

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



**DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE
UN EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE JULIACA, 2018**

TESIS

PRESENTADA POR:

EDWIN RUTHER MAMANI ROQUE

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN

EDIFICIO DE 8 NIVELES EN LA CIUDAD DE JULIACA, 2018

TESIS PRESENTADA POR:

EDWIN RUTHER MAMANI ROQUE

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:



PRESIDENTE:

Ing. RAUL FERNANDO ECHEGARAY CHAMBI

PRIMER MIEMBRO:

Ing. SAMUEL LAURA HUANCA

SEGUNDO MIEMBRO:

Ing. SILVIA LEONOR INGALUQUE ARAPA

DIRECTOR / ASESOR:

Ing. YASMANT TEOFILLO VITULAS QUILLE

Tema

: Desempeño sísmico

Área

: Estructuras

Línea de investigación

: Análisis y diseño estructural

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 17 DE DICIEMBRE DEL 2018

DEDICATORIA

A mis queridos padres:

Leonardo y Lidia,

A mis hermanos:

David, Reynaldo y Maribel,

A Helen Pilco,

Por hacer de mí, cada día, una mejor persona.

Edwin Ruther Mamani Roque

AGRADECIMIENTOS

A mi director de tesis, Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille, por compartir sus conocimientos de manera desinteresada, mis más sinceros agradecimientos a su persona.

A mis jurados de tesis, Ing. Raul Fernando Echeagaray Chambi, Ing. Samuel Laura Huanca e Ing. Silvia Leonor Ingaluque Arapa.

Al señor William Yanarico, por las facilidades prestadas para la evaluación del edificio de ocho niveles.

A mis familiares, amigos, compañeros de clase, por su valiosa ayuda moral y material, de ustedes llevo gratos recuerdos y les agradezco de corazón.

De manera general, estoy muy agradecido con todos los ingenieros docentes que, con dedicación, perseverancia y sacrificio, nos dieron lo mejor de sí, en las aulas de nuestra gloriosa Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS	8
ÍNDICE DE TABLAS	10
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS	12
RESUMEN	13
ABSTRACT.....	14
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	15
1.1 INTRODUCCIÓN	15
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	18
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	18
1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.5.1 Objetivo general.....	19
1.5.2 Objetivos específicos	19
1.6 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN.....	20
CAPÍTULO II: REVISIÓN DE LITERATURA	21
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	21
2.1.1 Antecedentes internacionales.....	21
2.1.2 Antecedentes nacionales	22
2.1.3 Antecedentes locales	23
2.2 MARCO TEÓRICO	24
2.2.1 Métodos de análisis sísmicos	26

2.2.2 Ingeniería sísmica basada en desempeño	28
2.2.3 Niveles de desempeño.....	31
2.2.4 Movimientos sísmicos de diseño	36
2.2.5 Objetivos del diseño por desempeño	38
2.2.6 Curva de capacidad	39
2.2.7 Procedimiento conceptual del método del espectro de capacidad	42
2.2.8 Cálculo del punto de desempeño	49
2.2.9 Análisis de resultados de desempeño obtenido para cada nivel de demanda sísmica	54
2.2.10 Interacción tabique de albañilería – en las estructuras aporticadas.....	54
2.2.11 Marco conceptual	56
CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS	61
3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN	61
3.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN	61
3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO	62
3.3.1 Población.....	62
3.3.2 Muestra.....	62
3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	63
3.4.1 Técnicas de recolección de datos	63
3.4.2 Instrumentos de recolección de datos	63
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN	64
4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A SER EVALUADA.....	64

4.1.1 Localización	64
4.1.2 Descripción de la estructura	65
4.1.3 Características de los materiales	65
4.2 APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO	67
4.2.1 Análisis de fuerzas estáticas	68
4.2.2 Curva de capacidad de la estructura	69
4.2.3 Espectro de capacidad de la estructura	78
4.2.4 Espectro de demanda elástico	83
4.2.5 Obtención del punto de Desempeño de la Estructura	87
4.2.6 Análisis de resultados de desempeño obtenido para cada nivel de demanda sísmica	107
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES	110
CAPÍTULO VI: RECOMENDACIONES.....	112
CAPÍTULO VII: REFERENCIAS	114
ANEXOS.....	118

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Curva de capacidad típica.	39
Figura 2: Espectros de respuesta con 5% de amortiguamiento.	42
Figura 3: Representación bilineal del espectro de capacidad.	45
Figura 4: Punto de intersección del espectro de demanda y capacidad.	49
Figura 5: Ejemplo de verificación del desempeño.....	50
Figura 6: Espectro de demanda inicial y espectro de capacidad.....	51
Figura 7: Representación bilineal del espectro de capacidad.	52
Figura 8: Determinación del máximo desplazamiento esperado.	53
Figura 9: Sectorización de la curva de capacidad según la ATC-40.	54
Figura 10: Comportamiento de tabiques a cargas cíclicas.....	55
Figura 11: Material: (a) linealmente elástico, (b) no linealmente elástico, y (c) inelástico.	60
Figura 12: Comportamiento dúctil y no dúctil de una estructura.	59
Figura 13: Edificio de ocho niveles (hotel los balcones).....	66
Figura 14: Modelo estructural del edificio en ETABS.	69
Figura 15: Distribución de cargas laterales.	72
Figura 16: Secuencia de formación de rotulas plásticas en la dirección "X".	73
Figura 17: Curva de capacidad de la estructura en la dirección "X".	73
Figura 18: Distribución de cargas laterales en la dirección "Y".	74
Figura 19: Secuencia de formación de rótulas plásticas en la dirección "Y".	75
Figura 20: Curva de capacidad de la estructura en la dirección "Y".	75
Figura 21: Representación bilineal de la curva de capacidad "X".	77
Figura 22: Representación bilineal de la curva de capacidad "Y".	78
Figura 23: Espectro de capacidad en la dirección "X".	80

Figura 24: Espectro de capacidad en la dirección "Y".	81
Figura 25: Espectro de capacidad bilineal "X".	82
Figura 26: Espectro de capacidad bilineal "Y".	83
Figura 27: Espectro de demanda sísmica (S_a vs T).	85
Figura 28: Espectro de demanda sísmica (S_a vs S_d).	87
Figura 29: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de servicio en la dirección "X".	91
Figura 30: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de servicio en la dirección "Y".	94
Figura 31: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de diseño en la dirección "X".	97
Figura 32: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de diseño en la dirección "Y".	100
Figura 33: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica máxima en la dirección "X".	103
Figura 34: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica máxima en la dirección "Y".	106
Figura 35: Curva de capacidad nivel sísmico de servicio dirección "X".	107
Figura 36: Curva de capacidad nivel sísmico de servicio dirección "Y".	108
Figura 37: Curva de capacidad nivel sísmico de diseño dirección "Y".	109
Figura 38: Curva de capacidad nivel sísmico máximo dirección "Y".	109

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Metodología para Evaluación y Adaptación Sísmica.....	29
Tabla 2: Niveles de desempeño de las estructuras.....	34
Tabla 3: Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.....	38
Tabla 4: Especificaciones técnicas del concreto.....	66
Tabla 5: Especificaciones técnicas del acero.....	67
Tabla 6: Chequeo de irregularidad torsional.....	70
Tabla 7: Cálculo del coeficiente de irregularidad en planta.	71
Tabla 8: Cálculo de cargas laterales en la dirección “X” e “Y”	72
Tabla 9: Valores de la curva de capacidad en la dirección "X".....	76
Tabla 10: Valores de la curva de capacidad en la dirección "Y".....	76
Tabla 11: Valores de representación bilineal "X".....	76
Tabla 12: Valores de representación bilineal "Y".....	77
Tabla 13: Coeficiente de masa efectiva y factor de participación modal en "X".	78
Tabla 14: Coeficiente de masa efectiva y factor de participación modal en "Y".	79
Tabla 15: Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en "X".....	80
Tabla 16: Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en "Y".....	81
Tabla 17: Conversión de la representación bilineal “X” a espectro de capacidad.	82
Tabla 18: Conversión de la representación bilineal “Y” a espectro de capacidad.	82
Tabla 19: Parámetros sismorresistentes.....	83
Tabla 20: Valores del espectro de respuesta sísmica (S_a vs T).	84
Tabla 21: Valores del espectro de demanda sísmica (S_a vs S_d).	86
Tabla 22: Espectro de demanda amortiguado - Sismo de servicio "X".....	89
Tabla 23: Espectro de demanda amortiguado - Sismo de servicio "Y".....	92
Tabla 24: Espectro de demanda amortiguado - Sismo de diseño "X".....	96

Tabla 25: Espectro de demanda amortiguado - Sismo de diseño "Y"	99
Tabla 26: Espectro de demanda amortiguado - Sismo máximo "X"	102
Tabla 27: Espectro de demanda amortiguado - Sismo máximo "Y"	105

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

MEC	:	Método del Espectro de Capacidad
ATC	:	Applied Technology Council
PBEE	:	Performance - Based Earthquake Engineering
SDOF	:	Single Degree Of Freedom System
MDOF	:	Multi Degree Of Freedom System
AENL	:	Análisis Estático No Lineal
ADNL	:	Análisis Dinámico No Lineal
ADRS	:	Acceleration – Displacement Response Spectrum
MADRS	:	Modified Acceleration – Displacement Response Spectrum
FEMA	:	Federal Emergency Management Agency

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación, se tiene como objetivo determinar el nivel de desempeño sísmico de una estructura, ubicada en la ciudad de Juliaca. El edificio consta de ocho niveles, con un sistema aporticado de concreto armado. El desempeño sísmico de la estructura se determina mediante un análisis estático no lineal, este incluye el método del espectro de capacidad mejorado del FEMA-440, que usa la intersección de la curva de capacidad (pushover) y un espectro de demanda, para estimar el nivel de desempeño; debido a la cantidad de iteraciones necesarias para lograr la curva de capacidad de la estructura, fue necesario utilizar el programa computacional ETABS V16. Los resultados obtenidos después de realizar la evaluación sísmica, es que la estructura no cumple con los objetivos de desempeño propuestos por el ATC- 40, es decir frente a un sismo de servicio se ha obtenido el nivel de seguridad de vida, frente a un sismo de diseño el nivel de colapso y frente a un sismo máximo el nivel de colapso en la dirección “X” de la estructura. Sin embargo, en la dirección “Y” de la estructura, el nivel de desempeño alcanzado frente al sismo de servicio es el nivel ocupación inmediata, frente a un sismo de diseño el nivel de seguridad de vida y frente a un sismo máximo el nivel de prevención del colapso, cumpliendo así, con los objetivos de desempeño del ATC-40. De esta forma se concluye, que mediante un análisis estático no lineal, se puede estimar el comportamiento que tendrá la estructura, cuando esta es sometida a movimientos sísmicos, es decir, permite ver las deficiencias que presenta una estructura, cuando no se lleva un adecuado análisis y diseño estructural.

Palabras Clave:

Análisis estático no lineal, Capacidad, Demanda, Desempeño.

ABSTRACT

In the research work, The objective is to determine the level of seismic performance of a structure, located in the city of Juliaca. The building has eight levels, with a contrived system of reinforced concrete. The seismic performance of the structure is determined by a nonlinear static analysis, this includes the improved capacity spectrum method of the FEMA-440, which uses the intersection of the capacity curve (pushover) and a demand spectrum, to estimate the performance level; Due to the number of iterations necessary to achieve the capacity curve of the structure, it was necessary to use the ETABS V16 computer program. The results obtained after carrying out the seismic evaluation, is that the structure does not comply with the performance objectives proposed by the ATC-40, that is, in front of a service earthquake, the level of life safety has been obtained, in front of an earthquake of design the level of collapse and in front of a maximum earthquake the level of collapse in the "X" direction of the structure. However, in the "Y" direction of the structure, the level of performance achieved in the face of the service earthquake is the immediate occupation level, compared to a design earthquake, the level of life safety and, in front of a maximum earthquake, the level of prevention of collapse, thus fulfilling the performance objectives of the ATC-40. In this way, it is concluded that by means of a nonlinear static analysis, the behavior of the structure can be estimated, when it is subjected to seismic movements, that is, it allows to see the deficiencies that a structure presents, when an adequate structure is not used. analysis and structural design.

Key Words:

Non-linear static analysis, Capacity, Demand, Performance.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

¿Alguna vez te has preguntado si tu vivienda podrá resistir un terremoto?, los terremotos son fenómenos inevitables, cuya acción es capaz de producir catástrofes. Ante esto, las estructuras de las construcciones se convierten en protagonistas, pues de ellas depende la seguridad de nuestras vidas; dicho de otro modo, el comportamiento sísmico inadecuado de las estructuras es la causa principal de pérdidas humanas y económicas; es por ello que debemos tener en cuenta que el diseño de una estructura de concreto armado no termina cuando se han obtenido las secciones y el área de acero horizontal y vertical de sus elementos; al contrario, ahí se inicia la evaluación del desempeño en términos estructurales y económicos que va a tener esa estructura ante diferentes sismos.

En tal sentido, se han desarrollado una serie de propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de desempeño sísmico; de manera general, usando el concepto mencionado es posible estimar de manera más acertada el comportamiento real de la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

Entre las principales propuestas que impulsan el desarrollo de este concepto se encuentra el ATC-40, que utiliza el método del espectro de capacidad. Este método tiene como ventaja la superposición de los espectros de capacidad y de demanda en un mismo gráfico, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura. La curva de capacidad puede obtenerse mediante un análisis estático no lineal o análisis pushover, que expresa el desplazamiento del nivel superior en función de una fuerza cortante en la base del edificio. A partir de la curva de capacidad se obtiene el espectro

de capacidad que está en términos de desplazamiento y aceleración espectral. El espectro de demanda representa la acción sísmica a la cual está sometida la estructura.

En la presente tesis se busca evaluar el nivel de desempeño sísmico de una estructura de ocho niveles construida en la ciudad de Juliaca, mediante el método del espectro de capacidad. A pesar de que el método se desarrolló partiendo de una estructura existente, las consideraciones llevadas a cabo permiten que el método sea usado para el diseño de nuevas estructuras. En este aspecto, la principal diferencia radica en el costo que implicaría modificar la estructura en el caso de que las demandas sísmicas no sean toleradas por la edificación; pero estos aspectos, así como otros temas económicos no serán considerados en la presente investigación.

La investigación se constituye de la siguiente manera:

- En el capítulo I, se presenta la introducción, el planteamiento del problema, la formulación del problema, la justificación, objetivos e hipótesis del trabajo de investigación.
- En el capítulo II, está la revisión literaria que contiene los antecedentes bibliográficos y el marco teórico.
- En el capítulo III, se desarrolla los materiales y métodos que contiene la investigación.
- En el capítulo IV, se presentan los resultados obtenidos de los experimentos realizados con la discusión de estos, realizándose finalmente la validación de la hipótesis mediante una prueba de hipótesis.
- En el capítulo V, se presentan las conclusiones finales de la investigación.
- En el capítulo VI, se presentan las recomendaciones para mejorar la investigación.
- En el capítulo VII, finalmente se presenta la bibliografía empleada y anexos de la investigación.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Vergara y Zevallos (2014) sostienen que los métodos tradicionales de diseño estructural son aproximados y no contemplan el efecto de las excitaciones en el tiempo y menos cuando esta estructura incursiona más allá del rango elástico. Asimismo, Otani y Bertero (como se citó en Viera, 2004) afirman que el avance tecnológico en el área de la Ingeniería Sísmica, a rebasado las metodologías actuales de diseño sísmico, y por tanto han hecho obsoletos, a las normas actuales, es decir, la razón de la existencia de las normas actuales es contribuir de manera efectiva a la reducción del riesgo sísmico, pero dicho propósito aún no se ha logrado. Por otro lado, Bonett (2003) señala que el desarrollo de las nuevas filosofías de diseño y el avance en el conocimiento del comportamiento dinámico de los edificios debe ser utilizado para reducir el riesgo sísmico en los grandes centros urbanos. En ese sentido, es necesario mantener la filosofía actual de diseño vigente en el mundo y las normas serán las encargadas de incorporar las modificaciones que reglamenten la aplicación de estas metodologías (Pique del Pozo, 1995).

La filosofía de nuestra norma de diseño sismorresistente E-030 establece que la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto; esto genera la siguiente interrogante: ¿Cómo podríamos verificar el cumplimiento de esta filosofía sismorresistente? En vista de que nuestra metodología no evalúa el comportamiento inelástico de nuestras estructuras después del diseño final ante los movimientos sísmicos y tampoco se precisa cuáles son los límites aceptables de daño. En tal sentido, es necesario que se desarrolle e implemente el diseño por desempeño en la Norma E-030 “Diseño Sismorresistente” (Pique del Pozo y Taipe, 2003). El diseño sísmico basado en desempeño ha sido considerado desde hace varias décadas, como uno de los métodos de diseño que parece cumplir las expectativas de

diseño. Este método logra reducir las incertidumbres que presentan los métodos de diseño basado en fuerzas y además, facilita la comunicación entre ingenieros y agentes no técnicos involucrados en la toma de decisiones con relación al desempeño post-sísmico deseado (Palma, 2017).

Lo anterior sugiere la necesidad de emplear criterios alternativos de diseño sísmico en los cuales desde un inicio del proceso de diseño el ingeniero considere de manera explícita los niveles de daños esperados durante la vida útil de la estructura. Uno de estos criterios de diseño sísmico es el llamado diseño por desempeño que está descrito en los documentos del ATC-40.

1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Las estructuras deben mantenerse dentro de los niveles de desempeño adecuados para garantizar su funcionabilidad y así evitar la pérdida de vidas humanas, económicas y social, asociados a un mal comportamiento de la estructura a lo largo de toda su vida útil (Tolentino, Ruiz, Torres y Montiel, 2011).

En este trabajo de investigación se desarrolla una metodología, para evaluar el nivel de daño sísmico, mediante técnicas de evaluación basadas en el desempeño sísmico

Entonces la pregunta que se formula para la presente investigación es:

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico del edificio de ocho niveles de la ciudad de Juliaca?

1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El análisis sísmico ha ido evolucionando en el tiempo a consecuencia de nuevas investigaciones y la obtención de nuevas herramientas, han permitido llegar a respuestas más precisas y representativas del comportamiento de los edificios ante los sismos (FEMA 273, 1997). Primero, mediante el análisis estático lineal y luego el análisis dinámico lineal. Posteriormente, se pudo lograr entrelazar las curvas de capacidad de los

ensayos reales con las solicitudes sísmicas, lográndose el análisis estático no lineal (Gálvez, 2011).

Nuestra norma E – 030, considera un solo nivel de movimiento sísmico (sismo de diseño) para el cual, la edificación no debería colapsar. En tal sentido, es importante reconocer que el diseño sísmico no debe limitarse a la protección de la estructura contra el colapso, sino debe cuidar también que, por lo menos ante sismos moderados, no se presenten daños en los elementos no estructurales como los tabiques, los recubrimientos, los equipos e instalaciones (Bazán y Meli, 2003 y Carrillo, 2007). Es por ello que se requiere definir múltiples niveles de desempeño.

En ese sentido, se pretende dar un nuevo enfoque al análisis y diseño sismorresistente basado en el estado de daño que sufrirá la estructura tras el evento sísmico (Vergara y Zevallos, 2014), usando el método del espectro de capacidad, demostraremos la aparición de rótulas plásticas y la constante degradación de rigidez de la estructura, con ello es posible caracterizar el grado de daño que sufrirá la edificación.

En el caso de la ciudad de Juliaca, el análisis estático no lineal no se ha difundido lo suficiente y no se han empleado procedimientos para utilizarlo de manera práctica. Es por ello que en la presente tesis se estudiará cómo se aplica el procedimiento del análisis estático no lineal en la determinación del desempeño de una estructura.

1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1 Objetivo general

- Determinar el nivel de desempeño sísmico de un edificio de ocho niveles en la ciudad de Juliaca mediante un análisis estático no lineal.

1.5.2 Objetivos específicos

- Determinar la curva de capacidad de la estructura utilizando la técnica de pushover.

- Determinar el espectro de demanda sísmica correspondiente a la zona de ubicación de la estructura.
- Determinar el nivel de desempeño sísmico de la estructura para los diferentes niveles de movimiento sísmico.

1.6 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

- El edificio de ocho niveles de la ciudad de Juliaca tendrá un nivel de desempeño satisfactorio.

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1 Antecedentes internacionales

La SEAOC (1995) refiere que la ingeniería basada en desempeño sismorresistente de una edificación se define como “la selección de criterios de diseño, sistema estructural apropiado, proporcionalidad y detallado de una estructura y su componente no estructural y contenido; para asegurar y controlar la calidad de la construcción y mantenimiento; para cada nivel especificado de movimiento sísmico, con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no superará los daños ante ciertos estados límites u otros límites inusuales”. Los estados límites referidos se denominan “niveles de desempeño”. Los niveles de desempeño son acoplados con niveles especificados de movimiento sísmico probable para definir los “objetivos de desempeño” para los cuales se diseña la estructura. El logro de los objetivos de desempeño nunca se garantiza, pero se espera con niveles definidos de riesgo y confiabilidad.

El ATC-40 (1996) manifestó que el diseño de edificaciones basado en el desempeño, se refiere a la metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en el cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza cortante aplicado.

El FEMA-273 (1997) refiere que los conceptos y terminología de diseño basados en desempeño son nuevos y deben ser cuidadosamente estudiados y discutidos con los ocupantes. Se entiende la terminología nivel de desempeño para representar las metas del diseño. El desempeño sismorresistente de una edificación puede ser descrito cualitativamente en términos de: seguridad ofrecida a los ocupantes durante y después del

evento sísmico, el costo y facilidad de reparación de la edificación antes del sismo, el periodo de tiempo durante el cual la edificación interrumpe su servicio o uso para llevar a cabo la reparación, la economía, la arquitectura e impacto histórico sobre la comunidad. Estas características de desempeño sismorresistente son relacionadas directamente al grado de daño sufrido por la edificación. El grado de daño de la edificación se categoriza como nivel de desempeño de la edificación. Cada nivel consiste de un nivel de desempeño estructural, el cual define los daños aceptables para el sistema estructural, y nivel de desempeño no estructural, el cual define los daños aceptables en los componentes no estructurales y contenido.

Chiroiu et al. (2001) realizaron estudios en los que sostienen que el método del espectro de capacidad constituye una herramienta nueva que se puede utilizar para el análisis de daños estructurales y no estructurales debidos a una acción sísmica tanto para la generación de escenarios de daños como para la rehabilitación de edificios. Basándose en parámetros espectrales como desplazamiento o aceleración.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Pique del Pozo (1995) afirmó que la metodología de diseño actual está basada en un terremoto de diseño de única intensidad o nivel de aceleración. En concordancia con la filosofía de diseño, toda estructura que es sometida a un terremoto intenso debería diseñarse para evitar el colapso más no para evitar sufrir daños estructurales. Este criterio no está adecuadamente representado en la metodología de diseño y constituye uno de los puntos débiles de la ingeniería sismorresistente. El diseño en la condición límite del sismo no es verificado o calibrado contra demandas o sollicitaciones del sismo por lo que no hay ninguna garantía sobre la capacidad real de la estructura bajo estas condiciones.

