



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



**ESTIMACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA TRIBUNA
NOR-ORIENTE DEL ESTADIO GUILLERMO BRICEÑO
ROSAMEDINA DE LA CIUDAD DE JULIACA**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. WALDIR GERSON QUISPE MACHACA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2022



DEDICATORIA

Primeramente, quiero dedicar esta tesis a Dios por protegerme y acompañarme durante toda mi vida.

A Rolando y Silvia, pues ellos son los principales artífices y gestores de esta investigación.

A todos los estudiantes de ingeniería que anhelan un Perú de desarrollo y oportunidades.



AGRADECIMIENTOS

A mi alma mater la Universidad Nacional del Altiplano, por abrirme sus puertas al desarrollo profesional.

A mi director de tesis. Mg. Ing. Nicolas Luza Flores, por aceptar y guiarme desinteresadamente en esta investigación.

A mis jurados de tesis, Mg. Ing Jaime Medina Leiva, M.Sc. Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille, Mg. Ing. Diana Elizabeth Quinto Gastiaburu.

A Karen Sofía Silva Huanca por acompañarme y brindarme su apoyo incondicional y desinteresado, le agradezco de todo corazón.

Al Ing. Luigy Williams Valdez Condori, por el apoyo profesional y facilidades prestadas para la realización de esta investigación.

A todas las personas que intervinieron de una u otra forma en el desarrollo de este trabajo de investigación de manera desinteresada.



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN 16

ABSTRACT..... 17

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema 20

1.1.1 Formulación del problema 21

1.2 Justificación del problema 21

1.2.1 Justificación práctica 21

1.2.2 Justificación social 21

1.3 Objetivos de la investigación..... 22

1.3.1 Objetivo principal..... 22

1.3.2 Objetivos específicos..... 22

1.4 Hipótesis de la investigación 22

1.4.1 Hipótesis principal..... 22

1.4.2 Hipótesis específica..... 22



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LA LITERATURA

2.1 Antecedentes.....	24
2.1.1 Antecedentes internacionales	24
2.1.2 Antecedentes nacionales	25
2.1.3 Antecedentes locales	27
2.2 Marco teórico	27
2.2.1 Análisis sísmico.....	27
2.2.2 Análisis lineal.....	28
2.2.3 Análisis no lineal.....	29
2.2.4 Análisis estático no lineal pushover	32
2.2.5 Análisis pushover adaptativo	35
2.2.6 Curva de capacidad.	36
2.2.7 Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad	41
2.2.8 Representación bilineal del espectro de capacidad	42
2.2.9 Desempeño sísmico.....	44
2.2.10 Ingeniería sísmica basada en desempeño	46
2.2.11 Nivel de desempeño sísmico	47
2.2.12 Desempeño esperado de la edificación	54
2.2.13 Objetivos del desempeño estructural.....	56
2.2.14 Métodos para estimar el punto de desempeño	57
2.2.15 Verificación del desempeño sísmico y criterios de aceptación.....	63

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Nivel de investigación	65
---	-----------



3.2 Tipo de investigación	65
3.3 Diseño de la investigación	65
3.4 Población y muestra	66
3.5 Variables.....	66
3.5.1 Variable de estudio o variable 1	67
3.5.2 Variables de caracterización.....	67
3.6 Operacionalización de variables.....	67
3.7 Técnicas	68
3.8 Instrumentos de recolección de datos	69
3.9 Descripción de la estructura a ser evaluada.....	69
3.9.1 Descripción general.....	69
3.9.2 Ubicación	69
3.9.3 Características del suelo	71
3.9.4 Arquitectura del proyecto.....	71
3.9.5 Estructura del proyecto.....	72
3.9.6 Características de los materiales	72
3.9.7 Propiedades y especificaciones del acero.....	74
3.9.8 Características de las secciones de concreto armado.	74
3.10 Verificación y comparación de la estructura en estudio	78
3.10.1 Diferencias entre el expediente técnico y expediente modificado N° 01.....	79
3.10.2 Diferencias entre el expediente modificado N° 01 y la verificación en campo	80
3.11 Parámetros sísmicos	80
3.11.1 Factor de zona	80
3.11.2 Parámetros de sitio S, T _P y T _L	81



3.11.3	Factor de uso	82
3.11.4	Coeficiente básico de reducción R_O	83
3.11.5	Factores de irregularidad (I_a, I_p)	83
3.11.6	Periodo fundamental de vibración	84
3.11.7	Determinación del factor de amplificación sísmica C	84
3.12	Modelamiento estructural	84
3.12.1	Modelamiento estructural en SAP 2000	84
3.12.2	Aplicación de cargas	85
3.12.3	Verificación del diseño estructural	87
3.13	Análisis estático no lineal-pushover	88
3.13.1	Definición de las cargas laterales	88
3.13.2	Definición de la carga gravitacional no lineal (CGNL)	91
3.13.3	Definición del análisis estático no lineal pushover	91
3.13.4	Definición de las rótulas plásticas para vigas	91
3.13.5	Definición de rótulas plásticas para columnas	92
CAPÍTULO IV		
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		
4.1	Curva de capacidad	94
4.1.1	Obtención del espectro de capacidad en unidades ADRS	99
4.2	Espectros de demanda sísmicos	103
4.3	Punto de desempeño sísmico	108
4.3.1	Puntos de desempeño en dirección Y	108
4.3.2	Punto de desempeño en la dirección X	118
4.4	Estimación del nivel de desempeño sísmico	128
4.4.1	Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y	128



4.4.2 Nivel de desempeño sísmico en la dirección X.....	131
4.5 Cumplimiento de los objetivos.....	134
4.5.1 Cumplimiento de objetivos específicos.....	134
4.5.2 Cumplimiento del objetivo principal.....	137
4.6 Verificación de la hipótesis principal.....	137
V. CONCLUSIONES.....	141
VI. RECOMENDACIONES.....	143
VII. REFERENCIAS.....	144
ANEXOS.....	150

TEMA: Desempeño Sísmico

ÁREA: Estructuras

LÍNEA: Análisis y diseño estructural

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 09 de septiembre del 2022



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Curva esfuerzo-deformación producto del ensayo de compresión	29
Figura 2 Curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo	30
Figura 3 Efecto P-delta	31
Figura 4 Secuencia del proceso análisis pushover.....	34
Figura 5 Curvas producidas por tipos de pushover	36
Figura 6 Curva de capacidad de un edificio	37
Figura 7 Relación general de esfuerzo-deformación para elementos de concreto	40
Figura 8 Ubicación de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado.....	41
Figura 9 Curva de capacidad-Espectro de capacidad	41
Figura 10 Fluencia efectiva o deformación de fluencia.....	43
Figura 11 Representación bilineal	44
Figura 12 Metodología del diseño sísmico basado en desempeño	45
Figura 13 Niveles y rangos del desempeño estructural	53
Figura 14 Procedimiento del método espectro de capacidad.....	57
Figura 15 Derivación del amortiguamiento β_0	59
Figura 16 Punto de desempeño de prueba	62
Figura 17 Punto de desempeño definitivo	63
Figura 18 Sectorización de la curva de capacidad para estimar el nivel de desempeño	64
Figura 19 Conformación y distribución de bloques del estadio GBR en remodelación	66
Figura 20 Ubicación política del distrito de Juliaca	70
Figura 21 Mapa topográfico del estadio GBR.....	71
Figura 22 Uniformidad del concreto endurecido mediante esclerometría.....	73
Figura 23 Secciones de la viga principal	75



Figura 24 Secciones de columnas	75
Figura 25 Secciones de la viga secundaria VS-1	76
Figura 26 Secciones de las vigas secundaria VS-2, VS-3, VS-4.....	76
Figura 27 Sección de la viga de amarre VT-1	77
Figura 28 Sección de la viga de cimentación	77
Figura 29 Verificación estructural en campo.....	78
Figura 30 Modelo extruido de la tribuna nor-oriente del estadio GBR.....	85
Figura 31 Verificación del diseño estructural.....	88
Figura 32 Verificación de cargas laterales en dirección X	89
Figura 33 Verificación de cargas laterales en dirección Y	90
Figura 34 Curva de capacidad en dirección Y	95
Figura 35 Representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y	96
Figura 36 Formación de rótulas plásticas generadas por un AENL Y	96
Figura 37 Curva de capacidad en dirección X.....	98
Figura 38 Representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X	98
Figura 39 Formación de rótulas plásticas generadas por un AENL X	99
Figura 40 Espectro de capacidad en dirección Y.....	101
Figura 41 Espectro de capacidad en dirección X.....	102
Figura 42 Curvas de los espectros elásticos de demanda sísmica	105
Figura 43 Espectros elásticos de demanda sísmica en formato ADRS	107
Figura 44 Superposición del espectro de capacidad y un sismo de servicio en dirección Y.....	108
Figura 45 Representación bilineal del análisis en dirección Y con un sismo de servicio	109



Figura 46 Punto de desempeño definitivo para el sismo de servicio en la dirección Y	111
Figura 47 Superposición del espectro de capacidad y un sismo de diseño en dirección Y	112
Figura 48 Representación bilineal del análisis en dirección Y con un sismo de diseño	112
Figura 49 Punto de desempeño definitivo para un sismo de diseño en la dirección Y	114
Figura 50 Superposición del espectro de capacidad y un sismo máximo en dirección Y	115
Figura 51 Representación bilineal del análisis en dirección Y con un sismo máximo	116
Figura 52 Punto de desempeño definitivo para el sismo máximo en la dirección Y...	118
Figura 53 Superposición del espectro de capacidad y un sismo de servicio en dirección X.....	119
Figura 54 Representación bilineal del análisis en dirección X con un sismo de servicio	119
Figura 55 Punto de desempeño definitivo para un sismo de servicio en la dirección X	121
Figura 56 Superposición del espectro de capacidad y un sismo de diseño en dirección X	122
Figura 57 Representación bilineal del análisis en dirección X con un sismo de diseño	123
Figura 58 Punto de desempeño definitivo para el sismo de diseño en la dirección X	124
Figura 59 Superposición del espectro de capacidad y un sismo máximo en dirección X	125
Figura 60 Representación bilineal del análisis en dirección X con un sismo máximo	126



Figura 61	Punto de desempeño definitivo para un sismo máximo en la dirección X .	128
Figura 62	Nivel de desempeño para un sismo de servicio en la dirección Y	129
Figura 63	Nivel de desempeño para un sismo de diseño en la dirección Y	129
Figura 64	Nivel de desempeño para un sismo máximo en la dirección Y	130
Figura 65	Nivel de desempeño para un sismo de servicio en la dirección X	131
Figura 66	Nivel de desempeño para un sismo de diseño en la dirección X	132
Figura 67	Nivel de desempeño para un sismo de máximo en la dirección X.....	132
Figura 68	Verificación de la hipótesis principal para el método de sectorización en X	138
Figura 69	Verificación de la hipótesis principal para el método de sectorización en Y	138
Figura 70	Verificación de la hipótesis principal para el método de derivas en X.....	139
Figura 71	Verificación de la hipótesis principal para el método de derivas en Y.....	140



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores para el factor de masa efectiva C_m	39
Tabla 2 Niveles de desempeño combinado de una edificación	52
Tabla 3 Nivel de desempeño esperado según el ATC-40	56
Tabla 4 Valores para el factor de modificación del amortiguamiento k	60
Tabla 5 Valores mínimos permitidos para SRA y SRV	61
Tabla 6 Límites de derivas totales e inelásticas	64
Tabla 7 Operacionalización de la variable de estudio o variable 1.....	67
Tabla 8 Operacionalización de las variables de caracterización.....	68
Tabla 9 Coordenadas UTM de los BM de referencia	70
Tabla 10 Propiedades y especificaciones del concreto	73
Tabla 11 Propiedades y especificaciones del acero de construcción.....	74
Tabla 12: Factor de zonificación sísmica	81
Tabla 13 Zonificación sísmica del distrito de Juliaca.....	81
Tabla 14. Factores de amplificación de suelo según la zona sísmica	82
Tabla 15 Determinación de los periodos TP y TL.....	82
Tabla 16 Categoría de las edificaciones y factor de uso U	83
Tabla 17 Coeficientes básicos de reducción R_O	83
Tabla 18 Resumen del peso total de los elementos estructurales	86
Tabla 19 Comparación del peso total de la estructura en estudio.....	86
Tabla 20 Metrado de cargas de elementos no estructurales.....	87
Tabla 21 Cargas muertas y vivas repartidas	87
Tabla 22 Valores de la curva de capacidad en la dirección Y	94
Tabla 23 Valores de la curva de capacidad en la dirección X	97



Tabla 24 Valores del espectro de capacidad en dirección Y	100
Tabla 25 Valores del espectro de capacidad en dirección X	101
Tabla 26 Valores de los espectros elásticos de demanda sísmica.....	104
Tabla 27 Valores de los espectros de demanda sísmica en formato ADRS	106
Tabla 28 Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo de servicio	110
Tabla 29 Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo de diseño.....	113
Tabla 30 Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo máximo.....	117
Tabla 31 Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo de servicio	120
Tabla 32 Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo de diseño.....	123
Tabla 33 Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo máximo.....	126
Tabla 34 Estimación de las derivas en la dirección Y	130
Tabla 35 Estimación de las derivas en la dirección X	133
Tabla 36 Nivel de desempeño sísmico de la estructura en estudio.....	134



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

ADRS	: Acceleration-Displacement Response Spectrum
E_s	: Módulo de elasticidad del acero
E_{sh}	: Módulo inicial de endurecimiento por deformación
f_c	: Resistencia especificada a la compresión del concreto
f_y	: Resistencia especificada a la fluencia del acero
MADRS	: Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum
NP	: Nonstructural Performance
NTP	: Norma Técnica Peruana
PBEE	: Performance-Based, Earthquake Engineering
PBSD	: Performance Based Seismic Design
RNE	: Reglamento Nacional de Edificaciones
S_0	: Roca Dura
S_1	: Roca o Suelos muy Rígidos
S_2	: Suelos Intermedios
S_3	: Suelos Blandos
SP	: Structural Performance
T_L	: Período del inicio de zona del factor C.
T_P	: Período que define la plataforma del factor C.



RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo estimar el nivel de desempeño sísmico de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca, para verificar si este es óptimo. Para ello se modeló la estructura usando los datos y características de los elementos estructurales de la edificación, obtenidos de la documentación del proyecto en ejecución; además, de una verificación y comprobación en campo mediante una lista de cotejos y ensayos. Así mismo, se realizó un análisis estático no lineal pushover en dos direcciones usando los métodos del FEMA 356 para la obtención de las cargas laterales que someten a la estructura y, el ATC-40 para la determinación del nivel de desempeño sísmico de la estructura a través del método del espectro de capacidad con relación a los espectros de demanda sísmicos. Los espectros de demanda sísmicos se obtuvieron a partir de los parámetros sísmicos estipulados en la norma peruana E0.30 que corresponden a la estructura. Para el modelamiento y la aplicación del análisis estático no lineal se usó el programa computacional SAP2000. Obteniendo como resultado el nivel de desempeño sísmico de operacional en las dos direcciones de análisis relacionados con los tres espectros de demanda para los sismos de servicio, diseño y máximo que corresponden a la estructura en estudio, cumpliendo así con los objetivos de desempeño planteados por el ATC-40. Finalmente se concluye que la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca tiene un nivel de desempeño óptimo.

Palabras Clave: Capacidad, espectro, pushover, demanda, sismos.



ABSTRACT

The purpose of this research work is to estimate the seismic performance level of the north-east grandstand of the Guillermo Briceño Rosamedina stadium in Juliaca city, in order to verify whether it is optimal. To do so, the structure was modeled using the data and characteristics of the building structural elements, obtained from the documentation of the project in execution; in addition, a check and verification through a checklist and field tests were carried out. Likewise, a nonlinear pushover static analysis was performed in two directions, using the FEMA 356 methods to obtain the lateral loads acting on the structure and the ATC-40 to determine the level of seismic performance of the structure through the capacity spectrum method in relation to the seismic demand spectra. The seismic demand spectra were obtained from the seismic parameters stipulated in the Peruvian standard E030 corresponding to the structure. The SAP2000 computer software was used for the modeling and application of the nonlinear static analysis. As a result, the seismic performance level of operational in the two directions of analysis related to the three demand spectra for the service, design and maximum corresponding to the structure studied was obtained, thus complying with the performance objectives set by the ATC-40. Finally, it is concluded that the north-east grandstand of the Guillermo Briceño Rosamedina stadium in Juliaca city has an optimum performance level.

Keywords: Capacity, spectrum, pushover, demand, seismic.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

La metodología del desempeño sísmico de una estructura se concentra en un control apropiado de los daños del edificio durante su vida de servicio, con referencia a sus elementos estructurales y no estructurales. A parte tiene como objetivo prevenir el colapso de la edificación e impedir algún daño a los ocupantes, criterios tradicionales de los reglamentos hasta el momento, ajeno a esto se debe considerar normas funcionales, de acuerdo con las actividades que se desarrollan en dicho edificio. Esto incluye establecer objetivos de rendimiento específicos destinados a optimizar los costos de construcción, además de las necesidades específicas del cliente.

El objetivo de la metodología de desempeño sísmico se enfoca en la operatividad de una edificación aun cuando se someta al terremoto más fuerte, teniendo un impacto muy alto en los costos, por otro lado, si solo consideramos esencial la seguridad de las vidas, exponemos que se pierdan algunos beneficios que genera el edificio durante su operatividad, siendo estos probablemente más altos que los costos de construcción. En los casos de instalaciones esenciales como centros de salud, estaciones de bomberos, etc., que requieren que permanezcan operativos en todo momento, es fundamental minimizar los daños, incluidos los elementos no estructurales ya que pueden dificultar el funcionamiento.

A nivel local no existe un criterio establecido que induzca una forma correcta de analizar una estructura operativa ante un suceso sísmico, es por ello la utilización de los criterios de la metodología de desempeño sísmico a través de un análisis estático no lineal, a través de estos se puede identificar y descubrir las deficiencias estructurales que nos impidieron alcanzar la meta de desempeño óptimo frente a diversos grados de amenaza sísmica.



En la presente tesis se busca estimar el desempeño sísmico de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca, mediante un análisis estático no lineal. Dicho criterio se aplica en estructuras existentes y en estructuras nuevas, teniendo como principal diferencia el costo que involucraría un reforzamiento de la edificación en el caso de que los eventos sísmicos condicionen la estructura del edificio, este último aspecto no será considerado en esta investigación.

Este trabajo de investigación se compone de la siguiente manera:

- **Introducción:** En este ítem se expone una breve introducción de la investigación, además del planteamiento del problema, así como su formulación, la justificación de la investigación, objetivo principal, objetivos específicos y finalmente las hipótesis de la investigación.
- **Revisión de la literatura:** En este ítem se expone antecedentes bibliográficos y el marco teórico necesario para el trabajo de investigación.
- **Materiales y métodos:** Contiene la metodología de la investigación, así también los materiales usados en la investigación.
- **Resultados y discusión:** En este ítem se expone los resultados que se obtuvieron a través de experimentos realizados, así también se presenta la discusión de los resultados. Finalmente, se presenta el cumplimiento de objetivos y verificación de la hipótesis principal.
- **Conclusiones:** En este ítem se presenta las conclusiones de la investigación en curso.
- **Recomendaciones:** En este ítem se exponen las recomendaciones a fin de perfeccionar el marco de la investigación.
- **Referencias:** En este ítem se muestran las referencias tomadas para la investigación.



- Anexos: Contiene los anexos usados para la realización de la presente tesis.

1.1 Planteamiento del problema

Los sucesos sísmicos se encuentran entre los fenómenos naturales más destructivos que causan daños a personas y estructuras en el mundo, estos sucesos no se pueden controlar en su totalidad. Con la modernidad de la ingeniería especializada en sismos se pudo proporcionar herramientas para reducir estos impactos, como reducir el peligro de colapso mediante un óptimo diseño estructural. De igual forma se puede apreciar que las demandas de la sociedad en relación a las respuestas de un edificio respecto a un sismo, son mayores, por lo tanto, los ingenieros estructurales tienen el deber de cumplir con estas demandas, utilizando programas de análisis que permitan predecir con un alto grado de proximidad a la realidad los resultados en el rango plástico de los edificios. (Díaz y Díaz, 2020)

El R.N.E. mediante su norma de diseño sismorresistente E.30, expone criterios para controlar los desplazamientos laterales producto de un evento sísmico, sin embargo, estos criterios se limitan a un comportamiento elástico o lineal del edificio, dejando de lado el comportamiento inelástico que presenta la estructura cuando sus elementos estructurales comienzan a quebrarse o plastificarse. Por lo tanto, mediante un análisis estático y dinámico lineal no se puede predecir donde se generarían los mayores sobre esfuerzos, y en consecuencia tampoco el desempeño sísmico de una edificación. (Chavesta Ruelas, 2019).

De lo planteado anteriormente se propone emplear metodologías alternativas de diseño sismorresistente en los cuales el ingeniero pronostique de una manera más aproximada los niveles de daño aproximados ante un evento sísmico de una edificación. El criterio más utilizado es el diseño por desempeño según los criterios del ATC-40.



1.1.1 Formulación del problema

1.1.1.1 Pregunta principal

- ¿Es óptimo el desempeño sísmico de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca?

1.1.1.2 Preguntas específicas

- ¿Es posible estimar la curva de capacidad de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca mediante un análisis estático no lineal?
- ¿Es posible estimar los espectros de demanda sísmicos para la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca a través de los parámetros sísmicos planteados en la norma peruana de diseño sismorresistente E.030?
- ¿La tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca cumple con los objetivos del nivel de desempeño propuestos por el ATC-40?

1.2 Justificación del problema

1.2.1 Justificación práctica

La presente tesis contribuirá a la descripción de los parámetros estructurales en la realización de un análisis estático no lineal a fin de determinar el desempeño sísmico para la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina.

1.2.2 Justificación social

Este trabajo de investigación se realiza con el objetivo de estimar el desempeño sísmico de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina, con el fin de garantizar su óptimo comportamiento estructural ante un suceso sísmico de cualquier magnitud y minimizar los daños a los componentes estructurales de la edificación.



1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo principal

- Estimar el nivel desempeño sísmico de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca mediante un análisis estático no lineal.

1.3.2 Objetivos específicos

- Estimar la curva de capacidad de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca utilizando un análisis estático no lineal (pushover).
- Estimar los espectros de demanda sísmicos para la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca mediante los parámetros sísmicos de la norma peruana de diseño sismorresistente E.030.
- Estimar el nivel de desempeño sísmico de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca para cada nivel de amenaza sísmica mediante un análisis estático no lineal.

1.4 Hipótesis de la investigación

1.4.1 Hipótesis principal

- La tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca tiene un nivel de desempeño sísmico óptimo.

1.4.2 Hipótesis específica

- Si es posible estimar la curva de capacidad de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca mediante un análisis estático no lineal.



- Si es posible estimar los espectros de demanda sísmicos para la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca a través de los parámetros sísmicos según la norma peruana de diseño sismorresistente E.030.
- La tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca cumple con los objetivos de desempeño sísmico planteados por el ATC-40.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Antecedentes

2.1.1 Antecedentes internacionales

Carrillo León (2008), realizó un estudio con el propósito de demostrar la utilidad de la metodología de diseño por desempeño a la hora de evaluar la vulnerabilidad sísmica de una edificación que se compone de 6 niveles, ubicado en la ciudad de Acapulco (Mexico), este edificio está diseñado para el uso de oficinas. El edificio cuyo diseño estructural está determinado por las normas mexicanas de la actualidad, fue modelado con el uso del programa computacional ETABS Nolinear, así mismo se realizó un análisis estático no lineal, obteniendo una curva de capacidad la cual fue superpuesta por un espectro sísmico definido por el reglamento de edificaciones de Acapulco, determinando así el desempeño estructural, además, de verificar la vulnerabilidad sísmica del edificio. Seguidamente se realizó un análisis idéntico para el edificio considerando como uso el de un hospital obteniendo una demanda de ductilidad y desplazamiento mayor al análisis del edificio considerando un uso de oficinas. Concluyendo que la mayoría de las estructuras deberán ser verificadas para intensidades sísmicas mayores usando metodologías modernas, además se llega a la conclusión que mediante un análisis aplicado a la metodología de desempeño se puede estimar de manera más pegada a la realidad demandas sísmicas locales y globales en relación con la estructura, finalmente se recomienda que la metodología de desempeño debería ser utilizada para el diseño estructural, para así evitar costos de rehabilitación y pérdidas económicas después de un evento sísmico.

Ayala Milián (2001) realizó una investigación, donde evaluó un método simplificado a fin de determinar el desempeño sísmico de estructuras planas y



tridimensionales asimétricas, estableció un procedimiento del método simplificado en la evaluación de edificios bidimensionales de concreto armado de 8 y 17 niveles, además de dos edificios asimétricos de 4 y 8 niveles. Finalmente concluyó, obtener resultados satisfactorios, aún cuando los elementos estructurales fueron diseñados para recibir un daño considerable a través de rótulas plásticas, así mismo determinó que los modos superiores al dominante tienen una gran importancia al analizarlos a través de un análisis no lineal.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Choque y Luque (2019) efectuaron una investigación teórica y práctica mediante un diseño por desempeño sísmico de un edificio compuesto por 8 pisos ubicado en la ciudad de Arequipa. Analizaron dos sistemas estructurales aporticado y muros estructurales para estudiar los comportamientos del edificio ante fuerzas producidas por sismos. Primeramente, realizaron un análisis estructural a través del software computacional ETABS aplicando las normas E.20, E0.30, E0.60 del R.N.E; posteriormente convalidaron dichos resultados con cálculos manuales a través del método de las rigideces. Seguidamente realizaron el diseño estructural de todos los componentes estructurales: Columnas, vigas, muros y losas. Seguidamente realizaron un análisis estático no lineal a través del programa computacional ETABS, siguiendo los lineamientos del ASCE/SEI41-13, obteniendo la curva de capacidad, además, de la formación de rótulas plásticas en los dos sistemas estructurales analizados; posteriormente determinaron el punto de desempeño en ambos sistemas estructurales a través del Método del Espectro de Capacidad y el Método de los Coeficientes. Obteniendo una falla dúctil para el sistema aporticado, formándose rótulas plásticas en vigas y posteriormente en columnas, además los desplazamientos en el techo de la estructura fueron en X de 39.43cm y en Y de 33.79cm todo esto después de la última carga generada



por el pushover. El edificio de muros estructurales cedió por flexión, así mismo determinaron que la rigidez que producen los muros estructurales aporta significativamente en el comportamiento de la capacidad del edificio obteniendo desplazamientos en el techo de la estructura en X de 26.03cm y en Y de 21.71cm todo esto con la aplicación de la última carga generada del pushover. Finalmente determinaron que el edificio con un sistema aporticado en relación a un sismo frecuente o de servicio tiene un nivel operacional, ante una demanda de diseño tiene un nivel de Seguridad de Vida, y para una demanda máxima tiene un nivel de Seguridad de Vida, estas respuestas se presentan en ambas direcciones. La estructura con un sistema de muros estructurales posee, para una demanda de servicio un nivel Operacional, para una demanda de diseño tiene un nivel de Seguridad de Vida, este comportamiento en ambas direcciones; para una demanda máxima tiene un nivel de seguridad de vida en la dirección X y prevención al colapso en la dirección Y.

Perez Medina (2015), realizó un estudio sobre el desempeño sísmico de la tribuna sur del estadio de Huancavelica, dicha estructura presenta un sistema aporticado con muros acoplados en el primer nivel, dicho estudio se basó en un análisis estático no lineal pushover en la dirección X y Y. Los criterios de la aplicación y análisis de las rótulas plásticas se analizaron según lo indicado por los documentos del FEMA 356. El modelamiento de la estructura y posterior análisis se efectuó mediante el programa computacional SAP2000. Finalizado el análisis se procedió a determinar el desempeño sísmico de la edificación a través del método del espectro de capacidad según lo planteado por los documentos del ATC-40. Concluyendo que la estructura no presentará daños severos ante los sismos de servicio, diseño y máximo, evitando el costo por reparaciones y rehabilitaciones.

2.1.3 Antecedentes locales

Mamani Roque (2018), en su estudio determinó el nivel de desempeño que presenta un edificio que tiene el funcionamiento de un hotel ubicado en la ciudad de Juliaca. A través del programa computacional ETABS modeló y realizó un análisis estático no lineal en las direcciones X y Y. Obteniendo como resultado curvas de capacidad en las dos direcciones, seguidamente determinó los espectros de demanda para los sismos de servicio, diseño y máximo. A través del método de linealización equivalente mejorado, planteado por el FEMA 440 se procedió a determinar los puntos de desempeño y de este proceso se determinó el nivel de desempeño sísmico que presenta la estructura en las dos direcciones analizadas. Obteniendo un nivel de seguridad de vida para un sismo de servicio, un nivel de prevención al colapso para un sismo de diseño y un nivel de prevención al colapso para un sismo máximo todo esto en dirección X. En la dirección Y se tiene un nivel de ocupación inmediata para un sismo de servicio, un nivel de seguridad de vida para un sismo de diseño y un nivel de prevención al colapso para un sismo máximo. Concluyendo que la edificación no cumple con los objetivos de desempeño que plantea el ATC-40.

2.2 Marco teórico

2.2.1 Análisis Sísmico

Según Rochel Awad (2012), en los países integrantes del cinturón de Fuego del Pacífico, se vuelve de suma importancia que las estructuras sean analizadas y diseñadas para cargas producidas por sismos. Los criterios más frecuentes en los que la mayoría de investigadores y profesionales coinciden son los siguientes:

- Las estructuras tendrán que soportar todos los sismos de intensidades bajas en un rango elástico
- Las estructuras deberán soportar, sin daños significativos con la posibilidad de



un comportamiento no lineal, todos los sismos de intensidad moderada durante todo su periodo de vida. Se permiten pequeños daños como fisuramientos en vigas de concreto armado y menores incursiones de fluencia del acero tanto en vigas y columnas.

- Las estructuras deberán soportar la intensidad de un sismo severo en un rango plástico, ya que tiene la probabilidad de ocurrir una sola vez en toda la vida de la estructura. Se admiten daños severos, pero no el colapso de la estructura

2.2.2 Análisis lineal

El análisis lineal tiene en cuenta un comportamiento esfuerzo-deformación proporcional, según la ley de Hooke, esto quiere decir que solo se analiza en un rango elástico. Por medio de estos análisis generalmente se evalúan edificaciones que presentan regularidad en elevación y planta respecto a su composición estructural. Para cualquier edificación que presenta irregularidades, los análisis lineales resultan poco eficientes, estas estructuras deben ser evaluadas mediante análisis complejos con el fin de estimar un comportamiento más aproximado a la realidad. Los análisis lineales brindan resultados poco exactos al aplicarse en edificios que presentan irregularidades en su estructura; como, por ejemplo, irregularidad geométrica en elevación y planta, excepto para cuando exista la posibilidad de una respuesta elástica al movimiento sísmico. (Calcina Peña, 2017).

2.2.2.1 Análisis estático lineal

Las estructuras se analizan mediante un sistema relacionado a diversos grados de libertad que tengan una rigidez lineal. Las fuerzas producidas por un suceso sísmico se representan mediante fuerzas laterales de magnitudes idénticas, con la finalidad de generar deformaciones producto de esfuerzos similares que el evento sísmico produce. Siguiendo el comportamiento del primer modo de vibración de la estructura, la fuerza

lateral equivalente se distribuye por todo lo alto de la estructura, las reacciones y desplazamientos internos se procesan utilizando un análisis estático lineal. (Moreno Gonzáles, 2006).

2.2.3 *Análisis no lineal*

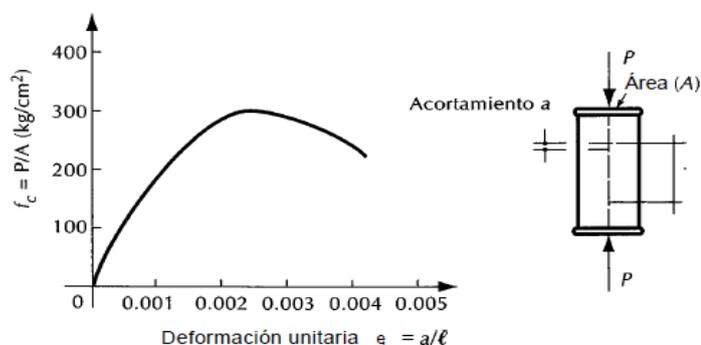
Este análisis brinda procesos que estiman una respuesta estructural fuera del rango elástico, incluyendo una resistencia y rigidez asociadas al deterioro del comportamiento de los materiales inelásticos y desplazamientos más grandes. Por lo tanto, el análisis en un rango no lineal tiene importancia en el diseño de edificios nuevos y existentes. Las no linealidades pueden deberse a materiales no lineales (no linealidad física) o a desplazamientos estructurales no pequeños (no linealidad geométrica). (Ocaña Peláez, 2016).

El análisis no lineal se divide en un análisis estático y dinámico no lineal. Estos necesitan un amplio análisis de los parámetros correspondientes a los materiales, primordialmente a los que se relacionan al comportamiento de fuerzas dinámicas. (Meneses Arcos, 2006).

2.2.3.1 **Modelo Esfuerzo-Deformación del concreto**

Figura 1

Curva esfuerzo-deformación producto del ensayo de compresión



Nota. La figura presenta la curva esfuerzo-deformación producto del ensayo de compresión simple a un espécimen de concreto. Fuente: González y Robles (2005).

