diversos puntales diagonales alrededor de la abertura (Figura 2.39); y ii) aplicación de coeficientes para modificar la rigidez y resistencia del puntal (Mohammad Noh et al., 2017).

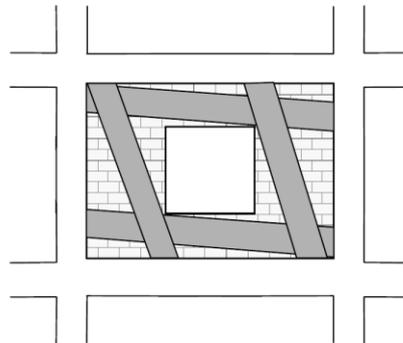


Figura 2.39 Posibles ubicaciones de puntales para paneles con abertura (Al-Chaar, 2002)

Basado en diversos análisis de paneles con aberturas por medio del uso del método de elementos finitos Asteris et al. (2012) propone una expresión para el factor de reducción de la rigidez (λ) del panel de relleno, además agrega que este factor tiende a cero cuando el porcentaje de aberturas (α_w) es mayor del 50%.

$$\lambda = 1 - 2\alpha_w^{0.54} + \alpha_w^{1.14} \quad (2.58)$$

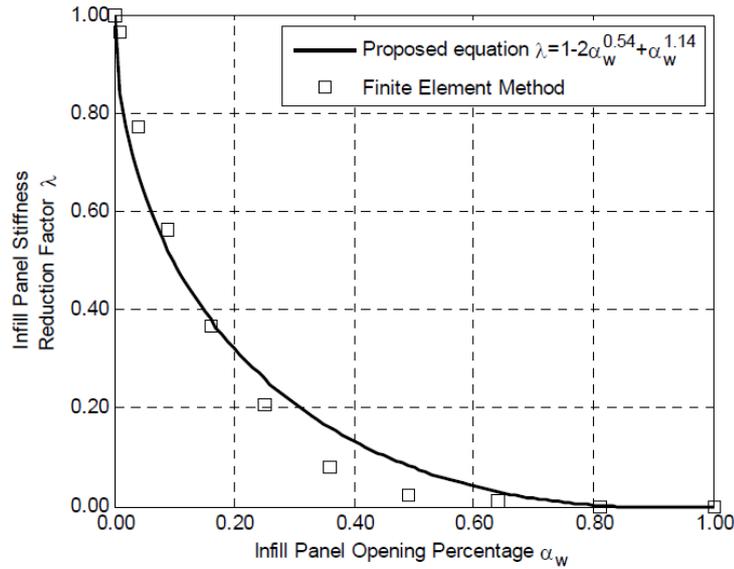


Figura 2.40 Factor de reducción de rigidez del panel de relleno en relación al porcentaje de abertura (Asteris et al., 2012)

Carrillo y Gonzalez (2007) recomiendan en multiplicar por 03 (factor de corrección) a los valores del ancho de puntal diagonal equivalente obtenido mediante la ecuación (2.57), en caso que se haya aplicado un factor de reducción por presencia de aberturas también se le puede aplicar el factor de corrección ya mencionado.

La rigidez del puntal varia con el modelo considerado, y el ancho del puntal diagonal equivalente varía entre 11.5% a 28% de la longitud del puntal (Liberatore & Mollaioli, 2015).



CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1. TIPOS Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. Tipo de investigación

Se desarrolla una investigación del tipo descriptivo, porque se evalúa el desempeño sísmico del edificio de la escuela profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la Universidad Nacional del Altiplano.

3.1.2. Diseño de investigación

Es correlativa transeccional; es correlativa porque existe una relación entre los conceptos y las variables del edificio de pórticos de concreto con muros de albañilería de relleno y el desempeño sísmico. Es transeccional porque los datos se obtienen en un mismo momento.

3.1.3. Población y muestra

La población y muestra son coincidentes porque se trata del estudio de un caso: el edificio de la escuela profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la Universidad Nacional del Altiplano.

3.1.4. Instrumentos de recolección de información

Entrevistas: Se realizó entrevistas al personal de la Oficina de Ejecución de Inversiones (OEI) de la Universidad Nacional del Altiplano, esta oficina es la encargada de la elaboración de estudios de ingeniería, construcción y mantenimiento de la infraestructura universitaria. En particular se entrevistó al Jefe de esta unidad y a los ingenieros encargados que participaron en la remodelación del edificio.

Observación: A través de visitas in situ a la edificación.

Análisis documental: Se obtuvo los planos originales del proyecto, estudios de mecánica de suelos de proyectos aledaños.

3.1.5. Variables

Tabla 3.1 Identificación de variables (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

VARIABLES	DIMENSIONES	SUB DIMENSIONES	INDICADORES
VARIABLE 1: Puntos de desempeño	Desempeño para sismo de servicio	Espectro de capacidad	Fuerza cortante en la base Desplazamiento lateral Conversión ADRS
		Espectro de demanda	Espectro de respuesta Sa=ZCS Conversión ADRS
		Espectro de capacidad	Fuerza cortante en la base Desplazamiento lateral Conversión ADRS
	Desempeño para sismo BSE-1E	Espectro de demanda	Espectro de respuesta Sa=ZCS Conversión ADRS
		Espectro de capacidad	Fuerza cortante en la base Desplazamiento lateral Conversión ADRS
		Espectro de demanda	Espectro de respuesta Sa=ZCS Conversión ADRS
VARIABLE 2: Niveles de desempeño	Operacional	Nivel de amenaza sísmica	Sismo de servicio (Tr=72 años)
		Nivel de amenaza sísmica	Sismo de BSE-1E (Tr=225 años)
	Seguridad de vida	Nivel de amenaza sísmica	Sismo de BSE-1E (Tr=225 años)
VARIABLE 2: Niveles de desempeño	Prevenición de colapso	Nivel de amenaza sísmica	Sismo de BSE-1E (Tr=225 años)
		Nivel de amenaza sísmica	Sismo de BSE-1E (Tr=225 años)

3.2. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.2.1. Ubicación geográfica

El pabellón de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas que se analiza en el presente trabajo de investigación, se ubica dentro de la ciudad universitaria de la Universidad Nacional del Altiplano, la misma que se encuentra en el distrito, provincia y región de Puno.

3.2.2. Características de la edificación

El edificio que se analiza se compone de dos bloques (A y B) de características similares tanto en configuración arquitectónica y estructural, ambos de tres niveles, tal como se muestra la planta de distribución de arquitectura en la Figura 3.1 y las elevaciones en las orientaciones Norte-Sur (N-S) y Este-Oeste (E-O) en las Figura 3.2 y Figura 3.3 respectivamente. El uso principal de la edificación es de aulas, laboratorios y oficinas administrativas. En el trabajo se analizará el bloque A, ubicado más hacia la dirección sur.

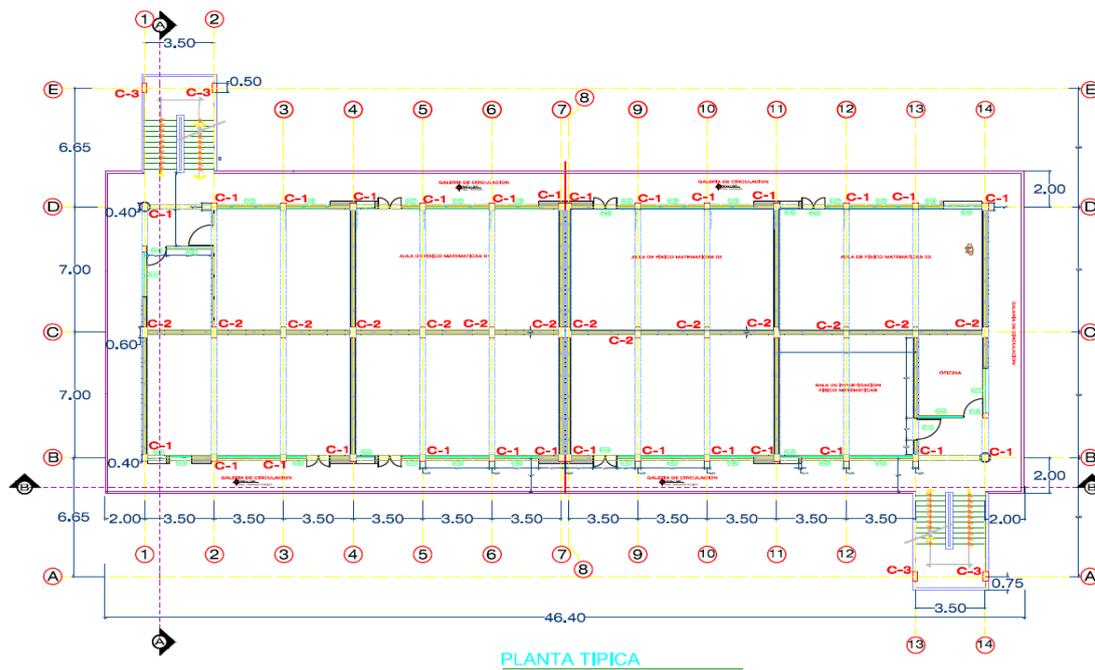


Figura 3.1 Distribución en planta típica del edificio de Ciencias Físico Matemáticas (dimensiones en metros)



Figura 3.2 Elevación en dirección Norte-Sur del edificio de Ciencias Físico Matemáticas (dimensiones en metros)

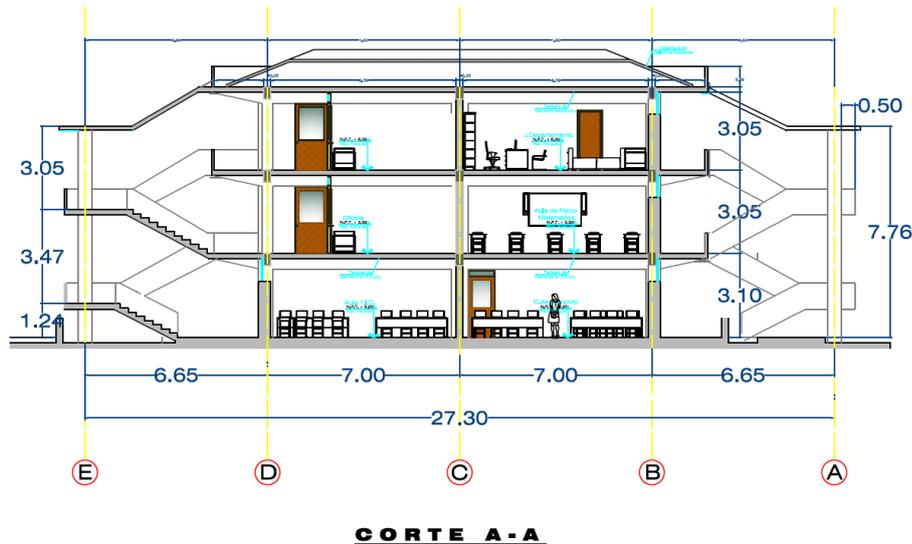


Figura 3.3 Elevación en dirección Este-Oeste del edificio de Ciencias Físico Matemáticas (dimensiones en metros)

La estructura a analizar fue construido a inicios de la década de 1990, tal como consta en los planos proporcionados por la Oficina de Ejecución de Inversiones (OEI) de la Universidad Nacional del Altiplano. El sistema estructural son pórticos de concreto armado con muros de relleno de albañilería, con una losa aligerada como sistema de entrepiso.

3.2.3. Características de los materiales

- Resistencia a la compresión de vigas y columnas : $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (según Planos).
- Módulo de elasticidad de concreto armado: $E = 15000\sqrt{f'_c}$ (Según E.060)
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ (según planos)
- Albañilería: $f'_m = 35 \text{ Kg/cm}^2$ (según E.070)
- Módulo de elasticidad de albañilería: $E_m = 500f'_m$ (según E.070)

En los planos proporcionados por la Oficina de Ejecución de Inversiones (OEI) de la Universidad Nacional del Altiplano Puno se estipula que la resistencia a compresión del concreto en los elementos estructurales (vigas y columnas) es de 210 Kg/cm^2 , adicionalmente de manera preliminar se estudió la influencia de la calidad del concreto en la curva pushover, la cual se muestra en la Figura 3.4, donde se puede observar que las

curvas pushover para un concreto de resistencia a compresión de 210 Kg/cm^2 y 175 Kg/cm^2 son casi coincidentes.

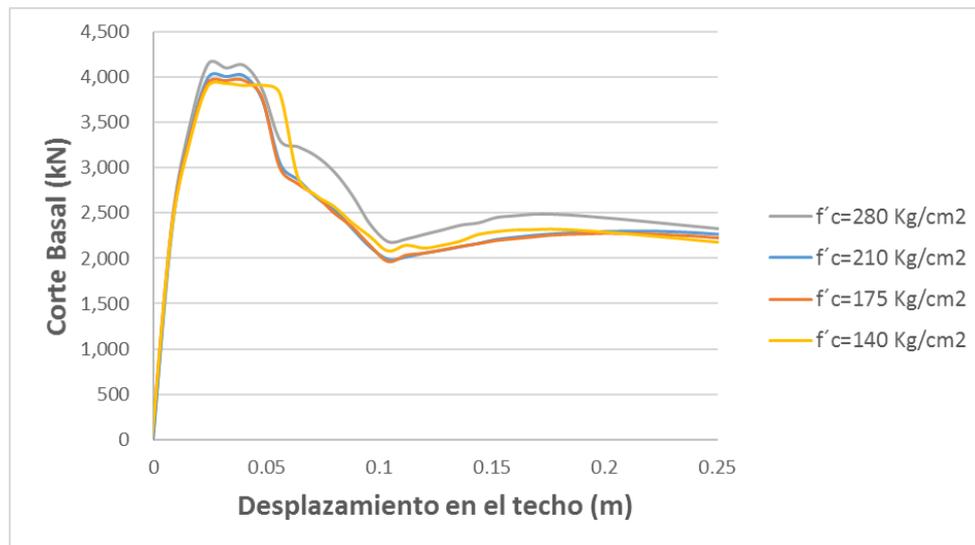
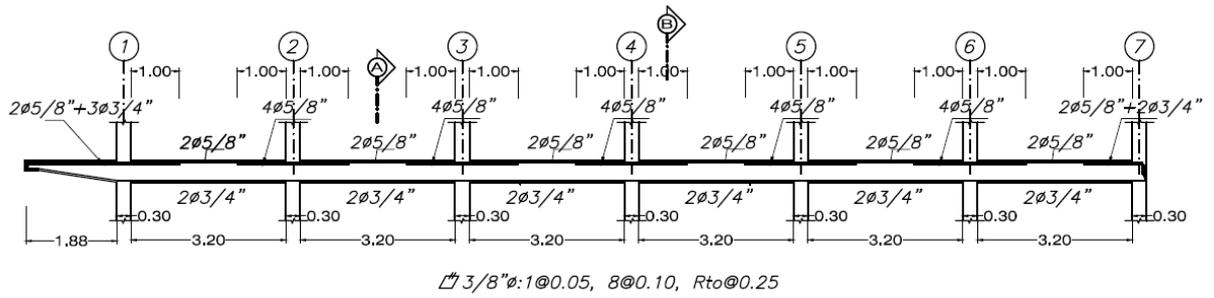


Figura 3.4 Influencia de la resistencia a la compresión del concreto en la curva pushover

Se adoptó el valor de 35 Kg/cm^2 para la resistencia de la albañilería a compresión axial, debido a que en la remodelación de la edificación se encontraron unidades solidas de albañilería tipo King Kong Artesanal, siendo dicho valor especificado en la norma peruana de albañilería E.070 para ese tipo de ladrillos.

3.2.4. Características de las secciones de concreto armado

Las vigas en el sentido N-S tiene una sección de $0.30 \times 0.40 \text{ m}$, en tanto que, las vigas en el sentido E-O la sección es de $0.30 \times 0.60 \text{ m}$ (Figura 3.5 a Figura 3.9). Se tienen tres tipos de columna, cuyo armado de acero de refuerzo se muestra en la Figura 3.10.