Delgadillo (2005) realizó un estudio en donde muestra la utilidad del análisis no lineal estático pushover que presenta el ATC-40 y FEMA-356, utilizando conjuntamente

la demanda sísmica proveída por la Norma Peruana E-030, para determinar el nivel de desempeño de la estructura, además se planteó como objetivo fundamental mostrar que un análisis estático no lineal halla las zonas “debiles” de una estructura. Para ello tomó como muestra un edificio de cinco pisos con irregularidad en planta, destinada a departamentos. En su estudio concluyo que el análisis no lineal estático pushover, es una forma mediante el cual podemos obtener la secuencia de la aparición de rótulas que llevan al colapso a la estructura, y utilizando la demanda sísmica dada por la norma E-030 se puede hallar el nivel de daño ocurrido. Finalmente menciona que al ser un procedimiento que necesariamente necesita de un diseño estructural previo, puede ser tomada como un complemento a este.

Vergara y Zevallos (2014) presentaron en su trabajo de investigación, un diseño por desempeño y un análisis sísmico no lineal estático, de un edificio de 6 pisos en la localidad de Trujillo, La libertad, donde se pretendió dar un nuevo enfoque en lo que respecta al diseño sismo-resistente, basado en el estado de daño de la estructura post-sismo, de acuerdo a la solicitud de performance del usuario. Su investigación concluyó mencionando que con el análisis no lineal estático pushover, podemos entender el comportamiento de la estructura ante un sismo, porque nos presenta la secuencia de aparición de rotulas que poco a poco llevan a la estructura al colapso, utilizando la Norma Peruana E-030 se puede obtener el nivel de daño que se produciría. A su vez mencionan que este procedimiento debería realizarse para todas las estructuras que se diseñan día a día, ya que se cuentan con programas avanzados que simplifican el procedimiento tedioso.

2.1.3 Antecedentes locales

Esteba (2017) presentó un trabajo de investigación donde determinó mediante un análisis estático y dinámico no lineal el comportamiento y nivel de desempeño de un

edificio de concreto armado en la ciudad de Puno. Se planteó realizar el análisis y diseño de un edificio de siete niveles, este inicia con un análisis y diseño elástico lineal, como se establece en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Luego desarrolló dos metodologías de análisis no lineal, para su interpretación y respuesta frente a eventos sísmicos. La primera como un evento estático, con cargas aplicadas a la estructura de manera monotónica, el cual es denominado análisis estático no lineal (pushover), a fin de determinar el nivel de desempeño de la estructura. Y la segunda, como un evento dinámico, conocido como análisis dinámico no lineal, con el objetivo de conocer un comportamiento más detallado, el cual le permitió conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación a través del tiempo. Como producto final, de su investigación, concluyó que para un análisis estático y dinámico no lineal el desempeño estructural se encuentra dentro del nivel ocupación inmediata, para un desplazamiento de la estructura de 4.46 cm. Además, indica que, en un análisis y diseño elástico realizado con el reglamento Nacional de Edificaciones se obtiene rigideces muy altas y considerables. Por ello el autor planteó la reducción de las dimensiones de la estructura y así realizó un nuevo análisis estático no lineal, obteniendo un desplazamiento de 5.27 cm, es decir, la estructura aún se encuentra en el nivel ocupación inmediata.

2.2 MARCO TEÓRICO

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes, tienen como objetivos principales, que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, en tal sentido la fragilidad y vulnerabilidad de las construcciones es alta (Bonett, 2003).

Todas estas deficiencias detectadas en el desempeño estructural, cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, han originado una tendencia clara a cambiar la filosofía de diseño del concepto de resistencia física al concepto más evolucionado y versátil de desempeño estructural (Tolentino, et al., 2011). Un importante avance consistió en identificar que una estructura cuyo sistema resistente a cargas sísmicas esté constituido por columnas y vigas (sistema aporticado), debe cumplir la hipótesis de columna fuerte – viga débil, para garantizar que frente a un sismo severo, la disipación de energía tenga lugar en las vigas y no en las columnas, caso contrario la estructura presentaría un colapso prematuro (Priestley, 2000; Carrillo, 2007 y Zabala, 2017). Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño (Priestley, 2000).

En la actualidad, los esfuerzos se concentran en desarrollar métodos de análisis, evaluación y diseño simples y fáciles de implementar en las diferentes normativas, que incorporen los conceptos de ingeniería basada en el desempeño y que puedan ser aplicados tanto a las estructuras nuevas como a las existentes (Piqué del Pozo y Taipe, 2003). Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Entre los métodos inelásticos destacan los basados en el análisis de naturaleza dinámica, para lo que se utiliza el análisis no lineal dinámico, el cual permite conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación (desplazamientos de piso, derivas, fuerza cortante, etc.) en el tiempo. Asimismo, posee una base física rigurosa y es complicado de realizar. De otra parte, el efecto del sismo en las edificaciones puede analizarse como un evento estático, mediante la utilización del

procedimiento conocido como análisis estático no lineal o pushover (Mora, Villalba y Maldonado, 2006).

A continuación, se presentan los conceptos fundamentales relacionados con la acción sísmica, la respuesta estructural de los edificios y los elementos básicos de la ingeniería basada en el desempeño, del cual se hace referencia a uno de los trabajos más relevantes: el ATC – 40. Después se presenta un método de análisis estático no lineal, para evaluar el nivel de degradación que sufre la estructura, cuando esta es sometida a acciones sísmicas, luego se presenta el método de evaluación del diseño sísmico basado en desempeño esto es: el Método del Espectro de Capacidad. Para ilustrar los procedimientos empleados, en el capítulo 4, se analiza el desempeño de un edificio aporticado de concreto armado de 8 niveles, utilizando el método señalado anteriormente. Finalmente, se describen los límites de los estados de daño utilizados para comprobar el nivel de desempeño estructural.

2.2.1 Métodos de análisis sísmicos

En el análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, permanecen constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos y reacciones son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En un análisis no lineal las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele no ser proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suelen variar (Moreno, 2006).

2.2.1.1 Análisis estático lineal

La estructura es modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza lateral equivalente, con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones que el terremoto que ésta representa.

Basados en el primer modo de vibración del edificio (modo predominante), la fuerza lateral es distribuida en la altura del edificio y las correspondientes fuerzas y desplazamientos internos son calculados usando el análisis elástico lineal. (Moreno, 2006)

2.2.1.2 Análisis dinámico lineal

La estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad, como una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada usando un análisis modal o bien un análisis tiempo historia (*time-history*). El análisis modal supone que la respuesta dinámica de un edificio puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración usando el espectro de respuesta elástico lineal. Solamente se consideran los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta de la estructura. La mayoría de los códigos sísmicos requieren que se incluyan suficientes modos de vibración como para movilizar un 90% de la masa efectiva. El análisis tiempo historia implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio, usando registros reales o acelerogramas artificiales como movimientos de entrada. En ambos casos, tanto las correspondientes fuerzas como los desplazamientos internos se calculan usando un análisis lineal elástico. (Moreno, 2006)

2.2.1.3 Análisis estático no lineal

El Análisis estático no lineal o análisis pushover es otro tipo de metodología para determinar la respuesta no lineal de la estructura. A diferencia del análisis dinámico cronológico no lineal, en la metodología pushover se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación, y no su historia en el tiempo. (Mora et al., 2006)

2.2.1.4 Análisis dinámico no lineal

La esencia de la acción sísmica es la naturaleza dinámica de la carga, lo que conlleva a la variabilidad en el tiempo de las fuerzas internas del sistema y su estado (definido en términos de desplazamientos y deformaciones). Por lo tanto, mientras un problema estático tiene una única solución independiente del tiempo, la solución de un problema dinámico requiere la descripción del sistema en todos los instantes dentro del período en estudio, lo cual conlleva a grandes esfuerzos analíticos y numéricos que pueden, a su vez, implicar el uso de una herramienta computacional. (Mora et al., 2006)

Este tipo de análisis para predecir las fuerzas y desplazamientos bajo un movimiento sísmico es muy costoso. El principal valor de un análisis dinámico no lineal es que constituye una potente herramienta de investigación, que permite simular el comportamiento de una estructura en detalle, es decir, para describir los desplazamientos esperados, así como la distribución y propagación del daño, la distribución de esfuerzos verticales y de cortante y la forma de la curva histerética. (Moreno, 2006)

2.2.2 Ingeniería sísmica basada en desempeño

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño de un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento y ver si son tolerables (Aguar, 2003). Este concepto no solo es aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructurales e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos (Piqué del Pozo y Taipe, 2003 y Tolentino et al., 2011). El diseño de edificaciones basado en el desempeño, se refiere a la metodología de diseño en la cual el criterio estructural se expresa en términos de selección de un objetivo de desempeño. En contraste al método convencional en el cual el criterio estructural se define por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza cortante aplicado (ATC-40, 1996).

Considerando los aspectos mencionados anteriormente, está claro que la “ingeniería sísmica basada en desempeño” conocido en la literatura inglesa como Performance - Based Earthquake Engineering (PBEE), es un proceso que comienza con la concepción de un proyecto y dura toda la vida del edificio, es decir, este proceso comienza con la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción, y concluye con el mantenimiento durante la vida útil del edificio. Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado (Bonett, 2003). El Applied Technology Council (ATC) del estado de California dio a conocer un documento publicado en 1996 como “ATC-40, Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings”, el cual busca no sólo predecir de manera más clara el comportamiento estructural, sino incluso controlarlo, con el objeto de asegurar un desempeño adecuado acorde con la funcionalidad e importancia de la edificación. La Tabla 1 muestra la metodología general del ATC-40, para la evaluación y adaptación sísmica de edificaciones existentes de concreto armado.

Tabla 1:
Metodología para Evaluación y Adaptación Sísmica.

Estrategia	1	Inicio del proceso.
		Requerimientos jurisdiccionales y cambios arquitectónicos.
	2	Selección de Profesionales Calificados.
		Ingeniero estructural Arquitecto.
	3	Establecimiento de Objetivos de Desempeño.

	Estabilidad estructural, Seguridad limitada y Protección de vida, Control de daño, Ocupación inmediata.
	4 Revisión de Condición de Edificación.
	Revisión de dibujo, Inspección visual y Cálculos preliminares.
	5 Formular una Estrategia
	Procedimiento simplificado y Métodos de capacidad inelástica
	6 Empezar el Proceso de Aprobación
	7 Conducir Investigaciones Detalladas
	Análisis de la ubicación, Propiedades del material y Detalles de construcción
Concepto	8 Estudiar la capacidad Sismorresistente
	Modelar reglas, fuerza y desplazamiento.
	9 Determinar la Solicitación Sísmica
	Peligro sísmico, Interdependencia con capacidad y Desplazamiento meta
	Verificar Diseño Sismorresistente
	Límite de respuesta global y Aceptabilidad de componente.
Detalles	11 Preparar Documentos De Construcción
	Plan de Revisión y Proforma de contrato de construcción.
	12 Monitoreo De La Calidad De Construcción
	Rendimientos, ensayos e inspecciones, Verificación de condiciones existentes y Observación de la construcción por el diseñador.

Fuente: (ATC-40, 1996).

2.2.3 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).

2.2.3.1 Niveles de Desempeño del ATC – 40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 (1996), para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

1. Niveles para los elementos estructurales

Se precisan tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten discriminar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n (SP son las siglas de “*Structural Performance*” n es un número que varía entre 1 y 6).

A continuación, se describen estos 6 niveles de desempeño.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece

prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

- ***Daño controlado, SP-2:*** corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.
- ***Seguridad, SP-3:*** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.
- ***Seguridad limitada, SP-4:*** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- ***Prevención del colapso, SP-5:*** este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

- **No considerado, SP-6:** éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

2. Niveles para los elementos no estructurales

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. (NP son las siglas de "Nonstructural Performance" y n es una letra que toma valores entre A y E).

- **Operacional NP-A:** los elementos no estructurales, máquinas y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- **Ocupación inmediata NP-B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- **Seguridad NP-C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- **Amenaza reducida NP-D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de

grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

- **No considerado NP-E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

Tabla 2:
Niveles de desempeño de las estructuras.

Niveles de Desempeño en Edificios						
Niveles de desempeño no estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Daño Controlado	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Prevención del Colapso	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad De Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza Reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Prevención Del Colapso	No Aplicable

Leyenda:
 Usados comúnmente para los niveles de desempeño de edificios (SP-NP)
 Otra posible combinación de SP-NP
 Combinaciones no recomendadas de SP-NP

Fuente: (ATC-40, 1996).

3. Niveles para las estructuras

Describen los posibles estados de daño para la edificación, estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de los componentes estructurales y no estructurales. En la Tabla 2 se muestra los posibles combinaciones donde se han destacado e indicado los 4 niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados; (1-A) operacional, (1-B) ocupación inmediata, (3-C) seguridad de vida y (5-E) prevención del colapso, así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de desempeño no recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

- **Operacional 1-A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel *se asocia con un estado de funcionalidad*.
- **Ocupación inmediata, 1-B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. *Se mantiene la seguridad de los ocupantes*.
- **Seguridad de vida, 3-C:** el objetivo de este nivel es lograr un estado de daño que presente una probabilidad extremadamente baja de amenaza a la seguridad de vida, ya sea por daños estructurales o por fallas o volcaduras de los componentes no estructurales del edificio. Sin embargo, *los contenidos*

proporcionados por el usuario no están controlados y podrían crear riesgos de caídas o riesgos secundarios, como emisiones de químicos o incendios.

- **Prevención del colapso, 5-E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continuas garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. *No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes*, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

2.2.4 Movimientos sísmicos de diseño

La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño. Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos se denominan “movimientos sísmicos de diseño” (Bonett, 2003).

A continuación, se presenta los movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse según el ATC-40.

2.2.4.1 Niveles de Sismo de Diseño del ATC-40

El ATC-40 (1996) utiliza tres niveles de movimientos sísmicos, para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa “*Earthquake*”.

- **Sismo de servicio, SE:** corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido en un período de 50 años, o un período de retomo de 72 años. Este se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura.
- **Sismo de diseño, DE:** representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad el 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales.
- **Sismo máximo, ME:** corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5 % de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retomo de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y, es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.

2.2.5 Objetivos del diseño por desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de importancia de la estructura (Bonett, 2003).

2.2.5.1 Objetivos de desempeño del ATC-40

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño (ATC-40, 1996).

Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración, la Tabla 3. Muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.

Tabla 3:
Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.

Movimiento Sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Sismo de servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			√	
Sismo Máximo, ME				√

Fuente: (ATC-40, 1996).

2.2.6 Curva de capacidad

2.2.6.1 Análisis estático no lineal pushover

El análisis pushover, es una técnica que utiliza un patrón de cargas laterales, que se incrementa en cada iteración, llevando a la estructura más allá del rango elástico y posteriormente al colapso o hasta una deformación máxima (Moreno, 2006; Gómez, 2007 y Zabala, 2017). Durante el procedimiento la edificación incursionará en el rango no lineal y se observará la secuencia de la formación de rotulas plásticas y mecanismos de falla de los elementos estructurales. De esta manera, se obtiene una gráfica de fuerza – desplazamiento, conocida como curva de capacidad estructural o curva pushover, el cual nos indica cómo se comportará el edificio luego de exceder su límite elástico (Bonett, 2003 y Mora et al., 2006).

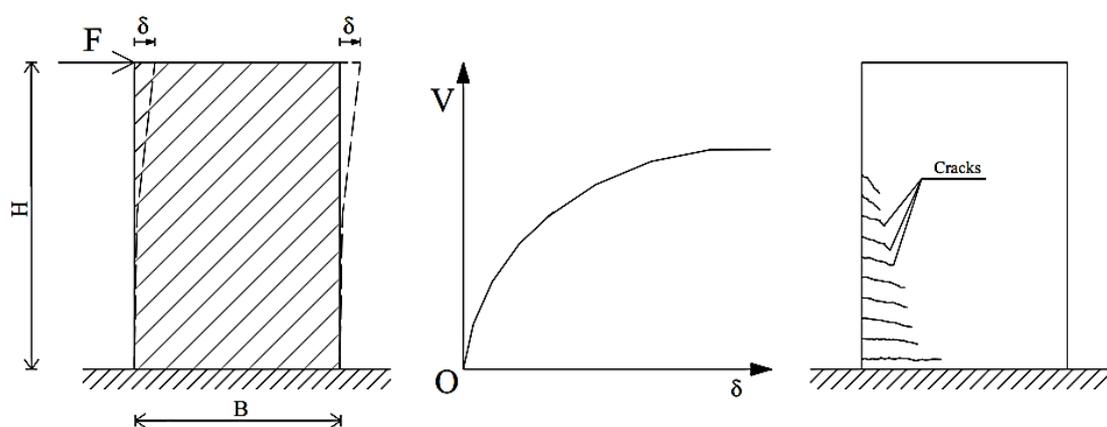


Figura 1: Curva de capacidad típica (Elnashai & Sarno, 2008).

Bonett (2003) afirma que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos. A continuación, se comentan algunas de estas limitaciones.

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación

lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada.

- El análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar a energía asociada a los componentes dinámicos de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis.

2.2.6.2 Procedimiento para determinar la capacidad

La capacidad de la estructura está representada por la curva pushover. La forma más conveniente de trazar la curva fuerza-desplazamiento es mediante el seguimiento de la fuerza cortante basal y el desplazamiento del techo (Mora et al., 2006). Con el fin de determinar las capacidades más allá de los límites elásticos, se requiere alguna forma de análisis no lineal, como el procedimiento pushover (ATC-40, 1996 y Delgadillo, 2005).

La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en las suposiciones que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. De esta manera, la distribución de la carga lateral utilizada en el análisis pushover es la distribución triangular invertida, la cual representa la respuesta del primer modo. El incremento de la

carga lateral para un piso en particular se calcula de acuerdo a como varía el factor k , de la siguiente expresión (FEMA 440, 2005 y Mora, et al., 2006).

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} V_b \quad (1)$$

Donde:

W_i : Peso del piso i

h_i : Altura del piso i

V_b : Corte en la base

k : Factor relacionado al periodo de la estructura ($k = 1$ para $T < 0.5$,
 $k = 2$ para $T \geq 2.5$)

2.2.6.3 Demanda sísmica

La demanda sísmica es medida a partir del movimiento del suelo, durante un sismo se produce complejos patrones de deformación en la estructura, medida por desplazamientos (ATC-40, 1996).

El espectro de respuesta de diseño es un espectro de respuesta suave que especifica el nivel de resistencia sísmica requerida para un diseño. El análisis sísmico requiere que se especifique el espectro de diseño (Duggal, 2013). A partir del conocimiento de las condiciones de sitio es posible establecer parámetros que presenten dichas condiciones para construir, posteriormente, el espectro de demanda correspondiente a la zona en la que se va a realizar la evaluación estructural. Para el uso del espectro de demanda, este se debe construir, en primera instancia, sin ningún tipo de reducción, considerando únicamente un amortiguamiento inherente del sistema en su fase elástica (típicamente del 5%). Luego se construirá una familia de espectros que, partiendo del primero, ayudarán a encontrar el punto de desempeño de la estructura; esta reducción se puede realizar según

distintos criterios usados en la actualidad (ATC-40, 1996). La explicación de algunos procedimientos usados para la reducción del espectro de demanda elástico se presenta con más detalle en el apartado 2.2.7.3.

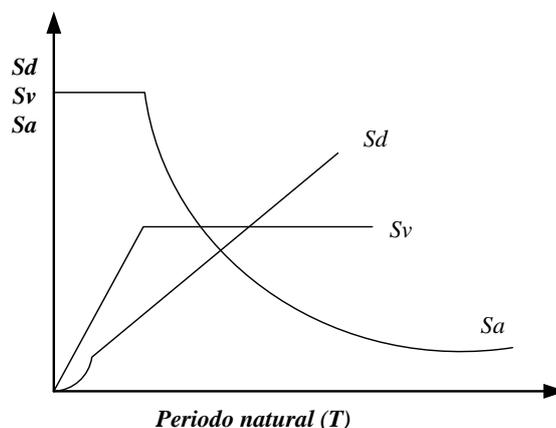


Figura 2: Espectros de respuesta con 5% de amortiguamiento (Duggal, 2013).

2.2.7 Procedimiento conceptual del método del espectro de capacidad

El método del espectro de capacidad, requiere la determinación de tres elementos principales: *capacidad*, *demanda* y *desempeño* (Gomez, 2007 y Zabala, 2017).

El método del espectro de capacidad es un procedimiento de análisis estático no lineal que utiliza la intersección de la curva de capacidad (pushover) y un espectro de respuesta reducido para estimar el desplazamiento máximo, es una herramienta muy útil para el diseño, evaluación y el refuerzo de edificios de concreto existentes. La representación gráfica proporciona una imagen más clara de cómo el edificio responde al movimiento del terreno por fuerzas sísmicas (Chiroiu et al., 2001; Carrillo, 2007 y Gómez, 2007).

2.2.7.1 Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

Para usar el método del espectro de capacidad, el ATC-40 (1996) indica que es necesario convertir la curva de capacidad, que está en términos del cortante basal y desplazamiento, en lo que se denomina un espectro de capacidad, que es una

representación de la curva de capacidad en términos de aceleración y desplazamiento, conocido como formato ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectra), es decir

S_a versus S_d . Las ecuaciones necesarias para su transformación son:

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

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (4)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (5)$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 : Coeficiente de masa efectiva para el primer modo natural

Sa_i : Aceleración espectral

Sd_i : Desplazamiento espectral

T_i : Periodo modal de vibración

w_i/g : Masa asignada al nivel i

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

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

V_i : Cortante basal

W : Peso muerto del edificio más probable carga viva

$\Delta_{techo,1}$: Desplazamiento del techo

El proceso general para convertir la curva de capacidad al espectro de capacidad, es decir, convertir la curva de capacidad en el formato ADRS, primero se calcula el factor de participación modal PF_1 y el coeficiente de masa modal α_1 usando las ecuaciones 3 y 4. Luego, para cada punto de la curva de capacidad V , Δ_{techo} , calcule el punto S_a , S_d para cada punto de la curva de capacidad usando las ecuaciones 5 y 6 (ATC-40, 1996).

Representación bilineal del espectro de capacidad

Se necesita una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar la amortiguación efectiva y la adecuada reducción del espectro de demanda. La construcción de la representación bilineal requiere la definición del punto a_{pi} , d_{pi} . Este punto, es el punto de prueba del desempeño estimado por el ingeniero para desarrollar un espectro de respuesta de demanda reducido. Si se encuentra que el espectro de respuesta reducido se interseca con el espectro de capacidad en el punto estimado de a_{pi} , d_{pi} , entonces ese punto es el punto de desempeño. La primera estimación del punto a_{pi} , d_{pi} se designa como a_{p1} , d_{p1} , el segundo a_{p2} , d_{p2} , y así sucesivamente. La orientación sobre una primera estimación del punto a_{pi} , d_{pi} se describe con más detalle en el apartado 2.2.10. A menudo, la aproximación de igual desplazamiento se puede usar como una estimación de a_{pi} , d_{pi} (ATC-40, 1996).

En la Figura 3 se muestra un ejemplo de la representación bilineal de un espectro de capacidad. Según el ATC-40 (1996) la obtención de la representación bilineal es de la siguiente manera:

1. Se dibuja una línea recta que parte desde el origen con una pendiente igual a la rigidez igual a la rigidez inicial K_i de la estructura en el rango elástico (el subíndice “i” indica el número de iteración).