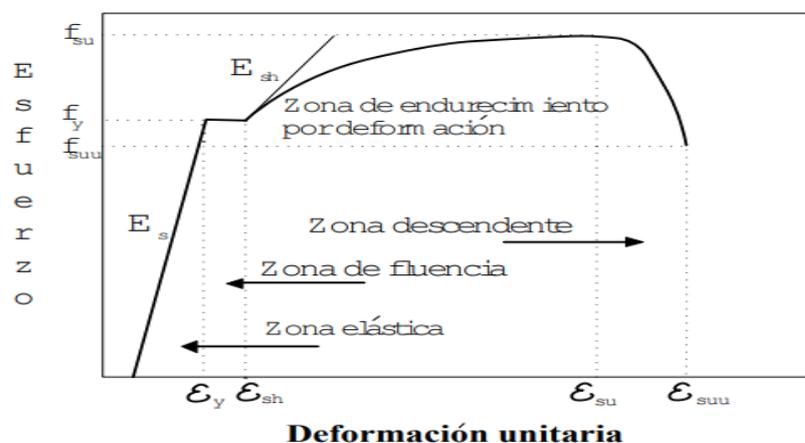
Para analizar estructuras de concreto armado, se utilizan modelos idealizados o simplificados que relacionan los esfuerzos con las deformaciones, los cuales son determinados en ensayos o experimentos. (Chunque Pajares, 2013).

2.2.3.2 Modelo esfuerzo-deformación para el acero

Para la determinación de la curva esfuerzo-deformación del acero, se realiza un ensayo de tracción a una muestra de varilla de acero, el ensayo de tracción consiste en la aplicación de una carga axial estática que se incrementa de forma gradual hasta generar la falla o rotura de la muestra, la falla se produce en el punto donde se genera la disminución de la sección. Como resultado del ensayo de tracción se obtiene una curva esfuerzo-deformación como se observa en la figura 2. (González et al., 2005).

Figura 2

Curva esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo



Nota. La figura muestra la curva esfuerzo deformación así también sus límites de zona de su comportamiento para el acero. Fuente: (González et al., 2005).

Una curva esfuerzo-deformación correspondiente al acero presenta 4 zonas estas son: la zona elástica, zona de fluencia, zona de endurecimiento por deformación y finalmente una zona descendente; estas zonas se delimitan producto de que los esfuerzos de fluencia f_y , esfuerzo máximo f_{su} , esfuerzo asociado a la fractura f_{suu} , se relacionan con la deformación de fluencia ϵ_y , deformación en el inicio de endurecimiento ϵ_{sh} ,

deformación última ϵ_{su} , y deformación vinculada a la falla de la muestra ϵ_{suu} (González et al., 2005).

2.2.3.3 No linealidad geométrica

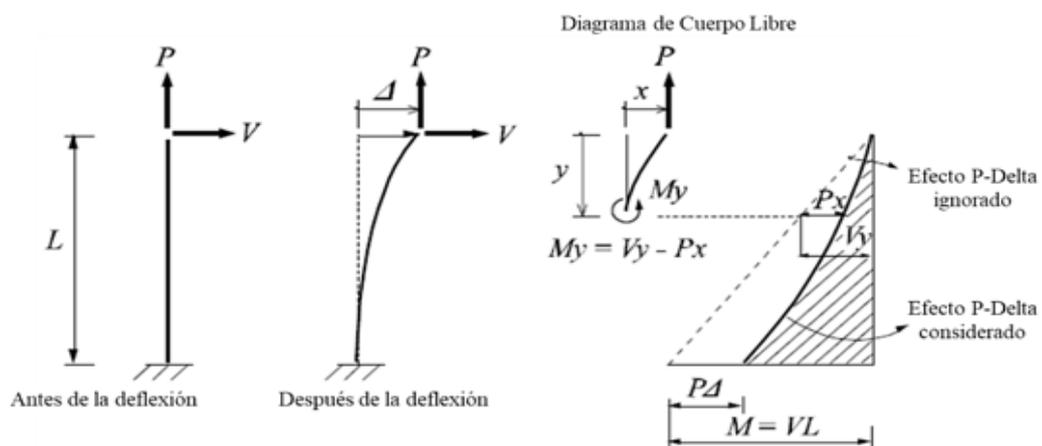
Esta se genera cuando se tiene desplazamientos grandes en los elementos estructurales, tanto que varía el análisis de las ecuaciones de equilibrio respecto a la posición y fuerzas de aplicación. Producto de esta situación en un análisis no lineal estas ecuaciones tienen que replantearse respecto a las nuevas posiciones adoptadas por los elementos estructurales. (Crisafulli, 2018).

2.2.3.3.1 Efecto P- Δ

Es producido por un momento adicional producto de cargas en dirección a la gravedad que se genera cuando la estructura se somete a eventos sísmicos y un cambio en las propiedades de resistencia sísmica, esto generalmente en estructuras que presentan un factor de cortante basal mínimo. (Yamakawa et al., 2019).

Figura 3

Efecto P-delta



Nota. La figura muestra el diagrama de cuerpo libre producto del efecto P-delta producto de la no linealidad geométrica. Fuente: (Nangullasmú Hernández, 2022).

2.2.3.4 Análisis dinámico no lineal

Este análisis es el más óptimo en la evaluación de la capacidad y desempeño



estructural, representa un comportamiento idéntico con la realidad, no obstante, el uso de este análisis requiere criterios bien definidos respecto a algunos parámetros. (Krawinkler y Seneviratna, 1998).

El análisis dinámico no lineal tiene un proceso idéntico al análisis no lineal estático de una estructura. La discrepancia más importante es que las fuerzas sísmicas se procesan con historias de movimiento temporales (análisis tiempo-historia). Este es una metodología de análisis más complejo para estimar fuerzas internas y desplazamientos de una edificación cuando son sometidos a fuerzas laterales producto de eventos sísmicos. No obstante, el comportamiento calculado de la estructura puede ser muy factible a las características del evento sísmico, por lo que se recomienda el uso de múltiples registros temporales para un mejor análisis. (Safina Melone, 2002).

2.2.4 Análisis estático no lineal pushover

Este análisis, se desarrolla con un método aproximado, este se centra en la utilización de cargas estáticas. Dicho método está enfocado en hacer colapsar la estructura con un diseño definido, del cual se conoce todos sus detalles; esto se alcanza mediante una aplicación de cargas incrementales laterales con cargas constantes gravitacionales que someten la edificación, estas cargas se aplican en una sola dirección hasta que el edificio colapse o presente cierto grado de inestabilidad. Con este método es posible analizar el desempeño mediante la determinación de fuerzas y demandas generadas por un evento sísmico. (Arias Duarte, 2014).

El análisis estático no lineal es una de las alternativas más usadas para determinar un comportamiento sísmico de una estructura, reemplazando un análisis dinámico no lineal que sería lo más óptimo, pero paralelamente tiene un grado de complejidad muy alto. Un análisis estático no lineal, representa un enorme progreso si lo comparamos con los análisis que usan métodos lineales. (Aguiar y Ruiz, 2002).

La utilización del método pushover se remonta al año 1970, en inicio produjo una baja aceptación, adquiriendo una relativa importancia durante los últimos 15 años, producto de una fácil aplicación, además, de presentar aceptables aproximaciones en los resultados obtenidos. Inicialmente todos los estudios que abordaron este método se enfocaron en el debate de ventajas y desventajas producto de su aplicación, en comparación con análisis estáticos y dinámicos lineales. (Krawinkle y Seneviratna, 1998).

2.2.4.1 Análisis estático no lineal pushover convencional.

En este análisis una estructura se somete por cargas gravitacionales permanentes sumando los desplazamientos producto de fuerzas laterales incrementadas monotónicamente y a la vez permanecen constantes. Producto de que el modelamiento estructural de la edificación representa directamente los efectos de la no linealidad material y geométrica, el pushover es un método que puede evaluar la capacidad de la estructura mediante múltiples funciones representando los efectos de inercia en un evento sísmico. El análisis estático no lineal o pushover representa gráficamente los resultados del análisis en términos de desplazamiento del techo vs. la cortante en la base del edificio. (Marte Jiménez, 2014).

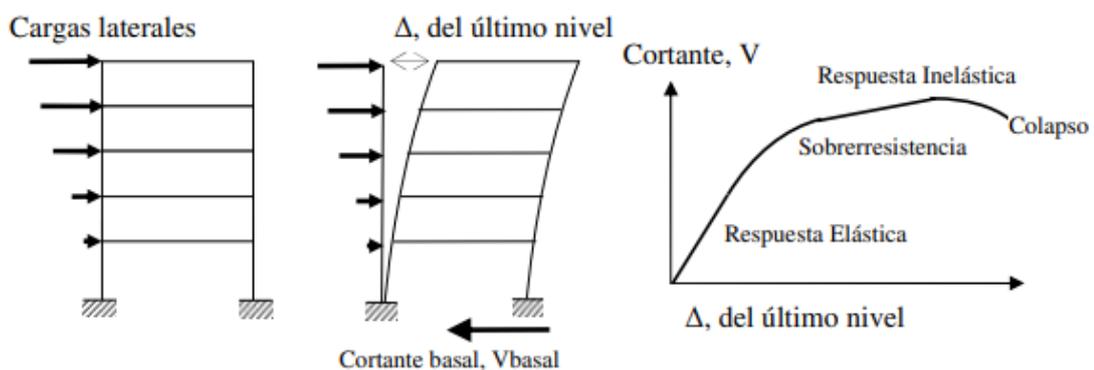
Las características principales de un análisis pushover convencional son: la generación de cargas laterales producto de un suceso natural y la forma de distribución de dichas cargas laterales en la altura de la estructura, además de su magnitud. (Elnashai y Di Sarno, 2008).

Según Mora et al., (2006) el pushover es un método analítico que sirve para estimar un comportamiento plástico de una estructura. Un análisis pushover trabaja con valores máximos que la estructura da como respuesta al ser sometida, y no con datos históricos estimados en el tiempo como se realiza en un análisis dinámico no lineal. Este

análisis sostiene dos teorías esenciales: la capacidad y la demanda. La capacidad indica hasta dónde puede soportar el edificio cuando este se encuentra sometido; la capacidad depende de parámetros como las características geométricas de los elementos estructurales, la cuantía del acero de refuerzo, la rigidez y ductilidad propia de los materiales, entre otros. La demanda depende de un evento sísmico, el cual se representa mediante espectros de respuesta o acelerogramas, y a la vez referencia las deformaciones generadas por estas fuerzas. Así mismo la demanda relaciona el conjunto de fuerzas externas producto de aceleraciones a las que es sometida la estructura. La capacidad de la estructura se analiza mediante la construcción de una curva de capacidad, esta se grafica con los datos obtenidos de los máximos desplazamientos en la cima de la estructura y la reacción en la base producto de las fuerzas que producen dichos desplazamientos. El procedimiento para graficar la curva de capacidad comienza con la aplicación de cargas, las cuales se incrementan hasta que la estructura colapse.

Figura 4

Secuencia del proceso análisis pushover



Nota. La figura muestra el procedimiento de un análisis pushover así también la curva generada. Fuente: (Arango, Paz, & Duque, 2009).

2.2.4.2 Limitaciones del Análisis Pushover.

Una limitación que presenta el análisis pushover es el supuesto en que el edificio

vibra en solo en su primer modo, esto no siempre se cumple generalmente en estructuras irregulares en planta y altura. Aparte de esta limitación, el análisis pushover, se centra en las fuerzas estáticas por lo tanto no es posible detectar una respuesta para cargas cíclicas. (Calcina Peña, 2017).

Según Antoniou (2002) el análisis pushover presenta las siguientes limitaciones:

- Se encuentra dificultades para en el modelamiento de efectos torsionales.
- Por ser este análisis un método estático, solo se enfoca en la energía de deformación de la edificación, no tomando en cuenta otros orígenes de disipación de energía, los cuales se asocian con una respuesta de análisis dinámico, estos son la energía cinética y el amortiguamiento viscoso.
- El análisis pushover considera solamente cargas horizontales producto de los eventos sísmicos ignorando los componentes verticales.

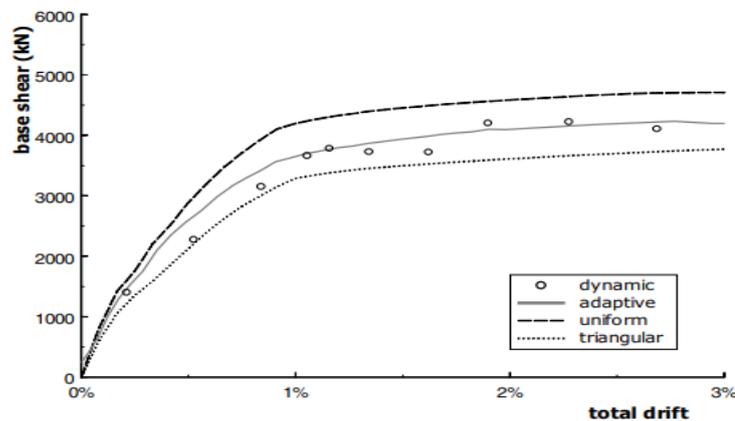
2.2.5 *Análisis pushover adaptativo*

Este método de análisis está enfocado en estimar la capacidad de una estructura por medio de patrones de carga variables, estos se actualizan en cada iteración, y así generar la formación de rótulas plásticas y la pérdida de rigidez del edificio. (Zabala Jorquera, 2017).

Antoniou y Pinho (2004), proponen una metodología de análisis llamado pushover adaptativo que se basa en el desplazamiento producto de cargas que son actualizadas en cada iteración en el análisis, los cuales dependen de los parámetros dinámicos del edificio. Mediante este método de análisis los daños estructurales son producto de fuerzas sísmicas generadas por la respuesta de las deformaciones. La cortante basal se genera a partir del equilibrio de la estructura vs. los desplazamientos obtenidos. Estos resultados son presentados en forma de deformaciones, los cuales, tienen una mejoría respecto a los análisis pushover tradicionales, tal como se muestra en la Figura 5.

Figura 5

Curvas producidas por tipos de pushover



Nota. La figura presenta la comparación de las curvas producidas por un pushover dinámico, adaptativo, uniforme y triangular. Fuente: Antoniou Stylianos (2002).

2.2.6 Curva de capacidad.

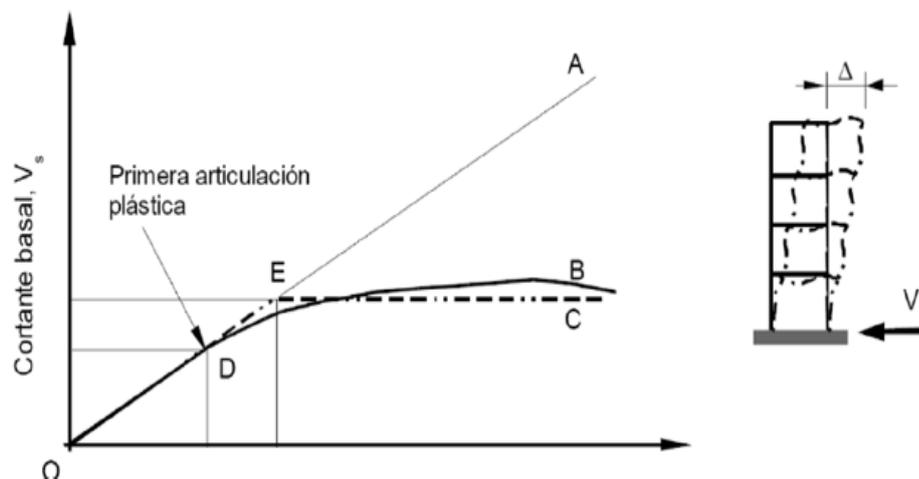
La realización de un análisis estático no lineal, tiene como principal objetivo la obtención de la curva de capacidad, el cual es un gráfico formado a partir de la fuerza cortante en la base de la estructura versus el desplazamiento lateral en un punto a nivel de la azotea, en esta curva se incluyen todas las etapas que se incrementan conforme aumenta la carga que somete al edificio. (Nishant y Siddhant, 2015).

Según la Seismic Safety Commission Seismic (SSCS, 1996) la curva de capacidad relaciona los desplazamientos superiores con las reacciones en la base de un edificio, estos se generan por cada incremento hasta formar la curva de capacidad. Esta curva mayormente se grafica con el fin de generar un comportamiento respecto al primer modo de vibración de la edificación, el cual se basa en la suposición de que, este modo de vibración es el predominante en el comportamiento estructural. Dicha suposición principalmente se cumple en estructuras que tienen un periodo fundamental de un segundo. Para edificaciones con periodos fundamentales mayores a un segundo, el modelamiento tendrá que tomar en cuenta los demás modos de vibración.

En la figura 6 la línea OA indica el comportamiento elástico de la estructura, de esto se infiere que los desplazamientos están relacionados a la magnitud de fuerzas horizontales aplicadas. Luego de resistir las fuerzas laterales, el nivel del comportamiento sísmico será menor que lo correspondiente a sismo de diseño, a partir de ello aparecerán deformaciones plásticas y las secciones entrarán en un rango inelástico. En el punto D se aprecia la primera articulación en el rango inelástico esto indica que el comportamiento de la estructura dejó de ser lineal. Por otro lado, la curva ODB muestra la aparición de más articulaciones y se compara con la curva ideal OEC.

Figura 6

Curva de capacidad de un edificio



Nota. La figura presenta la curva de capacidad producto de una reacción en la base y un desplazamiento. Fuente: Orozco (2012).

La capacidad estructural está relacionada con su resistencia y capacidad a la deformación de sus componentes estructurales, a esto se suman las características de los materiales que los conforman (concreto y acero de refuerzo). Así mismo, un propósito fundamental de la curva de capacidad es mostrar la fluencia y capacidad final de la edificación. El análisis de la curva de capacidad pertenece a una metodología de diseño denominada “Diseño por Capacidad”, cuya finalidad primordial es lograr una edificación

enormemente tolerante a desplazamientos generados por un sismo de intensidad severa, lo cual permite evitar el colapso, incluso después de sobrepasar su resistencia. Para alcanzar este objetivo, es necesario deformar la estructura plásticamente. (Paredes Azaña, 2016).

2.2.6.1 Carga lateral.

El FEMA 356¹, resalta la ecuación 1 para determinar las cargas pseudolaterales.

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \dots (Ec. 1)$$

Donde:

V : Carga pseudolateral

C_1 : Factor que relaciona los máximos desplazamientos plásticos con desplazamientos en un rango elástico lineal.

$$C_1 = 1.5, T < 0.10 \text{ s} \dots (Ec. 2)$$

$$C_1 = 1.0, T \geq T_s \dots (Ec. 3)$$

C_2 : Factor que representa los efectos de la disminución de la rigidez y la pérdida de resistencia, en relación con los máximos desplazamientos.

C_2 se tomará como 1.0.

C_3 : Factor que representa un aumento en los desplazamientos producto de efectos dinámicos P- Δ . Para análisis estáticos C_3 se establecerá igual a 1.0.

C_m : Factor de masa efectiva que representa efectos de participación de la masa modal. Los valores a adoptar se muestran en la tabla 1.

¹ FEMA 356: Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (Report N° 356).

Tabla 1*Valores para el factor de masa efectiva C_m*

Nro. de niveles	Pórticos de concreto	Muros de corte de concreto	Muelles de concreto	Pórticos de acero	Pórticos concéntricos de acero reforzado	Pórticos de excéntricos de acero reforzado	Otros
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 o más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Nota. Tomado del FEMA 356 S_a : Aceleración del espectro elástico en el periodo fundamental. W : Peso sísmico efectivo del edificio.

2.2.6.2 Rótulas plásticas.

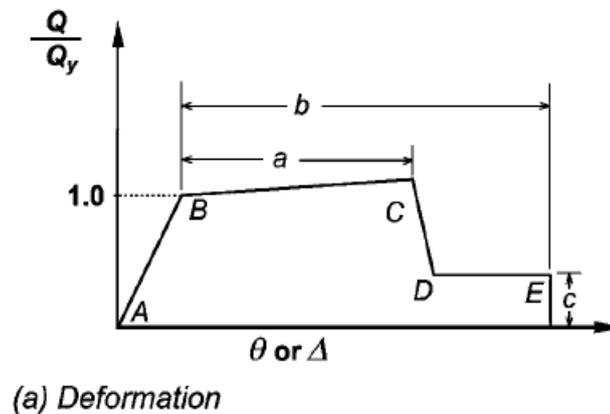
Las rótulas plásticas alcanzan una definición de mecanismos ubicados en lugares específicos de los elementos estructurales, estos admiten una disipación de la energía, logrando así una nueva distribución de acciones logrando así un comportamiento estructural óptimo en general. Las rótulas plásticas se generan en el instante en el que un sobre esfuerzo generado por el incremento de cargas sobrepasa la capacidad elástica en un punto de un elemento estructural. (García Núñez, 2018).

El ASCE/SEI 41-13² plantea un comportamiento a partir de una relación fuerza-deformación para un análisis pushover, esto se muestra en la figura 7. Donde la recta conformada por el punto A y el punto B simbolizan un comportamiento lineal, la recta formada por los puntos B y C, simbolizan un comportamiento lineal con una rigidez reducida, seguidamente se tiene una disminución repentina de resistencia ante una carga sísmica hasta el punto D, seguidamente se muestra un comportamiento con una reducción en la resistencia hasta el punto E, y finalmente la pérdida total de resistencia.

² ASCE/SEI 41-13; American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.

Figura 7

Relación general de esfuerzo-deformación para elementos de concreto



Nota. En la figura se muestra la curva esfuerzo deformación para elementos de concreto

Fuente: ASCE/SEI 41-13.

2.2.6.2.1 Deformación.

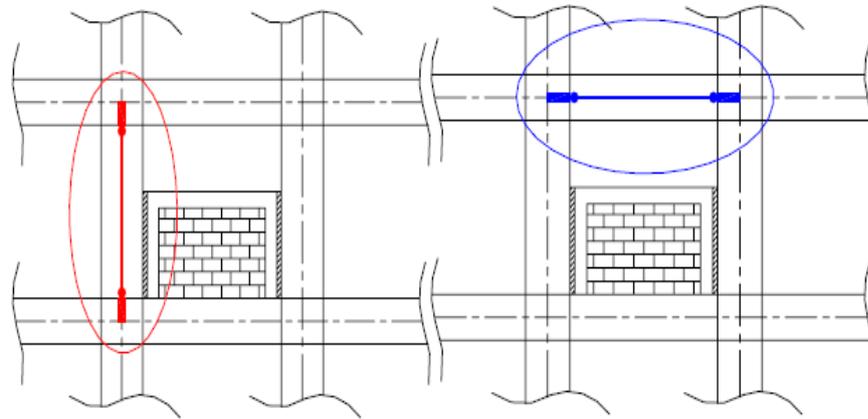
Esta se expresa directamente utilizando términos como deformación, curvatura, rotación o alargamiento, a y b son parámetros que se refieren a las porciones de deformación que se producen después de la fluencia. El parámetro c es la resistencia reducida después de una reducción repentina de los puntos C y D. Los parámetros a, b y c se definen en las tablas 10.7 y 10.8 del ASCE/SEI 41-13 que se muestran en el anexo F. Alternativamente, los parámetros a, b, c pueden determinarse de manera directa mediante análisis con procedimientos justificados o mediante pruebas experimentales. (ASCE/SEI 41-13, 2014).

2.2.6.2.2 Ubicación de las rótulas plásticas.

Navarro y Fernandez (2006) señalan que las rótulas plásticas en un modelamiento se tienen que ubicar en las caras de los extremos de los elementos estructurales, esto con el fin de representar un comportamiento adecuado de vigas y columnas. Los nudos centrales de las uniones de vigas y columnas son considerados zonas con una rigidez infinita.

Figura 8

Ubicación de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado



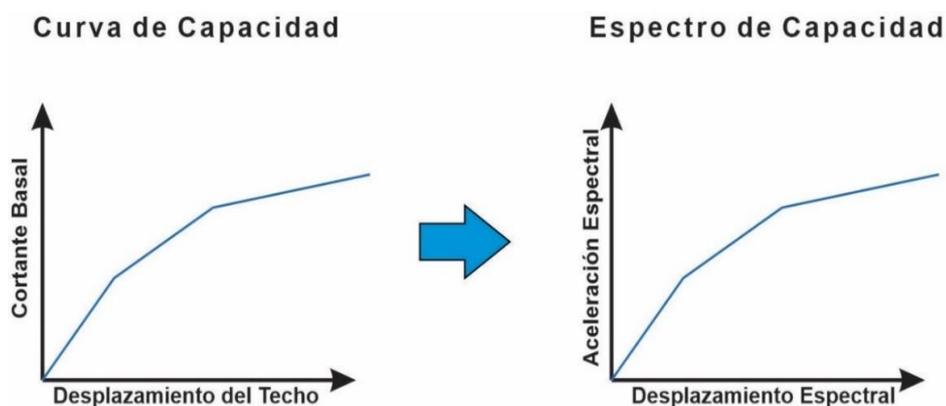
Nota. En la figura se observa los puntos de ubicación de las rótulas plásticas en pórticos de concreto armado. Fuente: Quispe et al. (2001).

2.2.7 Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Necesariamente se tiene que transformar la curva de capacidad, ya que esta se encuentra en relación de desplazamientos y la cortante basal, y para un correcto análisis se requiere una curva en función de aceleraciones espectrales, dicha transformación se realiza mediante las ecuaciones 4, 5, 6 y 7 (ATC-40, 1996).

Figura 9

Curva de capacidad-Espectro de capacidad



Nota. En la figura se observa la transformación de la curva de capacidad en un espectro de capacidad. Fuente: (Paredes Azaña, 2016).

El ATC-40 propone ecuaciones para determinar el espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad las cuales se muestran a continuación:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (\omega_i \Phi_{i,1}) / g}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \Phi_{i,1}^2) / g} \dots (Ec. 4)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \Phi_{i,1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N (\omega_i) / g] \cdot [\sum_{i=1}^N (\omega_i \Phi_{i,1}^2) / g]} \dots (Ec. 5)$$

$$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \Phi_{techo,1}} \dots (Ec. 6)$$

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots (Ec. 7)$$

Dónde:

PF_1 : Factor de Participación modal para el primer modo natural.

α_1 : Coeficiente modal de masa para el primer modo natural.

g : Aceleración de la gravedad

ω_i : Peso correspondiente al nivel “i”

$\Phi_{i,1}$: Coeficiente de forma modal del nivel “i” en el modo “1”

V : Fuerza cortante en la base

W : Carga permanente más un porcentaje de la carga viva, total del edificio

Δ_{techo} : Desplazamiento en el tope de la estructura

Sd : Desplazamiento espectral

Sa : Aceleración espectral

2.2.8 Representación bilineal del espectro de capacidad

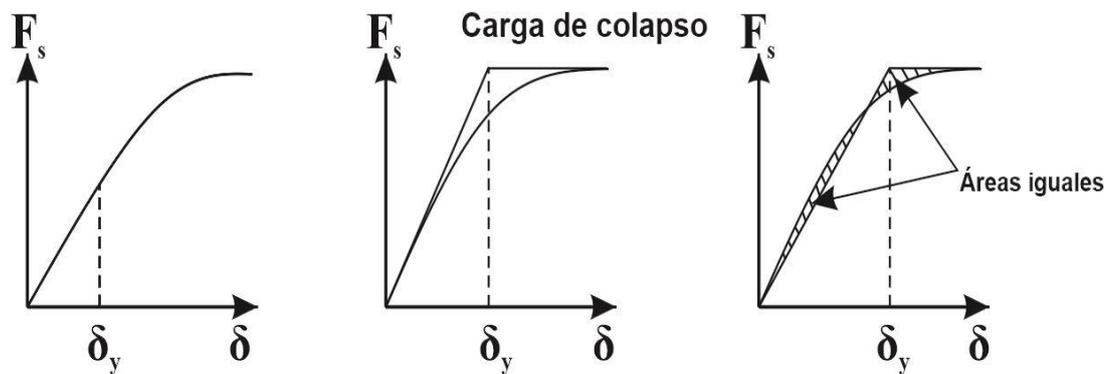
Una representación bilineal es una idealización de la curva de capacidad, la cual se construye con la finalidad de obtener parámetros medibles, como el punto de fluencia relacionados a una respuesta estructural al analizarla en un rango no lineal (Marte Jiménez, 2014). En la figura 10 se muestra la determinación del punto de fluencia en una

curva de capacidad a través de una representación bilineal.

Para realizar una representación bilineal adecuada, es prioritario conocer el punto de fluencia, el cual limita un comportamiento lineal y no lineal de una edificación. Además, se conoce que la formación de la primera rótula muestra el inicio del comportamiento no lineal de una estructura, no obstante, este acontecimiento no cambia la pendiente de la curva de una manera notoria, este cambio lo marca la representación de la rigidez que presenta la estructura. En consecuencia, es prioritario determinar el punto de fluencia donde se produce un cambio con notoriedad en el comportamiento del edificio y por ende el cambio de la pendiente en la curva de capacidad, este punto se denomina “fluencia efectiva”. Con la determinación de este punto, se puede simplificar la curva de capacidad en una curva bilineal. (Paredes Azaña, 2016).

Figura 10

Fluencia efectiva o deformación de fluencia



Nota. Tomada de Wakabayashi y Martínez (1988).

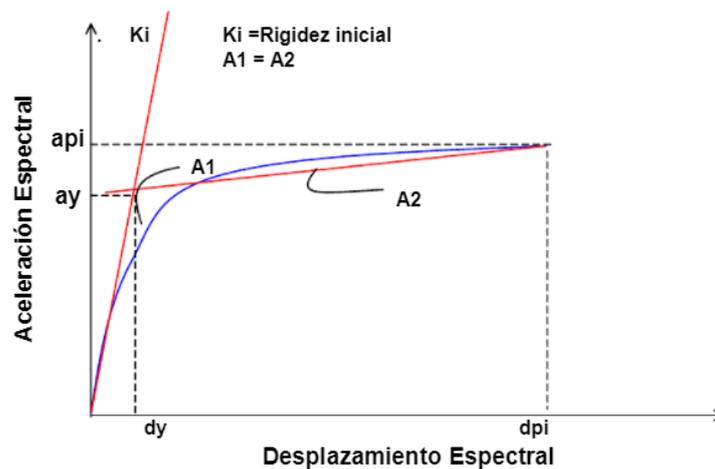
El ATC-40 indica los pasos para determinar el punto de fluencia efectiva estos son:

1. Se traza una línea desde el origen siguiendo el rango lineal de la curva de capacidad.
2. Se determina el último punto antes del colapso o de inestabilidad de la estructura, también llamado posible punto de desempeño, dicho punto es

- ubicado por el especialista.
3. Partiendo del punto anterior, se traza otra línea desde el punto previo al colapso hasta la intersección con la primera línea, a través del criterio de que las áreas formadas por las líneas trazadas y la curva de capacidad sean iguales.
 4. La intersección de las líneas trazadas en el paso anterior es el punto de fluencia efectiva, este paso se realiza de forma iterativa hasta conseguir la igualdad de las áreas.

Figura 11

Representación bilineal



Nota. La figura presenta una representación bilineal de un espectro de capacidad. Fuente: (Delgadillo Alanya, 2005).

5. Con la estimación del punto de fluencia efectiva se obtiene el rango elástico, lo cual, es la recta que se forma a partir del origen hasta el punto de fluencia y el rango inelástico conformado por la recta que parte en el punto de fluencia hasta el punto de colapso.

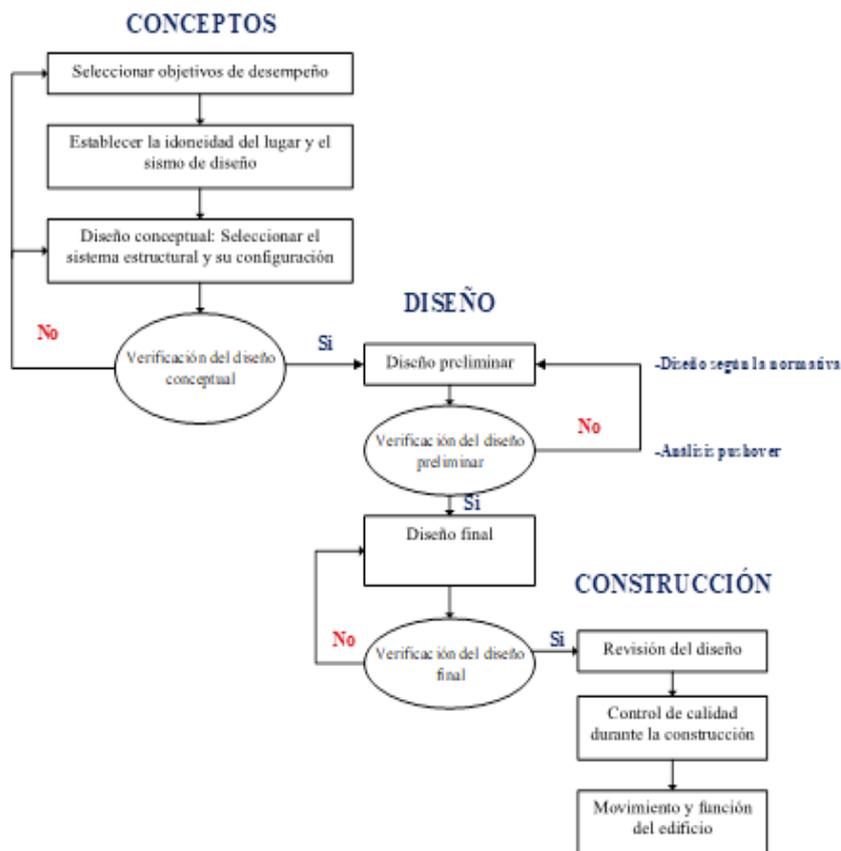
2.2.9 Desempeño sísmico

El desempeño sísmico se puede comprender como la suma de varios factores, empezando por un nivel de seguridad que se brinda a los ocupantes de una edificación

ante eventos sísmicos, a esto se suma los problemas generados por las fallas de la edificación como los costos de reparación, el tiempo de inoperatividad, impacto en los ingresos económicos y los impactos arquitectónicos e históricos respecto a la sociedad. Toda la amplitud de los daños que se podría generar en una edificación, así como las afecciones a sus sistemas de funcionamiento ante un evento sísmico están relacionados de manera directa con las características de desempeño. (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Figura 12

Metodología del diseño sísmico basado en desempeño



Nota. En la figura se observa un mapa conceptual con los criterios de la metodología basada en desempeño. Fuente: SEAOC Vision 2000 Committe (1995).

