

UNIVERSIDAD CATÓLICA SEDES SAPIENTIAE
FACULTAD DE INGENIERÍA



Implementación de arriostres de pandeo restringido como
protección sísmica en una edificación de concreto armado de 8
niveles

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

AUTOR

Brayan Antony Sánchez Mera

ASESOR

Manuel Ismael Laurencio Luna

Lima, Perú

2023

METADATOS COMPLEMENTARIOS**Datos del autor**

Nombres	BRAYAN ANTONY
Apellidos	SANCHEZ MERA
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	71708346
Número de Orcid (opcional)	

Datos del asesor

Nombres	MANUEL ISMAEL
Apellidos	LAURENCIO LUNA
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	42362708
Número de Orcid (obligatorio)	0000-0002-5992-0202

Datos del Jurado**Datos del presidente del jurado**

Nombres	FELIX GERMAN
Apellidos	DELGADO RAMIREZ
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	22264222

Datos del segundo miembro

Nombres	VICTOR
Apellidos	GARCES DIAZ
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	32860015

Datos del tercer miembro

Nombres	ALCIBIADES
Apellidos	BANCES MEZA
Tipo de documento de identidad	DNI
Número del documento de identidad	44127737

Datos de la obra

Materia*	Desplazamientos, análisis estático no lineal, edificación esencial, nivel desempeño
Campo del conocimiento OCDE Consultar el listado: enlace	https://purl.org/pe-repo/ocde/ford#2.01.01
Idioma (Normal ISO 639-3)	SPA - español
Tipo de trabajo de investigación	Tesis
País de publicación	PE - PERÚ
Recurso del cual forma parte (opcional)	
Nombre del grado	Ingeniero Civil <input type="checkbox"/>
Grado académico o título profesional	Título Profesional <input type="checkbox"/>
Nombre del programa	Ingeniería Civil <input type="checkbox"/>
Código del programa Consultar el listado: enlace	732016

*Ingresar las palabras clave o términos del lenguaje natural (no controladas por un vocabulario o tesoro).



FACULTAD DE INGENIERÍA

ACTA N° 002-2023-UCSS-FI/TPICIV

**SUSTENTACION DE TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL
SEDE LIMA**

Los Olivos, 09 de mayo del 2023

Siendo las 15:00 horas del 09 de mayo del 2023, utilizando los recursos para la videoconferencia disponibles en la Universidad Católica Sedes Sapientiae, se dio inicio a la sustentación de la Tesis:

Implementación de arriostres de pandeo restringido como protección sísmica en una edificación de concreto armado de 8 niveles

Por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil:

SANCHEZ MERA, BRAYAN ANTONY

Ante el Jurado calificador conformado por el:

Dr. DELGADO RAMIREZ, Félix German
Mgtr. GARCÉS DÍAZ, Víctor
Ing. BANCES MEZA, Alcibiades

Presidente
Secretario
Miembro

Siendo las 16:21 horas, habiendo sustentado y atendido las preguntas realizadas por cada uno de los miembros del jurado; y luego de la respectiva deliberación, el jurado le otorgó la calificación de:

APROBADO BUENO

En mérito a la calificación obtenida se expide la presente acta con la finalidad que el Consejo de Facultad considere se le otorgue al Bachiller SANCHEZ MERA, BRAYAN ANTONY el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

En señal de conformidad firmamos,

.....
Ing. BANCES MEZA, Alcibiades
Miembro

.....
Mgtr. GARCÉS DÍAZ, Víctor
Secretario

.....
Dr. DELGADO RAMIREZ, Félix German
Presidente

Anexo 2

CARTA DE CONFORMIDAD DEL ASESOR(A) DE TESIS / INFORME ACADÉMICO/ TRABAJO DE INVESTIGACIÓN/ TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL CON INFORME DE EVALUACIÓN DEL SOFTWARE ANTIPLAGIO

Lima, 07 de noviembre de 2023

Señor,
VICTOR GARCES DIAZ
Jefe del Departamento de Investigación
Facultad de Ingeniería UCSS

Reciba un cordial saludo.

Sirva el presente para informar que la tesis / informe académico/ trabajo de investigación/ trabajo de suficiencia profesional, bajo mi asesoría, con título: Implementación de arriostres de pandeo restringido como protección sísmica en una edificación de concreto armado de 8 niveles, presentado por SANCHEZ MERA, BRAYAN ANTONY código 2015101696 y DNI 71708346 para optar el título profesional/ grado académico de Ingeniero Civil ha sido revisado en su totalidad por mi persona y **CONSIDERO** que el mismo se encuentra **APTO** para ser publicado.

Asimismo, para garantizar la originalidad del documento en mención, se le ha sometido a los mecanismos de control y procedimientos antiplagio previstos en la normativa interna de la Universidad, **cuyo resultado alcanzó un porcentaje de similitud de 8 %** (poner el valor del porcentaje).* Por tanto, en mi condición de asesor(a), firmo la presente carta en señal de conformidad y adjunto el informe de similitud del Sistema Antiplagio Turnitin, como evidencia de lo informado.

Sin otro particular, me despido de usted. Atentamente,

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Manuel Ismael Laurencio Luna', is shown within a rectangular box.

Manuel Ismael Laurencio Luna
DNI N°: 42362708
ORCID: 0000-0002-5992-0202
Facultad de Ingeniería UCSS

* De conformidad con el artículo 8°, del Capítulo 3 del Reglamento de Control Antiplagio e Integridad Académica para trabajos para optar grados y títulos, aplicación del software antiplagio en la UCSS, se establece lo siguiente:

Artículo 8°. Criterios de evaluación de originalidad de los trabajos y aplicación de filtros

El porcentaje de similitud aceptado en el informe del software antiplagio para trabajos para optar grados académicos y títulos profesionales, será máximo de veinte por ciento (20%) de su contenido, siempre y cuando no implique copia o indicio de copia.

DEDICATORIA

A mi familia, en especial a mis padres: Humberto y Ufemia; a mis hermanos: Yoana y Paul; a mi tío Argeo y a todos por ser mi fuente de amor e inspiración.

AGRADECIMIENTO

- A Dios por permitirme aprender habilidades de esta maravillosa carrera y por iluminarme en cada momento de mi vida.
- A mis padres quienes me alentaron y apoyaron en cada momento de mi carrera.
- A mi Universidad Católica Sedes Sapientiae por ser el lugar donde adquirí las habilidades de mi carrera y viví los mejores momentos de mis estudios.
- A mis amigos y familiares que me alentaron día a día en el transcurso de mi carrera.
- Al Ing. Manuel Laurencio Luna por guiarme y acompañarme en la elaboración de esta tesis.
- A Adaliz Solari Sanchez por el apoyo brindado.

RESUMEN

El objetivo principal de esta investigación fue realizar la implementación de arriostres de pandeo restringido en una edificación de concreto armado de ocho niveles; inicia con la búsqueda de fuentes de otros países como México, donde se desarrollan dispositivos de disipación de energía, principalmente el metálico tipo arriostre de pandeo restringido (BRB) y la necesidad de estudiar el efecto que produce su incorporación en edificaciones en el Perú. Se realizó el análisis y diseño de la edificación sin arriostres según Normas Técnicas Peruanas para luego incorporar los arriostres en dos pórticos en dirección YY. Luego se realizó el análisis estático no lineal sin y con arriostres según las Normas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440 determinando curvas de capacidad y mediante el método de los coeficientes y espectro de capacidad/demanda predecir el desempeño sísmico para cada sismo. Finalmente se realizó análisis tiempo historia sin y con arriostres, considerando sismos ocurridos en el Perú. Los resultados mostraron que el edificio con arriostres cumplen con niveles de desempeño según ASCE/SEI 41-13 y según FEMA 440. En el análisis tiempo historia se evidenció la reducción de desplazamientos y el significativo porcentaje de energía sísmica que absorben los arriostres.

Palabras clave: Desplazamientos, análisis estático no lineal, edificación esencial, nivel de desempeño.

ABSTRACT

The main objective of this research was to carry out the implementation of restrained buckling bracing in an eight-story reinforced concrete building, starting with the search for sources from other countries such as Mexico, where energy dissipation devices are developed, mainly the metallic restrained buckling bracing (BRB) and the need to study the effect of its incorporation in buildings in Peru. The analysis and design of the building without bracing was carried out according to Peruvian standards and then the bracing was incorporated in two frames in YY direction, followed by the nonlinear static analysis with and without bracing according to ASCE/SEI 41-13 and FEMA 440 standards, determining capacity curves and using the coefficient method and capacity/demand spectrum to predict the seismic performance for the rare earthquake. Finally, a time-history analysis was performed with and without the bracing, incorporating earthquakes that occurred in Peru. The results showed that the building with bracing meets the performance level according to ASCE/SEI 41-13 and slightly exceeds the performance limit according to FEMA 440. The time-history analysis showed the reduction of displacements and the significant percentage of seismic energy absorbed by the bracing.

Key words: Displacements, nonlinear static analysis, essential building, performance level.

ÍNDICE

DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTO	3
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
ÍNDICE.....	6
ÍNDICE DE FIGURAS	10
ÍNDICE DE TABLAS.....	13
NOMENCLATURA, ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS.....	15
INTRODUCCIÓN.....	16
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	17
1.1. Formulación del problema.....	17
1.1.1. Problema principal.....	17
1.1.2. Problemas secundarios	17
1.2. Objetivos de la investigación.....	18
1.2.1. Objetivo principal.....	18
1.2.2. Objetivos secundarios.....	18
1.3. Justificación e importancia	18
1.3.1. Justificación técnica.....	18
1.3.2. Justificación teórica	19
1.3.3. Justificación social.....	19
1.3.4. Justificación ambiental	19
1.3.5. Justificación legal	20
1.3.6. Importancia.....	20
1.4. Delimitación de la investigación	20
1.4.1. Delimitación de contenido.....	20
1.4.2. Delimitación espacial	20
1.4.3. Delimitación temporal	22
1.5. Limitaciones de la investigación	22
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	23
2.1. Antecedentes de investigación.....	23
2.1.1. Antecedentes internacionales	23
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	27

2.2. Bases teóricas	27
2.2.1. Sismicidad en el Perú	27
2.2.2. Arriostres de pandeo restringido	28
2.2.3. Análisis y diseño según Norma E.030.....	39
2.2.4. Desempeño sísmico de edificaciones	44
2.2.5. Análisis estático no lineal pushover	51
2.2.6. Análisis dinámico tiempo historia.....	53
2.2.7. Balance de energía.....	54
2.2.8. Software computacional Etabs	55
2.3. Definición de términos básicos.....	56
CAPITULO III: HIPÓTESIS Y VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN	58
3.1. Hipótesis principal.....	58
3.2. Hipótesis secundarias	58
3.3. Variables e indicadores.....	58
3.3.1. Variable independiente.....	58
3.3.2. Variable dependiente	58
3.4. Operacionalización de variables.....	58
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	60
4.1. Diseño de ingeniería	60
4.1.1. Tipo de investigación	60
4.1.2. Enfoque y alcance de investigación	60
4.1.3. Diseño de investigación.....	61
4.2. Métodos y técnicas del proyecto	61
4.3. Diseño estadístico	62
4.3.1. Población	62
4.4. Técnicas e instrumentos para recogida de datos.....	65
4.4.1. Técnica de recopilación de datos.....	65
4.4.2. Instrumentos	65
CAPITULO V: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN	69
5.1. Análisis y consideraciones de diseño	69
5.1.1. Consideraciones de diseño	69
5.1.2. Materiales estructurales	69
5.1.3. Cargas de diseño.....	70
5.2. Secciones de elementos estructurales	70

5.2.1. Secciones de vigas	70
5.2.2. Secciones de columnas	70
5.2.3. Sección de losa aligerada.....	70
5.3. Modelado en Etabs sin BRBs	71
5.4. Análisis sísmico estático y dinámico modal espectral.....	72
5.5. Análisis dinámico lineal modal espectral	73
5.6. Control de distorsiones de entrepiso.....	77
5.7. Diseño de la edificación sin arriostres de pandeo restringido	78
5.7.1. Diseño de vigas a flexión	78
5.7.2. Diseño por corte de vigas	81
5.7.3. Diseño de losa.....	86
5.7.4. Diseño de columnas.....	89
5.7.5. Diseño de placas	97
5.8. Predimensionamiento de arriostres de pandeo restringido	109
5.8.1. Predimensionamiento manual	109
5.8.2. Modelado lineal en computadora	114
5.9. Análisis no lineal estático de la edificación sin arriostres de pandeo restringido	115
5.9.1. Modelo inelástico de concreto.....	115
5.9.2. Modelo inelástico del acero.....	117
5.9.3. Modelos inelásticos de elementos estructurales.....	118
5.9.4. Análisis no lineal estático de la edificación	120
5.10. Análisis estático no lineal de la edificación con arriostres de pandeo restringido ...	123
5.11. Evaluación del desempeño sísmico según Seac Vision 2000.....	126
5.12. Análisis tiempo historia no lineal sin y con arriostres.....	127
5.12.1. Procedimiento de análisis	127
5.12.2. Escalamiento de registros	129
5.12.3. Análisis tiempo historia por método de FNA en software Etabs	130
CAPITULO VI: RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	133
6.1. Resultados.....	133
6.1.1. Verificación de la distorsión de entrepisos de la estructura con BRBs	133
6.1.2. Verificación de rigideces de pisos sin y con arriostres.....	135
6.1.3. Análisis estático no lineal sin y con arriostres.....	136
6.1.4. Evaluación del desempeño sísmico con ASCE/SEI 41-13.....	142
6.1.5. Evaluación del desempeño sísmico según FEMA 440.....	152

6.1.6. Análisis tiempo-historia no lineal del edificio sin y con arriostres	160
6.2. Contrastación de hipótesis	167
6.2.1. Contrastación de hipótesis general	167
6.2.2. Contrastación de hipótesis específicas	167
6.3. Conclusiones.....	168
6.4. Recomendaciones	169
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	170
ANEXOS	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del proyecto	21
Figura 2. Poligonal donde se ubica el proyecto.....	22
Figura 3. Vista de un BRB.....	28
Figura 4. Principio de compatibilidad de deformación de un marco con BRB.....	30
Figura 5. Componentes de un BRB	31
Figura 6. Evolución de amortiguamiento con BRBs en dos pisos	32
Figura 7. Evolución de amortiguamiento con BRBs todos los pisos	33
Figura 8. Daños en los marcos convencional y reforzado con un BRBs.....	34
Figura 9. Proceso de pandeo global por carga de axial de compresión.....	35
Figura 10 .Curva de histéresis de un BRB y un contraventeo convencional.....	37
Figura 11. Obtención de parámetros sísmicos.....	39
Figura 12. Zonas sísmicas.	40
Figura 13. Espectro de capacidad-demanda según FEMA 440.....	49
Figura 14. Definición grafica de análisis Pushover	51
Figura 15. Distribución de energía que genera el sismo.....	55
Figura 16. Modelo matemático del policlínico.....	71
Figura 17. Espectro de diseño.....	74
Figura 18. Definición de caso dinámico en X	75
Figura 19. Cortantes dinámicas en X e Y	76
Figura 20. Determinación del corte por capacidad.....	83
Figura 21. Acero colocado en V-106.....	83
Figura 22. Distribución de acero por flexión y corte en viga	86
Figura 23. Momentos flectores de viguetas.....	87
Figura 24. Distribución de acero en paños de losa	88
Figura 25. Sección de losa aligerada unidimensional.....	89
Figura 26. Columna C-2 en Section desinger.....	91
Figura 27. Diagrama de interacción en C-2.....	92
Figura 28. Corte por capacidad en columnas	94
Figura 29. Cuadro de columnas diseñadas	96
Figura 30. Vista de muros en Etabs 2019	97
Figura 31. Acero en elementos de borde	101
Figura 32. Modificación de preferencias para el diseño de muros	102

Figura 33. Diseño de elementos de borde.....	104
Figura 34. Diagrama de interacción para la Placa 1	104
Figura 35. Diseño final a flexión y corte de una placa.....	108
Figura 36. Distribución de cortante en BRB	110
Figura 37. Propiedades de los arriostres.....	112
Figura 38. Propiedades lineales del arriostre.....	114
Figura 39. Arriostres en pórticos 1 y 2	114
Figura 40. Modelo de Hognestad -concreto no confinado	115
Figura 41. Esfuerzo deformación del concreto confinado.....	117
Figura 42. Esfuerzo-deformación del acero a tracción.....	117
Figura 43. Modelos idealizados de componentes estructurales.....	118
Figura 44. Modelado de rótulas en vigas.....	119
Figura 45. Modelado de rótulas para columnas.....	120
Figura 46. Definición de rótulas en muros, columnas y vigas	121
Figura 47. Diagrama momento rotación de viga y columna	122
Figura 48. Casos de carga no lineales.....	122
Figura 49. Definición de nodo de control y su desplazamiento	123
Figura 50. Definición de no linealidad del arriostre.....	124
Figura 51. No linealidad de la edificación y arriostres.....	125
Figura 52. Proceso de escalamiento de registros sísmicos	129
Figura 53. Espectros de respuesta de sismos ocurridos en el Perú.....	130
Figura 54. Definición de vectores Ritz.....	131
Figura 55. Cargas iniciales para casos dinámicos	131
Figura 56. Definición de caso dinámico no lineal (FNA)	132
Figura 57. Distorsiones de entrepiso sin y con BRBs	134
Figura 58. Rótulas plásticas en XX sin BRBs.	136
Figura 59. Curva de capacidad en XX sin BRBs	137
Figura 60. Rótulas plásticas en YY sin arriostres.....	138
Figura 61. Curvas de capacidad YY sin arriostres	139
Figura 62. Rótulas plásticas en YY con arriostres.....	140
Figura 63. Curvas de capacidad YY sin y con arriostres.....	141
Figura 64. Desplazamiento objetivo en XX(+) sin BRBs	142
Figura 65. Desempeño por cada sismo en XX (+) sin BRBs	143
Figura 66. Desplazamiento objetivo en XX(-) sin BRBs	143

Figura 67. Desempeño por cada sismo en XX (-) sin BRBs	144
Figura 68. Desplazamiento objetivo YY (+) sin BRBs	145
Figura 69. Desempeño por cada sismo en YY (+) sin BRBs	146
Figura 70. Desplazamiento objetivo YY (-) sin BRBs	146
Figura 71. Desempeño por cada sismo en YY (-) sin BRBs	147
Figura 72. Desplazamiento objetivo YY (+) con BRBs	148
Figura 73. Desempeño por cada sismo en YY (+) con BRBs	149
Figura 74. Desplazamiento objetivo YY (-) con BRBs.....	149
Figura 75. Desempeño por cada sismo en YY (-) con BRBs	150
Figura 76. Espectros elásticos por sismo.....	152
Figura 77. Espectros en formato ADRS	152
Figura 78. Punto de desempeño en XX (+) sin BRBs	153
Figura 79. Desempeño por cada sismo en XX (+) sin BRBs	153
Figura 80. Punto de desempeño en XX (-) sin BRB	154
Figura 81. Desempeño por cada sismo en XX (-) sin BRBs	154
Figura 82. Punto de desempeño en YY (+) sin BRBs	155
Figura 83. Desempeño por cada sismo en YY (+) sin BRBs	155
Figura 84. Punto de desempeño en YY (-) sin BRBs.....	156
Figura 85. Desempeño por cada sismo en YY (-) sin BRBs	156
Figura 86. Punto de desempeño en YY (+) con BRBs.....	157
Figura 87. Desempeño por cada sismo en YY (+) con BRBs	157
Figura 88. Punto de desempeño en YY (-) con BRBs.....	158
Figura 89. Desempeño por cada sismo en YY (-) con BRBs.....	158
Figura 90. Distorsiones de entrepiso ADNL con arriostres.....	160
Figura 91. Desplazamiento de techo de la edificación con y sin BRBs	163
Figura 92. Histéresis de arriostres con más demanda.....	164
Figura 93. Balance de energía para modelo sin y con BRBs	165

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coordenadas y cotas de la poligonal del proyecto	21
Tabla 2. Dispositivos de control pasivo.....	29
Tabla 3. Parámetros de sitio S, T _p y T _L	41
Tabla 4. Factor de uso y de reducción.....	41
Tabla 5. Distorsión de entrepisos permitidos.	44
Tabla 6. Desempeño estructural	45
Tabla 7. Desempeño sísmico según Visión 2000	46
Tabla 8. Operacionalización de variables.....	59
Tabla 9. Matriz de consistencia	67
Tabla 10. Matriz de consistencia (continuación).....	68
Tabla 11. Parámetros sísmicos	72
Tabla 12. Distribución de cortantes estáticas de entrepiso de la estructura	73
Tabla 13. Factor para sismo de diseño	76
Tabla 14. Distorsiones de entrepisos en direcciones X e Y.....	77
Tabla 15. Cálculo de áreas por flexión.....	79
Tabla 16. Momentos y cálculo de área en vigas V-106.....	80
Tabla 17. Momentos y cálculo de área en vigas V-105.....	81
Tabla 18. Diseño por corte en vigas	85
Tabla 19. Demanda de cargas para columnas.....	90
Tabla 20. Combinaciones de cargas para columnas	90
Tabla 21. Momentos nominales para corte por capacidad	95
Tabla 22. Diseño por corte en columnas	95
Tabla 23. Placas presentes en la estructura.....	97
Tabla 24. Cargas de análisis estructural	100
Tabla 25. Cargas amplificadas en placa 4	100
Tabla 26. Combinaciones de carga para diseño por corte de una edificación.....	107
Tabla 27. Diseño por corte de P3	108
Tabla 28. Cortante de entrepiso	110
Tabla 29. Predimensionamiento de BRBs en pórtico 1 en YY	113
Tabla 30. Predimensionamiento de BRBs en pórtico 2 en YY	113
Tabla 31. Desempeño sísmico según comité Visión 2000	126
Tabla 32. Registros sísmicos	128

Tabla 33. Reducción de cortante con BRBs	133
Tabla 34. Análisis modal sin y con BRBs	133
Tabla 35. Reducción de distorsiones de entrepiso con y sin BRBs.....	134
Tabla 36. Rigidez elástica en dirección YY	135
Tabla 37. Desplazamiento objetivo en XX sin BRB	142
Tabla 38. Desplazamiento objetivo en XX sin BRB	144
Tabla 39. Desplazamiento objetivo en YY (+) sin BRB	145
Tabla 40. Desplazamiento objetivo en YY (-) sin BRB	147
Tabla 41. Desplazamiento objetivo en YY (+) con BRBs	148
Tabla 42. Desplazamiento objetivo en YY (-) con BRB.....	150
Tabla 43. Desempeño sísmico con ASCE/SEI 41-13.....	151
Tabla 44. Desempeño sísmico según FEMA 440.....	159
Tabla 45. Distorsiones de entrepiso ADNL con arriostres	161
Tabla 46. Cortantes basales	162
Tabla 47. Porcentaje de energía sin y con arriostres	166

NOMENCLATURA, ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS

- E_c : Módulo de elasticidad del concreto.
- CM: Carga muerta.
- CV: Carga viva.
- CS: Carga sísmica.
- R: Factor de reducción de fuerzas sísmicas.
- μ : Ductilidad de la estructura.
- T: Periodo de vibración del edificio.
- ADRS: acceleration, displacement, response spectrum.
- ρ : Cuantía de acero.
- T_r : periodo de retorno.
- Ω : Sobre resistencia.
- δ : Distorsión de entrepiso.
- Φ : Factor de reducción por resistencia.
- ν : Módulo de Poisson.
- F_y : Resistencia a fluencia del concreto.
- F'_c : Resistencia a la compresión del concreto.
- F'_{ce} : Resistencia a la compresión esperada del concreto.
- Δ : Desplazamiento relativo de entrepiso.
- Δ_y : Desplazamiento de fluencia del arriostre de pandeo restringido.
- K_d : Rigidez axial del arriostre de pandeo restringido.
- A_n : Área del núcleo del arriostre de pandeo restringido.
- C_{lim} : Profundidad mayor del eje neutro.
- δ_B : Deformación axial del arriostre.
- θ : Ángulo de inclinación del arriostre.
- F_r : Factor de resistencia del arriostre.
- F_d : Fuerza de diseño que toma la riostra.
- E_B : Módulo de elasticidad del concreto.
- CISMID: Centro peruano japonés de investigaciones sísmicas y mitigación de desastres.

INTRODUCCIÓN

En el Perú se tiene en mayor parte la práctica de diseñar estructuras con un enfoque tradicional y no se observa tan notoriamente el diseño de edificaciones con dispositivos innovadores. Se tuvo como objetivo realizar la implementación de arriostres de pandeo restringido en una edificación de concreto armado de ocho niveles de categoría esencial, estudiando el comportamiento que estos producen en la edificación.

En el primer capítulo se presenta la formulación del problema, objetivos, justificación e importancia, delimitación y limitaciones presentes en esta investigación.

En el segundo capítulo se presenta los antecedentes nacionales e internacionales, las bases teóricas; así como también, la definición de términos básicos descritos en esta investigación.

En el tercer capítulo se presenta las hipótesis, variables, indicadores y la tabla de operacionalización de variables de la investigación donde se describe las variables a estudiar.

En el capítulo cuatro se presentan el diseño en ingeniería, describiendo el tipo de investigación que se realizó y el alcance; se presentan los métodos y técnicas que se utilizaron para abordar el desarrollo de la investigación; además, se describe a la muestra que ha sido motivo de estudio, las técnicas y herramientas que se utilizaron para realizar la presente investigación.

En el capítulo cinco se describe el desarrollo de la investigación en donde se analizó y diseñó la edificación según Normas Técnicas Peruanas, se realizó el predimensionado de los dispositivos tipo arriostres de pandeo restringido para adicionar a la edificación y se realizó los análisis no lineales pushover según ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440 y tiempo historia con cinco registros sísmicos.

En el capítulo seis se presentan los resultados obtenidos durante el desarrollo de la investigación, en la que se muestran distorsiones de entrepiso, curvas de capacidad, desplazamientos objetivos, punto de desempeño con y sin arriostres; además, se presenta el desplazamiento de techo y curvas de balance de energía para los registros sísmicos.

Finalmente se presenta las conclusiones y recomendaciones relacionados a los objetivos de la investigación.

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Formulación del problema

El Perú es un país de alta actividad sísmica porque está situado en el Cinturón de Fuego del Pacífico y es proclive a recibir sismos recurrentes. Actualmente en el Perú se tiene la práctica del diseño convencional de edificaciones; además el silencio sísmico en la costa peruana incita a diseñar estructuras con suficiente rigidez y ductilidad para responder a los eventos sísmicos sin que resulten muy dañadas. El policlínico San Conrado es una edificación ubicada en el distrito de Los Olivos que presenta un diseño convencional y es una edificación esencial, lo cual requiere criterios de aceptación muy exigentes evaluados mediante análisis no lineales. Esto hace ver la necesidad de implementar metodologías antisísmicas; por lo que se propone incorporar arriostres de pandeo restringido en el policlínico, lo cuales se encargan de absorber una fracción de la fuerza sísmica disminuyendo la demanda en componentes estructurales al minimizar daños. Ante los problemas descritos se plantea la pregunta de investigación siguiente:

1.1.1. Problema principal

- ¿En qué medida la propuesta de implementación de arriostres de pandeo restringido permite la protección sísmica de una edificación de concreto armado de 8 niveles?

1.1.2. Problemas secundarios

- ¿En qué medida es factible la incorporación de arriostres de pandeo restringido como un medio de protección sísmica en una edificación de concreto armado de ocho niveles?
- ¿En qué medida es posible evaluar el desempeño sísmico de la edificación de concreto armado de ocho niveles con y sin arriostres de pandeo restringido basado en las normas americanas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440?
- ¿Cómo influye el análisis dinámico tiempo historia no lineal en la protección de una edificación de concreto armado de 8 niveles sin y con arriostres de pandeo restringido?

1.2. Objetivos de la investigación

1.2.1. Objetivo principal

- Analizar la propuesta de implementación de arriostres de pandeo restringido para la protección sísmica de una edificación de concreto armado de 8 niveles.

1.2.2. Objetivos secundarios

- Incorporar arriostres de pandeo restringido como un medio de protección sísmica en una edificación de concreto armado de ocho niveles.
- Evaluar el desempeño sísmico de la edificación de concreto armado de ocho niveles con y sin arriostres de pandeo restringido basado en las normas americanas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440.
- Realizar un análisis dinámico tiempo-historia no lineal para la protección de una edificación de concreto armado de 8 niveles sin y con arriostres de pandeo restringido.

1.3. Justificación e importancia

1.3.1. Justificación técnica

En el conjunto de disipadores pasivos de fluencia de metales que poseen los amortiguamientos histerético se tienen los arriostres de pandeo restringido, en otros países implementados con éxito, lo que hace importante su estudio y aplicación dentro del ámbito peruano.

Los arriostres de pandeo restringido instalados de manera adecuada en una edificación, permiten reducciones notables del daño estructural y mejora del desempeño sísmico, lo cual permite tener un control de los desplazamientos; esto se debe al aumento de rigidez del sistema que aportan los Buckling Restrained Braces (Arriostramientos de pandeo restringido) BRBs. Además, permite que la estructura tenga buena capacidad para disipar energía sísmica.

Por lo tanto, al reducir los desplazamientos, se puede diseñar la edificación con límites más elevados de distorsión de entrepiso y con la instalación de los arriostres disminuir el daño llevándolos a límites permisibles según la norma de cada país, esto se debe a

que los arriostres de pandeo restringido reciben parte de los desplazamientos y permite la disminución de sección de los elementos estructurales.

1.3.2. Justificación teórica

Se evidencia el aporte de conocimientos acerca del uso de arriostres de pandeo restringido como de dispositivos de protección sísmica en las edificaciones del Perú, y que pueden ser implementados dentro de la práctica profesional en la Ingeniería Civil, para mejorar la relación sismo-estructura-hombre. Generalmente los dispositivos pasivos generan ventajas dentro de la sociedad, uno de ellos es que requieren procedimientos que han sido validados por centros de alta investigación y que siguen estudiándose continuamente.

1.3.3. Justificación social

La protección sísmica que se le otorga a una edificación con arriostres de pandeo restringido es alta, en comparación a una edificación que presenta un diseño convencional. Es importante que para nuestro país se estudien y utilicen dispositivos innovadores como los BRBs acordes con las necesidades peruanas, para que las edificaciones puedan superar eventos sísmicos y reducir daños materiales además de pérdidas de vida de sus habitantes.

En consecuencia, una práctica correcta de la ingeniería civil implica cumplir la filosofía del diseño sismorresistente para: evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar daños dentro de la propiedad.

1.3.4. Justificación ambiental

Cuando se diseña una edificación con protección sísmica, los desplazamientos (asociados a daños) tienden a ser menores y la acumulación de daños resultan ser mínimas; por tanto, el tiempo de vida de la estructura puede ser mayor, a diferencia de una edificación sin un diseño sismorresistente que si acumula daños reduciendo su vida útil. Se puede justificar que al prolongar el tiempo de vida se están ahorrando recursos de la naturaleza que se utilizan para la construcción, tales como: agregados, agua, rocas; por consiguiente se está evitando la contaminación al no generar desmonte de edificaciones.

1.3.5. Justificación legal

En el Perú dentro de sus normas, específicamente en la norma de diseño sismorresistente no presenta diseño con BRBs; por tanto, no cuenta con una norma de diseño con disipadores sísmicos; sin embargo, la aplicación de estos se ha ido extendiendo en la construcción de edificaciones con la asesoría de expertos extranjeros; además, muchas instituciones de diseño han fomentado su uso. Ante lo explicado, esta investigación representa un recurso más para la creación de una norma técnica de diseño sísmico con disipadores. Para ello se necesita estudiar edificaciones con los dispositivos planteados en esta investigación para que sean implementados dentro de un marco normativo de carácter obligatorio a nivel nacional.