VIGA VS - Nivel 1 y 2 (.30x.60)

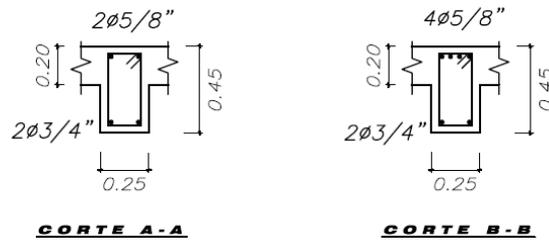
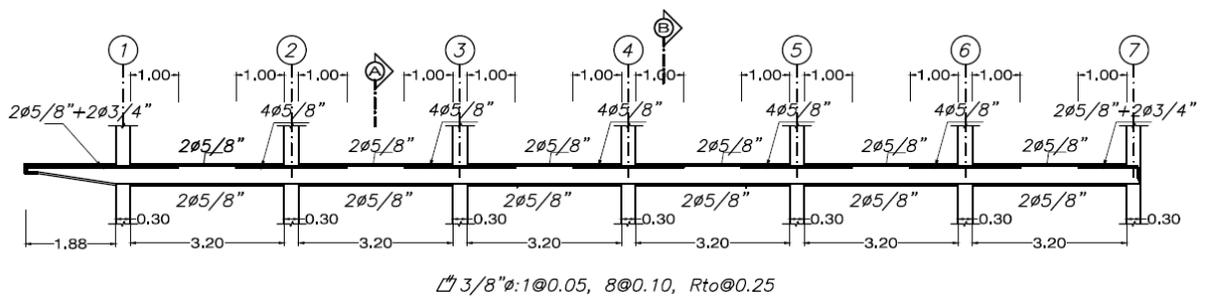


Figura 3.5 Vigas en dirección N-S, niveles 1 y 2 (dimensiones en metros)



VIGA VS - Nivel 3 (.30x.60)

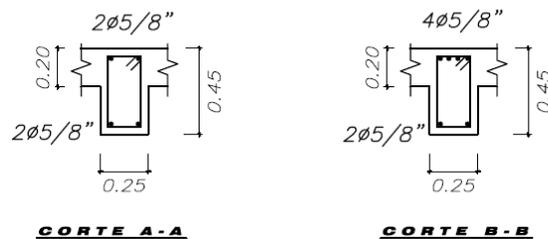
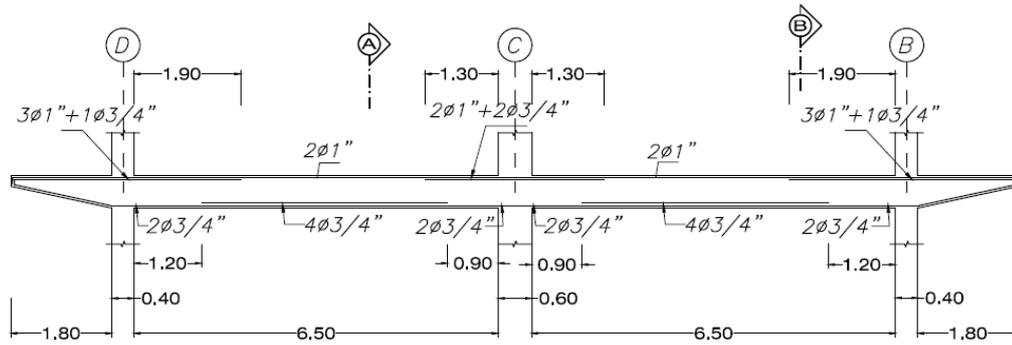


Figura 3.6 Vigas en dirección N-S, nivel 3 (dimensiones en metros)



3/8"φ:1@0.05, 8@0.10, 6@0.15, Rto@0.30

VIGA VP - Nivel 1 (.30x.60)

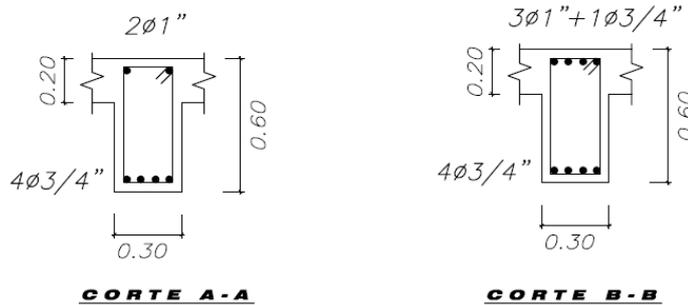
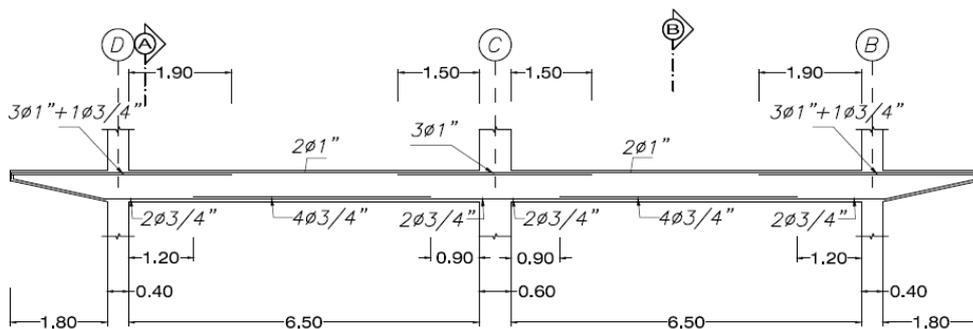


Figura 3.7 Vigas en dirección E-O, nivel 1 (dimensiones en metros)



3/8"φ:1@0.05, 8@0.10, 6@0.15, Rto@0.30

VIGA VP - Nivel 2 (.30x.60)

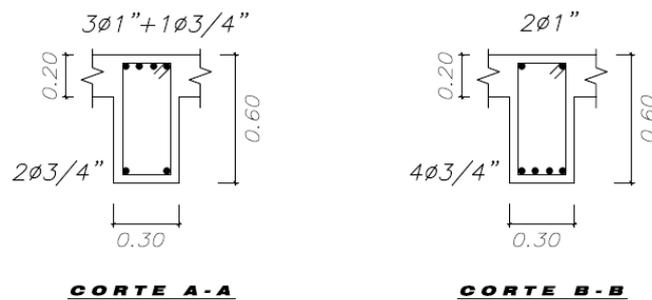


Figura 3.8 Vigas en dirección E-O, nivel 2 (dimensiones en metros)

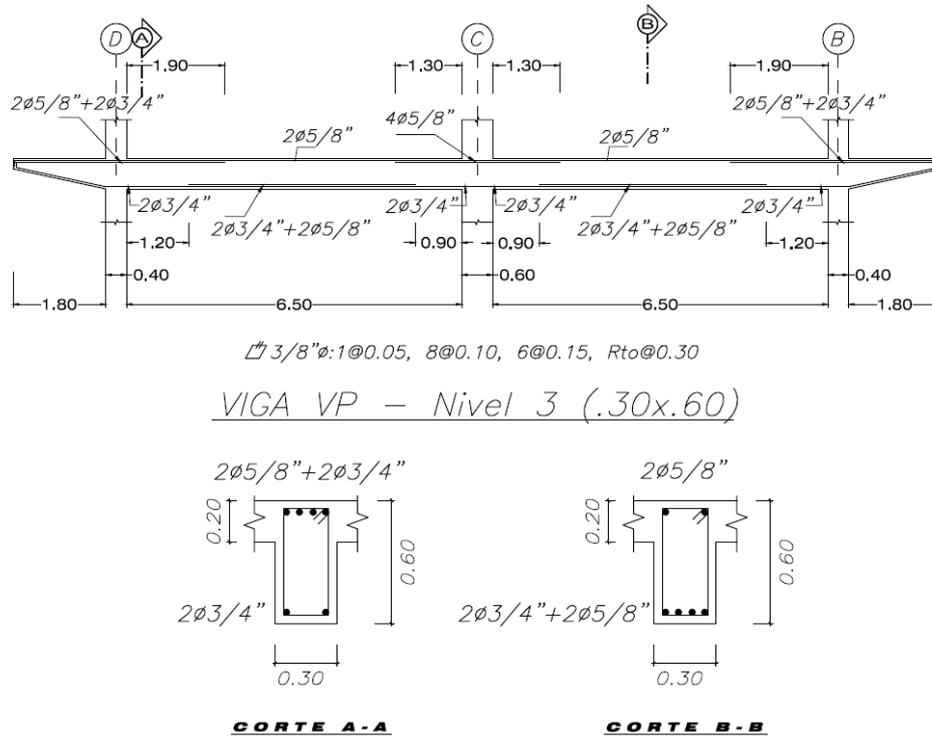


Figura 3.9 Vigas en dirección E-O, nivel 3 (dimensiones en metros)

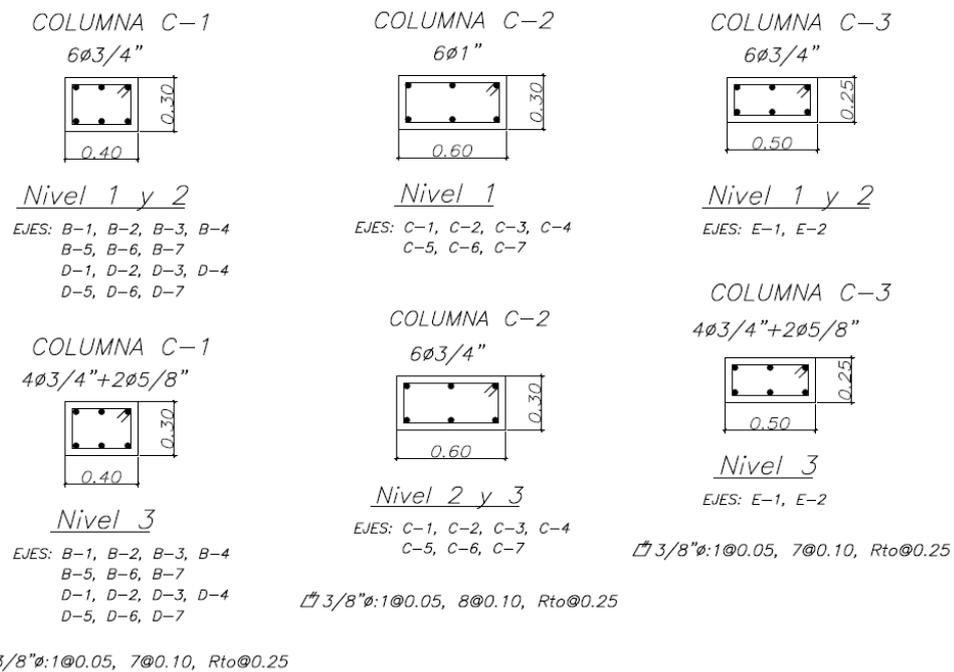


Figura 3.10 Columnas del edificio de Ciencias Físico – Matemáticas (dimensiones en metros)

3.3. DEFINICIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

La norma peruana de diseño sismorresistente E.030 clasifica a las edificaciones educativas y universidades como esenciales, asignándoles un factor de Uso de 1.5, esto

porque se asume que este tipo de edificaciones puede servir como refugio en caso de desastres.

Por lo descrito anteriormente es necesario definir los niveles de desempeño que se le va a asignar a la estructura, basándonos en la Tabla 2.2 que describe los estados de daño y su relación con los niveles de desempeño, además se relacionan los niveles de desempeño con la amenaza sísmica. En el código ASCE 41-17 (tabla C2-2) se indican los objetivos de desempeño y como seleccionarlos, para el caso de estudio se eligió los objetivos de desempeño mejorados para edificaciones existente, eligiéndose los objetivos de desempeño discretos b, g y l, tal como se muestra en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Niveles de desempeño adoptados (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO		
	Ocupación inmediata (1-B)	Seguridad de vida (3-C)	Prevención del colapso (5-D)
“Ocasional” (T=72 años)	b		
BSE-1E (T=225 años)		g	
BSE-2E (T=975 años)			l

En la Tabla 3.3 y Tabla 3.4 se presenta los límites de deriva para cada nivel de desempeño, la que se basa en la propuesta de SEAOC (Tabla 2.6), es importante resaltar que los niveles de desempeño “operacional” (VISION 2000) y “ocupación inmediata” (ASCE 41 -17) son equivalentes, prevaleciendo esta última notación para este nivel de desempeño.

Tabla 3.3 Límites de deriva de entrepiso adoptados para pórticos de concreto (SEAOC, 1999)

	NIVEL DE DESEMPEÑO			
	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de colapso
Deriva de entrepiso	< 0.2%	< 0.5%	< 1.5%	< 2.5%

Tabla 3.4 Límites de deriva para muros de albañilería de relleno según ASCE 41-06

	NIVEL DE DESEMPEÑO			
	Totalmente operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de colapso
Deriva de entrepiso		0.10%	0.50%	0.60%

3.4. DEFINICIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

En la evaluación sísmica de edificaciones se puede representar como la comparación de la demanda sísmica con la capacidad de la estructura. La demanda sísmica puede representar en forma de acelerogramas y espectros de respuesta, los mismos están relacionados con el periodo de retorno, ya en la Tabla 3.2 se definieron los niveles de desempeño y su correspondiente amenaza sísmica (expresándose en función periodos de retorno).

En esta sección se determinara la demanda o amenaza sísmica en formato de espectro elástico de aceleraciones, las mismas que serán de utilidad para realizar determinar el punto de desempeño usando el Método del Espectro de Capacidad, procedimiento ya descrito en la sección 2.4.

Para definir los espectros de aceleraciones se hará uso de la ecuación (3.1) (Loa, 2017):

$$S_a = ZCS \quad (3.1)$$

Donde Z es el factor de zona (PGA), C es la forma espectral y S es el factor de suelo.

Para determinar el PGA (Peak Ground Acceleration) se hace uso de la fórmula propuesta en el anexo A de la parte 2 del euro código 8, el cual nos permite obtener la aceleración del terreno a_{gc} correspondiente a un determinado periodo de retorno T_{RC} :

$$\frac{a_{gc}}{a_{gR}} = \left(\frac{T_{RC}}{T_{NCR}} \right)^k \quad (3.2)$$

Donde a_{gR} es la aceleración del terreno de referencia que correspondiente a un periodo de retorno de referencia T_{NCR} . El valor del exponente k depende de la sismicidad de la región, normalmente, los valores usados están en el rango de 0.30 a 0.40.

En nuestro caso, el valor a_{gR} es de 0.35, esto de acuerdo a la zonificación sísmica de la norma E.030, este valor de PGA tiene un periodo de retorno de 475 años. El valor de k adoptado es de 0.35. Con estos datos se obtiene la Tabla 3.5 que muestra los valores del PGA para sus correspondientes periodos de retorno.

Tabla 3.5 Escenarios de amenaza sísmica (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

AMENAZA SISMICA	PERIODO DE RETORNO (años)	ACELERACIÓN DEL TERRENO (PGA)
Ocasional	72	0.18
BSE-1E	225	0.27
BSE-2E	975	0.45

El parámetro de suelo S se determina de acuerdo a la tabla 3 de la norma E.030, la misma que se muestra en la Tabla 3.6. Adicionalmente se tiene que determinar los periodos T_P y T_L , la misma esta dado en la tabla 4 de la norma E.030, esta se reproduce en la Tabla 3.7.

Tabla 3.6 Factor de suelo estipulado en la norma E.030-2018

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 3.7 Periodos T_P y T_L en la norma E.030-2018

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Para determinar el factor C o de forma espectral, la norma E.030-2018 propone las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad (3.3)$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad (3.4)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \quad (3.5)$$

En donde T es el periodo, el mismo que haremos variar para obtener los espectros elásticos.

Colorado e Inca (2010) realizaron un estudio de zonificación estratigráfica en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional del Altiplano, encontrado que el perfil estratigráfico del suelo lacustrino, predominante se compone de una alternancia de estratos de suelos arenosos limosos y arcillas de baja plasticidad. Un patrón similar en la conformación de los estratos en otro sector de la bahía interior de Puno fue observado por Yanqui (2014), en este caso se llegó hasta una profundidad de exploración de 30 metros, aproximadamente hasta los 20 metros de profundidad se mantiene la alternancia de estratos de suelos arenosos limosos y arcillas de baja plasticidad.

Por lo descrito anteriormente, se asumirá un perfil de suelo tipo S_3 , el cual corresponde a suelos blandos. Por lo tanto de la tabla 3 de la norma E.030 el factor de suelo S será de 1.20, en tanto que de la tabla 4 de la misma norma, los valores de T_P y T_L serán 1.0 y 1.6 respectivamente.

En la Figura 3.11 se muestran los espectros elásticos para las diferentes amenazas sísmicas previamente definidas. Los valores numéricos de dichos espectros elásticos se encuentran en el Anexo 1.

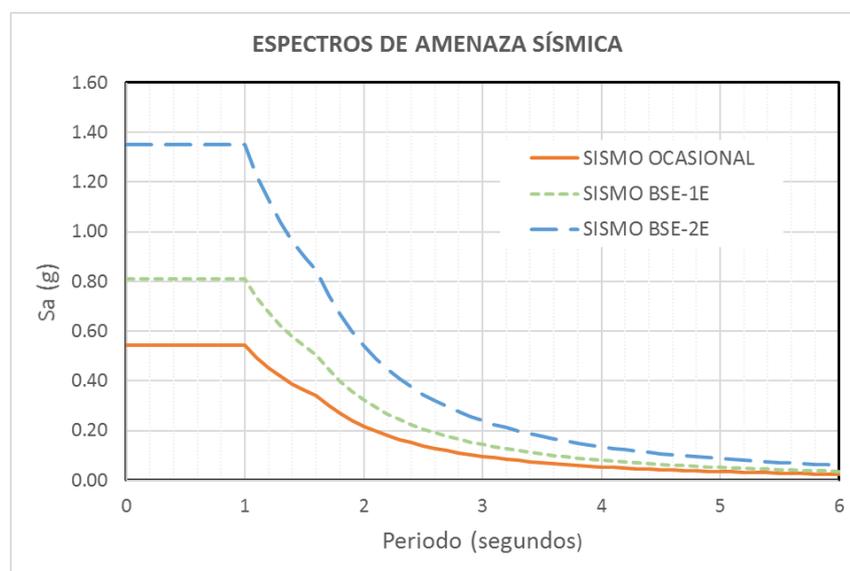


Figura 3.11 Espectros de amenaza sísmica

3.5. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Para realizar la evaluación por desempeño se hará el modelamiento de la estructura en el software SEISMOSTRUCT 2018, con la consideración que los elementos vigas y

columnas se definirán como elementos inelásticos de pórtico con rotula plástica (ver sección 3.5.2), y el muro de albañilería será modelado mediante un elemento inelástico infill que implementa el macro modelo propuesto por Crisafulli (1997).

Para dibujar la geometría de la edificación, se usa la herramienta “modelador de edificios” (Figura 3.12) del programa seismostruct, esta herramienta es gráfico e intuitivo, permite un modelamiento rápido de la edificación, permitiendo al momento de hacer el dibujo de los elementos estructurales (vigas y columnas) ya se puede incluir el acero de refuerzo y otras propiedades como la calidad, resistencia y modelo constitutivo del concreto y acero de refuerzo (Figura 3.13).

El modelo constitutivo empleado para el concreto reforzado fue el modelo no lineal de Mander, en tanto que para el acero de refuerzo se usó el modelo de Menegotto-Pinto.