Todas las estructuras que se enfrentan a sollicitaciones sísmicas requieren ser dotadas de consideraciones especiales de rigidez, ductilidad y resistencia, de manera que estas puedan comportarse de manera adecuada y percibir un daño controlado frente a los



eventos sísmicos. La rigidez se comprende como la capacidad de la estructura para oponerse al desplazamiento lateral, de manera que mientras una estructura es más rígida, también es menos propensa a desplazarse en un evento sísmico. La ductilidad está referida a la capacidad de la estructura para seguir deformándose y dañándose luego de haberse alcanzado la fluencia efectiva. Es decir, el momento donde se genera la primera rótula plástica. Una estructura más dúctil es aquella que es capaz de alcanzar desplazamiento y daño antes de colapsar, lo cual permite a las personas escapar de un posible siniestro. Por último, la resistencia estructural es aquella fuerza que puede resistir dentro del rango elástico, lo cual significa que es la fuerza máxima que puede aplicarse a la estructura sin que esta sufra ningún daño teóricamente. (del Rosario Gamero, 2018).

2.2.10 Ingeniería sísmica basada en desempeño

La PBEE según sus siglas en inglés, ingeniería sísmica basada en desempeño, trata de un proceso que comienza con el diseño de conceptos para un proyecto, que está regido por varias metodologías, normas, criterios, etc. Esto nos permitirá realizar el diseño de una estructura con la capacidad de resistir el impacto sísmico evitando el colapso de la estructura y por consecuencia brindando seguridad a la vida de los ocupantes. Un avance importante fue determinar que una estructura aporricada podría comportarse de una mejor manera frente a un evento sísmico, si se pudiera garantizar la formación de rótulas plásticas en vigas y no en columnas siguiendo el concepto de viga débil-columna fuerte, además de garantizar que la resistencia de los esfuerzos de corte en los elementos estructurales no excedan a la resistencia por esfuerzos de flexión. (Díaz y Díaz, 2020).

Choque y Luque (2019), indican que la PBSB según sus siglas en inglés, diseño sísmico basado en desempeño, se trata de una metodología donde es posible predecir con un alto grado de confianza el comportamiento de estructuras ante la ocurrencia de eventos sísmicos. Permitiendo con esto un eficaz uso del presupuesto destinado al diseño y



construcción de la edificación, teniendo como objetivo garantizar un nivel básico de seguridad para minimizar el peligro de pérdidas eventuales. El diseño sísmico que se basa en desempeño no solamente se usa en estructuras nuevas, ya que edificaciones existentes se podrían analizar y ajustar a los objetivos de desempeño. Se deberá estimar el daño y consecuencias a los elementos estructurales producidos por un sismo para determinar el comportamiento de una edificación, sin embargo, en el presente las normas peruanas de diseño sismorresistente no se enfocan en evaluar el desempeño después del daño.

2.2.11 Nivel de desempeño sísmico

La cuantía de daño en una estructura y las consecuencias de estos daños en el funcionamiento de la edificación producto de un evento sísmico, son la cuantificación del desempeño sísmico de una estructura. Esta conceptualización no solo se aplica a edificios comunes, por el contrario, se extiende a todo tipo de estructuras, así como también incluye a elementos no estructurales y elementos contenidos dentro de la edificación. El nivel de desempeño sísmico manifiesta un estado de daño, en dónde se establece un límite o tolerancia en función a los supuestos daños generados en la edificación, el riesgo de daño a la vida de los ocupantes, y la operatividad de la edificación después del evento sísmico. El nivel de desempeño también se comprende como una máxima extensión del daño, en dónde son considerados elementos estructurales y no estructurales, los cuáles están relacionados con la funcionalidad de la edificación. El nivel de desempeño es expresado de forma cualitativa para facilitar la comprensión del público en general. (SEAOC, 1995).

2.2.11.1 Propuesta del comité visión 2000.

Según esta asociación existen cuatro niveles de desempeño sísmico después de un posible evento sísmico según el SEAOC (1995) estos son los siguientes:

- Totalmente Operacional: En este nivel no se producen daños esenciales. La



estructura muestra completo grado de seguridad para los ocupantes de la edificación. El contenido y los servicios de la edificación se encuentran en completo funcionamiento y disponibilidad. En términos generales no se necesita ningún tipo de reparación.

- Operacional: Se aprecian daños mínimos en los elementos estructurales, en los elementos no estructurales y elementos contenidos en la edificación se aprecian daños moderados. No se compromete la seguridad estructural de la edificación, permitiendo una ocupación inmediata después del evento sísmico.
- Seguridad de vida: En este nivel se generan daños moderados en los elementos estructurales y no estructurales, también se aprecian daños medianos a elementos contenidos en la edificación. Se reduce en gran porcentaje la rigidez de la estructura volviéndola vulnerable a deformaciones laterales, pero aún se mantiene en un rango de seguridad respecto a un colapso. La estructura no puede ser ocupada inmediatamente después del evento sísmico, existe la posibilidad que se requiera de una rehabilitación.
- Prevención al colapso: En este nivel la edificación reduce aún más su rigidez, generando la inestabilidad de la estructura y acercándose al colapso. La correcta evacuación se puede ver afectada por el daño producido al funcionamiento de la estructura. La estructura no brinda seguridad a los ocupantes, la reparación se compromete respecto al alto costo económico.

2.2.11.2 Propuesta del ATC-40 y Fema-356.

Estas dos propuestas se relacionan debido a que el FEMA 356 realizó una actualización del ATC-40 presentando algunos cambios, por este motivo presentan conceptos similares.

El ATC-40 y FEMA 356 sostienen que el nivel de desempeño de una estructura

está relacionado con el nivel de desempeño de sus componentes estructurales y no estructurales. (Chavesta Ruelas, 2019).

2.2.11.2.1 Niveles para los elementos o componentes estructurales.

Según lo indicado por el FEMA 356 (200), existen cuatro niveles de desempeño para elementos estructurales estos son: ocupación inmediata, seguridad de vida, prevención al colapso y el no considerado. Adicionalmente implanta dos niveles intermedios estos son: daño controlado y seguridad de vida; estos son utilizados para diferenciar el nivel de desempeño en un proceso de evaluación o reforzamiento estructural de una edificación.

Por otro lado, el ATC-40 (1996), define por separado los niveles de desempeño de elementos estructurales y no estructurales, al relacionarse dan como resultado el nivel de desempeño de la estructura. Esta propuesta presenta cuatro niveles de desempeño para elementos estructurales, los cuales se representan con la abreviación SP-n (donde n es un número designado), estos niveles se describen a continuación:

- SP-1, Inmediata ocupación: Corresponde a los daños posteriores al terremoto donde se produjeron daños estructurales extremadamente limitados. La capacidad y resistencia del edificio se mantienen tal cual previo al evento sísmico.
- SP-2, Control de daño: Este rango no califica como un nivel de desempeño, pero es una categoría en donde se muestran los daños producidos después de un evento sísmico. También sirve para marcar posiciones en situaciones donde se pretenda limitar daños estructurales y evitar llegar a nivel SP-3. La protección de elementos arquitectónicos o contenidos valiosos en el caso de edificios históricos, se muestran como ejemplo de un control de daño.
- SP-3, Seguridad de vida: En este nivel aparecen daños significativos después

del sometimiento de la estructura ante un evento sísmico, sin embargo, aún existe una holgura considerable previo al colapso de la estructura.

- SP-4, Seguridad limitada: Es te rango no se considera como un nivel específico, por el contrario, se trata de una categoría donde se muestra los estados de daño después de un evento sísmico. Se trata de una relación del nivel de desempeño estructural y no estructural.
- SP-5, Estabilidad estructural: En este nivel se muestra un daño estructural más sensible después de un evento sísmico, en donde la estructura está próxima al colapso. Se producen daños esenciales donde la estructura sufre una degradación de capacidad y rigidez ante fuerzas laterales.
- SP-6, No considerado: Se trata de un indicador, mas no de un nivel, usado en situaciones donde se ejecuta un análisis sísmico no estructural.

2.2.11.2.2 Nivel de desempeño para los componentes no estructurales.

El FEMA 356 (200), plantea 5 estados de daño de donde se determinará el nivel de desempeño para elementos no estructurales que pueden ser acabados, sistemas eléctricos, etc.

El ATC-40 (1996), propone representar estos niveles con la abreviación NP-n en donde n una letra designada, como se describen a continuación:

- NP-A, Operacional: Es un estado donde después de los daños posteriores al terremoto, elementos y sistemas no estructurales se encuentran en su mismo lugar y en pleno funcionamiento. Pero es de esperar que se produzcan pequeñas alteraciones y sea necesario una limpieza, todos los equipos y la maquinaria deberían estar funcionando.
- NP-B, Inmediata ocupación: Trata de un estado posterior a los daños de un evento sísmico, los elementos y sistemas no estructurales mantienen su



posición. Es de esperar que se produzcan pequeñas alteraciones y se necesite limpieza a los daños producidos por el desplazamiento de los contenidos. Los equipos y la maquinaria pueden sufrir algunas limitaciones para su funcionamiento.

- NP-C, Seguridad: Según este estado se presentan daños considerables en los componentes no estructurales, más no entra en consideración el colapso o la caída de elementos con un peso considerable para generar lesiones de gravedad. No tendría que existir peligros por alteraciones de sistemas secundarios.
- NP-D, Amenaza: En este estado se producen daños considerables en los elementos no estructurales, no obstante, no se incluye el riesgo de colapso o desprendimiento de elementos de peso considerable para generar daños a los ocupantes.
- NP-E, No considerado: En este estado no se analizan elementos no estructurales, solo en ocasiones donde existe una consecuencia en el comportamiento estructural.

2.2.11.2.3 Niveles de desempeño combinado para las estructuras.

Los niveles de desempeño para una estructura se determinan de la adecuada combinación de los niveles de desempeño para componentes estructurales y no estructurales. En la tabla 2 se muestra los cuatro niveles de desempeño para una estructura después de una combinación apropiada, estos son: Operacional, inmediata ocupación, seguridad de vida y estabilidad estructural. Los otros términos hacen referencia a otras combinaciones y el término NR indica que dicha combinación es no recomendable para una evaluación. (ATC-40, 1996).

Tabla 2*Niveles de desempeño combinado de una edificación*

Niveles de desempeño no estructurales	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-D	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-D Estabilidad Estructural	No aplicable

Nota. Tomado del ATC-40 (1996).

Dónde:

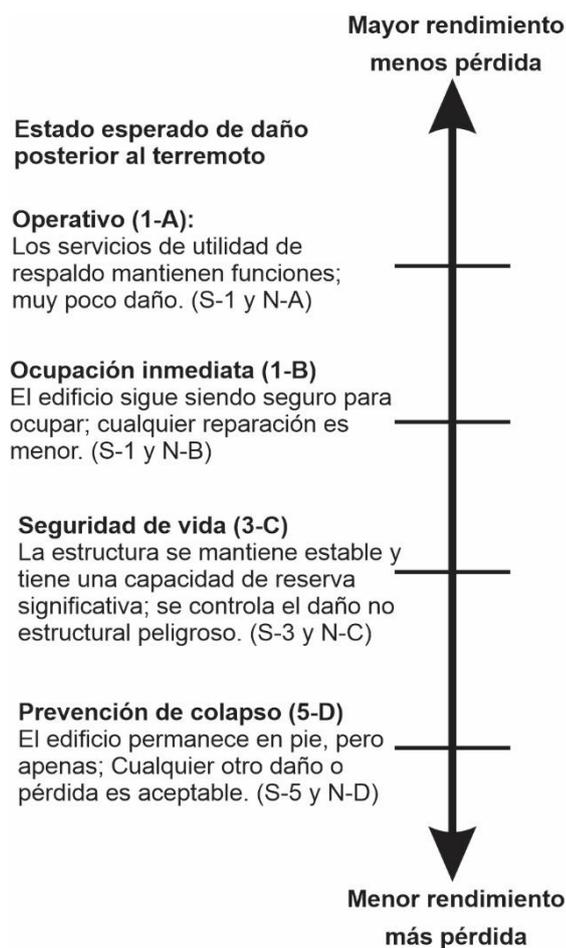
- 1-A, Operacional: En este nivel los daños producidos son muy limitados, se garantiza una segura ocupación, se necesitarán reparaciones mínimas, las cuales se pueden realizar ininterrumpiendo a los ocupantes. Respecto a los elementos no estructurales y sus sistemas de funcionalidad no se presentan daños mayores, garantizando la funcionalidad de la edificación.
- 1-B, Inmediata ocupación: Los criterios de este nivel son los más usados para el análisis de edificios esenciales. No se garantiza el completo funcionamiento de la edificación. Los elementos contenidos en el edificio pueden resultar dañados.
- 3-C, Seguridad vital: Este nivel pretende alcanzar daños que no generen amenaza alguna a la vida de los ocupantes, tanto por daños en los elementos estructurales o el desprendimiento de componentes no estructurales de la edificación. No obstante, los muebles menores no son controlados y pueden

producir riesgos secundarios como un incendio. Este nivel de desempeño pretende ser inferior al que se espera de los edificios nuevos diseñados según el código.

- 5-E, Estabilidad estructural: En este nivel de desempeño se busca únicamente que la estructura tenga una estabilidad respecto a cargas verticales. Se pueden producir volcaduras externas e internas que comprometan el comportamiento de la edificación. El óptimo comportamiento de los elementos no estructurales no presenta fiabilidad.

Figura 13

Niveles y rangos del desempeño estructural



Nota. En la figura se muestra los niveles y rangos de desempeño de un edificio. Propuesto por el ASCE/SEI 41-13 (2014).

2.2.12 *Desempeño esperado de la edificación*

Según lo descrito por el ATC-40 (1996), el desempeño esperado de una edificación es el comportamiento considerado como óptimo ante las intensidades de un evento sísmico.

La selección del desempeño esperado de una edificación debe basarse en sus características de ocupación, la función de sus instalaciones, los aspectos económicos en relación a los costos por reparación de daños e interrupción de servicios, además de su importancia respecto a su valor cultural e histórico. Existen niveles de amenaza sísmica los cuales están relacionados de manera directa al desempeño esperado de una edificación, los niveles de amenaza sísmica se expresan en función a su probabilidad de ocurrencia. Las fuerzas generadas por las amenazas sísmicas son determinados a partir de parámetros que las normas o códigos expresan convencionalmente, de esta manera también obtenemos la intensidad microsísmica, aceleraciones máximas y los espectros de respuesta, los cuales están vinculados con un período de retorno medio y una probabilidad de excedencia. Se entiende como periodo de retorno medio al intervalo de tiempo en años en que se puede volver a producir un sismo con el mismo grado de intensidad. Mientras que la probabilidad de excedencia señala la probabilidad en dónde las consecuencias de un sismo pasado puedan verse superadas en nuevo evento sísmico. (SEAOC, 1995).

$$T = -\frac{1}{1 - (1 - p)^{1/n}} \dots (Ec. 8)$$

$$\frac{S_{a_2}}{S_{a_1}} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{0.4} \dots (Ec. 9)$$

Dónde:

T : Periodo de retorno

p : Probabilidad de ocurrencia.

n : Periodo de años.



S_{a_2}, S_{a_1} : Pseudoaceleraciones de los sismos relacionados

T_2, T_1 : Periodo de retorno de sismos relacionados

2.2.12.1 Propuesta del ATC-40.

Según lo planteado por el ATC-40 (1996), los eventos sísmicos se pueden expresar por medio de la intensidad de sus sacudidas, estos eventos se determinan mediante la relación de su probabilidad de ocurrencia y periodo de retorno, complementándose necesariamente con los espectros de respuesta o aceleraciones recopiladas de grabaciones de uno o varios eventos sísmicos. Existen tres niveles de amenaza sísmica para la realización de un diseño estructural, estos se describen a continuación:

- Sismo de Servicio (SS): Este nivel de amenaza sísmica tiene una de probabilidad de excedencia del 50% en un período de 50 años, además presenta un periodo de retorno de 75 años. Debido a que este nivel de amenaza se producirá más de una vez en toda la vida de la estructura, se cataloga como un sismo frecuente.
- Sismo de Diseño (SD): Este nivel de amenaza sísmica tiene una de probabilidad de excedencia del 10% en un período de 50 años, además presenta un periodo de retorno de 475 años. Debido a que este nivel de amenaza se puede producir al menos una vez en toda la vida de la estructura, se cataloga como un sismo poco frecuente.
- Sismo Máximo (SM): Este nivel de amenaza sísmica tiene una de probabilidad de excedencia entre el 2% al 5% en un período de 50 años, además presenta un periodo de retorno entre 975 y 2475 años. Es utilizado para el análisis y diseño de estructuras esenciales, debido a que se trata del nivel de movimiento máximo producto de un evento sísmico.

2.2.13 *Objetivos del desempeño estructural*

Uno de los pasos primordiales en la metodología por desempeño es la elección de los objetivos de desempeño que tendrá la edificación. El cliente elige el objetivo que desea para su estructura con asesoría de un ingeniero especialista, analizando el peligro sísmico, el costo económico y los riesgos aceptables. Estos objetivos de desempeño parten desde los requisitos mínimos planteados en las normas locales, una manera ideal sería obtener un nivel de seguridad de vida en un evento sísmico raro, y un nivel operacional para un evento sísmico muy raro. (Choque y Luque, 2019).

Del párrafo anterior se concluye que un objetivo de desempeño está relacionado a un nivel de amenaza sísmica y un nivel de desempeño correspondiente a la estructura.

2.2.13.1 **Propuesta del ATC-40.**

Según el (ATC-40, 1996), para adoptar un nivel de desempeño para una estructura, se necesita evaluar sus condiciones del funcionamiento y su plan económico de preservación. En la actualidad se presenta una diversidad de composiciones, según las características de uso de la edificación y su importancia. En la tabla 3 se presentan los niveles de desempeño esperados para cada demanda sísmica, partiendo de una seguridad básica como criterio fundamental utilizado en estructuras convencionales, se espera que la estructura alcance un nivel de desempeño de seguridad de vida para un sismo de diseño y un nivel de desempeño de estabilidad estructural para un sismo máximo.

Tabla 3

Nivel de desempeño esperado según el ATC-40

Nivel del movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)	OK	NA	NA	NA
Diseño (SD)	OK	OK	OK	NA
Máximo (SM)	OK	OK	OK	OK

Nota. Donde NA significa no aceptable y OK aceptable. Fuente: ATC-40 (1996).

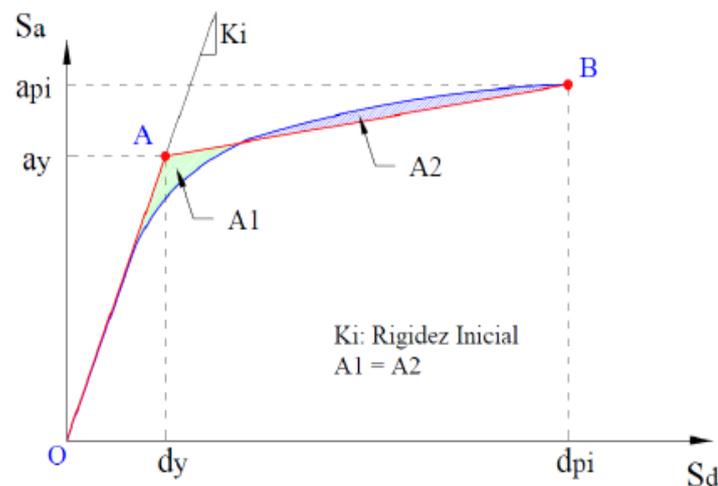
2.2.14 Métodos para estimar el punto de desempeño

2.2.14.1 Método del espectro de capacidad.

El ATC-40 (1996), propone procedimientos iterativos, los cuales se basan en conceptos y relaciones matemáticas para así determinar los puntos de desempeño definitivos el más común es el método del espectro de capacidad este se explica a continuación:

Figura 14

Procedimiento del método espectro de capacidad



Nota. En la figura se muestra el procedimiento gráfico del método espectro de capacidad.

Fuente: ATC-40 (1996).

Donde:

a_{pi}, d_{pi} : posibles puntos de desempeño

a_y, d_y : puntos de fluencia de la representación bilineal

A_1, A_2 : áreas generadas por la curva de desempeño y la curva bilineal

K_i : Rigidez inicial

Obtención del espectro de capacidad. Este espectro de capacidad se obtiene a partir de una transformación de los componentes de la curva de capacidad, estos componentes se tienen que encontrar en formato ADRS. El procedimiento se explicó

anteriormente en el capítulo II, página 41.

Representación bilineal del espectro de capacidad. Es necesario representar el espectro de capacidad con una curva bilineal, con la finalidad de determinar la amortiguación efectiva y la reducción del espectro de demanda, partiendo de la selección de puntos de desempeño de prueba a_{pi} , d_{pi} .

Estimación del amortiguamiento y reducción del espectro de demanda. Cuando el comportamiento de una estructura entra en el rango inelástico debido a los movimientos producidos por un evento sísmico, se genera un amortiguamiento, el cual se considera como la combinación de un amortiguamiento histerético y un amortiguamiento viscoso propio de la estructura. el amortiguamiento histerético tiene relación con el área dentro de la curva formada por la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento en el techo de la estructura. El amortiguamiento histerético se puede presentar en forma de amortiguamiento equivalente β_{eq} , utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05 \dots (Ec. 10)$$

Dónde:

β_{eq} : Amortiguamiento histerético o amortiguamiento viscoso equivalente.

0.005: 5% constante debido al amortiguamiento viscoso propio de la estructura.

β_o se puede expresar de la siguiente manera:

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{So}} \dots (Ec. 11)$$

Dónde:

E_D : Energía disipada por amortiguamiento.

E_{So} : Energía máxima de deformación.

E_D y E_{So} se muestran gráficamente en la figura 15, donde E_D es la energía disipada por la estructura en un solo periodo de movimiento, de esta manera es el área encerrada

por un solo ciclo de histéresis. E_{So} es la energía máxima de deformación asociada al mismo período de movimiento, de esta manera es el área del triángulo sombreado.

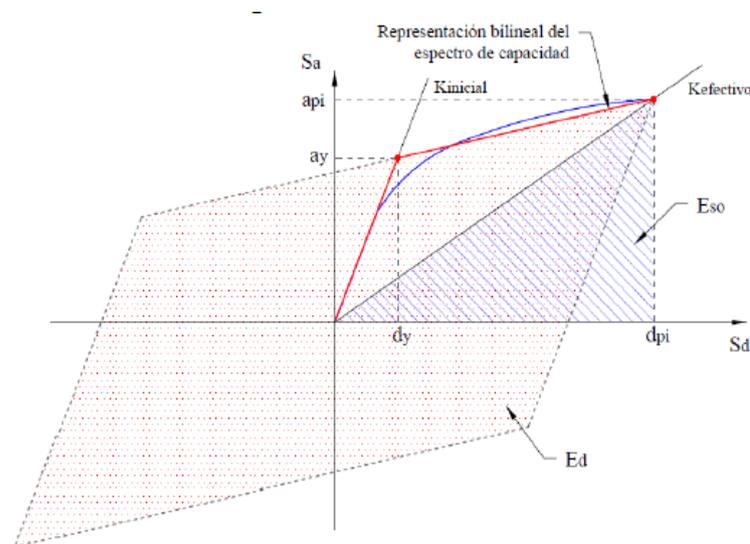
A partir de lo descrito anteriormente se puede expresar E_D y E_{So} de la siguiente manera:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \dots (Ec. 12)$$

$$E_{So} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \dots (Ec. 13)$$

Figura 15

Derivación del amortiguamiento β_o



Nota. En la figura se muestra la derivación del amortiguamiento β_o para la reducción espectral. Fuente: (ATC-40, 1996).

Seguidamente reemplazando obtenemos β_o expresado de la siguiente manera:

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi} / 2} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \dots (Ec. 14)$$

$$\beta_o = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \dots (Ec. 15)$$

Escribiendo β_o en términos de porcentaje de amortiguamiento crítico obtenemos el amortiguamiento viscoso equivalente:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \dots (Ec. 16)$$

En la figura 15 se muestra que el ciclo de histéresis es una aproximación válida para estructuras dúctiles que interactúan con movimientos cortos relativamente y con un amortiguamiento viscos equivalente menor al 30%. Por lo tanto, se expresa un amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} , el cual resulta el término β_0 multiplicado por un factor k :

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 \dots (Ec. 17)$$

Tabla 4

Valores para el factor de modificación del amortiguamiento k

Tipo de comportamiento estructural	β_0 (%)	k
	≤ 16.25	1.0
Tipo A	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
	≤ 25	0.67
Tipo B	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Nota. La presente tabla muestra los valores que adopta k dependiendo del tipo de edificación. Fuente: ATC-40 (1996).

El factor k está en función del comportamiento de la estructura, el cual depende de su resistencia y los periodos de duración de movimientos en el suelo producto de un evento sísmico (ATC-40, 1996). En la tabla 4 se muestran los límites para la estimación del factor k , el cual está en función del comportamiento de la estructura.

SR_A y SR_V , factores de reducción se expresan de la siguiente manera:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \dots (Ec. 18)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \dots (Ec. 19)$$

Dónde:

SRA: Factor de reducción espectral en el rango de aceleración constante del espectro de demanda sísmico.

SRV: Factor de reducción espectral en el rango de velocidad constante del espectro de demanda sísmico.

La tabla 5 muestra los valores mínimos adoptados para SR_A y SR_V , dependiendo del comportamiento estructural de la edificación.

Tabla 5

Valores mínimos permitidos para SR_A y SR_V

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

Nota. Tomada de ATC-40 (1996).

Dónde:

- Estructura tipo A: Utilizado para edificaciones relativamente nuevas.
- Estructura tipo B: Utilizado para edificaciones existentes.
- Estructura tipo C: Utilizado para edificaciones con una baja ductilidad.

2.2.14.2 Procedimiento del espectro de capacidad según el ATC-40.

Choque y Luque (2019) muestran un resumen del procedimiento del método del espectro de capacidad el cuál se muestra a continuación:

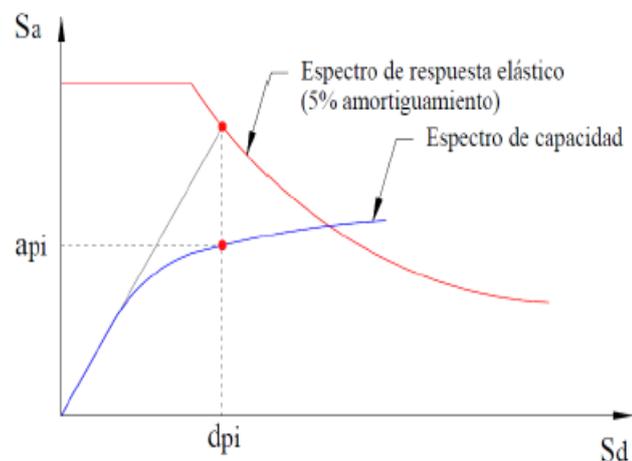
1. Determinar la curva de capacidad de la estructura a través de un análisis estático no lineal.
2. Determinar el espectro de demanda sísmico elástico a partir de las características de la estructura.
3. Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad,

superponiendo a este los espectros de demanda.

4. Asignar un punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}).
5. A partir del punto de desempeño de prueba asumido, desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad.

Figura 16

Punto de desempeño de prueba



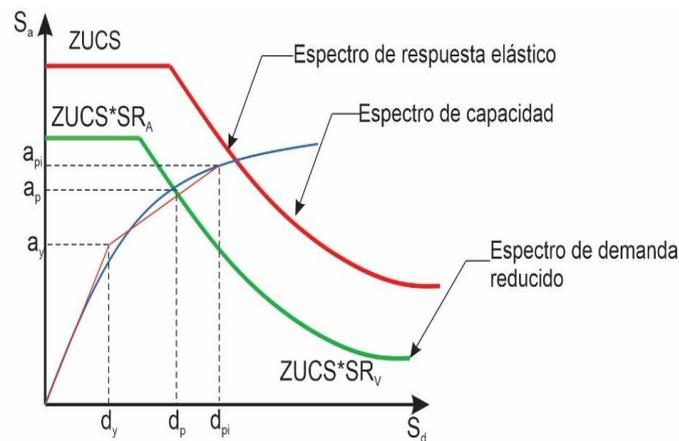
Nota. En la figura se muestra la determinación del punto de desempeño de prueba. Fuente: (ATC-40, 1996)

6. Determinar los valores para los factores de reducción espectral SR_A y SR_V y determinar los espectros de demanda reducidos, seguidamente superponerlos con el espectro de capacidad.
7. Estimar el punto de desempeño definitivo (d_p, a_p) en la intersección de los espectros de demanda reducidos con el espectro de capacidad.
8. Si el valor de desplazamiento d_p entra en un rango del $\pm 5\%$ del valor de desplazamiento d_{pi} asumido, ósea ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$). Se considera el punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}) como el punto de desempeño definitivo (d_p, a_p), por lo tanto, el valor del desplazamiento d_p representa el máximo desplazamiento que se puede obtener ante ese espectro de manada.

9. En el caso en el que el punto d_p no entre en rango del $\pm 5\%$ se deberá de asignar otro punto de desempeño de prueba y comenzar de nuevo a partir del paso 5.

Figura 17

Punto de desempeño definitivo



Nota. En la figura se muestra la determinación del punto de desempeño definitivo. Fuente: (ATC-40, 1996)

2.2.15 Verificación del desempeño sísmico y criterios de aceptación

2.2.15.1 Límites de aceptabilidad global del edificio.

Según el ATC-40 (1996), la ubicación del punto de desempeño definitivo tiene que superponerse en la sectorización de la curva de capacidad (ver figura 18), para determinar su nivel de desempeño, así mismo se establece límites para las derivas totales y derivas inelásticas como se observa en la tabla 6.

2.2.15.2 Límites de aceptabilidad de componentes y elementos.

Estos límites están dados por la resistencia que presentan los componentes de la estructura y su capacidad de deformación.

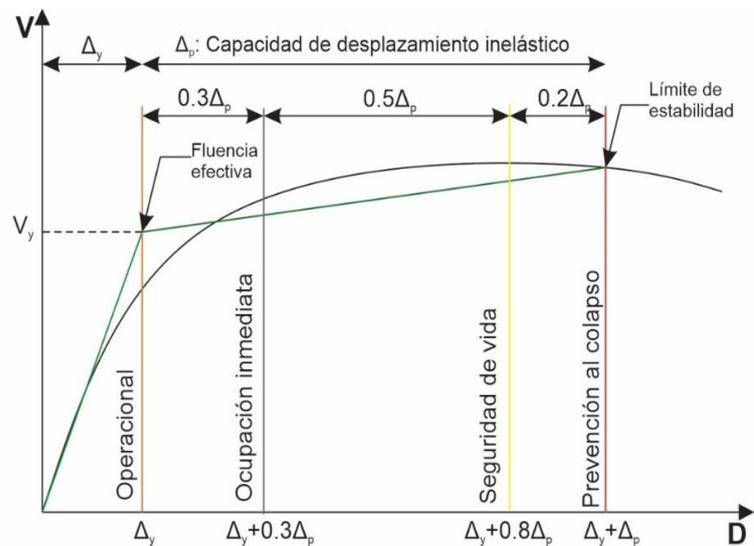
- a. Resistencia de componentes: No se puede exceder la resistencia de los componentes, producto de la demanda sísmica en el punto de desempeño definitivo. Se acepta un comportamiento inelástico mientras no se excedan los

límites de deformación, esto para acciones dúctiles las cuales son controladas por deformación.

- b. Capacidad de deformación de componentes: No se permite que las deformaciones estimadas superen los límites de deformación, en cada nivel de desempeño.

Figura 18

Sectorización de la curva de capacidad para estimar el nivel de desempeño



Nota. En la figura se muestra la sectorización de la curva de capacidad a través de la representación bilineal para estimar el nivel de desempeño. Fuente: ATC-40.

Tabla 6

Límites de derivas totales e inelásticas

Límite de deriva entre pisos	Nivel de desempeño			
	Ocupación inmediata	Control de daños	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Máxima deriva total	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Máxima deriva inelástica	0.005	0.005-0.015	Sin limite	Sin límite

Nota. Donde V_i es el cortante total, y P_i es la carga de gravedad total en el piso i . Fuente:

ATC-40 (1996).



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Nivel de investigación

El presente trabajo de investigación es de nivel descriptivo cuyo propósito se centra en estimar el nivel del desempeño sísmico que alcanza una estructura de concreto armado, mediante un análisis estático no lineal aplicando un programa de análisis computacional. Respecto al carácter descriptivo de una investigación, Bernal Torres (2010), menciona que en tales estudios *“se muestran, narran, reseñan o identifican hechos, situaciones, rasgos, características de un objeto de estudio, o se diseñan productos, modelos, prototipos, guías, etc., pero no se dan explicaciones o razones de las situaciones, los hechos, los fenómenos, etc.”* (p.113).

3.2 Tipo de investigación

Es una investigación pura o básica según su finalidad y el tipo de conocimientos a obtener, es prospectivo según la planificación de las mediciones; asimismo es transversal de acuerdo al período de tiempo y al número de mediciones de la variable de estudio y, cualitativo de acuerdo a la naturaleza de la información y al tipo de datos a emplear.

La investigación pura o básica según Ander-Egg (1977) *“busca el progreso científico, acrecentar los conocimientos teóricos, sin interesarse directamente en sus posibles aplicaciones o consecuencias prácticas; es más formal y persigue las generalizaciones con vistas al desarrollo de una teoría basada en principios y leyes”*. (p.27).