1.3.6. Importancia

Esta investigación representa una muestra más de fomento y equipamiento con dispositivos innovadores de protección sísmica de edificaciones de nuestro país, de manera que el porcentaje de daño en las estructuras sea mínimo ante la ocurrencia de un fenómeno sísmico. Además, representa un recurso más para adentrarse en el estudio del diseño sísmico de edificaciones con dispositivos antisísmicos y del comportamiento de las edificaciones con arriostres de pandeo restringido.

1.4. Delimitación de la investigación

1.4.1. Delimitación de contenido

Esta investigación pertenece a la línea de investigación sobre Estructuras, Geotecnia y Recursos Hídricos, cuya referencia OCDE (Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico) es la Ingeniería Civil (Ingeniería civil e ingeniería de la construcción) y pertenece al campo de ingeniería estructural sismorresistente.

1.4.2. Delimitación espacial

El área de investigación es el distrito de Los Olivos de Lima Metropolitana donde se encuentra ubicada una edificación de 8 niveles. Dicha edificación posee un área de 247,00 m² y se propuso un sistema de muros estructurales en X y dual para dirección YY.

Localización de la edificación:

Departamento/región:	Lima
Provincia:	Lima
Distrito:	Los Olivos
Dirección:	Cruce entre las avenidas Canta Callao y Calle 7
Región geográfica:	Costa
Altitud:	89 m s.n.m.

Figura 1.

Ubicación del proyecto



Fuente: Proyecto de edificación San Conrado (2019)

Tabla 1.

Coordenadas y cotas de la poligonal del proyecto

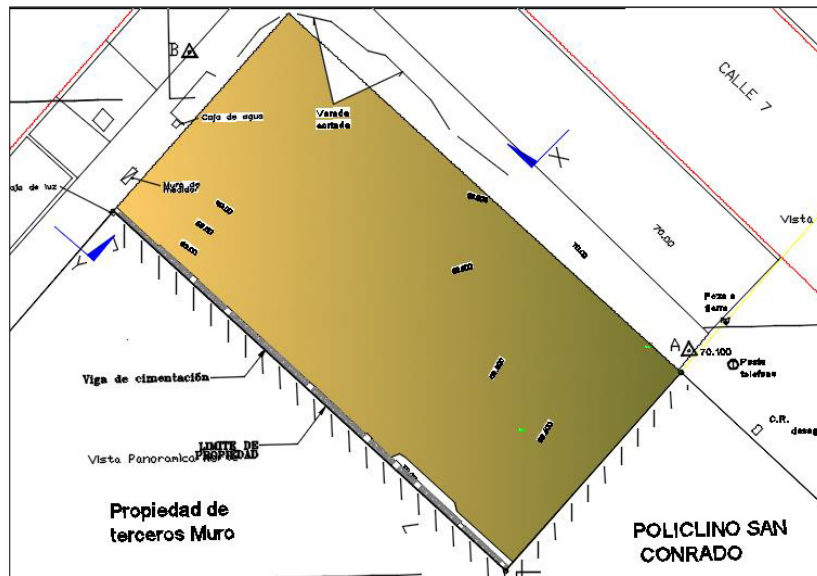
Vértice	Lado	Distancia (m)	Ang. interno	Este (X)	Norte Y	Cotas
A	A-B	24,23	17°53'6"	273 457,375	8 679 979,04	70,1
B	B-C	7,87	109°1'42"	273 436,835	8 679 991,89	69,807
C	C-A	20,49	53°5'13"	273 444,181	8 679 994,72	69,953
Total	52,59	180°0'1"				

Fuente: Elaboración propia.

El predio total en donde se encuentra el policlínico tiene un área de 506,00 m² y está representada en coordenadas UTM (Universal Transversal de Mercator); de las cuales 247,00 m² corresponden al edificio motivo de estudio. Las figuras 1 y 2 proyectan el área sombreada donde se ubica el proyecto.

Figura 2.

Poligonal donde se ubica el proyecto



Fuente: Proyecto de edificación San Conrado (2019).

1.4.3. Delimitación temporal

La investigación hace énfasis al equipamiento de una edificación para que su desempeño sea el adecuado, incorporando dispositivos sísmicos y evaluando sus respuestas ante los sismos. Se propuso que el desarrollo de esta investigación tenga una duración de un año o 12 meses. La información técnica utilizada durante el desarrollo de la investigación corresponde a los cinco últimos años.

1.5. Limitaciones de la investigación

- No se encontró metodologías de diseño de edificios con arriostres de pandeo restringido en Perú para asemejar condiciones de diseño, es por ello que se usa metodologías y criterios de otros países, uno de ellos es México.
- No se realizó el diseño de conexiones de los arriostres.
- No se contó con un ordenador más veloz para realizar análisis no lineales por integración directa paso a paso; lo cual es más recomendable para el realizar el análisis tiempo historia no lineal.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de investigación

2.1.1. Antecedentes internacionales

Cancelado (2013) realizó un artículo científico titulado “Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas”. El objetivo fue realizar ensayos cíclicos a cuatro riostras de pandeo restringido (*Buckling Restrained Braces*) fabricadas a escala de 1:4. La investigación fue de alcance experimental cuyas variables fueron 4 arriostres de pandeo restringido y las cargas cíclicas de los testigos elaborados para su ensayo en laboratorio; además, el diseño de la investigación fue transversal. Se establecieron parámetros como núcleo de acero, superficie aislante, mortero y encamisado con acero, y se aplicaron técnicas de modelamiento a escala.

La metodología usada consistió en emplear como instrumento el actuador dinámico para someter a las probetas. Se usó la Norma NSR-10-Colombia.

Los resultados arrojaron curvas histeréticas con valores medios de tensión y compresión de 1.5 y 1.9 respectivamente; la deformación axial inelástica total fue de 500 veces la deformación de fluencia ($500\Delta_{by}$) para todas las probetas y los valores medios de reajuste para resistencia de β 1,22; 1,21 y ω 1,21; 1,06. Concluye el autor justificando la eficacia de los ensayos al cumplir con los criterios de calificación. No se presenta pérdida de la rigidez de las curvas de esfuerzo deformación de dispositivo ni tampoco la pérdida del desplazamiento axial acumulado no lineal. Esta investigación permitió conocer que en otros países se encuentran estudiando a nivel experimental los arriostres de pandeo restringido.

Avecillas (2015) realizó una tesis titulada “Análisis de factibilidad e implementación de riostras de pandeo restringido (BRBs) como disipadores de energía”. El objetivo fue realizar un análisis de factibilidad de la implementación de sistemas con riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía en la ciudad de Cuenca –Ecuador. La investigación fue de alcance descriptivo experimental con variables BRBs y las edificaciones de la ciudad de Cuenca y el diseño de investigación fue transversal. Se establecieron parámetros estructurales

como inestabilidad bajo cargas de compresión, modos superiores del pandeo del núcleo y pandeo torsional.

El investigador utilizó técnicas de escala geométrica de modelos estructurales y requisitos de similitud para el diseño experimental de los arriostres. La metodología utilizada consistió en la elaboración experimental de BRBs en escala usando materiales comunes a su alcance. Luego estos dispositivos fueron ensayados en laboratorio en un equipo llamado prensa a compresión. Finalmente, mediante la utilización del software Etabs se modelaron dos edificaciones de cinco y diez niveles construidos de acero incorporando BRBs para su análisis no lineal.

Los resultados obtenidos para la edificación de 5 pisos fueron derivas de 0,8 % y costo por metro cuadrado de construcción de \$ 185,54; mientras que para la edificación de 10 pisos se obtuvieron derivas de 0,83 % y costo por metro cuadrado de \$ 205,40. Las derivas estuvieron por debajo del límite de 2 %.

El autor concluye que la fabricación de los BRBs es factible a partir de los materiales en la zona de estudio y su costo de producción es el 30 % del valor comercial de sus homólogos. Esta investigación presenta un dispositivo económico que brinda la posibilidad a las personas de acceder para incorporarlos dentro de sus estructuras.

Guerrero (2016) realizó una tesis titulada “Diseño sísmico y rendimiento de estructuras hospitalarias equipadas con aparatos de sujeción con pandeo en la zona del lecho del lago de la Ciudad de México”. El objetivo principal fue proponer un método PBSB (diseño sísmico basado en rendimiento) para construir estructuras equipadas con BRBs en Ciudad de México. La investigación tuvo alcance experimental-descriptivo de dos variables como BRBs y las estructuras hospitalarias; además, el diseño de la investigación fue transversal. Se establecieron parámetros de diseño y experimentales como desempeño, curvas de capacidad, análisis sísmico, respuesta dinámica, amortiguamiento, rigidez, estado del daño y pérdidas.

El autor utilizó técnicas de probabilidad de colapso y de pérdidas de funcionalidad para identificar las condiciones de edificaciones hospitalarias. Además, aplicó una metodología llamada PBSB (diseño sísmico basado en rendimiento) para el diseño sísmico de edificaciones equipadas con un tipo de tecnología de protección sísmica BRBs. Los estudios experimentales consistieron en probar modelos de acero y concreto con y sin BRB, en un equipo llamado Mesa vibradora.

Los resultados obtenidos del diseño de los hospitales muestran estudios experimentales y numéricos para comprender beneficios del uso de BRB en estructuras. Este estudio destaca que los BRB son muy efectivos para disipar la energía sísmica y puede actuar como fusibles estructurales. Los resultados muestran que el uso de BRB es muy beneficiosos en edificios de mediana y baja altura, mientras que se pueden observar efectos adversos en estructuras de gran altura. Finalmente, concluye que la investigación representa una muestra de equipamiento de hospitales (llamadas edificaciones esenciales en el Perú), y que estas deben continuar operativas después de un sismo; por tanto, es de vital importancia que estén muy bien equipadas. Por otro lado, esta investigación posee un conocimiento avanzado de la relación que se tiene entre la estructura y los arriostres.

Gómez (2018) realizó una tesis titulada “Pruebas experimentales en un marco de concreto reforzado equipado con disipadores de energía sísmica”. El objetivo general fue describir el comportamiento de un dispositivo de disipación de energía sísmica que se encuentra en el mercado, ensayado en laboratorio. La investigación fue de alcance experimental con dos variables: disipadores sísmicos tipo SLB y el marco de concreto reforzado. El diseño de la investigación fue transversal. Se establecieron parámetros experimentales como cargas y desplazamientos, se interpretaron análisis de sometimiento a los disipadores.

Se utilizó técnicas de dimensionamiento a escala en base a investigaciones experimentales para la elaboración de los disipadores y del marco de concreto reforzado. La metodología usada consistió en la aplicación de carga lateral a un marco de concreto reforzado en diferentes condiciones estructurales. Dos de los ensayos se hicieron con dos tipos de disipadores histeréticos tipo SLB. Se usaron transductores de desplazamiento tipo CDP y una losa de reacción.

Los resultados obtenidos fueron curvas de histéresis y curvas de energía disipada. El marco sin disipadores recibió 71 kN de carga; mientras que con el disipador tipo 2 recibió 313 kN, es decir resiste un 21 % más. En el ensayo con disipadores tipo 1, el dispositivo más cercado al actuador se pandeo y se salió de su plano ocasionando pérdida de resistencia y sirvió de antecedente para el disipador tipo 2. Concluye el autor que los ensayos resultan de gran interés pues demuestran el funcionamiento de los disipadores e información sobre instalación y uso de los mismos. Esta investigación

muestra una gran variedad de estudios acerca de los disipadores sísmicos en los mejores laboratorios de investigación.

Rodríguez (2019) realizó una tesis titulada “Diseño de disipadores de energía sísmica del tipo contraventeos restringidos al pandeo (CRP)”. El objetivo fue desarrollar una metodología práctica para el diseño de CRPs que funcionen como fusibles estructurales, para incentivar la utilización de los dispositivos de protección sísmica de estructuras civiles en México. La investigación fue de alcance descriptivo con variable disipador de energía sísmica del tipo contraventeo restringido al pandeo y el diseño de investigación fue transversal. Se establecieron parámetros estructurales del contraviento como rigidez, resistencia, tamaño, método y geometría del núcleo y se interpretaron análisis no lineales para el desempeño estructural de las estructuras estudiadas.

El autor utilizó técnicas de recopilación de estudios experimentales anteriores para la formulación de una propuesta de diseño de arriostres de pandeo restringido y como instrumento utilizó el software Sap 2000. La metodología utilizada consistió en encontrar un factor rigidez (fk), que transforma el área de un contraventeo convencional (CC) a contraventeo restringido al pandeo (CRP). Con el área determinan sus propiedades y geometrías del mismo.

Los resultados mostraron que los CRPs redujeron las distorsiones de entrepiso teniendo como máximo 1,1 % en las estructuras estudiadas y reducen considerablemente la sección de las columnas. El autor concluye que es posible diseñar estructuras resilientes con los CRPs sin utilizar otros tipos de sistemas de control sísmico costosos o especializados, incentivando a emplearlos desde su inicio de construcción o en estructuras que necesitan rehabilitación. Esta investigación demuestra que existen dispositivos de protección sísmica de bajo costo para mejorar el desempeño de estructuras donde la actividad sísmica es recurrente.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Purca (2016) realizó una tesis titulada “Sistema de protección sísmica mediante el uso de disipadores metálicos de fluencia por corte”. El objetivo general de dicha investigación fue determinar la reducción de la demanda sísmica en los elementos estructurales de una edificación con disipadores metálicos de fluencia por corte (DMFC). La investigación fue de alcance descriptiva de variable disipador metálico de fluencia por corte y el diseño de investigación fue transversal.

El investigador utilizó la técnica Pushover para estudiar el desempeño estructural de la edificación con disipadores y sin disipadores, con la finalidad de estimar la reducción de demanda en los elementos estructurales como vigas y columnas. Utilizó herramientas como Etabs y Xtrac para el análisis y diseño de la edificación.

Los resultados de la edificación incorporando disipadores por corte fue la reducción de desplazamientos en un 20 % tanto para el análisis estático no lineal y para el análisis tiempo historia. Además se redujeron las distorsiones de entrepiso en un 10 %.

El autor concluye que se evidenció una reducción de demanda en la edificación con disipadores de fluencia por corte estimados con los análisis Pushover y Tiempo historia. El aporte a nuestra investigación fue que existen limitadas investigaciones a nivel nacional que hayan estudiado el dispositivo de protección sísmica perteneciente a la clase de disipadores metálicos como los arriostres de pandeo restringido; por tanto, muestra la importancia de realizar esta investigación con la finalidad de innovar los sistemas constructivos para una adecuada respuesta sísmica de una edificación.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Sismicidad en el Perú

La sismicidad ocurre debido a la subducción de las placas Nazca y Sudamericana, y también de la dinámica entre ellas. Cuando hay un choque de placas se genera una gran cantidad de energía que viaja a la superficie mediante las ondas produciendo movimiento en el suelo y a su vez afectando a las edificaciones (Aguilar, 2003).

En lo que respecta a los sismos ocurridos en el Perú se mencionan los más relevantes: el sismo ocurrido el 26 de mayo del 2019 de magnitud 8 en escala Richter cuyo epicentro fue la ciudad de Loreto; el sismo del 15 de agosto del 2007 de Pisco e Ica de 7,9 en escala Richter, en cual generó diversos daños en las edificaciones; el sismo

del 31 de mayo de 1970 de magnitud 7,8 en Ancash, considerado el más destructivo y de gran cantidad de pérdida de vidas.

2.2.2. Arriostres de pandeo restringido

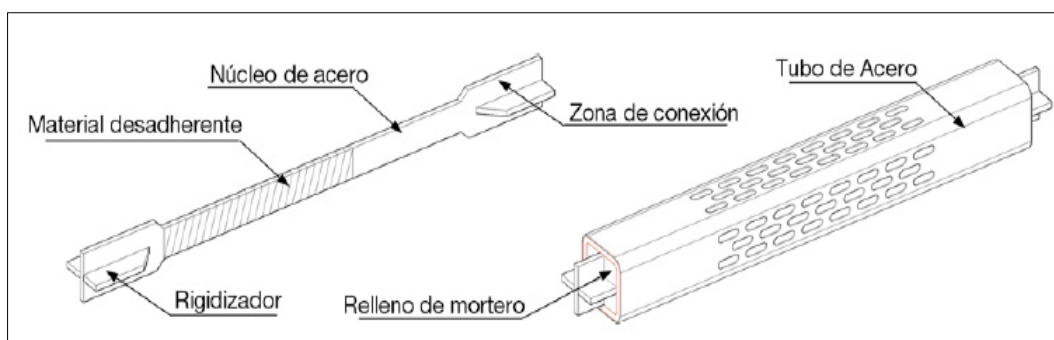
Los arriostres de pandeo restringido, llamadas en inglés buckling restrained brace (BRB) son miembros estructurales que pueden alcanzar su resistencia a la fluencia en compresión y en tracción.

El arriostre toma un comportamiento de histéresis en el núcleo de acero mediante su deformación axial en compresión y en tracción, las cuales son cargas que permiten la fluencia del dispositivo, y a su vez existe una funda que limita el pandeo del núcleo (Dampo Systems, 2020).

Los BRBs son dispositivos de disipación de energía usados para mejorar condiciones estructurales en una edificación, se disponen en pórticos aportando a la edificación más capacidad de resistir cargas sísmicas y minimizando el daño de los elementos estructurales.

Figura 3.

Vista de un BRB.



Fuente: Dampo Systems (2020)

2.2.2.1. Evolución de los arriostres de pandeo restringido en algunos países

Los primeros arriostres de pandeo restringido fueron utilizados en Japón para desarrollar sistemas de placas planas intercalados con concreto prefabricado. Se basaron en un hueso humano para su diseño ya que su configuración era grande y ancho en sus extremos y delgado en el centro. Posteriormente se le adicionó un material aislante en el núcleo y medio confinante; por lo tanto, fue para el año 2000 que se utilizó los dispositivos ya llamados arriostres de

pandeo restringido y que se encuentran instalados en la mayoría de las edificaciones japonesas de gran altura (Avecillas,2015).

En Latinoamérica, los BRBs se han puesto en práctica como sistema de protección sísmica utilizándose en países como: México y Colombia, de los cuales el pionero en el desarrollo del dispositivo es México, en el Instituto de ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma (UNAM); por otro lado, Colombia es el país en América del Sur que más ha estudiado los arriostres de pandeo restringido considerando metodologías extranjeras (Japón y Estados Unidos) para la incorporación dentro de sus edificaciones. Los arriostres representan una rama de dispositivos de protección sísmica estructural, que se le denomina disipadores pasivos ya que absorben la energía provocada por un sismo. Es importante realizar una clasificación debido a que en esta rama se encuentran los dispositivos BRB estudiados.

2.2.2.2. Clasificación

Tabla 2.

Dispositivos de control pasivo

Sistema	Tipo	Tipo	Dispositivo
Control pasivo	Disipadores de energía	Histeréticos	Acero (BRB)
			Plomo
			Otros
		Friccionante	Hidráulico
			Viscoso
			Otros
		Visco-elástico	

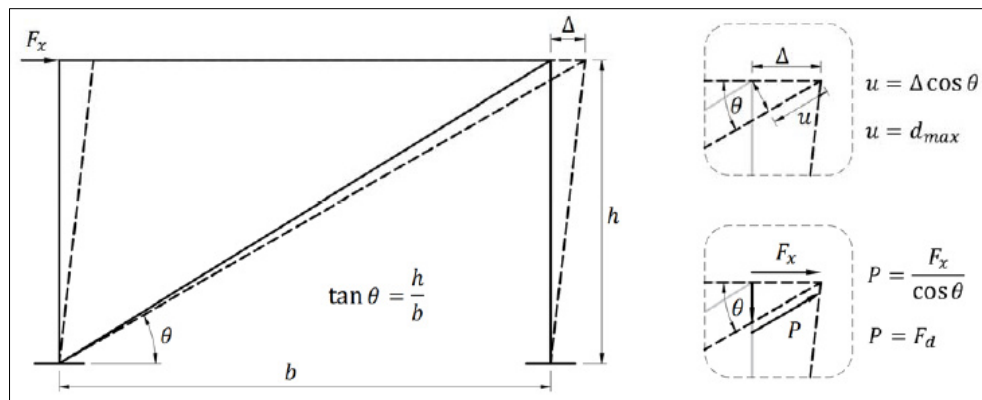
Fuente: Higashino y Okamoto (2006).

La tabla 2 muestra la clasificación del dispositivo estudiado en la presente tesis; además, se observa que existen muchos más dispositivos de control pasivo, cuya ventaja principal es que no necesitan de energía para activarse. Los BRBs pueden también diseñarse basándose en la norma AISC 341-10, los elementos vigas y columnas deben fallar después de los BRB, realizando la resistencia ajustada en compresión y tracción de los elementos (Oviedo y

Duque,2009). Adicionalmente se deben tomar en cuenta las cargas variables y permanentes con equilibrio de fuerzas.

Figura 4.

Principio de compatibilidad de deformación de un marco con BRB



Fuente: Dampo Systems (2020).

La ubicación está comprendida en los pórticos de concreto armado y depende de las cargas inducidas por sismo para proteger a la estructura de los desplazamientos y brindar más rigidez en las direcciones críticas de la estructura. La ubicación de los arriostres pueden acomodarse de forma diagonal y en forma chevron.

Los BRBs se deben presentar en forma simétrica y comportamiento estable en cargas y desplazamientos axiales; es decir, en cargas cíclicas, a diferencia de otros dispositivos que tiene rápida disminución de resistencia y rigidez bajo efectos de cargas (Dampo Systems, 2020).

2.2.2.3. Partes de un arriostre de pandeo restringido

- Núcleo de acero: Está fabricado de acero comercial, siendo la parte central más débil y los extremos más rígidos. Esto se realiza con la finalidad de concentrar las deformaciones en la parte central del núcleo que es más débil para esperar un comportamiento elástico lineal (Guerrero, 2016). Para el desarrollo del núcleo se puede usar diferentes secciones de acero; es decir, no existe una sola forma de presentar el núcleo, el diseñador puede elegir la sección según le convenga.

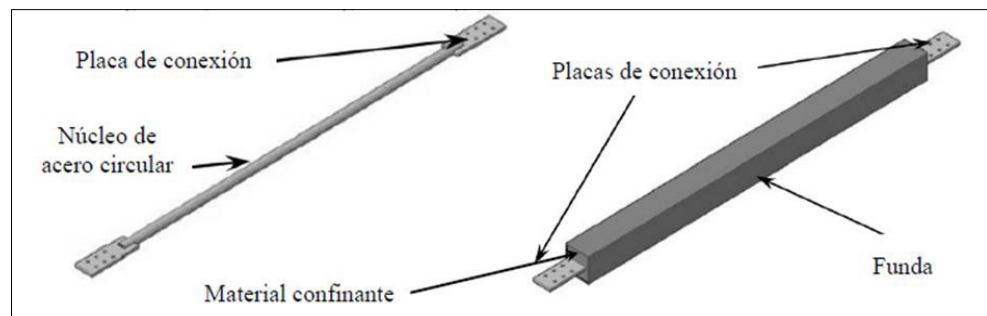
- **Material confinante:** Material concreto que restringe el pandeo de la parte central, la resistencia a la compresión de este suele ser de características normales según estudios experimentales.
- **Tubo de acero:** Es una barra de acero hueca o tubo de contención que contiene concreto y núcleo de acero, el concreto estará adherido a este tubo mientras que el núcleo de acero no.
- **Material desadherente:** Es un material aislante que separa núcleo y paredes de revestimientos, se coloca alrededor del núcleo para que este no tenga interacción con el mortero de concreto. Se espera que el concreto alcance su valor nominal de resistencia.

Debido a las cargas, el núcleo comienza a pandearse por actuar en compresión, y es el concreto quien va a restringir el pandeo del mismo, formando un comportamiento histerético geométricamente regular.

La figura 5 muestra las partes de un arriostre de pandeo restringido según Terán (2009).

Figura 5.

Componentes de un BRB



Fuente: Terán (2009).

Como se observa en la figura 5, los materiales que componen un arriostre de pandeo restringido son muy conocidos. Sin embargo, para dar credibilidad a esta investigación se toma la patente de dispositivos BRBs desarrollados en México por la empresa Dampo Systems.

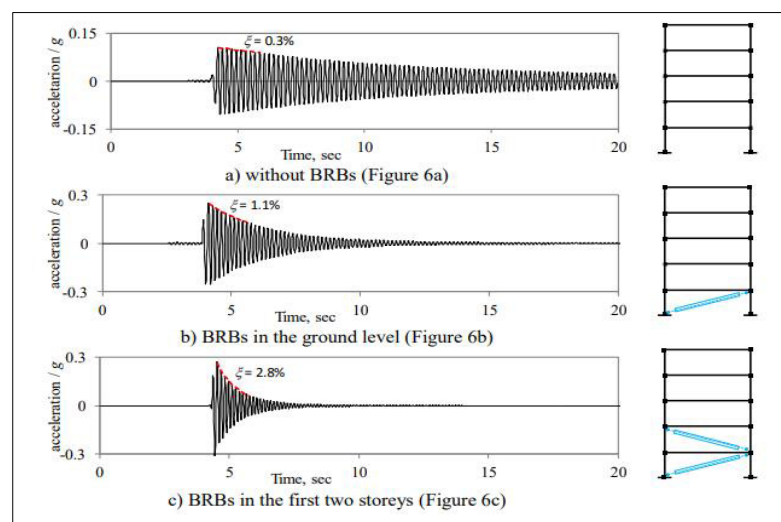
2.2.2.4. Investigaciones experimentales y numéricas de BRBs

Según las evidencias de investigaciones, los arriostres de pandeo restringido (BRBs) han sido estudiados en diferentes países del mundo. Dichos estudios se han llevado a cabo como elementos individuales, miembros en subconjunto y sistemas de protección sísmica en edificaciones de acero y concreto armado. Como elementos individuales los BRBs muestran una capacidad para disipar energía; con una curva de histéresis regular y de similar comportamiento tanto de compresión y de tracción. Como miembros en subconjunto se ha evaluado su capacidad lateral y se ha observado una respuesta dentro de los niveles de deriva. Finalmente, los BRBs en edificios se tiene una investigación experimental limitada, y es de interés observar el comportamiento de una edificación a escala con sacudidas en una mesa vibradora frente cargas dinámicas (Guerrero ,2017).

Para el desarrollo de BRBs se debe de tomar en cuenta el ciclo de histéresis, la cual debe ser estable y regular entre las deformaciones inelásticas (Terán, 2009). Como resultados del desempeño estructural en edificaciones se tienen investigaciones realizados en laboratorio del Instituto de ingeniería de la UNAM, en la que presenta los resultados de la adición de BRBs en una estructura de acero de 5 niveles a escala ensayadas en una mesa de simulación sísmica.

Figura 6.

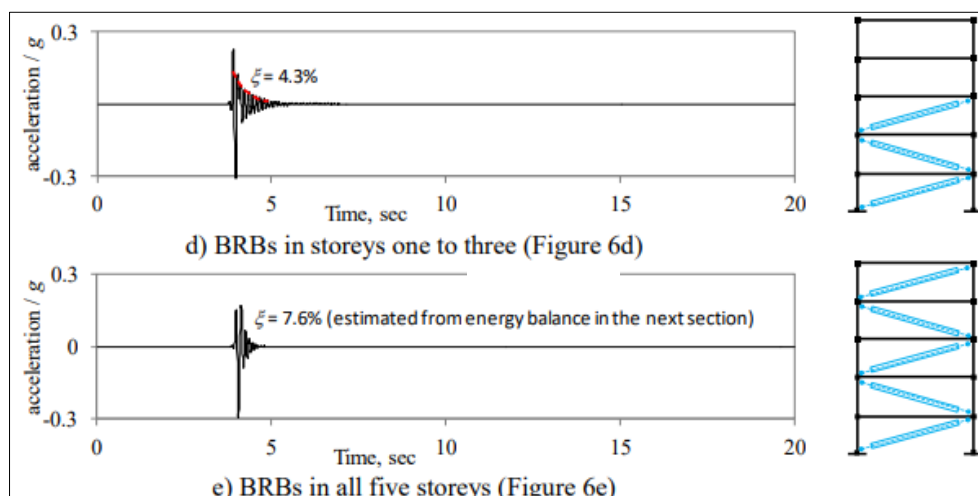
Evolución de amortiguamiento con BRBs en dos pisos



Fuente: Guerrero et ál. (2016).

Figura 7.

Evolución de amortiguamiento con BRBs todos los pisos



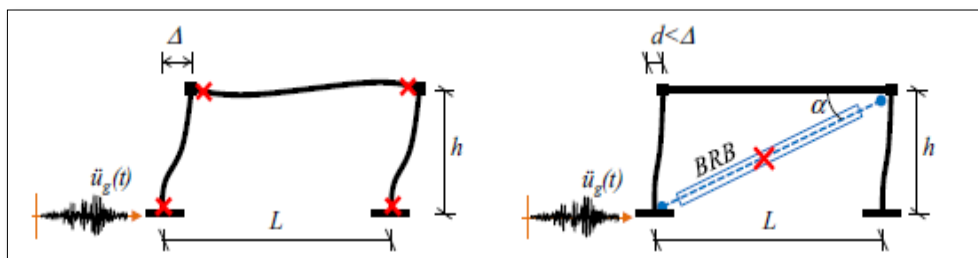
Fuente: Guerrero et ál. (2016)

Según las figuras 6 y 7 muestran la adición de arriostres de pandeo restringido por cada piso de la edificación a escala ensayado en laboratorio, dicha figura muestra que mientras se adiciona BRBs a la estructura, esta se vuelve más rígida; por tanto, su vibración disminuye debido a que su amortiguamiento se incrementa. Entonces se puede decir según ensayos experimentales que los BRBs aumentan la rigidez, siendo ideal para edificaciones de sistemas aporticados.

Guerrero (2017) propone un método de diseño sísmico basado en desempeño para edificios bajos, dicho método emplea una evaluación rápida de la estructura y como resultado permite saber si necesita BRBs. Sin embargo, esto tiene una desventaja ya que solo se puede aplicar a edificaciones bajas que son regulares con marcos de diafragma en el plano y respuesta dinámica está DETERMINADA por su periodo de vibración.

Figura 8.

Daños en los marcos convencional y reforzado con un BRBs



Fuente: Guerrero (2016)

La mayoría de los métodos fueron desarrollados para marcos rígidos de concreto reforzados o para edificaciones de acero (como en los inicios en Japón) definidos como sistemas duales. La contribución de los marcos se ha despreciado y se debe tomar en cuenta en el diseño ya que aportan una significativa capacidad. Se toman los parámetros claves de ductilidad de desplazamiento máximo, relación de rigidez y la relación de fuerza que se eligió arbitrariamente. El método empleado fue en base a los desplazamientos, considerando el trabajo tanto de los BRBs y la capacidad de la estructura principal.

Las propiedades estudiadas para definir un arriostre de pandeo restringido son: longitud, fuerza de diseño, fuerza de fluencia esperada, fuerza máxima esperada, desplazamiento de fluencia, desplazamiento máximo, factor de rigidez axial y peso.

Algunos parámetros claves, como la ductilidad de desplazamiento máximo, la relación de rigidez y relación de fuerza fueron seleccionados arbitrariamente; lo que llevó a un control limitado del proceso de diseño. Se propuso un método basado en el desplazamiento y se consideró la contribución de los BRBs y la capacidad de la estructura principal (Guerrero, 2016).

2.2.2.5. Ventajas de los BRBs

Los BRBs fueron aplicados por primera vez en Japón y fueron expandiéndose hacia Estados Unidos y México quienes han desarrollado muchos estudios acerca de estos dispositivos; es decir, se tiene evidencia del uso en países que son líderes en Ingeniería sísmica y equipamiento de sus edificaciones.

- Funcionan como fusibles estructurales, concentran el daño y al llegar a su estado final se puede reemplazar sin tener que realizar grandes procedimientos evitando que parte de la estructura principal tenga más demanda.
- Las edificaciones con arriostres poseen una mayor rigidez lateral, al aportar esto, se cumplen derivas inelásticas recomendadas por reglamentos de diseño sísmico.
- Resisten fuerzas laterales sin que la velocidad los active.
- No son sensibles al cambio de temperatura.
- Está compuesto por materiales como acero y concreto que son relativamente económicos, accesibles y estudiados en los países altamente sísmicos.
- Con un correcto mantenimiento se puede preservar las características del arriostre en el tiempo.