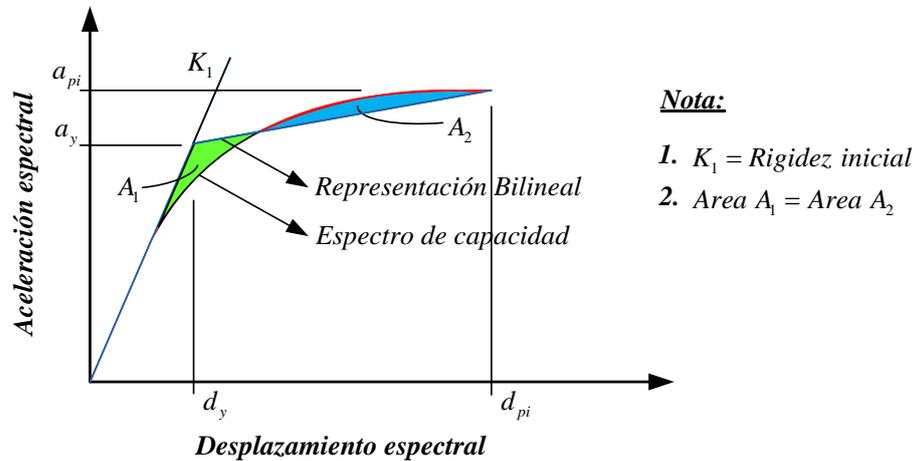


Figura 3: Representación bilineal del espectro de capacidad (ATC-40, 1996).

2. Se define un punto de desempeño de prueba (a_{pi}, d_{pi}) , el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido.
3. Se traza una línea que va desde el punto de prueba hasta cortar la línea definida en el paso 1. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando interseque la primera, en las coordenadas (a_y, d_y) , las áreas A_1 y A_2 , que quedan respectivamente por encima y por debajo de la curva del espectro de capacidad sean iguales. Esta condición se impone para que la curva de capacidad y su representación bilineal tengan la misma energía. Las coordenadas (a_y, d_y) representan la cedencia de la estructura, en el formato bilineal.

2.2.7.2 Conversión del espectro de demanda al formato ADRS

Por lo general la representación de los espectros de respuesta está dada por la aceleración espectral (S_a) y el periodo (T) como se ilustra en la Figura 2, pero para

obtener el punto de desempeño se debe de trabajar con la representación del espectro de respuesta en la forma S_a vs S_d .

El ATC-40 (1996) indica que para convertir un espectro del formato estándar S_a vs T al formato *ARDS*, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto de la curva, S_{ai} , T_i . Esto se puede hacer con la siguiente ecuación.

$$S_a = \omega^2 S_d$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} \quad (6)$$

2.2.7.3 Procedimiento mejorado para la linealización equivalente

Los procedimientos previos estudiados hasta ahora pertenecen al ATC-40, y gran parte del proceso sigue siendo el mismo. Este apartado se centra en las partes que cambian. Líneas abajo se presentan nuevas expresiones para determinar el periodo efectivo y la amortiguación efectiva. También se incluye una técnica para modificar el espectro de la demanda, para que coincida con la técnica conocida “método del espectro de capacidad”, que usa la intersección de la demanda modificada con el espectro de capacidad, para generar un punto de desempeño, para el modelo estructural. La reducción del espectro de demanda inicial resulta de la amortiguación efectiva, este puede determinarse con las fórmulas mostradas líneas abajo (FEMA-440, 2005).

Amortiguamiento efectivo

Las siguientes ecuaciones aproximadas para determinar el valor de la amortiguación efectiva, se han optimizado para la aplicación a cualquier curva de capacidad, independientemente del modelo histerético.

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0 \quad (7)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0 \quad (8)$$

Para $\mu > 6.5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (9)$$

Donde:

β_{eff} : Amortiguamiento efectivo

β_0 : Es el 5% de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura

μ : Ductilidad

Periodo efectivo

Las siguientes ecuaciones, para el valor del periodo efectivo, se han optimizado para la aplicación a cualquier espectro de capacidad, independientemente del tipo de modelo histérico.

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = [0.20(\mu-1)^2 - 0.038(\mu-1)^3 + 1] T_0 \quad (10)$$

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1] T_0 \quad (11)$$

Para $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (12)$$

Tenga en cuenta que estas expresiones se aplican solo para $T_0 = 0.2$ a 2.0 s.

Donde:

T_{eff} : Periodo efectivo

T_0 : Periodo inicial

Espectro de demanda reducido para un amortiguamiento efectivo

Según el FEMA -440 (2005) los procedimientos de linealización equivalente aplicados en la práctica normalmente requieren el uso de factores de reducción espectral para ajustar un espectro de respuesta inicial al nivel apropiado de amortiguación efectiva β_{eff} . Los factores están en función del amortiguamiento efectivo y se denominan coeficientes de amortiguamiento $B(\beta_{eff})$. Se utilizan para ajustar las coordenadas de aceleración espectral de la siguiente manera.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (13)$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta \quad (14)$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} \text{ (en \%)} \quad (15)$$

2.2.7.4 Intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda

Una vez que se tiene el espectro de capacidad y el espectro de demanda (diseño), graficados ambos en forma de aceleración – desplazamiento espectral (ADRS), el punto de corte entre ambas determina el punto de desempeño de la estructura (ATC-40, 1996).

Cuando el desplazamiento en la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad, d_i , está dentro del 5% ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$) del desplazamiento del punto de desempeño de prueba, a_{pi} , d_{pi} , d_{pi} se convierte en el punto de desempeño. Si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad no se encuentra dentro

de la tolerancia aceptable, se selecciona un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y el proceso se repite. La Figura 4 ilustra el concepto. El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento estructural esperado para la demanda sísmica (ATC-40, 1996).

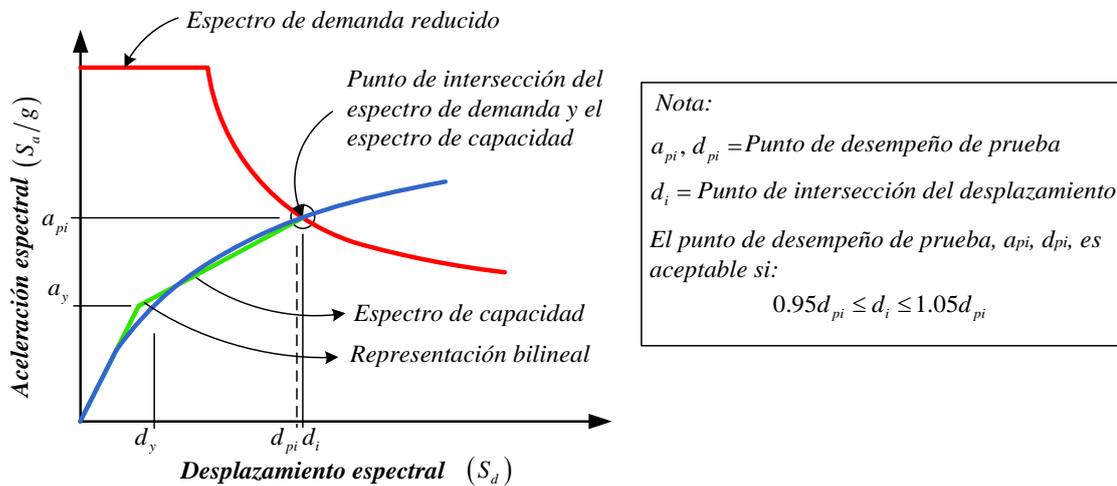


Figura 4: Punto de intersección del espectro de demanda y capacidad (ATC-40, 1996).

2.2.8 Cálculo del punto de desempeño

El ATC-40 (1996) señala que la demanda y la capacidad son dos elementos clave para el procedimiento de diseño basado en el desempeño. El desempeño depende de la forma en que la capacidad pueda manejar la demanda. En otras palabras, la estructura debe tener la capacidad de resistir las demandas del sismo, de modo que el desempeño de la estructura sea compatible con los objetivos del diseño (Bonett, 2003 y Carrillo, 2008).

Una vez que se define una curva de capacidad y de demanda, el punto de cruce de ambas señala el punto de “desempeño” como se muestra en la Figura 5 (ATC-40, 1996 y Gómez, 2007). El desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales no se dañen más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño, para las fuerzas y los desplazamientos que implica la demanda de desplazamiento (ATC-40, 1996 y Bazán y Meli, 2002).

El chequeo del desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de

vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo (Bonett, 2003 y Carrillo, 2008).

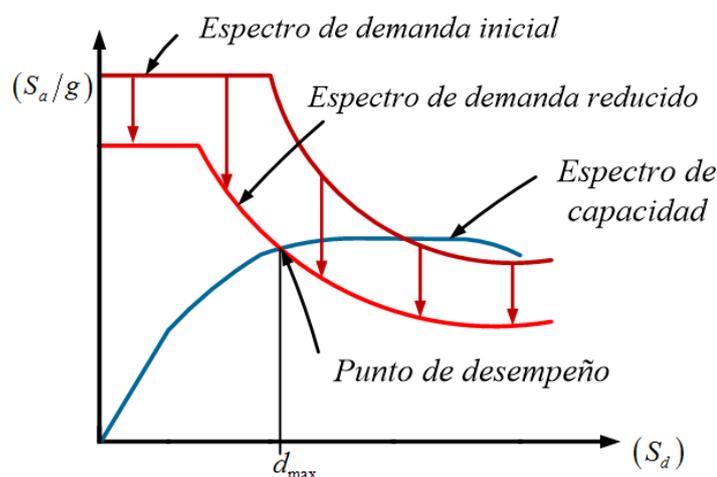


Figura 5: Ejemplo de verificación del desempeño (ATC-40, 1996).

Existe una variedad de procedimientos para calcular el punto de desempeño (Mora et al., 2006 y Gómez, 2007). El ATC-40 (1996) detalla los pasos a seguir para calcular el punto de desempeño, este procedimiento ha sido mejorado el documento del FEMA-440 (2005), por lo que en la presente investigación, se desarrolla el *Procedimiento B* del FEMA-440.

Método del espectro de capacidad: procedimiento B (FEMA-440)

Puesto que el periodo efectivo, T_{eff} , y el amortiguamiento efectivo β_{eff} , son funciones de la demanda de ductilidad, el cálculo de un desplazamiento máximo usando linealización equivalente no es directo y requiere un procedimiento iterativo (o gráfico) de solución. Así, desde el punto de vista procedimental, este nuevo esquema del método del espectro de capacidad es básicamente en mismo que el convencional propuesto en ATC-40, y requiere de la realización de los siguientes pasos:

1. Seleccionar un espectro de demanda con un amortiguamiento inicial, β_i (5%).

2. Convertir el espectro de demanda seleccionado a un formato aceleración-desplazamiento (formato ADRS), de acuerdo con la guía del ATC-40; este espectro constituye la curva de demanda inicial ADRS.
3. Generar una curva de capacidad para la estructura a analizar. Notar que la curva de capacidad está en coordenadas Fuerza-Desplazamiento. Se requiere convertir al formato ADRS de acuerdo al procedimiento indicado en ATC-40.
4. Seleccionar un punto de desempeño inicial, (aceleración máxima, a_{pi} y desplazamiento máximo, d_{pi}). Un primer punto podría ser el desplazamiento obtenido usando el método de “aproximación de igual desplazamiento”, o, podría ser el punto final del espectro de capacidad, o, podría ser cualquier otro punto elegido según el criterio del ingeniero. Ver la Figura 6.

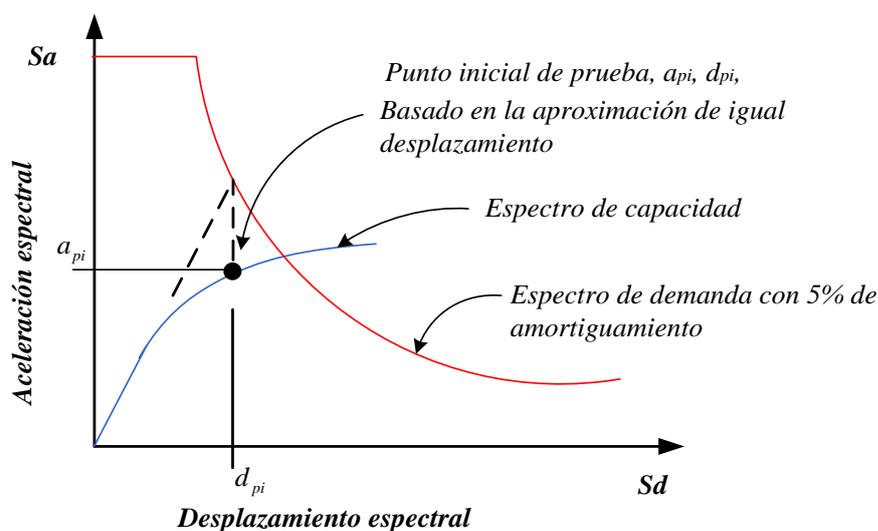


Figura 6: Espectro de demanda inicial y espectro de capacidad (FEMA-440, 2005).

5. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad usando el procedimiento descrito en la sección 2.2.7.1. Esto define el periodo inicial T_0 , y el desplazamiento de fluencia, d_y , y la aceleración de cedencia, a_y (ver Figura 7).

Note que estos parámetros pueden variar para diferentes valores asumidos de a_{pi} y d_{pi} .

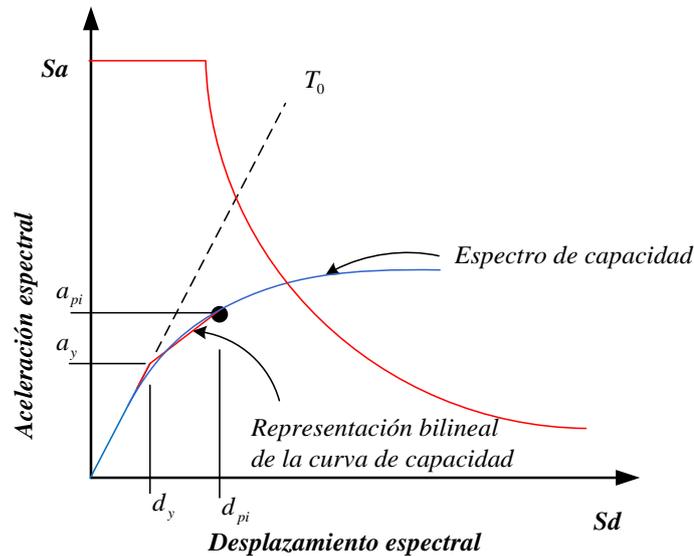


Figura 7: Representación bilineal del espectro de capacidad (FEMA-440, 2005).

- Para la representación desarrollada en el paso 5, calcular los valores de rigidez post-elástica, α , y ductilidad, μ , como sigue:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)} \tag{16}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \tag{17}$$

- Usando los valores calculados para la rigidez post-elástica, α , y ductilidad, μ , a partir de las ecuaciones del paso 6, calcular el correspondiente amortiguamiento efectivo, β_{eff} de igual manera, calcular el correspondiente periodo efectivo, T_{eff} .
- Usando el amortiguamiento efectivo, determinado en el paso 7, ajustar el espectro de demanda sísmica inicial para β_{eff} .

9. Multiplicar solo las ordenadas de aceleración (es decir, no las ordenadas de desplazamiento) del ADRS para β_{eff} por el factor de modificación, M , determinado, usando el periodo efectivo calculado, T_{eff} , para generar el espectro de respuesta de aceleración – desplazamiento modificado (MADRS).

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right]^2 = \left[\frac{T_{eff}}{T_0} \right]^2 \left[\frac{T_0}{T_{sec}} \right]^2 \quad (18)$$

$$\left[\frac{T_0}{T_{sec}} \right]^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (19)$$

10. Determinar la aceleración máxima esperada, a_i , y el desplazamiento máximo esperado, d_i , como la intersección del MADRS con la curva del espectro de capacidad. Consultar la Figura 8.

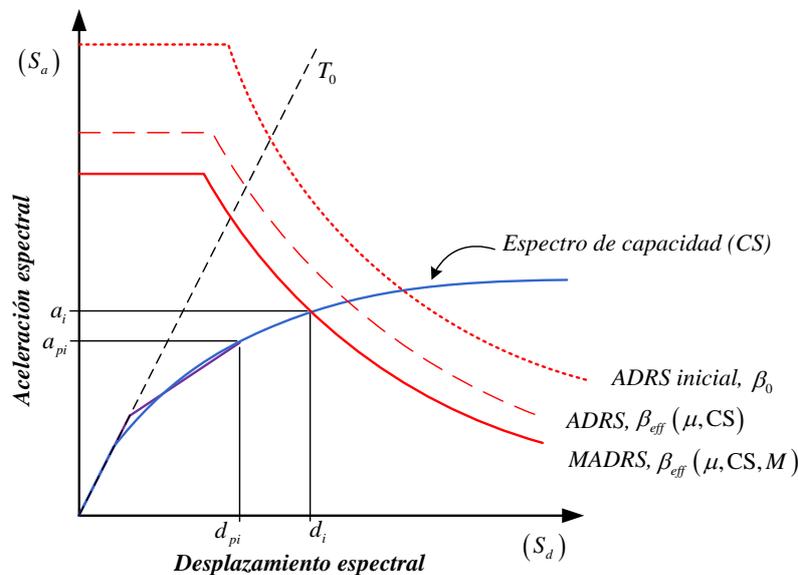


Figura 8: Determinación del máximo desplazamiento esperado (FEMA-440, 2005).

Comparar el máximo desplazamiento esperado, d_i , con el desplazamiento supuesto inicialmente. Si se tiene una tolerancia aceptable, el punto de desempeño corresponde a, d_i y a_i . Si no se tiene una tolerancia aceptable, se repite el proceso desde el paso 4, usando. a_i y d_i como punto inicial.

2.2.9 Análisis de resultados de desempeño obtenido para cada nivel de demanda sísmica

Como se vio, previamente se usó el procedimiento del ATC-40 (1996); para el cálculo del punto de desempeño, para los diferentes niveles de demanda sísmica (servicio, diseño y máximo); por lo que ahora se analizará el significado que tienen estos puntos de desempeño en el comportamiento estructural de nuestra edificación.

Para poder evaluar el estado de daño según el ATC-40 (1996) es necesario delimitar la curva de capacidad bilineal de la Figura 3 acorde a lo que se muestra en la Figura 9 (Barreto y Samayani, 2017).

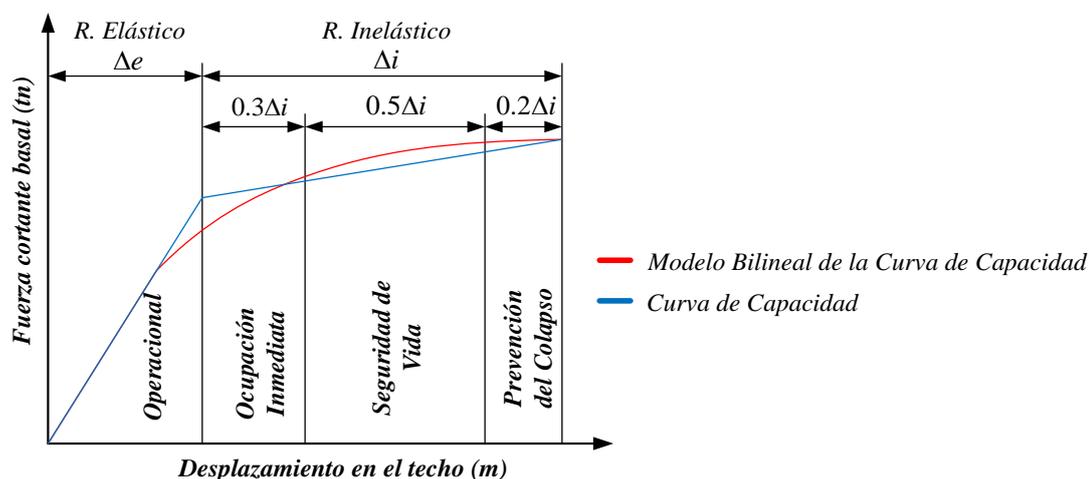


Figura 9: Sectorización de la curva de capacidad según la ATC-40 (ATC-40, 1996).

2.2.10 Interacción tabique de albañilería – en las estructuras aporricadas

Los tabiques son utilizados para la construcción de muros divisorios y fachadas en los edificios de concreto, es considerada normalmente por los diseñadores sólo como una sobrecarga de efecto uniforme para la estructura y como tal es ignorada en el proceso de análisis y diseño estructural, y peor aún, cuando el tabique es acoplado a las columnas y vigas de una edificación, afectan considerablemente su comportamiento sísmico. Bartolomé (1994) señala: “Cuando un tabique de albañilería no ha sido aislado

(haciéndolo “flotante”) del pórtico de concreto armado que lo enmarca, inevitablemente, ante las acciones sísmicas, se producirá la interacción entre ambos sistemas” (p.79).

Este efecto incrementa sustancialmente la rigidez lateral del pórtico y puede generar los siguientes problemas: 1) torsión en el edificio. 2) concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico. 3) fractura del tabique. 4) “piso blando”, que se presenta cuando un determinado piso está libre de tabiques, mientras que los pisos superiores se encuentran rigidizados por los tabiques. 5) “columnas cortas”, donde el parapeto ó alféizar alto (ventanas de poca altura) restringe el desplazamiento lateral de las columnas. 6) Incremento de las fuerzas sísmicas en el edificio. (Bartolomé, 2005, p.133)

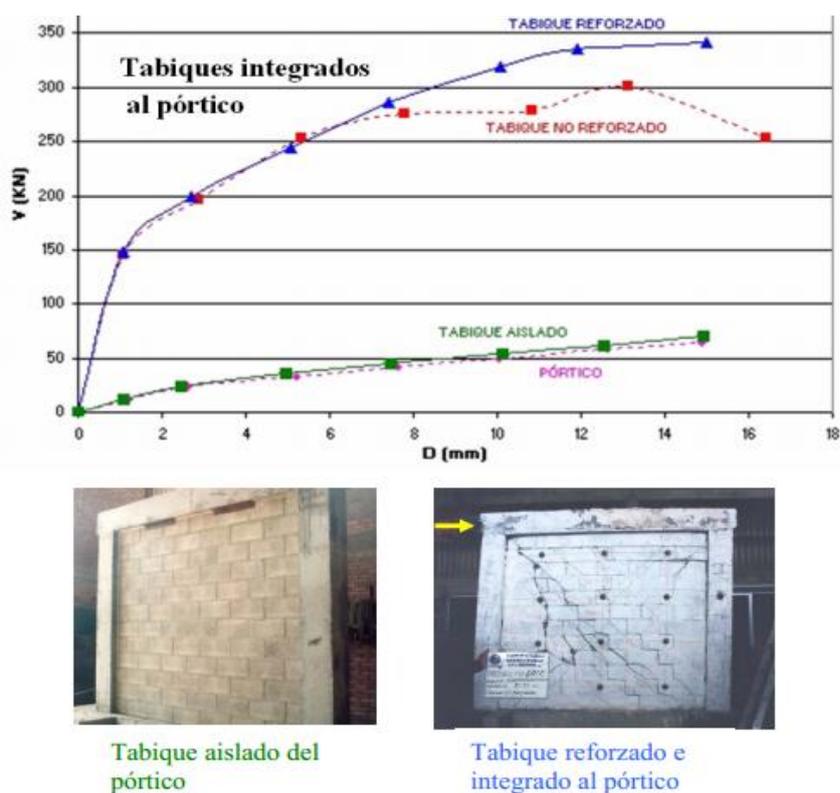


Figura 10: Comportamiento de tabiques a cargas cíclicas. (Bartolomé, 2005).

Claro está, que si no se tiene en cuenta, la interacción de esta estructura compuesta, no siempre estará en el lado de la seguridad. En la Figura 10 se ilustra el gran incremento de rigidez y resistencia cuando el tabique se integra al pórtico, y que cuando se aísla al

tabique, el conjunto se comporta como si el tabique no existiese (pórtico sin tabique) (Bartolomé, 2005).