3.3 Diseño de la investigación

Se llevó a cabo el diseño de investigación no experimental transectorial o transversal, según, Hernández et al. (2014), en este tipo de diseño los datos son

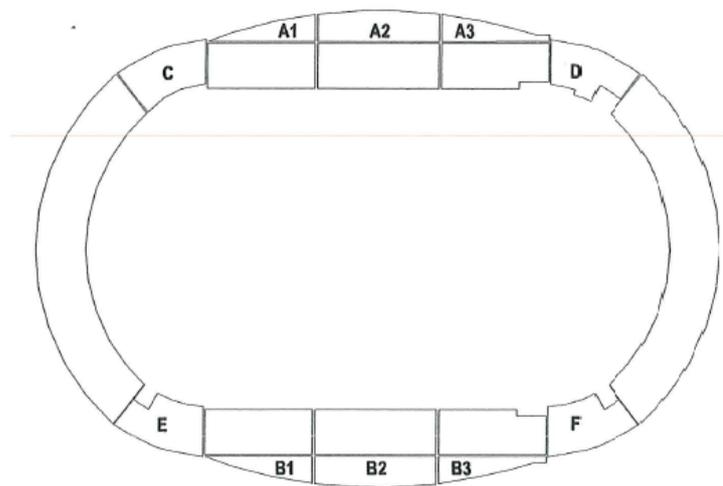
recolectados en un solo momento, en un tiempo único. Siendo su finalidad describir las variables, analizando también su incidencia como su interrelación en un momento definido.

3.4 Población y muestra

La población se constituye por los 10 bloques de estructuración independiente que conforman el estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca, cuya distribución se muestra en la figura 19.

Figura 19

Conformación y distribución de los bloques del estadio GBR, en remodelación



Nota. Tomado del Expediente modificado N°1.

La muestra se eligió realizando un muestreo no probabilístico de tipo intencional o por conveniencia. De esta manera como muestra se escogió la tribuna nor-oriental por las características en planta y en elevación que posee la estructura, además de las cargas que soporta y su estructuración.

3.5 Variables

Para desarrollar los objetivos propuestos en la investigación se determinaron las variables siguientes:

3.5.1 *Variable de estudio o variable 1*

- Desempeño sísmico: Por la complejidad de la variable, dimensionamos la variable 1 en: nivel de amenaza sísmica, nivel del desempeño sísmico y objetivo del desempeño sísmico; siendo esta una variable de tipo cualitativa.

3.5.2 *VARIABLES DE CARACTERIZACIÓN*

- Curva de capacidad (variable 2): Se obtuvo de la fuerza cortante en la base de la estructura como reacción a las fuerzas laterales aplicadas, a través de un análisis estático no lineal y, del desplazamiento en el techo de la estructura generada por estas fuerzas laterales. Siendo una variable de tipo cuantitativa.
- Espectro de demanda sísmico (variable 3): Se obtuvo de las pseudoaceleraciones de vibración que somete a la base de la estructura y los periodos de oscilación de la edificación. Siendo una variable de tipo cuantitativa.

3.6 Operacionalización de variables

Las tablas 7 y 8 muestran el detalle de la operacionalización de la variable de estudio y de las variables de caracterización

Tabla 7

Operacionalización de la variable de estudio o variable 1

Variable de estudio o variable 1	Dimensión	Indicador	Valor final	Tipo de variables
Desempeño sísmico	Nivel de amenaza sísmica	Nivel de amenaza sísmica según el ATC-40	- Sismo de servicio. - Sismo de diseño. - Sismo máximo.	Categórica ordinal
	Nivel de desempeño sísmico	Nivel de desempeño sísmico según el ATC-40	- Ocupación inmediata. - Control de daño. - Estabilidad estructural.	Categórica ordinal

Variable de estudio o variable 1	Dimensión	Indicador	Valor final	Tipo de variables
	Objetivo del desempeño sísmico	Objetivos de desempeño sísmico según el ATC-40	-Óptimo -No óptimo	Nominal dicotómica

Nota. En la presente tabla se presenta la operacionalización de la variable de estudio “Desempeño sísmico”.

Tabla 8

Operacionalización de las variables de caracterización

Variable de caracterización	Indicador	Valor final	Tipo de variable
Curva de capacidad (variable 2)	Fuerza cortante en la base de la estructura	Kilogramo fuerza (kg-f)	Numérica continua
	Desplazamiento en un punto de la estructura	Centímetros (Cm)	Numérica continua
Espectro de demanda sísmico (variable 3)	Aceleración	Centímetro por segundo al cuadrado (cm/s ²)	Numérica continua
	Período	Segundos (s)	Numérica continua

Nota. La presente tabla muestra la operacionalización de las variables 2 y 3 o también llamadas variables de caracterización.

3.7 Técnicas

Análisis documental. “Documento es todo objeto o elemento material que contiene información procesada sobre hechos, sucesos o acontecimientos naturales o sociales que se han dado en el pasado, y que poseen referencias valiosas (datos, cifras, índices, indicadores, etc.) para un trabajo de investigación”. (Carrasco Díaz, 2007, p. 275).

Observación. “La observación es una técnica que consiste en visualizar o captar mediante la vista, en forma sistemática, cualquier hecho, fenómeno o situación que se produzca en la naturaleza o en la sociedad, en función de unos objetivos de investigación



preestablecidos” (Arias Odón, 2012, p. 69).

3.8 Instrumentos de recolección de datos

Para realizar la presente investigación la información fue tomada del expediente técnico y expediente modificado N°01 del proyecto “Mejoramiento de la capacidad de prestación de servicios deportivos en el estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca, provincia de San Román-Puno”, el cual fue recopilado por medio de solicitudes formales a los profesionales encargados de la ejecución del proyecto. Así mismo se comparó la información documental con la construcción de la estructura en estudio mediante listas de cotejo o de chequeo.

3.9 Descripción de la estructura a ser evaluada

3.9.1 Descripción general

La tribuna nor-oriental pertenece al actual estadio Guillermo Briceño Rosamedina, el cual fue remodelado mediante el proyecto “Mejoramiento de la capacidad de prestación de servicios deportivos en el estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca, provincia de San Román-Puno”, el cual define las características básicas de la infraestructura a mejorarse, ampliarse y acondicionarse. Entre los objetivos más importantes está la de mejorar la edificación existente con la complementación de obras civiles así mismo dar un mejor servicio a los usuarios del establecimiento deportivo y a la población que acude a dicho recinto cuando se realizan eventos deportivos en la ciudad de Juliaca.

3.9.2 Ubicación

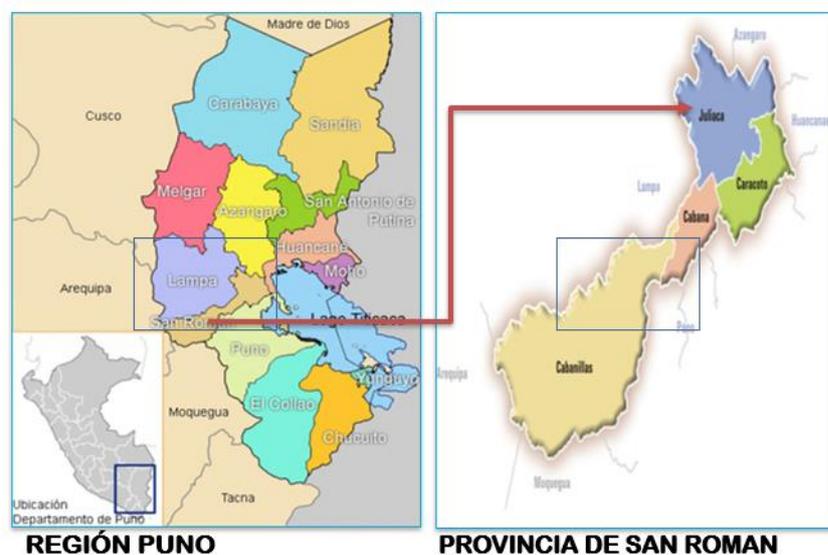
a) Ubicación Política

- Departamento: Puno
- Provincia: San Román
- Distrito: Juliaca

Actualmente el estadio Guillermo Briceño Rosamedina se encuentra en la meseta de Toropampa (Juliaca – Puno), donde se configura como un espacio altiplánico con pocos accidentes geográficos. Y, según el plan director de Juliaca, se encuentra enmarcado en la zona sur de toda la ciudad, limitando con el sector central mediante la Av. Tacna.

Figura 20

Ubicación política del distrito de Juliaca



Nota. En la figura se observa la ubicación política del distrito de Juliaca dónde se encuentra la estructura en estudio.

b) Ubicación Geográfica.

Tabla 9

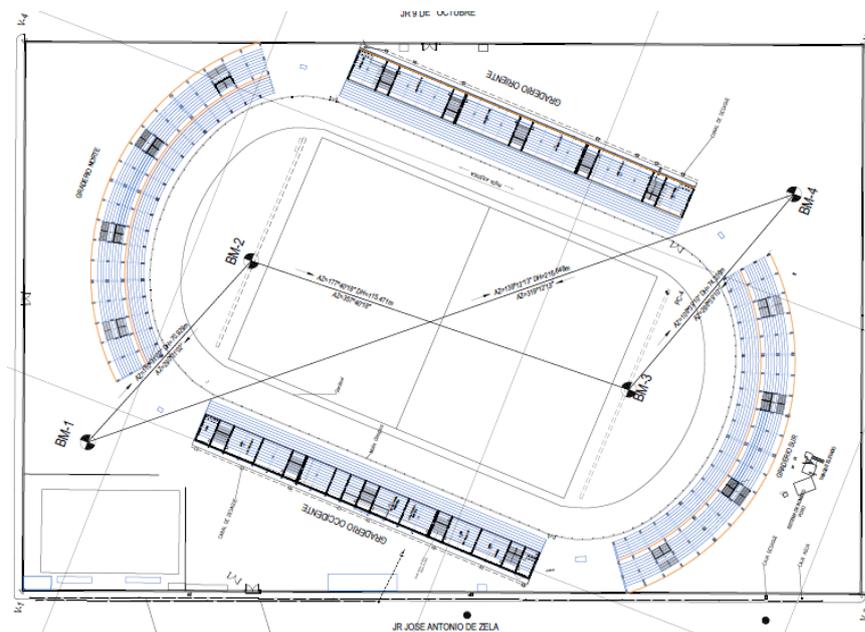
Coordenadas UTM de los BM de referencia

	BM-1	BM-2	BM-3	BM-4
Norte	8285840.389	8285815.530	8285700.154	8285676.378
Este	379433.520	379499.950	379504.641	379575.072
Altura	3833.168	3833.030	3832.901	3832.842

Nota. Tomado del Expediente técnico.

Figura 21

Mapa topográfico del estadio GBR



Nota. En la figura se muestra los BM de referencia determinados en el estudio topográfico (ver anexo J) de la construcción del estadio GBR. Fuente: Expediente técnico.

3.9.3 Características del suelo

De acuerdo al estudio de suelos del expediente modificado N°1 (ver Anexo D), la morfología del terreno está conformado por material de relleno limoso con raíces y material orgánico (Pt), limo y arcilla inorgánica de baja plasticidad de color gris a café claro en estado semi compacto (ML), arena pobremente graduada de color gris a plomizo claro en estado semi compacto (SP), arcilla inorgánica de baja plasticidad de color gris a café claro en estado semi compacto (CL) en diferentes estratos; asimismo, la capacidad admisible del terreno al nivel de fundación (2.80 m) es de 0.65 kg/cm^2 , Además se tiene como ángulo de fricción $\phi = 5.71^\circ$ y cohesión $C = 0.097 \text{ kg/cm}^2$ un coeficiente de balasto $K = 1.57 \text{ kg/cm}^3$.

3.9.4 Arquitectura del proyecto

La tribuna nor-oriental es uno de los ocho bloques de tribunas que conforman el



estadio. Guillermo Briceño Rosamedina, la cual posee un área de 426.70 m², es de forma irregular, tiene una altura de 6.60 m.

El acceso exterior principal se encuentra en la Av. Tacna uniéndose con la estructura a través de una escalera de 5.20 m de longitud. Así mismo el acceso interior se da por medio de la vereda del cerco de la malla olímpica, la cual se conecta a los diferentes módulos del mencionado estadio.

La edificación tiene un aforo de 750 personas y en la sección inferior alberga las oficinas, gimnasios y espacios complementarios de la federación boxeo; además de los servicios higiénicos de hombres y mujeres.

3.9.5 Estructura del proyecto

Según los planos pertenecientes al expediente modificado N°1 la tribuna nor-oriental del estadio GBR, Se compone de un sistema aporticado de concreto armado en dos direcciones principales, además consta de columnas, losas macizas en una dirección, vigas y viguetas de concreto armado de resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Complementariamente, consta de muros de tabiquería confinados mediante columnetas y viguetas. Además, los elementos estructurales como las columnas, vigas, y losas están reforzados con acero corrugado grado 60.

3.9.6 Características de los materiales

Las propiedades y características de los materiales fueron obtenidas de las especificaciones técnicas indicadas en los planos y especificaciones del expediente modificado N°01 del proyecto.

3.9.6.1 Propiedades y especificaciones del concreto.

Estas propiedades y especificaciones técnicas se consolidaron en la tabla 10. Todos los datos mostrados se obtuvieron de los planos y especificaciones brindadas en el expediente modificado N°01.

Tabla 10

Propiedades y especificaciones del concreto

Descripción	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión ($f'c$)	280.00	kg/cm^2
Peso unitario	2400.00	kg/m^3
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	237 170.00	kg/cm^2
Módulo de Poisson	0.20	
Módulo de Corte (G_c)	98820.83	kg/cm^2
Coefficiente de expansión térmica	9.90×10^{-6}	$^{\circ}C$
Recubrimiento	4.00	cm

Nota. En la presente tabla se muestra las propiedades y especificaciones del concreto consideradas en la construcción de la tribuna nor-oriental del estadio GBR. Fuente: Expediente modificado N°01.

Además, se realizó la comprobación de la resistencia del concreto mediante el “Ensayo de uniformidad del concreto endurecido mediante esclerometría”, como se muestra en el anexo I.

Figura 22

Uniformidad del concreto endurecido mediante esclerometría



Nota. En la figura se muestra la realización del ensayo de esclerometría en los elementos estructurales de la tribuna nor-oriental del estadio GBR.

3.9.7 *Propiedades y especificaciones del acero*

Tabla 11

Propiedades y especificaciones del acero de construcción

Descripción	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia ($f'y$)	4200.00	kg/cm^2
Peso unitario (μs)	7849.05	kg/m^3
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	2100000.00	kg/cm^2
Módulo de corte (G_s)	989805.80	kg/cm^2
Coefficiente de expansión térmica	1.70×10^{-5}	$^{\circ}C$

Nota. En la tabla se muestra las propiedades y especificaciones del acero consideradas en la construcción de la tribuna nor-oriental del estadio GBR. Fuente: Expediente modificado N°1.

3.9.8 *Características de las secciones de concreto armado.*

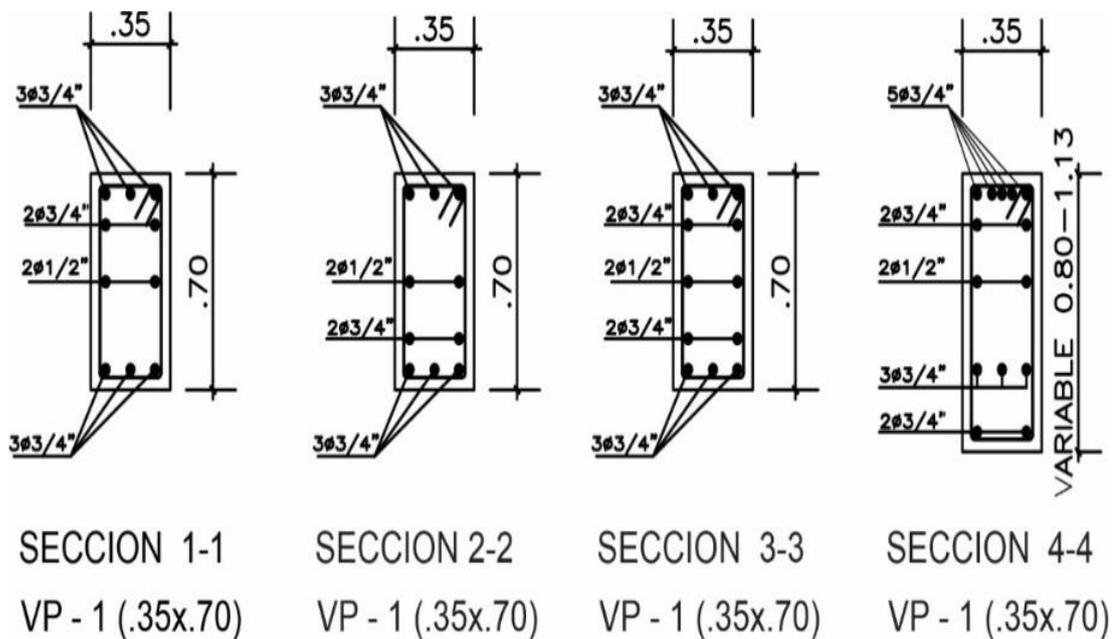
3.9.8.1 **Superestructura.**

Según los planos del expediente modificado N°1, la estructura está conformada por vigas principales VP-1 con una sección de 0.35m x 0.70m, dos tipos de columnas C-01 y C-19 con secciones de 0.35m x 0.80m y 0.35m x 0.50m respectivamente, así mismo se tiene 4 vigas secundarias VS-1 con una sección de 0.20m x 0.50m y VS-2, VS-3, VS-4, con una sección de 0.25m x 0.50m, también se tiene una viga de amarre VT-1 con una sección de 0.30x0.30m, finalmente se tiene losas macizas con un espesor de 0.15m.

Los detalles de los pórticos y plantas se pueden ver en los planos del anexo J, las secciones se observan en las figuras 23, 24, 25, 26 y 27.

Figura 23

Secciones de la viga principal

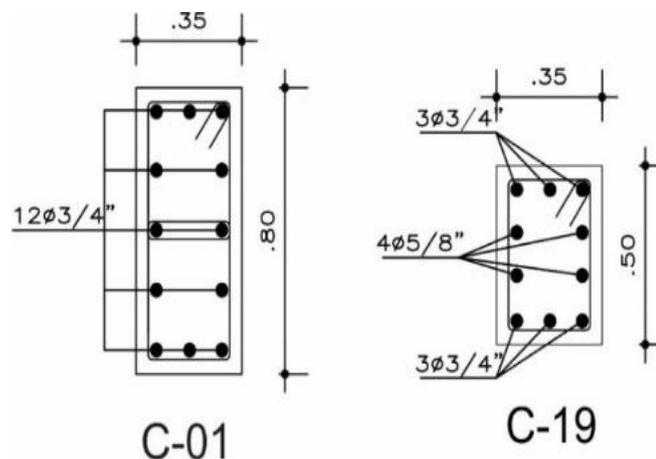


Nota. tomada de: Expediente modificado N°1.

En la figura 23 se observa las secciones consideradas en el modelamiento de la viga principal; mientras que la figura 24 muestra las secciones consideradas en el modelamiento de los dos tipos de columna C-01 y C-19 de la estructura en estudio.

Figura 24

Secciones de columnas



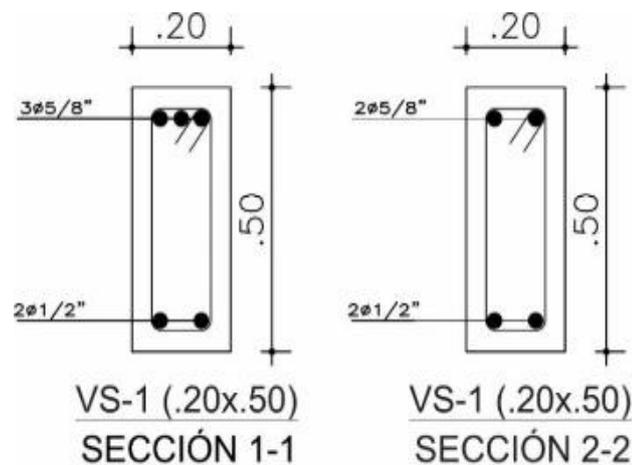
Nota. Fuente: Expediente modificado N°1.

En la figura 25 se presenta las dos secciones consideradas en el modelamiento de

la viga secundaria VS-01 de la estructura en estudio. En la figura 26 se observa las secciones consideradas en el modelamiento de las vigas secundarias VS-2, VS-3, VS-4, de la estructura en estudio. Asimismo, la figura 27 muestra la sección considerada en el modelamiento de la viga de amarre VT-1, de la estructura en estudio

Figura 25

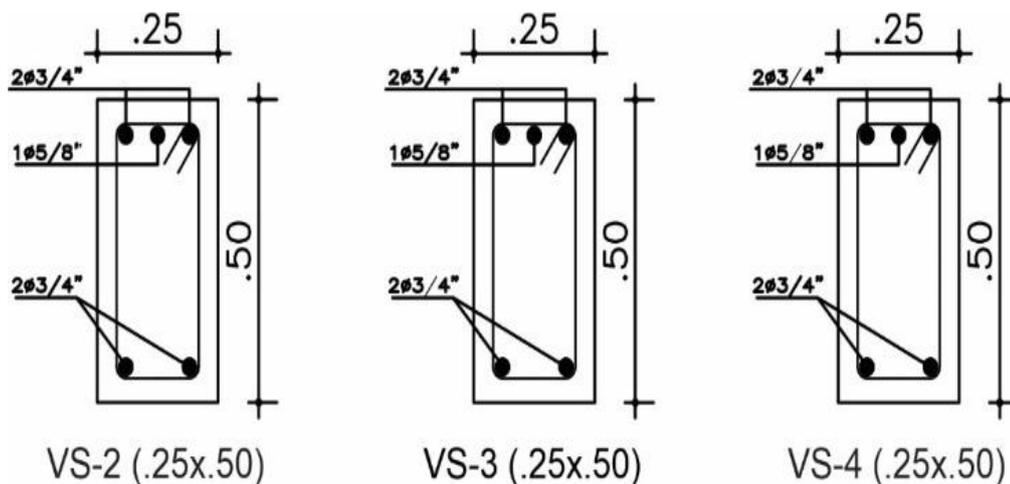
Secciones de la viga secundaria VS-1



Nota. Fuente: Expediente modificado N°1.

Figura 26

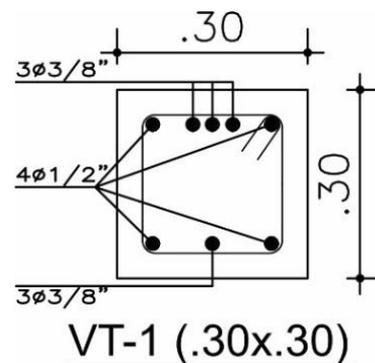
Secciones de las vigas secundaria VS-2, VS-3, VS-4



Nota. Fuente: Expediente modificado N°1.

Figura 27

Sección de la viga de amarre VT-1



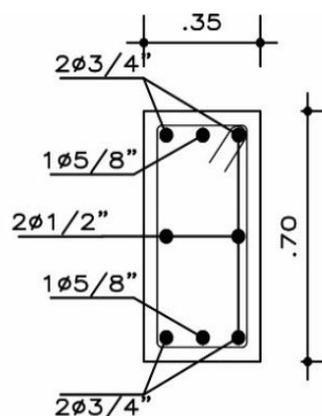
Nota. Fuente: Expediente modificado N°1.

3.9.8.2 Subestructura.

León y Rueda (2016) concluyen en su investigación que una cimentación rigidizada mediante vigas de cimentación aporta una rigidez considerable a los primeros niveles de una estructura. Por tal motivo para el análisis de la estructura en el presente trabajo se consideraron las vigas de cimentación.

Figura 28

Sección de la viga de cimentación



Nota. En esta figura se aprecia el detalle de la sección de la viga de cimentación VC-1 considerado en el modelamiento. Fuente: Expediente modificado N°1.

Según el expediente modificado N°1, la estructura de cimentación se basa en

zapatas conectadas mediante vigas de cimentación cuyas dimensiones se observan en los detalles de los planos en el anexo J, la sección de la viga de cimentación puede verse en la figura 28.

Para la desarrollar el presente estudio se realizó la verificación estructural en campo como puede observarse en la figura 29.

Figura 29

Verificación estructural en campo



Nota. En la figura se aprecia la verificación estructural que se realizó en campo de la estructura en estudio.

3.10 Verificación y comparación de la estructura en estudio

Se realizó una verificación de los elementos estructurales y no estructurales que se encontró en la documentación recopilada, esto concierne al expediente técnico y al expediente modificado N°01, posteriormente se realizó una comparación de los dos expedientes mencionados. Debido a que la estructura se construyó según los planos y las especificaciones del expediente modificado N°01, se realizó la comprobación de la información de este expediente con una verificación en campo. Todo el proceso mencionado anteriormente se refleja en una lista de cotejo o chequeo que se muestra en



el anexo B. A continuación, se presenta las principales diferencias encontradas en la comparación del expediente técnico, expediente modificado N°01 y la verificación en campo.

3.10.1 Diferencias entre el expediente técnico y expediente modificado N° 01

- El expediente técnico presenta dos tipos de columnas, la primera con una sección rectangular de 0.35x0.80m que se ubican en los ejes A-A y C-C, la segunda con una sección en “T” con una dimensión de 1.01x0.80m respecto a su ancho total y su altura total respectivamente, también se presentan diferencias en las alturas.
- Las vigas principales presentan una sección de 0.35x0.70m en ambos expedientes, pero difieren en sus longitudes, las longitudes respectivas se muestran en la lista de cotejo del anexo B.
- Las vigas secundarias ubicadas en el eje D según el expediente modificado N°01 presenta una sección rectangular de 0.20x0.50m, por otro lado, el expediente técnico no considera el uso de estas vigas.
- Las vigas secundarias ubicadas en los ejes A, B y C presentan una sección de 0.25x0.50m en los dos expedientes, pero se diferencian en las longitudes esto se muestra a más detalle en la lista de cotejos del anexo B.
- La viga VT-01 en el expediente técnico tiene una sección rectangular de 0.25x0.25m y en el expediente modificado N°01 presenta una sección rectangular de 0.30x0.30m, además se identificó una diferencia de las longitudes que se muestran en la lista de cotejos del anexo B.
- Las losas macizas presentan un espesor de 0.15m a excepción de las losas que se ubican en el volado de la estructura, estas tienen un espesor de 0.20m, dichas características se muestran en los dos expedientes, difieren en las áreas



que se muestran con más detalle en la lista de cotejos del anexo B.

- Se presenta un parapeto de concreto que en el expediente técnico tiene un espesor de 0.15m con una altura de 2.00m y en el expediente modificado N°01 tiene un espesor de 0.15 con una altura 1.10.
- Respecto a los elementos de los muros de albañilería el expediente técnico no muestra detalles a diferencia del expediente modificado, estos se muestran en las listas de cotejos del anexo B.

3.10.2 Diferencias entre el expediente modificado N° 01 y la verificación en campo

- Se verificó las secciones de las columnas las cuales tienen una sección rectangular de 0.35x0.80m tal y como muestra el expediente modificado, respecto a las alturas se tiene una diferencia mínima.
- Se verificó que las vigas principales presentan una sección de 0.35x0.70m tal y como se muestra en el expediente modificado, se tiene una diferencia mínima en la longitud, estas se muestran en la lista de cotejos del anexo B.
- Respecto a las vigas secundarias se tienen secciones iguales a las que muestra en el expediente modificado, salvo las longitudes que presentan una diferencia mínima.
- Respecto a las losas macizas se tiene una diferencia mínima en las áreas, estas se muestran en las listas de cotejos del anexo B.

3.11 Parámetros sísmicos

En concordancia con la norma de diseño sismorresistente E030, para la estructura estudiada se considera los parámetros sísmicos siguientes.

3.11.1 Factor de zona

Tenemos 4 factores de zona como se muestra en la tabla 12, los cuales se interpretan como las máximas aceleraciones horizontales en suelos rígidos, con una

probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. La estructura en estudio pertenece a la zona 3, por lo tanto, le corresponde el factor de 0.35 como muestra la tabla 13.

Tabla 12

Factor de zonificación sísmica

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota. Tomado de la norma de diseño sismorresistente E.030.

Tabla 13

Zonificación sísmica del distrito de Juliaca

Región (dpto.)	Provincia	Distrito	Zona sísmica	Ámbito
Puno	San Román	Juliaca	3	Todos los distritos
		Cabana		
		Cabanillas		
		Caracoto		

Nota. En la presente tabla se muestra la zonificación sísmica del distrito de Juliaca.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E.030

De acuerdo al estudio de suelos del expediente modificado N°1 (ver anexo D), la estructura se encuentra en un suelo con perfil de tipo S_3 , que según la norma de diseño sismorresistente E.030 se define como suelo blando.

3.11.2 Parámetros de sitio S , T_P y T_L

Se determina un factor de amplificación para cada tipo de perfil de suelo dependiendo de la zonificación sísmica donde se encuentra la edificación, como se muestra en la tabla 14. Para esta investigación estimamos un factor de amplificación de suelo de 1.20 pues la estructura de estudio se ubica en la zona sísmica Z_3 y tiene un perfil de tipo suelo blando S_3 . Así mismo la norma E.030, indica los periodos T_P y T_L a considerar de acuerdo al tipo de perfil de suelo donde se encuentra la edificación como

se muestra en la tabla 15. Para esta investigación consideramos valores para T_P y T_L de 1.0 y 1.6 respectivamente, esto debido a que la estructura de estudio se encuentra en un suelo con tipo de perfil S_3 , que se muestra en el anexo D.

Tabla 14

Factores de amplificación de suelo según la zona sísmica

FACTOR SUELO "S"				
SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
ZONA				
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Nota. En la presente tabla se muestran los factores de amplificación S correspondiente a cada tipo de perfil de suelo y zonificación sísmica. Fuente: RNE, E0.30.

Tabla 15

Determinación de los periodos T_P y T_L

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(S)$	0.3	0.4	0.5	1.0
$T_L(S)$	3.0	2.5	2.0	1.6

Nota. En la presente tabla se presenta los valores asumidos para los periodos T_P y T_L para cada tipo de perfil de suelo. Fuente: RNE, E0.30.

3.11.3 Factor de uso

De acuerdo a lo indicado por la norma E.030, las estructuras se encuentran clasificadas de acuerdo al uso o importancia de su funcionamiento como se muestra en la tabla 16. Para nuestra investigación tomamos un factor de uso 1.3 debido a que los estadios son considerados edificaciones importantes.

Tabla 16*Categoría de las edificaciones y factor de uso U*

Categoría	Descripción	Factor de uso
A	Edificaciones esenciales	1.5
B	Edificaciones importantes	1.3
C	Edificaciones comunes	1.0
D	Edificaciones temporales	Criterio del proyectista

Nota. Tomado del RNE E0.30.

3.11.4 Coeficiente básico de reducción R_0

Tabla 17*Coeficientes básicos de reducción R_0*

Sistemas estructurales	
Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_0
Acero:	
Pórticos especiales resistentes a momentos	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos	5
Pórticos ordinarios resistentes a momentos	4
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados	7
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados	4
Pórticos excéntricamente arriostrados	8
Concreto armado:	
Pórtico	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7

Nota. Tomado del R.N.E. E0.30.

La tabla 17 nos presenta coeficientes de reducción según el sistema estructural de una edificación, debido a que la tribuna en estudio presenta un sistema aporticado en las dos direcciones se tiene un R_0 igual a 8.

3.11.5 Factores de irregularidad (I_a , I_p).

La norma E0.30 indica que los factores de irregularidad en altura I_a y en planta I_p ,

dependen de la irregularidad de la rigidez, resistencia, peso y discontinuidades de la estructura. Para nuestra estructura tomamos el factor de 0.9 tanto en altura y planta.

3.11.6 *Periodo fundamental de vibración*

De acuerdo a lo indicado en la norma E.030 el periodo fundamental de vibración para cada dirección se estima mediante la ecuación:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \dots (Ec. 20)$$

Dónde:

h_n : Altura total de la estructura.

C_T : Coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio.

La estructura en estudio tiene una altura de 6.60 metros y le corresponde un coeficiente C_T igual a 35 debido a que corresponde a un sistema aporticado de concreto sin muros de corte, obteniendo un periodo fundamental $T=0.189$

3.11.7 *Determinación del factor de amplificación sísmica C*

Para la determinación del factor de amplificación C se define las siguientes ecuaciones:

$$T < T_p \quad C = 2.5 \dots (Ec. 21)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \dots (Ec. 22)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \times T_L}{T^2}\right) \dots (Ec. 23)$$

Según las expresiones anteriores, tenemos para la presente investigación $0.189 < 1.0$; por lo tanto, obtenemos para el factor de amplificación sísmica el valor de $C=2.5$.