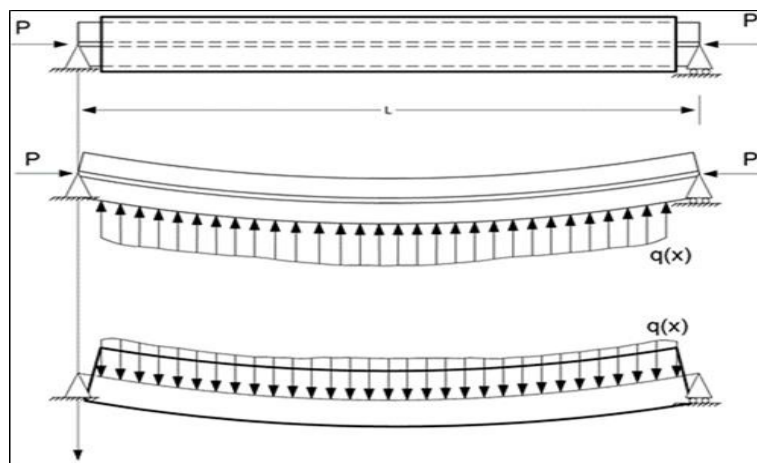
2.2.2.6. Fallas estructurales de arriostres de pandeo restringido

Según Black et ál. (2002) en un arriostre de pandeo restringido existen tres tipos de falla del tipo pandeo.

- Pandeo global del núcleo: En esta parte se considera el pandeo de toda la longitud del núcleo; en consecuencia, el pandeo global de todo el dispositivo.

Figura 9.

Proceso de pandeo global por carga de axial de compresión



Fuente: Black et al. (2002).

La figura 9 muestra la transferencia de cargas para la realización de un pandeo global del dispositivo. Comienza sometiendo a un arriostre de apoyos no unidos a una carga axial P , luego se observa el pandeo dentro del núcleo de acero debido a una carga $q(x)$, el cual trasmite la carga al material confinante y tubo exterior que reaccionan con una carga de igual magnitud, pero de sentido contrario.

- Pandeo del núcleo: El comportamiento del núcleo es como una columna embebida en el medio elástico que no trabaja a la flexión. En los desplazamientos laterales que son muy pequeños tienen como medio elástico a la superficie antiadherente descrita en (sección de partes de un BRB), la cual es muy flexible. En cuanto a las deformaciones más grandes, estas se realizan con el material confinante.
- Pandeo torsional del núcleo: Es otra probable falla de pandeo del refuerzo no unido, donde la parte del núcleo interno rompe la camisa de acero y sobresale de esta. Ocurre porque la estructura de la edificación tiene irregularidad torsional notoria lo que ocasiona que el arriostre no solo trabaje en el eje longitudinal, sino que también en sus demás ejes locales.

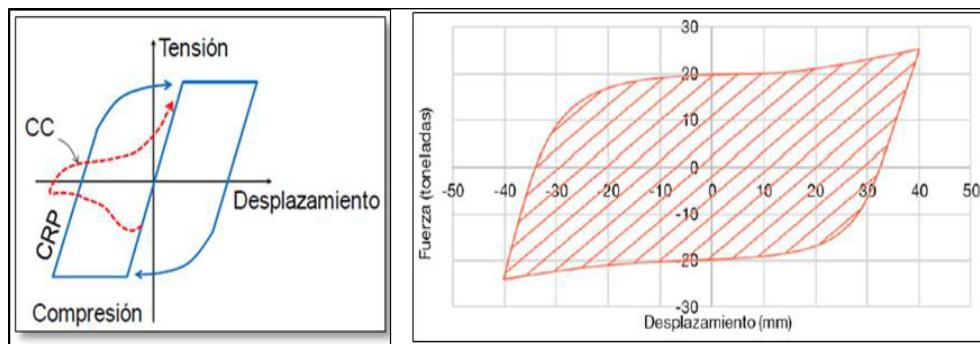
2.2.2.7. Comportamiento histérico del arriostre de pandeo restringido

La curva de histéresis es aquella que representa en un plano los desplazamientos en el eje horizontal y las fuerzas de compresión-tensión en el eje vertical, mostrando el comportamiento del dispositivo con la aplicación de cargas dinámicas (cargas cíclicas), dicha curva nos muestra varios ciclos de histéresis, donde el área encerrada por la curva muestra la energía disipada por el arriostre, en este caso el BRBs (Guerrero, 2017).

La siguiente imagen representa la curva de histéresis típica de un arriostre de pandeo restringido (línea continua); también, se presenta la curva de un arriostre convencional (línea discontinua). La región encerrada por la curva corresponde la energía disipada por el dispositivo.

Figura 10.

Curva de histéresis de un BRB y un contraventeo convencional.



Fuente: Guerrero (2017).

Se observa que el ciclo de histéresis de un arrioste de pandeo restringido posee una configuración más equilibrada respecto a la curva de un arrioste convencional, dicho equilibrio se muestra tanto en las cargas de tensión y compresión; también en los desplazamientos negativos y positivos.

Estas características geométricas de la curva de la histéresis de un BRB muestran el buen desempeño en las edificaciones como dispositivo de disipación de cargas inducidas por un sismo o viento.

Según lo desarrollado, se consideran las propiedades que definen el desempeño de un dispositivo de comportamiento histéretico: como son la rigidez axial, el desplazamiento de fluencia y la fuerza de fluencia.

Es importante calcular el desplazamiento máximo permitido, el cual se relaciona con la vida útil del dispositivo y así evitar las deformaciones bruscas en el BRBs que degradan rápidamente al acero; embargo, los BRBs deben ceder en desplazamientos tempranos antes que otros elementos como vigas y columnas.

2.2.2.8. Modelo de Bouc-Wen

Bouc-Wen es un modelo paramétrico de histéresis usado para disipadores sísmicos que describe su comportamiento no lineal. El comportamiento histérico es una propiedad del disipador, fundamental para las aplicaciones de casos en ingeniería. Los componentes de los dispositivos con histéresis reaccionan a las fuerzas de que se aplican; tal es el caso de los disipadores

metálicos que pueden disipar energía sísmica mostrando una histéresis estable.

El modelo de Bouc-Wen, pertenece al modelo histerético liso, que permite modelar el cambio de rigidez continuo debido a la fluencia. Por ecuación diferencial del modelo, es posible generar una gran variedad de formas diferentes de los bucles de histéresis. Sin embargo, debido a su expresión diferencial, es difícil identificar los parámetros y comprender el significado físico (Xhu & Lu, 2011).

Del modelo de Bouc-Wen en un inicio desarrollado por Bouc en 1967 y posteriormente replanteado por Wen en 1976, sus ecuaciones típicas se expresan de la siguiente manera:

$$R = a.K.x + (1 - a) k.z$$

$$Z = A\dot{x} - \beta|\dot{x}||z|^{n-1} z - \gamma\dot{x}|z|^n$$

Donde:

R : Fuerza restauradora

K : Coeficiente de rigidez

a : Relación de pos fluencia y pre rigidez de fluencia

Z : Desplazamiento de histéresis.

$A; n; \beta; \gamma$: Parámetros que controlan la forma de histéresis

2.2.3. Análisis y diseño según Norma E.030

2.2.3.1. Filosofía de diseño

La Norma E.030 (2018) menciona que es necesario:

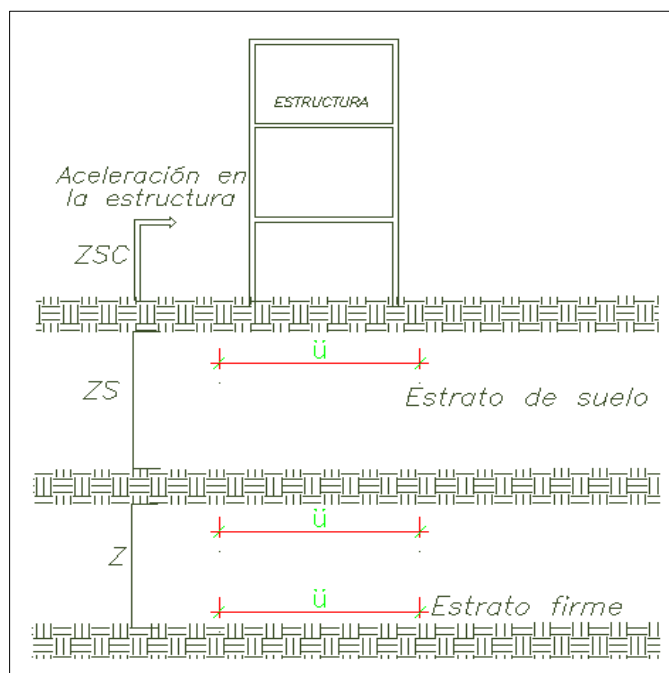
- Evitar pérdida de vidas humanas: evitar muertes a personas en la edificación durante una eventualidad sísmica.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos: una edificación debe continuar con sus funciones básicas después de un sismo.
- Minimizar los daños a la propiedad: los daños generados por el sismo a la edificación deben ser mínimos.

2.2.3.2. Procedimientos de análisis y diseño

Para lograr un mejor entendimiento se muestra la siguiente figura 11:

Figura 11.

Obtención de parámetros sísmicos.



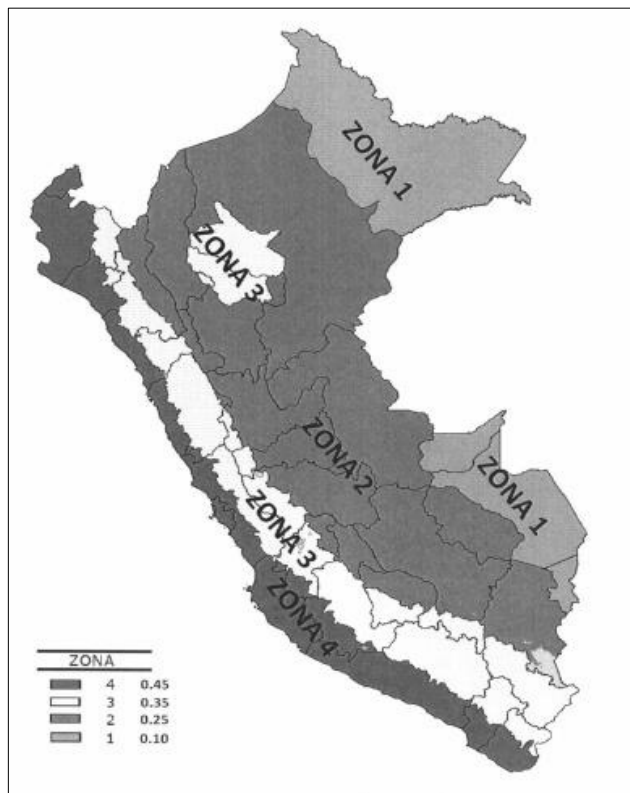
Fuente: Elaboración propia.

De la figura 11 se observa que se necesita llevar la aceleración del suelo a la estructura lo cual nos va a generar las fuerzas en el edificio de análisis. Por lo que se obtiene las aceleraciones "ü" que se producen en un estrato firme como

puede verse en la figura 11 la aceleración en dicho estrato firme es la misma tanto en la parte superior como en la parte inferior y es representada por "Z" que se divide en cuatro zonas sísmicas y es un porcentaje de la aceleración de la gravedad.

Figura 12.

Zonas sísmicas



Fuente: Norma E.030 (2018).

Por otra parte, según la figura 12, el factor Z se modifica por un factor S llamado factor de suelo para obtener la aceleración en la superficie obteniéndose ZS ; sin embargo, el objetivo es conocer la aceleración en la estructura por lo que se modifica la aceleración en la superficie por un factor C (coeficiente de amplificación sísmica) obteniéndose ZSC .

Tabla 3.*Parámetros de sitio S, T_p y T_L*

	Factor Suelo "S"				Periodos T_p y T_L					
	Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	
Zona	Z4	0,80	1,00	1,05	1,1	T _p (S)	0,30	0,40	0,60	1,00
	Z3	0,80	1,00	1,15	1,2					
	Z2	0,80	1,00	1,2	1,4	T _L (S)	3,00	2,50	2,00	1,60
	Z1	0,80	1,00	1,6	2					

Fuente: Norma E.030 (2018).

Como se puede ver el factor de suelo **S** sirve para definir parámetros de forma como T_p y T_L. Además, el coeficiente de amplificación sísmica **C** está definido por:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T > T_p \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p T_L}{T^2} \right)$$

Siendo *T*, periodo de vibrar del edificio en cada dirección fundamental.

También existen dos parámetros adicionales ligadas a las características de la edificación como: factor de uso **U** y valor de reducción fuerzas sísmicas **R** que depende del sistema estructural que presenta cada edificación; el factor **R** es afectado por factores menores a uno si la edificación presenta irregularidades en planta y altura; caso contrario el factor se mantiene igual.

Tabla 4.*Factor uso y de reducción*

Uso de la edificación "U"		Factor "R"	
Esencial	1,5	Pórticos	8
		Dual	7
Importante	1,3	Muros estructurales	6
Común	1,0	Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: Norma E.030 (2018).

Se obtiene la ecuación de la cortante basal usando la segunda ley de Newton:

$$m a = \frac{ZUCS}{R} g m$$

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

La ecuación anterior muestra la cortante basal para un análisis estático lineal del edificio mostrándose todos los factores descritos, siendo P el peso de la edificación considerado de la siguiente manera:

Para edificaciones de uso esencial e importante se toma el total de la carga muerta incluyendo el 50 % de la carga viva y para edificaciones de uso común, el total de la carga muerta más 25 % de carga viva (Norma E.030, 2018).

La Norma E.030 también propone realizar un análisis dinámico por combinación modal espectral que considera modos de vibración que concentren como mínimo el 90 % de masa participativa.

Para calcular la aceleración espectral se usa un espectro inelástico (reduciendo con el factor R) de pseudo-aceleraciones considerado en ambas direcciones definido por:

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

Para este análisis se tiene en cuenta los criterios de combinación modal como: la combinación cuadrática completa (CQC) técnica para calcular la respuesta periódica propuesta por la Norma Técnica Peruana; también por el manual de CSI definida en la siguiente ecuación:

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

Para definir la direccionalidad se utiliza el método de combinación direccional SRSS (raíz cuadrada de suma de cuadrados) que combina la respuesta para diferentes direcciones.

Para calcular la cortante con la que se va a diseñar, se multiplica a la fuerza cortante dinámica por el siguiente valor FE presentado en la ecuación:

$$FE = \frac{0,80 V_E}{V_D}$$

Donde V_E es la cortante estática y V_D es la cortante del análisis modal espectral.

2.2.3.3. Distorsión de entrepisos

Las distorsiones de entrepiso es el cociente de los desplazamientos relativos entre la altura que presenta cada nivel de la edificación. Para el cálculo de los desplazamientos relativos primero se calcula los desplazamientos absolutos, luego se realiza la diferencia de estos entre dos niveles consecutivos.

Al realizar el diseño de edificaciones una de las fases importantes es la verificación de distorsiones de entrepiso o también llamadas “derivadas”; las cuales se regulan y tienen la mayor atención de los ingenieros estructurales, por lo que se tiene valores límite proporcionado por las normas de diseño. Las distorsiones de entrepisos están asociado a los daños que sufre una edificación dentro del comportamiento inelástico y se puede decir que el cálculo de las distorsiones permite medir cuan rígida es una edificación y conocerlas es importante para tener un control del daño.

La Norma E.030 propone los siguientes requisitos para la determinación de las distorsiones de entrepisos: si se tiene estructuras que son regulares como ocurre en la presente investigación, las distorsiones se calculan multiplicando $0,75R$ a los desplazamientos relativos entre la altura, dichos resultados son producto del análisis lineal elástico con fuerzas reducidas del sismo.

Tabla 5.*Distorsión de entrepisos permitidos*

Material	Valor
Concreto armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma E.030 (2018).

La tabla 5 muestra los límites de distorsiones de entrepisos de acuerdo a los materiales predominantes de una edificación. En la investigación el material es el concreto armado; por lo tanto, la distorsión límite para el material predominante concreto es de 0,007.

2.2.4. Desempeño sísmico de edificaciones

El diseño por desempeño se refiere a una metodología basada en análisis inelásticos en la que se puede predecir y evaluar el comportamiento de una edificación con la suficiente confiabilidad; ello se realiza para acercarse más a la realidad acerca de lo que ocurre en una estructura, tener más información y tomar mejores decisiones tales como: la vida útil de la edificación, economía, etc.

En la evaluación del desempeño sísmico se presentan diferentes metodologías para evaluar una edificación propuestas por códigos internacionales en la cual se definen niveles de desempeño, objetivos de desempeño, niveles de amenaza sísmica, evaluaciones de capacidad según el uso que se le está dando a una edificación.

Por lo que es importante entender los siguientes conceptos:

- Nivel de desempeño sísmico: nivel de daño límite al que llega un edificio con un determinado sismo (nivel de amenaza).
- Nivel de amenaza sísmico: conjunto de sismos de diferente periodo de retorno que pueden generar daño en la edificación.
- Objetivos de desempeño: nivel de daño estructural para cada nivel de amenaza sísmica.

A continuación, se indican las normativas utilizadas para determinar: los objetivos de desempeño (ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440) y el nivel de desempeño (SEAOC VISION 2000) según la amenaza sísmica.

Tabla 6.

Desempeño estructural

Nivel de desempeño	Definición
Completamente Operacional	La edificación debe permanecer en óptimas condiciones para su uso definido después de un evento sísmico. Los daños deberían ser mínimos y no se debe alterar la funcionalidad. Los servicios, sistemas y líneas vitales deben seguir con su funcionamiento, después de un evento sísmico.
Operacional	No hay daño significativo en la edificación, donde su rigidez y su resistencia permanecen cerca de la inicial. Los componentes aún son seguros y siguen en funcionalidad.
Seguridad de vida	La estructura presenta notable daño en los elementos estructurales con decremento notable de rigidez y con tolerancia de seguridad anterior al colapso. Los componentes no estructurales también sufren daños, pero se mantienen seguros. Para que nuevamente la edificación funcione debe ser reparada y reforzada.
Cerca del colapso	La estructura presenta daños sustanciales en los elementos. Existe gran disminución de la rigidez y resistencia con un ligero margen para llegar al colapso.

Fuente: Seaac Visión 2000 (1995)

La tabla 6 describe los niveles descritos de desempeño, donde permite clasificar el desempeño esperado de una edificación ante una eventualidad sísmica en función a tipo de uso o categoría del proyecto.

Luego, según la demanda sísmica y niveles de desempeño se presenta los objetivos de desempeño presentes en la siguiente tabla 7:

Tabla 7.*Desempeño sísmico según Visión 2000*

Intensidad \ Nivel	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Pre Colapso
	< 0,002	< 0,005	< 0,015	< 0,025
Frecuente (43 años)	Verde			
Ocasional (72 años)	Rojo	Verde		
Raro (475 años)	Azul	Rojo	Verde	
Muy raro (970 años)		Azul	Rojo	Verde
Muy raro (2475 años)			Azul	Rojo

Fuente: Seacoc Visión 2000 (1995).

Según Aguiar (2003) se establece los usos de las estructuras de la siguiente manera:

Color verde: edificaciones básicas, como viviendas y oficinas.

Color rojo: edificaciones esenciales como hospitales, establecimientos militares, estación de bomberos.

Color azul: edificaciones muy esenciales con seguridad crítica como centrales nucleares.

En la tabla 7 se muestra el desempeño esperado según el uso de cada edificación, donde se observa que un “hospital” para un sismo ocasional, este debe permanecer totalmente operacional; en un sismo raro, debe permanecer operacional y en uno muy raro, en seguridad de vida. Es importante conocer que para estos tipos de metodologías se deben aplicar análisis no lineales como el Pushover para obtener la respuesta sísmica más cercana a la realidad teniéndose como resultado curvas de capacidad resistente. Los valores de 0,002; 0,005; 0,015 y 0,025 corresponden al desplazamiento objetivo; es decir, la relación de desplazamiento y la altura de la edificación.

2.2.4.1. Metodología del ASCE/SEI 41-13 para hallar el desplazamiento objetivo

Esta norma de última generación combina el proceso de evaluación y adecuación plantea un proceso de tres etapas para la evaluación sísmica de acuerdo a niveles de desempeño que empieza en nivel totalmente operacional hasta prevención de colapso y acopla el comportamiento estructural deseado.

La metodología ASCE/SEI 41-13 también es llamado método de los coeficientes estudiado con análisis tiempo historia de resultados estadísticos de modelos de un solo grado de libertad de diferentes tipos. En este método se calcula el desplazamiento objetivo o desplazamiento de demanda (en inglés, target displacement) mediante la siguiente ecuación:

$$\delta = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

S_a : aceleración espectral del período efectivo y tasa de amortiguamiento.

g : aceleración de gravedad.

C_0 : factor de modificación que relaciona desplazamientos del espectro de 1 GDL (grados de libertad), con desplazamientos límites del sistema de múltiples GDL (grados de libertad)

Es la multiplicación del factor de masa en participación por la componente en Y de la forma modal del modo de vibración fundamental en el nodo monitoreado o mediante el factor de masa en participación usando un vector de forma correspondiente a la deformada de la estructura en el punto de desempeño por la componente en Y del vector de forma en el nodo monitoreado (ASCE/SEI 41-13,2014).

- C_1 : factor de modificación

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}}^{-1}}{\alpha T_e^2}$$

Donde:

α : Tipo de suelo en el sitio.

T_e : Período efectivo de la estructura.

- C_2 : factor de modificación que representa efectos de estrangulamiento en la curva de histéresis, ciclos de degradación de la rigidez y pérdida de

resistencia en la respuesta máxima en función del desplazamiento. (ASCE/SEI 41-13,2014). Se calcula con la siguiente ecuación:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{\text{strenght}} - 1}{T_e} \right)^2$$

- μ_{strenght} : razón de la demanda elástica de resistencia y coeficiente de resistencia por cedencia del edificio. Se calcula con la siguiente ecuación (ASCE/SEI 41-13,2014):

$$\mu_{\text{strenght}} = \left(\frac{S_a}{V_y/W} \right) C_m$$

Donde:

V_y : resistencia cedente del edificio.

W : peso sísmico efectivo, tomado en cuenta la carga muerta total con una fracción de carga viva.

C_m : factor efectivo de masa (ASCE/SEI 41-13,2014).

- Periodo efectivo T_e : el periodo efectivo se calcula en el sentido que se está analizado y es obtenido de la curva ideal de fuerza deformación, se calcula con la formula siguiente (ASCE/SEI 41-13,2014):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

T_i : periodo elástico fundamental en segundos

K_i : rigidez lateral elástica inicial

K_e : rigidez lateral efectiva de la edificación

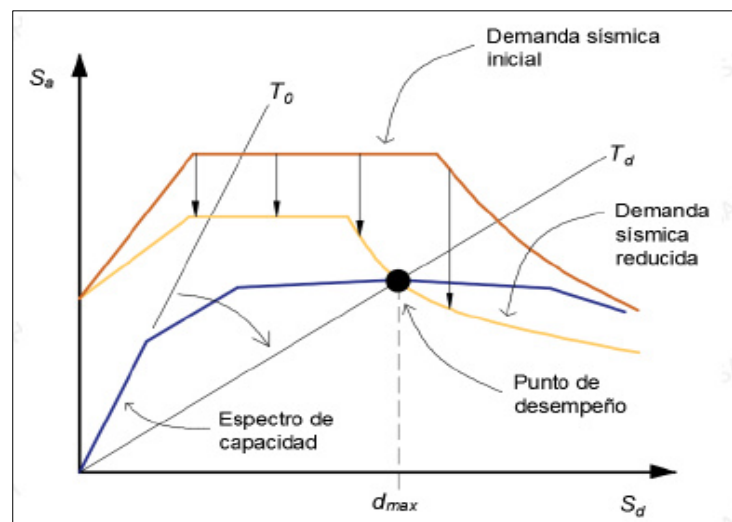
2.2.4.2. Metodología FEMA 440

En un principio fue dada por la norma ATC- 40 (1996) fue mejorada por la norma FEMA 440 (2004). Está fundamentada en una representación aproximada de características globales no lineales de la edificación, calculada mediante la conversión del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente basándose como referencia en procedimientos del análisis modal (ATC-40,1996).

La metodología consiste en interceptar el espectro de capacidad que se genera con la curva de capacidad y el de demanda; por lo general es el espectro de diseño de normas propuestas para hallar el punto de desempeño que son las coordenadas de coincidencia de ambas curvas y así calcular desplazamiento máximo de la edificación y estimar el nivel de desempeño.

Figura 13.

Espectro de capacidad-demanda según FEMA 440



Fuente: ATC-40 (1996).

De la figura 13, para evaluar el desempeño por este método se requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales ADRS (Acceleration Displament Response Spectrum), lo cual se refiere a un espectro de capacidad; además, se requiere convertir al espectro de diseño a un espectro de demanda (FEMA 440,2005). El procedimiento anterior descrito se realiza de manera manual y con ayuda de software para corroborar resultados, para ello se usan las siguientes fórmulas para modelo en tres dimensiones:

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}^2}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i}{g} \right]}$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad S_{d_i} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{tope,1}}$$

Donde:

w_i/g : masa por cada piso

ϕ_{i1} : amplitud modal 1 por cada piso

N : nivel más alto de la edificación.

W : peso la estructura, con una fracción de carga viva.

Δ_{tope} : desplazamiento del nodo de control para cada valor de cortante basal.

Las ecuaciones anteriores sirven para transformar la curva de capacidad a un espectro capacidad. Por otra parte, la ecuación necesaria para convertir el espectro de demanda a puntos ADRS ($S_a - S_d$) es la siguiente:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_a$$

Se calcula los valores de desempeño realizando iteraciones, comparando espectros: demanda con capacidad; con el espectro elástico $R = 1$.

Cuando se tiene la intersección de desplazamiento de los espectros de demanda y el de capacidad en un intervalo del 5 % respecto al punto probable, tal que $0,95dpi \leq di \leq 1,05dpi$, el cual es el punto de desempeño. Si al realizar este proceso no se obtiene una tolerancia aceptable, se elige otro punto $api;dpi$ y se repite el procedimiento, es un proceso iterativo (FEMA 440,2005).

Por último, el punto de desempeño se refiere al desplazamiento máximo en la edificación relacionado al movimiento del terreno.

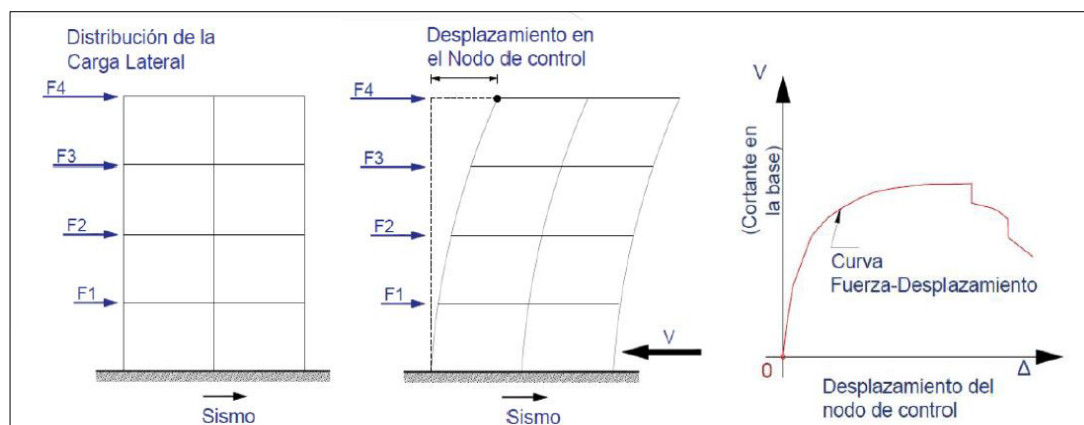
2.2.5. Análisis estático no lineal Pushover

Es una metodología no lineal usada para evaluar el desempeño sísmico en estructuras, dado que este presenta simplicidad, menor esfuerzo computacional y precisión. Se considera las propiedades no lineales del material con cierto nivel de fuerzas en el modelo estudiado (Enriquez, 2020).

Además, es una metodología que determina la respuesta no lineal de edificaciones permitiendo a un edificio que ya se encuentra diseñada llegar a colapsar. Esto se realiza proporcionando lateralmente cargas incrementales en una sola dirección tanto positiva o negativa y llevar a la estructura a que llegue a su máxima capacidad hasta que colapse. Esto sucede porque la estructura es llevada a tener un comportamiento no lineal tanto de materiales y secciones que llegan a fallar mediante los mecanismos de falla llamados rótulas, tal como se evidencia en la siguiente figura 14, donde la parte final de la curva representa el colapso de la estructura producto de las cargas inducidas. El resultado de realizar el análisis Pushover es la curva de capacidad que gráfica las cortantes basales y desplazamiento del techo; además, permite conocer el desplazamiento de cedencia, desplazamiento último y la ductilidad.

Figura 14.

Definición grafica de análisis Pushover



Fuente: Enriquez, M (2020).

2.2.5.1. Procedimiento

- Generar un modelo matemático de la estructura que incorpora propiedades no lineales: esfuerzo deformación de los elementos.
- Definir distribución de cargas laterales

- ✓ Patrón I: patrón modal, cargas verticales proporcionales a las fuerzas de corte del análisis lineal por combinación de modos, con la condición que el número de estos concentre al menos 90 % de participación de masa con periodo más de 1s en la edificación (ASCE/SEI 41-13,2014).
- ✓ Patrón 2: patrón de cargas horizontales, distribución uniforme de cargas horizontales proporcionales a la masa del nivel 1. También se considera un patrón de cargas laterales adaptativo cambiante cuando la estructura se va deformando, los patrones se modifican de acuerdo a las propiedades del edificio en cambios de rigidez. Es importante mencionar que el patrón de cargas laterales se usa para saber el rango de los efectos de diseño para una posible respuesta dinámica.
- Carga gravitacional no lineal
Se definen la carga por gravedad como caso no lineal en el edificio, tanto como carga muerta y carga viva, esta debe considerarse constante y sirve como punto de partida para los casos de cargas laterales. Según la Norma ASCE 41-13 define las cargas gravitacionales como la carga muerta total con 25 % de carga variable.
- Definir el nodo de control en la estructura o el nodo monitoreado que se ubica en el centro de masa en el último piso de la edificación. En dicho nodo se determina el desplazamiento en función al incremento de cargas en un solo sentido, este valor puede considerarse el 10 % de la altura de la edificación.
- Se definen las rótulas plásticas que indican la capacidad cedente y última en las secciones según las normativas de preferencia. La ubicación de estas rótulas debe estar lo más cercanos a las caras de las columnas. Existen dos mecanismos de formación de rótulas o mecanismos de falla: mecanismos de falla frágil y dúctil.
- Generar la curva de capacidad donde se muestra la cortante basal y el desplazamiento del nudo monitoreado; además, se toma en cuenta las fuerzas y deformaciones de cada elemento y posteriormente realizar una confrontación con sus diagramas de momento curvatura.
- Obtener la curva de capacidad de forma idealizada.

- Transformar la curva obtenida a un espectro de capacidad según FEMA 440.
- Determinar desplazamiento objetivo de desempeño con las normas americanas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440.

2.2.6. Análisis dinámico tiempo historia

Según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, el análisis tiempo historia utiliza un modelo matemático de la edificación que considera un comportamiento histerético de los elementos que componen la edificación; es decir, el comportamiento no lineal, determinando así una respuesta ante un número de aceleraciones del sitio resuelto por integración directa las ecuaciones del movimiento de equilibrio dinámico. Cabe precisar que en la práctica actual de diseño no obliga a realizar este análisis; sin embargo, puede utilizarse como un análisis complementario y de verificación.

Para los registros de aceleración se usan por lo menos tres casos de registro de aceleraciones del suelo, donde cada uno incluye dos componentes norte –sur y este-oeste.