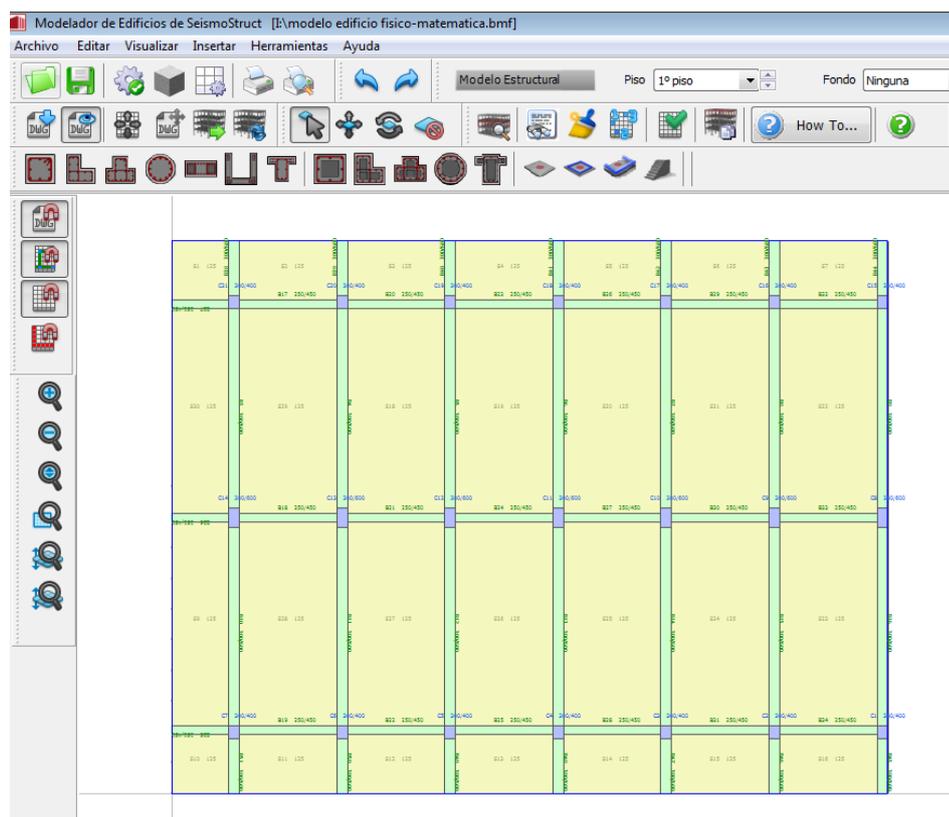


Figura 3.12 Modelador de edificios del programa seismostruct

Los elementos estructurales se modelaron de acuerdo a sus características descritas en la secciones 3.2.2 y 3.2.3, en lo que concierne a la calidad del concreto y disposición de las barras de acero de refuerzo, en tanto, la losa aligerada se modelo como una losa maciza de espesor equivalente, el programa automáticamente asigna el diafragma rígido.

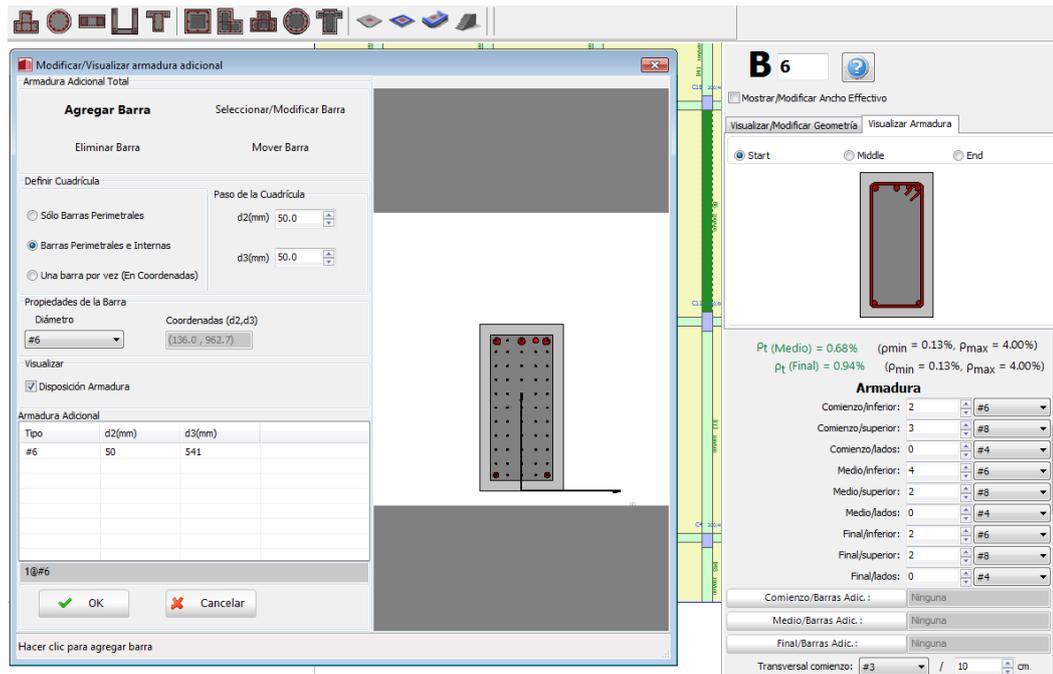


Figura 3.13 Dibujo y definición de las propiedades de vigas en seismostruct

Terminado el modelo estructural de vigas y columnas en el modelador de edificios, se pasa al programa principal de SeismoStruct, para definir y agregar los muros de relleno (Figura 3.18), obteniéndose el modelo completo en la Figura 3.14.

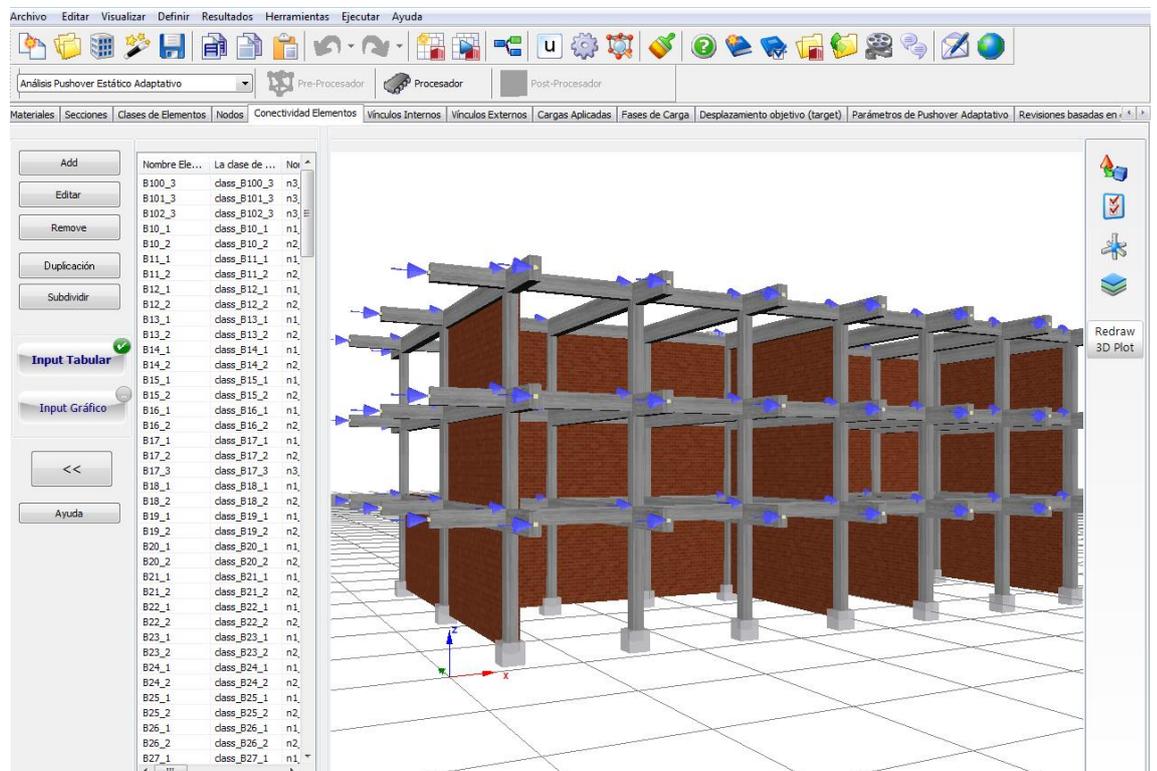


Figura 3.14 Modelo estructural del edificio de ciencias Físico – Matemáticas

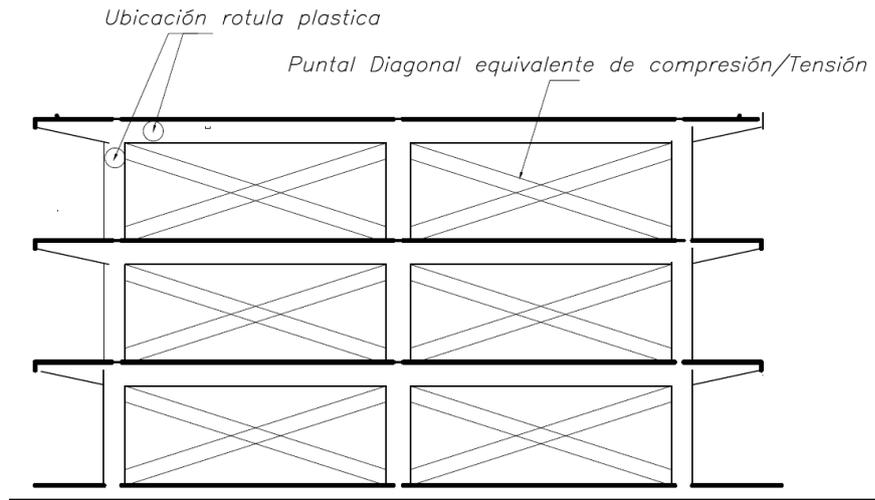


Figura 3.15 Modelo analítico del edificio de ciencias Físico – Matemáticas considerando puntal diagonal equivalente de compresión/tensión en el muro de albañilería de relleno

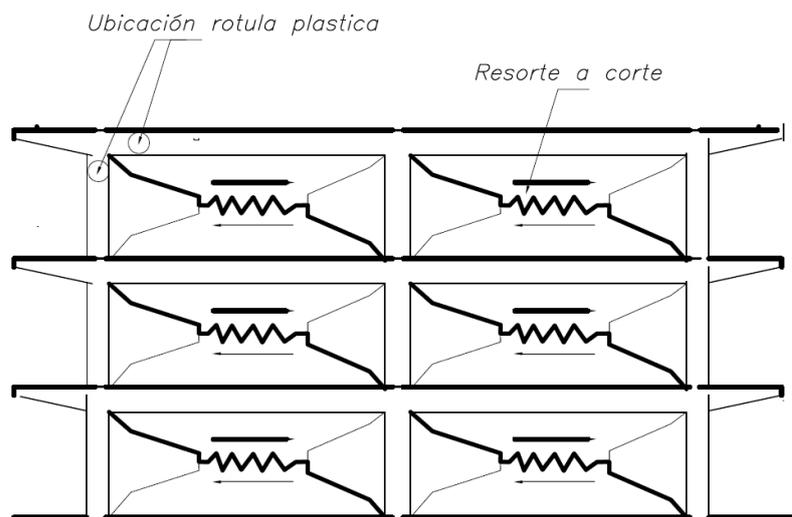


Figura 3.16 Modelo analítico del edificio de ciencias Físico – Matemáticas considerando el resorte de corte en el muro de albañilería de relleno

3.5.1. Definición de cargas

Cargas de gravedad

En el modelo estructural se incorpora los siguientes tipos de cargas: Muerta y viva. La carga muerta se define como el peso propio de los elementos estructural y la sobrecarga permanente de algunos elementos como acabados y muros de tabiquería móvil; la carga viva se define de acuerdo al uso de la edificación, los mismos que pueden ser obtenidos de la norma E.020 de carga.

Además, es necesario definir la carga de gravedad no lineal, el cual precede al análisis pushover de cargas incrementales, esta combinación de carga puede ser obtenido por las recomendaciones del código ASCE 41-17:

$$Q_G = Q_D + Q_L \quad (3.6)$$

Donde Q_G es el patrón de carga de gravedad no lineal, Q_D y Q_L son las cargas muerta y carga viva efectiva igual al 25% de la carga viva de diseño no reducida, pero no menos que la carga viva actual.

Patrón de cargas laterales

Para realizar el análisis pushover es necesario definir un patrón de cargas incrementales, tal como se puede observar en el diagrama de flujo de la Figura 2.4, en el presente trabajo se usa un patrón de cargas adaptativo.

3.5.2. Definición de propiedades no lineales de los elementos estructurales

En la sección 2.6.2 se presentó una breve descripción sobre los modelos usualmente empleados en análisis inelásticos: Modelos de plasticidad concentrada y modelos de plasticidad distribuida.

En el software empleado en este trabajo, se tiene implementando por defecto la inelasticidad distribuida, bajo el llamado “enfoque de fibras” que representa el comportamiento de las secciones transversales, donde cada fibra es asociada a una relación uniaxial esfuerzo-deformación.

De acuerdo al manual de usuario del software SeismoStruct (Seismosoft, 2018), los modelos de fibras presentan numerosas ventajas, las cuales pueden resumirse en: (i) no es necesario realizar análisis momento-curvatura previos para definir los elementos; (ii) no es necesario definir ningún tipo de respuesta histerética de los elementos (dado que queda definida implícitamente mediante los modelos constitutivos de los materiales); (iii) modelado directo de la interacción entre esfuerzo axial y momento flector (tanto para la resistencia como para la rigidez); (iv) representación directa de la carga biaxial y de la interacción de la resistencia flexional en direcciones ortogonales.

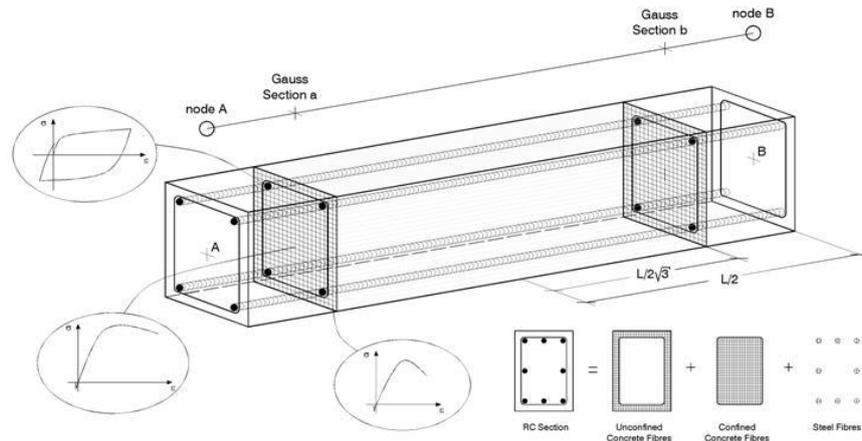


Figura 3.17 Discretización de una sección transversal típica de concreto armado (Seismosoft, 2018)

Los elementos de pórtico con inelasticidad distribuida pueden ser implementados mediante dos formulaciones de elementos finitos (FE) diferentes: la clásica formulación basada en desplazamientos ("DB", displacement-based), y la más reciente formulación basada en fuerzas ("FB", force-based). En el enfoque DB, el campo de desplazamientos es impuesto, mientras que en un elemento FB el equilibrio es satisfecho estrictamente y no se aplican restricciones al desarrollo de deformaciones inelásticas a lo largo del miembro (Seismosoft, 2018).

En el presente trabajo se usó la formulación basada en fuerzas para modelar la inelasticidad distribuida en los elementos estructurales (vigas y columnas), la inelasticidad se concentra dentro de un región de determinada del elemento (véase Figura 2.34c), tal como ha sido propuesto por Scott and Fenves (2006).

3.5.3. Definición de las propiedades de la albañilería de relleno

La albañilería de relleno se modelará de acuerdo al modelo propuesto por Crisafulli (1997), la misma que fue implementada en el programa SeismoStruct por Smyrou (2006).

En la

Tabla 3.8 se presenta el resumen de las propiedades de los muros como espesor, ancho de puntal equivalente, resistencia a compresión y resistencia a corte. Los muros se codificaron de acuerdo a la siguiente notación M-eje-tramo-nivel. El ancho del puntal equivalente se obtuvo de acuerdo a la formulas de la sección 2.7.2 y se consideró la propuesta de Asteris (2012) para reducir el ancho de puntal por la presencia de aberturas.

Para la determinación de la resistencia a compresión y corte se usaron las formulas propuestas en la norma E.070 y las recomendaciones de Al-Chaar (2002), tomándose el menor valor obtenido.

$$R_c = 0.12f'_m(d)(t) \quad (\text{E.070}) \quad (3.7)$$

$$R_t = 0.85\sqrt{f'_m}(d)(t) \quad (\text{E.070}) \quad (3.8)$$

$$R_s = \frac{f_s t d}{1 - 0.4 \frac{h_w}{L_w}} \quad (\text{E.070}) \quad (3.9)$$

$$R_{cr} = w_{red} t_{eff} f'_m \quad \text{Al-Chaar (2002)} \quad (3.10)$$

Donde:

R_c : resistencia ultima del puntal de albañilería por aplastamiento (en kilogramos-fuerza)

R_t : resistencia ultima por tracción diagonal (en kilogramos fuerza)

R_s : resistencia ultima por corte o cizalle (en kilogramos fuerza)

R_{cr} : resistencia ultima por aplastamiento

f'_m : resistencia característica a compresión axial de la albañilería (en Kg/cm^2)

f_s : resistencia última a cizalle de la albañilería = $4 Kg/cm^2$

w_{red} : ancho de puntal reducido por efecto de presencia de aberturas

t_{eff} : espesor neto del panel de albañilería.