3.12 **Modelamiento estructural**

3.12.1 *Modelamiento estructural en SAP 2000*

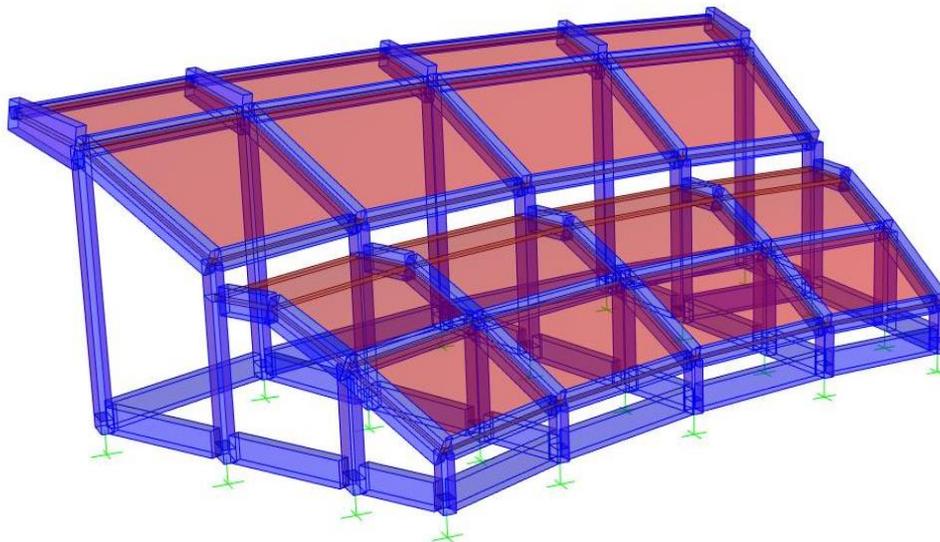
Para la estimación del desempeño sísmico de la tribuna nor-oriente del estadio

Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca, se utilizó el programa computacional SAP2000, dónde se modelaron los elementos estructurales: columnas, vigas y losas, según los planos y especificaciones de los materiales descritos en las secciones anteriores, así también se aplicaron los parámetros sísmicos descritos anteriormente, todo esto se puede apreciar en el anexo E.

El resultado final del modelamiento realizado con el programa SAP2000 es presentado en la figura 30.

Figura 30

Modelo extruido de la tribuna nor-oriental del estadio GBR



Nota. En la figura observamos el modelo extruido realizado en el programa SAP2000.

3.12.2 Aplicación de cargas

En el modelo estructural se definieron las siguientes cargas:

Las cargas muertas, consideradas como cargas gravitacionales permanentes y relativamente constantes derivadas del propio peso de la estructura, de sus elementos constructivos que soporta y de los equipos colocados y anclados de forma permanente sobre esta.

Las cargas vivas se definen como cargas gravitacionales generadas por el uso de

la estructura, las cuales se expresan de forma temporal, estas cargas varían de acuerdo a su intensidad y su ubicación, como ejemplo tenemos el peso de los ocupantes de una edificación.

3.12.2.1 Determinación del peso de los elementos estructurales.

La determinación del peso de los elementos estructurales se realizó mediante el metrado de cargas que se muestra detalladamente en el anexo H. La tabla 18 muestra el resumen de la estimación del peso total de los elementos estructurales.

Tabla 18

Resumen del peso total de los elementos estructurales

Descripción	Peso (kg)
Columnas	54264.00
Vigas	149276.46
Losas macizas	143755.20
Total	347295.46

Nota. La presente tabla muestra el resumen del metrado de los elementos estructurales realizados con una hoja de cálculo en Excel.

En la tabla 19 se observa la comparación del metrado de los elementos estructurales realizados mediante una hoja de cálculo Excel y el programa SAP2000, encontrando una diferencia de 882.71 kg, lo cual no representa una diferencia considerable para una estructura de las características ya mencionadas.

Tabla 19

Comparación del peso total de la estructura en estudio

Descripción	Peso (kg)
Calculado manualmente por el equipo de trabajo	347295.66
Calculado por el programa SAP2000	346412.95

Nota. La presente tabla muestra la comparación del peso total de la estructura.

Tabla 20*Metrado de cargas de elementos no estructurales*

Descripción	Carga (kg/m)
Parapeto de concreto	396.00
Muros de albañilería	2115.00
Columnetas de amarre	2520.00

Nota. La tabla muestra las cargas por metro lineal de elementos no estructurales.

Por otra parte, la tabla 20 presenta el resumen del metrado de cargas de elementos no estructurales que componen la estructura en estudio.

Tabla 21*Cargas muertas y vivas repartidas*

Descripción	Tipo de carga	Cargas aplicadas (kg/m ²)
Sobrecarga en graderíos y tribunas	Viva	500.00
Carga correspondiente a acabados	Muerta	100.00

Nota. En esta tabla se muestra los valores considerados en la investigación de las cargas repartidas.

En la tabla 21 se muestra las cargas muertas debido a los acabados y cargas vivas producto de una sobrecarga de diseño tal y como indica la norma E0.20 del R.N.E.

3.12.3 Verificación del diseño estructural

Se realizó una verificación o chequeo del diseño de los elementos de concreto armado de la estructura estudiada, con la finalidad de encontrar fallas antes de la aplicación de un análisis estático no lineal. La verificación fue realizada siguiendo el criterio de diseño por resistencia que aplica la norma E.060 del R.N.E. Utilizamos la siguiente combinación de cargas:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

Dónde:

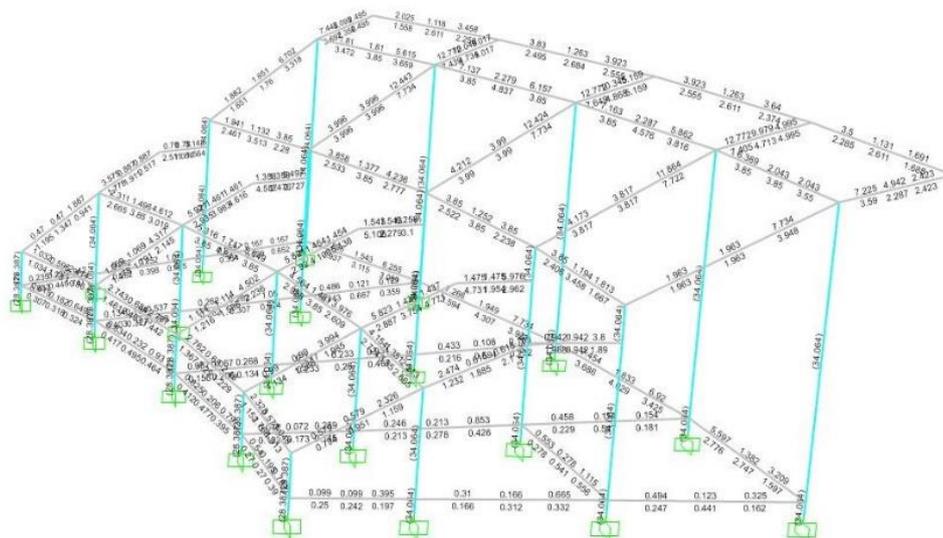
CM: Carga muerta

CV: Carga viva

Esta combinación es usada porque la estructura se verifica antes de la interacción de cargas laterales como los sismos, pues la interacción de la estructura con las demandas sísmicas se analizó a través de un análisis estático no lineal.

Figura 31

Verificación del diseño estructural



Nota. En la figura se observa el diseño estructural previo al análisis estático no lineal.

De la figura 31 podemos concluir que la estructura cumple con las demandas de flexión y cortante para el caso de las vigas y por flexo-compresión para el caso de las columnas, descartando algún tipo de falla por corte.

3.13 Análisis estático no lineal-pushover

3.13.1 Definición de las cargas laterales

Determinamos las cargas laterales mediante las ecuaciones 1, 2, 3 para cada dirección de análisis.

3.13.1.1 Determinación de la carga pseudo lateral en la dirección X.

El valor C_1 se determina mediante la interpolación de las ecuaciones 2 y 3 ver página 38, obteniendo un valor de 1.47.

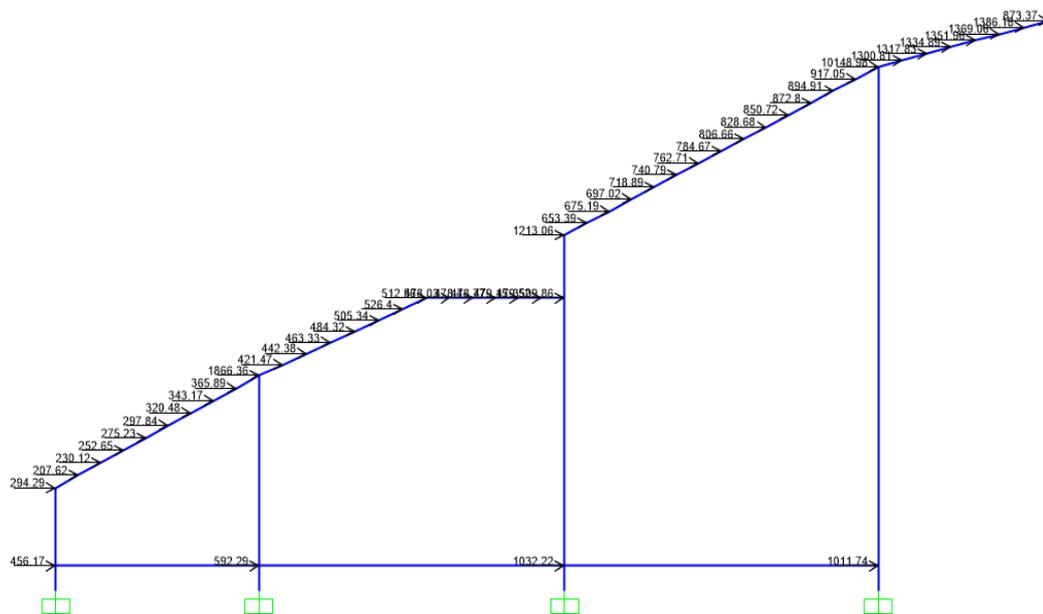
$$C_1 = 1.6 - T$$

$$C_1 = 1.6 - 0.13$$

$$C_1 = 1.47$$

Figura 32

Verificación de cargas laterales en dirección X



Nota. Verificación de las cargas laterales en la dirección X producidas por el Pushover.

La estimación de los factores C_2 , C_3 y C_m se obtuvieron según las indicaciones en la ecuación 1 correspondiente al capítulo dos (ver página 38), dando el valor de 1.0 para los tres factores, la aceleración $S_a=1.365$ se determinó del espectro de respuesta elástico de nuestra estructura. Finalmente estimamos el factor de la carga pseudolateral $V/W=2.005$ y $k=1$.

En la figura 32 podemos observar la aplicación de las cargas laterales producidas por el factor de carga pseudo lateral en dirección X descritos en el párrafo anterior.

3.13.1.2 Determinación de la carga pseudo lateral en la dirección Y.

De igual forma que el cálculo realizado en la dirección X, se determinó en la dirección Y calculando el valor C_1 mediante la interpolación de las ecuaciones 2 y 3 de la sección anterior, obteniendo un valor de 1.40.

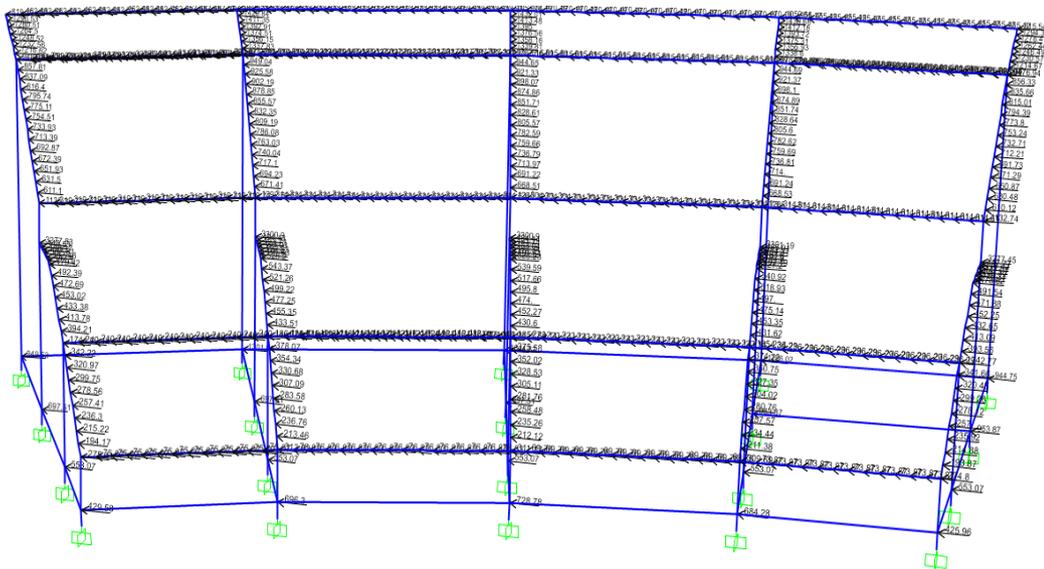
$$C_1 = 1.6 - T$$

$$C_1 = 1.6 - 0.23$$

$$C_1 = 1.40$$

Figura 33

Verificación de cargas laterales en dirección Y



Nota. Verificación de las cargas laterales en la dirección Y producidas por el Pushover

La estimación de los factores C_2 , C_3 y C_m se obtuvieron según las indicaciones en la ecuación 1, ver el capítulo II, página 38, dando el valor de 1.0 para los tres factores; la aceleración $S_a = 1.365$ se determinó del espectro de respuesta elástico de nuestra estructura. Finalmente estimamos el factor de la carga pseudolateral $V/W = 1.90$ y $k = 1$.

Podemos observar en la figura 33, la aplicación de las cargas laterales producidas por el factor de carga pseudo lateral en dirección Y descritos en el párrafo anterior.

3.13.2 Definición de la carga gravitacional no lineal (CGNL)

Para crear el estado de carga incremental (pushover), encargado de desestabilizar la estructura, se necesita un punto de partida que está a cargo de una carga gravitacional no lineal, esta carga se compone de los elementos estructurales y las cargas que interactúan con la estructura. La aplicación de la carga gravitacional se muestra en el anexo E.

3.13.3 Definición del análisis estático no lineal pushover

Luego de definir los casos de carga estática y de carga gravitacional no lineal, los cuales proporcionan las condiciones iniciales para realizar un análisis estático no lineal pushover, este será controlado por el desplazamiento de un punto de control el cual será un punto en el nivel último de la estructura. Para la presente investigación, este desplazamiento máximo de control fue considerado de 20 cm, por lo que se eligió como patrón de cargas el pushover producto del factor de las cargas pseudolaterales en las direcciones X y Y, definidas en la sección anterior, página 89 y 90. Los detalles de la aplicación en el programa SAP2000 se muestran en el anexo E.

3.13.4 Definición de las rótulas plásticas para vigas

De acuerdo al capítulo II en las páginas 39, 40 y 41, modelamos las rótulas plásticas producto de las cargas laterales aplicadas a la estructura. El programa SAP2000 utiliza los criterios del ASCE 41-13 para el modelamiento de estas como se muestran el anexo F. Siguiendo este criterio pide definir parámetros que caracterizan a los elementos de la estructura.

Condición: La estructura en estudio tiene una condición i, lo que significa que las rótulas en las vigas serán controladas por flexión, descartando una falla por corte.

Grado de libertad: Se asigna el valor M_3 debido a que las cargas que producen flexión en vigas son perpendiculares al eje 3 y la flexión se efectúa alrededor de este eje.



Valor V: Se asigna la carga gravitacional no lineal (CGNL) que comprende la totalidad de cargas muertas y un cincuenta por ciento de cargas vivas, esto debido a que estas cargas gravitatorias producirán un mayor esfuerzo de corte en las vigas.

Refuerzo transversal: Se define si la distribución del refuerzo transversal (estribos) es conforme para cada viga, según las tablas del anexo F, si la separación entre estribos en el área de aplicación de la rótula es menor a la tercera parte del peralte efectivo.

Relación de refuerzo: La relación de refuerzo de cada viga es calculada por el programa SAP2000 a través del modelamiento de los elementos estructurales ingresados.

Capacidad de carga de la rótula por deformación: Se asigna la opción de caída después de llegar al punto E, por la suposición de que, en este punto la rótula habrá alcanzado su máximo ángulo de rotación.

Con los parámetros ingresados el programa SAP2000 procesa, selecciona e itera siguiendo los lineamientos del ASCE/SEI 41-13.

La ubicación de las rótulas plásticas será en las caras de las columnas, esto por los criterios mencionados en el capítulo II página 40, las distancias relativas para la ubicación de las rótulas plásticas se muestran en el anexo G.

3.13.5 Definición de rótulas plásticas para columnas

Al igual que la sección anterior tomamos los criterios del ASCE 41-13 como se muestra en el anexo F, por lo que para la asignación de las rótulas plásticas en columnas se consideran los siguientes parámetros:

Condición: Se asigna una condición tipo ii esto debido a que según la tabla F.2 nos permite un análisis de flexión y compresión.

Grado de libertad: Se asigna los valores P-M2-M3, esto debido a que las columnas están sometidas a compresión producto de fuerzas axiales producidas por cargas gravitacionales y momentos alrededor de los ejes locales 2 y 3 producto de cargas



laterales aplicadas según el análisis estático no lineal.

Valor V: Se asignan las cargas laterales producidas por el análisis estático no lineal en los ejes X e Y, ya que la estructura se procesa en ambas direcciones.

Relación de refuerzo cortante: La relación de refuerzo de cada viga es calculada por el programa SAP2000 a través del modelamiento de los elementos estructurales ingresados.

Capacidad de carga de la rótula por deformación: Se asigna la opción de caída después de llegar al punto E, por la suposición que en este punto la rótula habrá alcanzado su máximo ángulo de rotación.

Con los parámetros ingresados el programa SAP2000 procesa, selecciona e itera siguiendo los lineamientos del ASCE/SEI 41-13.

Las rótulas plásticas se ubicarán en las caras de las columnas, esto por los criterios mencionados en el capítulo II página 40, las distancias relativas para la aplicación de las rótulas plásticas se muestran en el anexo G.



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Curva de capacidad

Una vez realizado el análisis estático no lineal, en donde se aplicó una carga lateral en todo lo alto de la edificación, exigiendo con esto la pérdida de su resistencia hasta producir desestabilidad o el mismo colapso, se generaron puntos o pasos los cuales están en función de la cortante basal y el desplazamiento de la estructura, esto se muestra en las tablas 22 y 23. Mediante la formación de los puntos o pasos se fue graficando las curvas de capacidad partiendo de un rango elástico hasta que las pendientes de las rectas decrecen por una disminución en la rigidez lateral, generando una incursión en el rango plástico, como se muestran en las figuras 34 y 37. Dichas figuras son las curvas de capacidad en las direcciones Y y X respectivamente que se obtuvieron del análisis computacional mediante el programa SAP 2000.

Tabla 22

Valores de la curva de capacidad en la dirección Y

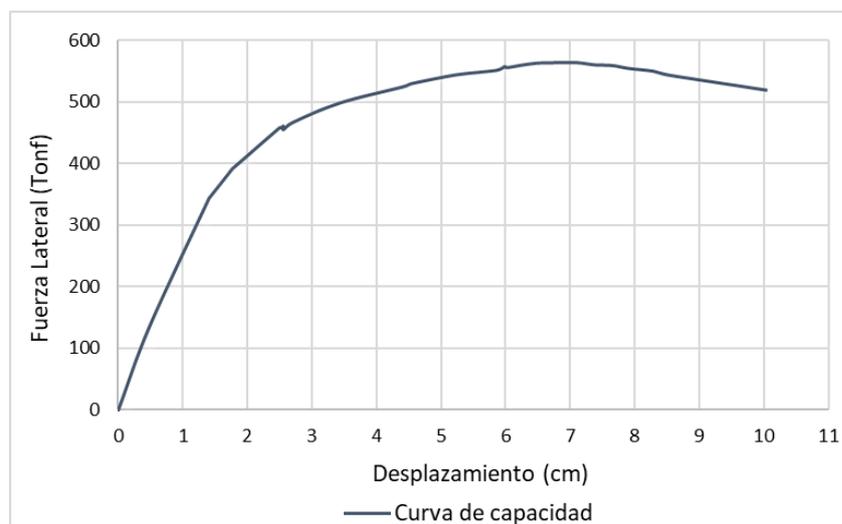
Número de pasos	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (tonf)
0	0.003	0.000
1	0.489	136.331
2	1.411	344.409
3	1.416	344.766
4	1.779	392.780
5	1.779	392.439
6	2.498	457.832
7	2.518	458.198
8	2.558	460.835
9	2.559	460.909
10	2.559	455.100
11	2.698	466.374
12	3.427	498.141
13	4.427	525.021

Número de pasos	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (tonf)
14	4.549	529.827
15	5.236	544.034
16	5.865	551.369
17	5.990	557.647
18	6.002	556.412
19	6.033	555.926
20	6.471	562.823
21	6.970	563.775
22	7.033	563.818
23	7.158	563.416
24	7.408	560.071
25	7.658	559.254
26	7.908	554.550
27	8.283	550.110
28	8.533	543.672
29	10.035	519.405

Nota. La tabla presenta los valores de cortante basal y desplazamiento para cada paso del análisis estático no lineal en dirección Y.

Figura 34

Curva de capacidad en dirección Y



Nota. En esta figura se observa la curva de capacidad generada por valores del análisis estático no lineal en la dirección Y.

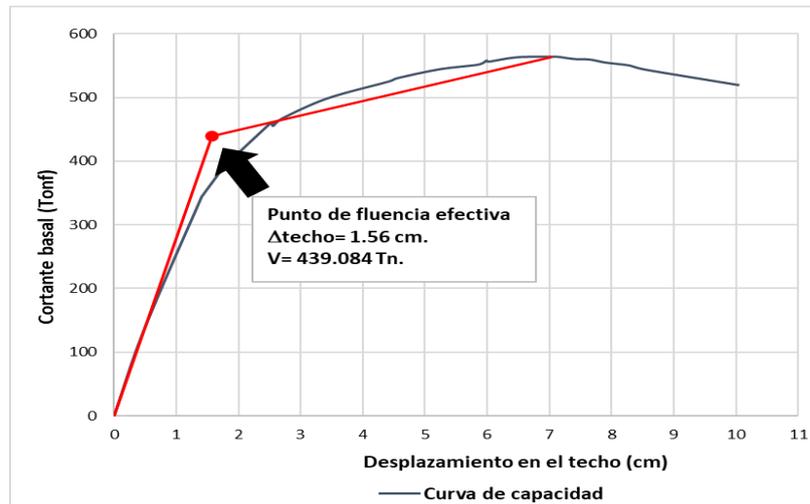
La figura 35 muestra la construcción de la representación bilineal de la curva de

capacidad en dirección Y, obteniendo el punto de fluencia efectiva (V_y, D_y).

- Punto de fluencia en la dirección Y (D_x, V_y) = (1.560, 439.084) (cm, Ton).

Figura 35

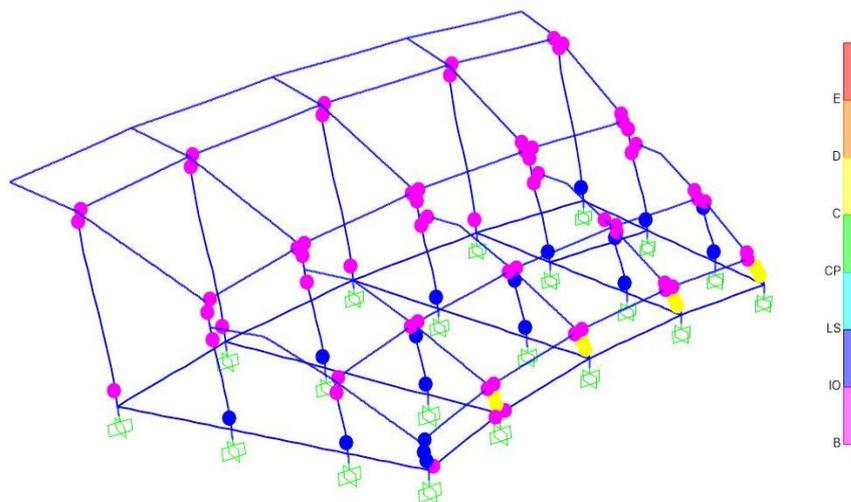
Representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y



Nota. La figura contempla la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección Y, determinando así el punto de fluencia efectivo.

Figura 36

Formación de rótulas plásticas generadas por un AENL Y



Nota. En la figura se muestra la las rótulas plásticas formadas a través de un análisis estático no lineal correspondiente a la dirección Y.



Tabla 23

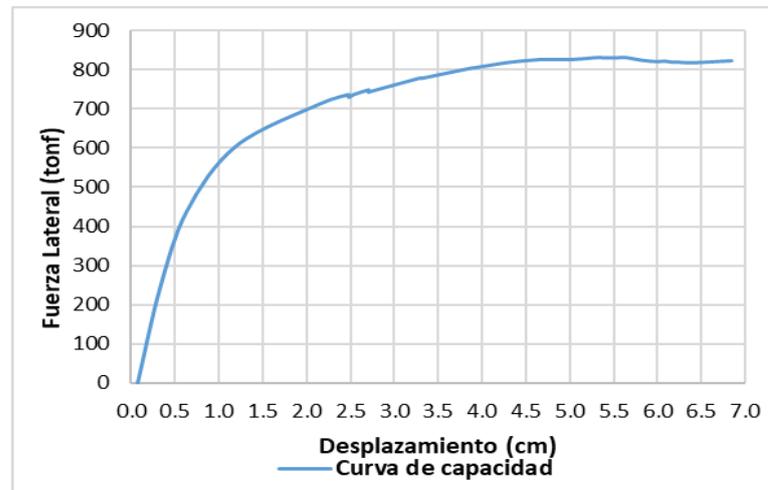
Valores de la curva de capacidad en la dirección X

Número de pasos	Desplazamiento (cm)	Cortante basal (tonf)
0	0.071	0.000
1	0.320	237.745
2	0.631	438.197
3	1.196	605.127
4	2.158	713.243
5	2.476	736.036
6	2.476	736.036
7	2.477	729.352
8	2.541	736.606
9	2.702	748.087
10	2.702	748.208
11	2.702	741.863
12	2.713	743.131
13	3.299	778.706
14	3.299	777.153
15	3.872	803.456
16	3.893	804.064
17	3.904	804.207
18	4.306	818.318
19	4.635	825.171
20	4.678	825.659
21	5.017	825.247
22	5.272	830.148
23	5.442	829.744
24	5.611	830.523
25	5.654	830.080
26	5.823	823.407
27	5.993	820.258
28	6.078	821.419
29	6.163	818.790
30	6.248	818.497
31	6.418	817.455
32	6.842	822.306

Nota. La tabla presenta los valores de cortante basal y desplazamiento para cada paso del análisis estático no lineal en dirección X.

Figura 37

Curva de capacidad en dirección X



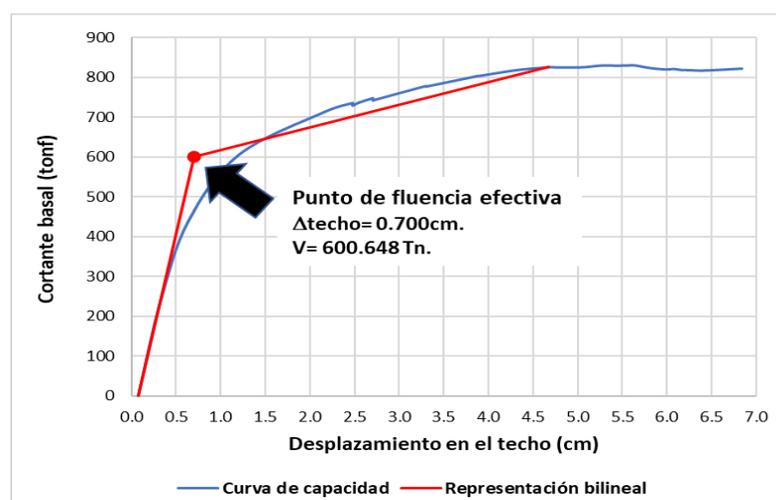
Nota. En la figura se contempla la curva de capacidad generada por mediante valores del análisis estático no lineal en dirección X.

En la figura 38 se observa la construcción de la representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección X, obteniendo el punto de fluencia efectivo (V_y, D_y).

- Punto de fluencia en la dirección X (D_x, V_y) = (0.700, 600.648) (cm, Ton).

Figura 38

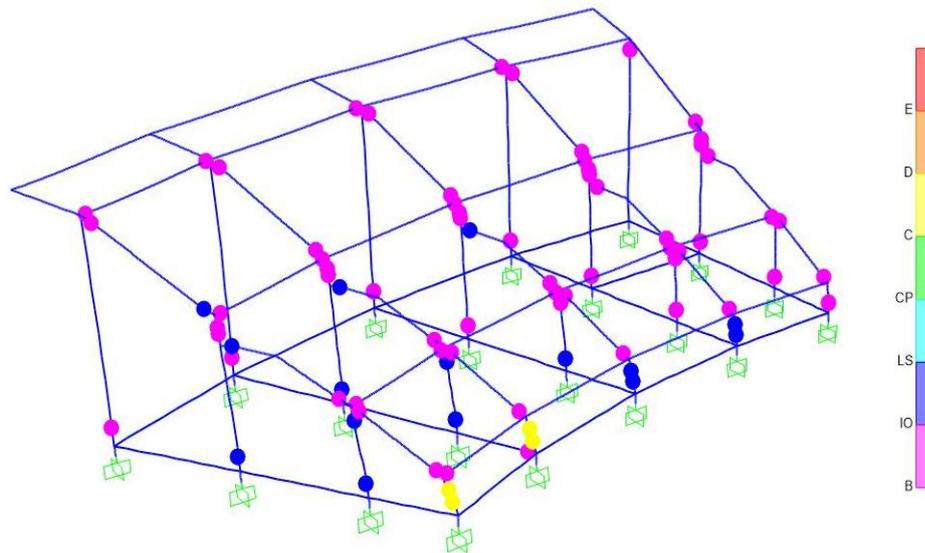
Representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X



Nota. La figura contempla la representación bilineal de la curva de capacidad en dirección X, además del punto de fluencia efectivo.

Figura 39

Formación de rótulas plásticas generadas por un AENL X



Nota. En la figura se muestra la las rótulas plásticas formadas a través de un análisis estático no lineal correspondiente a la dirección X.

En la figura 39 contemplamos las rótulas plásticas generadas para cada punto o paso del análisis, formadas por el sobre esfuerzo en los elementos estructurales producto de cargas generadas por el pushover en dirección X. Así mismo la figura 36 muestra rotulas plásticas formadas en la dirección Y.

4.1.1 Obtención del espectro de capacidad en unidades ADRS

Las unidades de las curvas de capacidad y los espectros sísmicos no son iguales, evitando así su superposición, por este motivo se realizó la transformación de las curvas de capacidad, obteniendo espectros de capacidad con un sistema de unidades equivalente con los espectros de demanda, tal como se indica en el capítulo II, páginas 41 y 42. Las tablas 24 y 25 muestran los valores de las curvas de capacidad y de los espectros de capacidad en las direcciones de análisis X y Y que nos brinda el SAP2000. Seguidamente graficamos los espectros de capacidad con los valores estimados de las tablas antes mencionadas, los espectros de capacidad se presentan en las figuras 40 y 41.

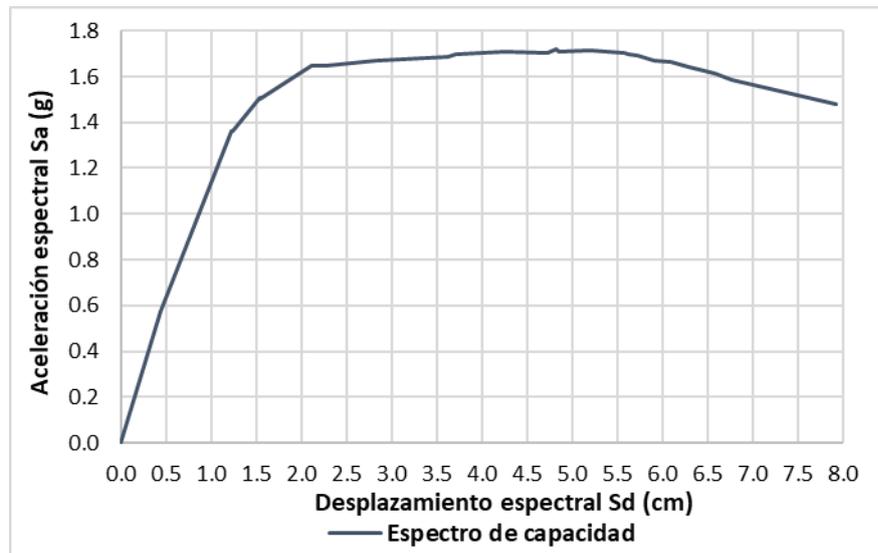
Tabla 24*Valores del espectro de capacidad en dirección Y*

Δ_{techo} (cm)	V (tonf)	PF \emptyset	α	S_d (cm)	S_a (g)
0.003	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000
0.489	136.331	1.124	0.436	0.432	0.573
1.411	344.409	1.146	0.463	1.229	1.364
1.416	344.766	1.147	0.463	1.233	1.363
1.779	392.780	1.160	0.478	1.531	1.506
1.779	392.439	1.160	0.478	1.531	1.504
2.498	457.832	1.185	0.509	2.105	1.648
2.518	458.198	1.186	0.510	2.121	1.646
2.558	460.835	1.187	0.512	2.153	1.650
2.559	460.909	1.187	0.512	2.153	1.650
2.559	455.100	1.187	0.512	2.153	1.650
2.698	466.374	1.188	0.514	2.263	1.646
3.427	498.141	1.191	0.519	2.827	1.667
4.427	525.021	1.211	0.548	3.622	1.687
4.549	529.827	1.222	0.570	3.711	1.695
5.236	544.034	1.225	0.573	4.244	1.709
5.865	551.369	1.233	0.584	4.727	1.701
5.990	557.647	1.240	0.594	4.823	1.718
6.002	556.412	1.241	0.595	4.831	1.712
6.033	555.926	1.242	0.596	4.855	1.709
6.471	562.823	1.242	0.596	5.187	1.713
6.970	563.775	1.247	0.602	5.575	1.701
7.033	563.818	1.250	0.608	5.623	1.699
7.158	563.416	1.250	0.608	5.718	1.693
7.408	560.071	1.251	0.610	5.904	1.672
7.658	559.254	1.254	0.614	6.096	1.662
7.908	554.550	1.256	0.617	6.285	1.639
8.283	550.110	1.258	0.620	6.573	1.615
8.533	543.672	1.260	0.624	6.764	1.588
10.035	519.405	1.261	0.627	7.923	1.478

Nota. En esta tabla contemplamos los valores del espectro de capacidad obtenidos de la transformación de la curva de capacidad en la dirección Y.