En ese sentido, es necesario aislar la tabiquería de la estructura frente, a este tipo de acciones externas (sismos), y de esta manera no variar, o variar lo mínimo posible los cálculos de diseño de la estructura en cuanto a su rigidez y al periodo propio de vibración.

2.2.11 Marco conceptual

Capacidad:

La resistencia final esperada (en flexión, corte o carga axial) de un componente estructural excluyendo el factor de reducción (ϕ) comúnmente utilizado en el diseño de elementos de concreto. La capacidad generalmente se refiere a la resistencia en el punto de elasticidad del elemento o estructura curva de capacidad. Para los componentes controlados por deformación, la capacidad más allá del límite elástico incluye los efectos del endurecimiento por deformación. (ATC-40, 1996, p.11)

Curva de capacidad:

Grafica de la fuerza cortante basal, V , versus el desplazamiento lateral, d , del techo de la estructura. Esto se conoce a menudo como la curva “pushover” (ATC-40, 1996).

Espectro de capacidad:

“La curva de capacidad transformada de la fuerza cortante basal versus el desplazamiento del techo (V vs. d) a coordenadas de aceleración espectral versus desplazamiento espectral (S_a vs. S_d)” (ATC-40, 1996, p.11).

Método del espectro de capacidad:

Es un procedimiento de análisis estático no lineal que proporciona una representación gráfica del desempeño sísmico esperado de la estructura, mediante

la intersección del espectro de capacidad de la estructura con un espectro de respuesta (espectro de demanda) que representa la demanda de desplazamiento del terremoto en la estructura. La intersección es el punto de desempeño, y la coordenada de desplazamiento, dp , del punto de desempeño es la demanda de desplazamiento estimada en la estructura para el nivel especificado de peligro sísmico (ATC-40, 1996).

Demanda:

Es una representación del movimiento del suelo por efectos del terremoto a las que está sujeto el edificio. En los procedimientos de análisis estático no lineal, la demanda se representa mediante una estimación de los desplazamientos o deformaciones que se espera que sufra la estructura. Esto contrasta con los procedimientos convencionales de análisis elástico lineal en los que la demanda está representada por fuerzas laterales prescritas aplicadas a la estructura. (ATC-40, 1996, p.12)

Espectro de demanda:

“El espectro de respuesta reducido que se usa para representar el movimiento del suelo sísmico en el método del espectro de capacidad” (ATC-40, 1996, p.12).

Punto de desempeño:

“La intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda apropiado es el método del espectro de capacidad” (ATC-40, 1996, p.13).

Sismo, temblor o terremoto:

Es todo estremecimiento de la tierra con mayor o menor violencia si es muy fuerte se denomina terremoto, si es pequeño temblor (Gómez, 2007 y Delgado, 2011).

“Vibraciones de la corteza terrestre inducidas por el paso de las ondas sísmicas provenientes de un lugar o zona donde han ocurrido movimientos súbitos de la

corteza terrestre (disparo sísmico o liberación de energía)” (Goytia y Villanueva, 2001, p.1).

Magnitud:

Es una medida de la energía liberada por un sismo, con base en la amplitud de las ondas elásticas que genera; esta magnitud es una y sólo una para un sismo que sea registrado en una u otra parte del mundo. (Gómez, 2007, p.22)

Intensidad:

“Es una medida subjetiva de los daños que causa un sismo, por tanto, la intensidad sí puede variar” (Gómez, 2007, p.24).

Acelerómetros:

Los acelerómetros, también conocidos como sismógrafos de movimiento fuerte, se diseñan para registrar directamente movimientos del suelo cercanos y producen un registro conocido como *acelerograma*. Los instrumentos se orientan de tal forma que registren la aceleración del suelo en función del tiempo para tres direcciones o componentes normales. El análisis sísmico requiere de la digitalización numérica de los acelerogramas, es decir convertir el registro en una serie de datos de aceleración – tiempo. Los acelerogramas dan una información directa del movimiento sísmico, especialmente apta para estimar la respuesta de las estructuras y edificios. La aceleración como medida instrumental de la intensidad se ha constituido así en el parámetro base para el análisis estructural sísmico. (Goytia y Villanueva, 2001, p.11)

Peligrosidad sísmica:

“Grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse” (Bazán y Meli, 2002, p.23).

Ductilidad:

La ductilidad se define como la capacidad de un material, componente, conexión o estructura para sufrir deformaciones inelásticas con rigidez y reducción de resistencia aceptables. La Figura 11 compara la respuesta estructural de los sistemas frágiles y dúctiles. Los sistemas frágiles fallan después de alcanzar su límite de resistencia a deformaciones inelásticas muy bajas. El colapso de los sistemas frágiles se produce repentinamente más allá de la resistencia máxima. Por el contrario, a los sistemas dúctiles le corresponden grandes deformaciones inelásticas (Elnashai & Sarno, 2008).

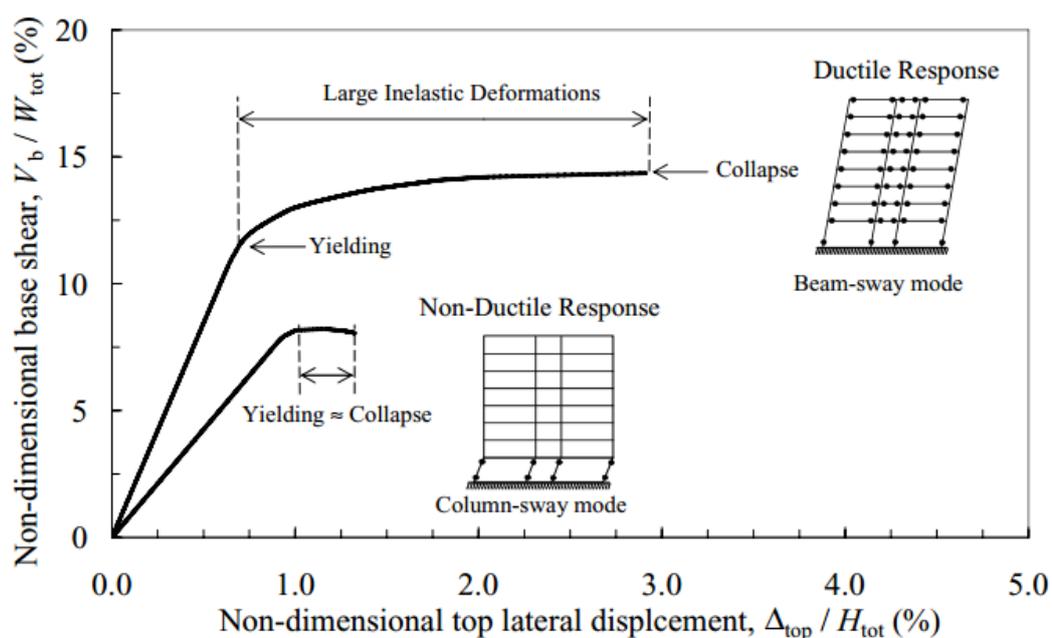


Figura 11: Comportamiento dúctil y no dúctil de una estructura (Elnashai & Sarno, 2008).

Elementos estructurales elásticos e inelásticos:

La elasticidad de un material se define como la capacidad de éste de volver a sus dimensiones originales, después de que se haya retirado una fuerza impuesta, recobrando totalmente la forma que tenía antes de imponer la fuerza. Por lo tanto, el comportamiento elástico implica la ausencia de cualquier deformación permanente debido a que se haya aplicado y retirado la fuerza. Algunos materiales

exhiben una relación esencialmente lineal entre esfuerzos y deformaciones, como muestra la Figura 12 (a), y se denominan materiales linealmente elásticos. Otros materiales muestran alguna curvatura en sus relaciones esfuerzo deformación, como se muestra en la Figura 12 (b); y se denominan materiales no linealmente elásticos. En ambos casos la curva de carga y de descarga es la misma. Un tercer caso es el material inelástico, en el cual la descarga no ocurre siguiendo la misma trayectoria de la carga y se presenta deformación permanente, como muestra la Figura 12 (c). (Garcia, 1998, p.118)

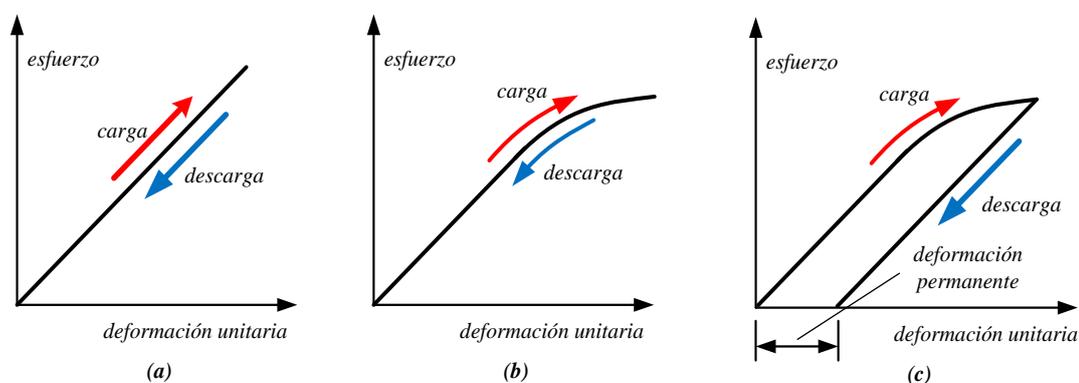


Figura 12: Material: (a) linealmente elástico, (b) no linealmente elástico, y (c) inelástico. (Garcia, 1998).

Rótula plástica:

La rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección (Aguilar, 2003 y Moreno, 2006).

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Investigación aplicada:

“La investigación aplicada, puede tener una aplicación inmediata en la solución de problemas, prácticos” (Arias, 2012, p.22).

Hernández, Fernández y Baptista (2014) señalan que la investigación aplicada, cumple el propósito fundamental de resolver problemas.

El presente estudio se centra específicamente en cómo se pueden llevar a la práctica las teorías generales del análisis no lineal estático, y con ello traer beneficios a la sociedad.

3.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Investigación Descriptiva:

Los estudios descriptivos miden de forma independiente las variables y aun cuando no se formulen hipótesis, tales variables aparecen enunciadas en los objetivos de investigación (Arias, 2012). Asimismo, Hernández et al. (2014) afirman:

Los estudios descriptivos se buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, únicamente pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, esto es, su objetivo no es indicar cómo se relacionan éstas. (p.92)

El nivel de estudio es descriptivo, puesto que, el interés se centra en exponer el comportamiento que tendrá la estructura, cuando esta, es sometida a una determinada acción sísmica.

3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO

3.3.1 Población

La población, o en términos más precisos población objetivo, es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Ésta queda delimitada por el problema y por los objetivos del estudio. (Arias, 2012, p.81)

La economía actual y el vertiginoso crecimiento poblacional, ha llevado a que nuestras estructuras enfrenten nuevos retos y crezcan de manera más vertical. Hoy por hoy, surge la necesidad de crear infraestructuras adecuadas, utilizando criterios estructurales sismorresistentes. De aquí se desprende la siguiente interrogante ¿el hecho de que se construyan edificios con más altura reducirá la informalidad en la construcción? Es así que se elige un edificio de gran altura para su evaluación.

La población está conformada por el edificio de ocho niveles (hotel los balcones) de la ciudad de Juliaca, departamento de Puno.

3.3.2 Muestra

“Las muestras no probabilísticas, también llamadas “muestras dirigidas”, suponen un procedimiento de selección orientado por las características de la investigación, más que por un criterio estadístico de generalización” (Hernández, et al., 2014, p.189).

La muestra es no probabilística, por ello se toma como muestra el edificio de 8 niveles (hotel los balcones) de la ciudad de Juliaca, departamento de Puno.

3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.4.1 Técnicas de recolección de datos

Se entenderá por técnica de investigación, el procedimiento o forma particular de obtener datos o información (Arias, 2012).

La técnica utilizada para la recolección de datos de la estructura en evaluación corresponde a la recopilación documental.

3.4.2 Instrumentos de recolección de datos

Para evaluar el comportamiento del sistema estructural del edificio de ocho niveles, se utilizaron dos formatos técnicos desarrollados en Microsoft Excel. El primero se denomina “ficha de campo” que básicamente permitió cotejar las medidas de los elementos estructurales de la edificación con los planos de construcción, al cual se tiene acceso; principalmente a elementos de relevancia, en este caso: planos de arquitectura, planos de estructuras, especificaciones técnicas y características de materiales empleados, así como las características de la cimentación. Con la “ficha de gabinete” se examinan los datos recopilados para realizar el metrado de cargas de la edificación y el respectivo análisis sismorresistente (estático) según la Norma E.30, con el fin de efectuar el análisis estático no lineal con el programa computacional ETABS V.16, el cual requiere el ingreso de datos e información descrita según las especificaciones técnicas y así determinar el nivel de desempeño de la estructura.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A SER EVALUADA

4.1.1 Localización

El edificio de ocho niveles (hotel los balcones), fue construido por *TORRES NOVAC INGENIERIA Y CONSTRUCCION S. R. L.*, bajo la gerencia del Ing. Horacio Larico Capia. Las instalaciones del edificio se encuentran actualmente ubicadas en las intersecciones de las calles Jr. Pierola 1102 y Av. El Maestro, Distrito de Juliaca, Provincia de San Román, Departamento de Puno, Perú.

El funcionamiento beneficia principalmente a los ciudadanos y visitantes, al crecer la población, seguramente aumentará el número de huéspedes, entre turistas nacionales e internacionales. Como alcance en la presente investigación se determinará el nivel de desempeño sísmico del edificio de 8 niveles. Este edificio posee un área construida de $1316.16 m^2$ y es de forma rectangular, tiene una altura de 26.60 m, y no muestra irregularidades en su dirección vertical.

La ubicación geográfica cuyas coordenadas UTM son las siguientes:

ESTE	:	379480.00 m
NORTE	:	8287110.00 m
COTA	:	3836.00 m

Las condiciones ambientales, climáticas y sísmicas del lugar son las siguientes:

Altitud sobre el nivel del Mar	:	3836.00 m.s.n.m.
Temperatura Ambiente	:	9.5 °C
Condiciones Atmosféricas	:	Lluvioso/ Seco/ Soleado
Calificación Sísmica (RNE)	:	Zona 3

Se presenta un perfil de suelo heterogéneo, conformado por *Arena Limo – Arcillosa SM-SC*, *Arcilla de Baja Plasticidad* y *Arena Limosa SM* en diferentes estratos, así como la capacidad admisible del terreno al nivel de fundación (4.30m) es de $q_{adm} = 1.51 \text{ kg/cm}^2$, Además se tiene como Ángulo de fricción $\phi = 10.3^\circ$ y Cohesión $c = 0.067 \text{ kg/cm}^2$.

4.1.2 Descripción de la estructura

La estructura que se analiza corresponde al edificio de ocho niveles de la ciudad de Juliaca, construido en el año 2015. Según los planos originales, la estructura ha sido concebida como un sistema aporticado, de concreto armado en las dos direcciones principales. Sin embargo, en la actualidad es fácil notar que existen elementos de cerramiento, que no serán tomados en cuenta en el análisis, como son los tabiques de albañilería, estos se encuentran confinados por los porticos principales, estos elementos si bien no son parte de la estructura principal, están aportando su masa y rigidez al sistema global.

A continuación, se da el detalle del edificio por niveles:

El primer nivel: se encuentra el hall, la sala de recepción, dos áreas destinadas para tiendas (lavanderías), escalera para el segundo piso, ascensor y una escalera para los pisos superiores.

El segundo nivel: se encuentra el hall, el estudio, la cocina, la cafetería, ascensor y una escalera para los pisos superiores.

Del tercer nivel al octavo nivel: se encuentran habitaciones (dormitorios) con sus respectivos servicios higiénicos, ascensor y una escalera para los pisos superiores.

4.1.3 Características de los materiales

Las propiedades de los materiales se obtuvieron de las especificaciones técnicas indicadas en los planos.

4.1.3.1 Propiedades y especificaciones técnicas del concreto

Para fines educativos se toman las características del concreto expuestas en el expediente técnico como se muestra en la Tabla 4, ya que se pretende determinar el nivel de desempeño del edificio tal como fue concebido (diseñado).



Figura 13: Edificio de ocho niveles (hotel los balcones) (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Tabla 4:
Especificaciones técnicas del concreto.

Descripción	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión (f_c')	210.00	kg/cm^2
Peso unitario	2400.00	kg/m^3
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	217370.65	kg/cm^2
Módulo de Poisson	0.20	

Módulo de Corte (G_c)	90571.11	kg/cm^2
Coefficiente de expansión térmica	12×10^{-6}	$^{\circ}C$
Recubrimiento en columnas y vigas	4.00	cm

Fuente: Expediente Técnico (Construcción de edificio residencial de ocho niveles).

4.1.3.2 Propiedades y especificaciones técnicas del acero

Tabla 5:
Especificaciones técnicas del acero.

Descripción	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia (f_y')	4200.00	kg/cm^2
Peso unitario (μ_s)	7850.00	kg/m^3
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	2039000.00	kg/cm^2
Módulo de Corte (G_s)	989805.80	kg/cm^2
Coefficiente de expansión térmica	11×10^{-6}	$^{\circ}C$

Fuente: Expediente Técnico (Construcción de edificio residencial de ocho niveles).

4.2 APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO

En base a la información recopilada sobre el edificio de 8 niveles en estudio se procede a elaborar el modelo estructural (idealización) de la edificación, asistido por el software ETABS V16, teniendo en cuenta las características no lineales de los materiales para este tipo de análisis; además de considerar las cargas de servicio (carga muerta y carga viva) que actúan en la edificación.

Primero se realizará un análisis estático convencional para extraer del mismo las características estáticas fundamentales de la estructura. Luego se procederá según la metodología descrita en el capítulo 2. El análisis se realizará en las dos direcciones principales "X" e "Y". Para la obtención de la curva de capacidad (*pushover*), se aplicarán

patrones de carga de fuerza lateral que actúan sobre la estructura, en consistencia con la forma modal predominante, que será hallada en el análisis dinámico elástico inicial.

El punto de desempeño sísmico de la edificación se determinará mediante la intersección de las curvas de espectro de capacidad y el espectro de demanda, esto es mediante el *método del espectro de capacidad* mejorado del *FEMA-440*. Es importante tener en cuenta que, en la presente investigación, no se evalúa el desempeño de los elementos no estructurales ni del contenido del edificio.

4.2.1 Análisis de fuerzas estáticas

El pórtico principal de la estructura está conformado por los ejes *A*, *B*, *C* y *D* son paralelos a la dirección *X*; mientras que el pórtico secundario conformado por los ejes 1, 2 y 3 son paralelos a la dirección *Y* como se ilustra en el anexo (plano E-01).

Las columnas que componen del edificio son de secciones variables, así como el refuerzo. El detalle de las columnas se muestra en el anexo (plano E-02).

Las dimensiones de las vigas y sus refuerzos son típicas para todos los niveles. El detalle de las vigas se muestran en el anexo (plano E-03).

Las cargas consideradas en el análisis del edificio consisten en cargas muertas y cargas vivas o sobrecargas según la norma E.020 “Cargas”.

Carga muerta o permanente:

Losa aligerada de $0.20m$ de espesor $300\text{kg}/m^2$

Piso terminado $100\text{kg}/m^2$

Peso de tabiquería (unidades de arcilla cocida hueca) $1350\text{kg}/m^3$

Peso propio de los elementos de concreto reforzado, considerando $2400\text{kg}/m^3$ el peso específico del concreto

Carga viva o sobrecarga:

La sobrecarga considerada para las losas del 1 al 7 es igual a:

En cuartos $S/C = 200\text{ kg/m}^2$

La sobre carga considerada en el último nivel es igual a:

En la Azotea $S/C = 100\text{ kg/m}^2$

La elaboración del modelo estructura corresponde a la idealización de la estructura, con respecto a sus elementos estructurales básicos: vigas, columnas y losas aligeradas mediante el software ETABS v16. Las cargas de peso propio de los elementos, sobre la estructura, han sido modeladas a través del peso específico del material que conforman dichos elementos; las cargas muertas adicionales y las cargas vivas han sido colocadas directamente sobre los elementos como cargas distribuidas.

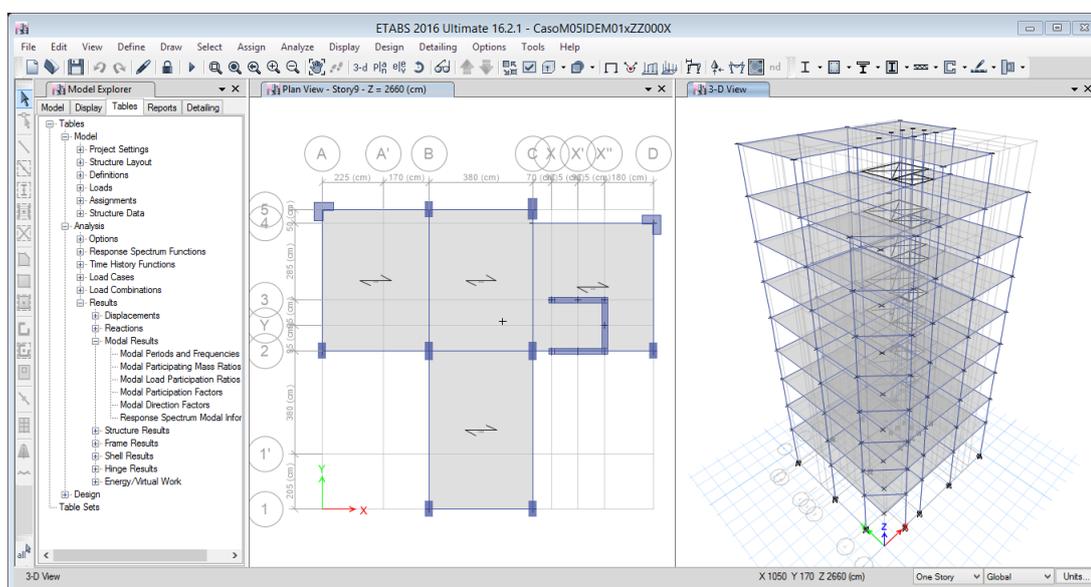


Figura 14: Modelo estructural del edificio en ETABS. (Fuente: ETABS V16).

4.2.2 Curva de capacidad de la estructura

4.2.2.1 Proceso de cálculo del análisis pushover

Una vez creado los modelos de comportamiento de los materiales y la selección del tipo de elementos, ETABS permite obtener dos curvas de capacidad representativas, una para cada sentido del sismo, ya que se realizó el análisis de la estructura aplicando el sismo tanto en la dirección del eje X , como en la dirección del eje Y .

El análisis estático no lineal, se realiza empujando el edificio, con una distribución de carga inicial mostrada en la Tabla 8, en la dirección del primer modo fundamental (dirección Y) hasta alcanzar el colapso; obteniéndose así, la curva de capacidad estructural de la edificación, como una función de la carga lateral y el desplazamiento.

Peso de la estructura

El peso de la estructura se obtiene de la combinación de 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, ver Tabla 8.

Cálculo del cortante basal

La fuerza cortante en la base se halla con la siguiente expresión. Los datos, del factor de corte se muestran en la Tabla 19.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P \quad ; \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Para el cálculo del factor de reducción “R”, procedemos a verificar si existe irregularidad torsional en planta. Según la tabla N°9 de la norma E030, existe irregularidad torsional si el máximo desplazamiento de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible, es decir:

$$\frac{\Delta_{\max}}{h_i} > 0.5 \left(\frac{\Delta}{h} \right) = 0.0035$$

Tabla 6:
Chequeo de irregularidad torsional.