L_w, h_w, t : longitud, altura y espesor del panel de albañilería (Figura 2.36)

d : longitud de la diagonal del panel de albañilería (Figura 2.36)

Tabla 3.8 Propiedades de muros de relleno (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

CODIGO MURO	ESPESOR MURO (cm)	ANCHO PUNTAL (cm)	RESISTENCIA COMPRESION (Kg)	RESISTENCIA CORTE (Kg)	OBSERVACIÓN
M-1-BC-N1	25	76.47	61,560.01	66,718.82	
M-1-CD-N1	25	76.47	61,560.01	66,718.82	
M-4-CD-N1	25	76.47	61,560.01	66,718.82	
M-7-BC-N1	25	76.47	61,560.01	66,718.82	
M-7-CD-N1	25	76.47	61,560.01	66,718.82	
M-4-BC-N1	25	34.00	27,368.65	66,718.82	Con aberturas
M-5-BC-N1	15	35.78	16,279.97	39,918.39	Con aberturas
M-C-12-N1	25	47.38	38,138.26	39,665.50	
M-C-23-N1	25	47.38	38,138.26	39,665.50	
M-C-34-N1	25	47.38	38,138.26	39,665.50	
M-C-45-N1	25	47.38	38,138.26	39,665.50	
M-C-56-N1	25	47.38	38,138.26	39,665.50	
M-C-67-N1	25	47.38	38,138.26	39,665.50	
M-1-BC-N2	25	79.12	63,690.09	65,518.74	
M-4-BC-N2	25	79.12	63,690.09	65,518.74	
M-4-CD-N2	25	79.12	63,690.09	65,518.74	
M-7-BC-N2	25	79.12	63,690.09	65,518.74	
M-7-CD-N2	25	79.12	63,690.09	65,518.74	
M-2-CD-N2	15	32.52	14,794.46	39,251.04	Con aberturas
M-C-12-N2	25	45.34	36,502.42	35,993.41	
M-C-23-N2	25	45.34	36,502.42	35,993.41	
M-C-34-N2	25	45.34	36,502.42	35,993.41	
M-C-45-N2	25	45.34	36,502.42	35,993.41	
M-C-56-N2	25	45.34	36,502.42	35,993.41	
M-C-67-N2	25	45.34	36,502.42	35,993.41	
M-1-BC-N3	25	79.12	63,690.09	65,518.74	
M-4-CD-N3	25	79.12	63,690.09	65,518.74	



CODIGO MURO	ESPESOR MURO (cm)	ANCHO PUNTAL (cm)	RESISTENCIA COMPRESION (Kg)	RESISTENCIA CORTE (Kg)	OBSERVACIÓN
M-7-BC-N3	25	79.12	63,690.09	65,518.74	
M-7-CD-N3	25	79.12	63,690.09	65,518.74	
M-4-BC-N3	25	11.28	9,083.63	65,518.74	Con aberturas
M-2-CD-N3	15	32.52	14,794.46	39,251.04	Con aberturas
M-C-12-N3	25	45.34	36,502.42	35,993.46	
M-C-23-N3	25	45.34	36,502.42	35,993.46	
M-C-34-N3	25	45.34	36,502.42	35,993.46	
M-C-45-N3	25	45.34	36,502.42	35,993.46	
M-C-56-N3	25	45.34	36,502.42	35,993.46	
M-C-67-N3	25	45.34	36,502.42	35,993.46	

A partir de la

Tabla 3.8 se hacen las conversiones para determinar los parámetros que serán ingresados al programa Seismostruct (Figura 3.18), obteniéndose la Tabla 3.9, el parámetro de longitud equivalente se recomienda un valor de entre $1/3$ a $1/2$ de $0.5\pi/\lambda_h$, de donde λ_h fue definido en la sección 2.7.2.

Tabla 3.9 Parámetros para modelamiento de muros de albañilería ingresados al software seismostruct
(Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Código de Muro	E_m (kPa)	$f_{m\theta}$ (kPa)	τ_{max} (kPa)	Área de biela A1 (m ²)	Longitud equivalente de área de contacto (%)
M-1-BC-N1	1716155.00	3157.73	600	0.19	15.02
M-1-CD-N1	1716155.00	3157.73	600	0.19	15.02
M-4-CD-N1	1716155.00	3157.73	600	0.19	15.02
M-7-BC-N1	1716155.00	3157.73	600	0.19	15.02
M-7-CD-N1	1716155.00	3157.73	600	0.19	15.02
M-4-BC-N1	1716155.00	3157.73	600	0.08	15.02
M-5-BC-N1	1716155.00	2974.67	600	0.05	17.06
M-C-12-N1	1716155.00	3157.73	600	0.12	14.21
M-C-23-N1	1716155.00	3157.73	600	0.12	14.21
M-C-34-N1	1716155.00	3157.73	600	0.12	14.21
M-C-45-N1	1716155.00	3157.73	600	0.12	14.21
M-C-56-N1	1716155.00	3157.73	600	0.12	14.21
M-C-67-N1	1716155.00	3157.73	600	0.12	14.21
M-1-BC-N2	1716155.00	3157.73	600	0.20	17.89
M-4-BC-N2	1716155.00	3157.73	600	0.20	17.89
M-4-CD-N2	1716155.00	3157.73	600	0.20	17.89
M-7-BC-N2	1716155.00	3157.73	600	0.20	17.89
M-7-CD-N2	1716155.00	3157.73	600	0.20	17.89
M-2-CD-N2	1716155.00	2974.67	600	0.05	20.33
M-C-12-N2	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-23-N2	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-34-N2	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-45-N2	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-56-N2	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-67-N2	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-1-BC-N3	1716155.00	3157.73	600	0.20	17.89
M-4-CD-N3	1716155.00	3157.73	600	0.20	17.89
M-7-BC-N3	1716155.00	3157.73	600	0.20	17.89
M-7-CD-N3	1716155.00	3157.73	600	0.20	17.89

Código de Muro	E_m (kPa)	$f_{m\theta}$ (kPa)	τ_{max} (kPa)	Área de biela A1 (m ²)	Longitud equivalente de área de contacto (%)
M-4-BC-N3	1716155.00	3157.73	600	0.03	17.89
M-2-CD-N3	1716155.00	2974.67	600	0.05	20.33
M-C-12-N3	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-23-N3	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-34-N3	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-45-N3	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-56-N3	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39
M-C-67-N3	1716155.00	3157.73	600	0.11	16.39

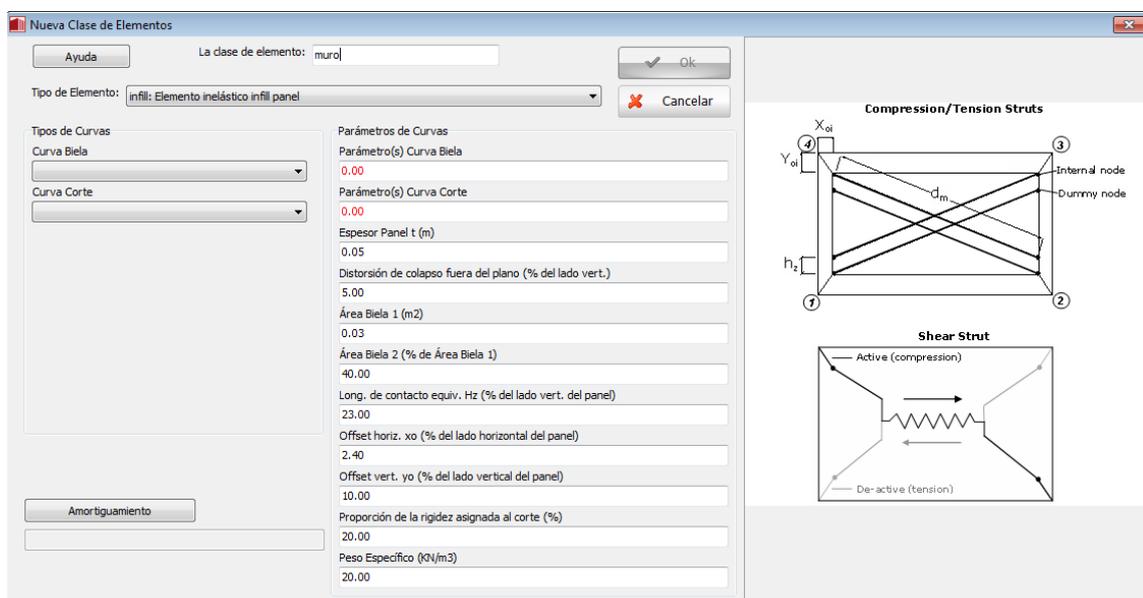


Figura 3.18 Ingreso de parámetros de modelamiento de albañilería de relleno en el programa seismostruct

3.5.4. Definición de los casos de carga pushover

En el programa seismostruct se eligió el tipo de carga adaptativo, tal como se describió en la sección 2.3, este tipo de pushover proporciona resultados mejores en comparación al pushover de cargas invariables, además que el método es contemplado en el código FEMA 356.

Para mejorar la predicción de la curva de capacidad se recomienda un escalado espectral (Antoniou & Pinho, 2004), para lo cual se ingresó al software el espectro de desplazamientos de acuerdo a la norma E.030 (Figura 3.19), en la construcción del mencionado espectro se usó las formulas definidas en la sección 3.4 .

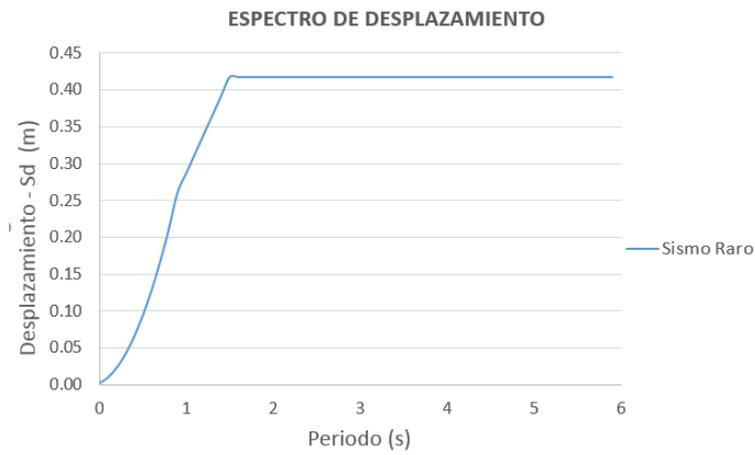


Figura 3.19 Espectro de desplazamiento para sismo raro

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA EDIFICACIÓN

Las propiedades modales de la edificación se presentan en la Tabla 4.1 , donde se puede observar que el primer modo fundamental es traslacional a lo largo del eje X con un periodo de 0.338 segundos, el segundo modo es torsional con un periodo de 0.302 segundos y el tercer modo tiene un periodo de 0.268 segundos que también es traslacional a lo largo del eje Y.

Tabla 4.1 Periodos y porcentajes de masa efectivos (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Modo	Período (Segundos)	[U _x]	[U _y]	[U _z]	[R _x]	[R _y]	[R _z]
1	0.338	95.31%	0.02%	0.00%	0.00%	1.70%	0.13%
2	0.302	0.15%	25.19%	0.00%	0.92%	0.00%	69.22%
3	0.268	0.01%	69.85%	0.00%	1.85%	0.00%	25.96%
4	0.117	4.10%	0.01%	0.01%	0.01%	12.66%	0.01%
5	0.107	0.01%	2.28%	0.00%	8.04%	0.06%	3.09%
6	0.087	0.00%	2.02%	0.01%	12.22%	0.13%	1.13%
7	0.078	0.40%	0.00%	0.24%	0.03%	0.30%	0.00%
8	0.075	0.02%	0.04%	8.74%	0.98%	16.10%	0.00%
9	0.068	0.00%	0.01%	8.88%	1.03%	1.29%	0.05%
10	0.059	0.00%	0.00%	73.47%	0.50%	4.00%	0.01%

De acuerdo con Fajfar et al. (2005) las ratios de periodos de una estructura tienen una influencia importante sobre el comportamiento torsional. Los ratios de periodo Ω_x y Ω_y son definidos como los periodos traslacionales desacoplados divididos por el periodo torsional desacoplado en las direcciones X e Y, respectivamente. Estructuras con ratios de periodos mayores a 1 (uno) son usualmente clasificados como torsionalmente rígidos y estructuras con ratios de periodos menores a 1 (uno) son torsionalmente flexibles. Una estructura puede ser torsionalmente rígido en una dirección y torsionalmente flexible en el otro.

Por simple inspección, la estructura analizada tiene ratios de periodos menores a 1 (uno), puesto que el segundo modo es torsional, por lo tanto, se puede clasificar como torsionalmente flexible en la dirección Y, en tanto que para la dirección X la estructura es torsionalmente rígida.

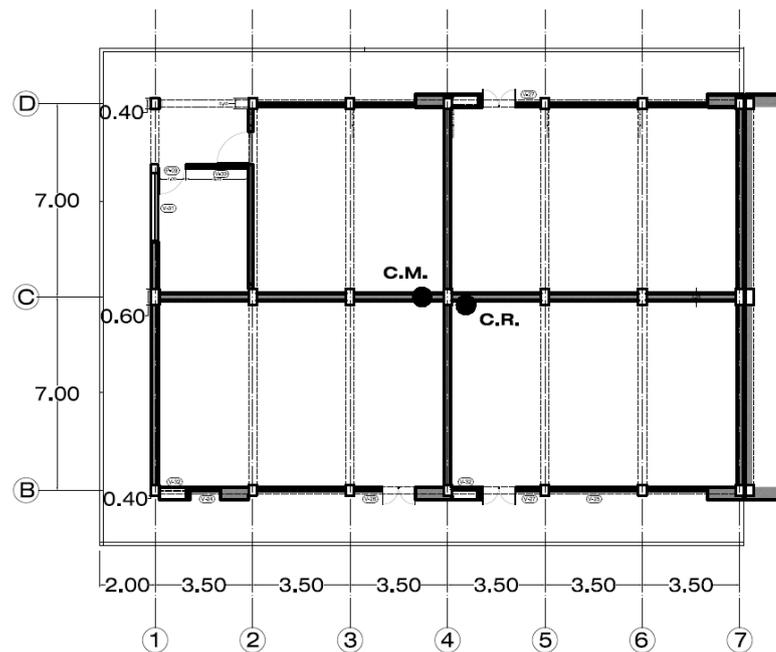


Figura 4.1 Ubicación cualitativa del centro de masa y centro de rigidez

En la Figura 4.1 se muestra de manera cualitativa las ubicaciones del centro de masa (C.M.) y centro de rigidez (C.R.), como se puede observar el centro de masa está ligeramente desfasado del eje 4 hacia la izquierda, esto debido a la presencia del volado de la losa aligerada; en tanto que el centro de rigidez está desfasado hacia la derecha del eje 4, esto debido a la presencia de mayor cantidad de muros en el eje 7, puesto que en el eje 1 el tramo entre ejes C y D es un muro aislado de la estructura, lo mismo pasa con el muro del eje 2. Por este motivo que al existir una diferencia de ubicación entre el C.M. y C.R. se produce la torsión en el segundo modo de vibración.

De acuerdo con Anagnostopoulos et al. (2015) el sismo induce torsión en las edificaciones debido a: (a) arreglo no simétrico de los elementos resistentes a cargas (excentricidad por rigidez y resistencia) o distribución no simétrica de las masas, (b) movimiento torsional en el terreno causado por ondas sísmicas y movimiento de terreno incoherente, (c) otras razones que no son explícitamente tomados en cuenta para el diseño de estructuras (rigidez de elementos no estructurales tales como muros de ladrillo de relleno, fluencia no simétrica de los elementos resistentes a carga).

4.2. ESPECTRO DE DEMANDA

4.2.1. Conversión de espectros de amenaza sísmica a espectro de demanda

En la sección 3.4 se definió la amenaza sísmica, en formato de aceleración-periodo, para realizar el método del espectro de capacidad que nos permite obtener el punto de desempeño, es necesario llevar la amenaza sísmica al formato Acceleration-Displacement Response Spectrum o ADRS (por sus siglas en inglés), para lo cual se hace uso de la fórmula (2.3), obteniéndose el espectro de demanda que se muestra en la Figura 4.2. Los valores numéricos se encuentran en el Anexo 2.

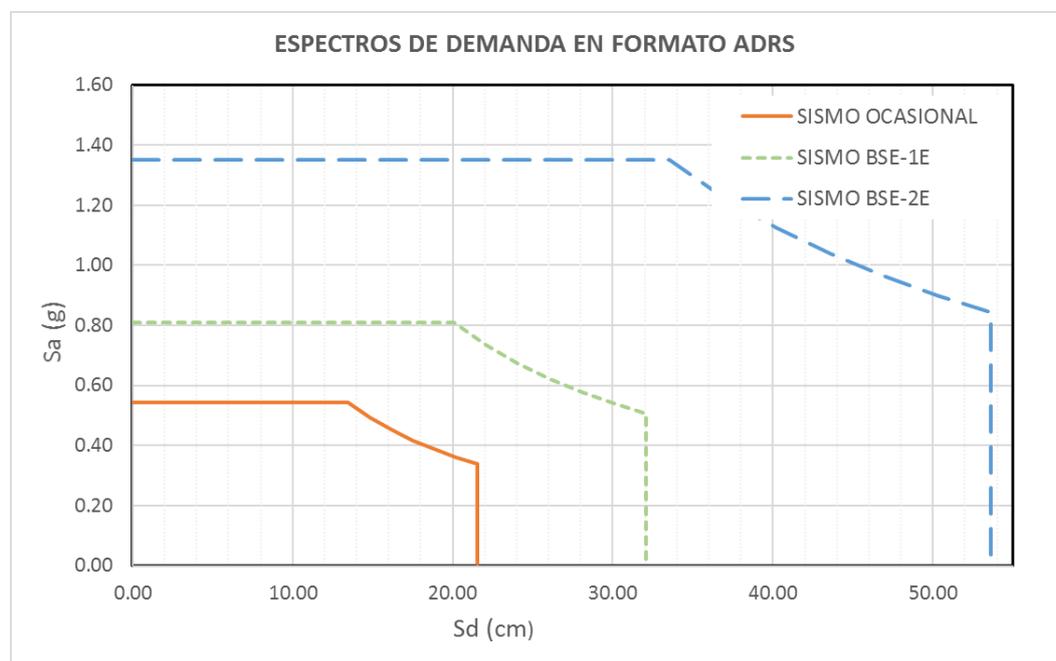


Figura 4.2 Espectro de demanda en formato ADRS

4.3. ESPECTRO DE CAPACIDAD

4.3.1. Curva de capacidad en Dirección Norte-Sur (Eje X)

En la Figura 4.3 se muestra las curvas de capacidad obtenidos con el programa SeismoStruct, se consideró dos escenarios, en la primera en el modelo estructural del edificio no se incluye la presencia de muros, en tanto, que el segundo si se consideró la inclusión de los muros de relleno. Vale resaltar que esta curva de capacidad es obtenida usando un nodo de control en el techo de la edificación.