Figura 40

Espectro de capacidad en dirección Y



Nota. En la figura contemplamos el espectro de capacidad generado de la transformación de la curva de capacidad en dirección Y.

Tabla 25

Valores del espectro de capacidad en dirección X

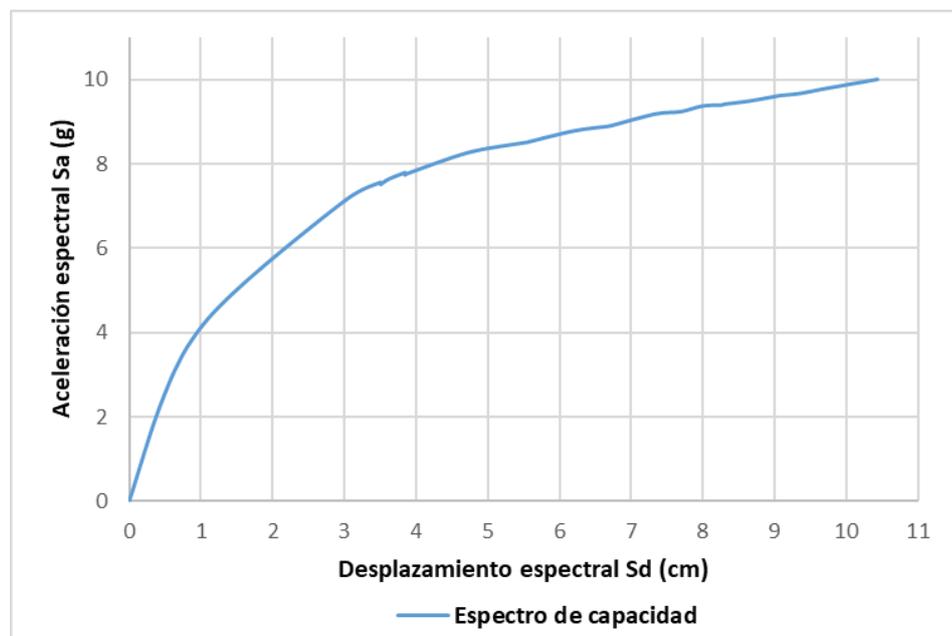
Δ_{techo} (cm)	V (tonf)	PF \emptyset	α	S_d (cm)	S_a
0.071	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000
0.320	237.745	0.571	0.191	0.436	2.286
0.631	438.197	0.641	0.210	0.873	3.829
1.196	605.127	0.711	0.215	1.582	5.147
2.158	713.243	0.687	0.182	3.040	7.175
2.476	736.036	0.686	0.178	3.507	7.572
2.476	736.036	0.686	0.178	3.507	7.572
2.477	729.352	0.685	0.178	3.509	7.524
2.541	736.606	0.684	0.177	3.612	7.642
2.702	748.087	0.684	0.176	3.849	7.804
2.702	748.208	0.683	0.176	3.850	7.806
2.702	741.863	0.683	0.176	3.850	7.747
2.713	743.131	0.683	0.175	3.868	7.771
3.299	778.706	0.681	0.172	4.742	8.282
3.299	777.153	0.681	0.172	4.742	8.282
3.872	803.456	0.681	0.173	5.547	8.519
3.893	804.064	0.685	0.173	5.580	8.533

Δ_{techo} (cm)	V (tonf)	PF ϕ	α	S_d (cm)	S_a
3.904	804.207	0.685	0.173	5.597	8.542
4.306	818.318	0.685	0.173	6.214	8.795
4.635	825.171	0.682	0.171	6.686	8.902
4.678	825.659	0.683	0.170	6.755	8.930
5.017	825.247	0.682	0.169	7.345	9.193
5.272	830.148	0.673	0.165	7.701	9.251
5.442	829.744	0.675	0.164	8.006	9.384
5.611	830.523	0.671	0.162	8.245	9.401
5.654	830.080	0.672	0.162	8.322	9.429
5.823	823.407	0.671	0.161	8.631	9.495
5.993	820.258	0.666	0.159	8.945	9.587
6.078	821.419	0.662	0.157	9.086	9.632
6.163	818.790	0.661	0.156	9.237	9.655
6.248	818.497	0.659	0.155	9.381	9.687
6.418	817.455	0.658	0.155	9.702	9.792
6.842	822.306	0.654	0.153	10.440	10.014

Nota. En esta tabla contemplamos los valores del espectro de capacidad obtenidos de la transformación de la curva de capacidad en la dirección X.

Figura 41

Espectro de capacidad en dirección X



Nota. En la figura contemplamos el espectro de capacidad generado de la transformación de la curva de capacidad en dirección X.

4.2 Espectros de demanda sísmicos

En el capítulo III de este trabajo de investigación determinamos parámetros sísmicos estipulados por la norma E.030, con dichos parámetros elaboramos el espectro elástico en base a pseudoaceleraciones y periodos, este se define como un sismo de diseño.

$$Sa_D = ZUCSg \dots (Ec. 24)$$

Dónde:

Sa_D : pseudoaceleración

$Z = 0.35$ (Zona 3)

$U = 1.3$ (Edificaciones importantes)

$C = 2.5$

$S = 1.20$ (Suelos blandos, zona 3)

Para la estimación de las pseudoaceleraciones del sismo de servicio y sismo máximo se relacionaron las ecuaciones 8 y 9 descritas en el capítulo II, página 54:

Determinación del factor de reducción para un sismo de servicio:

$$P_{diseño} = 0.10 \quad n_{diseño} = 50 \quad Sa_D = 13.391 \text{ m/s}^2$$

$$T_{diseño} = \frac{1}{1 - (1 - 0.10)^{1/50}} = 475.06 \text{ s}$$

$$P_{servicio} = 0.50 n_{servicio} = 50$$

$$T_{servicio} = \frac{1}{1 - (1 - 0.50)^{1/50}} = 72.64 \text{ s}$$

$$a_{servicio} = \left(\frac{72.64}{475.06} \right)^{0.4} \times 13.391 = 6.318 \text{ m/s}^2$$

$$F_{servicio} = \frac{6.318}{13.391} = 0.47$$

Determinación del factor de amplificación para un sismo máximo:

$$P_{diseño} = 0.10 \quad n_{diseño} = 50 \quad Sa_D = 13.391 \text{ m/s}^2$$

$$T_{diseño} = \frac{1}{1 - (1 - 0.10)^{1/50}} = 475.06 \text{ s}$$

$$P_{máximo} = 0.05n_{máximo} = 50 \cdot 50$$

$$T_{máximo} = \frac{1}{1 - (1 - 0.05)^{1/50}} = 975.29 \text{ s}$$

$$a_{máximo} = \left(\frac{975.29}{475.06}\right)^{0.4} \times 13.391 = 17.855 \text{ m/s}^2$$

$$F_{máximo} = \frac{17.855}{13.391} = 1.33$$

La tabla 26 muestra las pseudoaceleraciones para cada periodo de los tres espectros de demanda una vez multiplicado el sismo de diseño por el factor de 0.47 para un sismo de servicio y 1.33 para un sismo máximo.

Tabla 26

Valores de los espectros elásticos de demanda sísmica

Periodo T (s)	Sismo de servicio S _a /g	Sismo de diseño S _a /g	Sismo máximo S _a /g
0	0.642	1.365	1.815
0.5	0.642	1.241	1.815
1	0.642	1.365	1.815
1.1	0.583	1.241	1.650
1.2	0.535	1.138	1.513
1.3	0.494	1.050	1.397
1.4	0.458	0.975	1.297
1.5	0.428	0.910	1.210
1.6	0.401	0.853	1.135
1.7	0.355	0.756	1.005
1.8	0.317	0.674	0.897
1.9	0.284	0.605	0.805
2	0.257	0.546	0.726
2.2	0.212	0.451	0.600
2.4	0.178	0.379	0.504
2.6	0.152	0.323	0.430
2.8	0.131	0.279	0.371

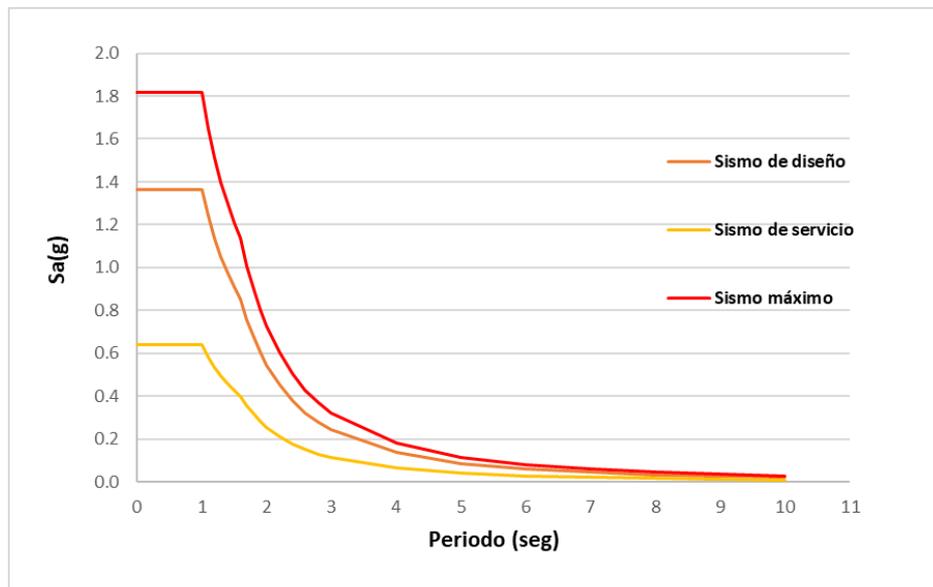
Periodo T (s)	Sismo de servicio S _a /g	Sismo de diseño S _a /g	Sismo máximo S _a /g
3	0.114	0.243	0.323
4	0.064	0.137	0.182
5	0.041	0.087	0.116
6	0.029	0.061	0.081
7	0.021	0.045	0.059
8	0.016	0.034	0.045
9	0.013	0.027	0.036
10	0.010	0.022	0.029

Nota. Esta tabla contempla los valores de los tres espectros sísmicos planteados por el ATC-40.

La figura 42 presenta el gráfico de los tres espectros de demanda a partir de los valores estimados en la tabla 26.

Figura 42

Curvas de los espectros elásticos de demanda sísmica



Nota. La figura contempla los tres espectros elásticos de demanda sísmica formados a partir de los parámetros sísmicos de la estructura.

Fue necesario convertir en formato ADRS las unidades de los espectros de demanda, mediante la ecuación 25 que plantea el ATC-40, gracias a esto se puede tener

en un mismo formato de unidades los espectros de demanda y los espectros de capacidad.

La tabla 27 muestra los valores de las unidades en formato ADRS de los espectros de demanda después de su transformación y en la figura 43 contemplamos las curvas obtenidas a partir de los valores transformados en el formato ADRS.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a \cdot g \dots (Ec. 25)$$

Dónde:

S_d: Pseudodesplazamiento.

T: Periodo.

S_a: Pseudoaceleración.

g: Gravedad.

Tabla 27

Valores de los espectros de demanda sísmica en formato ADRS

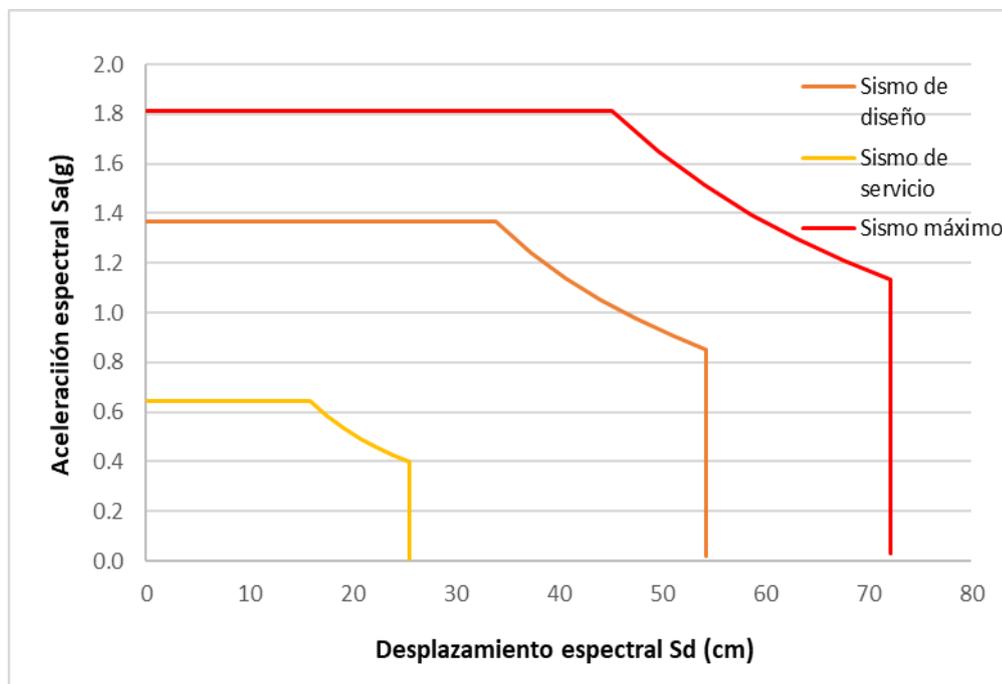
<i>T (seg)</i>	<i>Sismo de servicio</i>		<i>Sismo de diseño</i>		<i>Sismo máximo</i>	
	<i>S_a</i>	<i>S_d (cm)</i>	<i>S_a</i>	<i>S_d (cm)</i>	<i>S_a</i>	<i>S_d (cm)</i>
0	0.642	0.000	1.365	0.000	1.815	0.000
0.5	0.642	3.985	1.365	8.480	1.815	11.278
1	0.642	15.942	1.365	33.919	1.815	45.112
1.1	0.583	17.536	1.241	37.311	1.650	49.623
1.2	0.535	19.130	1.138	40.703	1.513	54.135
1.3	0.494	20.724	1.050	44.095	1.397	58.646
1.4	0.458	22.319	0.975	47.486	1.297	63.157
1.5	0.428	23.913	0.910	50.878	1.210	67.668
1.6	0.401	25.507	0.853	54.270	1.135	72.179
1.7	0.355	25.507	0.756	54.270	1.005	72.179
1.8	0.317	25.507	0.674	54.270	0.897	72.179
1.9	0.284	25.507	0.605	54.270	0.805	72.179
2	0.257	25.507	0.546	54.270	0.726	72.179
2.2	0.212	25.507	0.451	54.270	0.600	72.179

<i>T (seg)</i>	<i>Sismo de servicio</i>		<i>Sismo de diseño</i>		<i>Sismo máximo</i>	
	<i>Sa</i>	<i>Sd (cm)</i>	<i>Sa</i>	<i>Sd (cm)</i>	<i>Sa</i>	<i>Sd (cm)</i>
2.4	0.178	25.507	0.379	54.270	0.504	72.179
2.6	0.152	25.507	0.323	54.270	0.430	72.179
2.8	0.131	25.507	0.279	54.270	0.371	72.179
3	0.114	25.507	0.243	54.270	0.323	72.179
4	0.064	25.507	0.137	54.270	0.182	72.179
5	0.041	25.507	0.087	54.270	0.116	72.179
6	0.029	25.507	0.061	54.270	0.081	72.179
7	0.021	25.507	0.045	54.270	0.059	72.179
8	0.016	25.507	0.034	54.270	0.045	72.179
9	0.013	25.507	0.027	54.270	0.036	72.179
10	0.010	25.507	0.022	54.270	0.029	72.179

Nota. La tabla muestra los valores obtenidos de la transformación.

Figura 43

Espectros elásticos de demanda sísmica en formato ADRS



Nota. La figura presenta los espectros elásticos de demanda sísmica en unidades de pseudoaceleraciones y pseudodesplazamientos.

4.3 Punto de desempeño sísmico

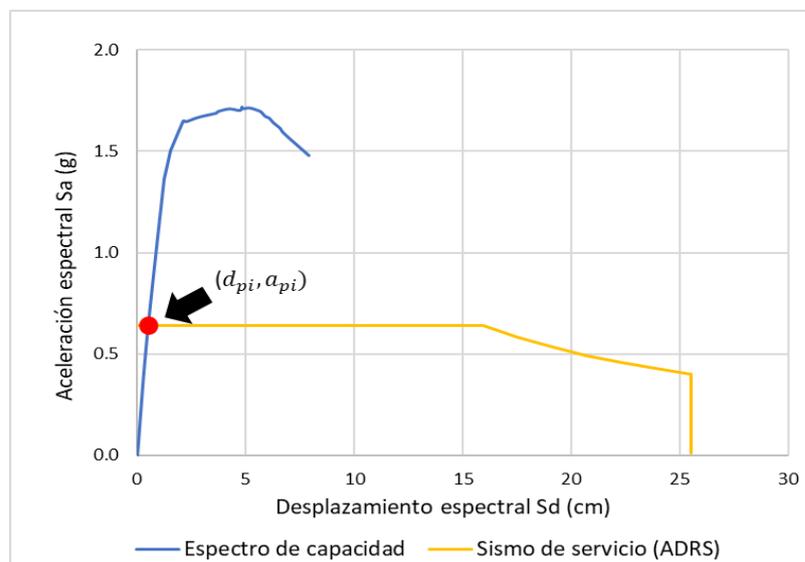
Según el procedimiento mencionado en el capítulo II, página 57, se procedió a estimar los puntos de desempeño para las dos direcciones de análisis.

4.3.1 Puntos de desempeño en dirección Y

La figura 44 muestra una superposición del espectro de capacidad en dirección Y con el espectro de demanda para un sismo de servicio, obteniendo un punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}).

Figura 44

Superposición del espectro de capacidad y un sismo de servicio en dirección Y

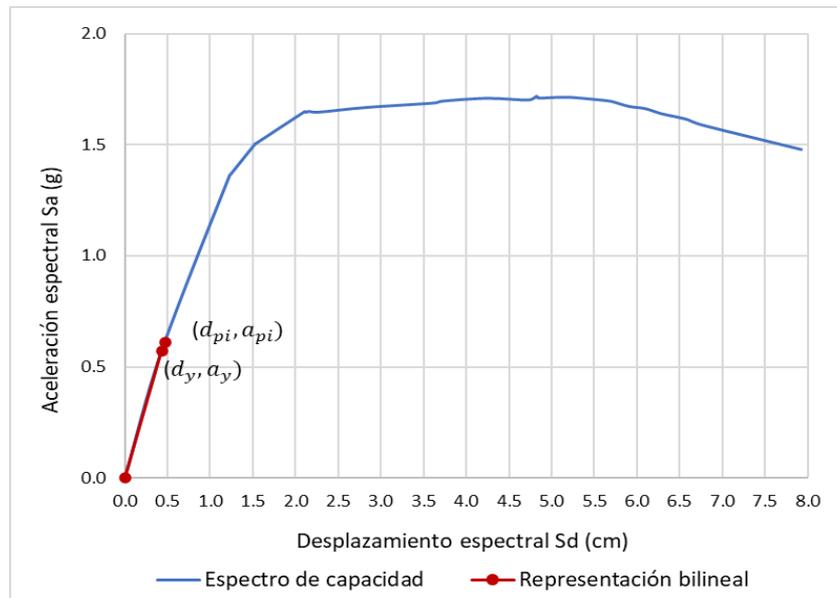


Nota. La figura presenta el punto de desempeño de prueba para un sismo de servicio y un análisis estático no lineal en dirección Y.

Posteriormente construimos una representación bilineal del espectro capacidad partiendo del punto de desempeño de prueba obteniendo el punto (d_y, a_y), esto se aprecia en la figura 45. A través de un proceso iterativo estimamos los valores del amortiguamiento efectivo y el espectro de demanda reducido (MADRS), finalmente se obtuvo el punto de desempeño definitivo (d_p, a_p). Este procedimiento se repite con los sismos de diseño y máximo.

Figura 45

Representación bilineal del análisis en dirección Y con un sismo de servicio



Nota. Esta figura presenta una representación bilineal del espectro de capacidad en la dirección Y correspondiente a una demanda de servicio.

- Posible punto de desempeño: $d_{pi} = 0.470\text{cm}$ y $a_{pi} = 0.610\text{g}$.
- Valores de la representación bilineal: $d_y = 0.432\text{cm}$ y $a_y = 0.574\text{g}$.
- Cálculo del amortiguamiento histerético β_0

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} = 1.21$$

- Valor del factor de modificación del amortiguamiento k

Según lo descrito en el capítulo II, página 60 y la tabla 4, la estructura en estudio presenta un comportamiento estructural de tipo A, por ello le corresponde un valor de:

$$k = 1$$

- Cálculo del amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff}

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 6.20$$

- Determinación de los factores de reducción espectral SR_A y SR_V

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = 0.928$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = 0.946$$

Comprobamos los valores mínimos adoptados para SR_A y SR_V , según la tabla 5 del capítulo II, página 61. Seguidamente multiplicamos los factores de reducción con los rangos correspondientes del espectro de demanda, estos resultados se exponen en la tabla 28. Este procedimiento se repite para los sismos de diseño y máximo.

Tabla 28

Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo de servicio

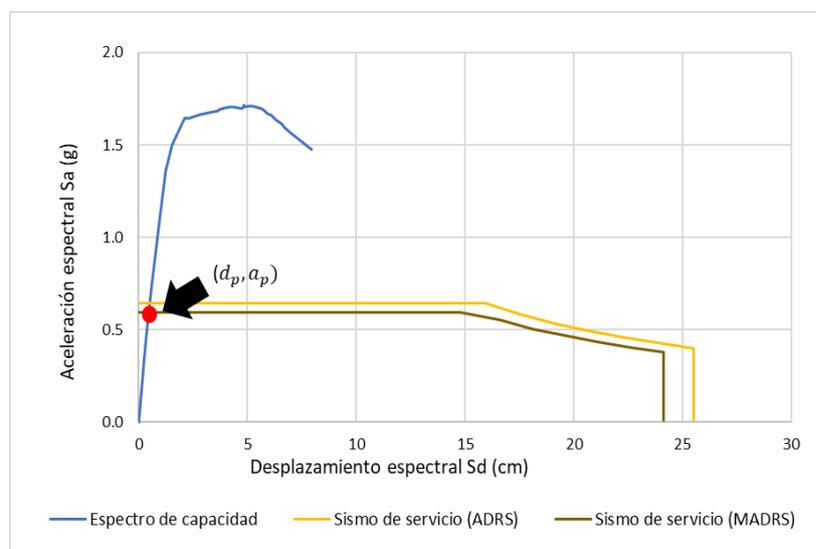
<i>Espectro de demanda (ADRS) Sismo de servicio</i>		<i>Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo de servicio</i>	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	S(d)
0.642	0.000	0.596	0.000
0.642	3.985	0.596	3.700
0.642	15.942	0.596	14.802
0.583	17.536	0.552	16.594
0.535	19.130	0.506	18.103
0.494	20.724	0.467	19.611
0.458	22.319	0.434	21.120
0.428	23.913	0.405	22.628
0.401	25.507	0.379	24.137
0.355	25.507	0.336	24.137
0.317	25.507	0.300	24.137
0.284	25.507	0.269	24.137
0.257	25.507	0.243	24.137
0.212	25.507	0.201	24.137
0.178	25.507	0.169	24.137
0.152	25.507	0.144	24.137
0.131	25.507	0.124	24.137
0.114	25.507	0.108	24.137
0.064	25.507	0.061	24.137
0.041	25.507	0.039	24.137
0.029	25.507	0.027	24.137
0.021	25.507	0.020	24.137
0.016	25.507	0.015	24.137

<i>Espectro de demanda (ADRS) Sismo de servicio</i>		<i>Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo de servicio</i>	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	S(d)
0.013	25.507	0.012	24.137
0.010	25.507	0.010	24.137

Nota. Esta tabla presenta valores estimados del espectro de demanda reducido MADRS correspondiente a un sismo de servicio.

Figura 46

Punto de desempeño definitivo para el sismo de servicio en la dirección Y



Nota. En la figura contemplamos el punto de desempeño definitivo producto de la intersección del espectro de demanda reducido para un sismo de servicio y el espectro de capacidad en dirección Y.

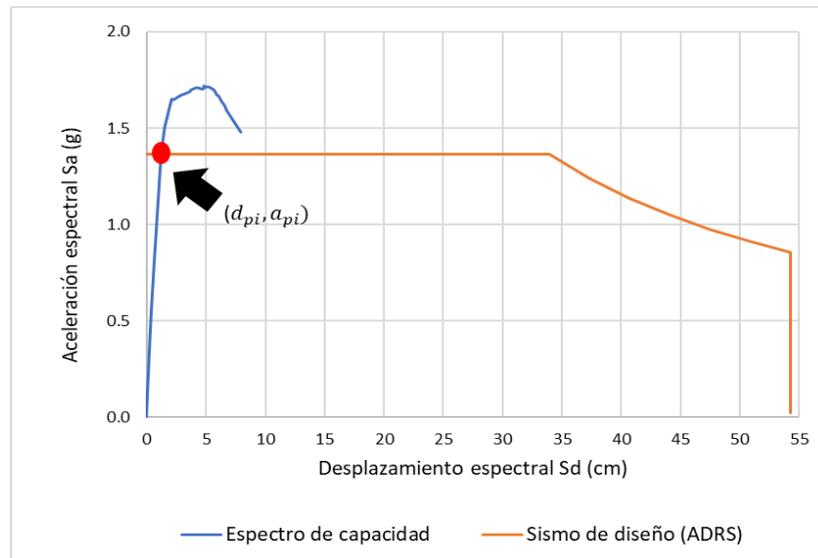
En la figura 46 se observa el punto de desempeño definitivo para un sismo de servicio en la dirección Y, $d_p = 0.455\text{cm}$ y $a_p = 0.596$ el cual cumple con la tolerancia admisible ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), es decir ($0.447 \leq 0.455 \leq 0.494$).

- Punto de desempeño definitivo $(d_p, a_p) = (0.455, 0.596)$ (cm,g).
- Punto de desempeño definitivo $(d_p, a_p) = (0.552, 150.488)$ (cm,Tn).

Se repite el proceso para determinar el punto de desempeño en relación con un sismo de diseño.

Figura 47

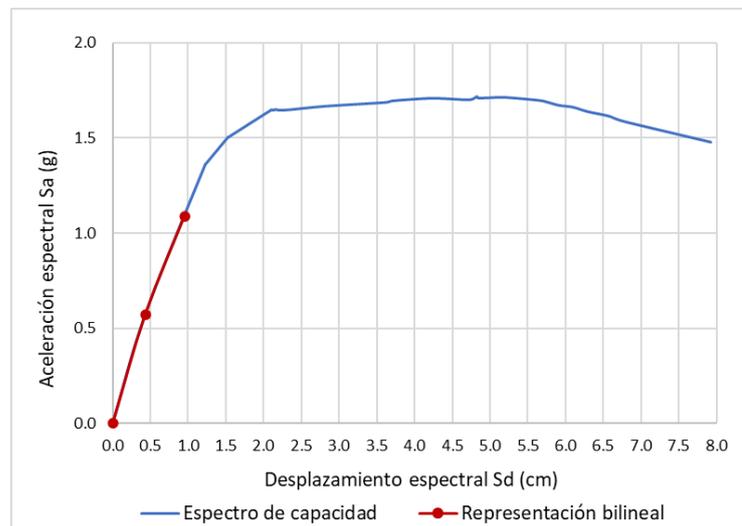
Superposición del espectro de capacidad y un sismo de diseño en dirección Y



Nota. En la figura presenta el punto de desempeño de prueba para un sismo de diseño y un análisis estático no lineal en dirección Y

Figura 48

Representación bilineal del análisis en dirección Y con un sismo de diseño



Nota. Esta figura presenta una representación bilineal del espectro de capacidad en la dirección Y correspondiente a una demanda de diseño.

- Posible punto de desempeño $d_{pi} = 0.953m$ y $a_{pi} = 1.090g$

- Valores de la representación bilineal $d_y = 0.432\text{cm}$ y $a_y = 0.574g$
- Cálculo del amortiguamiento histérico β_0

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} = 4.623$$

- Valor del factor de modificación del amortiguamiento k

Según lo descrito en el capítulo II, página 60 y la tabla 4, la estructura en estudio presenta un comportamiento estructural de tipo A, por ello le corresponde un valor de:

$$k = 1$$

- Cálculo del amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff}

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 9.623$$

- Cálculo de los factores de reducción SR_A y SR_V

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = 0.788$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = 0.837$$

Tabla 29

Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo de diseño

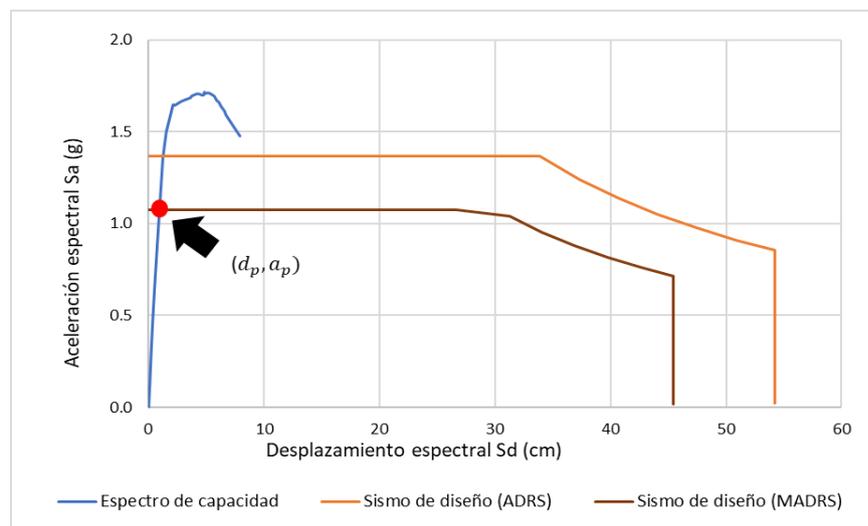
Espectro de demanda (ADRS) Sismo de diseño		Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo de diseño	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	S(d)
1.365	0.000	1.076	0.000
1.365	8.480	1.076	6.681
1.365	33.919	1.076	26.726
1.241	37.311	1.039	31.244
1.138	40.703	0.953	34.085
1.050	44.095	0.879	36.925
0.975	47.486	0.816	39.765
0.910	50.878	0.762	42.606
0.853	54.270	0.714	45.446
0.756	54.270	0.633	45.446
0.674	54.270	0.564	45.446

Espectro de demanda (ADRS) Sismo de diseño		Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo de diseño	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	S(d)
0.605	54.270	0.507	45.446
0.546	54.270	0.457	45.446
0.451	54.270	0.378	45.446
0.379	54.270	0.318	45.446
0.323	54.270	0.271	45.446
0.279	54.270	0.233	45.446
0.243	54.270	0.203	45.446
0.137	54.270	0.114	45.446
0.087	54.270	0.073	45.446
0.061	54.270	0.051	45.446
0.045	54.270	0.037	45.446
0.034	54.270	0.029	45.446
0.027	54.270	0.023	45.446
0.022	54.270	0.018	45.446

Nota. Esta tabla presenta valores estimados del espectro de demanda para un sismo de diseño reducido MADRS.

Figura 49

Punto de desempeño definitivo para un sismo de diseño en la dirección Y



Nota. La figura contempla el punto de desempeño definitivo producto de la intersección del espectro de demanda sísmica de diseño reducido y el espectro de capacidad en dirección Y.

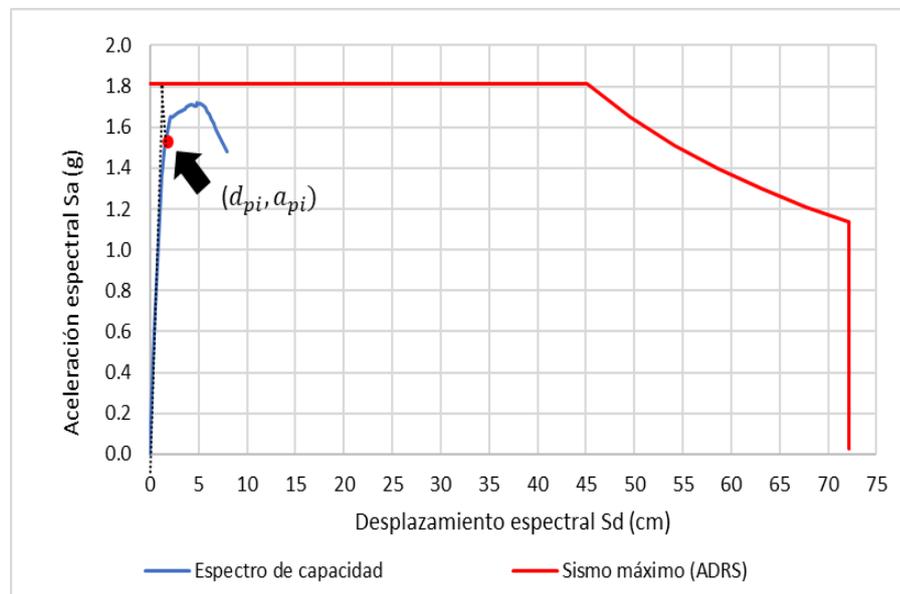
En la figura 49 observamos el punto de desempeño definitivo para un sismo de diseño en la dirección Y, $d_p = 0.939\text{cm}$ y $a_p = 1.076\text{g}$ el cual cumple con la tolerancia admisible ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), es decir ($0.905 \leq 0.939 \leq 1.001$).

- Punto de desempeño definitivo $(d_p, a_p) = (0.939, 1.076)$ (cm,g).
- Punto de desempeño definitivo $(d_p, a_p) = (1.089, 271.697)$ (cm,Tn).

De manera idéntica determinamos el punto de desempeño para un sismo máximo.