	Desplazamiento (cm)	$\frac{\Delta_{\max}}{h_i}$	limite
Dirección X	0.482	0.00172	0.0035
Dirección Y	0.604	0.00215	0.0035

Fuente: ETABS V16.

De la tabla anterior, se concluye, que no existe irregularidad torsional. Otra forma de calcular el coeficiente de irregularidad torsional, es mediante la expresión propuesta por Medina (2017), donde ϕ_p es el coeficiente de irregularidad en planta, Rz_i es el porcentaje de participación modal de la masa en torsión evaluada en el modo de vibración i . Ux_i es el porcentaje de participación modal de la masa en traslación en el sentido X , evaluada en el modo de vibración i , y Uy_i es el porcentaje de participación modal de la masa en traslación en el sentido Y , evaluada en el modo de vibración i .

$$\phi_p = 1.05 - \frac{Rz_i}{\sqrt{Ux_i^2 + Uy_i^2}} \leq 1$$

Si $\phi_p < 0.75$ Rediseñar la estructura

Mediante esta expresión se permite al diseñador un 5% de torsión en planta sin castigo alguno, y limita el porcentaje máximo de torsión relativa al 30%.

Tabla 7:
Cálculo del coeficiente de irregularidad en planta.

Modo	Periodo	UX	UY	Rz	ϕ_p	Observación
1	1.225	0.0253	0.8014	3.61E-05	1.05	Traslacional
2	1.089	0.749	0.0241	0.0445	1.00	Traslacional

Fuente: ETABS V16.

La distribución de la fuerza sísmica, está determinada por la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \times V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

Tabla 8:
Cálculo de cargas laterales en la dirección “X” e “Y”.

Nivel	P_i (kg)	h_i (m)	$P_i(h_i)^k$	α_i	F_i (kg)	Pushover (kg) (Normalizado)
9	75992.45	26.60	6640055.62	0.1130	11361.81	1000
8	178051.82	23.80	13370034.69	0.2275	22877.49	2014
7	193216.25	21.00	12233970.75	0.2082	20933.57	1842
6	193216.25	18.20	10066787.81	0.1713	17225.30	1516
5	194423.83	15.40	8067639.38	0.1373	13804.55	1215
4	199918.85	12.60	6311151.65	0.1074	10799.02	950
3	199918.85	9.80	4481251.07	0.0763	7667.87	675
2	199918.85	7.00	2833347.40	0.0482	4848.14	427
1	197325.74	4.20	1394315.04	0.0237	2385.81	210
TOTAL	1631982.91				100541.80	

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

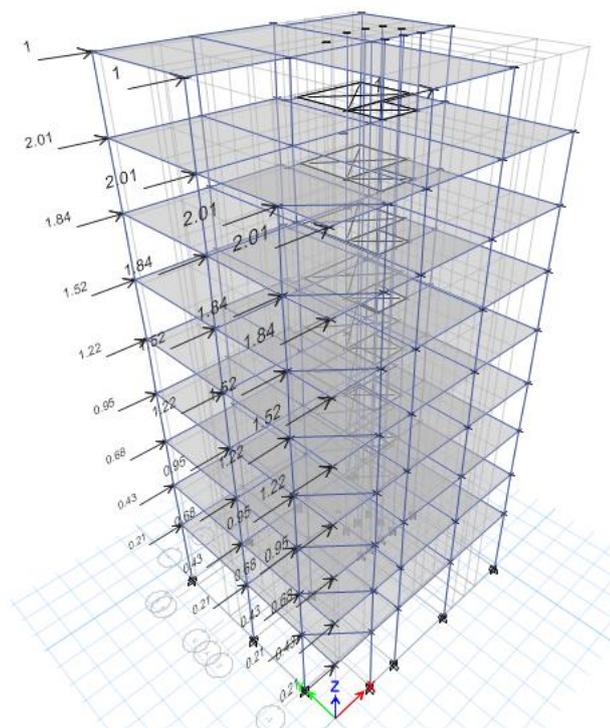


Figura 15: Distribución de cargas laterales (Fuente: ETABS V16).

El análisis se iniciará aplicando una fuerza de 1 ton en el último nivel, y de acuerdo a las proporciones mostradas en la tabla anterior se aplicarán las fuerzas respectivas para cada pórtico en dirección “X”, se procede a repetir el procedimiento aumentando la carga

lateral en las proporciones establecidas ocasionando la fluencia en vigas y columnas, estableciéndose una secuencia de formación de rótulas plásticas. Esta secuencia se ilustra en la Figura 16.

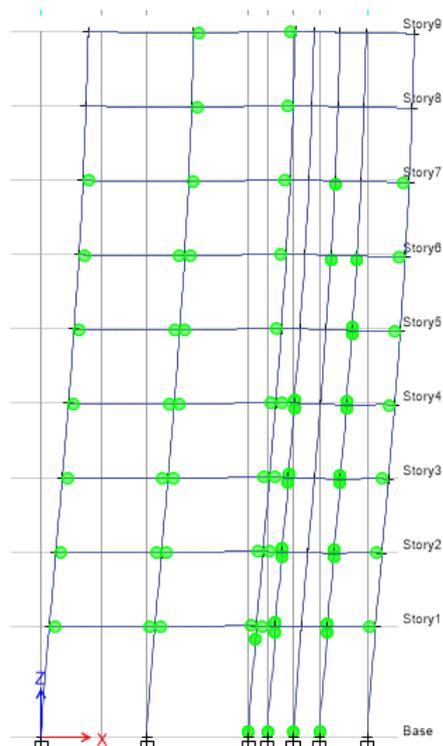


Figura 16: Secuencia de formación de rotulas plásticas en la dirección "X" (Fuente: ETABS V16).

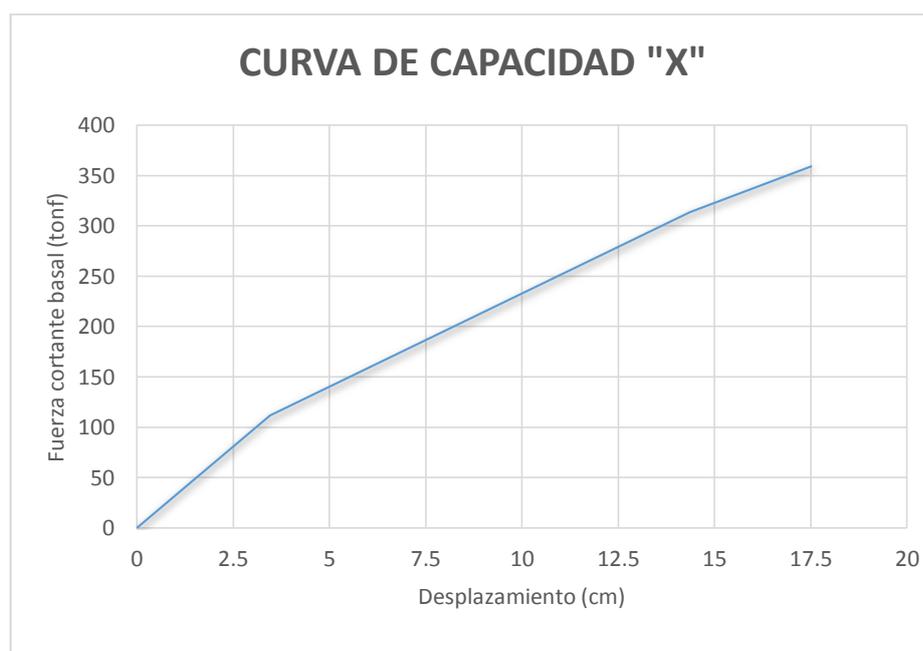


Figura 17: Curva de capacidad de la estructura en la dirección "X". (Fuente: ETABS V16).

Al mismo tiempo esta secuencia de formación de rótulas plásticas puede representarse en la curva de capacidad de la estructura, ver Figura 17.

Análogamente se realizó el análisis en la dirección “Y”, en este análisis se usaron las cargas provenientes del análisis sísmico estático. El análisis iniciará aplicando una fuerza de 1 ton en el último nivel, y de acuerdo a las proporciones mostradas en la Tabla 8 se aplicarán las fuerzas respectivas para cada pórtico en dirección “Y”, obteniéndose un cortante basal total.

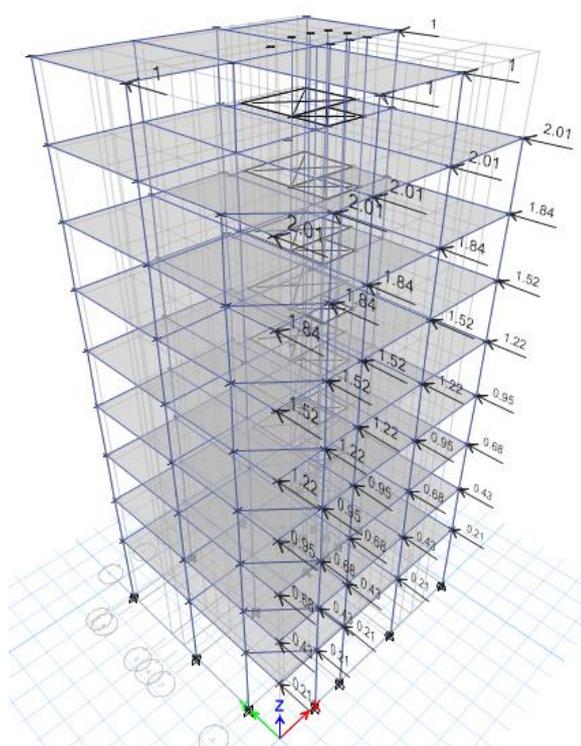


Figura 18: Distribución de cargas laterales en la dirección "Y". (Fuente: ETABS V16).

Se procede a repetir el mismo procedimiento aumentando la carga lateral en las proporciones establecidas anteriormente, ocasionando la fluencia en vigas y columnas, estableciéndose así la formación de rótulas plásticas en la dirección “Y”. Esta secuencia se muestra en la Figura 19.

Al mismo tiempo esta secuencia de formación de rótulas plásticas está representada en la curva de capacidad de la estructura, ver Figura 20.

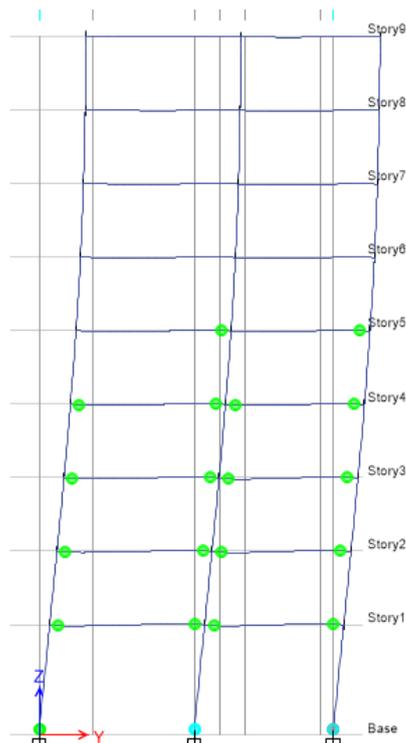


Figura 19: Secuencia de formación de rótulas plásticas en la dirección "Y". (Fuente: ETABS V16).

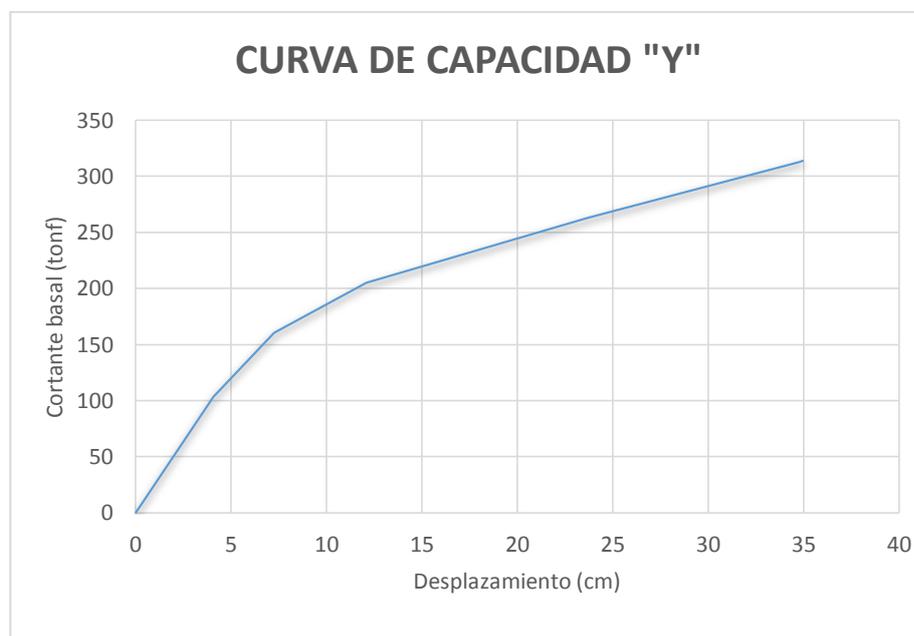


Figura 20: Curva de capacidad de la estructura en la dirección "Y". (Fuente: ETABS V16).

4.2.2.2 Resultados del análisis del modelo

A continuación, se presenta los valores de la relación fuerza cortante en la base vs. desplazamiento en el nivel superior de la estructura.

Tabla 9:
Valores de la curva de capacidad en la dirección "X".

Desplazamiento (cm)	Corte basal (tonf)
0	0
3.4545	111.6101
14.356	313.4153
17.5136	359.1212

Fuente: ETABS V16.

Tabla 10:
Valores de la curva de capacidad en la dirección "Y".

Desplazamiento (cm)	Corte basal (tonf)
0	0
4.0916	103.5745
7.2458	160.6382
12.0948	205.0809
23.6928	262.8136
34.7812	312.9143
34.9456	313.6299
34.9526	313.6868

Fuente: ETABS V16.

4.2.2.3 Representación bilineal de la curva de capacidad

Tabla 11:
Valores de representación bilineal "X".

Desplazamiento (cm)	Corte basal (tonf)
0	0
4.12	132.98

17.51

359.12

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

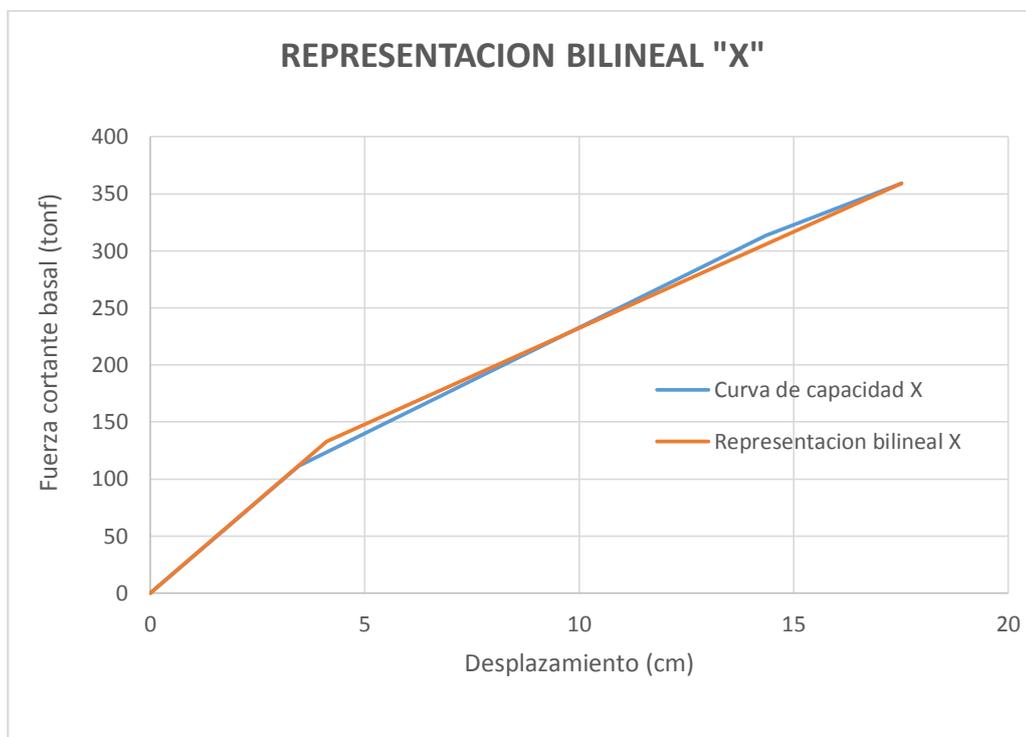


Figura 21: Representación bilineal de la curva de capacidad "X". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Tabla 12:
Valores de representación bilineal "Y".

Desplazamiento (cm)	Corte basal (tonf)
0.00	0.00
6.72	170.13
34.95	313.69

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

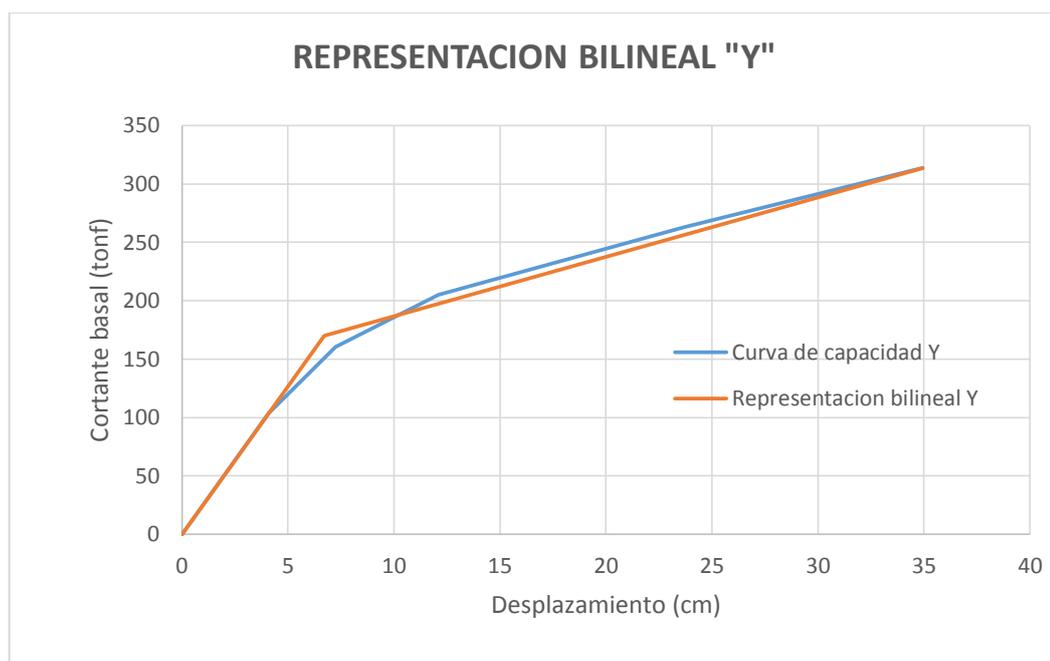


Figura 22: Representación bilineal de la curva de capacidad "Y". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

4.2.3 Espectro de capacidad de la estructura

Del análisis de fuerzas estáticas realizado, se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 13:

Coefficiente de masa efectiva y factor de participación modal en "X".

Modo 2				
$T_1 = 1.089s$				
Nivel	(ϕ)	$\left(\frac{W}{g}\right)$	$\left(\frac{W}{g}\right) \times (\phi_1)$	$\left(\frac{W}{g}\right) \times (\phi_1^2)$
9	1.000	7746.428	7746.43	7746.428
8	0.944	18150.033	17131.53	16170.182
7	0.870	19695.846	17139.96	14915.750
6	0.775	19695.846	15266.22	11832.829
5	0.661	19818.943	13093.88	8650.803
4	0.534	20379.088	10881.95	5810.704
3	0.397	20379.088	8094.46	3215.071

2	0.257	20379.088	5231.02	1342.728
1	0.124	20114.755	2495.61	309.626
Σ		166359.12	97081.06	69994.12
PF_1		1.387		
α_1		0.809		

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

Tabla 14:

Coficiente de masa efectiva y factor de participación modal en "Y".

Nivel	(ϕ)	$\left(\frac{W}{g}\right)$	Modo 1	
			$T_1 = 1.225s$	
			$\left(\frac{W}{g}\right) \times (\phi_1)$	$\left(\frac{W}{g}\right) \times (\phi_1^2)$
9	1.000	7746.428	7746.428	7746.428
8	0.948	18150.033	17205.980	16311.030
7	0.879	19695.846	17310.700	15214.392
6	0.787	19695.846	15498.198	12195.168
5	0.675	19818.943	13374.747	9025.903
4	0.557	20379.088	11344.667	6315.369
3	0.424	20379.088	8648.474	3670.238
2	0.284	20379.088	5794.641	1647.663
1	0.145	20114.755	2924.124	425.086
Σ		166359.11	99847.96	72551.277
PF_1		1.376		
α_1		0.826		

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

Los valores del espectro de capacidad, así como su respectiva ilustración en cada una de las direcciones de interés, se muestran a continuación.

Tabla 15:
 Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en "X".

Δ_{techo} (cm)	V (tonf)		S_d (cm)	S_a (g)
0	0	$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_1}$	0	0.000
3.4545	111.6101	$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$	2.49	0.084
14.356	313.4153	$PF_1 = 1.387$	10.35	0.237
17.5136	359.1212	$\alpha_1 = 0.809$	12.63	0.272
$W = 1631.98 tonf$				

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

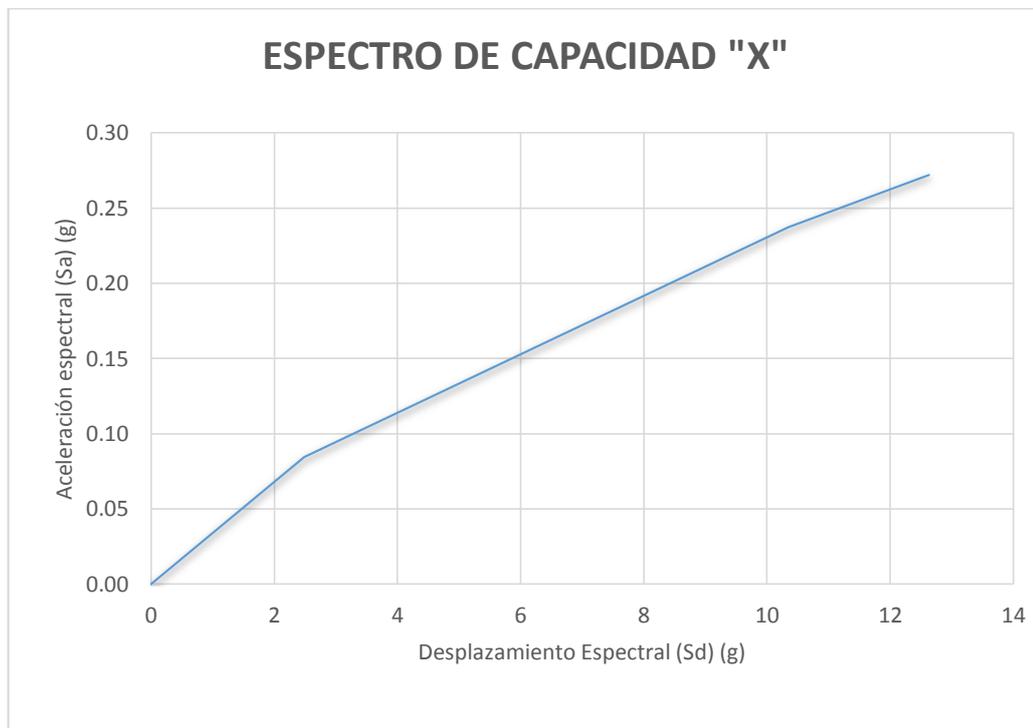


Figura 23: Espectro de capacidad en la dirección "X". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Tabla 16:
Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en "Y".