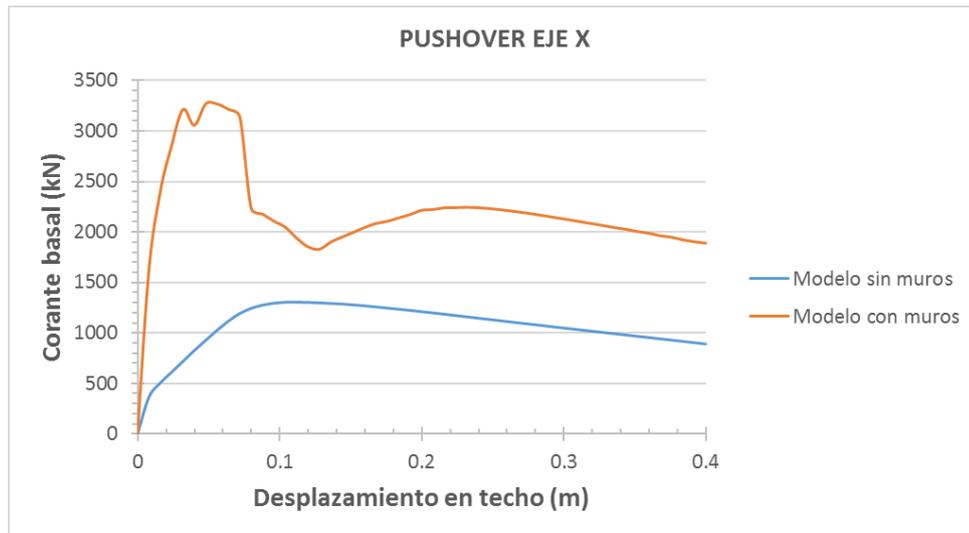


Figura 4.3 Curva de capacidad de la edificación en la dirección N-S

4.3.2. Curva de capacidad en Dirección Este-Oeste (Eje Y)

Al igual que en el caso anterior, también se consideró los dos escenarios descritos, en la Figura 4.4 se muestra las curvas de capacidad obtenidos con el programa SeismoStruct.

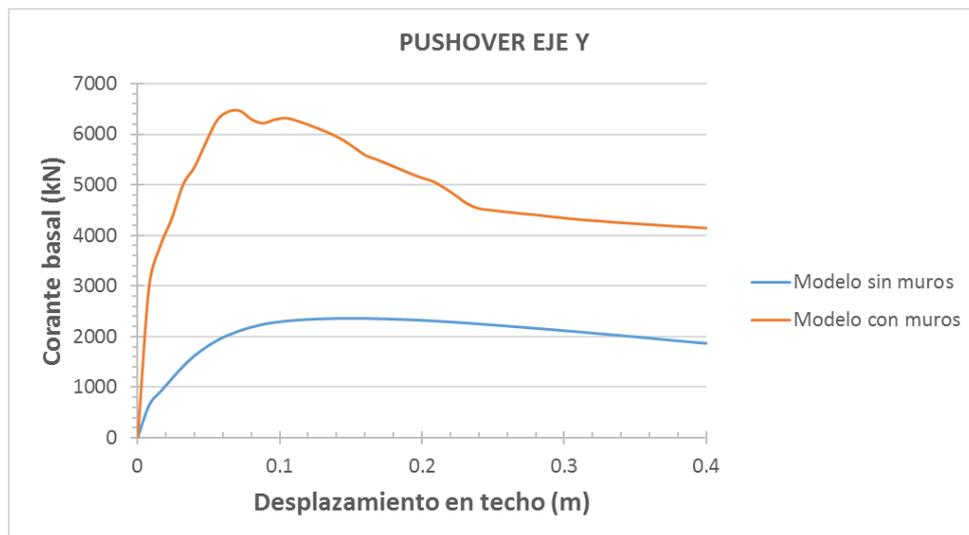


Figura 4.4 Curva de capacidad de la edificación para la dirección E-O

4.3.3. Conversión de la curva de capacidad al formato ADRS

Como se explicó en la sección 4.1 la estructura es torsionalmente flexible, se desacopla en cada dirección la conversión, es decir, los componentes “x” del segundo modo será usado en la dirección X y los componentes “y” del tercer modo serán usados

en la dirección Y, este procedimiento fue usado por Kreslin y Fajfar (2010) para evaluar por análisis pushover de una estructura de concreto armado existente compleja.

Usando las ecuaciones (2.27) a (2.29) se obtienen las curvas de capacidad adaptativas en formato ADRS, las que se muestra en la Figura 4.5, es importante notar que la forma de las curvas de capacidad obtenidos difiere de las presentadas en la sección anterior, esto debido a que en las curvas de capacidad en formato Desplazamiento-corte basal se obtuvo con un solo nodo de control en el techo, en tanto, que la curvas de capacidad en formato ADRS se hace uso de los desplazamientos y masas de todos los nodos de la estructura, tal como se explica en la sección 2.4.3.

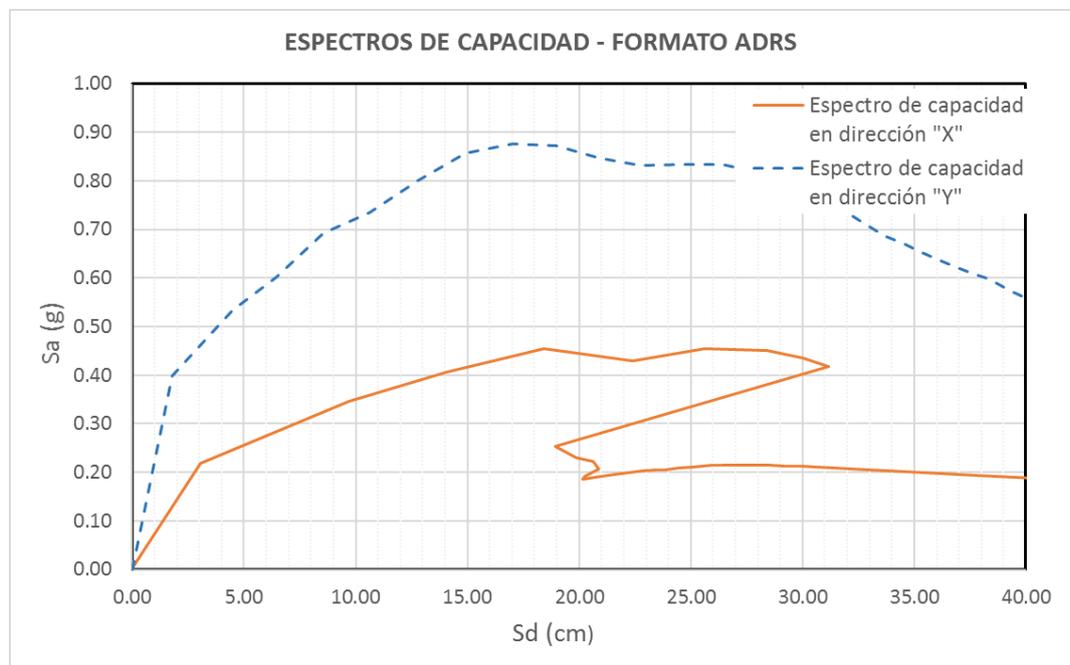


Figura 4.5 Curva de capacidad en formato ADRS

4.4. PUNTOS DE DESEMPEÑO

Para obtener los puntos de desempeño se sigue el procedimiento C del método de espectro de capacidad mejorado de FEMA 440. En primer lugar, se superponen los espectros de demanda y espectros de capacidad, ambos en formato ADRS.

A manera de ejemplo se determina el punto de desempeño para el eje “Y”, con un nivel de amenaza sísmica de sismo ocasional. Realizado el primer paso de superponer los espectros (capacidad y demanda), se dibuja la recta que corresponde al periodo efectivo inicial de la estructura ($T=0.39$ segundos), en la intersección de esta recta con el espectro



de amenaza sísmica sin reducir, se traza una recta vertical cuya abscisa nos dará el primer punto de desempeño tentativo d_{pi} , esta misma recta intersecta a la curva de capacidad, esta ordenada corresponderá a a_{pi} .

Obtenidos el primer punto tentativo ($d_{pi} = 2.0, a_{pi} = 0.42$), se hace la bilinealización de la curva de capacidad para obtener el punto (d_y, a_y), para obtener la ductilidad $\mu = d_{pi}/d_y$, para nuestro caso se obtiene $\mu = 1.70$, con este valor se procede a obtener el espectro de demanda reducido o MADRS (definido en la sección 2.4.2), que depende del valor de M, la misma que es estimado a partir de $M = a_{max}/a_{eff}$, tomándose $a_{max} = 0.42$ y $a_{eff} = 0.54$.

Usando las expresiones descritas en la sección 2.4.2, se obtiene el espectro de capacidad reducido ($MADRS_{\mu=1.70}$), luego se traza desde el origen la recta correspondiente al periodo secante ($T=0.48$ segundos) que corresponde a $\mu = 1.70$, esta recta intersecta con el espectro reducido MADRS correspondiente a $\mu = 1.70$, en este punto de intersección se traza una recta (AB) hasta el punto de la intersección de la recta de periodo inicial ($T=0.39$ segundos) y el espectro de demanda sin reducir.

El punto de intersección de la recta (AB) descrita en el párrafo anterior con la curva de capacidad proporcionara el punto de desempeño (C), si el punto de desempeño está en el rango de $0.95d_{pi}$ a $1.05d_{pi}$, será el punto buscado, de lo contrario deberá de seguirse iterando. Todo este procedimiento puede observarse en la Figura 4.6

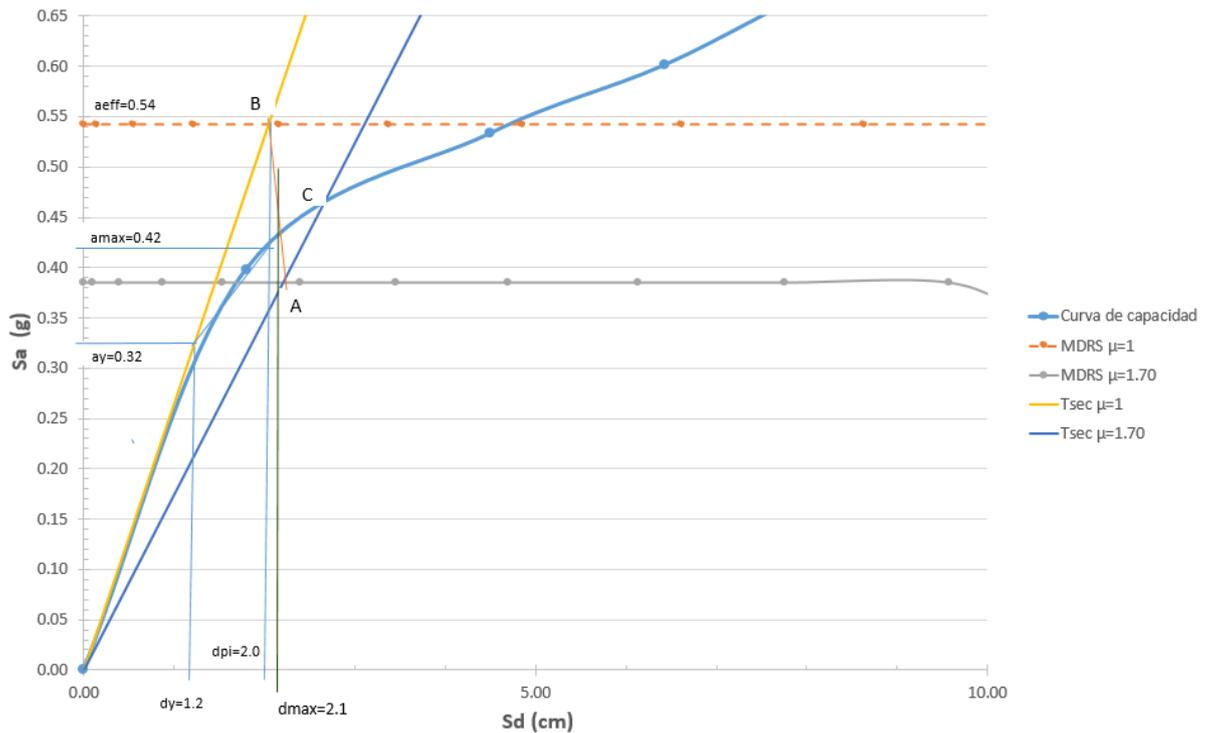


Figura 4.6 Obtención del punto de desempeño para sismo ocasional - Eje "Y"

De manera similar se obtiene el resto de puntos de desempeño, para los distintos niveles de amenaza sísmica. Estos puntos de desempeño están en unidades de desplazamientos espectrales o S_d , para determinar si se cumple con los niveles de desempeño, se debe de obtener los desplazamientos en unidades de metros o centímetros, con lo cual se podrá obtener las derivas, y finalmente poder compararlos con los límites descritos en la Tabla 3.3.

4.4.1. Puntos de desempeño en Dirección Norte-Sur (Eje X)

En la Tabla 4.2 se presenta el resumen de los puntos de desempeño obtenidos y su conversión a derivas de entrepiso, cabe mencionar que estas derivas están referidos al nivel de techo.

Tabla 4.2 Resumen de niveles de desempeño y derivas de entrepiso con respecto al techo - Eje "X"
(Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Amenaza sísmica	S_d (cm)	d (cm)	deriva	S_a (g)
Ocasional	6.20	1.08	0.11%	0.29
BSE-1E	9.50	1.42	0.15%	0.34
BSE-2E	15.50	2.66	0.27%	0.43

4.4.2. Puntos de desempeño en Dirección Este-Oeste (Eje Y)

De manera similar se obtienen los puntos de desempeño y sus correspondientes derivas de entrepiso, los cuales se muestran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Resumen de niveles de desempeño y derivas de entrepiso con respecto al techo - Eje "Y"
(Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Amenaza sísmica	Sd (cm)	d (cm)	deriva	Sa (g)
Ocasional	2.10	0.89	0.09%	0.44
BSE-1E	3.30	1.25	0.13%	0.49
BSE-2E	5.30	1.93	0.20%	0.56

4.5. DISCUSIÓN

4.5.1. Análisis de las curvas de capacidad

El comportamiento observado de las curvas de capacidad en las Figura 4.3 y Figura 4.4, fue reportado por un trabajo de investigación realizado por Todorov y Lazarov (2018) sobre la influencia de los muros de relleno en los pórticos de concreto, ese mismo comportamiento fue reportado por Dolsek y Fajfar (2008), quienes mencionan que las curvas pushover de pórticos con albañilería de relleno experimentan un incremento sustancial de la rigidez y resistencia de los pórticos, esta resistencia máxima es alcanzada en un desplazamiento relativamente pequeño del tope o techo, con un posterior incremento del desplazamiento la albañilería de relleno empieza a degradarse.

La degradación de la resistencia y rigidez de los muros de relleno puede provocar la formación de mecanismo de piso blando, que se expresa en una rápida reducción de la capacidad lateral en comparación a los pórticos. Esto puede ser atribuido a la concentración de daño en un solo piso de los muros de relleno (Nafeh, O'Reilly, & Monteiro, 2019), de acuerdo con Al Hanoun et al. (2018) para estructuras de pórticos de concreto con muros de relleno de baja a altura media, los muros del primer piso son propensos a ser dañados primeros, porque ellos están sujetos a mayores demandas de fuerza cortante en el plano del muro, este comportamiento fue observado en el presente trabajo de investigación, tal como se muestra en la Figura 4.7 y Figura 4.8.

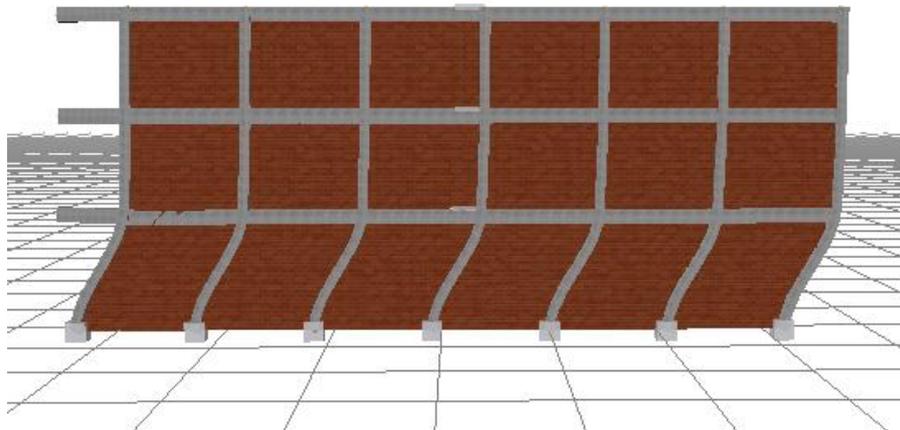


Figura 4.7 Formación de mecanismo de piso blando en el primer nivel - Eje "X"

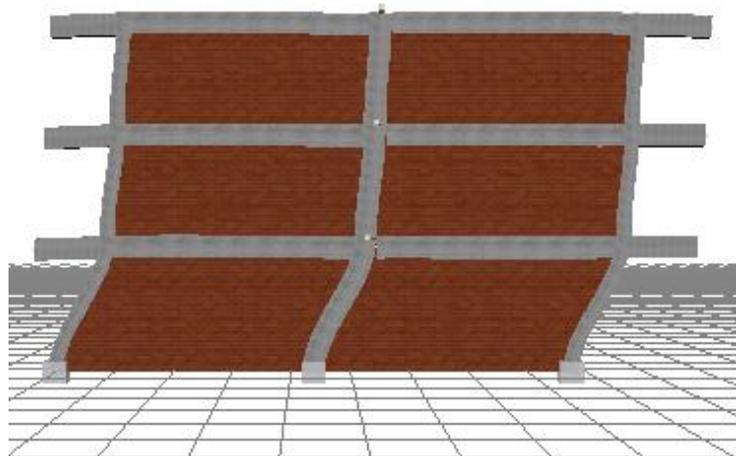


Figura 4.8 Formación de mecanismo de piso blando en el primer nivel - Eje "Y"

En la Figura 4.9 y Figura 4.10 se presenta la curva de capacidad, en el eje de abscisas está en términos de deriva de entrepiso y las ordenadas en el ratio de cortante en la base a peso de la edificación (V/W), vale resaltar que el peso de la edificación es de 1197 toneladas.