Figura 50

Superposición del espectro de capacidad y un sismo máximo en dirección Y



Nota. La figura presenta el punto de desempeño de prueba para un sismo máximo y un análisis estático no lineal en dirección Y

- Posible punto de desempeño $d_{pi} = 1.272\text{cm}$ y $a_{pi} = 1.382\text{g}$
- Valores de la representación bilineal $d_y = 0.492\text{cm}$ y $a_y = 0.653\text{g}$
- Cálculo del amortiguamiento histérico β_0

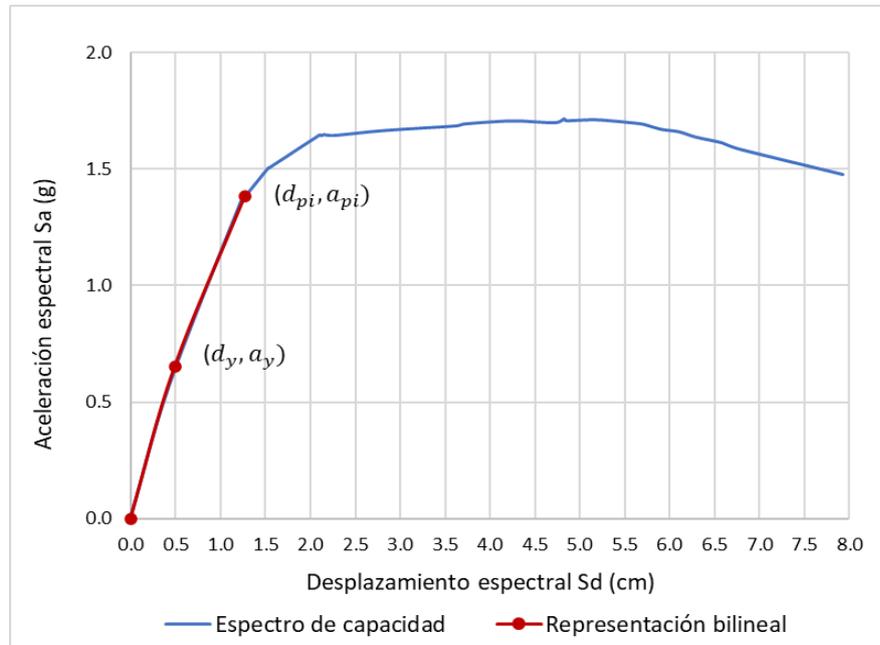
$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} = 5.444$$

- Valor del factor de modificación del amortiguamiento k

Según la tabla 4, la estructura presenta un comportamiento estructural de tipo A, por ello le corresponde un valor de: $k = 1$

Figura 51

Representación bilineal del análisis en dirección Y con un sismo máximo



Nota. Esta figura presenta una representación bilineal del espectro de capacidad en la dirección Y correspondiente a una demanda máxima.

- Cálculo del amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff}

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 10.444$$

- Cálculo de los factores de reducción SR_A y SR_V

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = 0.762$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = 0.817$$

En la figura 52 observamos el punto de desempeño definitivo para un sismo máximo en dirección Y, $d_p = 1.273\text{cm}$ y $a_p = 1.383\text{g}$ el cual cumple con la tolerancia admisible ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), es decir ($1.209 \leq 1.273 \leq 1.336$).

- Punto de desempeño para un sismo máximo $(d_p, a_p) = (1.273, 1.383)$ (cm, g)
- Punto de desempeño para un sismo de máximo $(d_p, a_p) = (1.536, 360.619)$ (cm, Tn)

Tabla 30

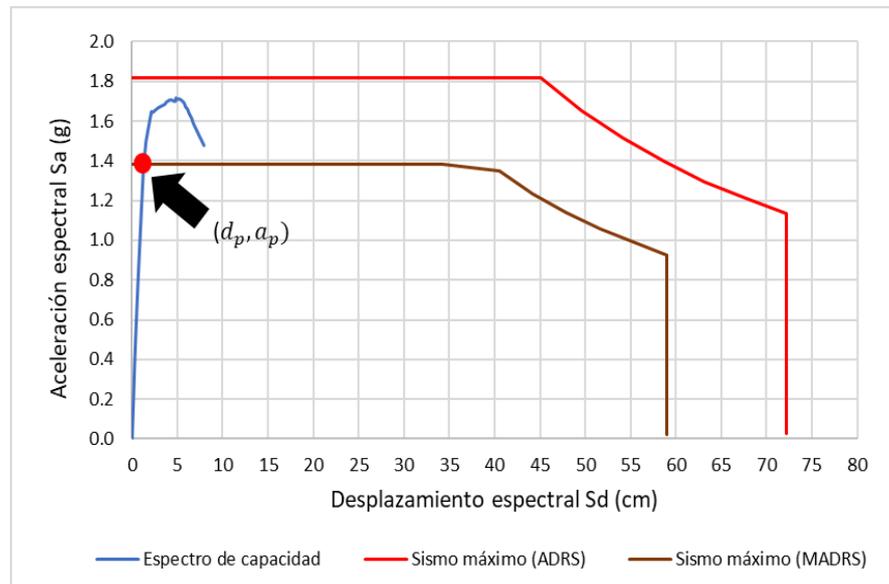
Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo máximo

Espectro de demanda (ADRS) Sismo máximo		Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo máximo	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	S(d)
1.815	0.000	1.383	0.000
1.815	11.278	1.383	8.590
1.815	45.112	1.383	34.359
1.650	49.623	1.348	40.544
1.513	54.135	1.236	44.230
1.397	58.646	1.141	47.916
1.297	63.157	1.059	51.602
1.210	67.668	0.989	55.288
1.135	72.179	0.927	58.973
1.005	72.179	0.821	58.973
0.897	72.179	0.732	58.973
0.805	72.179	0.657	58.973
0.726	72.179	0.593	58.973
0.600	72.179	0.490	58.973
0.504	72.179	0.412	58.973
0.430	72.179	0.351	58.973
0.371	72.179	0.303	58.973
0.323	72.179	0.264	58.973
0.182	72.179	0.148	58.973
0.116	72.179	0.095	58.973
0.081	72.179	0.066	58.973
0.059	72.179	0.048	58.973
0.045	72.179	0.037	58.973
0.036	72.179	0.029	58.973
0.029	72.179	0.024	58.973

Nota. La tabla presenta valores estimados del espectro de demanda para un sismo máximo reducido MADRS.

Figura 52

Punto de desempeño definitivo para el sismo máximo en la dirección Y



Nota. En la figura contemplamos el punto de desempeño definitivo producto de la intersección del espectro de demanda sísmico máximo reducido y el espectro de capacidad en dirección Y.

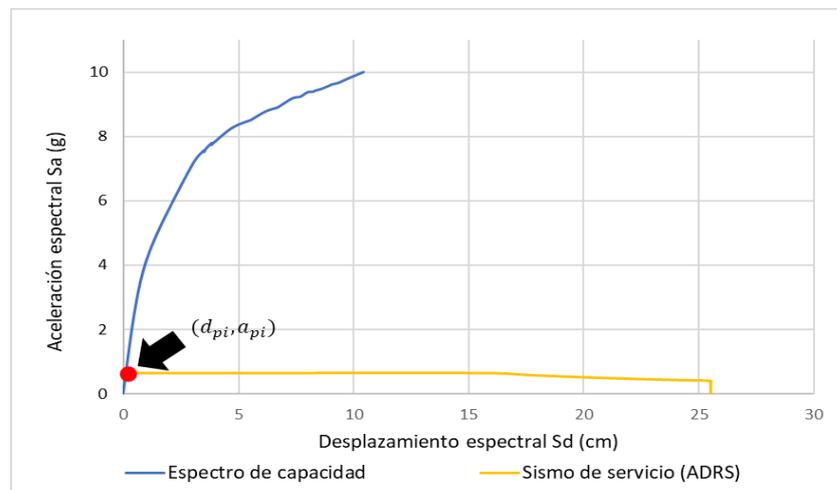
4.3.2 Punto de desempeño en la dirección X

De manera análoga que en la dirección Y, determinamos un punto de desempeño de prueba (d_{pi}, a_{pi}) , a partir de la superposición del espectro de capacidad y los espectros de demanda para un sismo de servicio como se muestra en la figura 53, posteriormente construimos una representación bilineal del espectro de capacidad a partir del punto de desempeño de prueba obteniendo el punto de fluencia efectiva (d_y, a_y) como se muestra en la figura 54. Finalmente, mediante un proceso iterativo se estimó el amortiguamiento efectivo, el espectro de demanda reducido MADRS, se finalizó estimando el punto de desempeño definitivo (d_p, a_p) .

Este procedimiento se repite con los espectros de demanda para un sismo de diseño y máximo.

Figura 53

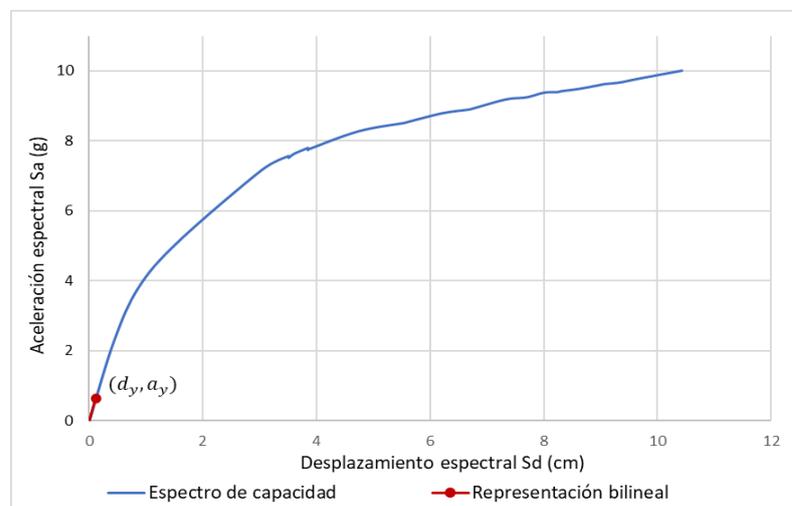
Superposición del espectro de capacidad y un sismo de servicio en dirección X



Nota. La figura presenta el punto de desempeño de prueba para un sismo de servicio y un análisis estático no lineal en dirección X.

Figura 54

Representación bilineal del análisis en dirección X con un sismo de servicio



Nota. Esta figura presenta una representación bilineal del espectro de capacidad en la dirección X correspondiente a una demanda de servicio.

- Posible punto de desempeño $d_{pi} = 0.122cm$ y $a_{pi} = 0.642g$
- Valores de la representación bilineal $d_y = 0.122cm$ y $a_y = 0.642g$
- Cálculo del amortiguamiento histerético β_0

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} = 0.00$$

- Valor del factor de modificación del amortiguamiento k

Según lo descrito en el capítulo dos, página 60 y la tabla 4, la estructura presenta un comportamiento estructural de tipo A, por ello le corresponde un valor de: $k = 1$

- Cálculo del amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff}

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 5.00$$

- Cálculo de los factores de reducción SR_A y SR_V

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = 0.998$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = 1.00$$

Comprobamos los valores mínimos adoptados para SR_A y SR_V , según la tabla 5 del capítulo II, página 61. Seguidamente se multiplica los factores de reducción con los rangos correspondientes del espectro de demanda, estos resultados se exponen en la tabla 31. Este procedimiento se repite para los sismos de diseño y máximo.

Tabla 31

Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo de servicio

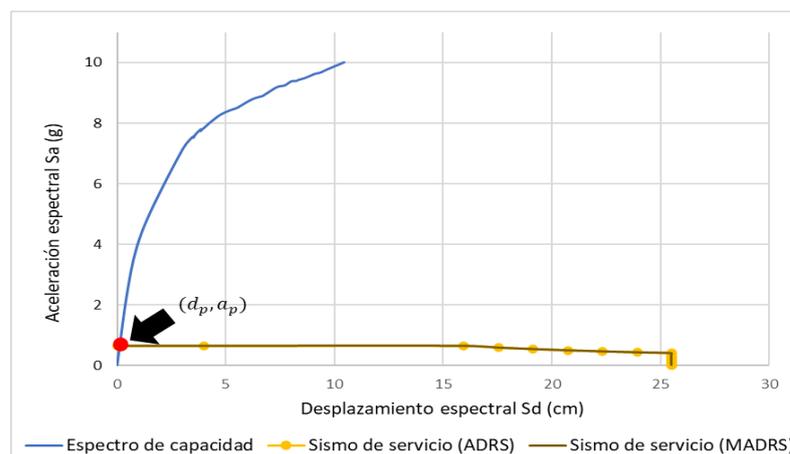
<i>Espectro de demanda (ADRS) – Sismo de servicio</i>		<i>Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo de servicio</i>	
<i>Sa (g)</i>	<i>Sd (cm)</i>	<i>Sa (g)</i>	<i>S(d)</i>
0.642	0.000	0.640	0.000
0.642	3.985	0.640	3.977
0.642	15.942	0.640	15.909
0.583	17.536	0.583	17.537
0.535	19.130	0.535	19.132
0.494	20.724	0.494	20.726
0.458	22.319	0.458	22.320
0.428	23.913	0.428	23.915
0.401	25.507	0.401	25.509
0.355	25.507	0.355	25.509

<i>Espectro de demanda (ADRS) – Sismo de servicio</i>		<i>Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo de servicio</i>	
<i>Sa (g)</i>	<i>Sd (cm)</i>	<i>Sa (g)</i>	<i>S(d)</i>
0.317	25.507	0.317	25.509
0.284	25.507	0.284	25.509
0.257	25.507	0.257	25.509
0.212	25.507	0.212	25.509
0.178	25.507	0.178	25.509
0.152	25.507	0.152	25.509
0.131	25.507	0.131	25.509
0.114	25.507	0.114	25.509
0.064	25.507	0.064	25.509
0.041	25.507	0.041	25.509
0.029	25.507	0.029	25.509
0.021	25.507	0.021	25.509
0.016	25.507	0.016	25.509
0.013	25.507	0.013	25.509
0.010	25.507	0.010	25.509

Nota. Esta tabla presenta valores estimados del espectro de demanda para un sismo de servicio reducido MADRS.

Figura 55

Punto de desempeño definitivo para un sismo de servicio en la dirección X



Nota. En la figura contemplamos el punto de desempeño definitivo producto de la intersección del espectro de demanda sísmico de servicio reducido y el espectro de capacidad en dirección X.

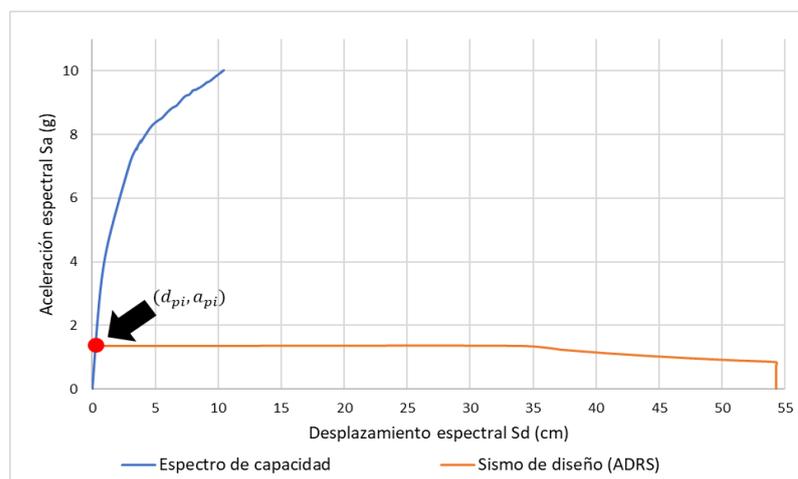
En la figura 55 observamos el punto de desempeño definitivo en la dirección X para un sismo de servicio $d_p = 0.122\text{cm}$ y $a_p = 0.640$ el cual cumple con la tolerancia admisible ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), es decir ($0.116 \leq 0.122 \leq 0.128$).

- Punto de desempeño definitivo $(d_p, a_p) = (0.122, 0.640)$ (cm,g).
- Punto de desempeño definitivo $(D_p, A_p) = (0.141, 66.697)$ (cm,Tn).

De manera idéntica determinamos el punto de desempeño para un sismo de diseño.

Figura 56

Superposición del espectro de capacidad y un sismo de diseño en dirección X



Nota. La figura presenta el punto de desempeño de prueba para un sismo de diseño y un análisis estático no lineal en dirección X.

- Posible punto de desempeño $d_{pi} = 0.260\text{cm}$ y $a_{pi} = 1.365\text{g}$
- Valores de la representación bilineal $d_y = 0.260\text{cm}$ y $a_y = 1.365\text{g}$
- Cálculo del amortiguamiento histerético β_0

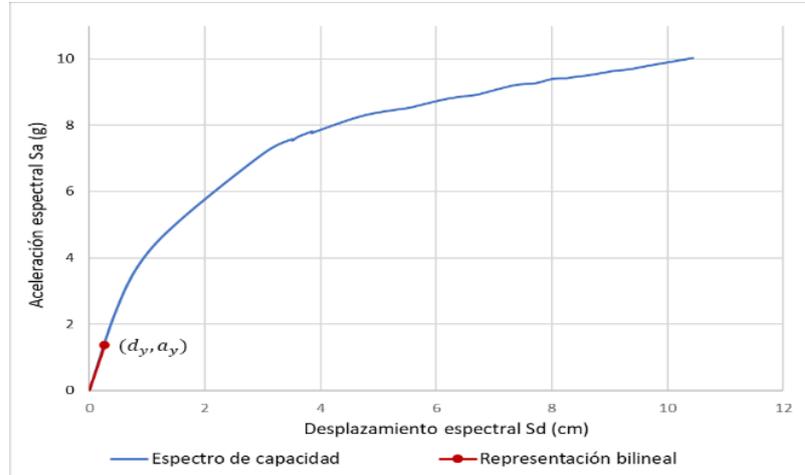
$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} = 0.00$$

- Valor del factor de modificación del amortiguamiento $k = 1$
- Cálculo del amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff}

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 5.00$$

Figura 57

Representación bilineal del análisis en dirección X con un sismo de diseño



Nota. Esta figura presenta una representación bilineal del espectro de capacidad en la dirección X correspondiente a una demanda de diseño.

- Cálculo de los factores de reducción SR_A y SR_V

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = 0.998$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = 1.00$$

Tabla 32

Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo de diseño

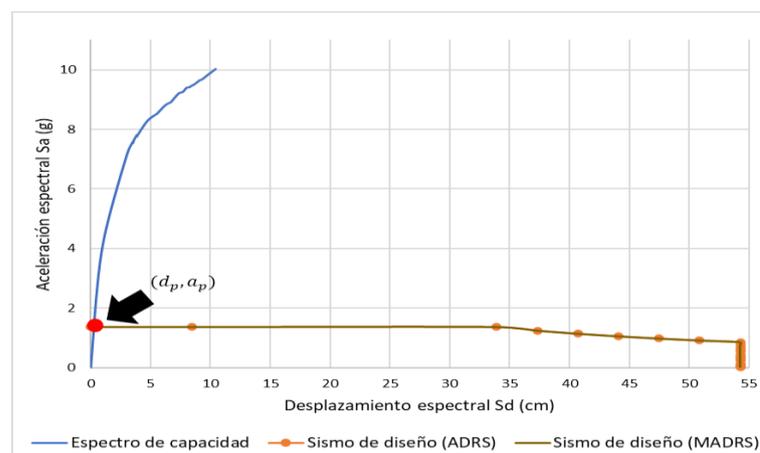
<i>Espectro de demanda (ADRS) – Sismo de diseño</i>		<i>Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo de diseño</i>	
<i>Sa (g)</i>	<i>Sd (cm)</i>	<i>Sa (g)</i>	<i>S(d)</i>
1.365	0.000	1.362	0.000
1.365	8.480	1.362	8.462
1.365	33.919	1.362	33.848
1.241	37.311	1.241	37.314
1.138	40.703	1.138	40.706
1.050	44.095	1.050	44.098
0.975	47.486	0.975	47.490
0.910	50.878	0.910	50.882

<i>Espectro de demanda (ADRS) – Sismo de diseño</i>		<i>Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo de diseño</i>	
<i>Sa (g)</i>	<i>Sd (cm)</i>	<i>Sa (g)</i>	<i>S(d)</i>
0.853	54.270	0.853	54.275
0.756	54.270	0.756	54.275
0.674	54.270	0.674	54.275
0.605	54.270	0.605	54.275
0.546	54.270	0.546	54.275
0.451	54.270	0.451	54.275
0.379	54.270	0.379	54.275
0.323	54.270	0.323	54.275
0.279	54.270	0.279	54.275
0.243	54.270	0.243	54.275
0.137	54.270	0.137	54.275
0.087	54.270	0.087	54.275
0.061	54.270	0.061	54.275
0.045	54.270	0.045	54.275
0.034	54.270	0.034	54.275
0.027	54.270	0.027	54.275
0.022	54.270	0.022	54.275

Nota. Esta tabla presenta valores estimados del espectro de demanda para un sismo de diseño reducido MADRS.

Figura 58

Punto de desempeño definitivo para el sismo de diseño en la dirección X



Nota. En la figura se contempla el punto de desempeño definitivo producto de la intersección del espectro de demanda para un sismo de diseño reducido y el espectro de capacidad en dirección X.

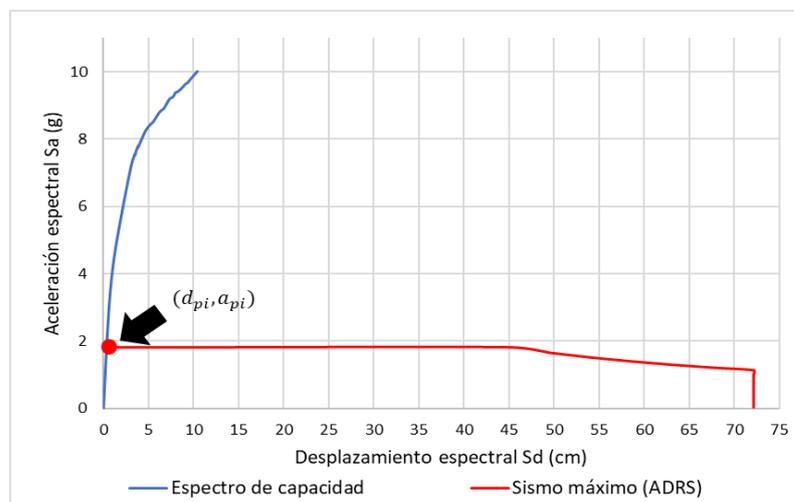
En la figura 58 observamos el punto de desempeño definitivo en la dirección X para un sismo de diseño, $d_p = 0.260m$ y $a_p = 1.362$ el cual cumple con la tolerancia admisible ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), es decir ($0.247 \leq 0.260 \leq 0.273$).

- Punto de desempeño definitivo $(d_p, a_p) = (0.260, 1.362)$ (cm,g)
- Punto de desempeño definitivo $(d_p, a_p) = (0.220, 141.940)$ (cm,Tn)

De manera idéntica se determinó el punto de desempeño para un sismo máximo.

Figura 59

Superposición del espectro de capacidad y un sismo máximo en dirección X



Nota. La figura presenta el punto de desempeño de prueba para un sismo máximo y un análisis estático no lineal en dirección X.

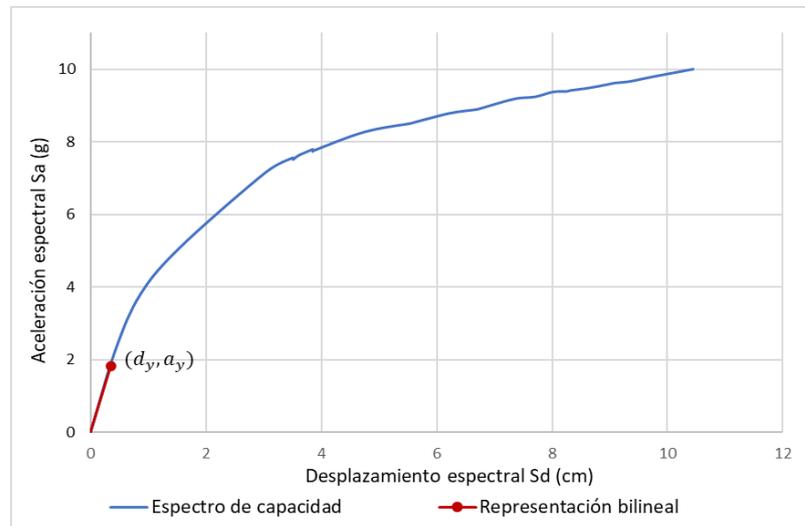
- Posible punto de desempeño $d_{pi} = 0.346cm$ y $a_{pi} = 1.816g$
- Valores de la representación bilineal $d_y = 0.346cm$ y $a_y = 1.816g$
- Cálculo del amortiguamiento histerético β_0

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} = 0.00$$

- Valor del factor de modificación del amortiguamiento k . Según la tabla 4, la estructura presenta un comportamiento estructural de tipo A, por ello le corresponde un valor de: $k = 1$

Figura 60

Representación bilineal del análisis en dirección X con un sismo máximo



Nota. Esta figura presenta una representación bilineal del espectro de capacidad en la dirección X correspondiente a una demanda máxima.

- Cálculo del amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff}

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = 5.00$$

- Cálculo de los factores de reducción SR_A y SR_V

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = 0.998$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = 1.00$$

Tabla 33

Espectro de demanda reducido MADRS para un sismo máximo

Espectro de demanda (ADRS) – Sismo máximo		Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo máximo	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	S(d)
1.815	0.000	1.812	0.000
1.815	11.278	1.812	11.255
1.815	45.112	1.812	45.018
1.650	49.623	1.651	49.627

Espectro de demanda (ADRS) – Sismo máximo		Espectro de demanda reducido (MADRS) – Sismo máximo	
Sa (g)	Sd (cm)	Sa (g)	S(d)
1.513	54.135	1.513	54.139
1.397	58.646	1.397	58.650
1.297	63.157	1.297	63.162
1.210	67.668	1.210	67.674
1.135	72.179	1.135	72.185
1.005	72.179	1.005	72.185
0.897	72.179	0.897	72.185
0.805	72.179	0.805	72.185
0.726	72.179	0.726	72.185
0.600	72.179	0.600	72.185
0.504	72.179	0.504	72.185
0.430	72.179	0.430	72.185
0.371	72.179	0.371	72.185
0.323	72.179	0.323	72.185
0.182	72.179	0.182	72.185
0.116	72.179	0.116	72.185
0.081	72.179	0.081	72.185
0.059	72.179	0.059	72.185
0.045	72.179	0.045	72.185
0.036	72.179	0.036	72.185
0.029	72.179	0.029	72.185

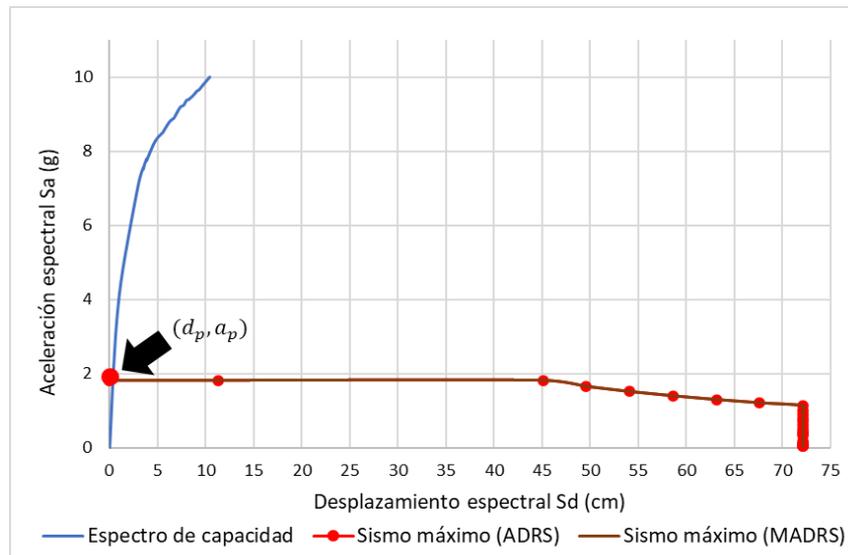
Nota. Esta tabla presenta valores estimados del espectro de demanda para un sismo máximo reducido MADRS.

En la figura 61 observamos el punto de desempeño definitivo en la dirección X para un sismo máximo $d_p = 0.345\text{cm}$ y $a_p = 1.812$ el cual cumple con la tolerancia admisible ($0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi}$), es decir ($0.329 \leq 0.345 \leq 0.363$).

- Punto de desempeño de prueba $(d_p, a_p) = (0.345, 1.812)$ (cm,g).
- Punto de desempeño de prueba $(d_p, a_p) = (0.269, 188.836)$ (cm,Tn).

Figura 61

Punto de desempeño definitivo para un sismo máximo en la dirección X



Nota. En la figura contemplamos el punto de desempeño definitivo producto de la intersección del espectro de demanda para un sismo máximo reducido y el espectro de capacidad en dirección X.

4.4 Estimación del nivel de desempeño sísmico

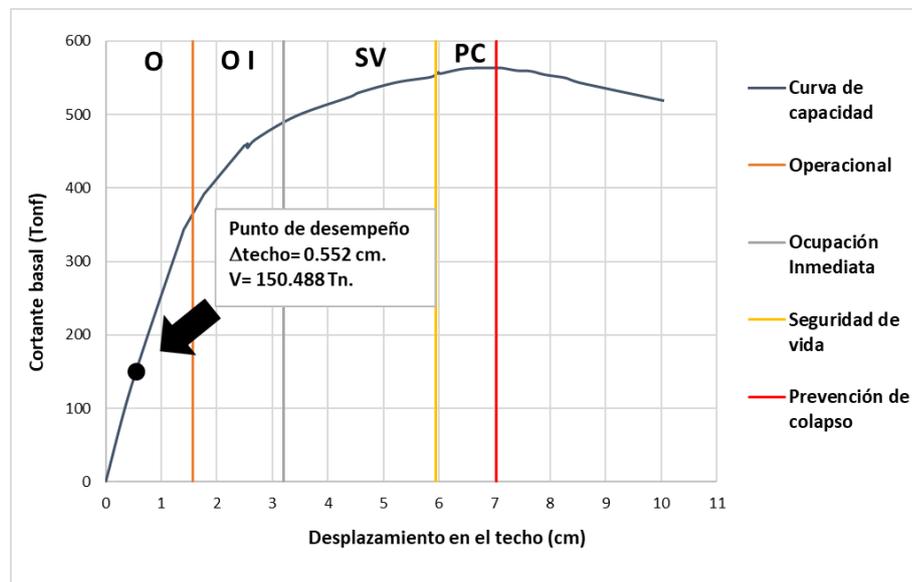
Con los puntos de fluencia efectivos de las curvas de capacidad en las dos direcciones, además de los puntos de desempeño definitivo determinados en la sección anterior, procedemos a estimar el nivel de desempeño sísmico según los procedimientos que describe el ATC-40.

4.4.1 Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y.

Se estimó el nivel de desempeño sísmico de la estructura mediante la sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad establecido por el ATC-40 y mencionado en el capítulo II, páginas 63 y 64. Superponiendo los puntos de desempeño definitivo determinados en la sección anterior, estimamos que la estructura tiene un nivel de desempeño operacional en la dirección Y de análisis para los tres espectros de demanda sísmicos (servicio, diseño y máximo), tal y como se muestran en las figuras 62, 63 y 64.

Figura 62

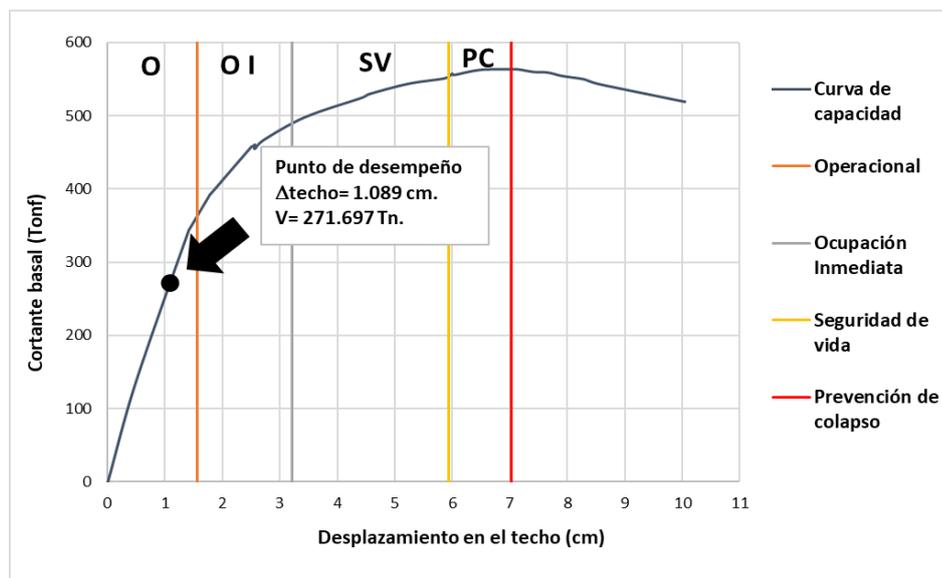
Nivel de desempeño para un sismo de servicio en la dirección Y



Nota. En la figura se muestra el nivel de desempeño obtenido de la sectorización de la curva de capacidad en dirección Y para un sismo de servicio.