$\Delta_{techo} (cm)$	$V (tonf)$		$S_d (cm)$	$S_a (g)$
0	0	$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_1}$	0	0.000
4.09	103.57	$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$	2.97	0.076
7.24	160.63		5.26	0.119
12.09	205.08	$PF_1 = 1.376$	8.79	0.152
23.69	262.81	$\alpha_1 = 0.826$	17.22	0.195
34.78	312.91	$W = 1631.98tonf$	25.27	0.232
34.94	313.62		25.39	0.232

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

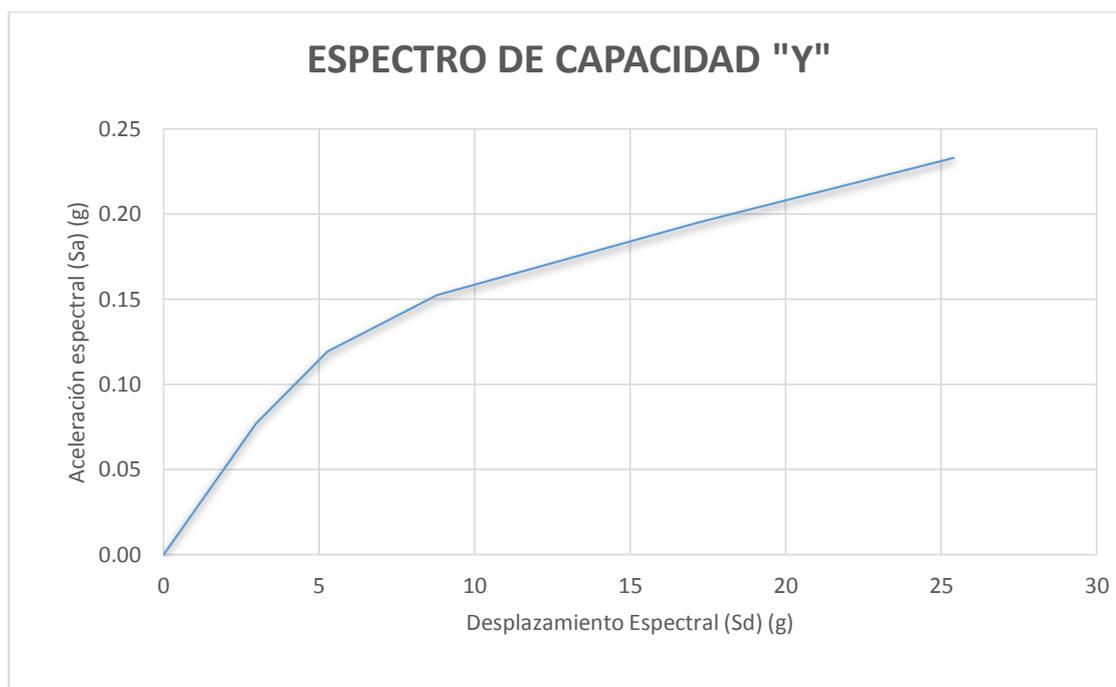


Figura 24: Espectro de capacidad en la dirección "Y". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Tabla 17:
Conversión de la representación bilineal "X" a espectro de capacidad.

Δ_{techo} (cm)	V (tonf)	S_d (cm)	S_a (g)
0.00	0.00	0.00	0.000
4.12	132.98	2.97	0.100
17.51	359.12	12.63	0.272

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

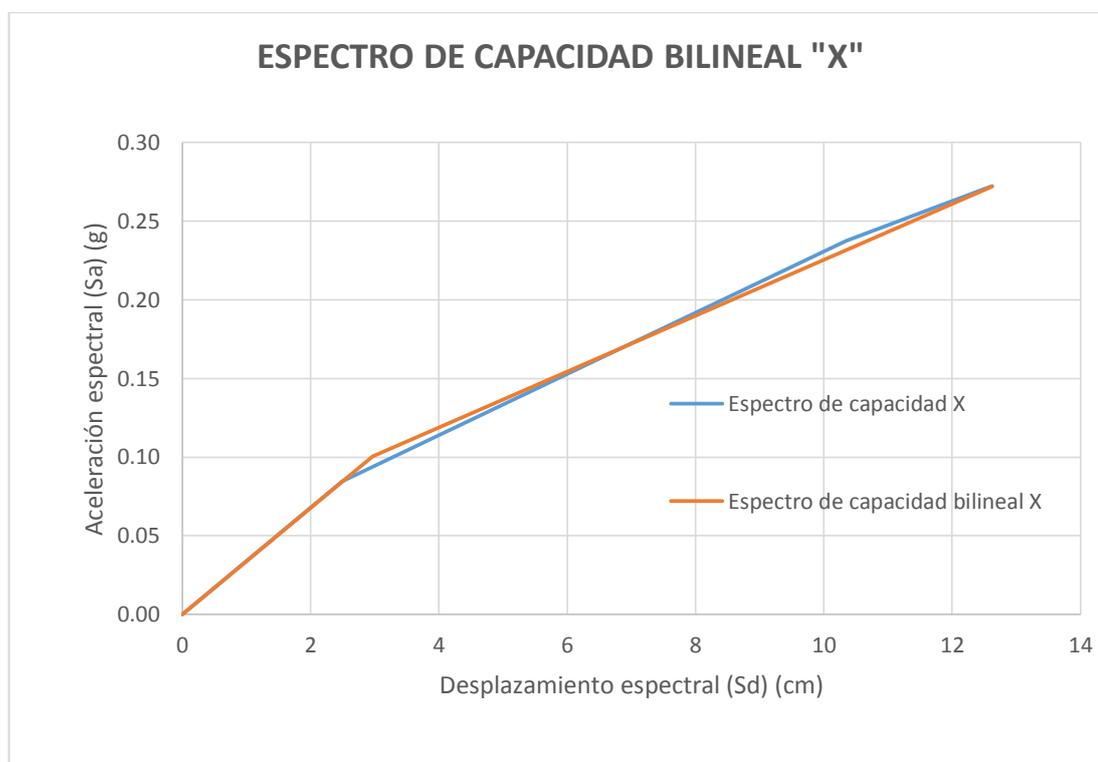


Figura 25: Espectro de capacidad bilineal "X". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Tabla 18:
Conversión de la representación bilineal "Y" a espectro de capacidad.

Δ_{techo} (cm)	V (tonf)	S_d (cm)	S_a (g)
0.00	0.00	0.00	0.000
6.72	170.13	4.88	0.126
34.95	313.69	29.29	0.233

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

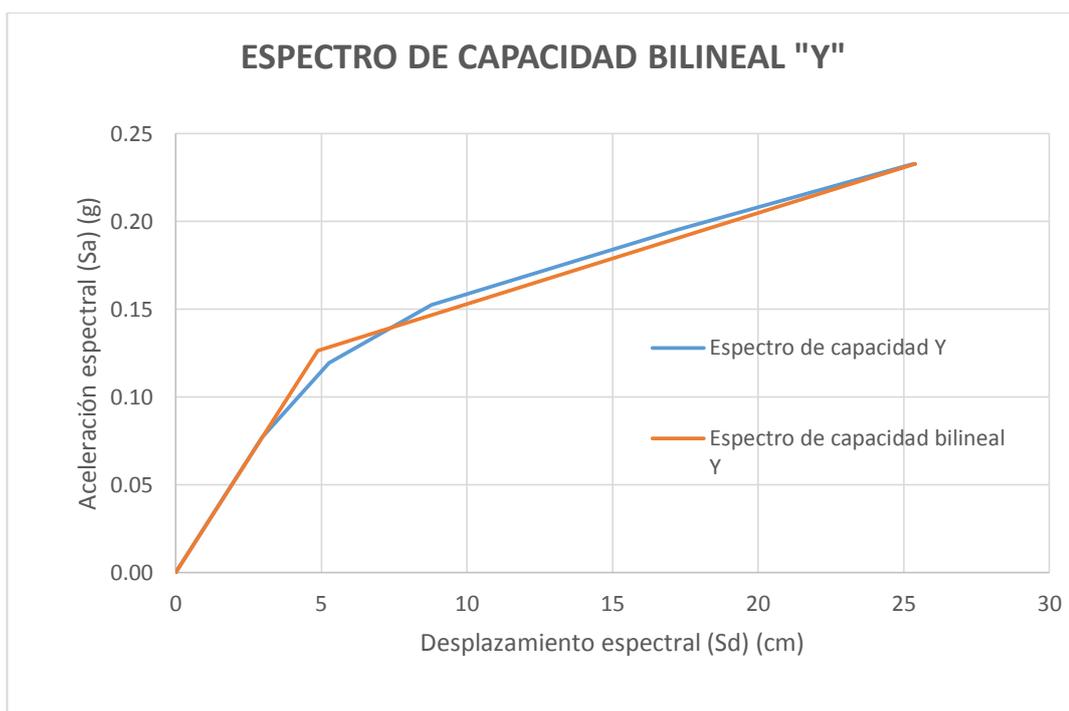


Figura 26: Espectro de capacidad bilineal "Y". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

4.2.4 Espectro de demanda elástico

Para cada una de las direcciones analizadas se utilizará un espectro de pseudoaceleración definido por la norma E.030.

Los parámetros sismorresistentes necesarios para la elaboración del espectro son los siguientes:

Tabla 19:
Parámetros sismorresistentes.

Ítem	Parámetro	Valor	Descripción
Categoría	C	1.22	Hotel (común)
Factor de Zona	Z	0.35	Juliaca (Zona 3)
Factor de suelo	S	1.15	Perfil de suelo S2
Periodo	T_p	0.60	Factor que depende del tipo de suelo (S2)

Periodo	T_L	2.00	Factor que depende del tipo de suelo (S2)
Factor de uso	U	1.00	Edificación de categoría común (A)

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

Nótese que no se ha considerado el uso del factor “R” ya que el proceso de reducción del espectro elástico se hará al momento de determinar el punto de desempeño, según los métodos descritos anteriormente.

Tabla 20:
Valores del espectro de respuesta sísmica (Sa vs T).

C	T(s)	Sismo de diseño	Sismo de Servicio	Sismo máximo
		SD	$0.5 \times SD$	$1.25 \times SD$
		Sa/g	Sa/g	Sa/g
2.50	0.00	1.0063	0.5031	1.2578
2.50	0.50	1.0063	0.5031	1.2578
1.50	1.00	0.6038	0.3019	0.7547
1.36	1.10	0.5489	0.2744	0.6861
1.25	1.20	0.5031	0.2516	0.6289
1.15	1.30	0.4644	0.2322	0.5805
1.07	1.40	0.4313	0.2156	0.5391
1.00	1.50	0.4025	0.2013	0.5031
0.94	1.60	0.3773	0.1887	0.4717
0.88	1.70	0.3551	0.1776	0.4439
0.83	1.80	0.3354	0.1677	0.4193
0.79	1.90	0.3178	0.1589	0.3972
0.75	2.00	0.3019	0.1509	0.3773
0.62	2.20	0.2495	0.1247	0.3119
0.52	2.40	0.2096	0.1048	0.2620
0.44	2.60	0.1786	0.0893	0.2233
0.38	2.80	0.1540	0.0770	0.1925
0.33	3.00	0.1342	0.0671	0.1677
0.19	4.00	0.0755	0.0377	0.0943
0.12	5.00	0.0483	0.0242	0.0604

0.08	6.00	0.0335	0.0168	0.0419
0.06	7.00	0.0246	0.0123	0.0308
0.05	8.00	0.0189	0.0094	0.0236
0.04	9.00	0.0149	0.0075	0.0186
0.03	10.00	0.0121	0.0060	0.0151

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

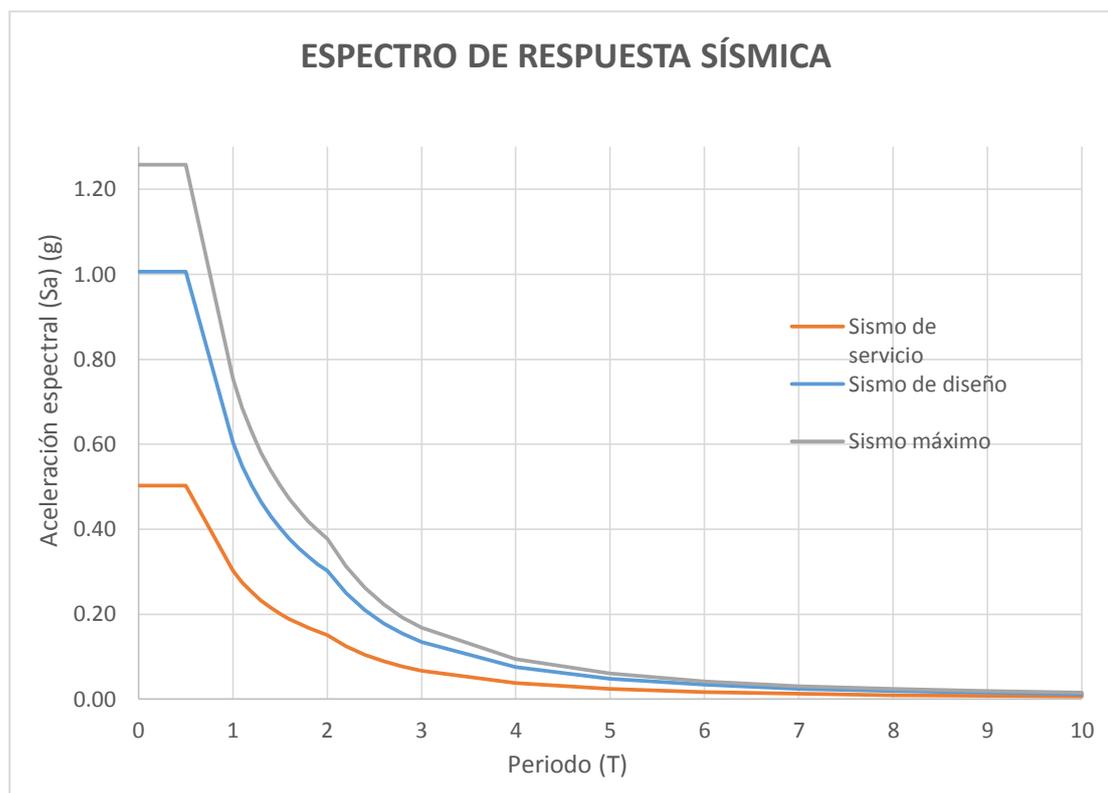


Figura 27: Espectro de respuesta sísmica (S_a vs T). (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Es necesario convertir el espectro de respuesta al formato *ADRS* (S_a vs S_d), esto permitirá poder tener el espectro de capacidad y el espectro de demanda en un solo formato, permitiendo graficar en un mismo plano y así observar la intersección, de este modo se determinará el punto de desempeño de la estructura para la demanda seleccionada.

Tabla 21:
Valores del espectro de demanda sísmica (Sa vs Sd).

T(s)	Sismo de diseño		Sismo de Servicio		Sismo máximo	
	Sa/g	Sd (cm)	Sa/g	Sd (cm)	Sa/g	Sd (cm)
0.00	1.0063	0.000	0.5031	0.000	1.2578	0.000
0.50	1.0063	6.245	0.5031	3.122	1.2578	7.806
1.00	0.6038	14.987	0.3019	7.494	0.7547	18.734
1.10	0.5489	16.486	0.2744	8.243	0.6861	20.608
1.20	0.5031	17.985	0.2516	8.992	0.6289	22.481
1.30	0.4644	19.483	0.2322	9.742	0.5805	24.354
1.40	0.4313	20.982	0.2156	10.491	0.5391	26.228
1.50	0.4025	22.481	0.2013	11.240	0.5031	28.101
1.60	0.3773	23.980	0.1887	11.990	0.4717	29.975
1.70	0.3551	25.478	0.1776	12.739	0.4439	31.848
1.80	0.3354	26.977	0.1677	13.489	0.4193	33.721
1.90	0.3178	28.476	0.1589	14.238	0.3972	35.595
2.00	0.3019	29.975	0.1509	14.987	0.3773	37.468
2.20	0.2495	29.975	0.1247	14.987	0.3119	37.468
2.40	0.2096	29.975	0.1048	14.987	0.2620	37.468
2.60	0.1786	29.975	0.0893	14.987	0.2233	37.468
2.80	0.1540	29.975	0.0770	14.987	0.1925	37.468
3.00	0.1342	29.975	0.0671	14.987	0.1677	37.468
4.00	0.0755	29.975	0.0377	14.987	0.0943	37.468
5.00	0.0483	29.975	0.0242	14.987	0.0604	37.468
6.00	0.0335	29.975	0.0168	14.987	0.0419	37.468
7.00	0.0246	29.975	0.0123	14.987	0.0308	37.468
8.00	0.0189	29.975	0.0094	14.987	0.0236	37.468
9.00	0.0149	29.975	0.0075	14.987	0.0186	37.468
10.00	0.0121	29.975	0.0060	14.987	0.0151	37.468

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

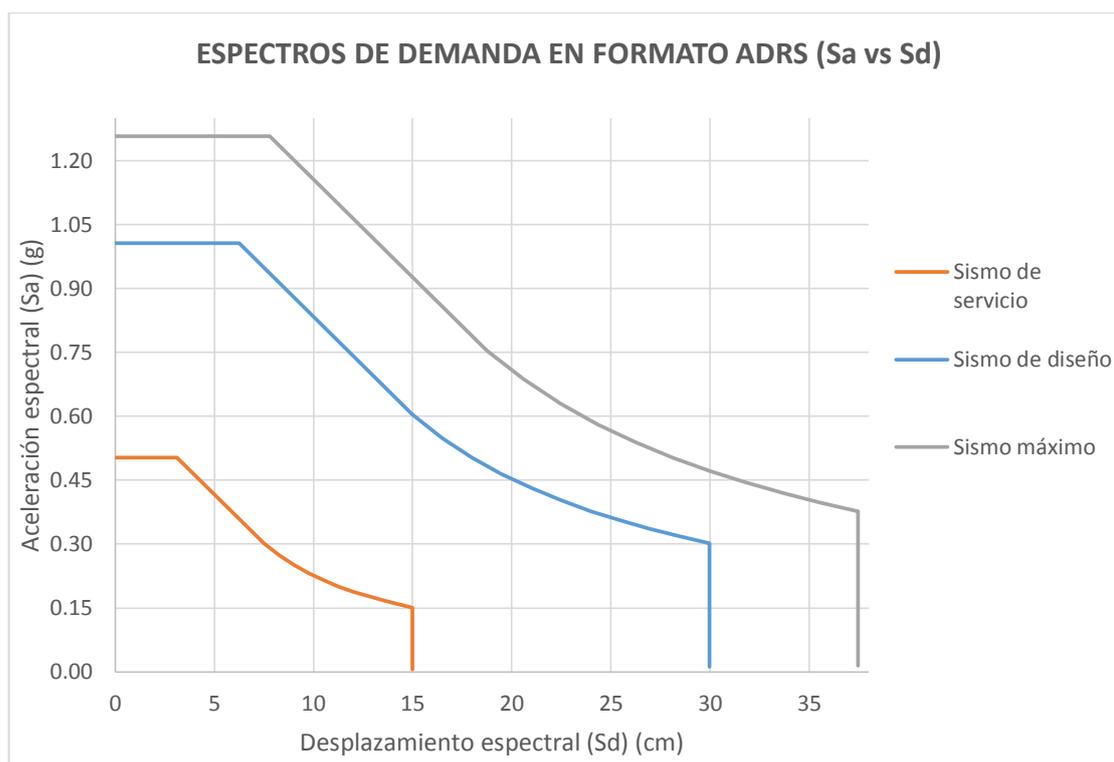


Figura 28: Espectro de demanda sísmica (Sa vs Sd). (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

4.2.5 Obtención del punto de Desempeño de la Estructura

Según los lineamientos establecidos previamente y siguiendo los pasos establecidos por la ATC-40 y el FEMA-440, se procede a determinar el desempeño sísmico de la estructura, frente a los diferentes niveles de demanda sísmica.

4.2.5.1 Desempeño para el nivel de demanda de servicio

Como se puede apreciar en la Figura 29 la superposición del espectro elástico de respuesta en el formato ADRS y su espectro de capacidad. A partir de esta Figura es posible definir un punto de desempeño de prueba, aplicando la aproximación de desplazamientos iguales, el cual supone que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que podría ocurrir si la estructura tuviera un comportamiento elástico perfecto con su correspondiente representación bilineal del espectro de capacidad. Mediante un proceso iterativo se determina el amortiguamiento efectivo, β_{eff} , y el periodo efectivo, T_{eff} , para el cálculo del punto de desempeño, como se muestra a continuación:

- Punto de desempeño tentativo.

$$a_{pi} = 0.205g$$

$$d_{pi} = 8.7cm$$

- Valores de la representación bilineal.

$$a_y = 0.09g$$

$$d_y = 2.6cm$$

- Periodo inicial.

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 1.079s$$

- Rigidez post-elástica, α y la ductilidad, μ .

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 3.346$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.544$$

- Cálculo del amortiguamiento efectivo, β_{eff} y el periodo efectivo, T_{eff} .

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\} T_0 = 1.737s$$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 17.766$$

- Coeficiente de amortiguamiento, B.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.469$$

- Coeficiente, M.

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_0} \right]^2 \left[\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \right] = 1.765$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato ADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato MADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \times M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 22:
Espectro de demanda amortiguado - Sismo de servicio "X".

Espectro de demanda inicial – Sismo de servicio		Espectro de demanda reducido MADRS – Sismo de servicio	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
0.503	0.000	0.605	0.000
0.503	3.122	0.605	2.125
0.302	7.494	0.363	5.101
0.274	8.243	0.330	5.611
0.252	8.992	0.302	6.121
0.232	9.742	0.279	6.632
0.216	10.491	0.259	7.142
0.201	11.240	0.242	7.652
0.189	11.990	0.227	8.162
0.178	12.739	0.213	8.672
0.168	13.489	0.202	9.182
0.159	14.238	0.191	9.692

0.151	14.987	0.181	10.202
0.125	14.987	0.150	10.202
0.105	14.987	0.126	10.202
0.089	14.987	0.107	10.202
0.077	14.987	0.093	10.202
0.067	14.987	0.081	10.202
0.038	14.987	0.045	10.202
0.024	14.987	0.029	10.202
0.017	14.987	0.020	10.202
0.012	14.987	0.015	10.202
0.009	14.987	0.011	10.202
0.007	14.987	0.009	10.202
0.006	14.987	0.007	10.202

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

Con los cálculos previos se obtiene el punto de desempeño definitivo en el eje “X” $d_p = 8.9cm$ y $a_p = 0.21g$ que cumple con la condición impuesta $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(8.265 \leq 8.9 \leq 9.135)$, y el correspondiente espectro de demanda reducido (espectro inelástico) para un amortiguamiento efectivo β_{eff} igual a 17.76% como se muestra en la Figura 29.

De manera análoga para el cálculo del punto de desempeño en el eje “Y” se realiza un proceso iterativo para determinar el amortiguamiento efectivo, β_{eff} , y el periodo efectivo, T_{eff} .