El conjunto de aceleraciones de suelo tiene dos componentes de aceleración horizontal corregidas y escaladas de eventualidades sísmicas. La historia de aceleraciones consideradas tales como magnitudes, distancia de falla deben ser consistentes con el máximo sismo a considerar. En el caso de no contar con los registros requeridos, pueden usarse registros simulados para llegar al número requerido en el análisis.

Los pares de aceleración del terreno debe tener su espectro de pseudo aceleraciones obtenidos por SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) de las coordenadas del espectro obtenidas para cada sentido ortogonal independientemente, considerando un 5 % del amortiguamiento para el mismo espectro. Las aceleraciones ortogonales se escalan por un sismo factor con los periodos comprendidos entre $0,2T$ y $1,5T$; para este intervalo los valores del sismo escalado deben estar por encima de las pseudo-aceleraciones del espectro de diseño. Es decir, lo que se va a obtener es un espectro objetivo con el cual se va a trabajar (Norma E.030, 2018).

Si se da el caso de obtener los registros simulados se toman los valores del factor de amplificación sísmica C , sin considerar la zona de periodos muy cortos ($T < 0,2T_p$), donde se considera:

$$T < 0,2T \text{ y } C = 1 + 7,5 (T/T_p)$$

Donde:

T : periodo fundamental de vibración

C : factor de amplificación sísmica

Tp : factor de parámetros de sitio.

Para el modelo de análisis se considera la distribución de las masas espacial de la estructura. Se modela consistentemente el comportamiento de los elementos, tomado en cuenta la fluencia de la degradación de rigidez, resistencia y estrechamiento de los lazos histeréticos. Se espera que algunos materiales tengan un comportamiento lineal en los que el análisis demuestre que están dentro del comportamiento elástico (Norma E.030, 2018).

El amortiguamiento viscoso equivalente considerado es de 5 % del valor de amortiguamiento crítico y de la disipación del comportamiento por histéresis.

En cuanto al tratamiento de los resultados se tiene que las distorsiones no deben ser mayores de 1,25 veces los valores de distorsiones límite.

2.2.7. Balance de energía

La energía de entrada producto de un sismo se disipa por diferentes estados de energía, los cuales son generados integrando la ecuación del movimiento de equilibrio dinámico de un sistema inelástico presentada por la siguiente ecuación, según Chopra (2014):

$$\int_0^u m\ddot{u}(t)du + \int_0^u c\dot{u}(t)du + \int_0^u fs(t)du = - \int_0^u m\ddot{u}(t)du$$

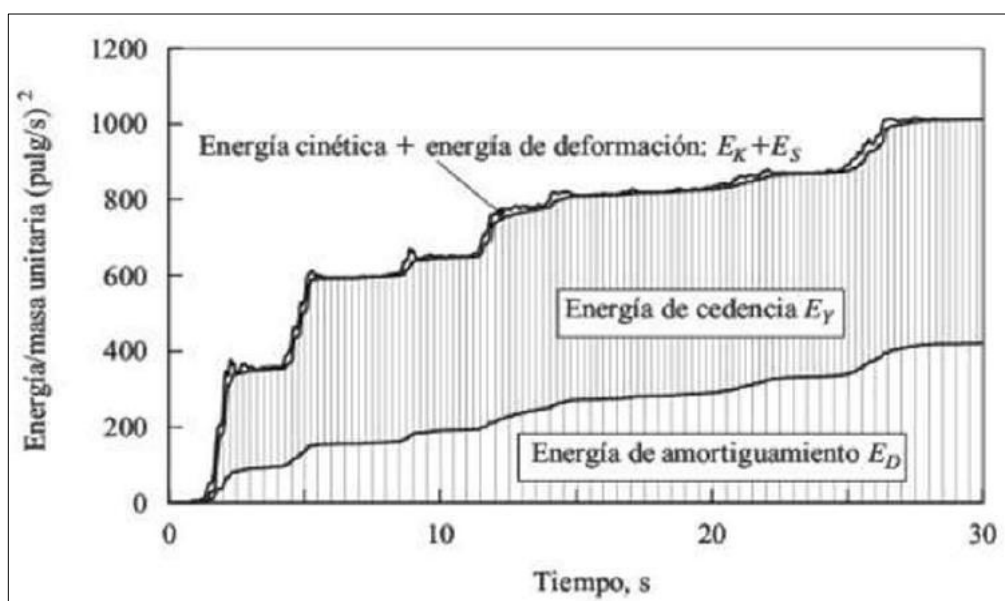
Donde el último término corresponde a la energía de entrada o energía externa que provoca la excitación al sistema E_I ; el primer término, se refiere a la energía de movimiento asociada a la aceleración del terreno E_K ; el segundo término, se refiere a la energía disipada por el amortiguamiento de la estructura E_D ; el tercer término, es la deformación recuperable E_S ; el cuarto termino, es la energía de cedencia E_Y , quedando de la siguiente manera (Chopra, 2014):

$$E_I(t) = E_K(t) + E_D(t) + E_S(t) + E_Y(t)$$

Parte de la energía de entrada puede disiparse usando dispositivos de protección sísmica, estos dispositivos ayudan a reducir daños en la edificación al tomar porcentaje de la energía sísmica; además, pueden suplir el déficit de energía o energía faltante, en este caso los dispositivos metálicos histeréticos tipo arriostre de pandeo restringido serán usados para tomar parte de la energía de entrada al edificio, lo anteriormente descrito se contempla en la figura 15:

Figura 15.

Distribución de energía que genera el sismo.



Fuente: Chopra,A., (2014).

2.2.8. Software computacional Etabs

Etabs (Integrated Building Design Software) es un software computacional de cálculo estructural para edificaciones de concreto armado y de acero. Este software está creado específicamente para facilitar herramientas para analizar y diseñar de forma rápida edificaciones. Se puede realizar una comparación con el software SAP 2000 el cual es un software mucho más general y para evaluar cualquier tipo de estructura.

A continuación, se mencionan las diferentes herramientas y análisis que se puede realizar en el software mencionado (CSI Analysis Reference Manual, 2019):

- Edificios que poseen vigas curvas, paredes y bordes de piso.

- Edificios con estructura de acero, hormigón, composite o viguetas.
- Proyectos con múltiples torres.
- Muros de corte y núcleos complejos con aberturas arbitrarias.
- Diseño basado en el rendimiento que utiliza análisis dinámicos no lineales.
- Edificios basados en múltiples cuadrículas rectangulares y / o cilíndricas.
- Edificios de hormigón de losas planas y tipo gofres.
- Edificios con bastante demanda de carga lateral y vertical.
- Casos y combinaciones, incluyendo viento y sísmica automatizados.
- Diversos casos de carga de espectros, acelerogramas, etc., con curvas de entrada incorporadas.
- Transferencia automática de cargas de gravedad en losas, a vigas y paredes.

2.3. Definición de términos básicos

- BRB: Siglas en inglés de arriostre de pandeo restringido, usados para disipar energía en una edificación, están compuestos de acero y concreto. Dispositivo usado en esta investigación (Dampo Systems, 2020).
- Arriostre: Elemento que permite dar resistencia y estabilidad a un conjunto de estructuras (Dampo Systems, 2020).
- Ductilidad: Capacidad de deformación de una estructura más allá del rango elástico (Aguilar, 2014).
- Coeficiente de amortiguamiento: Valor que representa la capacidad de un pórtico, o edificación para disipar la energía dinámica (Chopra, 2014).
- Desplazamiento: Deformaciones o cambios de forma que sufren las estructuras bajo la acción de fuerza internas o externas. Pueden ser desplazamientos traslacionales o rotacionales (Aguilar, 2014).
- Pandeo: Acción de inestabilidad elástica que se da en los elementos esbeltos cuando se aplica cargas de compresión (Dampo Systems, 2020).
- Rigidez: Capacidad que tiene un elemento de oponerse a la deformación (Aguilar, 2014).
- Resistencia: Capacidad que tiene un cuerpo para soportar cargas sin fallar o colapsar (Norma E.030).
- Categoría de edificación: Clasificación o grado de importancia que se le da a una edificación dependiendo de la funcionalidad que haya en ella (Norma E.030).

- Punto de desempeño: Coordinada con valores pseudo-desplazamiento y pseudo-aceleración del punto coincidente entre los espectros resistentes o capacidad y de demanda de la estructura que ayuda a predecir el nivel de desempeño en una edificación (ATC-40,1996).
- Distorsión de entrepiso: Valor característico que expresa la condición de daño causados por desplazamiento en una edificación dentro del rango inelástico. Se define valores límites dependiendo del material predominante (Norma E.030).
- Acelerograma: Gráfica en el plano que registra la aceleración de un sismo en el tiempo con un instrumento llamado acelerógrafo (Norma E.030).
- Rigidez efectiva: Porcentaje de la rigidez bruta que toma en cuenta la flexibilidad adicional dada por las barras de refuerzo antes de la cedencia (ASCE/SEI 41-13,2014).
- Rótulas plásticas: Lugar en los elementos estructurales donde se concentra el daño y se evidencia la falla por flexión en varios estados hasta el colapso (Aguiar, 2014).
- Desplazamiento de techo: Valor de desplazamiento en el último nivel de una edificación provocada por un patrón de cargas laterales o por la demanda sísmica impuesta de un registro sísmico (ASCE/SEI 41-13,2014).
- Energía de entrada: Energía que es impuesta por un sismo hacia una estructura, la cantidad va a depender de la resistencia de esta (Chopra, 2014).
- Momento de fluencia: Momento en el cual empieza la deformación irrecuperable, ayuda a calcular los diagramas de momento curvatura para la definición de rótulas plásticas concentradas (ACI 318,2019).
- Espectro de compatibilidad: Espectro formado con $R=1$ y con el sismo máximo considerado con el cual se escalan los registros sísmicos para el análisis tiempo historia (Norma E.030).
- Curva de histéresis: Gráfica de fuerza axial y desplazamiento de un disipador, donde se muestra ciclos de carga y descarga (Dampo systems, 2020).
- Balance de energía: Resumen de todas las energías presentes ante una eventualidad o excitación sísmica. Resulta de integrar la ecuación del movimiento (Chopra, 2014).
- Resistencia a la compresión esperada: Resistencia aproximada incrementando el valor nominal usado para el análisis no lineal cuando el concreto sobrepasa un año o más. Se usa porque en los edificios la no linealidad que predomina es la no linealidad del material (ACI 318,2019).

CAPITULO III. HIPÓTESIS Y VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Hipótesis principal

- La propuesta de implementación de arriostres de pandeo restringido mejorará la protección sísmica de una edificación de concreto armado de 8 niveles.

3.2. Hipótesis secundarias

- La incorporación de arriostres de pandeo restringido será útil como medida de protección sísmica en una edificación de concreto armado de ocho niveles.
- Al evaluar la edificación de concreto armado sin y con arriostres de pandeo restringido según las normas americanas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440 se obtendrá mejoras en el desempeño sísmico.
- Los resultados del análisis dinámico tiempo-historia no lineal permitirá obtener mejoras en la protección sísmica de una edificación de concreto armado de 8 niveles sin y con arriostres de pandeo restringido.

3.3. Variables e indicadores

3.3.1. Variable independiente

Arias (2006) define una variable independiente como la que produce variación en la variable dependiente explicando sus cambios. Por lo tanto, la variable independiente en esta investigación es: arriostres de pandeo restringido.

3.3.2. Variable dependiente

Arias (2006) define una variable dependiente como aquella que sufre un cambio por la acción de la variable independiente. Representan el producto y consecuencia que se puede medir y llegar a los resultados. En tal sentido, la variable dependiente de esta investigación es: protección sísmica de una edificación de concreto armado de ocho niveles.

3.4. Operacionalización de variables

Reguant y Martínez (2014) define operacionalización de variables como: “proceso lógico de desagregación de los elementos más abstractos, los conceptos teóricos hasta llegar al nivel

más concreto, los hechos producidos en la realidad y que representan indicios del concepto, pero que podemos observar, recoger, valorar, es decir, sus indicadores” (p.3).

Tabla 8.

Operacionalización de variables

Variable	Indicadores	Instrumentos	Ensayo
Variable independiente: Arriostres de pandeo restringido	Fuerza de diseño	Manual de diseño	
	Fuerza de fluencia	de DAMPO	Análisis estático
	Rigidez axial	SYSTEMS	Análisis estructural del BRB
	Desplazamiento a la fluencia.	MS Excel	
Variable dependiente: Protección sísmica de una edificación	Distorsión. de entrepiso	Software Etabs 2019	Análisis estático lineal y. análisis dinámico modal espectral lineal.
	Desplazamiento objetivo	Software Etabs 2019	Análisis estático. no lineal (Pushover)
	Niveles de desempeño	SEAOC VISION 2000	Análisis estático. no lineal (Pushover)
	Balance de energía	Etabs 2019	Análisis dinámico tiempo historia no lineal.

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Diseño de ingeniería

4.1.1. Tipo de investigación

Salas (2011) define una investigación no experimental como: “aquella que se realiza sin manipular deliberadamente variables. Lo que hacemos en la investigación no experimental es observar fenómenos tal y como se dan en su contexto natural, para después analizarlos” (p.29).

Por lo tanto, la presente investigación es de tipo no experimental porque no se realizan estudios en laboratorio, ni manipulación de resultados y solo se limitará a observar, medir y estudiar el comportamiento sísmico de una edificación de 8 niveles con arriostres de pandeo restringido.

4.1.2. Enfoque y alcance de investigación

Borja (2012) define una investigación cuantitativa como aquella que nos brinda un conocimiento de la realidad de manera más confiable, mediante la recopilación de datos con lo que se puede dar respuesta a la preguntas e hipótesis de la investigación. Además, se puede cuantificar y medir con exactitud el comportamiento de un objeto estudiado.

Según su enfoque esta investigación es cuantitativa porque se mide las propiedades de una edificación de concreto armado de ocho niveles de uso esencial adicionando arriostres de pandeo restringido mediante metodologías de análisis descritas en las normas FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13; y el uso del Manual de diseño de estructuras equipadas con disipadores histeréticos.

Sampieri, Fernández y Baptista (2014) definen una investigación descriptiva como aquella que busca especificar propiedades y características importantes de cualquier fenómeno que se analice y describe tendencias de un grupo o población.

Según su alcance esta investigación es descriptivo, porque se explica el comportamiento de los arriostres de pandeo restringido para determinar sus propiedades más importantes que inciden en el análisis de una edificación de concreto armado de ocho niveles para mejorar el comportamiento sísmico.

4.1.3. Diseño de investigación

Borja (2012) describe el fenómeno de estudio en un momento determinado del tiempo. No le interesa la evolución del fenómeno. Por lo tanto, esta investigación es de diseño transversal porque el diseño, los análisis no lineales y la evaluación a la edificación se realizan en un momento determinado.

4.2. Métodos y técnicas del proyecto

De acuerdo a la publicación de la empresa Dampo Systems titulada “Manual de diseño de estructuras equipadas con disipadores histeréticos” se recopila los siguientes pasos para analizar una edificación con arriostres de pandeo restringido.

Para el objetivo específico 1:

- Realizar el análisis estático lineal y el análisis modal espectral del policlínico para obtener las distorsiones de entrepiso y compararlos con los límites permitidos de la Norma E.030, de no cumplir, incorporar arriostres tipo BRB para disminuir desplazamientos y ayudar a los elementos estructurales a soportar cargas de sismo.
- Realizar el diseño del policlínico según las normas de estructuras E.030, E.020, E.060 que rigen en el Perú que se diseña por resistencia. Por otro lado, se debe tomar en cuenta que si se quiere tener variación en el diseño se puede diseñar la estructura únicamente para cargas de gravedad, por lo que depende de los involucrados del proyecto.
- Definir el porcentaje de carga lateral de la estructura (sistema primario) que soportan los arriostres de pandeo restringido (sistema secundario) donde el porcentaje mínimo es de 25 %; o bien se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$\%V = \left(1 - \frac{\delta_{Lim.}}{\delta_{calc.}}\right) * 100 \%$$

Donde:

$\%V$: Porcentaje de carga lateral

$\delta_{Lim.}$: Distorsión límite permitida por norma

$\delta_{calc.}$: Distorsión calculada en el análisis

- Definir los pórticos donde se ubicarán los arriostres, y la cantidad que se incorporarán en la estructura; esto es importante para distribuir la carga lateral por piso según el número de arriostres; además, de sustentar porque se elige una o las dos direcciones de la

edificación. Se debe tener en cuenta la arquitectura, coordinar con los involucrados del proyecto y la ubicación debe ser coherente para no generar irregularidad en planta.

- Predimensionar BRBs según consideraciones del manual de Damp Systems con las cortantes de pisos obtenidas; con las cuales se calcula la rigidez axial (Kd), desplazamiento de fluencia (dy), fuerza esperada (F_{fe}), factor de rigidez (fk) y desplazamiento máximo ($d_{m\acute{a}x}$). Se considera el nivel de diseño y las demandas sísmicas.
- Realizar el modelamiento de los arriostres con sus respectivas propiedades en el software Etabs 2019 incorporándolas en el modelo matemático de la edificación.
- Revisar las distorsiones de entrepiso de las estructuras con arriostres incorporadas con el sismo de diseño del análisis modal espectral; si estos valores están por debajo de los límites de la norma se consideran aceptables.

Para el objetivo específico 2:

- Realizar el análisis no lineal estático del policlínico con y sin arriostres y evaluar el desempeño en ambos casos, evidenciar el aporte de estas y cumplir con el objetivo de desempeño acorde a la función de la estructura.

Para el objetivo específico 3:

- Realizar el análisis tiempo historia con registros sísmicos más severos; evaluar la historia el comportamiento de la estructura con los arriostres incorporadas y graficar la curva de histéresis de los arriostres comparándola con curvas de ensayos experimentales.

4.3. Diseño estadístico

En esta investigación se considera como unidad de análisis a la edificación de concreto armado con 8 niveles, ya que se va a realizar el estudio de toda la edificación con dispositivos sísmicos y la otra unidad de análisis son los arriostres de pandeo restringido.

4.3.1. Población

Sampieri, Fernández y Baptista (2014) define población como “el conjunto de todos los casos que concuerdan con determinadas especificaciones y es de importancia establecer con claridad las características de la población, con la finalidad de delimitar cuáles serán los parámetros muestrales” (p.174).

En la provincia de Lima, el distrito de Los Olivos existen muchas edificaciones de diversos usos como: viviendas, universidades, institutos, hoteles, restaurantes, instalaciones industriales, establecimientos de salud, establecimientos policiales, coliseos, teatros, cines, centros comerciales, edificaciones de oficinas; de las cuales se ha tomado como población una sola edificación que es un establecimiento de salud “Policlínico San Conrado” para realizar la incorporación de arriostres de pandeo restringido, y la vez representa a la muestra.

La edificación que representa a la población se ha elegido por tener las siguientes características:

- **Uso de la edificación:** Considerada dentro de la Norma E.030 como “esencial” y esta se caracterizan porque pueden servir de refugio y deben permanecer operativas o en funcionamiento después de un evento sísmico. Esto conlleva a realizar un buen diseño sísmico para poder cubrir este requerimiento. Las edificaciones esenciales corresponden a las mejores construidas y equipadas del Perú.
- **El diseño sísmico:** El diseño de esta edificación ha sido realizado con un diseño sísmico convencional y se tiene el interés de adicionar un dispositivo de protección sísmica para mejorar la respuesta estructural ante eventualidades sísmicas.
- **Escasez de edificaciones equipadas con dispositivos sísmicos en el norte de Lima:** En Lima metropolitana se cuenta con pocos edificios con dispositivos de protección sísmica, y en su mayoría corresponden a la parte sur de país; mientras en el parte norte la mayoría de edificaciones son autoconstruidas; es decir, no han sido diseñadas por un profesional competente. La incorporación de dispositivos como arriostres de pandeo restringido en estructuras de concreto armado en la parte norte puede dar inicio a mejorar la calidad en la construcción sismorresistente.

4.3.2. Muestra

Se define la muestra como un subgrupo de la población de interés, de los cuales se toman los datos para ser delimitados (Sampieri, Fernández y Baptista, 2014). La muestra es la edificación de ocho niveles de establecimiento de salud llamado “Policlínico San Conrado”.

4.3.3. Descripción de la muestra y tipo de muestreo

El proyecto arquitectónico propuesto para un establecimiento de salud está constituido por 8 niveles los cuales se describen a continuación:

- Primer nivel: Tópicos, centro de observación, tópicos inyectables, estacionamiento de ambulancia, consultorio, recepción, sala de espera.
- Segundo nivel: Sala de dilatación, pasadizo, vestidores, puerperio, sala de partos.
- Tercer nivel al séptimo nivel: Sala de cirugía, vestidores, área de esterilización, puerperio, área de limpia, pasadizos.

En cuanto a las áreas techadas la edificación comprende un área de 247 m² desde el primer nivel hasta el octavo nivel.

La clase de muestreo usada en la presente tesis es “no probabilístico o dirigida”. La muestra no probabilística es cuando se selecciona unidades por uno o varios propósitos sin pretender que estos sean estadísticamente representativos (Hernández, Fernández y Baptista, 2007). En lo que concierne a esta investigación se tomó de una manera arbitraria una edificación cuyos propósitos se encuentran descritos en la población por ser esta la misma que la muestra.

4.3.1.4. Norma técnica que rige el muestreo

Normas peruanas:

- Norma E.020 Cargas: Para las cargas vivas y peso específico de materiales.
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente: Obtención de parámetros sísmicos, análisis lineales y no lineales.
- Norma E.060 Concreto armado: Diseño del edificio según las disposiciones generales para el diseño sísmico.

Normas internacionales:

- ASCE/SEI 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings para evaluación del desempeño sísmico según el método de coeficientes.
- ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Para la evaluación del desempeño sísmico según el método de espectro demanda capacidad.

- ACHISINA: Asociación chilena de sismología e ingeniería antisísmica. Procedimiento de análisis y diseño sísmico de edificios basado en desempeño.
- ACI 318-19: American Concrete Institute. Requisitos de reglamento para concreto estructural.

4.4. Técnicas e instrumentos para recogida de datos

4.4.1. Técnica de recopilación de datos

- Revisión de investigaciones extranjeras: Se realizó una vasta búsqueda de investigaciones referente a arriostres de pandeo restringido en edificaciones de concreto armado con la finalidad de conocer los avances en protección sísmica que se está llevando a cabo en el mundo. La búsqueda fue muy rigurosa y se hallaron en su mayoría investigaciones mexicanas, donde el desarrollo de los dispositivos se ha implementado con frecuencia y están fundamentadas en experimentos realizados en laboratorios. Respecto a la revisión bibliográfica en el ámbito nacional se tuvo como resultado que en el Perú tiene tres edificaciones de concreto armado equipadas con estos dispositivos: Edificios Plaza del Sol y que poseen arriostres de pandeo restringido como medida para contrarrestar a las fuerzas sísmicas. Esto pone de manifiesto la ausencia de dispositivos innovadores en el país y la necesidad de estudiarlos.
- Observación: Se observó la realidad de las edificaciones del Perú las cuales en su mayoría son vulnerables a sufrir daños por los sismos.
- Análisis de información: Con los datos y recursos recopilados se procede a interpretar el problema que hay que solucionar en el Perú; por tanto, se llega a investigar la adición de arriostres en una edificación de concreto armado como sistema de protección sísmica.

4.4.2. Instrumentos

- Microsoft Excel: Organización de tablas y fórmulas de cálculo.
- Microsoft Word: Redacción de información, formatos y esquemas.
- Autodesk AutoCAD: Dibujo de planos estructurales y detalles.
- Software Etabs 2019: Análisis y diseño del edificio.

- Seismo Signal y Match: Tratamiento de registros sísmicos.
- Laptop: Para el procesamiento de datos de los diferentes softwares usados en esta investigación.
- Estudio de mecánica de suelos: Proporciona información para el análisis sísmico del edificio.
- Planos del policlínico San Conrado.

Tabla 9.*Matriz de consistencia*

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	ALCANCE DE INVESTIGACIÓN	UNIVERSO INVESTIGADO	TÉCNICA E INSTRUMENTO	TAMAÑO, MUESTRA Y ENSAYOS
PRINCIPAL	PRINCIPAL	PRINCIPAL				
¿En qué medida la propuesta de implementación de arriostres de pandeo restringido permite la protección sísmica de una edificación de concreto armado de 8 niveles?	Analizar la propuesta de implementación de arriostres de pandeo restringido para la protección sísmica de una edificación de concreto armado de 8 niveles	La propuesta de implementación de arriostres de pandeo restringido mejorará la protección sísmica de una edificación de concreto armado de 8 niveles	Descriptiva (Cuantitativa)	Edificaciones en distrito de los Olivos.	<p>Técnica: Revisión de investigaciones extranjeras, Observación y Análisis de información</p> <p>Instrumentos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estudio de mecánica de suelos de la edificación. • Planos de arquitectura de la edificación. • Software Etabs 2019 para el análisis y diseño de la edificación. 	<p>Muestra: La muestra es la edificación san Conrado, al cual será incorporado arriostres de pandeo restringido.</p> <p>Ensayos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Análisis y diseño sísmico. • Análisis estático no lineal. • Análisis dinámico no lineal tiempo historia.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 10.*Matriz de consistencia (continuación)*

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	ALCANCE DE INVEST.	UNIVERSO INVESTIGADO	TÉCNICA E INSTRUMENTO	TAMAÑO, MUESTRA Y ENSAYOS
SECUNDARIOS	SECUNDARIOS	SECUNDARIOS				
¿En qué medida es factible la incorporación de arriostres de pandeo restringido como un medio de protección sísmica en una edificación de concreto armado de ocho niveles?	Incorporar arriostres de pandeo restringido como un medio de protección sísmica en una edificación de concreto armado de ocho niveles	La incorporación de arriostres de pandeo restringido será útil como medida de protección sísmica en una edificación de concreto armado de ocho niveles			Técnica: Revisión de Investigaciones extranjeras, Observación y Análisis de información.	Muestra: La muestra es la edificación san Conrado, al cual será incorporado arriostres de pandeo restringido.
¿En qué medida es posible evaluar el desempeño sísmico de la edificación de concreto armado de ocho niveles con y sin arriostres de pandeo restringido basado en las normas americanas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440?	Evaluar el desempeño sísmico de la edificación de concreto armado de ocho niveles con y sin arriostres de pandeo restringido basado en las normas americanas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440	Al evaluar la edificación de concreto armado sin y con arriostres de pandeo restringido según las normas americanas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440 se obtendrá mejoras en el desempeño sísmico	Descriptiva (Cuantitativa)	Edificaciones en distrito de los Olivos.	Instrumento: • Estudio de mecánica de suelos de la edificación. • Planos de arquitectura de la edificación. • Software Etabs 2019 para el análisis y diseño de la edificación.	Ensayos: • Análisis y diseño sísmico. • Análisis estático no lineal. • Análisis dinámico no lineal tiempo historia.
¿Cómo influye el análisis dinámico tiempo historia no lineal en la protección de una edificación de concreto armado de 8 niveles sin y con arriostres de pandeo restringido?	Realizar un análisis dinámico tiempo-historia no lineal para la protección de una edificación de concreto armado de 8 niveles sin y con arriostres de pandeo restringido	Los resultados del análisis dinámico tiempo-historia no lineal permitirá obtener mejoras en la protección de una edificación de concreto armado de 8 niveles sin y con arriostres de pandeo restringido				

Fuente: Elaboración propia.

CAPITULO V. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

5.1. Análisis y consideraciones de diseño

5.1.1. Consideraciones de diseño

Según la Norma E.060 el diseño se realiza por resistencia; con resistencias de diseño (ϕRn) y resistencias últimas o requeridas (ϕRu) que se calculan mediante las distintas combinaciones de cargas para cumplirse que $(\phi Ru) < (\phi Rn)$.

Resistencia necesaria para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) actuantes y resistencias cuando intervienen cargas de sismo (CS).

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0,9 CM \pm CS$$

Factores de reducción:

Flexión: $\phi = 0,90$

Cortante: $\phi = 0,85$

Flexo-compresión: $\phi = 0,70$

5.1.2. Materiales estructurales

- Concreto

Resistencia a la compresión: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Resistencia a la compresión esperada: $f'ce = 1,3 f'c$ (AENL)

Módulo de elasticidad $Ec = 15\,000 \times \sqrt{f'c}$

Módulo de Poisson según E.060: $\nu = 0,15$

Deformación unitaria: $\epsilon_c = 0,003$

- Acero Gr60

Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$

Deformación unitaria a la fluencia: $\epsilon_s = 0,002$

Resistencia a la fluencia esperada: $F_{ye} = 4\,800 \text{ kg/cm}^2$ (AENL)

Resistencia a tracción esperada: $F_{ue} = 7\,300 \text{ kg/cm}^2$ (AENL)

5.1.3. Cargas de diseño

- Carga viva: $CV = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Carga viva en pasadizo y escaleras: $CV = 400 \text{ kg/cm}^2$
- Piso terminado: $PT = 100 \text{ kg/cm}^2$
- Peso de ladrillo: $83,33 \text{ kg/cm}^2$
- Peso específico de concreto: 2400 kg/cm^2

5.2. Secciones de elementos estructurales

5.2.1. Secciones de vigas

Dado que se trata de una edificación de uso esencial se tomó el criterio de luz libre entre 10 ($L_n/10$).

La luz mayor en dirección YY es de 6,19 m; por tanto, se decide usar un peralte de 0,60 m y una base de 0,30 m en vigas principales; para vigas secundarias 25 cm x 50 cm. Las vigas de la caja de ascensor son de 25 cm x 65 cm; además, se tiene una sección de viga en el eje EE de 35 cm x 60 cm, vigas chatas de 25 cm x 20 cm indicadas en el plano de encofrados.

5.2.2. Secciones de columnas

Se asume una carga total de 1200 kg/m^2 y toma el siguiente criterio para predimensionar:

$$A_{col} > \frac{\text{Peso} * \text{Número de pisos} * \text{Área tributaria}}{0,3 * f_c}$$

Se calculó la mayor área tributaria de $30,00 \text{ m}^2$ que se encuentra en el eje D para una columna céntrica. Las dimensiones son las siguientes: 50 cm x 120 cm; 40 cm x 100 cm y 60 cm x 60 cm.

5.2.3. Sección de losa aligerada

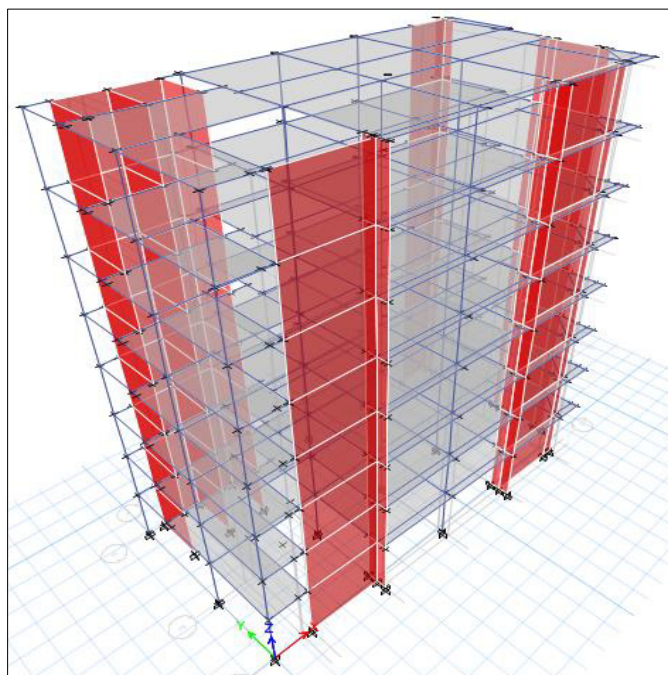
El peralte de losa elegido fue de $h = 0,20 \text{ m}$, se considera el siguiente criterio para el predimensionamiento de $LL/25$ donde la luz mayor es de 5,78 m.