Para el eje "X" (Figura 4.9) se trazaron el límite de deriva estipulado en la norma E.070 y el coeficiente sísmico, este último fue obtenido mediante la ecuación estipulado en la norma E.030-2018 ($ZUCS/R = 0.23$), el valor de R adoptado fue de 8, que corresponde a pórticos de concreto armado, no se consideró alguna modificación de R por presencia de irregularidades. En la Figura 4.9 se observa que la estructura alcanza el

límite de deriva normativo (0.5%) en un estado previo a la pérdida progresiva de rigidez y resistencia lateral, puesto que la curva de capacidad en esta dirección comienza a caer en una deriva de 0.7%. La estructura mantendría la ductilidad de desplazamiento hasta alcanzar el límite de deriva normativo.

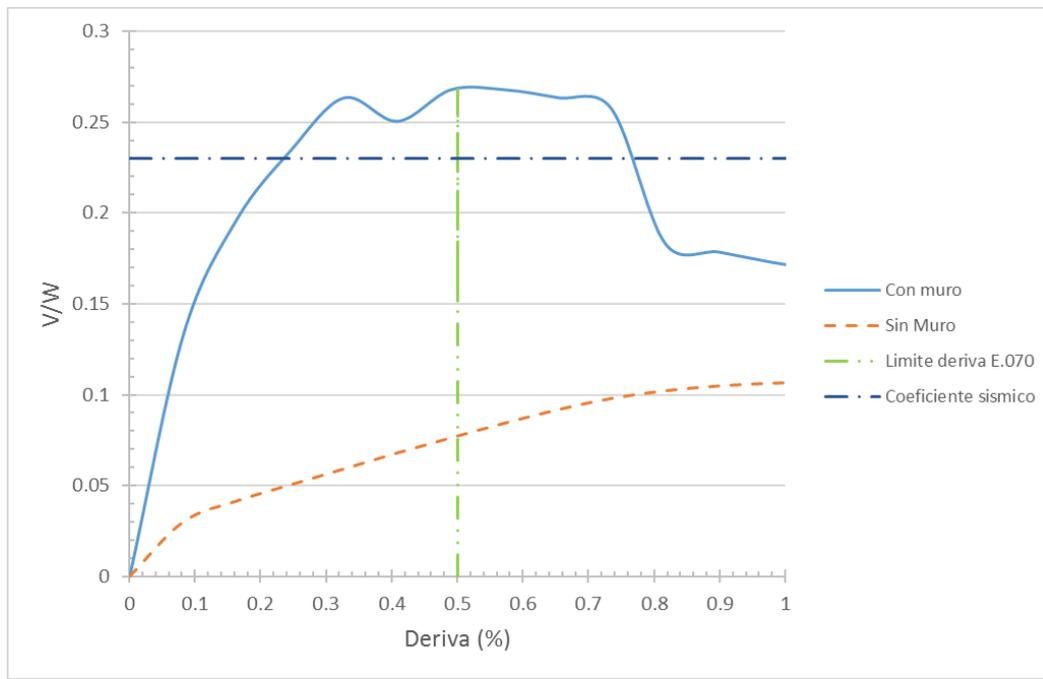


Figura 4.9 Curva de capacidad (deriva vs V/W) para la dirección "X"

Para determinar la ductilidad de desplazamiento se hace uso de la ecuación definida en la sección 2.6.1.3, obteniéndose un valor de $\mu = 6.25$, esto considerando el desplazamiento de la primera fluencia, es decir el punto donde la curva de capacidad tiene el primer cambio de pendiente (abscisa de 0.08% y ordenada de 0.14) y el desplazamiento donde comienza la pérdida de capacidad estructural (abscisa de 0.50% y ordenada de 0.27). La estructura posee una gran rigidez y resistencia inicial, esto debido principalmente a la presencia de los muros de albañilería de relleno, pero no se tiene la ductilidad suficiente, porque cuando la edificación en esta dirección de análisis llega al punto de máximo cortante basal, la albañilería de relleno comienza a colapsar, cayendo progresivamente la capacidad de la estructura, quedando solamente como sistema resistente los pórticos de concreto que no interactúan directamente con los muros de albañilería.

También se puede determinar la sobre resistencia de la estructura aplicando la ecuación definida en la sección 2.6.1.4, este parámetro compara el cortante basal máximo

con respecto al cortante de diseño (0.27/0.23) obteniéndose una sobre resistencia de 1.18, lo cual indica que la estructura posee un 18% de resistencia adicional a la resistencia requerida de acuerdo a la norma E.030-2018.

Para determinar el máximo cortante basal, se tomó el criterio del punto donde empieza la pérdida de capacidad estructural. Para mayores detalles sobre otros criterios para determinar el punto de fluencia y máximo cortante basal puede encontrarse en Elnashai y Di Sarno (2015).

También es interesante notar que cuando no se considera el aporte de los muros de albañilería (solo pórticos de concreto armado), la edificación no alcanza la fuerza cortante mínima de diseño (coeficiente sísmico de 0.23). Si bien en esta condición la estructura posee mayor ductilidad, este diseño sería deficiente porque alcanza la deriva de entrepiso normativa para este sistema estructura (0.7%) para una relación de (V/W) igual a aproximadamente de 0.1.

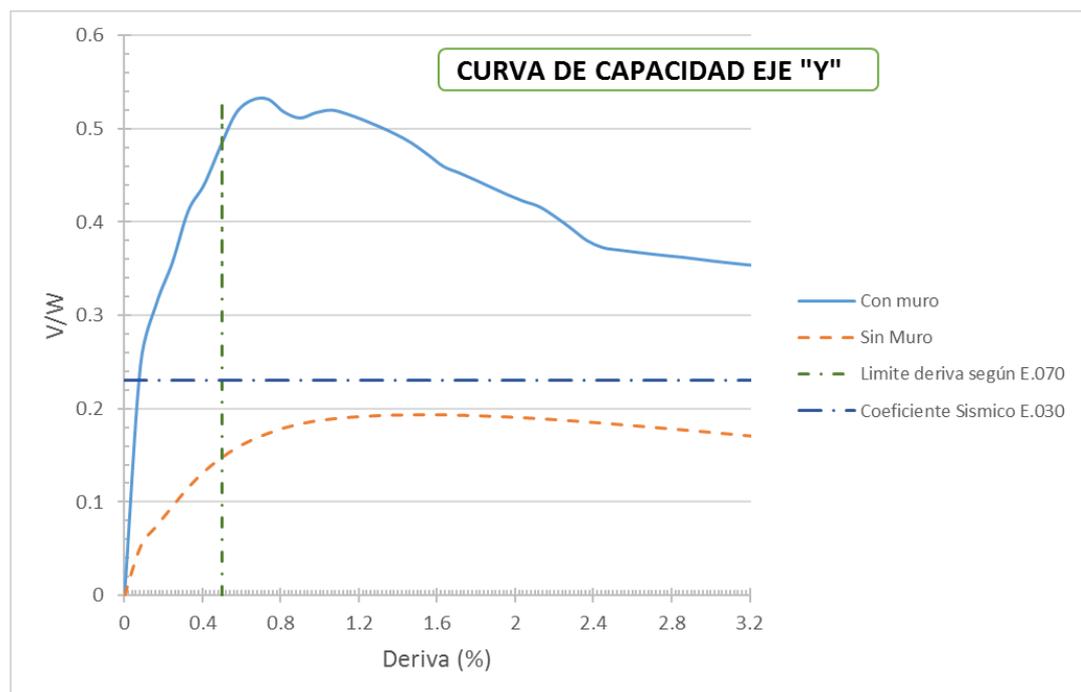


Figura 4.10 Curva de capacidad (deriva vs V/W) para la dirección "Y"

Para el eje "Y" (Figura 4.10) también se puede hacer el mismo ejercicio para determinar la ductilidad de desplazamiento y sobre resistencia con respecto al coeficiente sísmico de diseño, obteniéndose un valor de $\mu = 7.0$ y $\Omega = 2.35$, se considera que el punto de primera fluencia se presenta en una abscisa de 0.10% y ordenada de 0.27, en



tanto que el máximo cortante basal se produce en el punto de abscisa de 0.7% y ordenada de 0.54.

En este caso se observa que la ductilidad es menor al eje X, pero la sobre resistencia es mayor, esto se explica porque en el eje Y se tiene una presencia mayor de muros de albañilería, por tanto, se puede desprender que este incremento en la cantidad de muros no necesariamente implica un mayor incremento en la ductilidad, pero si en la sobrerresistencia. El valor de deriva donde empieza la pérdida de capacidad es de 0.7%,

Si se consideraría el sistema estructural compuesto solo de pórticos de concreto armado (sin aporte de albañilería), también se observa que la estructura en la dirección de análisis en el eje Y no alcanza la fuerza cortante mínima de diseño (0.23), pero a diferencia del caso del eje X, ahora si alcanza un valor mayor de la relación (V/W) igual a 0.16, esto se explica porque en este eje existen mayor numero de porticos de concreto armado.

4.5.2. Análisis de los puntos de desempeño

4.5.2.1. Desplazamientos laterales

En la Tabla 4.2 y Tabla 4.3 se presentó los puntos de desempeño para la dirección de análisis correspondiente al eje X y eje Y respectivamente, en términos de desplazamiento espectral (formato ADRS) y su conversión a unidades de centímetro, estos valores están referidos al nudo de control ubicado en el techo (altura de 9.8m), con estos valores se determinan los desplazamientos para los nudos de control ubicados en los entresijos 1 (ubicado a la altura 3.7m) y 2 (ubicado en la altura 6.75), esto se muestra en la Figura 4.11 y Figura 4.12, con estos desplazamientos laterales se obtienen las derivas de entresijo para cada nivel y verifica si estas derivas cumplen con los criterios de aceptabilidad global definidos en la Tabla 3.4 para los niveles de desempeño adoptados en la Tabla 3.2, presentándose el resumen a partir de la Tabla 4.4. Se adoptó la verificación de las derivas de entresijo con respecto a los muros de albañilería de relleno, porque estos condicionan el comportamiento de la estructura, porque admiten menores deformaciones antes de llegar a la falla.

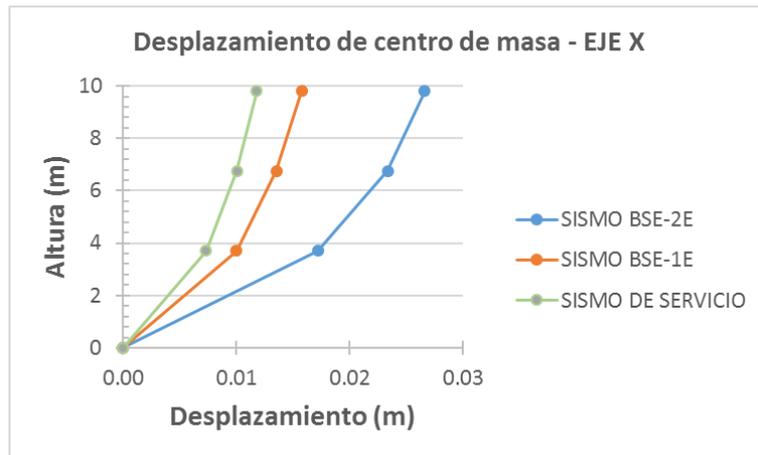


Figura 4.11 Desplazamiento del centro de masa en la dirección "X"

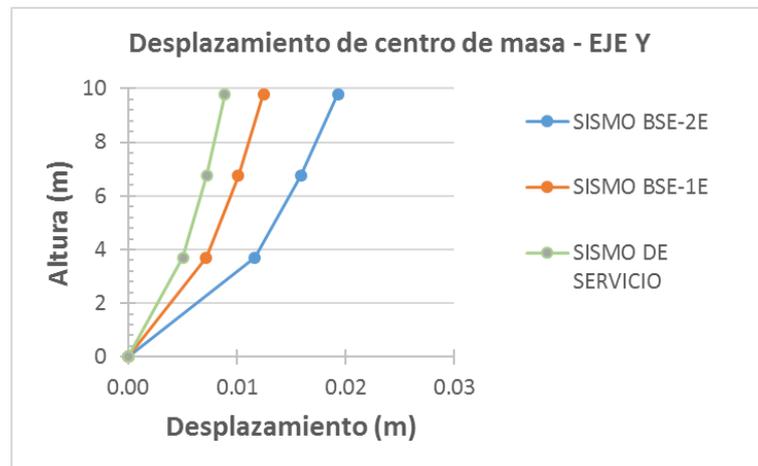


Figura 4.12 Desplazamiento del centro de masa en la dirección "Y"

Como se puede observar en la Figura 4.11 y Figura 4.12 en el primer nivel se tiene un mayor desplazamiento lateral, eso se traducirá en mayores derivas de entrepiso para ese nivel, este comportamiento es concordante con los comentarios realizados sobre la formación del mecanismo de piso blando.

4.5.2.2. Derivas de entrepiso

Con los valores de desplazamiento laterales se obtienen las derivas de entrepiso para las direcciones X e Y, los mismos se muestran en la Figura 4.13 y Figura 4.14.

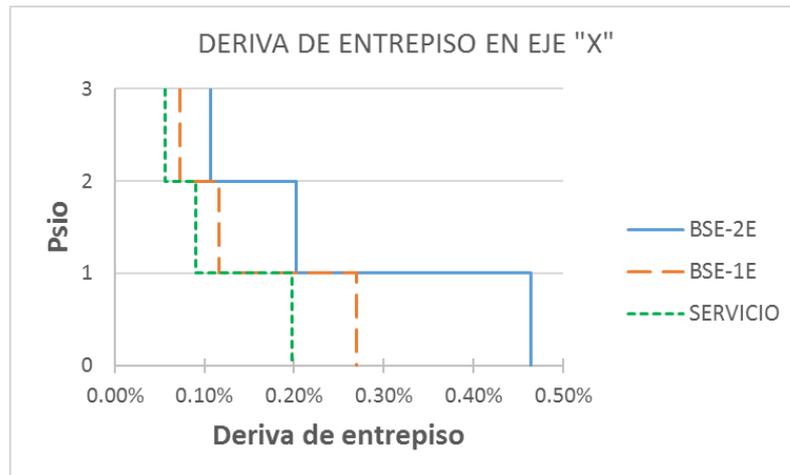


Figura 4.13 Derivas de entrepiso en la dirección "X"

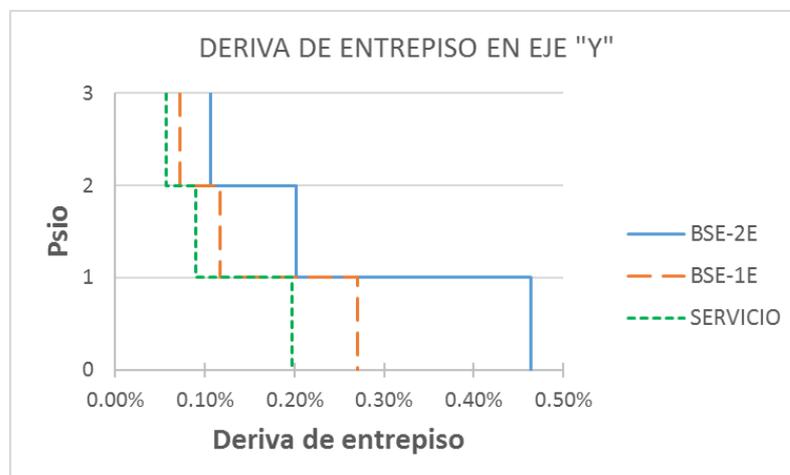


Figura 4.14 Derivas de entrepiso en la dirección "Y"

4.5.2.3. Verificación de puntos de desempeño en dirección Norte-Sur (X)

Nivel de desempeño de ocupación inmediata

En la Tabla 4.4 se muestra la comparación del criterio de aceptación o deriva de entrepiso normativo del estándar ASCE 41-06 con la deriva obtenida por medio del método de espectro de capacidad adaptativo, se observa que en el primer nivel se obtiene una deriva de 0.20%, que es el doble de la deriva de entrepiso normativo (0.10%), lo cual indica que no se estaría cumpliendo con los niveles de desempeño previamente seleccionado, en tanto que para los niveles 2 y 3 si se estaría cumpliendo con la deriva de entrepiso normativo, tal como se comentó en la sección 4.5.1 este fenómeno se debe a que en el primer nivel se forma el mecanismo de piso blando, puesto que en este nivel se

tiene un mayor fuerza cortante basal. Para este nivel de desempeño se adoptó un nivel de amenaza sísmica correspondiente a un sismo de servicio que tiene un periodo de retorno de 72 años.