- Punto de desempeño tentativo.

$$a_{pi} = 0.155g$$

$$d_{pi} = 9.25cm$$

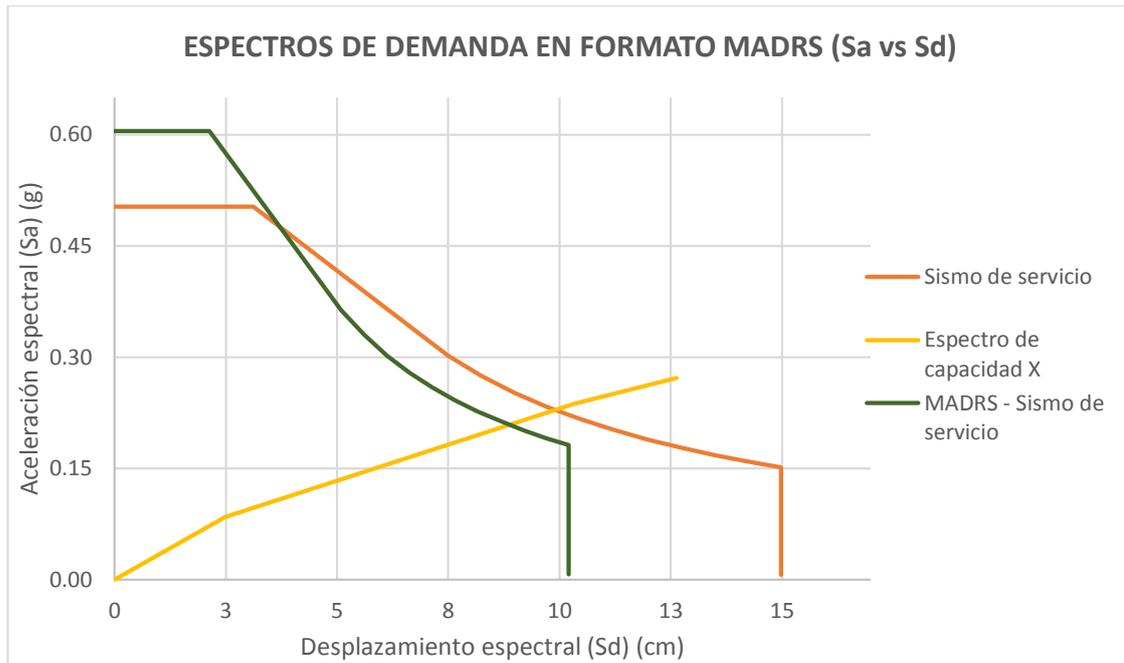


Figura 29: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de servicio en la dirección “X”.

(Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

- Valores de la representación bilineal.

$$a_y = 0.1g$$

$$d_y = 3.85cm$$

- Periodo inicial.

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 1.245s$$

- Rigidez post-elástica, α y la ductilidad, μ .

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 2.403$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.392$$

- Cálculo del amortiguamiento efectivo, β_{eff} y el periodo efectivo, T_{eff} .

Para $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0 = 1.605s$$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 11.604$$

- Coeficiente de amortiguamiento, B.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.270$$

- Coeficiente, M.

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_0} \right]^2 \left[\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \right] = 1.071$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato ADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato MADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \times M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 23:

Espectro de demanda amortiguado - Sismo de servicio "Y".

Espectro de demanda inicial – Sismo de servicio		Espectro de demanda reducido MADRS – Sismo de servicio	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
0.503	0.000	0.424	0.000

0.503	3.122	0.424	2.459
0.302	7.494	0.255	5.901
0.274	8.243	0.231	6.491
0.252	8.992	0.212	7.081
0.232	9.742	0.196	7.671
0.216	10.491	0.182	8.261
0.201	11.240	0.170	8.851
0.189	11.990	0.159	9.441
0.178	12.739	0.150	10.031
0.168	13.489	0.141	10.621
0.159	14.238	0.134	11.211
0.151	14.987	0.127	11.801
0.125	14.987	0.105	11.801
0.105	14.987	0.088	11.801
0.089	14.987	0.075	11.801
0.077	14.987	0.065	11.801
0.067	14.987	0.057	11.801
0.038	14.987	0.032	11.801
0.024	14.987	0.020	11.801
0.017	14.987	0.014	11.801
0.012	14.987	0.010	11.801
0.009	14.987	0.008	11.801
0.007	14.987	0.006	11.801
0.006	14.987	0.005	11.801

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

Luego se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 9.6\text{cm}$ y $a_p = 0.15\text{g}$ que cumple con la condición impuesta ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$) es decir ($8.78 \leq 9.6 \leq 9.71$), y el correspondiente espectro de demanda reducido (espectro inelástico) para un amortiguamiento efectivo β_{eff} igual a 11.60% como se muestra en la Figura 30.

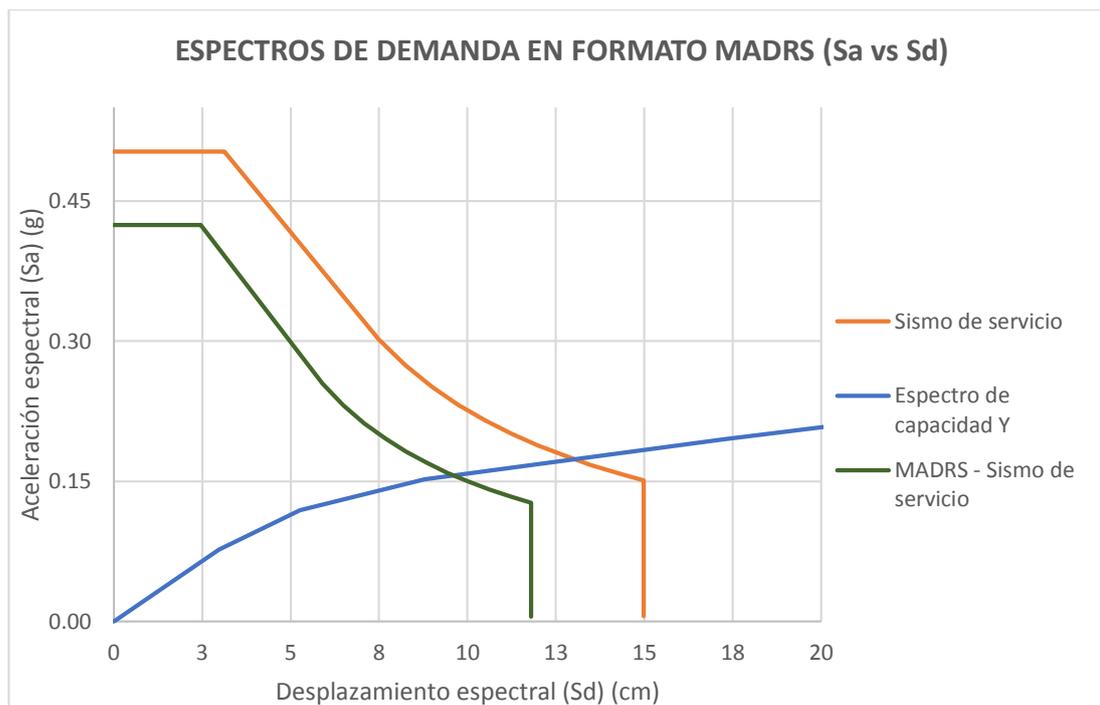


Figura 30: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de servicio en la dirección “Y”.

(Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

4.2.5.2 Desempeño para el nivel de demanda de diseño

Como se puede apreciar en la Figura 31 no hay convergencia hacia el punto de desempeño en la dirección “X” esto se debe a que la demanda de ductilidad es mucho mayor que la ductilidad desarrollada por el edificio.

- Punto de desempeño tentativo.

$$a_{pi} = 0.272g$$

$$d_{pi} = 12.63cm$$

- Valores de la representación bilineal.

$$a_y = 0.1g$$

$$d_y = 2.97cm$$

- Periodo inicial.

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 1.094s$$

- Rigidez post-elástica, α y la ductilidad, μ .

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.253$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)} = 0.528$$

- Cálculo del amortiguamiento efectivo, β_{eff} y el periodo efectivo, T_{eff} .

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = \{0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1\} T_0 = 1.863s$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.041$$

- Coeficiente de amortiguamiento, B.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.537$$

- Coeficiente, M.

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_0} \right]^2 \left[\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \right] = 1.855$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato ADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato MADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \times M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 24:
Espectro de demanda amortiguado - Sismo de diseño "X".

Espectro de demanda inicial – Sismo de diseño		Espectro de demanda reducido MADRS – Sismo de diseño	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
1.006	0.000	1.214	0.000
1.006	6.245	1.214	4.063
0.604	14.987	0.729	9.751
0.549	16.486	0.662	10.726
0.503	17.985	0.607	11.701
0.464	19.483	0.561	12.676
0.431	20.982	0.520	13.651
0.403	22.481	0.486	14.627
0.377	23.980	0.455	15.602
0.355	25.478	0.429	16.577
0.335	26.977	0.405	17.552
0.318	28.476	0.384	18.527
0.302	29.975	0.364	19.502
0.249	29.975	0.301	19.502
0.210	29.975	0.253	19.502
0.179	29.975	0.216	19.502
0.154	29.975	0.186	19.502
0.134	29.975	0.162	19.502
0.075	29.975	0.091	19.502
0.048	29.975	0.058	19.502
0.034	29.975	0.040	19.502
0.025	29.975	0.030	19.502
0.019	29.975	0.023	19.502
0.015	29.975	0.018	19.502
0.012	29.975	0.015	19.502

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

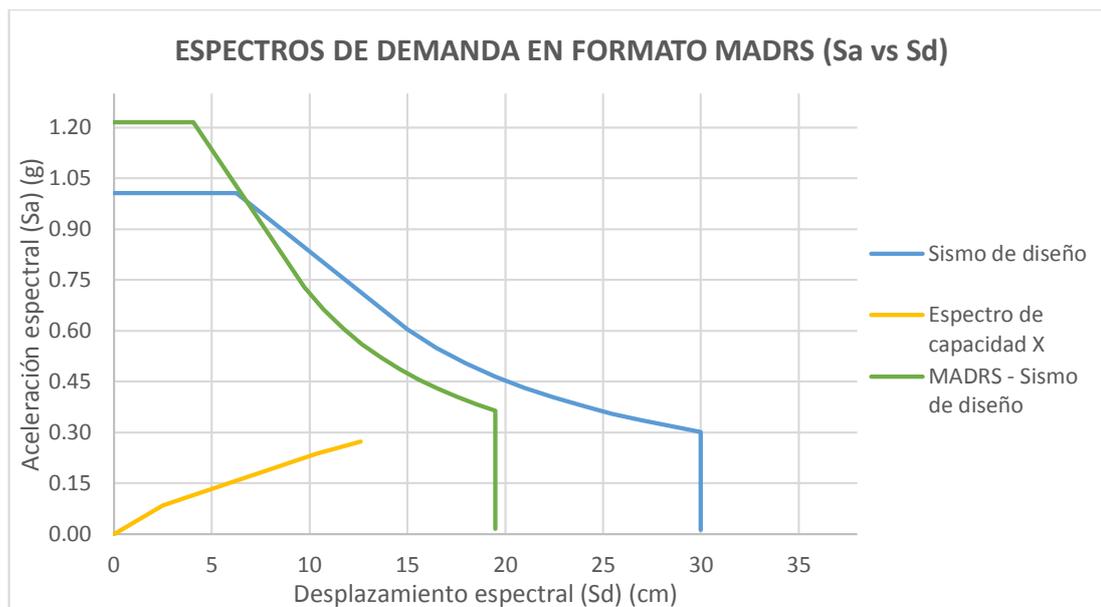


Figura 31: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de diseño en la dirección “X”. (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Para el cálculo del punto de desempeño en el eje “Y” se realiza un proceso iterativo para determinar el amortiguamiento efectivo, β_{eff} , y el periodo efectivo, T_{eff} .

- Punto de desempeño tentativo.

$$a_{pi} = 0.26g$$

$$d_{pi} = 19.75cm$$

- Valores de la representación bilineal.

$$a_y = 0.12g$$

$$d_y = 4.7cm$$

- Periodo inicial.

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 1.256s$$

- Rigidez post-elástica, α y la ductilidad, μ .

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.202$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)} = 0.364$$

- Cálculo del amortiguamiento efectivo, β_{eff} y el periodo efectivo, T_{eff} .

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = \{0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1\} T_0 = 2.131s$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.025$$

- Coeficiente de amortiguamiento, B.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.537$$

- Coeficiente, M.

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_0} \right]^2 \left[\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \right] = 1.484$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato ADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato MADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \times M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 25:
Espectro de demanda amortiguado - Sismo de diseño "Y".

Espectro de demanda inicial – Sismo de diseño		Espectro de demanda reducido MADRS – Sismo de diseño	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
1.006	0.000	0.972	0.000
1.006	6.245	0.972	4.063
0.604	14.987	0.583	9.751
0.549	16.486	0.530	10.726
0.503	17.985	0.486	11.701
0.464	19.483	0.448	12.676
0.431	20.982	0.416	13.651
0.403	22.481	0.389	14.627
0.377	23.980	0.364	15.602
0.355	25.478	0.343	16.577
0.335	26.977	0.324	17.552
0.318	28.476	0.307	18.527
0.302	29.975	0.291	19.502
0.249	29.975	0.241	19.502
0.210	29.975	0.202	19.502
0.179	29.975	0.172	19.502
0.154	29.975	0.149	19.502
0.134	29.975	0.130	19.502
0.075	29.975	0.073	19.502
0.048	29.975	0.047	19.502
0.034	29.975	0.032	19.502
0.025	29.975	0.024	19.502
0.019	29.975	0.018	19.502
0.015	29.975	0.014	19.502
0.012	29.975	0.012	19.502

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

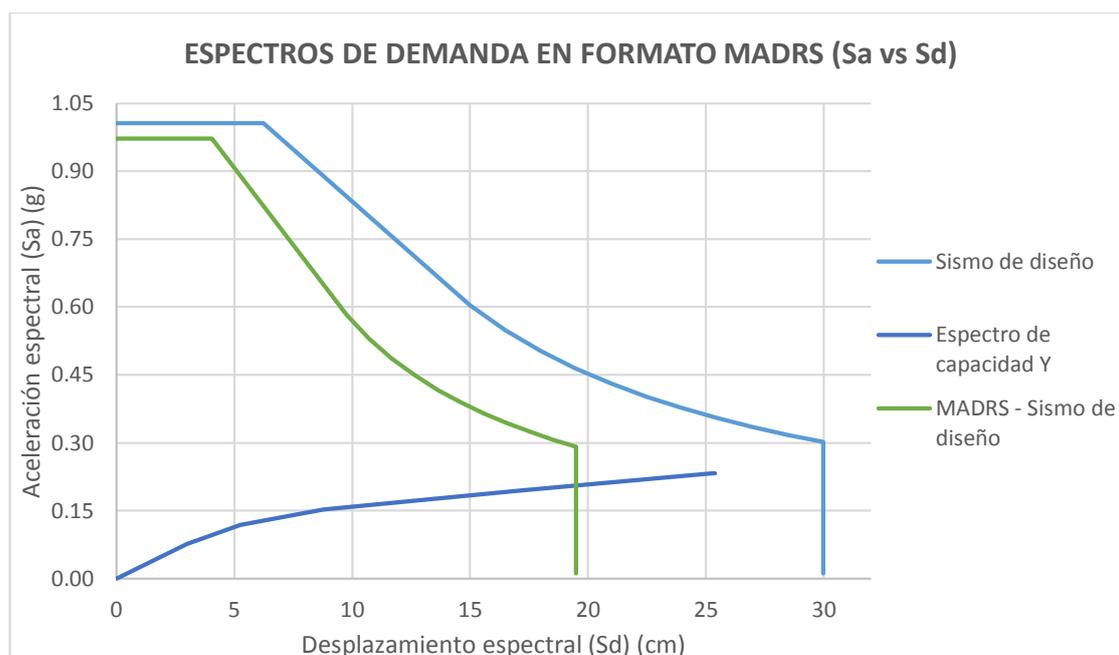


Figura 32: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica de diseño en la dirección “Y”. (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Luego se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 19.5\text{cm}$ y $a_p = 0.21\text{g}$ que cumple con la condición impuesta $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(18.76 \leq 19.5 \leq 20.74)$, y el correspondiente espectro de demanda reducido (espectro inelástico) para un amortiguamiento efectivo β_{eff} igual a 20.02% como se muestra en la Figura 32.

4.2.5.3 Desempeño para el nivel de demanda máximo

De la Figura 33 se puede afirmar que la estructura presentará grandes problemas ante la acción de un sismo máximo en la dirección “X” debido a que el espectro de demanda es mucho mayor que la capacidad resistente de la estructura.

- Punto de desempeño tentativo.

$$a_{pi} = 0.272\text{g}$$

$$d_{pi} = 12.63\text{cm}$$

- Valores de la representación bilineal.

$$a_y = 0.1$$

$$d_y = 2.97 \text{ cm}$$

- Periodo inicial.

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 1.094 \text{ s}$$

- Rigidez post-elástica, α y la ductilidad, μ .

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.253$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\left(\frac{a_y}{d_y} \right)} = 0.528$$

- Cálculo del amortiguamiento efectivo, β_{eff} y el periodo efectivo, T_{eff} .

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = \{0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1\} T_0 = 1.863 \text{ s}$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.041$$

- Coeficiente de amortiguamiento, B.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.537$$

- Coeficiente, M.

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_0} \right]^2 \left[\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \right] = 1.855$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato ADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato MADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \times M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 26:

Espectro de demanda amortiguado - Sismo máximo "X".

Espectro de demanda inicial – Sismo máximo		Espectro de demanda reducido MADRS – Sismo máximo	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
1.258	0.000	1.518	0.000
1.258	7.806	1.518	5.079
0.755	18.734	0.911	12.189
0.686	20.608	0.828	13.408
0.629	22.481	0.759	14.627
0.581	24.354	0.701	15.845
0.539	26.228	0.651	17.064
0.503	28.101	0.607	18.283
0.472	29.975	0.569	19.502
0.444	31.848	0.536	20.721
0.419	33.721	0.506	21.940
0.397	35.595	0.479	23.159
0.377	37.468	0.455	24.378
0.312	37.468	0.376	24.378
0.262	37.468	0.316	24.378
0.223	37.468	0.269	24.378
0.193	37.468	0.232	24.378
0.168	37.468	0.202	24.378

0.094	37.468	0.114	24.378
0.060	37.468	0.073	24.378
0.042	37.468	0.051	24.378
0.031	37.468	0.037	24.378
0.024	37.468	0.028	24.378
0.019	37.468	0.022	24.378
0.015	37.468	0.018	24.378

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

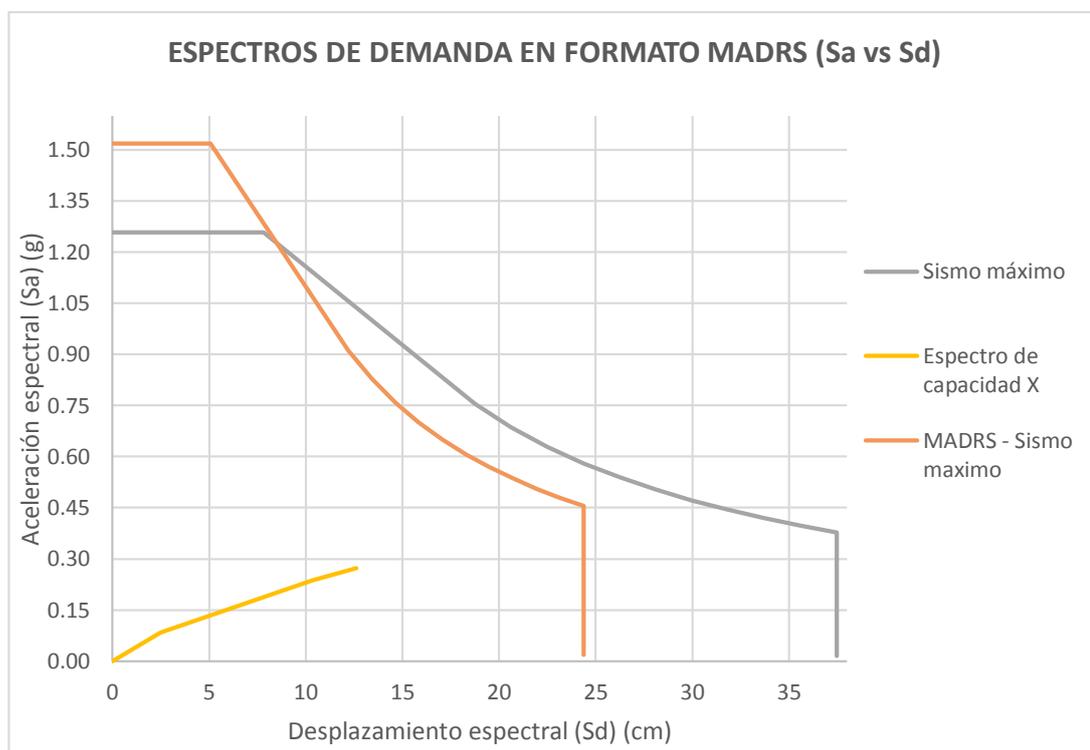


Figura 33: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica máxima en la dirección “X”. (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Para el cálculo del punto de desempeño en el eje “Y” se realiza un proceso iterativo para determinar el amortiguamiento efectivo, β_{eff} , y el periodo efectivo, T_{eff} .

- Punto de desempeño tentativo.

$$a_{pi} = 0.225 g$$

$$d_{pi} = 23.5 cm$$

- Valores de la representación bilineal.

$$a_y = 0.125g$$

$$d_y = 5cm$$

- Periodo inicial.

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 1.269s$$

- Rigidez post-elástica, α y la ductilidad, μ .

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.70$$

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.216$$

- Cálculo del amortiguamiento efectivo, β_{eff} y el periodo efectivo, T_{eff} .

Para $4.0 < \mu < 6.5$:

$$T_{eff} = \{0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1\} T_0 = 2.235s$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.184$$

- Coefficiente de amortiguamiento, B.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.541$$

- Coefficiente, M.

$$M = \left[\frac{T_{eff}}{T_0}\right]^2 \left[\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right] = 1.188$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato ADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

- El espectro de demanda amortiguado en formato MADRS se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \times M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 27:

Espectro de demanda amortiguado - Sismo máximo "Y".

Espectro de demanda inicial – Sismo máximo		Espectro de demanda reducido MADRS – Sismo máximo	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	Sd (cm)
1.258	0.000	0.970	0.000
1.258	7.806	0.970	5.065
0.755	18.734	0.582	12.157
0.686	20.608	0.529	13.373
0.629	22.481	0.485	14.589
0.581	24.354	0.448	15.804
0.539	26.228	0.416	17.020
0.503	28.101	0.388	18.236
0.472	29.975	0.364	19.451
0.444	31.848	0.342	20.667
0.419	33.721	0.323	21.883
0.397	35.595	0.306	23.099
0.377	37.468	0.291	24.314
0.312	37.468	0.240	24.314
0.262	37.468	0.202	24.314

0.223	37.468	0.172	24.314
0.193	37.468	0.148	24.314
0.168	37.468	0.129	24.314
0.094	37.468	0.073	24.314
0.060	37.468	0.047	24.314
0.042	37.468	0.032	24.314
0.031	37.468	0.024	24.314
0.024	37.468	0.018	24.314
0.019	37.468	0.014	24.314
0.015	37.468	0.012	24.314

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo.

Luego se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 24.31cm$ y $a_p = 0.23g$ que cumple con la condición impuesta ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$) es decir ($22.32 \leq 24.31 \leq 24.67$) , y el correspondiente espectro de demanda reducido (espectro inelástico) para un amortiguamiento efectivo β_{eff} igual a 20.184% como se muestra en la Figura 34.