5.3. Modelado en Etabs sin BRBs

- Las columnas y vigas fueron modelados en elementos Frame.
- La losa fue modelada como elemento Membrana porque utiliza los grados de libertad horizontales, es decir en su plano para transferir las cargas.
- Los muros se modelaron como elementos Shell.
- La base fue empotrada para considerar más demanda.
- Se definió los patrones de cargas sísmicas estáticas usando coeficientes en Etabs.
- Se consideró un 70 % de rigidez en conexiones rígidas de nudos, puesto que las conexiones no son completamente rígidas y la Norma E.060 indica que se debe calcular momentos a la cara del nudo.
- Se utilizaron 50 modos con más del 90 % de participación de masa en X e Y, porcentaje mínimo que propone la Norma E.030 en el numeral 29.1.2
- Se definió el espectro de diseño como demanda de la norma NTP 2014 para realizar el análisis modal espectral lineal que es válido para el diseño de edificaciones
- No existen irregularidades en la edificación.
- En columnas se inició con cuantía de acero de 1 %, valor mínimo que propone la Norma E.060 en el numeral 21.6.3.

Figura 16.

Modelo matemático del policlínico



Fuente: Elaborado en Etabs.

La figura 16 presenta el modelado del policlínico de 8 niveles realizado en software computacional Etabs 2019. La distribución de elementos estructurales tuvo lugar en un predimensionamiento basándose en el plano de arquitectura.

5.4. Análisis sísmico estático y dinámico modal espectral

El análisis estático expresa cargas sísmicas actuantes en los centros de masas en los pisos de la estructura.

Se realizó este análisis definiendo en Etabs los coeficientes obtenidos de la Norma E.030. Diseño sismorresistente con ayuda del estudio de mecánica de suelos se recopila la siguiente información:

Tabla 11.

Parámetros sísmicos

Análisis estático lineal por análisis modal			
Dirección X-X			
Z	0,45		Zonificación
U	1,5		Uso de la Edificación
T	0,415	s	Periodo fundamental de la estructura
S	1,05		Suelo
Tp	0,6	s	Periodo del suelo
T _L	2	s	Periodo para el factor C desplazamiento constante
C	2,5		Coeficiente Sísmico
R	6		Factor de reducción
Ip;Ia	NO		Irregularidad en planta y en altura
ZUSC/R	0,295313		
K	1,00		
Dirección Y-Y			
T	0,521	s	Periodo fundamental de la estructura
S	1,05		Suelo
Tp	0,6	s	Periodo del suelo
T _L	2	s	Periodo para el factor C desplazamiento constante
C	2,5		Coeficiente Sísmico
R	7		Factor de reducción
ZUSC/R	0,253125		
K	1,01050		
Peso sísmico de la estructura	2 436,47	t	100 %CM+50 %CV

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 11 muestra los parámetros sísmicos para el análisis obtenido de la Norma E.030 de acuerdo al suelo, uso de la edificación, sistema estructural y periodos que presenta la estructura que son necesarios para calcular la cortante estática basal y cortantes de entresijos. Cabe precisar el policlínico estudiado no presenta irregularidades en planta y altura, para validar pueden consultarse en anexos.

Tabla 12.

Distribución de cortantes estáticas de entresijo de la estructura

Nivel	Caso	Vx (t)	Vy (t)
Azotea	Sis. Estático	148,709	128,060
Techo 7	Sis. Estático	290,770	250,213
Techo 6	Sis. Estático	408,740	351,483
Techo 5	Sis. Estático	507,063	435,730
Techo 4	Sis. Estático	587,380	504,393
Techo 3	Sis. Estático	646,884	555,108
Techo 2	Sis. Estático	687,033	589,187
Techo 1	Sis. Estático	708,545	607,324

Fuente: Elaboración propia

La tabla 12 muestra la distribución de cortantes en cada nivel del edificio, donde la cortante estática basal en la dirección X es 708,545 t y en la dirección Y es de 607,32 t. Estos valores sirven de referencia para calcular también la cortante de diseño calculado en el siguiente acápite.

5.5. Análisis dinámico lineal modal espectral

Este método que fija la Norma E.030 es el que usa los modos de vibración, aceleración espectral, criterios de combinación modal y direccional.

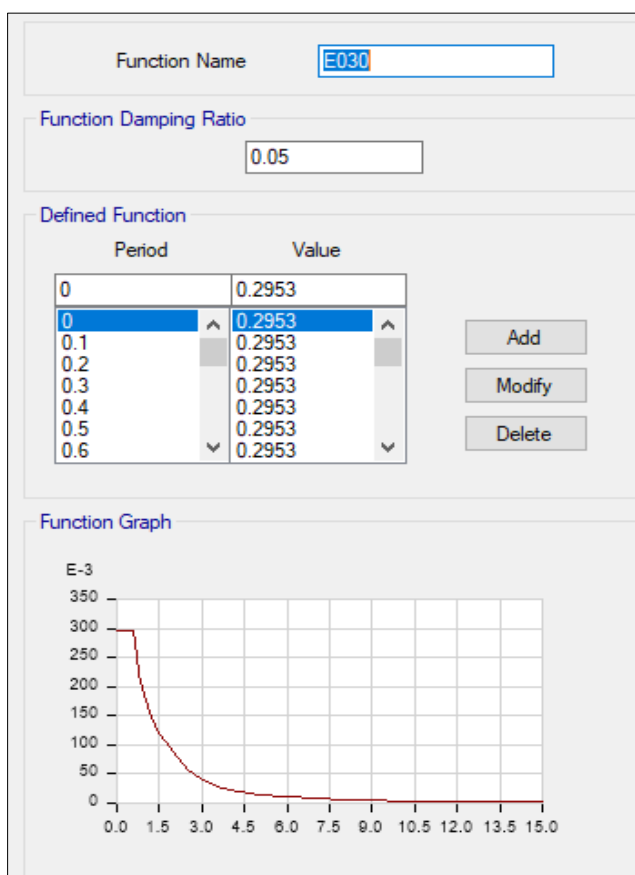
Para realizar este análisis se define el espectro de diseño NTP E.030 del año 2014, incorporado en el software Etabs; también se puede generar de forma manual y cargar dentro del software.

El cálculo de los modos de vibrar de la estructura se determina considerando características como la rigidez y las masas distribuidas.

Se toma en dirección X e Y los modos que posean como mínimo el 90 % de masa en participación con respecto a la masa total de la estructura; siendo los modos más importantes los dos modos traslacionales y uno rotacional (Norma E.030, 2018).

Figura 17.

Espectro de diseño



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

También existe otra forma de generar el espectro de diseño, usando los parámetros ZUCS/R y cargado el archivo al software se realizó el análisis, ambos métodos son aceptables y dependen del criterio del diseñador estructural.

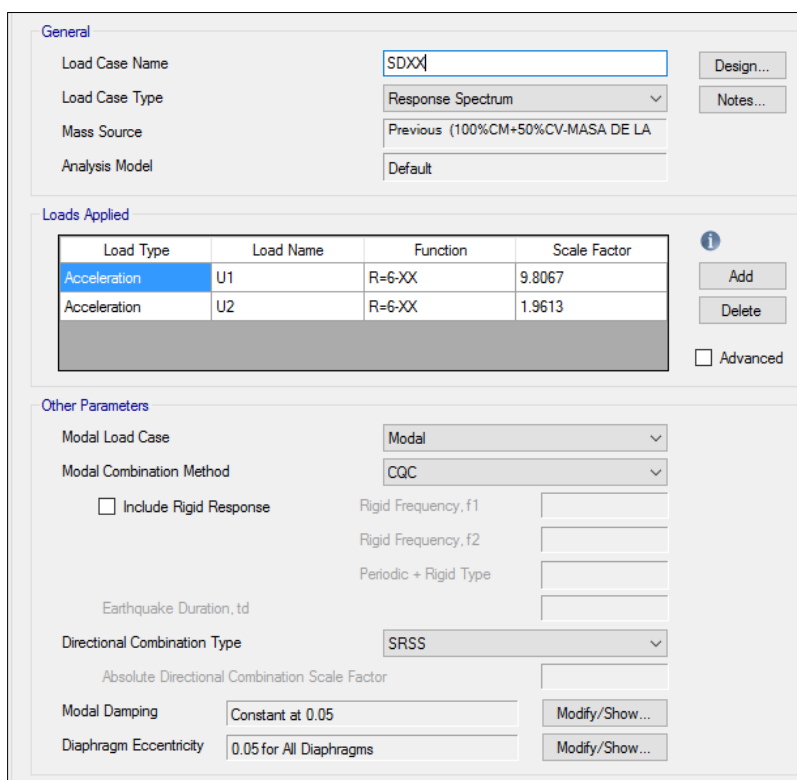
Para definir los casos dinámicos en direcciones X e Y, se usó la combinación modal CQC (combinación cuadrática completa) establecida en la Norma E.030, y para la direccionalidad se usó SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) establecidas en la Norma E.030. Para la direccionalidad en un caso dinámico se consideró además del 100 % de la dirección

que se analizó, el 20 % en dirección ortogonal por presencia de bi-direccionalidad de fuerzas sísmicas.

Dada la variabilidad e incertidumbre de la ubicación del centro de masa por piso se considera una excentricidad denominada accidental igual a 0,05 veces la longitud de dirección perpendicular al análisis. Se revisa los signos positivos y negativos; de estos se consideró el más conservador.

Figura 18.

Definición de caso dinámico en X



General

Load Case Name: SDXX

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (100%CM+50%CV-MASA DE LA

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	R=6-XX	9.8067
Acceleration	U2	R=6-XX	1.9613

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

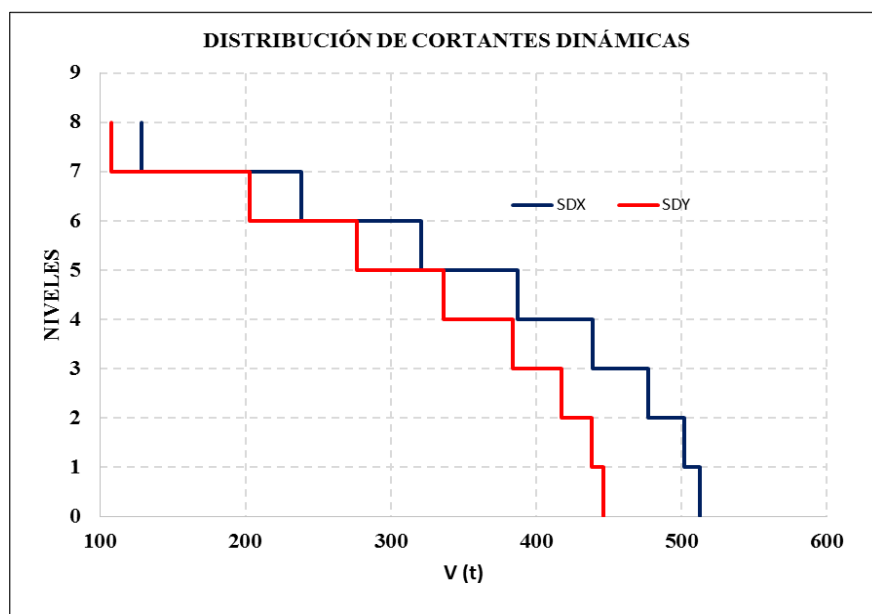
Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Fuente: Resultado de prueba Etabs.

De la figura 18 se visualiza la definición de un caso dinámico de la dirección que se quiere analizar y un porcentaje de la dirección ortogonal para un mismo caso dinámico; del mismo modo se realizó para la dirección YY.

Gráficamente se expresa las fuerzas cortantes dinámicas de entrepiso generadas en el software Etabs 2019:

Figura 19.*Cortantes dinámicas en X e Y**Fuente:* Resultado de prueba Etabs.

De la figura 19, la cortante basal dinámica en dirección X es de 512,82 t y la cortante en la dirección Y de 446,41 t. Por tanto, para hallar la cortante basal de diseño la Norma E.030 manifiesta que debe ser el 80 % para una edificación regular de la relación de cortante basal estática entre la dinámica, donde se obtiene un factor de escala.

En el siguiente cuadro se resume lo enunciado anteriormente.

Tabla 13.*Factor para sismo de diseño*

Caso sísmico	$F_x(t)$	$F_y(t)$	80 % (s_{ex}/s_{dx})	80 % (s_{ey}/s_{dy})
SEX	708,55	0	1,105328815	1,088361186
SEY	0	607,32		
SDX Max	512,82	107,19		
SDY Max	90,54	446,41		

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 13, los factores resultan mayores que uno; por tanto, para cada dirección se multiplica al sismo dinámico por el factor para tener el sismo de diseño.

5.6. Control de distorsiones de entrepiso

Para hallar las distorsiones en entrepisos se multiplicó las distorsiones elásticas por 0,75R para convertirlas en distorsiones inelásticas de edificaciones regulares que se calculan con la siguiente expresión:

$$\delta_{\text{Inelástica}} = \frac{\Delta_{\text{Rel}}}{H_i} \times 0,75 * R$$

Donde:

δ : Distorsión inelástica.

Δ : desplazamiento relativo.

H_i : altura de piso.

R: Factor de reducción de fuerzas

Los valores obtenidos en el edificio se visualizan a continuación:

Tabla 14.

Distorsiones de entrepisos en direcciones X e Y

Pisos	Dirección	Distorsión inelástica	Pisos	Dirección	Distorsión inelástica
8	X	0,0044	8	Y	0,0061
7	X	0,0046	7	Y	0,0068
6	X	0,0047	6	Y	0,0074
5	X	0,0047	5	Y	0,0078
4	X	0,0044	4	Y	0,0077
3	X	0,0039	3	Y	0,0070
2	X	0,0030	2	Y	0,0056
1	X	0,0016	1	Y	0,0025

Fuente: Elaboración propia.

El valor máximo de distorsión inelástica para estructuras de concreto armado corresponde a 0,0078 y de acuerdo a la evaluación de la estructura en la dirección X se cumple con la Norma E.030 Diseño sismorresistente y mientras que en la dirección Y los valores están

ligeramente sobre el límite; por lo que en esta dirección se le adicionó los arriostres. Por lo tanto, la estructura en general no está cumpliendo con las distorsiones de entrepiso según norma.

5.7. Diseño de la edificación sin arriostres de pandeo restringido

5.7.1. Diseño de vigas a flexión

La existencia de acero debe ser continuo longitudinalmente en la viga, formado por 2 secciones de acero (superior e inferior) con una cuantía mínima de refuerzo y se debe evitar pasar de la cuantía máxima de 0,025.

La cuantía mínima está definida por:

$$\rho_{\min} = \frac{0,8 * \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{14}{f_y}$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto

f_y : Fluencia del acero

Además, se debe verificar que el momento positivo debe ser mayor que el momento negativo dividido entre dos para la misma cara.

Las secciones de vigas que componen la edificación son en centímetros: 25x65; 25x50; 30x65; 30x60 y 35x60; las cuales se visualizan en los f.

Para el análisis estructural se usó la envolvente de carga de la Norma E.060 generado en el software Etabs donde se considera todas las combinaciones y se obtiene los momentos últimos M_u para el diseño.

Para calcular el acero requerido longitudinal a flexión se aplica la fórmula:

$$A_s = \frac{0,85f'c*b*d}{f_y} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0,85*\phi*f'c*b*d^2}} \right] = [cm^2]$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2).

f_y : Resistencia a la fluencia del acero (kg/cm^2).

b : Base de la sección (cm^2).

d : Peralte efectivo (cm^2).

M_u : Momento último amplificado de la envolvente de carga ($\text{t}\cdot\text{m}$).

ϕ : factor de resistencia por flexión sin carga axial.

Se presenta los momentos últimos máximos y las áreas de acero calculadas para la viga V-106 y V-105 en YY que poseen sección de 30 cm x 60 cm.

Es importante mencionar que para el cálculo de áreas se realizó en hojas de cálculo de conforme a la Norma E.060 Concreto armado, verificando de no exceder la cuantía máxima y no estar por debajo de la cuantía mínima.

También en el diseño se consideró las longitudes de desarrollo en tracción tanto en gancho como en forma longitudinal de los diversos diámetros usados en el acero a flexión, respetando las longitudes mínimas para que el acero logre su empotramiento y colocando rótulas en el software Etabs para aquellos elementos que no logran dicha longitud.

Tabla 15.

Cálculo de áreas por flexión

Diseño a flexión (Norma E.060)			
1.0 Datos del material			
$f'c$	280	kg/cm^2	
f_y	4200	kg/cm^2	
2.0 Datos de geometría			
b	30	cm	Base
h	60	cm	Altura
d	52,00	cm	Peralte efectivo
3.0 Momento último			
M_u	40,33	$\text{t}\cdot\text{m}$	Del análisis estructural
4.0 Diseño			
A_s	23,69	cm^2	Área de acero
ρ	0,01519		Cuantía

5.0 Verificación de cuantías			
β_1	0,85		
ρ_b	0,02833333		
$\rho_{\text{máx.}}$	0,02125	¡Cumple!	$\rho < \rho_{\text{máx}}$
6.0. Verificación de momentos			
As colocado	25,34	cm ²	
β_1	0,85		
a	14,90		
Mr	42,66	t*m	
M _u	40,33	t*m	
		¡Cumple!	Mr > Mu
c	17,53	m	
	0,34	¡Controlado a tensión!	< 3/8
Acero colocado	25,34	cm ²	5ø1"
% de acero	106,95	%	

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 15 detalla el diseño a flexión usando el primer tramo de la viga V-105 en el nivel cuatro con momento negativo en donde se observa el cálculo de área de acero, la verificación de cuantías, verificación de momentos últimos y resistentes.

Además, se muestra el acero realmente colocado que sobrepasa ligeramente al calculado, y se observa que la sección está controlada por tensión; es decir, se espera que el acero fluya primero.

Este mismo procedimiento se usó para diseñar todas las vigas de la edificación, las cuales se encuentran detalladas en los planos. A continuación, se presentan de manera resumida los momentos y áreas de dos vigas V-105; V-106 en dirección YY en el cuarto nivel que tiene mayor demanda.

Tabla 16.

Momentos y cálculo de área en vigas V-106

Momentos y áreas en viga V-106 - Dirección YY				
MU/Áreas	Tramo 1		Tramo 2	
	I	J	I	J
Mu (-) t*m	29,85	24,38	32,4	33,55
Mu (+) t*m	21,32	23,93	16,06	16,01

As calculado cm ² (-)	18,62	15,04	18,35	20,16
As calculado cm ² (+)	11,39	12,93	7,2	6,94
As colocado cm ² (-)	21	21	21	21
As colocado cm ² (+)	14,25	14,25	8,55	8,55

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 17.

Momentos y cálculo de área en vigas V-105

Momentos y áreas en viga V-105 - Dirección YY				
Mu/Áreas	Tramo 1		Tramo 2	
	I	J	I	J
Mu (-) t*m	40,33	25,69	33,03	36,43
Mu (+) t*m	25,51	30,64	15,06	14,30
As calculado cm ² (-)	23,68	14,24	18,78	21,01
As calculado cm ² (+)	14,14	16,91	8,05	7,65
As colocado cm ² (-)	25,5	21	25,5	21
As colocado cm ² (+)	20,4	20,4	8,55	8,55

Fuente: Elaboración propia.

5.7.2. Diseño por corte de vigas

Según conceptos de diseño por resistencia y considerando que la mayor fuerza de corte ocurre a una longitud “d” respecto de cara del nudo se tiene:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

De igualar la cortante nominal al momento último se tiene:

$$\frac{V_u}{\phi} - V_c = V_s$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Donde:

ΦV_n : cortante resistente

V_u : cortante última

V_c : resistencia del concreto a corte

V_s : resistencia del acero a corte

S : espaciamiento entre los estribos

Distribución de estribos según Norma E.060

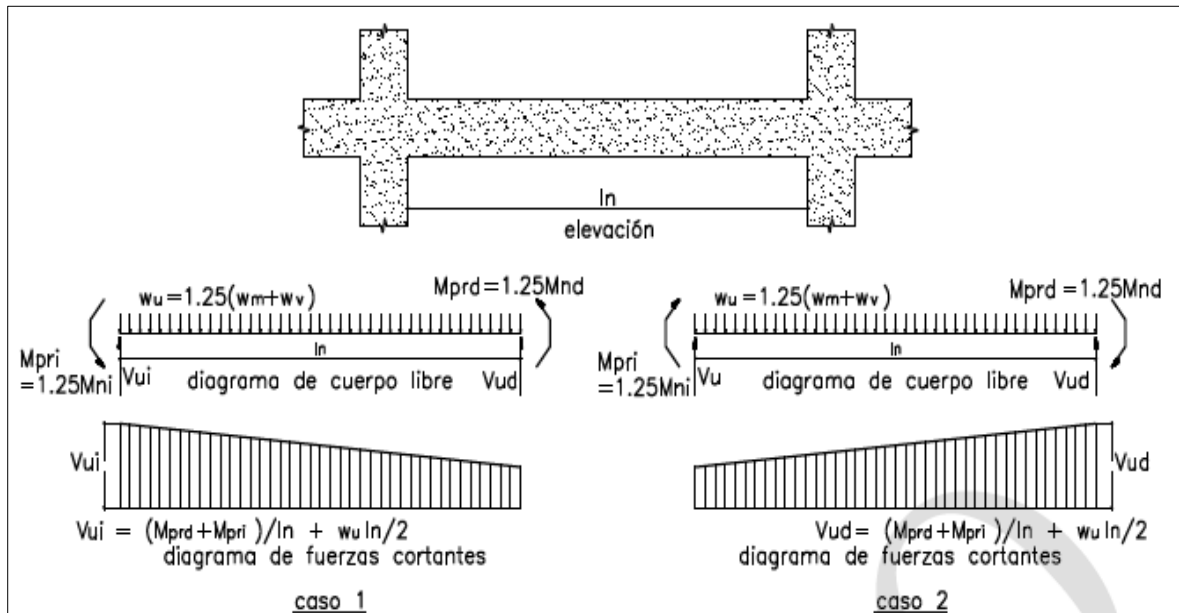
En el refuerzo transversal de confinamiento se debe disponer los estribos en los extremos de la viga con longitud igual al doble de la altura de la sección; también, en dimensiones iguales al doble del peralte de la viga a ambos extremos de una sección donde posiblemente ocurra la cedencia por flexión a causa de las deformaciones inelásticos laterales del edificio.

El diámetro del refuerzo usado para corte es de 3/8" cuando las barras longitudinales sean como máximo de 1" y para diámetros que exceden a 1" se considera 1/2" (Norma E.060, 2009):

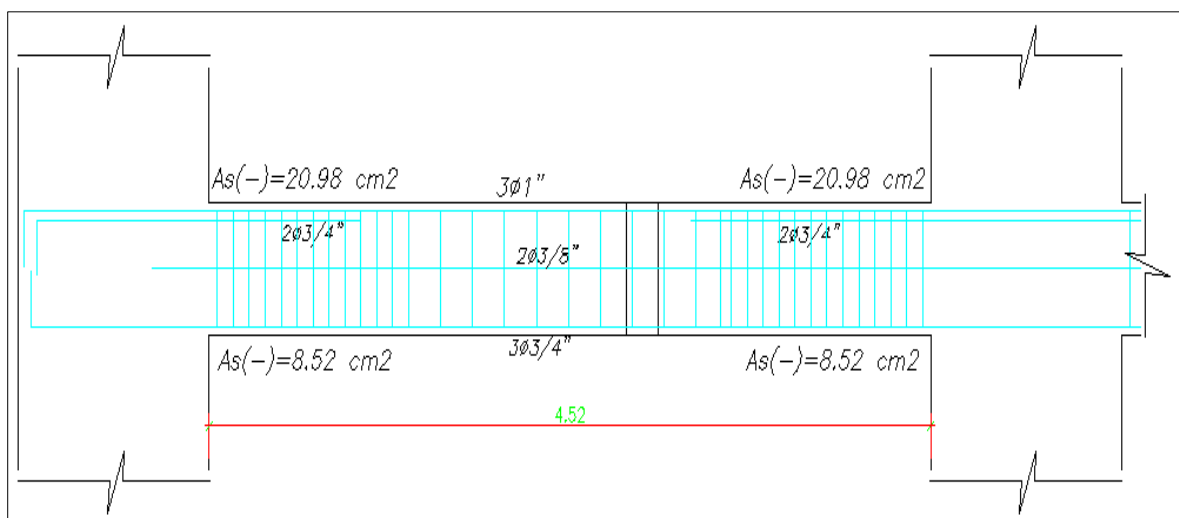
- $d/4$
- Diez veces la sección de acero longitudinal más pequeña
- $24 d_{be}$ (sección de acero usado de estribo)
- 30 cm

En zonas no propensas a corte como la parte central de la viga; también, se colocan estribos con ganchos cerrados en ambos extremos, separados como máximo $d/2$ a lo largo de su longitud.

La distribución de estribos en la viga no debe ser mayor al espaciamiento calculado por el diseño por corte.

Figura 20.*Determinación del corte por capacidad**Fuente:* Norma E.060 (2009).

Es necesario calcular el cortante por capacidad para diseñar las vigas a corte, por lo que la figura 20 muestra los diagramas de cortantes últimos para ambos extremos de una viga asociados a los mecanismos de capacidad o mecanismo plástico que plantea la Norma E.060.

Figura 21.*Acero colocado en V-106**Fuente:* Elaboración propia.

Además, se debe calcular los momentos nominales con el acero realmente colocado, por lo que con ayuda de la figura 21 se tiene:

$$Mn_{(-)ij} = 4200 * 20,98 * \left(52 - \frac{12,34}{2}\right) * 10^{-5} = 40,38 t * m$$

$$Mn_{(+)ij} = 4200 * 8,52 * \left(52 - \frac{5,01}{2}\right) * 10^{-5} = 17,71 t * m$$

Del análisis estructural se obtienen los valores de:

$$Ln = 4,52 m$$

$$Wcm = 2,41 t/m$$

$$Wcv = 0,80 t/m$$

$$Wu = 1,25(2,41 + 0,80) = 4,01 t/m$$

CASO I:

$$Mpri = 1,25 * 40,38 = 50,48 t * m$$

$$Mprd = 1,25 * 17,71 = 22,14 t * m$$

$$Vui = \left(\frac{50,48+22,14}{4,52}\right) + \frac{4,01*4,52}{2} = 25,13 t$$

CASO II:

$$Mpri = 1,25 * 17,71 = 22,14 t * m$$

$$Mprd = 1,25 * 40,38 = 50,48 t * m$$

$$Vud = \left(\frac{22,14+50,48}{4,52}\right) + \frac{4,01*4,52}{2} = 25,13 t$$

En la tabla 18 se muestran los cálculos realizados en el diseño por corte de un tramo de la sección de viga V-106. Los cortantes últimos fueron obtenidos del análisis por capacidad descrito en la Norma E.060.

Tabla 18.*Diseño por corte en vigas*

Diseño por corte			
1.0 Material			
f_c	280	kg/cm ²	Resistencia a compresión de concreto
f_y	4200	kg/cm ²	Resistencia a la fluencia del acero
ϕ	0,85	(E.060)	Factor de resistencia
Estribo	3/8"	1 cm	
Φ_{long}	3/4"	1,91 cm	
2.0 Geometría			
b	30	cm	Base de viga
h	60	cm	Peralte de viga
r	8	cm	(dos capas)
d	52	cm	Peralte efectivo
3.0 Análisis Estructural			
V_u	25,13	t	Cortante última (Análisis estructural)
4.0 Diseño			
ϕV_c	11,76	t	Cortante tomada por el concreto
ϕV_s	13,37	t	Cortante tomada por el acero
V_s	15,73	t	Cortante nominal acero
S	19,72	cm	Espaciamiento de estribo
$S=d/4$	13,00	cm	(Requisito de Norma)
$S=10*db_l$	19,10	cm	(Requisito de Norma)
$S=30cm$	30	cm	(Requisito de Norma)
S_{min}	13,00	cm	Espaciamiento mínimo
$S_{diseño}$	10	cm	Espaciamiento de diseño (Cap.21-E.060)

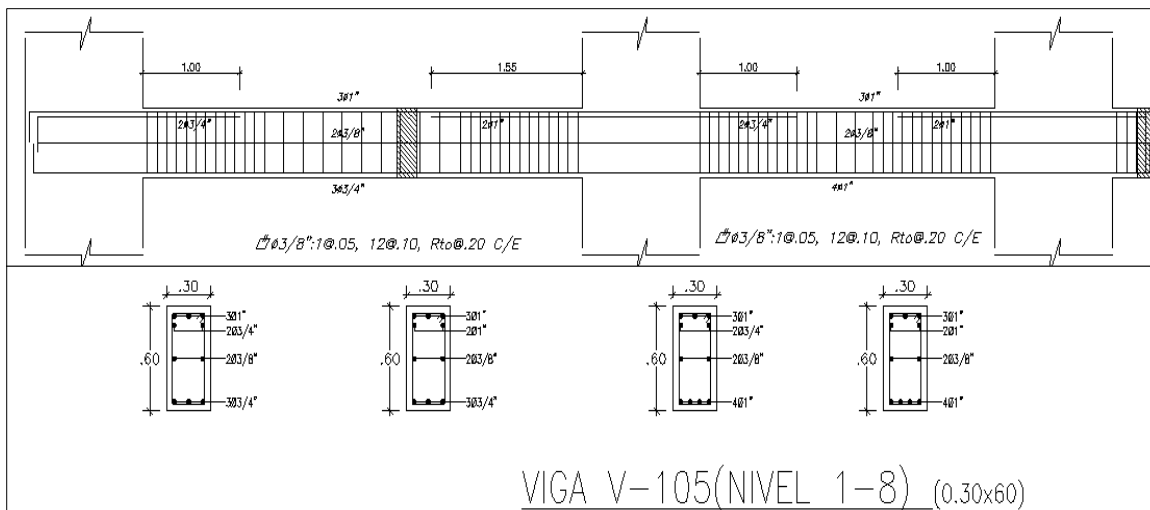
Fuente: Elaboración propia

Según la tabla 18 se realiza el diseño de una viga demandada con fuerza cortante, la cual primero se analiza con el valor de cortante del análisis por capacidad obteniendo un espaciamiento de 19,72 cm; sin embargo, predominan las propuestas de la Norma E.060 obteniendo una separación de 10 cm para las zonas de confinamiento; para el

centro de viga se usa un espaciamiento de 20 cm. Se utilizó el mismo proceso para diseñar todas las vigas de la edificación.

Figura 22.

Distribución de acero por flexión y corte en viga



Fuente: Elaboración propia.

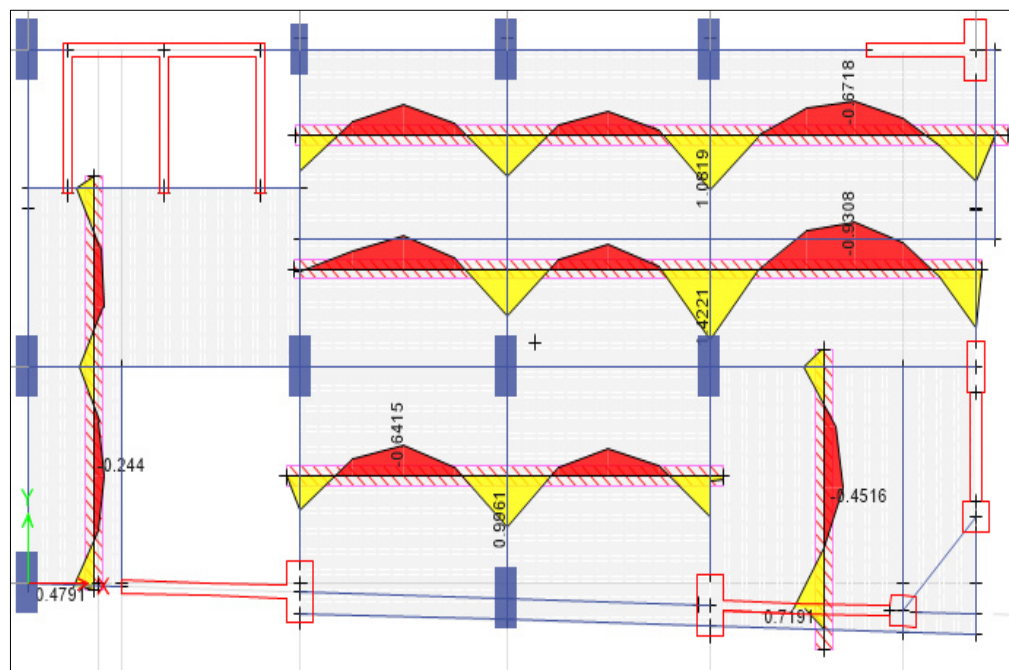
La figura 22 detalla la disposición del acero a flexión y corte, acero longitudinal y transversal respectivamente en una viga; además, muestra la separación de los estribos en los extremos o zonas de confinamiento de 0,10 m y la zona central de 0,20 m.