Figura 63

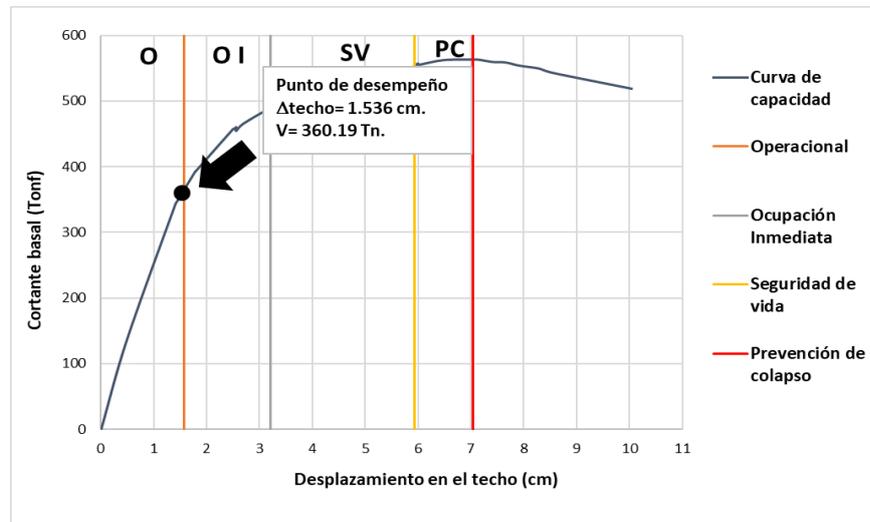
Nivel de desempeño para un sismo de diseño en la dirección Y



Nota. En la figura se muestra el nivel de desempeño obtenido de la sectorización de la curva de capacidad en dirección Y para un sismo de diseño.

Figura 64

Nivel de desempeño para un sismo máximo en la dirección Y



Nota. En la figura se muestra el nivel de desempeño obtenido en la sectorización de la curva de capacidad en dirección Y para un sismo máximo.

Seguidamente determinamos las derivas totales e inelásticas mediante los desplazamientos en el techo de los puntos de desempeño definitivos, esto según la tabla 6 del capítulo II, página 64. En la tabla 34 se muestra los resultados de las derivas estimadas en la dirección de análisis Y, y los espectros de demanda para los sismos de servicio, diseño y máximo. Estimamos que la estructura tiene un nivel de desempeño sísmico operacional para los tres niveles de demanda sísmica, esto debido a que la deriva total es menor a la deriva elástica indicando que el punto de desempeño no supera los límites de fluencia y rango elástico.

Tabla 34

Estimación de las derivas en la dirección Y

	Sismo de servicio	Sismo de diseño	Sismo máximo
[1] Altura total de la estructura H (cm)	660.00	660.00	660.00
[2] Desplazamiento total D_p (cm)	0.552	1.089	1.536

	Sismo de servicio	Sismo de diseño	Sismo máximo
[3] Desplazamiento del punto de fluencia D_y (cm)	1.56	1.56	1.56
[4] Deriva total (D_p/H)	0.00084	0.00165	0.00233
[5] Deriva elástica (D_x/H)	0.00236	0.00236	0.00236
[4]-[5] Deriva inelástica	-0.00153	-0.00071	-0.000004

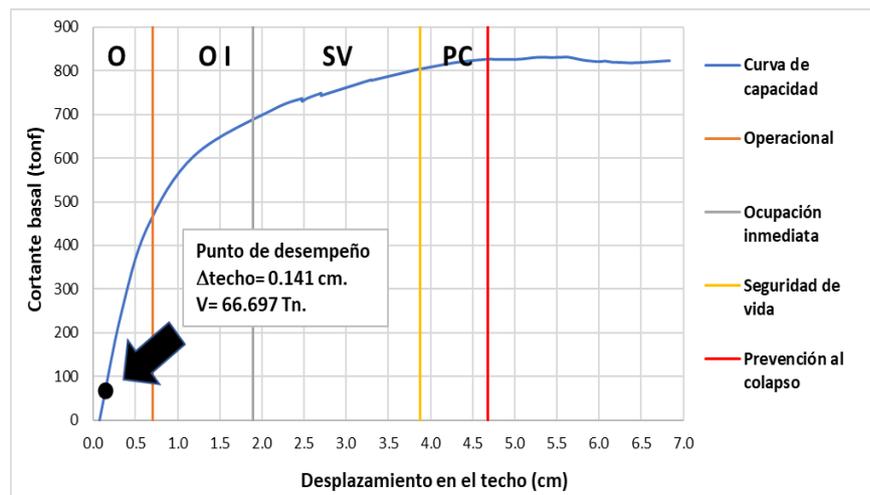
Nota. En la presente tabla se muestra la determinación de la deriva total y deriva inelástica necesaria para estimar el nivel de desempeño sísmico en la dirección Y.

4.4.2 Nivel de desempeño sísmico en la dirección X.

Se estimó el nivel de desempeño sísmico de la estructura mediante la sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad establecido por el ATC-40 y mencionado en el capítulo II, páginas 63 y 64. Superponiendo los puntos de desempeño definitivo determinados en la sección anterior, estimamos que la estructura tiene un nivel de desempeño operacional en la dirección de análisis X para los tres espectros de demanda sísmicos (servicio, diseño y máximo), tal y como se muestra en las figuras 65, 66 y 67.

Figura 65

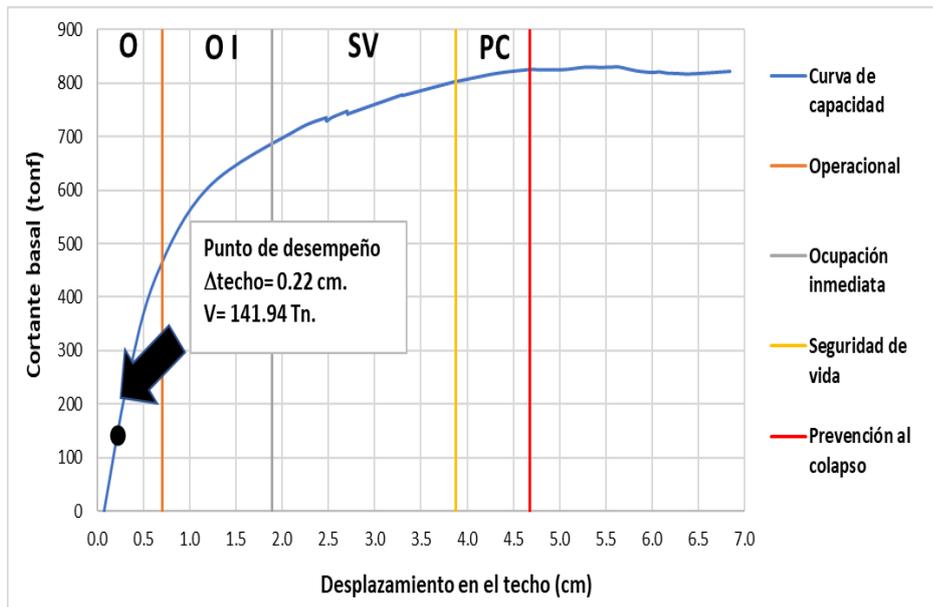
Nivel de desempeño para un sismo de servicio en la dirección X



Nota. En la figura se muestra el nivel de desempeño obtenido de la sectorización de la curva de capacidad en dirección X para un sismo de servicio.

Figura 66

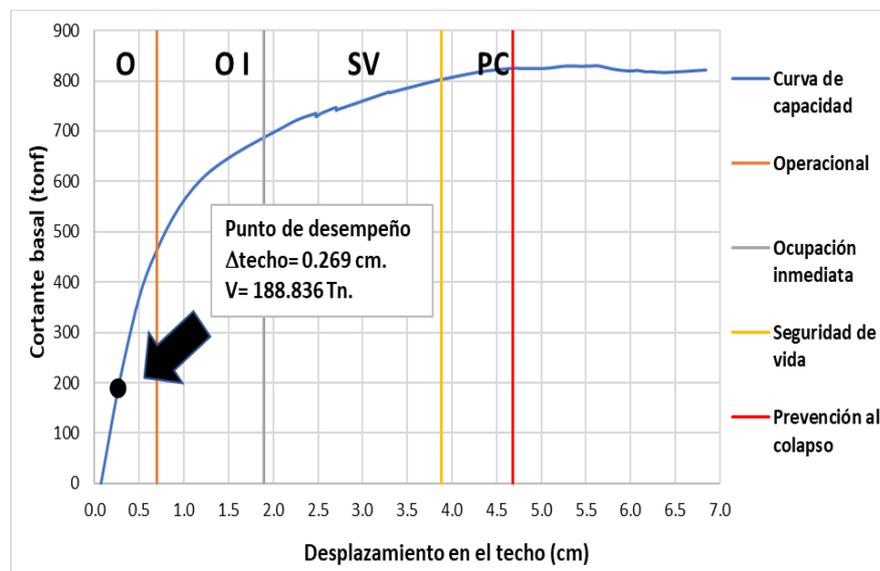
Nivel de desempeño para un sismo de diseño en la dirección X



Nota. En la figura se muestra el nivel de desempeño obtenido de la sectorización de la curva de capacidad en dirección X para un sismo de diseño.

Figura 67

Nivel de desempeño para un sismo de máximo en la dirección X



Nota. En la figura se muestra el nivel de desempeño obtenido de la sectorización de la curva de capacidad en dirección Y para un sismo máximo.

Como en la dirección anterior determinamos las derivas totales e inelásticas mediante los desplazamientos en el techo de los puntos de desempeño definitivos, esto según la tabla 6 del capítulo II, página 64. En la tabla 35 se muestra los resultados de las derivas estimadas en la dirección de análisis X y los espectros de demanda para los sismos de servicio, diseño y máximo. Estimando que la estructura tiene un nivel de desempeño sísmico operacional para los tres niveles de demanda sísmica, esto debido a que la deriva total es menor a la deriva elástica indicando que el punto de desempeño no supera los límites de fluencia y rango elástico.

Tabla 35*Estimación de las derivas en la dirección X*

	Sismo de servicio	Sismo de diseño	Sismo máximo
[1] Altura total de la estructura H (cm)	660.00	660.00	660.00
[2] Desplazamiento total D_p (cm)	0.141	0.22	0.269
[3] Desplazamiento del punto de fluencia D_x (cm)	0.7	0.7	0.7
[4] Deriva total (D_p/H)	0.00021	0.00033	0.00041
[5] Deriva elástica (D_x/H)	0.00106	0.00106	0.00106
[4]-[5] Deriva inelástica	-0.00084	-0.00072	-0.00065

Nota. En la presente tabla se muestra la determinación de la deriva total y deriva inelástica necesaria para estimar el nivel de desempeño sísmico en la dirección X.

En la tabla 36 se muestra el consolidado del nivel de desempeño para los tres espectros de demanda y las dos direcciones de análisis, determinados a partir de la sectorización de la curva de capacidad y los límites de deriva según el ATC-40.

Tabla 36*Nivel de desempeño sísmico de la estructura en estudio*

	Dirección X	Dirección Y
Sismo de servicio	Operacional	Operacional
Sismo de diseño	Operacional	Operacional
Sismo de máximo	Operacional	Operacional

Nota. En la presente tabla se muestra los niveles de desempeño estimados en cada dirección de análisis y los tres espectros de demanda según el ATC-40.

4.5 Cumplimiento de los objetivos

4.5.1 Cumplimiento de objetivos específicos

Estimar la curva de capacidad de la tribuna nor-oriental del Estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca utilizando un análisis estático no lineal (pushover). Se logró estimar las curvas de capacidad de la estructura en las direcciones X y Y, a través de un análisis estático no lineal aplicando un coeficiente de cortante basal mediante criterios del FEMA-356, esto se expone en el capítulo III, páginas 89 y 90, el cual genera y aplica a la estructura modelada cargas laterales incrementales hasta llevarla al colapso o producir inestabilidad, seguidamente se asignaron rótulas plásticas para generar los mecanismos de falla a los elementos estructurales según los lineamientos del ASCE 41-13. Toda la información se procesó y calculó a través del software computacional SAP2000, estos resultados se exponen en la tabla 23 y figura 37 respecto a la dirección X, y en la tabla 22 y figuras 34 respecto a la dirección Y.

Estimar los espectros de demanda sísmicos para la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca mediante los parámetros sísmicos de la norma peruana de diseño sismorresistente E.030. Se logró obtener el espectro de demanda elástico correspondiente a una demanda de diseño

mediante parámetros sísmicos que relacionan la zona, uso, suelo, según la norma E.030 del R.N.E. determinados en el capítulo III, páginas 80, 81, 82, 83 y 84 los cuales nos producen una pseudoaceleración para cada periodo de oscilación que presenta la estructura. Seguidamente se determinó factores de reducción y amplificación para obtener las pseudoaceleraciones que producen los espectros de demanda de servicio y máximo respectivamente partiendo del espectro del sismo de diseño mediante las ecuaciones 8 y 9 (ver página 54) que plantea el VISION 2000, la ecuación 8 relaciona el periodo de retorno y probabilidad de ocurrencia y la ecuación 9, relaciona las aceleraciones y periodos de retorno. Obteniendo como resultado un factor de 0.47 para un sismo de servicio y 1.33 para un sismo máximo. La tabla 26 y la figura 42 nos muestran los resultados de los espectros de demanda sísmicos correspondientes a los sismos de servicio, diseño y máximo.

Estimar el nivel de desempeño sísmico de la tribuna nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca para cada nivel de amenaza sísmica mediante un análisis estático no lineal. Para el cumplimiento de este objetivo se aplicó los procedimientos planteados por el ATC-40, el cual determina el nivel de desempeño de una estructura mediante el método del espectro de capacidad. El cual se describe a continuación:

1. Partiendo de los resultados obtenidos en la tabla 22 y 23 convertimos la curva de capacidad a un espectro de capacidad que se encuentra en función de pseudoaceleraciones y pseudodesplazamientos a través de las ecuaciones 6 y 7. Se observan los resultados en la tabla 25 y figura 41 correspondiente a la dirección X, también se presenta la tabla 24 y figura 40 correspondiente a la dirección Y.



2. Usando los resultados obtenidos en el objetivo anterior, convertimos los espectros de demanda sísmicos de los tres sismos en un formato ADRS mediante la ecuación 25 que se encuentra en función de aceleraciones espectrales vs desplazamientos espectrales. Los resultados se exponen en la tabla 27 y figura 43.
3. Se estiman los posibles puntos de desempeño (d_{pi}, a_{pi}) en la intersección del espectro de capacidad correspondiente a las direcciones X y Y, y los espectros de demanda sísmica en formato ADRS. Los resultados se muestran en las figuras 44, 47, 50, 53, 56, 59.
4. Se construye la representación bilineal de los espectros de capacidad, a partir del posible punto de desempeño (d_{pi}, a_{pi}) obteniendo el punto (d_y, a_y). Los resultados se observan en las figuras 45, 48, 51, 54, 57, 60.
5. Se estima la reducción y el amortiguamiento del 5% de los espectros de respuesta mediante las ecuaciones 10 hasta la 19. Determinando los factores de reducción SR_A y SR_V , finalmente se observan los espectros reducidos en las tablas 28 a la 30.
6. Se estima el punto de desempeño definitivo (d_p, a_p) en la intersección de la curva de capacidad y los espectros de demanda reducidos MADRS. Los resultados se observan en las figuras 46, 49, 52, 55, 58, 61.
7. El punto de desempeño se superpone en la curva de capacidad de las dos direcciones de análisis, las cuales presentan unidades de desplazamiento vs. fuerza, determinando así la distorsión máxima para cada evento sísmico.
8. Seguidamente se realizó la sectorización de las curvas de capacidad superponiendo los puntos de desempeño estimados en cada dirección de análisis y para los tres espectros de demanda sísmicos, como se muestra en las

figuras 62 al 67. Seguidamente se estimó las derivas totales y derivas inelásticas en cada dirección de análisis y evento sísmico. Los resultados se observan en las tablas 34 y 35.

9. Finalmente, se obtuvo un nivel de desempeño operacional en las dos direcciones de análisis y los tres espectros de demanda sísmicos, cumpliendo así con los objetivos de desempeño sugeridos por el ATC-40.

4.5.2 Cumplimiento del objetivo principal

Estimar el nivel desempeño sísmico de la tribuna-nor-oriental del estadio Guillermo Briceño Rosamedina de la ciudad de Juliaca mediante un análisis estático no lineal. Para el cumplimiento de este objetivo comparamos los niveles de desempeño sísmico estimados en la tabla 36 con la tabla 3 que hace referencia a los objetivos de desempeño sísmico según el ATC-40. Como resultado obtuvimos un nivel de desempeño sísmico óptimo en las dos direcciones de análisis y los tres espectros de demanda sísmicos.

4.6 Verificación de la hipótesis principal

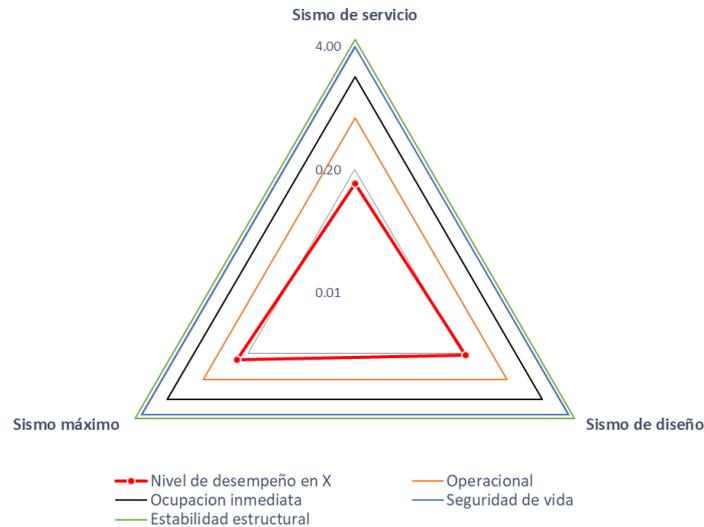
La verificación de la hipótesis principal se realizó mediante diagramas radiales, los cuales exponen gráficamente los niveles de desempeño esperados y el obtenido a través, del método de sectorización y de derivas.

La figura 68, expone la verificación de la hipótesis principal para el método de la sectorización en la dirección X, mostrando que el nivel de desempeño obtenido por la estructura no supera el rango operacional y por consecuencia los otros niveles de desempeño, llegando a la conclusión que la estructura tendrá un comportamiento óptimo ante un evento sísmico en la dirección mencionada según el método de la sectorización. De igual forma la figura 69 muestra que el nivel de desempeño obtenido tampoco supera el nivel de desempeño operacional, garantizando así un comportamiento óptimo ante un

evento sísmico en la dirección Y según el método de la sectorización

Figura 68

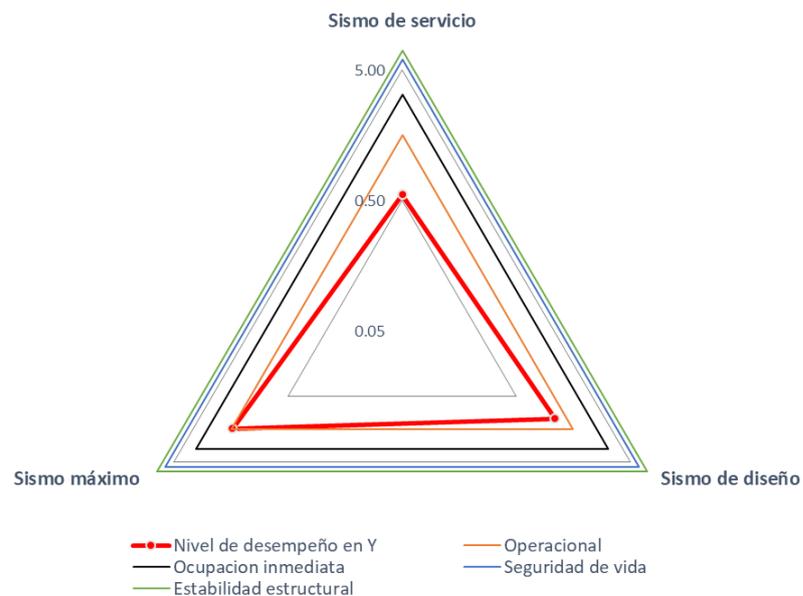
Verificación de la hipótesis principal para el método de sectorización en X



Nota. En la figura se presenta un diagrama radial para verificar la validación de la hipótesis principal para el método de sectorización en la dirección X.

Figura 69

Verificación de la hipótesis principal para el método de sectorización en Y



Nota. En la figura se presenta un diagrama radial para verificar la validación de la hipótesis principal para el método de sectorización en la dirección Y.

En la figura 70 se puede apreciar la verificación de la hipótesis principal para el método de las derivas en la dirección X, resultando que el nivel de desempeño obtenido en la investigación no supera el rango operacional, con esto se concluye que la estructura tendrá un comportamiento óptimo ante un evento sísmico en la dirección mencionada según el método de las derivas. De igual manera la figura 71 muestra la verificación de la hipótesis principal para el método de las derivas en la dirección Y, en donde se aprecia que tampoco se supera el nivel de desempeño operacional, concluyendo que la estructura tendrá un comportamiento óptimo ante un evento sísmico en la dirección Y, según el método de las derivas.

De todas las verificaciones realizadas, se puede concluir que la estructura en estudio posee un nivel de desempeño óptimo, lo cual significa que tendrá un comportamiento ideal ante los eventos sísmicos estudiados en las dos direcciones de análisis.

Figura 70

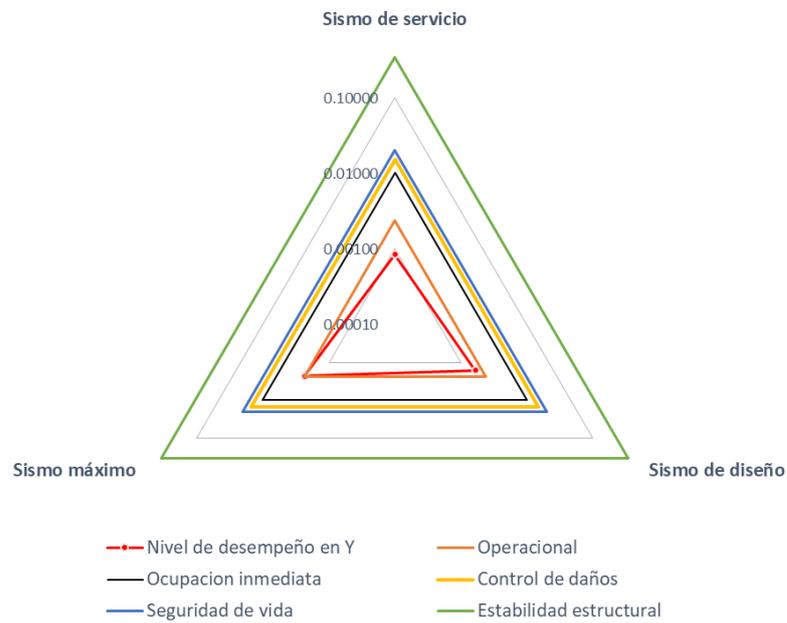
Verificación de la hipótesis principal para el método de derivas en X



Nota. En la figura se presenta un diagrama radial para verificar la validación de la hipótesis principal para el método de derivas en la dirección X.

Figura 71

Verificación de la hipótesis principal para el método de derivas en Y



Nota. En la figura se presenta un diagrama radial para verificar la validación de la hipótesis principal para el método de derivas en la dirección Y.



V. CONCLUSIONES

- Se ha estimado la curva de capacidad para la tribuna nor-oriental por medio de un análisis estático no lineal en las direcciones X y Y. En la dirección X se obtuvo una capacidad de soporte de carga máxima en la base de la estructura de 830.52Tn con un desplazamiento de 5.61cm en una zona superior de la estructura. En la dirección Y se obtuvo una capacidad de soporte de carga máxima en la base de la estructura de 563.82Tn con un desplazamiento de 7.03cm en una zona superior de la estructura; por consiguiente, concluimos que la capacidad de soporte de carga máxima en la dirección en X es un 32.11% mayor respecto a la capacidad de soporte de carga máxima en la dirección Y.
- Se estimó el espectro de demanda de la tribuna nor-oriental, para el sismo de diseño mediante los parámetros sísmicos estipulados en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030. A partir de este espectro de demanda se determinó los espectros de demanda para el sismo de servicio, siendo este 0.47 veces al sismo de diseño y, para el sismo máximo siendo este 1.33 veces al sismo de diseño.
- Se estimó el nivel de desempeño sísmico de la tribuna nor-oriental a través del método espectro de capacidad propuesto por el ATC-40. En dirección X, el nivel de desempeño estimado para los tres espectros de demanda alcanza el nivel operacional, obteniendo para un sismo de servicio una holgura para la deriva total de 80.19%. Mientras que, para un sismo de diseño se tiene una holgura para la deriva total de 68.87%. Para un sismo máximo se tiene la holgura para la deriva total de 61.32%. Finalmente se determinó derivas inelásticas negativas para los tres espectros de demanda sísmico para concluir



que no sobrepasó el rango elástico, satisfaciendo los objetivos de desempeño planteados por el ATC-40.

- Se estimó el nivel de desempeño sísmico de la tribuna nor-oriente a través del método del espectro de capacidad del ATC-40. En dirección Y el nivel de desempeño estimado para los tres espectros de demanda alcanza el nivel operacional, obteniendo para un sismo de servicio una holgura para la deriva total de 64.41%. Mientras que, para un sismo de diseño se tiene una holgura para la deriva total de 30.08%. Para un sismo máximo se tiene la holgura para la deriva total de 1.27%. Finalmente se determinó derivas inelásticas negativas para los tres espectros de demanda para concluir que no sobrepasó el rango elástico, satisfaciendo los objetivos de desempeño planteados por el ATC-40.
- El nivel de desempeño sísmico, realizado a través de un análisis estático no lineal, correspondiente a la tribuna nor-oriente del estadio Guillermo Briceño Rosamedina se estimó adecuadamente, concluyendo que tiene un nivel óptimo de desempeño para ambas direcciones de análisis y para los tres espectros de demanda sísmicos.



VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda implementar al Reglamento Nacional de Edificaciones criterios que permitan efectuar una correcta aplicación de un análisis estático no lineal a fin de optimizar el diseño estructural de las edificaciones con el propósito de asegurar tanto la inversión pública y privada ante posibles eventos sísmicos.
- Se sugiere efectuar un análisis dinámico no lineal, a fin de alcanzar resultados más cercanos a la realidad, pues dicho análisis trabaja con datos reales de aceleraciones recopiladas por acelerogramas que registran sismos en zonas determinadas, a comparación del análisis estático no lineal que trabaja con pseudoaceleraciones producto de parámetros sísmicos.
- Se aconseja complementar el diseño por resistencia planteado por la Norma Técnica Peruana de Concreto Armado E.060 con un diseño por desempeño mediante un análisis estático o dinámico no lineal en proyectos futuros para garantizar un funcionamiento óptimo de las edificaciones cuando interactúen con algún evento sísmico.
- Se recomienda efectuar investigaciones futuras correspondientes al análisis estático no lineal, a fin de perfeccionar la calidad de los estudios para estructuras irregulares, ya que la mayoría de las normas referidas al tema están dirigidas a edificaciones comunes compuestas de pórticos unidos por elementos estructurales con el comportamiento de diafragmas rígidos.



VII. REFERENCIAS

- Aguiar, R., & Ruiz, S. (2002). Influencia de los modelos de plasticidad en la respuesta en la respuesta sísmica obtenida mediante el método del espectro de capacidad. *Sociedad Mexicana de ingeniería estructural*.
- Ander-Egg, E. (1977). *Introducción a las técnicas de investigación social*. Editorial Humanitas.
- Antoniou Stylianos, a. (2002). *Advanced Inelastic Static Analysis for Seismic Assessment of Structures*. [Tesis de doctorado, Universida de Londres].
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2004). Development and verification of a displacement-based adaptative pushover procedure. *Journal of Eartquake Engineering*, 8(5), 643-661.
- Arango, S., Paz, A., & Duque, M. (2009). Propuesta metodológica paraa la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *Revista EIA*, 12, 139-154.
- Arias Duarte, F. (2014). *Análisis estático lineal y no lineal puente por voladizos sucesivos*. [Tesis de maestría, Universidad de los Andes]. Archivo digital. Obtenido de <https://repositorio.uniandes.edu.co/bitstream/handle/1992/12338/u671792.pdf?sequence=1>
- Arias Odón, F. (2012). *El proyecto de investigación*. Editorial episteme, C.A.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, volume 1. *Seismic Safety Comission. California*.
- Ayala Milián, G. (2001). Evaluación del desempeño sísmico de estructuras-un nuevo enfoque. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 17(3), 285-303. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/handle/2099/4280>
- Bernal Torres, C. (2010). *Metodología de la investigación (3ed.)*. Pearson Educación.



- Calcina Peña, R. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal*. [Tesis de maestría, Universidad Privada de Tacna], Repositorio de la Universidad Privada de Tacna. Obtenido de <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/UPT/499>
- Carrasco Díaz, S. (2007). *Metodología de la investigación científica*. San Marcos.
- Carrillo León, J. (2008). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. *DYNA*, 75(155), 91-102. Obtenido de www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0012-73532008000200009&lng=en&tlng=es
- Chavesta Ruelas, E. (2019). *Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporricada de 5 pisos en la ciudad de Lima*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Federico Villarreal].
- Choque Sucasaca, J., & Luque Solis, E. (2019). *Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma e.030*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa]. Repositorio Institucional de la UNSA. Obtenido de <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
- Chunque Pajares, J. (2013). *Nivel de desempeño sísmico del edificio "A" de la Universidad Privada del Norte-Sede Cajamarca*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Cajamarca]. Archivo digital. Obtenido de <https://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/UNC/80/T%20551.22%20Ch559%202013.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero (5ta ed.)*. Asociación latinoamericana del acero.



- del Rosario Gamero, M. (2018). *Desempeño sísmico de aisladores: Estudio de un hospital de concreto armado*. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú].
- Delgadillo Alanya, J. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-0.30*. [Tesis maestría, Universidad Nacional de Ingeniería].
- Díaz, J., & Díaz, C. (2020). *Evaluación de desempeño sísmico del hospital Regional de Lambayeque, ubicado en la provincia de Chiclayo, departamento Lambayeque*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo].
- Elnashai, A., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. West Sussex: John Wiley & Sons, Ltd.
- García Núñez, M. A. (2018). *Estudio sobre la efectividad del factor de sobre-resistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal*. [Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Catalunya]. Archivo digital. Obtenido de <https://core.ac.uk/download/pdf/159237527.pdf>
- González Cuevas, Ó., & Robles Fernández-Villegas, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. Editorial Limusa S.A.
- González, V., Botero, J., Rochel, R., Vidal, J., & Álvarez, M. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y Ciencia*, 1(1), 67-76. Obtenido de <https://www.redalyc.org/pdf/835/83510105.pdf>
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. (2014). *Metodología de la investigación*. Interamericana Editores.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and Cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20 (4-6), 452-464.



- Mamani Roque, E. (2018). *Determinación del nivel de desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles en la ciudad de Juliaca, 2018*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional del Altiplano de Puno]. Repositorio Institucional Digital de la Universidad Nacional del Altiplano. Obtenido de <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/10686>
- Marte Jiménez, C. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal ("PUSH-OVER")*. [Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Cataluña].
- Meneses Arcos, P. (2006). *Análisis de Edificios de Hormigón armado en base a pórticos planos acoplados a muros de altura parcial*. [Tesis de pregrado, Universidad Austral de Chile]. Archivo digital. Obtenido de <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2006/bmfcim543a/doc/bmfcim543a.pdf>
- Mora, M., Villalba, J., & Maldonado, E. (2006). Diferencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59-747.
- Moreno Gonzáles, 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]. Archivo digital. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2117/93559>
- Nangullasmú Hernandez, H. (2022, 13 de enero). *Importancia de los análisis P-Delta*. Obtenido de Midas.
- Navarro López, C., & Fernandez Villegas, J. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*.



- [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Archivo digital.
Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/163>
- Nishant, R., & Siddhant, R. (2015). Non-Linear Static Analysis (Pushover Analysis) A Review. *International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR)*, 3.
- Ocaña Peláez, A. (2016). *Análisis no lineal de un marco de un edificio de concreto reforzado, diseñado a ejes y con una excentricidad entre ejes*. [Tesis de maestría, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla]. Archivo digital. Obtenido de <https://repositorioinstitucional.buap.mx/handle/20.500.12371/2289>
- Orozco, O. (2012). *Análisis Pushover. Dinámica estructural II*. [Universidad Mariano Gálvez. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/186306597/Analisis-PushOver>
- Paredes Azaña, M. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover*. [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio Académico UPC. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10757/620673>
- Perez Medina, W. (2015). *Desempeño sísmico de la estructura de la tribuna sur del estadio Huancavelica usando un análisis no lineal estático, Huancavelica-2014*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional del Centro del Perú]. Repositorio institucional de la Universidad del Centro del Perú. Obtenido de <http://repositorio.uncp.edu.pe/handle/UNCP/411>
- Quispe, D., Alvarez, A., Muñoz, A., & Blondet, M. (2001). Vulnerabilidad sísmica de los colegios peruanos modernos. *Ponencia presentada en el XIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Puno*.



- Rochel Awad, R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios (2nd ed.)*. Fondo Editorial Universidad EAFIT, 2012.
- Safina Melone, S. (2002). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales-Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. [Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña].
- SEAOC Vision 2000 Committe. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings. California: Structural Engineers Association of California*.
- SSCS, Seismic Safety Commission Seismic. (1996). Evaluation and retrofit of concrete building. *Applied Technology Council (ATC-40) volumen 1, capítulos 1 y 8, California, Estados Unidos*.
- Wakabayashi, M., & Martínez, E. (1988). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES*. McGraw-Hill Interamericana de México.
- Yamakawa, K., Otsuka, Y., Ito, M., & Hiraishi, H. (2019). Analytical study on seismic response of reinforced concrete buildings considering P- Δ effect. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 84(759), 685-694. Obtenido de <https://doi.org/10.3130/aijs.84.685>
- Zabala Jorquera, A. (2017). *Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero*. [Tesis de maestria, Universidad Politécnica de Cartagena]. Repositori Digital. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10317/6092>



ANEXOS