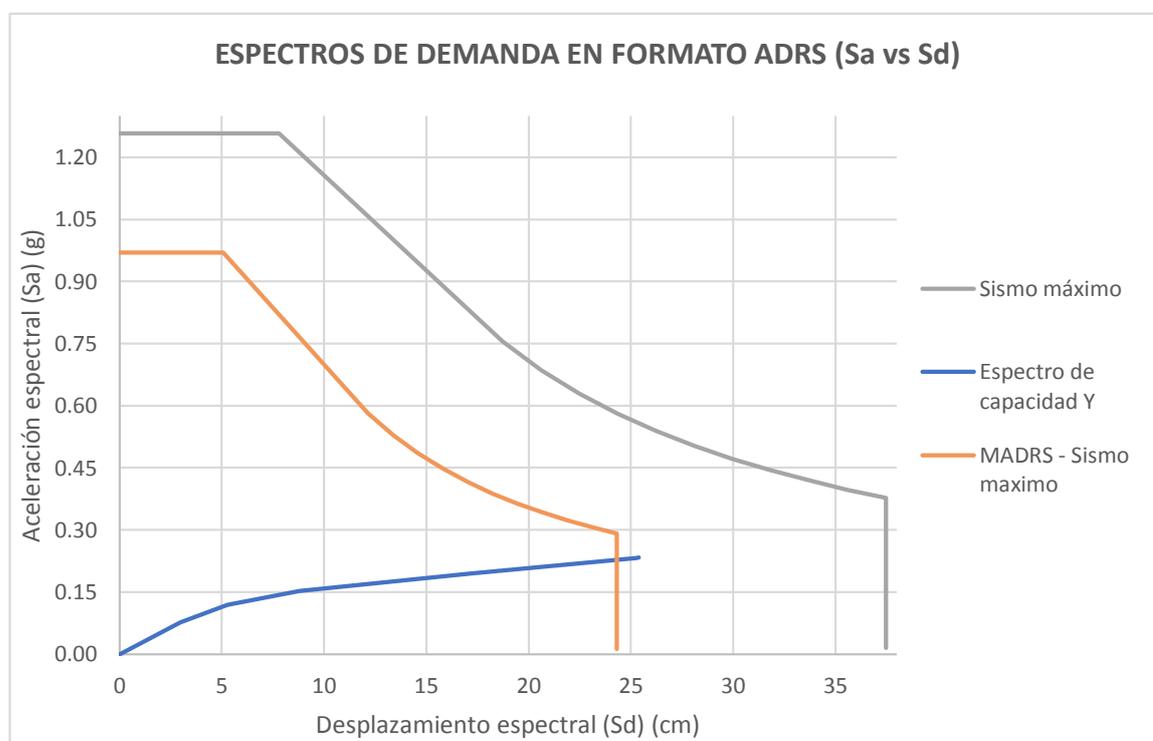


Figura 34: Punto de desempeño para el nivel de demanda sísmica máxima en la dirección “Y”. (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

4.2.6 Análisis de resultados de desempeño obtenido para cada nivel de demanda sísmica

En este apartado se analizará el significado que tienen los puntos de desempeño en el comportamiento estructural de nuestra edificación. Para ello se sigue los lineamientos descritos en el apartado 2.2.10.

4.2.6.1 Desempeño para el nivel de demanda de servicio

Según la Figura 35, ante la ocurrencia de un sismo de servicio, en la dirección “X” el edificio experimenta un desplazamiento en el nivel superior de 12.34 cm, que corresponde a un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

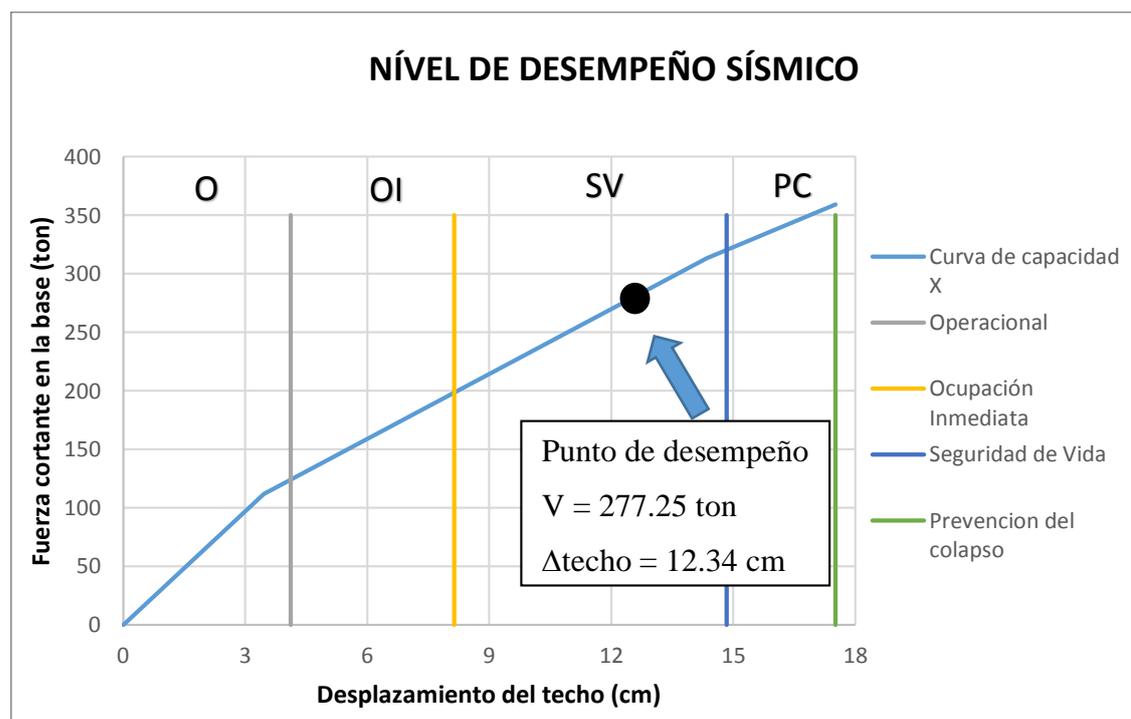


Figura 35: Curva de capacidad nivel sísmico de servicio dirección "X". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Según la Figura 36, ante la ocurrencia de un sismo de servicio, en la dirección “Y” el edificio experimenta un desplazamiento de 13.21 cm, que corresponde a un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

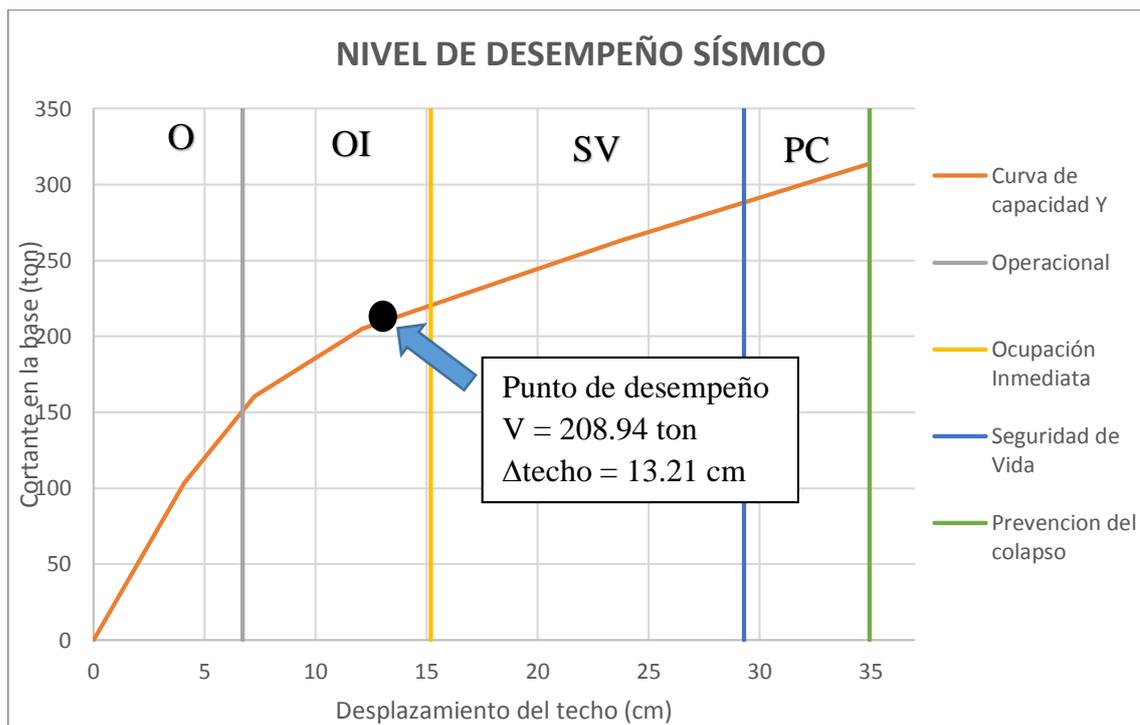


Figura 36: Curva de capacidad nivel sísmico de servicio dirección "Y". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

4.2.6.2 Desempeño para el nivel de demanda de diseño

Ante la ocurrencia de un sismo de diseño, en la dirección "X" la estructura se encuentra en el rango de Colapso.

Según la Figura 37, ante la ocurrencia de un sismo de diseño, en la dirección "Y" el edificio experimenta un desplazamiento de 26.83 cm, que corresponde a un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

4.2.6.3 Desempeño para el nivel de demanda máximo

Ante la ocurrencia de un sismo máximo, en la dirección "X" el edificio se encuentra en el rango de Colapso, ya que la demanda sísmica es mayor a la capacidad resistente de la estructura.

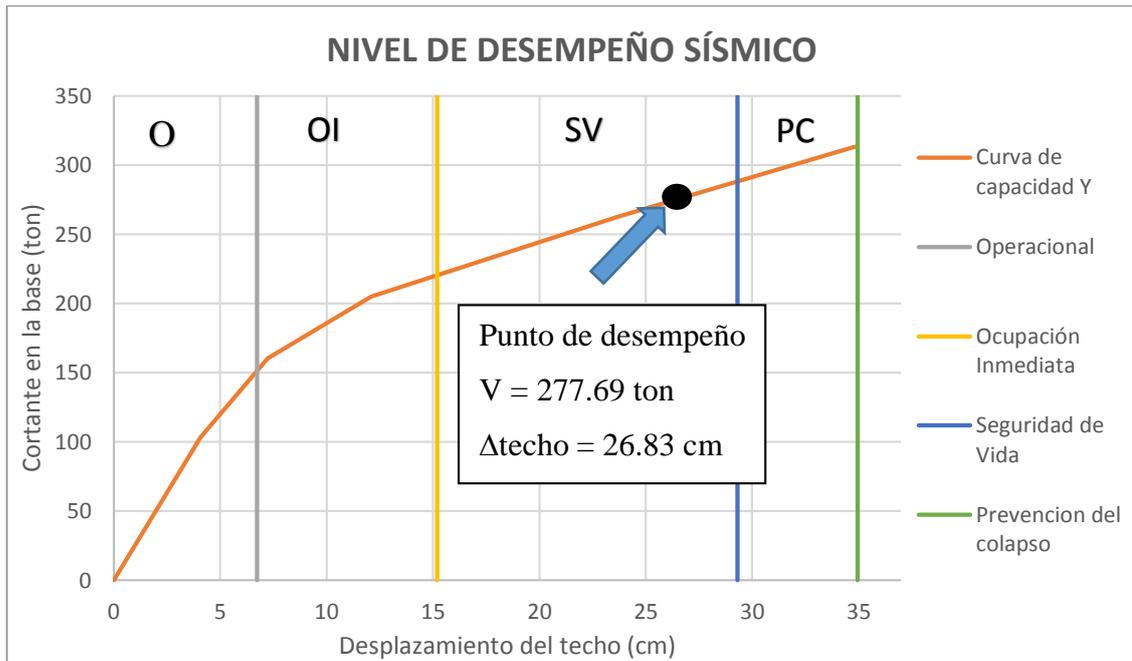


Figura 37: Curva de capacidad nivel sísmico de diseño dirección "Y". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

Según la Figura 38, ante la ocurrencia de un sismo máximo, en la dirección "Y" el edificio experimenta un desplazamiento de 33.45 cm, que corresponde a un nivel de desempeño de Prevención del Colapso.

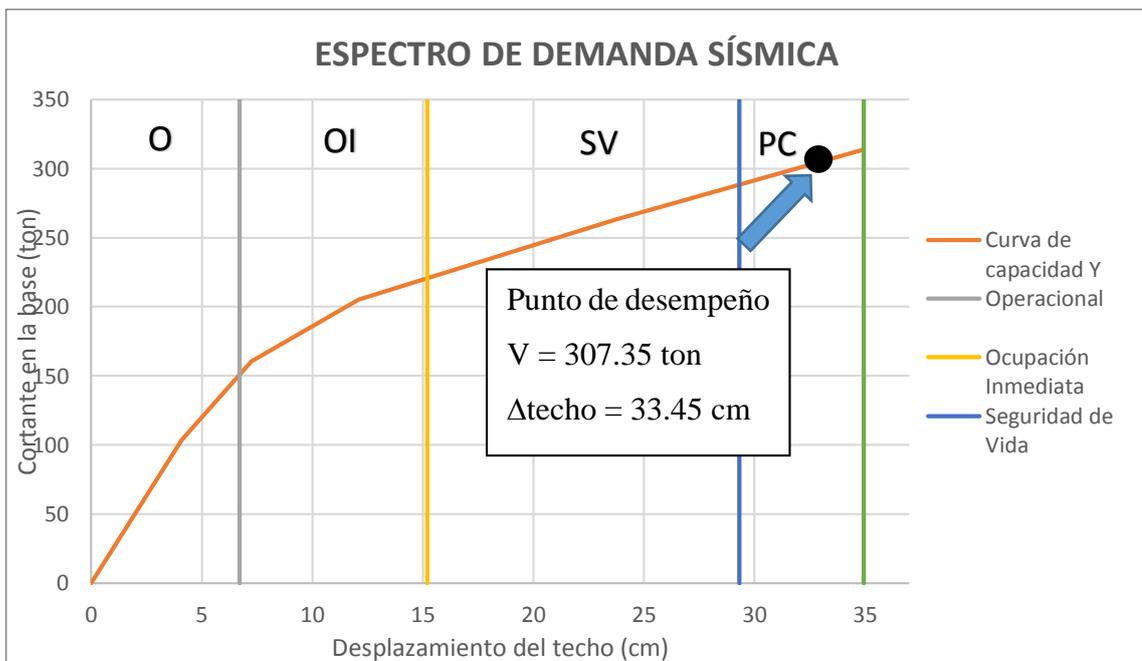


Figura 38: Curva de capacidad nivel sísmico máximo dirección "Y". (Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo).

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

- Respecto a la evaluación mediante el Análisis Estático No Lineal, para el cálculo del nivel desempeño del edificio de ocho niveles, se concluye que este método da una estimación adecuada del nivel de desempeño en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía, y a su vez, no es complicado de realizar; en comparación del Análisis Dinámico No Lineal, el cual es más completo pero a su vez es demasiado complejo y más complicado de realizar. Cabe mencionar que estos métodos no lineales de naturaleza estática, fácilmente podrían implementarse en nuestro código de diseño sismorresistente.
- Se ha obtenido la curva de capacidad (pushover) de la estructura, en las dos direcciones principales. En la dirección “X”, la estructura presenta una sobrerresistencia de 2.70 y una ductilidad de 4.25. En la dirección “Y”, la estructura presenta una sobrerresistencia de 1.84 y una ductilidad de 5.20. De este modo, al obtener la curva de capacidad, podemos estimar el comportamiento de la estructura, es decir, el tipo de falla que podría presentar (falla frágil o falla dúctil).
- Se ha obtenido el espectro de demanda para la zona de ubicación de la estructura (Juliaca), según lo establecido en la Norma Técnica E.030. Este espectro, corresponde a un sismo de diseño según el código ATC-40; a partir de este sismo de diseño, es posible obtener el sismo de servicio y el sismo máximo; es decir, el sismo de servicio es 0.5 veces el sismo de diseño y el sismo máximo es 1.25 veces sismo de diseño.
- Se ha obtenido el nivel de desempeño sísmico de la estructura, mediante el método del espectro de capacidad mejorado del FEMA-440. En la dirección “X” de la estructura, el nivel de desempeño alcanzado para el sismo de servicio es el nivel seguridad de

vida, para el sismo de diseño el nivel de colapso y para un sismo máximo el nivel de colapso. No cumpliendo así con los objetivos básicos de desempeño del ATC 40. En la dirección “Y” de la estructura, el nivel de desempeño alcanzado para el sismo de servicio es el nivel ocupación inmediata, para el sismo de diseño el nivel de seguridad de vida y para un sismo máximo el nivel de prevención del colapso; cumpliendo con los objetivos básicos de desempeño del ATC 40.

CAPÍTULO VI

RECOMENDACIONES

- Se recomienda a los propietarios, tomar más consideración al momento de construir una estructura; es decir, el análisis y diseño estructural, debe estar a cargo de un profesional en el tema, ya que se ha podido ver, que sin el cumplimiento de las normas peruanas E060 “Concreto armado” y E030 “Diseño sismorresistente”, la capacidad de la estructura es superada por las demandas sísmicas, como es el caso del edificio analizado.
- Para cumplir con los objetivos de desempeño del ATC 40, se recomienda llevar a cabo un proyecto de reforzamiento de la estructura, por ejemplo, la adición de placas de concreto, o reforzar los elementos estructurales con fibra de carbono, o la inclusión de disipadores sísmicos tipo viscoso, y así evitar posibles paralizaciones, de las funciones básicas del edificio analizado en cuestión o en el peor de los casos evitar catástrofes, como la pérdida de vidas humanas y económicas.
- Se recomienda utilizar el diseño basado en el desempeño utilizando el método del espectro de capacidad mejorado del FEMA-440 en los futuros diseños de edificaciones. Asimismo, para determinar un valor más confiable del punto de desempeño, se recomienda extender la investigación, y realizar un análisis no lineal dinámico, es decir un análisis dinámico incremental, el cual es más complejo, pero más preciso y real, y su aplicación en el análisis y diseño de estructuras esenciales (hospitales). para así, de esta forma cumplir con los objetivos de desempeño estructural y de elementos no estructurales, descritos en esta investigación.
- Se recomienda aislar los tabiques (colocar tecnopor), si el sistema estructural de una edificación es del tipo aporticada, para evitar la interacción entre el pórtico y tabique.

En un principio podría pensarse que esta interacción puede ser favorable. Sin embargo, el aumento de resistencia provoca un aumento de rigidez en el conjunto de la estructura, este aumento no es calculado, por tanto, puede provocar fallos inesperados en la estructura, como el problema de piso blando y columnas cortas, etc.

CAPÍTULO VII

REFERENCIAS

- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, Quito, Ecuador.
- Aguiar, R. y Mora, P. (2015). *Sobre resistencia global en función de la demanda de ductilidad*. Recuperado de <https://www.researchgate.net/>
- Arias, F. (2012). *El proyecto de investigación*. Venezuela: Editorial EPISTEME.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concret Buildings, volume 1*. Seismic Safety Comission. California.
- Bardales, W. (2010). *Desempeño sismorresistente del edificio 2B de la Universidad Nacional de Cajamarca* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca.
- Barreto, G. y Samayani, R. (2017). *Análisis elástico e inelástico y verificación por desempeño para el reforzamiento estructural de la facultad de Ingeniería civil - UNSA* (tesis de pregrado). Universidad Nacional De San Agustín, Arequipa.
- Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de Albañilería - Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bartolomé, A. (2005). *Comentarios a la norma técnica de edificación E.070 albañilería informe final*. Recuperado de <http://www.sencico.gob.pe>
- Bazán, E. y Meli, R. (2002). *Diseño sísmico de edificios*. México: Editorial Limusa.
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* (tesis doctoral). Universidad Politécnica De Cataluña, Barcelona.

- Carrillo, J. (2008). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. *Dyna*, 155(1), 91-102. Recuperado de <http://www.scielo.org.co/pdf/dyna/v75n155/a09v75n155.pdf>
- Chiroiu, L., Goula, X., Roca, A., Susagna, T., Barbat, A. y Pujades, L. (2001). El método del espectro de capacidad aplicado a la evaluación de daños sísmicos. *aeis*. Recuperado de http://www.igc.cat/pdf/pubtec/2001_2002/2001_chiroiu_etal_elmetodo.pdf
- Delgadillo, J. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la Norma E-030* (tesis de posgrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Elnashai, A. & Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. Inglaterra: WILEY.
- Esteba, A. (2017). *Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E-030 en Puno* (tesis de pregrado). Universidad Nacional del Altiplano, Puno.
- FEMA-273. (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.
- FEMA-440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Federal Emergency Management Agency. California.
- Gálvez, V. (2011). *Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo* (tesis de grado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- García, L. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Recuperado de <https://civilgeeks.com/2014/08/18/dinamica-estructural-aplicada-al-diseno-sismico/>
- Gómez, S. (2007). *Seismic Modern Analysis: Applied Ethics*. México: Editorial Trillas Sa De Cv.

- Goytia, I. y Villanueva, R. (2001). *Modernización de la Enseñanza Aprendizaje en la Asignatura de Ingeniería Antisísmica*. Recuperado de <http://ingcivilperu.blogspot.com/2011/02/texto-guia-de-ingenieria-antisismica.html>
- Hernández, S., Fernández, C. y Baptista, L. (2014). *Metodología de la investigación*. México: McGRAW-HILL.
- Medina, C. (2017). Coeficiente irregularidad en planta a partir del análisis de torsión en estructuras irregulares. *Revista Politécnica*, 39(2), 1-9. Recuperado de <http://scielo.senescyt.gob.ec/pdf/rpolit/v39n2/2477-8990-rpolit-39-02-00051.pdf>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Decreto supremo que modifica la norma técnica e.030 “diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones, aprobada por Decreto Supremo n° 011-2006-vivienda, modificada con Decreto Supremo n° 002-2014-vivienda* . Recuperado de <http://www.sencico.gob.pe>
- Mora, M., Villalba, J. y Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59-79. Recuperado de <https://revistas.udem.edu.co/index.php/ingenierias/article/view/234>
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona* (tesis doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma E.020 “Cargas”* . Recuperado de <http://www.sencico.gob.pe>

- Palma, M. (2017). *Criterios de evaluación sísmica por desempeño de estructuras de puertos soportadas sobre pilotes* (tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Piqué del Pozo, J. (1995). Diseño por Capacidad: Una estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente. *CISMID-FIC-UNI*. Recuperado de <http://www.construccion.org/>
- Piqué del Pozo, J. y Taipe, J. (2003). Propuesta de incorporación del diseño por desempeño en la norma de diseño sismorresistente. *XIV CONIC*. Recuperado de <http://www.construccion.org/>
- Priestley, M. (2000). *Performance based seismic design*. Keynote address, Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineers Association of California. California.
- Tolentino, D., Ruiz, S., Torres, M. y Montiel, M. (2011, 11 de febrero). Confiabilidad de estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo. *Scielo*. Recuperado de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2011000100002
- Vergara, A. y Zevallos, M. (2014). *Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad* (tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego, La Libertad.
- Viera, L. (2004). *Diseño Sísmico Basado En Desempeño De Edificios De Hormigón Armado* (tesis de magister). Universidad Técnica de Ambato, Ecuador.
- Zabala, A. (2017). *Modelado y análisis pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero* (tesis de master). Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena.

ANEXOS