5.7.3. Diseño de losa

El diseño de losa aligerada se realiza únicamente para cargas gravitacionales; ya que una losa no trabaja por cargas de sismo y tampoco aporta rigidez lateral al edificio; por tanto, se utiliza la siguiente combinación de carga por gravedad:

$$U = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

El espesor de la losa es $h = 0,20 \text{ m}$ y se tiene los momentos últimos para una viga. En la obtención de los momentos para el diseño a flexión existen varios métodos como el de los coeficientes, que es considerado más conservador; también se puede realizar midiendo cargas y modelando la sección transversal en T en el software Sap 2000. En esta investigación se obtienen los momentos mediante STRIPS generados en Etabs y para el cálculo de las áreas de acero se realiza en hojas de cálculo en Ms Excel.

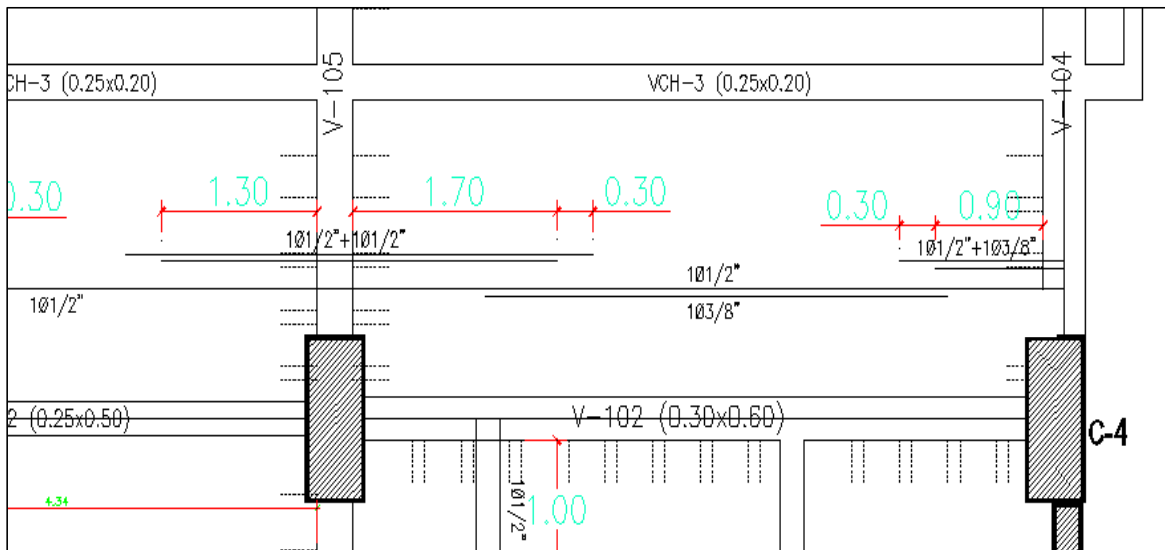
Figura 23.*Momentos flectores de viguetas*

Fuente: Resultado de prueba Etabs.

La figura 23 muestra los momentos en cada vigueta para cada dirección de la losa aligerada. Se observa que el momento positivo mayor es de $0,93 \text{ t}\cdot\text{m}$ que es el paño que tiene más luz libre y el momento negativo de $1,42 \text{ t}\cdot\text{m}$.

Para el cálculo del acero a flexión se realizó con la misma fórmula de flexión en vigas; por lo tanto, se usó los valores mayores en la colocación de acero que resulta para el momento positivo una varilla corrida de $1/2''$ de diámetro y este se usó en todos los paños; el acero negativo es dos varillas de $1/2''$ y para lo demás paños se usó una varilla de $3/8''$ y de $1/2''$.

La distribución de varillas se puede observar en los planos E02 de Anexos.

Figura 24.*Distribución de acero en paños de losa**Fuente:* Elaboración propia.

En el acero por temperatura se tiene la siguiente fórmula, evaluando un ancho de 1 m como base; es decir, el cálculo se realiza por cada metro.

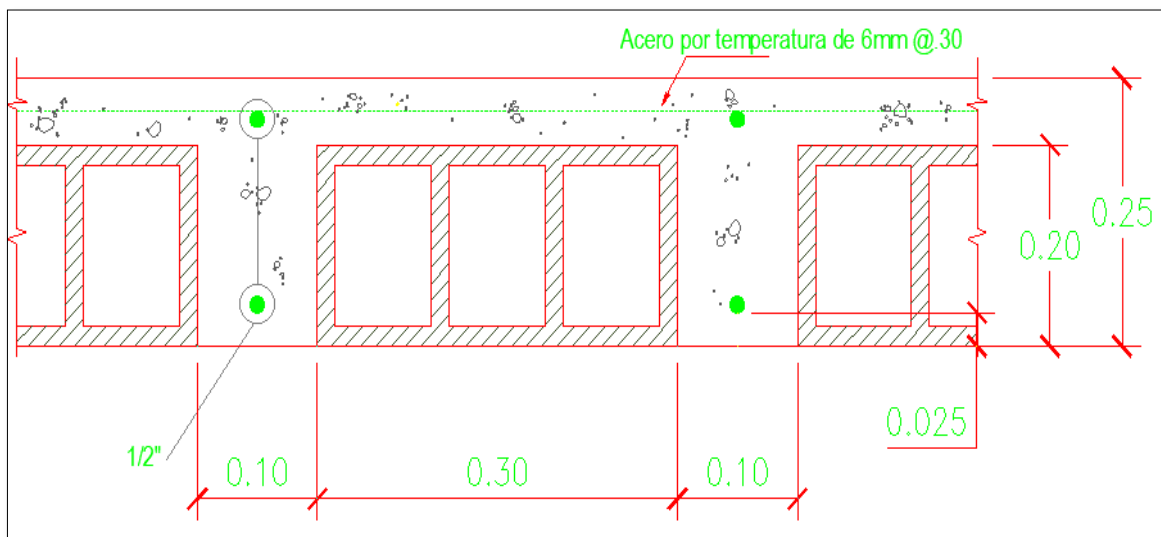
$$A_{st} = 0,0018 * b * t$$

$$A_{st} = 0,0018 * 100 * 5 = 0,90 \text{ cm}^2$$

Se calculó el espaciamiento al usar diámetro de 6 mm se tiene:

$$S = 0,28 \text{ cm}^2 * \left(\frac{1 \text{ m}}{0,90 \text{ cm}^2} \right) = 0,31 \text{ m}$$

Por tanto, se dispone $\Phi 6 \text{ mm @ } 30 \text{ cm}$, que resulta de la siguiente forma:

Figura 25.*Sección de losa aligerada unidimensional*

Fuente: Elaboración propia.

5.7.4. Diseño de columnas

Las columnas deben diseñarse para cargas que actúan a lo largo de su longitud como la carga axial producto de las acciones amplificadas de cargas de los pisos, el momento máximo mayorado por las combinaciones de carga. Se debe considerar la carga axial y el momento que ocasione la máxima excentricidad en la columna para diseñar con la condición más desfavorable de excentricidad (Norma E.060, 2009).

Refuerzo longitudinal en columnas según Norma E.060

La cuantía mínima que se debe usar para el acero longitudinal es de 1 % y la máxima de 6 % del área bruta de columna. Cuando se excede la cuantía de 4 % es necesario incluir en los planos de detalle las conexiones y detalles construcciones de la unión de vigas y columnas (Norma E.060, 2009).

En el primer nivel se concentra la mayor carga axial y se muestra los resultados en la tabla 19:

Tabla 19.*Demanda de cargas para columnas*

Nivel	Columna	Caso	P (t)	V2 (t)	V3 (t)	M2 (t*m)	M3 (t*m)
Techo 01	C2-50X120	Dead	-198,61	-1,64	-0,12	-0,22	-1,45
Techo 01	C2-50X120	Live	-57,75	-0,66	-0,06	-0,09	-0,49
Techo 01	C2-50X120	SISXX Max	10,28	3,28	4,15	10,72	15,01
Techo 01	C2-50X120	SISYY Max	41,46	13,25	0,75	1,93	61,31
Techo 01	C1-40X100	Dead	-65,13	1,43	-1,30	-1,45	-1,05
Techo 01	C1-40X100	Live	-17,73	0,16	-0,72	-0,79	-0,31
Techo 01	C1-40X100	SISXX Max	114,60	14,06	2,06	4,86	16,65
Techo 01	C1-40X100	SISYY Max	382,02	52,82	0,54	0,95	64,47
Techo 01	C-60X60	Dead	-51,86	-4,09	-0,09	-0,19	-1,55
Techo 01	C-60X60	Live	-9,78	-0,95	-0,07	-0,11	-0,35
Techo 01	C-60X60	SISXX Max	91,75	13,66	2,70	8,38	13,20
Techo 01	C-60X60	SISYY Max	313,09	53,01	1,07	1,83	50,62

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 19 se muestra las cargas actuantes: muerta, viva y por sismo en los tres tipos de columnas presentes en la edificación para el piso 1, lo que permite calcular el acero a flexión y por corte mediante las combinaciones de diseño de la Norma E. 060 y descritas a continuación para las columnas C-2 50x120.

Tabla 20.*Combinaciones de cargas para columnas*

SIS XX				
Sismos	Combos	Combinaciones de diseño		
		P	M2	M3
SISMO XX POSITIVO	U1=1,4CM+1,7CV	376,24	-0,45	-2,86
	U2=1,25(CM+CV)+SISXX	330,74	10,34	12,59
	U3=1,25(CM+CV)-SISXX	310,17	-11,09	-17,43
	U4=0,9CM+SISXX	189,03	10,52	13,71
	U5=0,9CM-SISXX	168,47	-10,91	-16,31

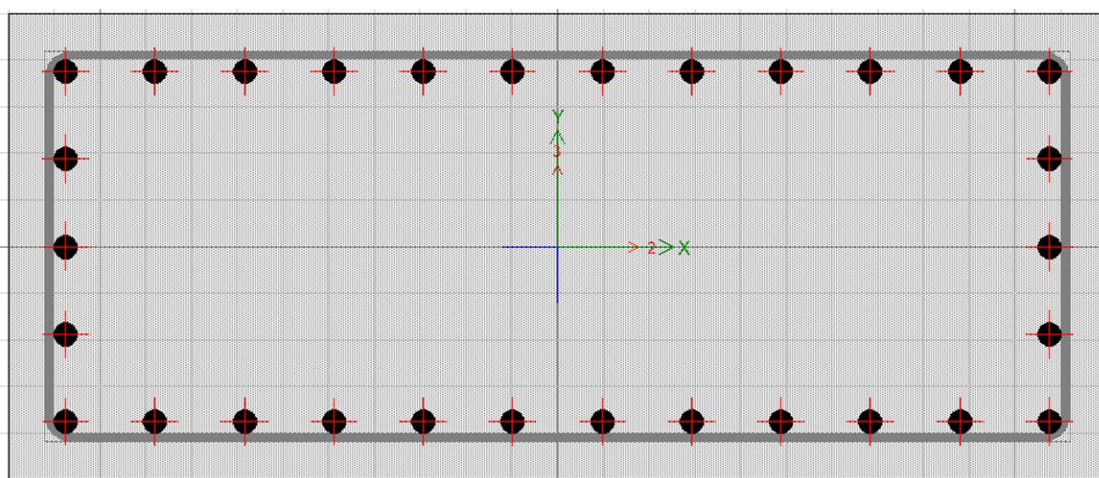
	$U2=1,25(CM+CV)+SISXX$	330,74	-10,34	-12,59
SISMO XX	$U3=1,25(CM+CV)-SISXX$	310,17	11,09	17,43
NEGATIVO	$U4=0,9CM+SISXX$	189,03	-10,52	-13,71
	$U5=0,9CM-SISXX$	168,47	10,91	16,31
SIS YY				
Sismos	Combos	Combinaciones de diseño		
		P	M2	M3
	$U1=1,4CM+1,7CV$	376,24	-0,45	-2,86
SISMO YY	$U2=1,25(CM+CV)+SISYY$	361,92	1,55	58,89
POSITIVO	$U3=1,25(CM+CV)-SISYY$	278,99	-2,31	-63,73
	$U4=0,9CM+SISYY$	220,21	1,74	60,01
	$U5=0,9CM-SISYY$	137,29	-2,12	-62,61
SISMO YY	$U2=1,25(CM+CV)+SISYY$	361,92	-1,55	-58,89
NEGATIVO	$U3=1,25(CM+CV)-SISYY$	278,99	2,31	63,73
	$U4=0,9CM+SISYY$	220,21	-1,74	-60,01
	$U5=0,9CM-SISYY$	137,29	2,12	62,61

Fuente: Elaboración propia.

Se debe evitar exceder la cuantía mínima para el refuerzo longitudinal y generar el diagrama de interacción. Con la herramienta de section designer del software Etabs se tiene para la C-2 50x120:

Figura 26.

Columna C-2 en Section designer



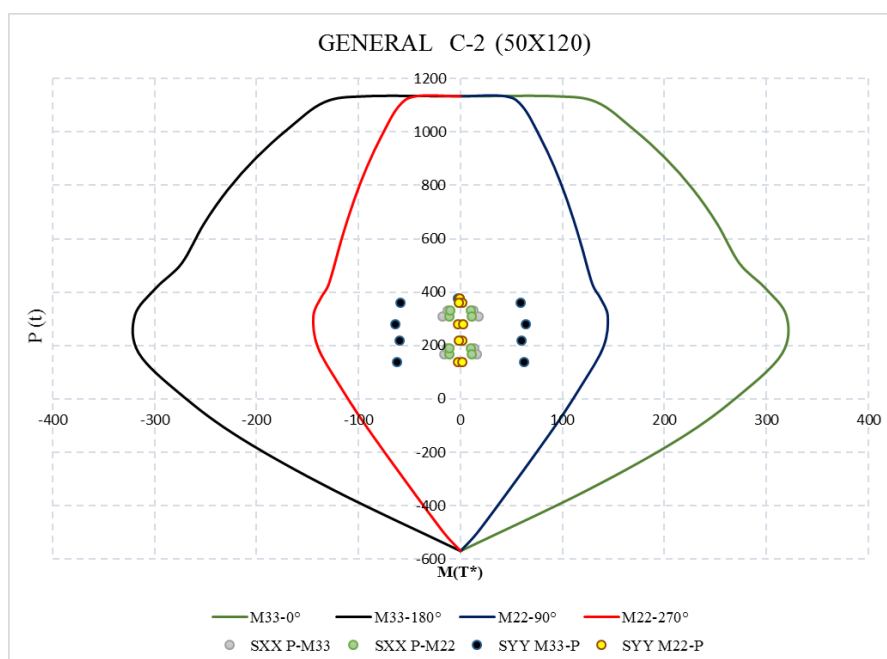
Fuente: Elaborado en Etabs.

La disposición de varillas longitudinales en C-2 es de $30\phi 1''$ con cuantía 2,55 % la cual se muestra en los planos, así como de las demás secciones C1-40x100 y C-60x60; también existen columnas que son de las mismas dimensiones que están consideradas como elementos de borde para las placas. Como medida conservadora en el diseño se eligió las columnas de mayor demanda.

Con las combinaciones de carga de la Tabla 20 y con la asignación de acero longitudinal se realiza el diagrama de interacción y se comprueba si el acero colocado es suficiente para resistir las cargas actuantes en la columna:

Figura 27.

Diagrama de interacción en C-2



Fuente: Elaboración propia.

La figura 27 representa el diagrama en 3D de una columna independiente; C-2 que es generada con 24 curvas, 15 puntos y posee los cuatro cuadrantes 0° , 180° , 270° y 360° . Los puntos en la gráfica corresponden a cargas actuantes en la columna generada por los sismos en ambas direcciones XX e YY en los distintos cuadrantes. Cada conjunto de puntos está dentro del respectivo cuadrante. Finalmente se observa que los puntos de demanda de cargas están por dentro de los cuadrantes, lo cual representa que el refuerzo longitudinal colocado es correcto. El mismo procedimiento se realizó para el diseño de las demás columnas.

Refuerzo transversal de columnas

El acero requerido por corte o acero transversal deben ser estribos cerrados o espirales según elección y el resultado del cálculo. Además, es recomendable usar grapas de la misma sección de acero y con la misma distancia del espaciado del acero corte (Norma E.060, 2009).

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_c = \phi 0,53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) * b * d = [kg]$$

Dónde:

Nu: Carga axial última en (kg)

Ag: Área bruta de la columna (cm²)

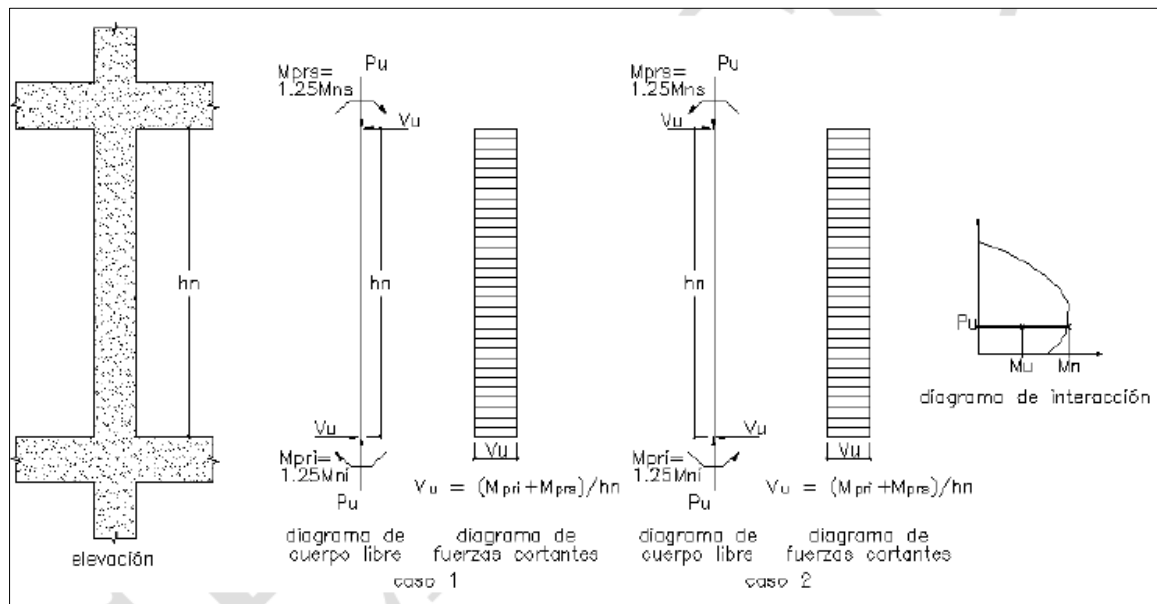
Según el Capítulo 21 de la Norma E.060 Concreto armado, la separación del refuerzo transversal en zona a confinar no debe ser el menor de:

- Longitud menor de la sección dividida entre 3.
- 6db (barra longitudinal).
- 10 cm

El refuerzo se distribuye en una longitud de confinamiento L_0 medida desde cada extremo de cara en de la columna. La longitud L_0 es considerada el mayor de las siguientes condiciones (Norma E.060, 2009):

- Mayor longitud de sección de la columna
- Un sexto de luz libre en el elemento.
- 50 cm

La separación de estribos en la parte central de la columna; es decir, fuera de la zona a confinar debe ser mayor a 10 veces la varilla longitudinal de las columnas y no menor de 250 mm. Por otro lado, también se puede considerar el diseño por capacidad descrito por la Norma E.060, obteniendo el cortante último según lo siguiente:

Figura 28.*Corte por capacidad en columnas*

Fuente: Norma E.060 (2009).

Se obtiene los valores de carga axial P_u con todas las combinaciones del numeral 5.1.1; luego usando el diagrama de interacción se obtienen los momentos nominales para la parte superior e inferior de la columna para cada carga axial; luego, se calcula la cortante última V_u con la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{M_{pri} + M_{prs}}{h_n}$$

Donde:

M_{pr} : Momento probable (1,25 M_n)

h_n : altura libre de la columna

Tabla 21.*Momentos nominales para corte por capacidad*

Momentos nominales-1 Nivel		
H=0.00 m	Pu (t)	Mn (t*m)
U1=1,4CM+1,7CV	-376,24	139,59
U2=1,25(CM+CV)+SISYY	-361,92	146,34
U3=1,25(CM+CV)-SISYY	-278,99	185,17
U4=0,9CM+SISYY	-220,21	212,8
U5=0,9CM-SISYY	-137,29	248,86
H=2,65 m		
U1=1,4CM+1,7CV	-370,89	141,01
U2=1,25(CM+CV)+SISYY	-357,15	148,49
U3=1,25(CM+CV)-SISYY	-274,22	187,3
U4=0,9CM+SISYY	-216,78	214,48
U5=0,9CM-SISYY	-133,86	250,06

Fuente: Elaboración propia.

Se observa las combinaciones de carga para YY donde para cada valor de carga axial Pu se obtuvo su momento nominal que resulta del diagrama de interacción de la columna analizada. Se toman los valores de Mn de 250,07 t*m y 248,86 t*m para la obtención de Vu.

Tabla 22.*Diseño por corte en columnas*

Columna Rectangular, C-2 50X120						
Av (cm ²)	5,16	∅long(cm)	2,54	Mns	250,06	t*m
f'c(kg/cm ²)	280	Hn (m)	2,65	Mni	248,86	t*m
φ	0,85	∅estribo	0,953			
Dimensiones de la Columna		Análisis estructural				
Base (cm)	Longitud (cm)	Pu (t)	Vu (t)	ΦVc (t)	Vs (t)	Smín (cm)
50,00	120,00	133,86	235,34	49,82	218,26	11,32

Espaciamiento S_o (cm)		Longitud L_o (cm)		S resto (cm)	
$6\phi_{lm}$	15,24	$l_n/6$	44,17		
$1/3Base$	16,67	Long MAYOR	120,00	$10\phi_{lm}$	25,40
100mm	10,00	500mm	50	25mm	25,00
$S_o=$	10,00	$L_o=$	120,00	$S=$	25,00

Fuente: Elaboración propia.

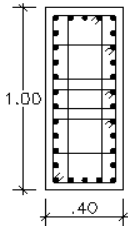
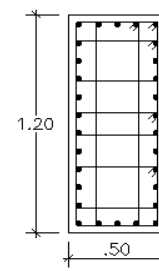
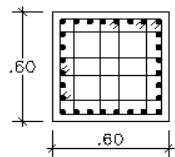
De la tabla 22 el cortante último por capacidad es de 235,34 t y es mayor que el cortante mayorado proveniente de análisis estructural; además se obtiene la separación de estribos en la zona confinada, longitud y separación de estribos en la parte central de la columna. De los cálculos de estribos requeridos por capacidad, esta última es la que predomina.

Por lo tanto, de la tabla 22 se calcula un espaciamiento entre estribos de 0,11 m para las zonas confinadas de la columna obtenido a partir del análisis por capacidad. La longitud de la zona confinada es 1,20 m donde se disponen estribos con espaciamiento cada 0,10 m; la separación de estribos en la parte central es 0,25 m para todas las columnas del edificio.

Finalmente, se realiza el detallado a flexión y corte; además, se puede observar en el plano E-02 en anexos.

Figura 29.

Cuadro de columnas diseñadas

CUADRO DE COLUMNAS			
TIPO NIVEL	C-1 40x100	C-2 50x120	C- 60x60
NIVEL 1			
Refuerzo	$30\phi 1"$	$30\phi 1"$	$28\phi 1"$
Estribos	$5\# \phi 3/8"$	$5\# \phi 1/2"$	$5\# \phi 3/8"$
	$1\phi .05, 10\phi .10, Rto\phi .25 C/E$	$1\phi .05, 12\phi .10, Rto\phi .25 C/E$	$1\phi .05, 6\phi .10, Rto\phi .25 C/E$

Fuente: Elaboración propia.

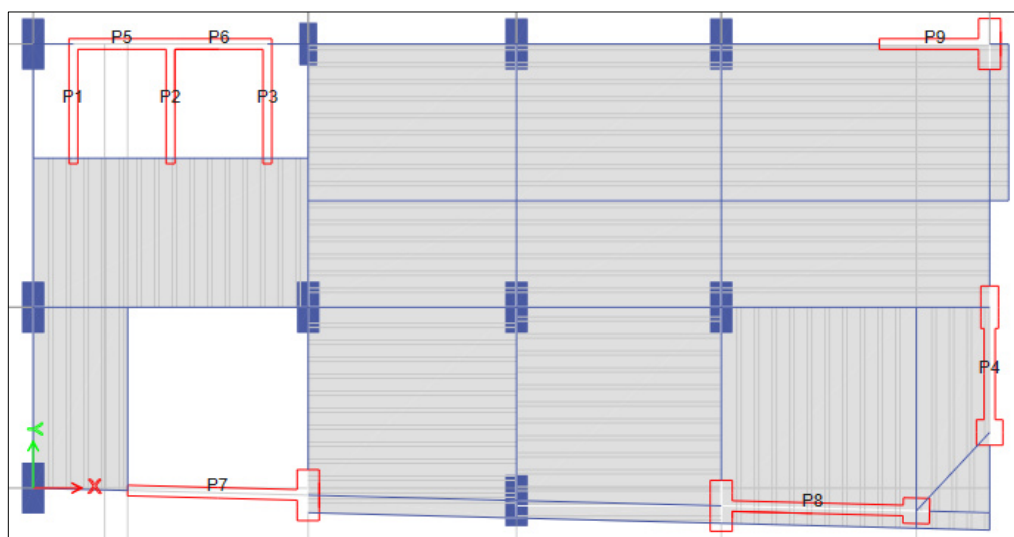
5.7.5. Diseño de placas

La estructura está compuesta por nueve placas denotadas en el software Etabs como: P1; P2; P3; P4; P5; P6; P7 tanto para la dirección XX e YY de los cuales P1; P2; P3; P5; P6 forman una placa compuesta que es la caja de ascensor mostrada en los planos como PL-4; P7 forma una placa expresada en los planos como PL-1; P-8, P4, P9 forman muros individuales los cual se encuentran detallados en los planos como PL-2, PL-3 y PL-5 respectivamente.

En la figura 30 siguiente se muestran las placas que conforman la edificación:

Figura 30.

Vista de muros en Etabs 2019



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Luego se presenta las dimensiones de muros y la relación altura-longitud para realizar el diseño.

Tabla 23.

Placas presentes en la estructura

Placas	H(m)	Lm(m)	hm(m)	hm/lm	Tipo de muro
P1-Y	0,20	2,82	24,53	8,70	Esbelto
P2-Y	0,20	2,82	24,53	8,70	Esbelto
P3-Y	0,20	2,82	24,53	8,70	Esbelto
P4-Y	0,25	2,95	24,53	8,32	Esbelto

P5-X	0,25	2,20	24,53	11,15	Esbelto
P6-X	0,25	2,20	24,53	11,15	Esbelto
P7-X	0,25	4,1	24,53	5,98	Esbelto
P8-X	0,20	4,42	24,53	5,55	Esbelto
P9-X	0,25	2,5	24,53	9,81	Esbelto

Fuente: Elaboración propia.

La fuerza que le impone el sismo a una estructura depende de la resistencia con la que hemos diseñado; es decir, se puede tener una edificación muy rígida; sin embargo, no se puede dotarlas de mucha resistencia porque ocasionaría que el edificio tenga más deformación. La demanda sísmica que entra a una estructura es lo que genera las deformaciones; estas a su vez generan fuerzas internas en los elementos.

Por lo tanto, las placas fueron analizadas y diseñadas de forma individual y para cada dirección en la que se encuentran, despreciando la flexión biaxial y generando su diagrama de interacción de cada una.

El diseño de muros se realizó según el Capítulo 21 de la Norma E.060 Concreto armado y considera el diseño para resistir fuerzas cortantes, momentos de flexión y cargas verticales axiales simultáneamente calculados en el análisis estructural (Norma E.060, 2009).

La distribución de acero en los muros para cada dirección no debe ser mayor que el triple del espesor y menor de 40 cm.

Las cuantías mínimas para el diseño en el refuerzo a corte y flexión son 0,0025 y 0,0015 respectivamente.

Con la finalidad de explicar la teoría anterior se presenta el análisis y diseño del Pier 3 como muro individual en dirección YY que forma parte de la placa de ascensor PL-4.

4.6.4.1. Diseño por flexión y por carga axial

Se debe colocar refuerzo vertical para garantizar que la placa resista en los extremos la tracción y la compresión o al menos el momento de agrietamiento; el cual es calculado considerando un comportamiento lineal y elástico con características de la sección bruta del muro e incorporando las acciones de la carga axial (Norma E.060, 2009).

4.6.4.2. Cálculo de los elementos de borde en muros

Los muros al requerir elementos de borde confinados, su espesor no debe ser menor que 0,15 m.

Los elementos de borde son aplicados a muros mayormente continuos; es decir, que están presentes desde el primer nivel hasta el último nivel conservando sus mismos espesores y se diseñan para resistir flexión y carga vertical (Norma E.060, 2009). Los elementos de borde en las áreas donde actúa la compresión deben confinarse cuando la profundidad del eje neutro sea mayor que:

$$C_{lim} \geq \frac{lm}{600 \left(\delta_u / hm \right)}$$

Donde:

hm: altura de placa (m)

δ_u : desplazamiento lateral inelástico del último nivel (m)

lm: longitud de placa en el plano horizontal (m)

C_{lim} : profundidad mayor del eje neutro (m)

Se debe cumplir $\delta u / hm \geq 0,005$ y es la que genera la necesidad de elementos de borde, tampoco debe exceder de 0,007, valor de distorsión para concreto armado. Se calcula el C_{lim} en la siguiente ecuación:

$$C_{lim} \geq \frac{lm}{600 \left(\delta u / hm \right)} = \frac{2,82 \text{ m}}{600 * (0,005)} = 0,94 \text{ m}$$

Por lo tanto, en valor de C_{lim} es de 0,94 m y el valor de C es de 1,41 m demostrándose que $C > C_{lim}$ por lo que se dispone en la placa elementos de borde.

El refuerzo por corte en la base en bordes de la placa tiene que alcanzar su longitud de desarrollo a tracción del refuerzo vertical a flexión de la varilla con mayor diámetro que se encuentra en el elemento de borde; excepción que

las zonas de borde lleguen a una losa de cimentación o zapata (Norma E.060, 2009).

4.6.4.3. Diseño de placa por Flexo-compresión y corte

En la tabla 24 muestra los resultados de las solicitaciones sísmicas amplificadas del P3 aplicadas en la placa en el nivel 1 debido a las cargas: muerta, viva y sismo en cada dirección.

Tabla 24.

Cargas de análisis estructural

Resultados del análisis estructural-P3							
Nivel	PL	Caso	P (t)	V2 (t)	V3 (t)	M2 (t*m)	M3 (t*m)
Techo 01	P1	CM	-68,62	1,23	-0,18	-0,023	-1,10
Techo 01	P2	CV	-9,76	0,92	0,013	0,032	-0,45
Techo 01	P3	SISYY Max	197,98	53,62	1,09	0,611	243,81

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25.