Tabla 4.4 Verificación de los criterios de aceptación global para sismo de servicio en la dirección del eje X (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Piso	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento de centro de masa (cm)	Deriva de entrepiso	Criterio de aceptación global	Condición
3	305	1.178	0.06%	0.10%	CUMPLE
2	305	1.006	0.09%	0.10%	CUMPLE
1	370	0.731	0.20%	0.10%	NO CUMPLE

De acuerdo a la Tabla 2.8, en los pisos 2 y 3 la albañilería de relleno presentaría grietas muy finas, en tanto, que la albañilería de relleno en el nivel 1 tendría un daño moderado que se manifestaría en grietas diagonales y en las juntas de la albañilería.

Nivel de desempeño de seguridad de vida

Para este nivel de desempeño se eligió un nivel de amenaza sísmica BSE-1E (perido de retorno de 225 años), en la Tabla 4.5 se presenta la verificación del criterio de aceptación global para esta nivel de amenaza sísmica, se puede observar que la edificación cumple con las derivas de entrepiso y por tanto estaría cumpliendo con los objetivos de desempeño escogido.

Tabla 4.5 Verificación de los criterios de aceptación global para sismo BSE-1E en la dirección del eje X (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Piso	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento de centro de masa (cm)	Deriva de entrepiso	Criterio de aceptación global	Condición
3	305	1.577	0.07%	0.50%	CUMPLE
2	305	1.355	0.12%	0.50%	CUMPLE
1	370	0.999	0.27%	0.50%	CUMPLE

En este nivel de desempeño la albañilería de relleno presentaría un daño moderado (grietas diagonales) en el primer y segundo piso de la edificación.

Nivel de desempeño de prevención de colapso

En la Tabla 4.6 se desprende que la edificación cumple con los criterios de aceptación basado en derivas de entrepiso. Para este nivel de desempeño sísmico se adoptó un nivel de amenaza sísmica BSE-2E (periodo de retorno de 975 años), este objetivo se cumple de manera holgada.

En este nivel de desempeño en el primer piso se presentaría un daño extensivo de la albañilería de relleno, expresado en el aplastamiento de las esquinas de la misma, en tanto, que para los pisos 2 y 3 el daño sería moderado.

Tabla 4.6 Verificación de los criterios de aceptación global para sismo BSE-2E en la dirección del eje X
(Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Piso	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento de centro de masa (cm)	Deriva de entrepiso	Criterio de aceptación global	Condición
3	305	2.660	0.11%	0.60%	CUMPLE
2	305	2.335	0.20%	0.60%	CUMPLE
1	370	1.718	0.46%	0.60%	CUMPLE

4.5.2.4. Verificación de puntos de desempeño en dirección Este-Oeste (Y)

Nivel de desempeño de ocupación inmediata

En la Tabla 4.7 se observa que el comportamiento es similar al obtenido para la dirección del eje X, por tanto no se cumpliría con el nivel de desempeño de ocupación inmediata que está asociado a un nivel de amenaza sísmica de un sismo de servicio.

Tabla 4.7 Verificación de los criterios de aceptación global para sismo de servicio en la dirección del eje Y (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Piso	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento de centro de masa (cm)	Deriva de entrepiso	Criterio de aceptación global	Condición
3	305	0.891	0.06%	0.10%	CUMPLE
2	305	0.721	0.07%	0.10%	CUMPLE
1	370	0.503	0.14%	0.10%	NO CUMPLE

En la dirección Y se observa el mismo patrón de comportamiento ya descrito para la dirección X, el cual consiste que en el primer nivel de la edificación la albañilería de relleno presentaría grietas diagonales.

Nivel de desempeño de seguridad de vida

En la Tabla 4.8 se presenta la verificación del criterio de aceptación global para este objetivo de desempeño, se puede observar que la edificación cumple con las derivas de entrepiso y por tanto estaría cumpliendo con el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Tabla 4.8 Verificación de los criterios de aceptación global para sismo BSE-1E en la dirección del eje Y
(Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Piso	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento de centro de masa (cm)	Deriva de entrepiso	Criterio de aceptación global	Condición
3	305	1.246	0.08%	0.50%	CUMPLE
2	305	1.013	0.10%	0.50%	CUMPLE
1	370	0.717	0.19%	0.50%	CUMPLE

En este nivel de desempeño, la albañilería de relleno presentaría un daño moderado en los pisos 1 y 2, y en el piso 3 el daño serio ligero.

Nivel de desempeño de prevención de colapso

En la Tabla 4.9 se desprende que la edificación cumple con las derivas de entrepiso limite adoptados, por tanto se está cumpliendo con el nivel de desempeño de Prevención de colapso. La albañilería presentaría un daño moderado en los pisos 2 y 3, y en el piso 1 el daño sería extensivo.

Tabla 4.9 Verificación de los criterios de aceptación global para sismo BSE-2E en la dirección del eje X
(Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo)

Piso	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento de centro de masa (cm)	Deriva de entrepiso	Criterio de aceptación global	Condición
3	305	2.660	0.11%	0.60%	CUMPLE
2	305	2.335	0.14%	0.60%	CUMPLE
1	370	1.718	0.31%	0.60%	CUMPLE



V. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se evaluó uno de los bloques del edificio de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la Universidad Nacional del Altiplano, para tal fin se hizo uso de los conceptos desarrollados en la ingeniería sísmica basado en desempeño.

En primer lugar, se realizó una revisión de la literatura para determinar los objetivos de desempeño y sus correspondientes niveles de amenaza sísmica; en esta revisión se encontró el estado del arte sobre análisis estático no lineal, permitiendo conocer las ventajas y limitaciones de los métodos pushover; también se estudiaron criterios de modelamiento estructural y las relaciones constitutivas para el concreto armado; finalmente se estudió la influencia de la albañilería de relleno y como estos pueden ser incorporados en el modelo estructural.

Basado en las recomendaciones del código ASCE 41-17, se seleccionaron los niveles de amenaza los sismo de servicio (periodo de retorno de 72 años), sismo BSE-1 (periodo de retorno de 225 años) y sismo BSE-2 (periodo de retorno de 975 años), con los objetivos de desempeño “b”, “g” y “l” respectivamente, luego se determinaron los niveles de desempeño “ocupación inmediata”, “seguridad de vida” y “prevención de colapso”; se asoció las amenazas sísmicas y niveles de desempeño de la siguiente forma: al sismo de servicio le corresponde el nivel de desempeño de ocupación inmediata, al nivel de amenaza sísmica BSE-1E está asociado al nivel de desempeño de seguridad de vida y al sismo BSE-2E se le asigna el nivel de desempeño de prevención de colapso. Finalmente, para el criterio de aceptabilidad global se optó por usar la evaluación mediante el control de derivas de entrepiso, estos límites se tomaron del ASCE 41-06, considerándose que el comportamiento de la estructura va a ser gobernado por las derivas de los muros de albañilería de relleno, puesto que estos tienen menor tolerancia a las deformaciones laterales.

Los espectros de respuesta fueron definidos de acuerdo a los parámetros de la norma peruana de diseño sismorresistente E.030, para obtener los diferentes niveles de amenaza sísmica definidos usando el ASCE 41-17 se hizo variar el valor del PGA (Peak Ground Acceleration), luego se convirtió al formato de espectro de demanda o ADRS.



Para el modelamiento estructural de la edificación se usó el software SEISMOSTRUCT desarrollado por la compañía Seismosoft, se optó por este programa, debido a que fue desarrollado exclusivamente para la evaluación de estructuras y la posibilidad de conseguir una licencia académica. El software tiene incorporado de manera exclusiva los procedimientos de análisis estáticos no lineales y dinámicos no lineales, además de tener por defecto diversos modelos constitutivos de materiales, el modelamiento inelástico de los elementos estructurales mediante plasticidad distribuida y modelos para incorporar la albañilería de relleno.

Los elementos estructurales de la edificación se modelaron como elementos inelásticos tipo pórtico con rotula plástica (vigas y columnas) introduciéndose en el modelo las características del material, geometría y acero de refuerzo de acuerdo a los planos; para el comportamiento inelástico se usó un modelo de plasticidad distribuida del tipo de longitud finita; en tanto que para modelar los muros se empleó un modelo de puntal diagonal equivalente.

Se realizó un análisis pushover del tipo adaptativo basado en desplazamientos, se escogió este tipo de pushover debido a que la estructura presenta la característica de ser torsionalmente flexible, con este método se obtuvo la curva de capacidad, el mismo que fue convertido al formato ADRS.

Los Puntos de desempeño se obtuvieron por el método del espectro de capacidad mejorado del documento FEMA 440, para los distintos niveles de amenaza sísmica: servicio, BSE-1E y BSE-2E. Con estos puntos de desempeño se convirtieron en desplazamientos laterales y finalmente en derivas de entrepiso, esto para verificar si se cumple con los niveles de desempeño.

Para el nivel de desempeño de ocupación inmediata, la edificación no cumple con el criterio de aceptación basado en derivas de entrepiso, obteniéndose una deriva para el primer nivel de 0.2% para la dirección X y una deriva de 0.14% para la dirección Y, ambos valores están por encima del límite de 0.1%, presentándose un daño moderado en la albañilería de relleno (grietas diagonales), en tanto que para los niveles superiores las derivas de entrepiso están por debajo del límite normativo. Este tipo de comportamiento



de mayor desplazamiento lateral se explica por la formación del mecanismo de piso blando, es decir se concentra mayor daño en el primer nivel, lo cual implica mayores desplazamientos laterales.

Para el nivel de desempeño de seguridad de vida, la edificación cumple con la deriva de entrepiso límite de 0.5%, los valores obtenidos están por debajo de alrededor del 50% del límite normativo, por tanto, se puede afirmar que se está cumpliendo con este nivel de desempeño para ambas direcciones de la edificación con bastante margen de seguridad.

Con respecto al nivel de desempeño de prevención de colapso, también se cumple con este nivel de desempeño, porque las derivas de entrepiso obtenidos también están por debajo del límite de 0.6%, en particular en la dirección “Y” las derivas obtenidas no superan el valor de 0.31%, que se obtuvo en el primer nivel, en tanto que las derivas para los pisos superiores disminuyen, de esto se desprende que la estructura tiene mayor rigidez en esta dirección.

En términos generales, la albañilería de relleno le proporciona a la edificación bastante rigidez y resistencia lateral, lo cual le permite cumplir con los niveles de desempeño, pero esta rigidez y resistencia lateral se va degradando a medida que se incrementa el desplazamiento lateral, formándose un piso blando en el primer nivel.



VI. RECOMENDACIONES

De la investigación se desprende la importancia de considerar en el modelo estructural la influencia de los muros de albañilería de relleno, por eso es recomendable que en modelamiento de edificaciones se tenga esta consideración, porque puede cambiar notablemente la respuesta estructural.

Se recomienda al propietario de la edificación, realizar un análisis de historia de respuesta no lineal (time-history) para verificar los resultados obtenidos con el pushover del tipo adaptativo, sobre todo para corroborar los desplazamientos laterales obtenidos en el nivel de desempeño de ocupación inmediata.

En vista que no se cumplió con el nivel de desempeño de ocupación inmediata, siendo una edificación esencial el que se analizó en el presente trabajo, se puede plantear un método de reforzamiento estructural, puesto que esto escapa del alcance del trabajo. Las propuestas de reforzamiento estructural son diversas, como por ejemplo encamisado de columnas, incorporación de muros de corte, y hasta incorporación de sistemas de protección sísmica como disipadores de energía.

Finalmente sería interesante estudiar la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta estructural y determinación de los niveles de desempeño.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Adhikari, G., & Pinho, R. (2010). *Development and application of Nonlinear Static Procedures for plan-asymmetric buildings*. Research Report No. ROSE-2010/01, ROSE School, IUSS Pavia, Centre for Post-Graduate Training and Research in Earthquake Engineering and Engineering Seismology.
- Al Hanoun, M., Abrahamczyk, L., & Schwarz, J. (2018). Macromodeling of in- and out-of-plane behavior of unreinforced masonry infill walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*. doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-018-0458-x>
- Al-Chaar, G. (2002). *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures Unreinforced Masonry Infill Structures*. ERDC/CERL TR-02-1, U.S. Army Corps of Engineers.
- Alici, F., Kaatsiz, K., & Sucuoglu, H. (2012). Practical implementation of generalized pushover analysis. *12th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.
- Anagnostopoulos, S., Kyrkos, M., & Stathopoulos, K. (2015). Earthquake induced torsion in buildings: critical review and state of the art. *Earthquakes and Structures*, 8(2), 305-377. doi:<http://dx.doi.org/10.12989/eas.2015.8.2.305>
- Antoniou, S. (2002). *Advanced Inelastic Static Analysis for Seismic Assessment of Structures*. PhD Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine University of London, Department of Civil and Environmental Engineering.
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2004). Development and verification of a displacement-based adaptative pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5), 643-661.
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2018). Nonlinear Seismic Analysis of Framed Structures. En *Engineering Dynamics and Vibrations: Recent Developments* (págs. 268-301). Springer.
- Asteris, P., Antoniou, S., Sophianopoulos, D., & Chrysostomou, C. (2011). Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1508-1517.
- Asteris, P., Cotsovos, D., Chrysostomou, C., Mohebkhah, A., & Al-Chaar, G. (2013). Mathematical micromodeling of infilled frames: State of the art. *Engineering Structures*, 56, 1905-1921.
- Asteris, P., Giannopoulos, I., & Chrysostomou, C. (2012). Modeling of Infilled Frames With Openings. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 6, 81-91.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete building*. California.: Volume 1. Report No. SSC 96-01. Applied Technology Council.
- Aydinogly, M. (2003). An Incremental Response Spectrum Analysis Procedure Based on Inelastic Spectral Displacements for Multi-Mode Seismic Performance Evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1, -3-36.



- Bergami, A., Forte A.V., Laborato, D., & Nuti, C. (2017). The incremental modal pushover analysis (IMPA): proposal and application. *16 World Conference on Earthquake Engineering*. Santiago de Chile.
- Bhatt, C. (2012). *Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs) - A New 3D Pushover Procedure*. PhD Thesis, Universidade Técnica de Lisboa.
- Bhatt, C., & Bento, R. (2014). The Extended Adaptive Capacity Spectrum Method for the Seismic Assessment of Plan-Asymmetric Buildings. *Earthquake Spectra*, 30(2), 683–703.
- Booth, E. (2014). *Earthquake Design Practice for Buildings* (Third ed.). ICE Publishing.
- Carrillo, J., & Gonzalez, G. (2007). Influencia de la mampostería de no reforzada en el comportamiento inelástico de pórticos de concreto. *Dyna*(152), 217-227.
- Cassaroti, C., & Pinho, R. (2007). An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bull Earthquake Eng*(5), 377–390.
- Cassaroti, C., Pinho, R., & Calvi, G. M. (2005). *Adaptive Pushover-based Methods for Seismic Assessment and Design of Bridge Structures*. Research Report No. ROSE 2005/06, ROSE School.
- CEN. (2005). *European Standard EN 1998-3: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistant. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*. Brussels: Comité Européen de Normalisation.
- Chopra, A. K. (2007). *Dynamic of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering* (3rd edition ed.). Pearson Prentice Hall.
- Chopra, A., & Goel, R. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 561-582.
- Chopra, A., & Goel, R. (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, 903-927.
- Cisneros, R. (2014). *Análisis y diseño sísmico por desempeño de la infraestructura de la escuela profesional de Ingeniería Civil*. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho-Perú.
- Colorado, H. P., & Inca, J. (2010). *Zonificación geotécnica de la ciudad universitaria de la UNA-Puno mediante ensayos de penetración estándar (SPT)*. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, Puno.
- Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infill*. PhD Thesis, University of Canterbury.
- Crisafulli, F. J., Carr, A. J., & Park, R. (2000). Analytical modelling of infilled frame structures - a general review. *Bulletin New Zealand Society Earthquake Engineering*, 33(1), 30-47.



- Crisafulli, F., & Carr, A. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bull NZ Soc Earthq Eng*, 40(2), 69-77.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design*. NEHRP Consultants Joint Venture. NIST GCR 10-917-5.
- Dolsek, M., & Fajfar, P. (2008). The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—a deterministic assessment. *Engineering Structures*, 30, 1991-2001.
- Dowrick, D. (2009). *Earthquake Resistant Design and Risk Reduction* (2nd ed.). Tauranga, New Zealand: John Wiley & Sons.
- E.020. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Lima: Diario Oficial EL PERUANO.
- E.030. (1977). *Norma Básica de Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda y Construcción.
- E.030. (2018). *R.M. N°355-2018-VIVIENDA que modifica la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. .
- E.070. (2006). *Norma E.070 Albañilería*. Lima: Diario Oficial EL PERUANO.
- Ellingwood, B. R. (2000). Performance-based Design: Structural Reliability Considerations. *Advanced Technology in Structural Engineering*. ASCE.
- Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2015). *Fundamentals of Earthquake Engineering: From source to fragility* (2nd edition ed.). United Kingdom: John Wiley & Sons.
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, Vol. 16(3), 573-592.
- Fajfar, P. M. (2005). The extension of the N2 method to asymmetric. *Proceedings of the 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures*. Thessaloniki, Greece.
- Fajfar, P., Marusic, D., & Perus, I. (2005). Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(6), 831-854.
- Fardis, M. N. (2004). A european perspective to performace-based seismic design, assesment and retrofitting. En P. Fajfar, & H. Krawinkler, *Performance-Based Seismic Design Concepts and implentation* (págs. 1-14). University of California, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Fardis, M. N. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings based on EN-Eurcode 8*. Istanbul, Turkey: Springer.
- FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.