Cargas amplificadas en placa 4

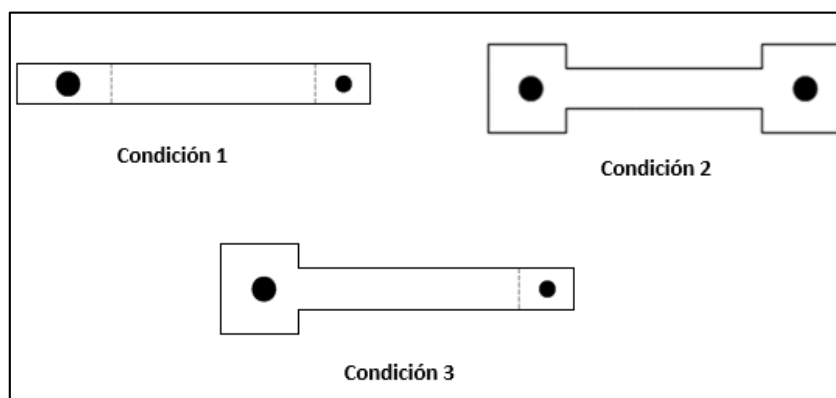
SISYY				
Sismos	Combos	Combinaciones de diseño		
		P(t)	M2 (t*m)	M3 (t*m)
	U1=1,4CM+1,7CV	112,65	0,02	-2,31
	U2=1,25(CM+CV)+SISYY	295,95	0,62	241,87
SISMO YY	U3=1,25(CM+CV)-SISYY	-100,05	-0,59	-245,75
POSITIVO	U4=0,9CM+SISYY	259,74	0,59	242,82
	U5=0,9CM-SISYY	-136,23	-0,63	-244,80
	U2=1,25(CM+CV)+SISYY	295,95	-0,62	-241,87
SISMO YY	U3=1,25(CM+CV)-SISYY	-100,02	0,59	245,75
NEGATIVO	U4=0,9CM+SISYY	259,74	-0,59	-242,82
	U5=0,9CM-SISYY	-136,23	0,63	244,80

Fuente: Elaboración propia.

Para obtener la cantidad de acero requerido y la longitud en elementos de borde existen diversos métodos en el software Etabs; también se puede obtener un acero preliminar por flexión de manera manual. En este caso para reducir los cálculos se trabaja en el software Etabs usando el “método simplificado de tracción y compresión” para calcular la longitud de borde y “Refuerzo uniforme” para calcular el área total a flexión en la placa. El acero transversal para corte en elementos de borde se calculó manualmente. Dentro de la documentación en el software Etabs muestra cómo diseñar elementos de borde de una placa.

Figura 31.

Acero en elementos de borde



Fuente: Etabs, (2019).

De la figura 31 los puntos negros representan el acero concentrado en los bordes que el software calcula; además, solo en la condición 1 se calcula el acero y la longitud de borde.

Se realiza una comparación con la forma de las placas de la estructura de estudio se tiene las condiciones 1, 2 y 3.

Figura 32.

Modificación de preferencias para el diseño de muros

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-14
02	Multi-Response Case Design	Envelopes - All
03	Rebar Material	fy=4200kg/cm2
04	Rebar Shear Material	fy=4200kg/cm2
05	Design System Rho	1
06	Design System Sds	0.5
07	Importance Factor	1
08	System Cd	4.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled)	0.7
11	Phi (Shear and/or Torsion)	0.85
12	Phi (Shear Seismic)	0.85
13	Pmax Factor	0.8
14	Number of Curves	24
15	Number of Points	15
16	Edge Design PT-Max	0.06
17	Edge Design PC-Max	0.04
18	Section Design IP-Max	0.04

Fuente: Resultado de prueba Etabs.

En la figura 32 se modifica el factor Cd que es necesario para calcular el desplazamiento último inelástico necesario para el diseño. Se calcula por Cd = 5,25 para dirección Y y 4,5 para dirección XX.

De P3, se calcula una distancia de elementos de borde siendo 0,60 m para extremo mediante el método “Tracción y compresión”; el área requerida uniforme en todo el muro 94,12 cm² que se calculó mediante el método de “Refuerzo uniforme”. Para calcular el acero que se concentra en los bordes se usa la siguiente fórmula:

$$As.extremos = \frac{As\ total - \rho_{muro}(em.lm)}{2}$$

Donde:

As.total: Área total uniforme del muro

ρ_{muro} : cuantía del muro, puede usarse 0,0025

e_m : espesor del muro

l_m : longitud del muro

Reemplazando los datos del muro P3 en la fórmula; $l_m=2,82$ m, el espesor de muro es de 0,20 m, cuantía de 0,0025 se obtiene de área en los bordes $40,01 \text{ cm}^2$, por lo que se dispone de diez varillas de 1" en cada extremo. El acero en el alma se dispone de 24 $\phi 3/8$ " @ 0,20 m en dos capas.

El acero transversal en elementos de borde se determina con la ecuación:

$$A_{sh} = 0,3 * S * b_c * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f_c}{f_y}$$

Donde:

S: espaciamiento de estribos (cm)

b_c : longitud mayor de elemento de borde menos el recubrimiento y diámetro de estribo (cm).

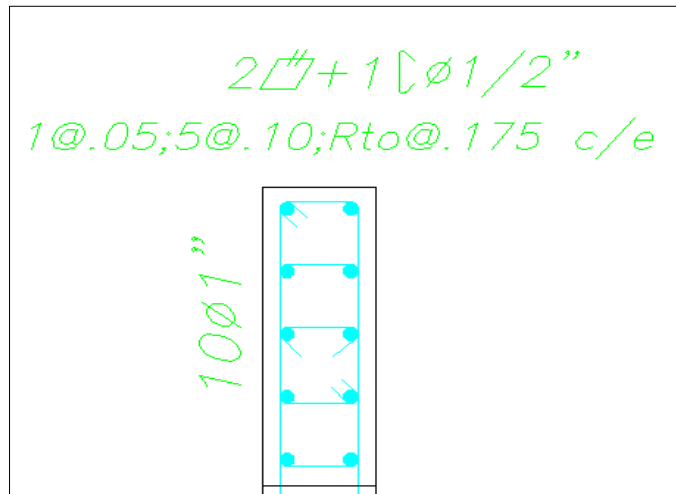
A_g : Área bruta de la sección de borde (cm^2)

A_{ch} : Área de la sección efectiva del elemento de borde (cm^2)

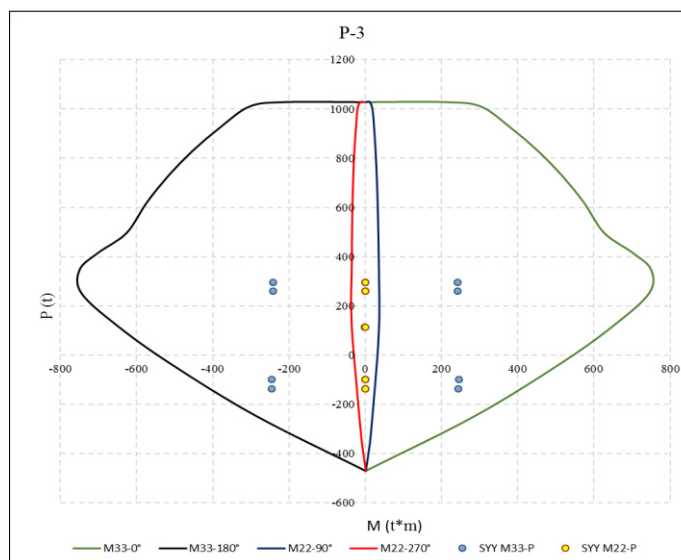
Se realiza el cálculo únicamente para la dirección YY, para el P3 de 0,20 m x 0,60 m de sección de elemento de borde. Se pueden colocar como máximo 2 estribos para el refuerzo transversal, se elige $2\phi 1/2$ " con espaciado 0,10; por consiguiente, se tiene $A_{shc} = 1,29 * 2 = 2,58 \text{ cm}^2$.

$$A_{sh} = 0,3 * 10 * (20-9) * \left(\frac{20*60}{(20-9)(60-9)} - 1 \right) * \frac{280}{4200} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en la fórmula se tiene $A_{sh_{cál}} = 2,51 \text{ cm}^2$ y comparando con el valor $A_{shc} = 2,56 \text{ cm}^2$; este resulta mayor que el acero calculado que se considera aceptable. La figura 33 muestra el acero longitudinal y el acero por corte en el elemento de borde.

Figura 33.*Diseño de elementos de borde**Fuente:* Elaboración propia.

Luego debido a las combinaciones de carga y con el acero a flexión calculado se verificó en el diagrama de interacción cumpliendo con la demanda impuesta a la placa; es decir, si la capacidad de la placa diseñada es mayor a la solicitada. En la figura 34 se logra notar que los puntos de demanda están dentro del diagrama, corroborando que nuestro diseño a flexión es el adecuado.

Figura 34.*Diagrama de interacción para la Placa 1**Fuente:* Elaboración propia.

La figura 34 representa el diagrama en 3D del P3 generada con 24 curvas y 15 puntos; además, posee los cuatro cuadrantes 0° , 180° , 270° y 360° . Los puntos corresponde a la demanda amplificada de la placa ocasionada por las cargas de sismo en ambas direcciones y en los distintos cuadrantes. No confundir los puntos que están fuera de la curva azul y rojo; porque están actuando en el cuadrante de 0° - 180° ; es decir, cada conjunto de puntos está dentro de su respectivo cuadrante. Finalmente se observa que la demanda de cargas pertenece a los cuadrantes de capacidad.

4.6.4.4. Diseño de muro por corte

Los muros deben diseñarse para resistir el efecto simultáneo de las cargas axiales, momentos flexionantes y cargas de corte; obtenidos el análisis estructural de la edificación. Además, en las placas se debe disponer de acero por corte en los ejes ortogonales a su plano y resistir a las cargas actuantes. En cualquier parte del muro donde haya probabilidad de que ocurra fluencia a la flexión de las varillas verticales producto de la reacción sísmica inelástica de la edificación se debe ajustar el cortante considerado para el diseño a la capacidad instalada por flexión de la placa o zona del muro con la ecuación siguiente (Norma E.060,2009):

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} corresponde al cortante y el momento respectivamente que son amplificados y obtenidos de análisis estructural. También se presenta el valor de M_n (momento nominal resistente) que es obtenido del refuerzo de diseño, relacionado con la carga P_u . La relación M_n/M_{ua} debe ser menor que R usado para calcular las fuerzas laterales.

Se presenta el diseño por corte del P3 que recibe una fuerza cortante en el primer piso de 31,63 t en la dirección YY. Se consideró el factor de reducción para cortante sísmico de $\phi=0,85$. Por resistencia se tiene:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = [kg]$$

$$\frac{V_u}{\phi} - V_c = V_s$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Donde:

ϕV_n : cortante resistente

V_u : cortante última

V_c : aporte de concreto a corte

V_s : aporte del acero a corte

S : Espaciamiento de varillas

El valor nominal por límite por cortante del muro con independencia del acero colocado no debe exceder de:

$$V_n = 2,6 A_c w \sqrt{f'c}$$

Se recomienda en primer lugar realizar esta verificación del muro para poder iniciar con el diseño y si los valores son mayores a este, cambiar la sección del muro o disponer que el muro reciba menos fuerza cortante.

El valor de contribución por corte del concreto no debe ser mayor que:

$$V_c < A_c w * a_c * \sqrt{f'c}$$

Donde:

a_c : 0,53 para muros esbeltos $h_m/l_m > 2$

$A_c w$: área bruta del muro $l_m * e$

El valor de contribución del acero por corte no debe ser mayor a:

$$V_s < 2,1\sqrt{f'c} * b_w * d$$

Donde:

b_w : espesor del muro o base del muro

d : peralte efectivo del muro 0,80*lm

Tabla 26.

Combinaciones de carga para diseño por corte de una edificación

P3 - Nivel 1							
Carga	Pu (t)	Vua (t)	Mu (t*m)	Mn (t*m)	Mn/Mu	Vua (Mn/Mu) (t)	Vu límite (t)
U3=1.25(CM+CV)+- SYY Max	100,52	56,35	242,83	694,4	2,86	161,2	196,30
U3=1.25(CM+CV)+- SYY Min	296,178	50,86	246,59	293,27	1,19	60,5	196,30
U5=0.9CM+-SYY Max	136,68	54,75	243,76	727,67	2,99	163,44	196,30
U5=0,9CM+-SYY Min	260,018	52,46	245,66	334,1	1,36	71,4	196,30

Fuente: Elaboración propia.

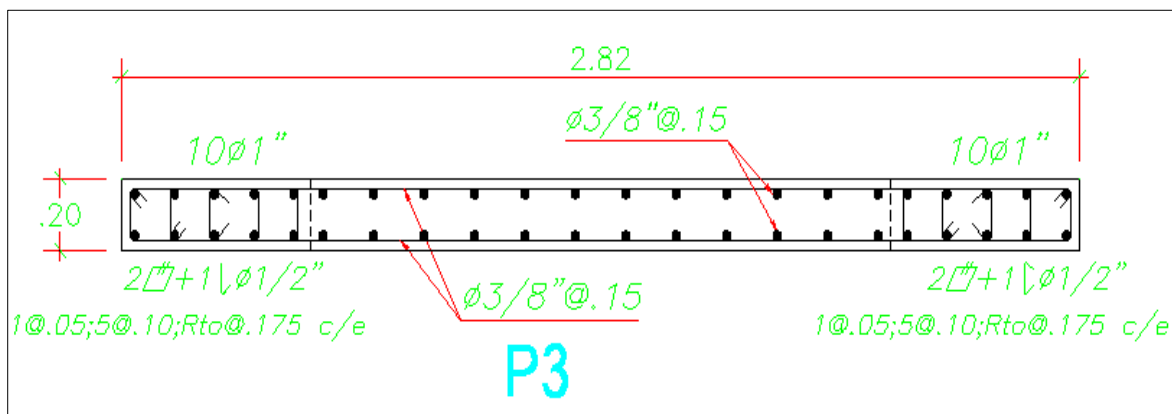
Según la tabla 26 se observa las combinaciones de carga para calcular la capacidad por corte de una placa donde P_u , V_u , M_u se obtuvo del análisis en el software Etabs; también puede obtenerse de un análisis por capacidad.

El momento nominal se calculó con las varillas longitudinales del diseño en la gráfica de interacción para valores de P_u , obteniéndose así distintos valores de M_n para cada combinación de carga.

Además, se observa que M_n/M_u es menor que $R=7$ según requerimiento de Norma E.060 y los cortantes últimos son menor que el cortante nominal límite.

Figura 35.

Diseño final a flexión y corte de una placa



Fuente: Elaboración propia.

La figura 35 presenta el detallado de una placa P3 donde el acero por corte está calculado por:

Tabla 27.

Diseño por corte de P3

SYY-P4		
$f'c$ (kg/cm ²)	280	Resistencia a la compresión de concreto
Lm (cm)	282	Ancho de muro
hm (cm)	2453	Altura de muro
e (cm)	20	Espesor de muro
V _{ua} (t)	54,75	
M _{ua} (t*m)	243,757	ETABS
P _u (t)	136,6795	ETABS
M _n /M _{ua}	2,99	< R=7
V _u diseño (t)	163,44	21.9.5.3-E.060
V _u /φ (t)	192,28	
V _c (t)	40,015	
hm/lm	8,698582	Muro esbelto
ac	0,53	
V _{cmáx} (t)	50,02	OK, V _c < V _{cmáx}
V _s (t)	152,27	
V _s máx (t)	158,55	

$0.27 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$	25,48	< V_u
ph-calculada	0,0064	> 0,0025
Ph _{FINAL}	0,0064	
V _{S FINAL} (t)	152,267	
V _{n MÁX} (t)	196,30	
USAR VARILLA	2 ϕ 3/8"	DOS CAPAS
Sh (cm)	16	Espaciamiento horizontal calculado
Sh (cm)-FINAL	15	Espaciamiento horizontal final

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 27 se visualiza el diseño según requisitos de la Norma E.060, y ACI 318-19 donde la placa está cumpliendo con la fuerza nominal a corte; ya que en la contribución del concreto está por debajo de los valores límites; de igual forma el aporte del acero V_s está por debajo de valor de $V_{S_{máx}}$. Finalmente se calculó varillas de 3/8" @ 0,16 m en dos capas en la sección transversal del muro. El mismo procedimiento se realizó para diseñar a corte las demás placas.

5.8. Predimensionamiento de arriostres de pandeo restringido

5.8.1. Predimensionamiento manual

Para iniciar con el predimensionamiento de BRBs se considera que la resistencia de los arriostres debe ser menor a la del pórtico que los contiene, de manera que el pórtico principal resista por lo menos el 50 % de las fuerzas sísmicas.

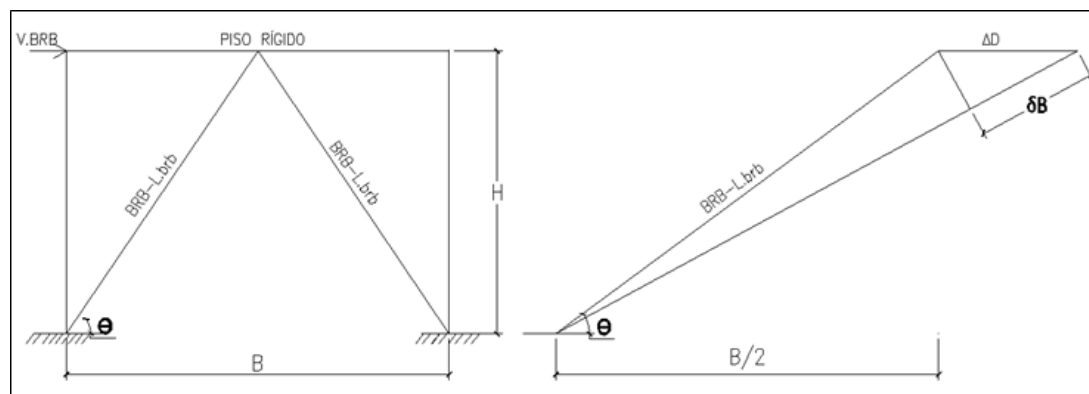
Por otro lado, según la Norma ASCE 7-16 en el capítulo 18 expresa que el pórtico principal debe resistir como mínimo 75 % de las fuerzas sísmicas de la estructura principal. En la presente investigación se consideró que la estructura principal o primaria resista el 75 % y los BRBs el 25 % de las fuerzas cortantes para la dirección YY; porque es la dirección que necesita más rigidez y no se está cumpliendo las distorsiones inelásticas según Norma E.030; además, se quiere llegar a objetivos de desempeño estrictos por tener una edificación esencial. Se parte con el diseño de la edificación sin BRBs. Para el predimensionado se toma la cortante de diseño.

Tabla 28.*Cortante de entrepiso*

Nivel	Caso	VY (t)	V _{BRB} (t)
8	Sy-Diseño	117,43	29,36
7	Sy-Diseño	220,90	55,22
6	Sy-Diseño	301,25	75,31
5	Sy-Diseño	366,34	91,59
4	Sy-Diseño	417,79	104,45
3	Sy-Diseño	454,25	113,56
2	Sy-Diseño	477,03	119,26
1	Sy-Diseño	485,86	121,46

Fuente: Elaboración propia.

Para el análisis se considera dos pórticos arriostrados con dos arriostres por pórtico en dirección YY en forma Chevron, por lo que en total son 32 dispositivos instalados en el policlínico.

Figura 36.*Distribución de cortante en BRB**Fuente: Elaboración propia.*

En la figura 36 se asume que el piso es rígido; es decir, no hay energía de deformación y que la viga no se está deformando, ello se realiza para facilitar los cálculos; por lo tanto, la cortante del sistema de arriostres V_{BRB} debe de ser soportada por las fuerzas axiales de los BRBs calculado con la siguiente expresión, para la configuración estructural Chevron:

$$Fd = \frac{V_{BRB}}{2 \cos \theta}$$

Donde F_d es la fuerza de diseño que toma la riostra. Además, dicho piso tendrá un desplazamiento hacia la derecha o izquierda y esto va generar alargamiento en el arriostre, que será la deformación axial del arriostre δ_B relacionada con el desplazamiento de pisos Δ y el ángulo de inclinación del arriostre θ .

$$\Delta = \frac{\delta_B}{\cos \theta}$$

Para hallar el área del acero del núcleo A_n requerido para el arriostre se usa la siguiente ecuación:

$$A_n = \frac{F_d}{F_y \cdot F_r}$$

Donde F_r es un factor de resistencia con valor 0,90 y el valor de fluencia del acero que compone el arriostre según el fabricante es de 3,515 kg/cm². El valor de fuerza esperada en un arriostre se puede determinar con el 10 % de la fuerza de diseño F_d .

Luego se determina la rigidez axial del arriostre con la siguiente formula:

$$K_d = \frac{A_n E_B}{L} F_k$$

Donde E corresponde al módulo de elasticidad con valor de 2,04x10⁶ kg/cm²; L es la longitud del arriostre y F_k factor de ajuste que aporta rigidez de las conexiones en los extremos (Dampo Systems).

Esto se calcula interpolando linealmente los datos de la siguiente figura:

Figura 37.*Propiedades de los arriostres*

	Long.	Fuerza de diseño	Fuerza de fluencia esperada	Fuerza máxima esperada	Despl. de fluencia	Despl. máximo	Factor de rigidez	Rigidez axial	Camisa	Peso
Modelo	L (m)	F_d (t)	F_{fe} (t)	F_{max} (t)	d_y (mm)	d_{max} (mm)	f_k	k_d (kg/mm)	Sección	W_d (kg)
40/4	4.0	40	44	56	5.0	30.0	1.26	8174	6 x 1/4	308
60/4	4.0	60	67	83	5.0	30.0	1.26	12261	7 x 1/4	417
80/4	4.0	80	89	111	5.0	30.3	1.25	16186	7 x 3/16	420
100/4	4.0	100	111	139	5.0	30.3	1.25	20220	8 x 1/4	543
120/4	4.0	120	133	167	5.0	30.0	1.26	24476	9 x 1/4	682
140/4	4.0	140	156	194	5.0	30.0	1.26	28585	10 x 1/4	823
160/4	4.0	160	178	222	4.8	29.0	1.31	33807	10 x 1/4	842
180/4	4.0	180	200	250	4.8	28.8	1.31	38275	12 x 1/4	1130
200/4	4.0	200	222	278	4.6	27.7	1.37	44219	12 x 1/4	1131
220/4	4.0	220	244	306	4.6	27.7	1.37	48696	12 x 1/4	1165
240/4	4.0	240	267	333	4.7	28.0	1.35	52467	12 x 1/4	1179
260/4	4.0	260	289	361	4.4	26.4	1.43	60249	14 x 5/16	1528
40/6	6.0	40.0	44.4	55.6	7.5	44.9	1.26	5452	6 x 5/16	480
60/6	6.0	60.0	66.7	83.3	7.5	44.9	1.26	8179	7 x 5/16	649
80/6	6.0	80.0	88.9	111.1	7.5	44.9	1.26	10902	8 x 1/4	805
100/6	6.0	100.0	111.1	138.9	7.6	45.4	1.25	13488	8 x 5/16	853
120/6	6.0	120.0	133.3	166.7	7.5	45.0	1.26	16332	9 x 1/4	1039

Fuente: Dampo systems (2020).

En la figura 37 muestra las propiedades de los arriostres de pandeo restringido según la empresa Dampo systems considerados en esta investigación; esto se realizó para tener soporte experimental; ya que dichas propiedades han sido estudiadas y experimentadas en laboratorios de ingeniería de la UNAM. Por otra parte, la selección de la longitud del arriostre debe ser apropiada a la forma de la edificación. Si la longitud del arriostre varía, su rigidez cambia notoriamente.

Cabe precisar que el porcentaje de cortante que absorben los arriostres depende del ingeniero estructural. También, se pueden realizar otras aproximaciones para calcular la fuerza de diseño como por ejemplo: completar la resistencia faltante a una edificación que ya existe; diseñar la edificación para que absorba menos del 30 % de la cortante lateral (usado comúnmente en México y descrita en su Norma NTC sismo 2017) o incluso se puede diseñar la edificación por cargas de gravedad y proporcionar la resistencia lateral faltante con los arriostres (DAMPO, 2021). Teniendo conocimiento de todo ello, se da inicio a predimensionar y diseñar los arriostres.

Tabla 29.*Predimensionamiento de BRBs en pórtico 1 en YY*

Nivel	VBRB (t)	ANG.φ (°)	L mm	Fd (t)	An cm ²	Fa (t)	fk	Kd (kg/mm)	dy (mm)	Pye (kg)
8	29,36	46,12	3 607	21,18	6,69	23,30	1,26	4 770,65	5,43	25 884,14
7	55,22	44,42	3 500	38,66	12,22	42,53	1,26	8 974,20	5,27	47 252,56
6	75,31	42,74	3 404	51,27	16,21	56,40	1,27	12 323,22	5,09	62 664,05
5	91,59	42,74	3 404	62,35	19,71	68,58	1,26	14 883,06	5,12	76 204,06
4	104,45	44,42	3 500	73,12	23,11	80,43	1,26	16 973,17	5,27	89 370,16
3	113,56	42,74	3 404	77,31	24,44	85,04	1,26	18 454,15	5,12	94 488,73
2	119,26	42,74	3 404	81,19	25,66	89,31	1,26	19 379,93	5,12	99 228,91
1	121,46	46,12	3 607	87,62	27,70	96,39	1,26	19 660,12	5,45	107 094,93

Fuente: Elaboración propia.**Tabla 30***Predimensionamiento de BRBs en pórtico 2 en YY*

Nivel	VBRB (t)	ANG.θ (°)	L (mm)	Fd (t)	An (cm ²)	Fa (t)	fk	Kd (kg/mm)	dy mm	Pye (Kg)
8	29,36	46,1	3 678	21,17	6,69	23,29	1,26	4 677,11	5,53	25 874,00
7	55,22	44,43	3 571	38,67	12,22	42,54	1,26	8 798,23	5,37	47 261,82
6	75,31	42,78	3 474	51,31	16,22	56,44	1,26	11 998,65	5,23	62 710,62
5	91,59	42,78	3 474	62,40	19,72	68,63	1,26	14 591,23	5,23	76 260,69
4	104,45	44,43	3 571	73,14	23,12	80,45	1,26	16 640,36	5,37	89 387,69
3	113,56	42,78	3 474	77,37	24,46	85,10	1,26	18 092,31	5,23	94 558,95
2	119,26	42,78	3 474	81,25	25,68	89,37	1,26	18 999,94	5,23	99 302,65
1	121,46	46,1	3 678	87,59	27,69	96,35	1,26	19 351,42	5,53	107 052,97

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 29 y 30 muestran las propiedades necesarias que definen un arriostre de pandeo restringido analizados dentro de la edificación. El predimensionamiento se realizó con las fórmulas del manual: Manual de diseño de estructuras equipadas con disipadores histeréticos de la empresa de Dampo Systems. Se realizó el cálculo manual porque las propiedades de los arriostres que necesita la edificación no se encontraban explícitamente en la figura 37.

5.8.2. Modelado lineal en computadora

Para el modelado de arriostres se considera las rigideces mencionadas en la tabla 29 y tabla 30; y mediante el Software Etabs 2019 se define elementos tipo link y se agrega la rigidez calculada sin considerar el amortiguamiento. Es importante recordar que el policlínico no está cumpliendo en dirección Y con las distorsiones de entrepiso; por tanto, se esperó que los BRBs disminuyan la distorsión:

Figura 38.

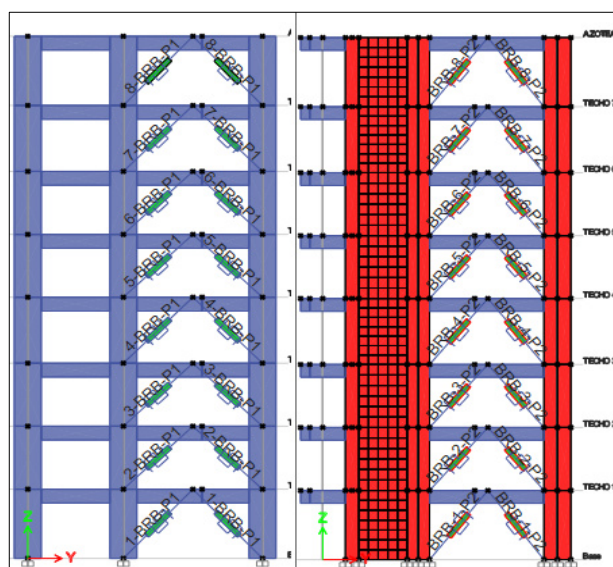
Propiedades lineales del arriostre

Link/Support Directional Properties	
Identification	
Property Name	1-BRB-P1
Direction	U1
Type	Plastic (Wen)
NonLinear	No
Linear Properties	
Effective Stiffness	19660.12 kgf/mm
Effective Damping	0 kgf-s/mm
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Figura 39.

Arriostres en pórticos 1 y 2



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

En la figura 39 se visualiza el modelamiento de los arriostres tipo Link en la dirección YY de los pórticos 1 y 2 respectivamente en forma de “V” invertida o forma Chevrón.

5.9. Análisis no lineal estático de la edificación sin arriostres de pandeo restringido

5.9.1. Modelo inelástico de concreto

Una sección de concreto armado está compuesto por tres tipos de materiales los cuales son: acero, el concreto no confinado y el concreto confinado. A continuación, explica el concreto confinado y el no confinado. En esta sección se presenta únicamente los modelos que se han usado en esta investigación considerados más aceptables, sin embargo, existen otros modelos para definir materiales no lineales.

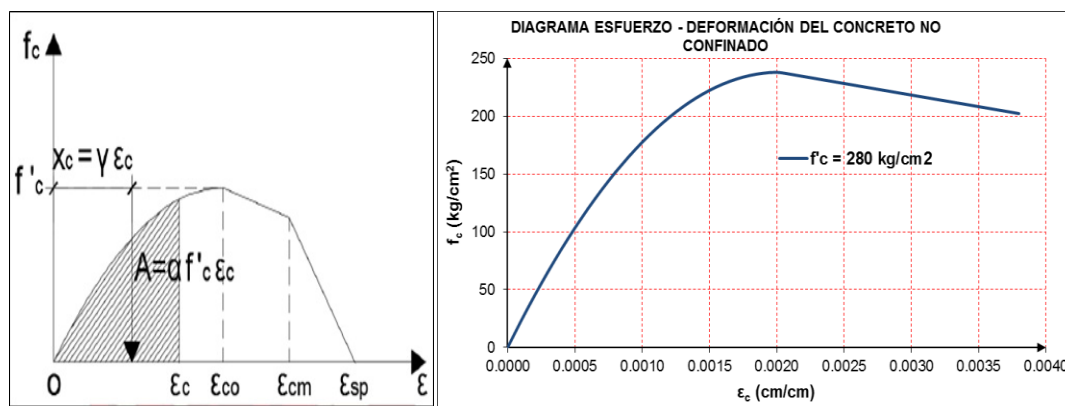
5.9.1.1. Concreto no confinado

El concreto no confinado corresponde al recubrimiento que tienen las vigas, placas y columnas. Es el concreto que está fuera de los estribos. Se presenta la curva de esfuerzo deformación de cada modelo

Modelo no confinado de Hognestad: Es un modelo de concreto que posee curvas características y tiene la forma de una parábola invertida y posee un vértice en las coordenadas $(\epsilon_{co}; f'_c)$ que es igual a $(0,002; f'_c)$ respectivamente.

Figura 40.

Modelo de Hognestad -concreto no confinado



Fuente: Elaboración propia.

Al finalizar la curva se convierte en una recta de pendiente negativa hasta llegar a una deformación de ruptura de $\varepsilon_{cm} = 0,004$ y un esfuerzo de $0,85f'c$.

$$f_c = \left\{ \begin{array}{l} f'c * \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_{co}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right]; \text{ si } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{co} \\ f'c - 0,15f'c * \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{co})}{(\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{co})}; \text{ si } \varepsilon_{co} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cm} \end{array} \right\}$$

Donde:

f_c : Esfuerzo del concreto no confinado

$f'c$: Esfuerzo máximo del concreto no confinado

ε : Deformación del concreto

ε_{co} : Deformación del concreto asociado al $f'c$ ($\varepsilon_{co}=0,002$)

ε_{cm} : Deformación máxima del concreto no confinado ($\varepsilon_{cm}=0,004$)

La ecuación representa los dos tramos de la curva del Modelo de Hognestad, la primera parte representa a la parábola y la segunda a la recta de pendiente negativa. Este modelo se usó para definir el concreto no confinado.