- FEMA. (2004). *Primer for Design Professionals*. Fema 389, Federal Emergency Management Agency.
- Fragiadakis, M., & Papadrakakis, M. (2008). Modeling, analysis and reliability of seismically excited structures; computational issues. *International Journal of Computational Methods*, Vol. 5(4), 483–511.
- Fragiadakis, M., Vamvatsikos, D., Karlaftis, M., & Lagaros, N. P. (2015). Seismic assessment of structures and lifelines. *Journal of Sound and Vibration*, 334, 29–56.
- Freeman, S. A. (2000). Performance-Based Seismic Engineering: Past, Current, And Future. *Advanced Technology in Structural Engineering*. ASCE.
- Freeman, S. A. (2004). Review of the development of the capacity spectrum method. *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 41(No. 1), 1-12.
- Furtado, A., Rodrigues, H., & Arede, A. (2015). Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees. *Int J Adv Struct Eng*. doi:10.1007/s40091-015-0086-5
- Gupta, B., & Kunnath, S. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, 16(2), 367-391.
- Hasan, R., Xu, L., & Grierson, D. (2000). Push-Over Analysis for Performance-Based Design Using Semi-Rigid Analysis Techniques. En *Advanced Technology in Structural Engineering*. ASCE.
- Jia, J. (2017). *Modern Earthquake Engineering*. Berlin: Springer-Verlag GmbH.
- Kam, W., & Jury, R. (2015). Performance-based Seismic Assessment: Myths and Fallacies. *Proceedings 2015 NZSEE Conference* (págs. 673-687). New Zealand: NZSEE.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and con of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 452-664.
- Kreslin, M., & Fajfar, P. (2010). Seismic evaluation of an existing complex RC building. *Bull Earthquake Eng*, 8, 363-385. doi:10.1007/s10518-009-9155-0
- Kreslin, M., & Fajfar, P. (2012). The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bull Earthq Eng*, 10, 695-715.
- Kunnath, S. K. (2005). Performance-Based Seismic Design and Evaluation of Building Structures. En *Handbook of Structural Engineering* (págs. 21-2 - 21-55). CRC Press.
- Lawson, R., Vance, V., & Krawinkler, H. (1994). Nonlinear static push-over analysis— Why, when, and how? *Proc., Fifth U.S. National Conf. on Earthquake Engineering*. Oakland, CA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Liberatore, L., & Mollaioli, F. (2015). Influence of Masonry Infill Modelling on the Seismic Response of Reinforced Concrete Frames. En Y. T. J. Kruis (Ed.), *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Civil, Structural and*



- Environmental Engineering Computing* (pág. Paper 87). Stirlingshire, Scotland: Civil-Comp Press.
- Liu, Y., & Kuang, J. (2017). Spectrum-based pushover analysis for estimating seismic demand of tall buildings. *Bull Earthq Eng*, 15, 4193-4214.
- Loa, J. F. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997*. Tesis para optar al grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Lopez-Menjivar, M. A. (2004). *A Review of existing Pushover Methods for 2-D Reinforced Concrete Buildings*. Individual Study for PhD Degree, ROSE School.
- Mainstone, R. J. (1974). *Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames*. Building Research Station, Garston, UK.
- Mamani, E. R. (2018). *Determinación del nivel de desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles en la ciudad de Juliaca, 2018*. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, Puno-Perú.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Observed stress-strain behavior of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 14 (8), 1827-1849.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering - ASCE*, 114(8), 1804-1826.
- Megson, T. (1996). *Structural an Strees Analysis*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads* (págs. 15-22). Lisbon, Portugal: International Association for Bridge and Structural Engineering.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. New York: McGraw-Hill.
- Mohammad Noh, N., Liberatore, L., Mollaioli, F., & Tesfamariam, S. (2017). Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. *Engineering Structures*, 150, 599–621.
- Moretti, M. L. (2015). Seismic Design of Masonry and Reinforced Concrete Infilled Frames: A Comprehensive Overview. *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, 748-766. doi:10.3844/ajeassp.2015.748.766
- Muñoz, A. (2017). Norma sísmica peruana vigente, posibles cambios. *Simposio nuevos criterios para el diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima: SENCICO.
- Mwafy, A., & Elnashai, S. (2001). Static pushover versus dynamic-to-collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures* 23, 407-424.



- Nafeh, A. M., O'Reilly, G., & Monteiro, R. (2019). Simplified seismic assessment of infilled RC frame structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*. doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-019-00758-2>
- Naiam, F. A. (2018). Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues. En H. Rodrigues, A. Elnasahi, & G. M. Calvi, *Facing the Challenges in Structural Engineering - Proceedings of the 1st GeoMEast International Congress and Exhibition, Egypt 2017 on Sustainable Civil Infrastructures* (págs. 180-198). Springer International Publishing.
- NIST. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. NIST GCR 12-917-21, prepared by the NEHRP Consultants Joint Venture for the National Institute of Standards and Technology, Maryland.
- NZSEE. (2006). *Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes*. Recommendations of a NZSEE Study Group on Earthquake Risk Buildings.
- Ottazzi, G. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado*. Tesis para optar el grado académico de Magister, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Park, R. (1996). Explicit incorporation of element and structure overstrength in the design process. *Proceedings of the 11th WCEE*. Acapulco, Mexico.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc.
- Penelis, G. G., & Penelis, G. G. (2014). *Concrete Buildings in Seismic Regions*. New York: CRC Press.
- Pietra, D. (2008). *Evaluation of pushover procedures for the seismic design of buildings*. Master Thesis, ROSE SCHOOL.
- Pinho, R. (2007). Using Pushover Analysis for Assessment of Buildings and Bridges. En A. Pecker, *Advanced Earthquake Engineering Analysis* (págs. 91-120). Italy: Springer.
- Poursha, M., Khoshnoudian, F., & Moghadam, A. (2009). A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Eng Struct*, 31, 591-599.
- Powell, G. H. (2010). *Modeling for structural analysis : behavior and basics*. Computers and Structures, Inc.
- Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Plastic Hinge Integration Methods for Force-Based Beam–Column Elements. *Journal of Structural*, Vol. 132(2), 244-252.
- SEAOC. (1995). *Performance based seismic engineering of building*. Sacramento: VISION 2000 Committee. Structural Engineering Association of California.



- SEAOC. (2019). Performance-Based Seismic Design Methodologies. *The SEAOC Blue Book: Seismic Design Recommendations*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.
- SEAOC, . (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*.
- Seifi, M., Noorzaei, J., Jaafar, M., & Yazdan, P. E. (2008). Non-linear static pushover analysis in earthquake engineering: state of development. *International conference on construction ICCBT 2008* (págs. 69-80). Kuala Lumpur.
- Seismosoft. (2018). *SeismoStruct 2018 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*. Available from <http://www.seismosoft.com>.
- Sipos, T., Hadzima-Nyarko, M., Milicevic, I., & Grubisic, M. (2018). Structural Performance levels for masonry infilled framed. *16th European Conference on Earthquake Engineering*. Thessaloniki - Grece.
- Smith, B. S., & Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. *ICE proceedings*, 44(1), 31-48.
- Smyrou, E. (2006). *Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames*. Master Dissertation , Rose School.
- Smyrou, E., Blandon, C., Antoniou, S., Pinho, R., & Crisafulli, F. (2011). Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames. *Bull Earthquake Eng*, 9, 1519-1534.
- Stavridis, A. (2009). *Analytical and experimental study of seismic performance of reinforced concrete frames infilled with masonry walls*. PhD Thesis, University of California at San Diego.
- Tarque, N., Candido, L., Camata, G., & Spacone, E. (2015). Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling numerical modelling. *Earthquakes and Structures*, 8(1), 225-251.
- Themelis, S. (2008). *Pushover Analysis for Seismic Assesment and Design of Structures*. Phd Thesis, Heriot-Watt University.
- Todorov, K., & Lazarov, L. (2018). Nonlinear static vs incremental dynamic analysis of infilled frames with open first floor. *Building Materials and Structures*, 4, 3-21.
- Varum, H. (2003). *Seismic assesment, strengthening and repair of existing buildings*. PhD Thesis, Universidade de Aveiro.
- Yanqui, H. H. (2014). *Evaluación geotécnica del suelo lacustrino de la ciudad de Puno sector del muelle*. Tesis para optar el titulo de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa.
- Zameeruddin, M., & Sangle, K. K. (2016). Review on Recent developments in the performance-based seismic design of reinforced concrete structures. *Structures*, 119-133.



ANEXOS



ANEXO 1

(ESPECTROS DE AMENAZA SISMICA EN FORMATO Periodo-
Aceleración)



PERIODO (segundos)	SISMO OCASIONAL (50% / 50 años) (g)	SISMO BSE-1E (20% / 50 años) (g)	SISMO BSE-2E (5% / 50 años) (g)
0.00	0.543	0.808	1.351
0.10	0.543	0.808	1.351
0.20	0.543	0.808	1.351
0.30	0.543	0.808	1.351
0.40	0.543	0.808	1.351
0.50	0.543	0.808	1.351
0.60	0.543	0.808	1.351
0.70	0.543	0.808	1.351
0.80	0.543	0.808	1.351
0.90	0.543	0.808	1.351
1.00	0.543	0.808	1.351
1.10	0.493	0.735	1.228
1.20	0.452	0.674	1.125
1.30	0.417	0.622	1.039
1.40	0.388	0.577	0.965
1.50	0.362	0.539	0.900
1.60	0.339	0.505	0.844
1.70	0.300	0.448	0.748
1.80	0.268	0.399	0.667
1.90	0.240	0.358	0.599
2.00	0.217	0.323	0.540
2.10	0.197	0.293	0.490
2.20	0.179	0.267	0.446
2.30	0.164	0.244	0.408
2.40	0.151	0.225	0.375
2.50	0.139	0.207	0.346
2.60	0.128	0.191	0.320
2.70	0.119	0.177	0.296
2.80	0.111	0.165	0.276
2.90	0.103	0.154	0.257
3.00	0.096	0.144	0.240
3.10	0.090	0.135	0.225
3.20	0.085	0.126	0.211
3.30	0.080	0.119	0.198
3.40	0.075	0.112	0.187
3.50	0.071	0.106	0.176
3.60	0.067	0.100	0.167
3.70	0.063	0.094	0.158
3.80	0.060	0.090	0.150
3.90	0.057	0.085	0.142



PERIODO (segundos)	SISMO OCASIONAL (50% / 50 años) (g)	SISMO BSE-1E (20% / 50 años) (g)	SISMO BSE-2E (5% / 50 años) (g)
4.00	0.054	0.081	0.135
4.10	0.052	0.077	0.129
4.20	0.049	0.073	0.122
4.30	0.047	0.070	0.117
4.40	0.045	0.067	0.112
4.50	0.043	0.064	0.107
4.60	0.041	0.061	0.102
4.70	0.039	0.059	0.098
4.80	0.038	0.056	0.094
4.90	0.036	0.054	0.090
5.00	0.035	0.052	0.086
5.10	0.033	0.050	0.083
5.20	0.032	0.048	0.080
5.30	0.031	0.046	0.077
5.40	0.030	0.044	0.074
5.50	0.029	0.043	0.071
5.60	0.028	0.041	0.069
5.70	0.027	0.040	0.067
5.80	0.026	0.038	0.064
5.90	0.025	0.037	0.062
6.00	0.024	0.036	0.060



ANEXO 2

(ESPECTROS DE AMENAZA SISMICA EN FORMATO ADRS)



SISMO OCASIONAL (50% / 50 años)		SISMO BSE-1E (20% / 50 años)		SISMO BSE-2E (5% / 50 años)	
Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.54	0.00	0.81	0.00	1.35
0.13	0.54	0.20	0.81	0.34	1.35
0.54	0.54	0.80	0.81	1.34	1.35
1.21	0.54	1.81	0.81	3.02	1.35
2.16	0.54	3.21	0.81	5.37	1.35
3.37	0.54	5.02	0.81	8.39	1.35
4.85	0.54	7.23	0.81	12.08	1.35
6.61	0.54	9.84	0.81	16.44	1.35
8.63	0.54	12.86	0.81	21.48	1.35
10.92	0.54	16.27	0.81	27.18	1.35
13.48	0.54	20.09	0.81	33.56	1.35
14.83	0.49	22.10	0.73	36.91	1.23
16.18	0.45	24.10	0.67	40.27	1.13
17.53	0.42	26.11	0.62	43.63	1.04
18.87	0.39	28.12	0.58	46.98	0.96
20.22	0.36	30.13	0.54	50.34	0.90
21.57	0.34	32.14	0.51	53.69	0.84
21.57	0.30	32.14	0.45	53.69	0.75
21.57	0.27	32.14	0.40	53.69	0.67
21.57	0.24	32.14	0.36	53.69	0.60
21.57	0.22	32.14	0.32	53.69	0.54
21.57	0.20	32.14	0.29	53.69	0.49
21.57	0.18	32.14	0.27	53.69	0.45
21.57	0.16	32.14	0.24	53.69	0.41
21.57	0.15	32.14	0.22	53.69	0.38
21.57	0.14	32.14	0.21	53.69	0.35
21.57	0.13	32.14	0.19	53.69	0.32
21.57	0.12	32.14	0.18	53.69	0.30
21.57	0.11	32.14	0.16	53.69	0.28
21.57	0.10	32.14	0.15	53.69	0.26
21.57	0.10	32.14	0.14	53.69	0.24
21.57	0.09	32.14	0.13	53.69	0.22
21.57	0.08	32.14	0.13	53.69	0.21
21.57	0.08	32.14	0.12	53.69	0.20
21.57	0.08	32.14	0.11	53.69	0.19
21.57	0.07	32.14	0.11	53.69	0.18
21.57	0.07	32.14	0.10	53.69	0.17
21.57	0.06	32.14	0.09	53.69	0.16
21.57	0.06	32.14	0.09	53.69	0.15
21.57	0.06	32.14	0.09	53.69	0.14
21.57	0.05	32.14	0.08	53.69	0.14



SISMO OCASIONAL (50% / 50 años)		SISMO BSE-1E (20% / 50 años)		SISMO BSE-2E (5% / 50 años)	
Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)
21.57	0.05	32.14	0.08	53.69	0.13
21.57	0.05	32.14	0.07	53.69	0.12
21.57	0.05	32.14	0.07	53.69	0.12
21.57	0.04	32.14	0.07	53.69	0.11
21.57	0.04	32.14	0.06	53.69	0.11
21.57	0.04	32.14	0.06	53.69	0.10
21.57	0.04	32.14	0.06	53.69	0.10
21.57	0.04	32.14	0.06	53.69	0.09
21.57	0.04	32.14	0.05	53.69	0.09
21.57	0.03	32.14	0.05	53.69	0.09
21.57	0.03	32.14	0.05	53.69	0.08
21.57	0.03	32.14	0.05	53.69	0.08
21.57	0.03	32.14	0.05	53.69	0.08
21.57	0.03	32.14	0.04	53.69	0.07
21.57	0.03	32.14	0.04	53.69	0.07
21.57	0.03	32.14	0.04	53.69	0.07
21.57	0.03	32.14	0.04	53.69	0.07
21.57	0.03	32.14	0.04	53.69	0.06
21.57	0.02	32.14	0.04	53.69	0.06
21.57	0.02	32.14	0.04	53.69	0.06



ANEXO 3

(CURVA DE CAPACIDAD EN FORMATO ADRS)



DIRECCIÓN NORTE-SUR (EJE X)		DIRECCIÓN ESTE-OESTE (EJE Y)	
Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)
0.00	0.00	0.00	0.00
3.07	0.22	1.79	0.40
9.69	0.35	4.50	0.53
14.09	0.41	6.43	0.60
18.44	0.46	8.55	0.69
22.39	0.43	10.65	0.74
25.63	0.46	12.78	0.80
28.43	0.45	14.92	0.86
30.02	0.43	17.03	0.88
31.15	0.42	18.98	0.87
18.96	0.25	20.89	0.85
19.38	0.24	22.75	0.83
19.89	0.23	24.52	0.83
20.61	0.22	26.44	0.83
20.87	0.21	28.13	0.82
20.23	0.19	29.14	0.80
20.17	0.19	29.98	0.78
20.96	0.19	30.95	0.76
21.58	0.20	31.84	0.74
22.19	0.20	32.79	0.71
22.83	0.20	33.68	0.69
23.41	0.21	34.50	0.67
23.86	0.21	35.28	0.65
24.45	0.21	36.05	0.64
25.09	0.21	36.85	0.62
25.96	0.21	37.63	0.61
26.41	0.21	38.39	0.60
27.21	0.22	39.24	0.58
27.73	0.21	40.34	0.55
28.56	0.21	41.38	0.53
29.22	0.21	42.43	0.51
29.93	0.21	43.48	0.51
30.68	0.21	44.55	0.50
31.47	0.21	45.63	0.50
32.23	0.21	46.56	0.49
33.02	0.21	47.44	0.49
33.86	0.20	48.47	0.49
34.68	0.20	49.36	0.48
35.47	0.20	50.14	0.48
36.28	0.20	51.01	0.48
37.06	0.20	51.78	0.47



DIRECCIÓN NORTE-SUR (EJE X)		DIRECCIÓN ESTE-OESTE (EJE Y)	
Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)
37.87	0.19	52.45	0.47
38.71	0.19	53.16	0.47
39.58	0.19	53.78	0.46
40.42	0.19	54.44	0.46
41.34	0.19	55.07	0.46
42.18	0.18	55.62	0.46
43.03	0.18	56.20	0.46
43.87	0.18	56.62	0.45
44.71	0.18	57.20	0.45
45.56	0.18	57.78	0.45



ANEXO 4

(PLANOS ORIGINALES)



ANEXO 5

(TUTORIAL DE SEISMOSTRUCT 2018)



ANEXO 6

(PAPER PUBLICADO EN EL 17th WORLD CONFERENCE ON
EARTHQUAKE ENGINEERING – JAPAN 2020)

***“INFLUENCE OF INFILL MASONRY WALLS IN THE BEHAVIOR
OF REINFORCED CONCRETE FRAMES”***