5.9.1.2. Concreto confinado

Corresponde al concreto encerrado por los elementos de confinamientos que son los estribos; es decir, es la parte central de la sección encerrada por el acero longitudinal y el acero transversal.

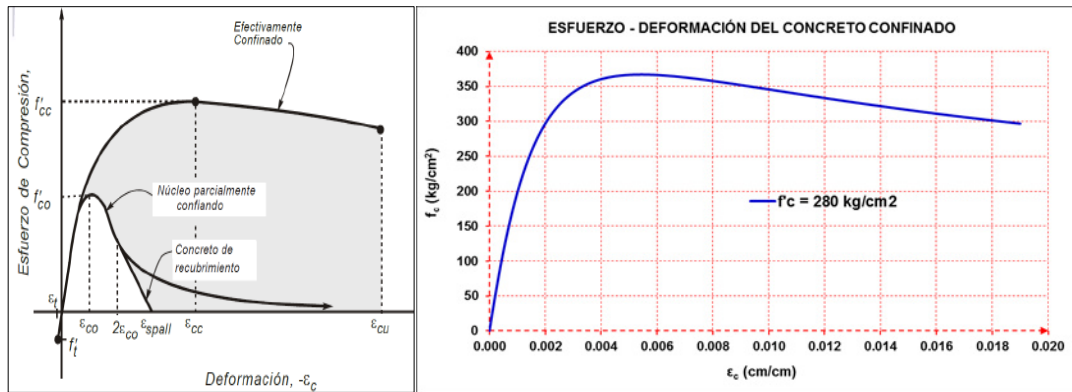
Modelo de Mander: El diseño de columnas debe tener especial cuidado para la ductilidad en la región de formación de rótulas plásticas; para ello una de los aspectos más esenciales en el diseño es dotar a la sección de suficiente refuerzo transversal o estribos siendo de mejor trabajo el refuerzo espiral para encerrar el concreto a compresión y evitar el pandeo en barras longitudinales y descartar la falla por corte.

El modelo de Mander considera una curva continua donde el incremento de la capacidad de deformarse del concreto y el aumento de la resistencia a la compresión es gracias al refuerzo por los estribos de confinamiento. La deformación última ε_{cu} se produce cuando el refuerzo transversal fluye o se

fractura, por lo que no es capaz de confinar la parte central del concreto confinado, evidenciándose grandes deformaciones del mismo.

Figura 41.

Esfuerzo deformación del concreto confinado



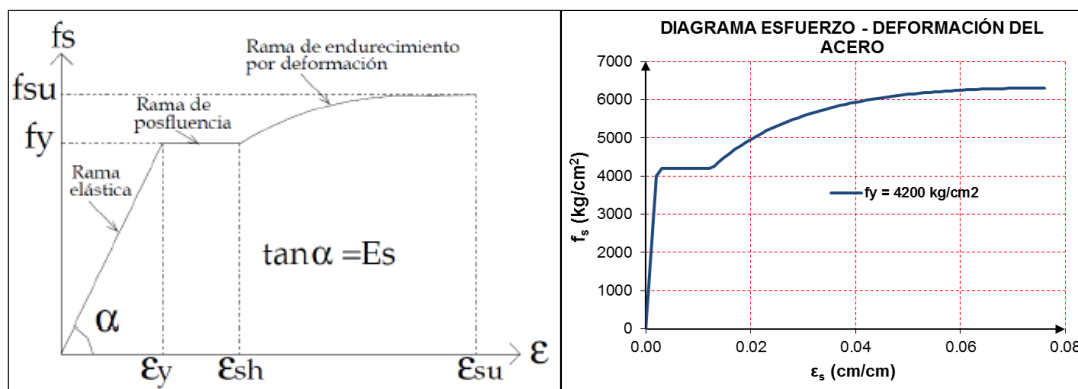
Fuente: Mander, B. (1983).

5.9.2. Modelo inelástico del acero

Modelo de Park y Paulay: Esta no linealidad presenta una curva de tres tramos. Primero se presenta un tramo lineal elástica, cuya tangente es el módulo de elasticidad; luego un esfuerzo constante de fluencia y finalmente una rama de endurecimiento por deformación. Se presenta la gráfica a continuación:

Figura 42.

Esfuerzo-deformación del acero a tracción



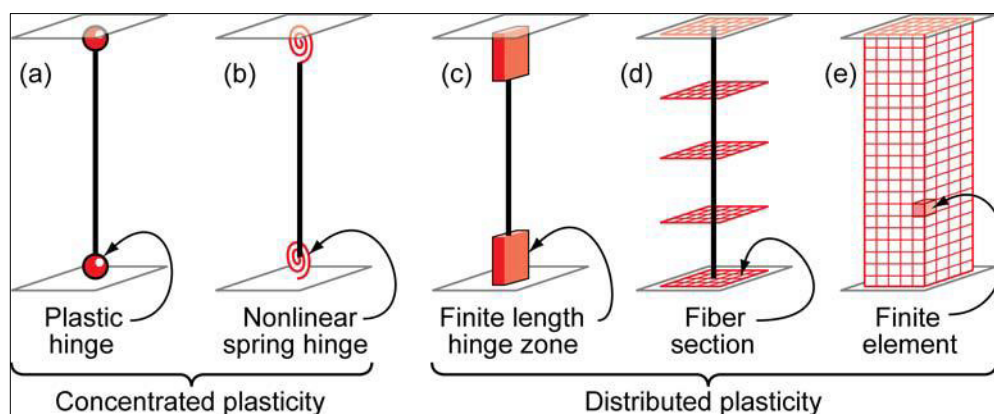
Fuente: Elaboración propia.

5.9.3. Modelos inelásticos de elementos estructurales

Existen modelos inelásticos de los componentes estructurales que poseen plasticidad en su sección transversal y en su longitud del elemento, por lo que se clasifican en dos tipos: plasticidad concentrada y plasticidad distribuida, ambos son métodos de análisis inelásticos y se presentan a continuación:

Figura 43.

Modelos idealizados de componentes estructurales



Fuente: Deirlen, G.et al.(2010).

La figura 43 ilustra cinco tipos de modelos idealizados que se pueden usar para vigas, columnas y muros a flexión. En esta investigación se usó el modelo (a) en vigas y columnas y el modelo (d) en muros a flexión.

Ambos modelos se encuentran definidos en el software Etabs.

5.9.3.1. Modelo inelástico en vigas, comportamiento a flexión confinada

Para este modelo se usa la tabla 10-7 de la norma ASCE/SEI 41-13 para definir las rótulas, la cuales se consideran a flexión.

Figura 44.*Modelado de rótulas en vigas*

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: ASCE/SEI 41-13, (2014).

La figura 44 ilustra los parámetros de rótulas en vigas de concreto armado, donde considera que el refuerzo transversal es suficiente y la cortante para el elemento provenga de una combinación de carga de la Norma E.060.

5.9.3.2. Modelo inelástico de columnas, comportamiento a flexo-compresión confinado

Para este caso se usa la tabla N° 10-8 de la norma ASCE/SEI 41-13 para definir las rótulas plásticas, las cuales se consideran a flexo-compresión y deformación controlada.

Figura 45.

Modelado de rótulas para columnas.

Conditions			Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: ASCE/SEI 41/13, (2014)

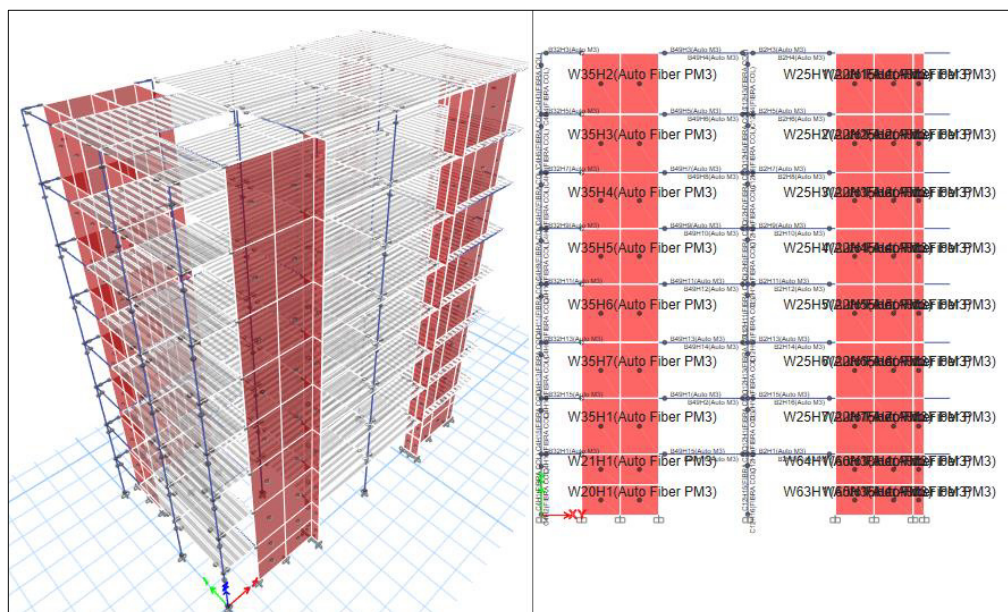
La figura 45 muestra los parámetros para la asignación de rótulas en columnas eligiéndose la condición dos (condition ii) que considera flexión y efectos de cortante.

5.9.4. Análisis no lineal estático de la edificación

Se inició con el procedimiento definiendo la no linealidad en materiales cargando los diagramas de esfuerzo deformación según el tipo de concreto; luego se asignó rótulas plásticas en la cara de los extremos en cada elemento Frame y la asignación de rótulas por método de las fibras en las placas.

Figura 46.

Definición de rótulas en muros, columnas y vigas



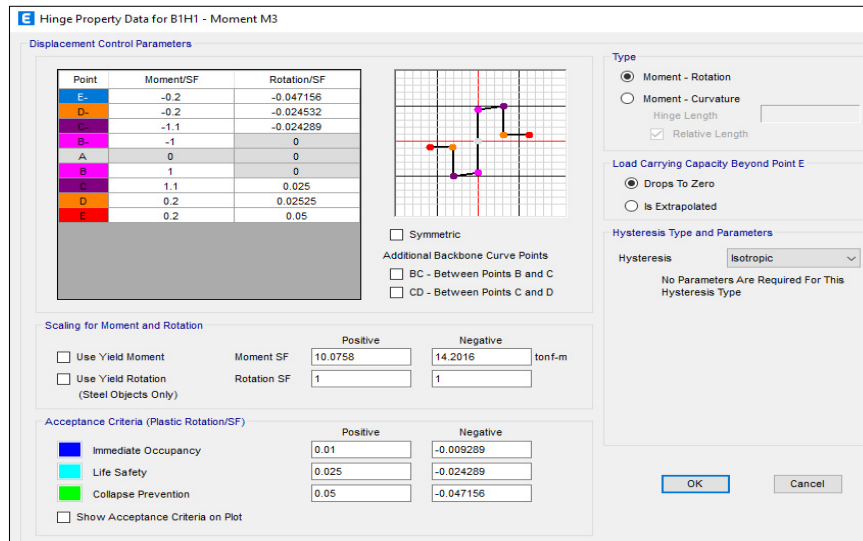
Fuente: Elaborado en Etabs

Según la figura 46 se definen las rótulas en los elementos con su mecanismo de falla: En vigas se considera la falla por el momento M3, para columnas se considera la falla por carga axial P y momento M3; y para muros cargas axiales P y M3. Las rótulas se asignaron por defecto en la cara de cada elemento para las vigas y por el método de fibras para las columnas y muros. Para los elementos Frame se considera una rigidez afectiva usando coeficientes de la Norma E.060 donde en vigas es $0,35EI_g$ y en columnas $0,70EI_g$.

La figura 47 mostrada presenta diagramas momentos rotación de la viga V-102 de 25 x 50 para la rótula generada de forma automática. La figura muestra los valores y el gráfico del diagrama momento-rotación normalizados en $M_u/M_y = 1,10$ graficada desde la parte no lineal; además, se muestra los momentos de fluencia M_y positivos y negativos de la sección; los criterios de aceptación definidos por ASCE/SEI 41-13 y por último el tipo de histéresis isotrópico del material lo cual es válido para un análisis Pushover.

Figura 47.

Diagrama momento rotación de viga y columna

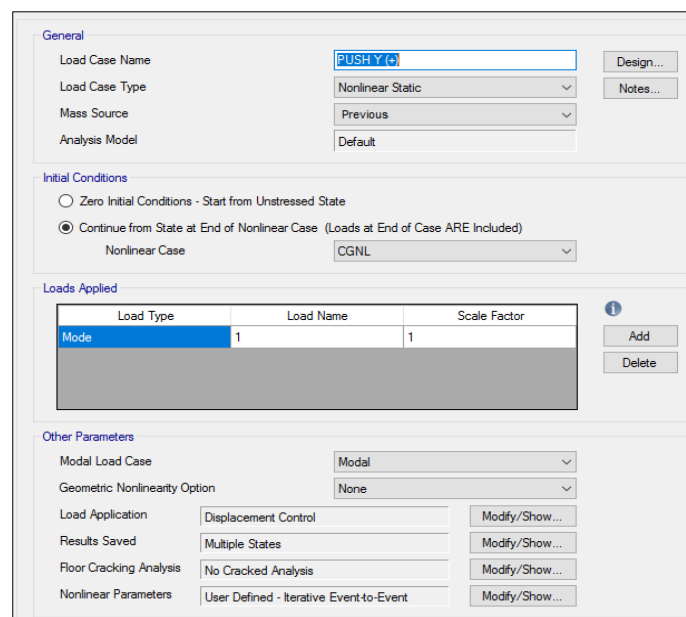


Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Luego definen los casos no lineales: carga gravitacional no lineal (carga probable), para que los demás casos no lineales continúen de esta y se usó al patrón modal como carga lateral, considerando el modo fundamental de vibración para cada caso no lineal, como se indica en la figura 48:

Figura 48.

Casos de carga no lineales



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Se define el nodo de control en el techo para monitorear su desplazamiento en ambas direcciones con distancia de desplazamiento para XX 0,50 m y para YY 0,60 m; además, se considera el número mínimo y máximo de estados guardados en el análisis.

Figura 49.

Definición de nodo de control y su desplazamiento

The image shows a software interface for defining control parameters. It is divided into several sections:

- Load Application Control:** Three radio buttons: 'Full Load' (unselected), 'Displacement Control' (selected), and 'Quasi-Static (run as time history)' (unselected).
- Control Displacement:** Two radio buttons: 'Use Conjugate Displacement' (unselected) and 'Use Monitored Displacement' (selected). Below is a text input field 'Load to a Monitored Displacement Magnitude of' with the value '0.6' and a unit 'm'.
- Monitored Displacement:** Two radio buttons: 'DOF/Joint' (selected) and 'Generalized Displacement' (unselected). The 'DOF/Joint' section has two dropdown menus: the first is 'U2' and the second is 'AZOTEA'. To the right of the second dropdown is a text input field with the value '42'.
- Additional Controlled Displacements:** A text input field containing 'None' and a 'Modify/Show...' button.
- Quasi-static Parameters:** A section with several parameters:
 - 'Time History Type' is set to 'Nonlinear Direct Integration History'.
 - 'Output Time Step Size' is '0.1' with a unit 'sec'.
 - 'Mass Proportional Damping' is '0' with a unit '1/sec'.
 - 'Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha' is '0'.

Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Se propone analizar la edificación en sentido positivo y negativo en X e Y; es decir, en total se tiene cuatro casos Pushover.

Esto se realiza porque se tiene de un edificio asimétrico; es decir, no existe una simetría entre los elementos estructurales. Sin embargo, durante el desarrollo se observa que las curvas son parecidas para el sentido YY; mientras que para la dirección XX existe variación, las curvas son mostradas en el capítulo de resultados.

5.10. Análisis estático no lineal de la edificación con arriostres de pandeo restringido

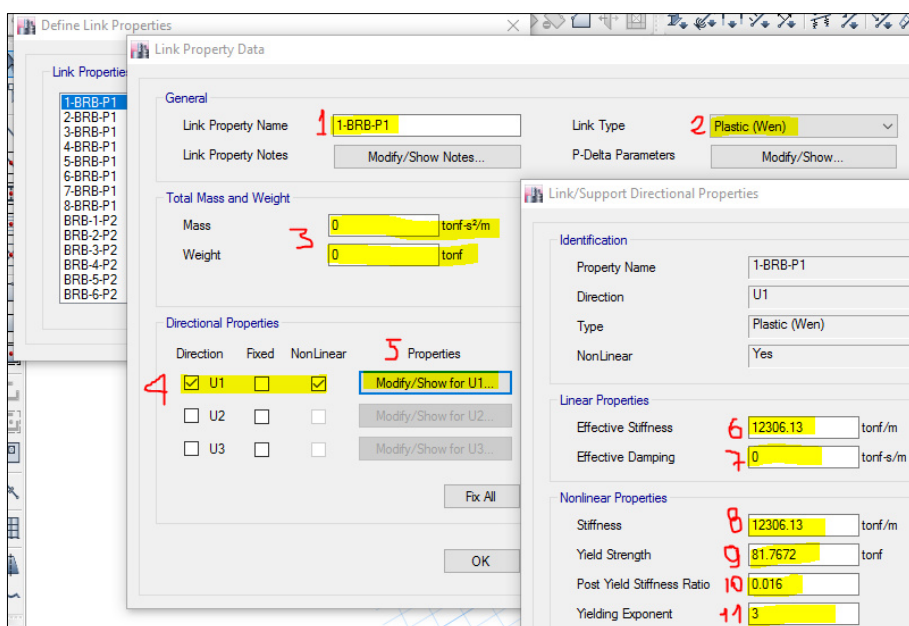
En este caso se tiene el edificio con arriostres incorporadas. El procedimiento para definir: no linealidad en materiales, se va a obviar; ya que se encuentran descritos en el análisis no lineal sin arriostres, por lo que queda definir la no linealidad de los BRBs en el software Etabs.

El enfoque de modelación adecuado del elemento link es representar en elementos equivalentes que describan el comportamiento histerético del arriostre mediante modelos numéricos logrando suficiente consistencia en el análisis estructural (Dampo Systems, 2020).

Se presenta la definición de la no linealidad de los BRBs en Etabs

Figura 50.

Definición de no linealidad del arriostre



Fuente: Resultado de prueba en Etabs.

Donde:

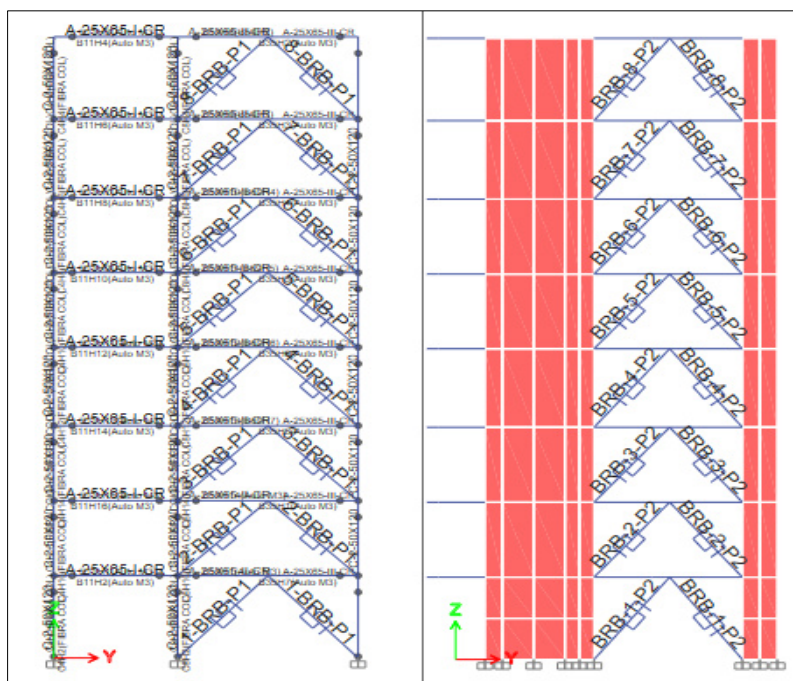
- 1) Se asigna un nombre único a los dispositivos, donde 1-BRB-P1 significa que en el primer nivel hay arriostre para el pórtico 1.
- 2) Para definir un arriostre se selecciona el tipo de link; para ello se recomienda usar el modelo de Bouc-Wen.
- 3) Se define la masa y el peso del disipador, se ha considerado 0; ya que es pequeño en comparación a la masa del edificio.
- 4) Se considera la dirección local en el dispositivo, que es la dirección axial y se activa la casilla de no lineal para análisis no lineales.
- 5) Se definen las características lineales y no lineales del arriostre.
- 6) Se define la rigidez axial lineal efectiva producto del predimensionamiento (K_d).

- 7) Se define el amortiguamiento efectivo, en esta investigación se considera cero como valor conservador.
- 8) Se define la rigidez no lineal efectiva (K_d).
- 9) Se define la fuerza de fluencia esperada (F_{ye}).
- 10) Relación de rigidez post fluencia que tiene el valor de 0.016 calibrado con datos experimentales de acuerdo con García Mora Pinto, et al. 2020.
- 11) Exponente de fluencia que tiene el valor de 3 calibrado con datos experimentales de acuerdo con (García Mora Pinto, et al. 2020).

Los datos se obtienen del predimensionamiento de los arriostres. Es importante recordar que el edificio no está cumpliendo con las distorsiones de entrepiso en Y; por lo tanto, verificar que los BRBs disminuyan la distorsión.

Figura 51.

No linealidad de la edificación y arriostres



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Según la figura 51 se visualiza los dos pórticos arriostros para la dirección YY de la edificación en disposición Chevron. El primero pórtico 1 (P1) contiene dos BRBs por piso y el pórtico 2 (P2) contiene 2 BRBs por piso. En el modelo se incluye la no linealidad de arriostres, vigas, columnas y muros.

5.11. Evaluación del desempeño sísmico según Seac Vision 2000

Para evaluar el desempeño sísmico del policlínico se usó la norma Seac Vision 2000 donde relaciona el nivel de demanda sísmica que es la intensidad del sismo con los niveles de desempeño que es el daño deseado. Esto se realiza porque dicha Norma se asemeja a la Norma E.030, que se presenta a continuación:

Tabla 31.

Desempeño sísmico según comité Visión 2000

Intensidad	Nivel	Totalmente	Operacional	Seguridad de	Pre Colapso
		operacional		Vida	
		<0,002	<0,005	<0,015	<0,025
Frecuente (43 años)					
Ocasional (72 años)					
Raro (475 años)					
Muy raro (970 años)					
Máximo (2 475 años)					

Fuente: SEAOC Visión 2000, (1995).

La tabla 31 muestra los tipos de sismos y los niveles de desempeño para una edificación esencial. Por otro lado, para el sismo severo o también llamado sismo raro se describe:

Para este evento, que tiene muy poca probabilidad de registrarse durante la vida útil de la estructura, se desea que la edificación disipe la mayor cantidad de energía y no colapse. De tal forma que el objetivo principal de la mayor parte de los códigos es salvar vidas para el sismo severo". (Aguilar, 2003, p.26)

Es importante evaluar una edificación para un sismo raro; sin embargo, en esta investigación se consideró la evaluación de la estructura para los sismos: ocasional, muy raro y máximo considerado. Para ello se realiza la sectorización de la curva de capacidad que muestran los rangos: operacional, funcional, seguridad de vida, cerca del colapso y colapso mediante el método FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13.

5.12. Análisis tiempo historia no lineal sin y con arriostres

Es un análisis inelástico más completo y es considerado complejo y a veces impráctico. Sin embargo, para esta investigación es importante saber cómo se comporta sísmicamente la estructura y verificar resultados; además, este análisis sirve para justificar el uso de los arriostres de pandeo en esta investigación.

Se usaron cinco registros sísmicos ocurridos en la historia con las dos componentes ortogonales según lineamientos de la Norma E.030 y ASCE/SEI 7-16 con las siguientes recomendaciones según Villareal (2016):

- El registro debe ser en el lugar del proyecto y en el tipo de suelo.
- El registro debe ser escudo al espectro de diseño o de compatibilidad.
- En cada perfil o tipo de suelo deben colocarse tres acelerógrafos (miden aceleración en el tiempo).
- Los edificios esenciales deben tener equipos para monitorear las vibraciones en los mismos.
- Construir en el tiempo espectros localizados o espectros de sitio.

5.12.1. Procedimiento de análisis

- Contar con información sísmica del lugar donde se encuentra la edificación; en esta investigación se cuenta con acelerogramas de ocurrencias sísmicas más representativos del país. Dicha información se encontró en Red de acelerógrafos del Cismid o en el Instituto geofísico del Perú (IGP).
- Realizar la corrección de los acelerogramas por paso de banda y línea base, filtrando el ruido entre otras interferencias que pueden ocasionar datos menos precisos. Por otra parte, si la duración del sismo es muy larga, se reduce la duración del mismo manteniendo un intervalo de periodos donde el sismo es más representativo. Estos procesos se realizan con el software Seismo Signal.
- Realizar el escalamiento de los registros al espectro de diseño con parámetros propios del edificio. El factor calculado de escala obtenido se multiplica a las componentes del registro de aceleración. Se usó el software Seismo Macth para escalar los registros y cargarlos al software.
- Definir vectores Ritz para el análisis.
- Asignar rótulas plásticas a los miembros estructurales de la edificación, para evaluar la capacidad ante cargas laterales.

- Definir el caso inicial de carga gravitacional no lineal dinámica como punto de partida para los demás casos dinámicos de los registros por el método de fast nonlinear analysis (FNA).
- Definir los casos dinámicos para cada registro sísmico con método fast nonlinear analysis (FNA), asignando cada componente a cada dirección de la edificación. El procedimiento se realiza para la edificación con y sin arriostres.
- Se analizan los resultados como: distorsiones de entrepiso, aceleraciones, velocidades máximas de entrepiso, comportamiento de elementos estructurales y las curvas de histéresis de los elementos *Link*, fuerzas máximas calculadas para evaluar el desempeño y balance de energía.

Se presenta los siguientes registros sísmicos considerados:

Tabla 32.

Registros sísmicos

Estación	Fecha	Aceleración máxima		Magnitud
		EW (cm/s ²)	NS (cm/s ²)	
Parque de la Reserva, Lima	Octubre 17, 1966	-180,56	-268,24	8,1 Mw
Parque de la Reserva, Lima	Mayo 31, 1970	-105,05	-97,81	6,6 Mb
Parque de la Reserva, Lima	Octubre 30, 1974	-194,21	180,09	6,6 Mb
Universidad Nacional San Luis Gonzaga, Ica	Agosto 15, 2007	-272,82	333,66	7,0 ML
Parque de la Reserva, Lima	Noviembre 09,1974	46,28	-69,96	6,0 ML

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 32 muestra los registros usados en el análisis tiempo historia no lineal seleccionados de acuerdo a las características del lugar del proyecto, el tipo de suelo y escalados al espectro de diseño. Estos sismos fueron aquellos que más daño ocasionaron a las edificaciones y personas en Perú. Los sismos de 1970, 30 de

octubre 1974 y 2007 han sido considerados en el espectro de diseño del 2014 descrita en la Norma E.030.

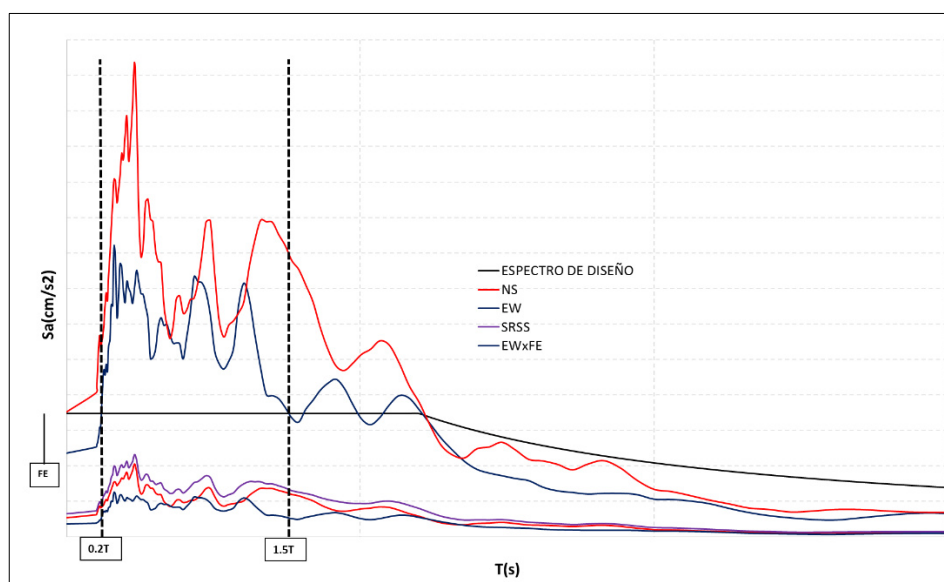
5.12.2. Escalamiento de registros

La magnitud descrita en la tabla 32 es descriptivo; ya que para diseñar se basa en niveles de aceleraciones; es por ello que se menciona de registros sísmicos de aceleraciones en el tiempo y estos representan la aceleración del suelo.

No se recomienda usar los registros sísmicos tales como se presentan, sino que es necesario realizar el escalamiento y para entender se ilustra el siguiente gráfico:

Figura 52.

Proceso de escalamiento de registros sísmicos



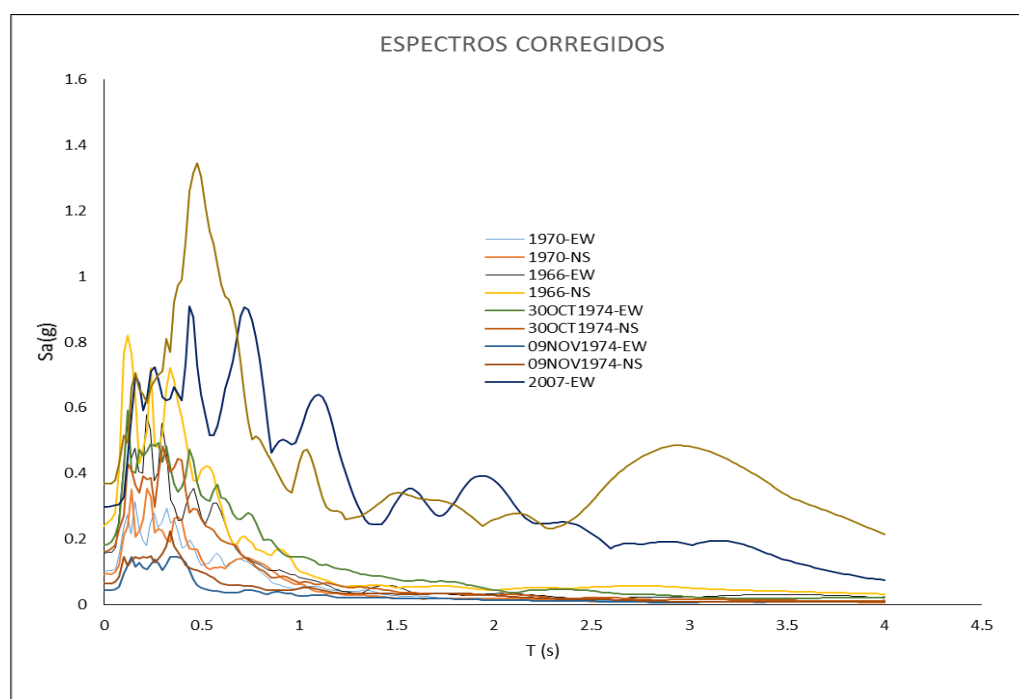
Fuente: Elaboración propia.

La figura 52 mostrada resume el procedimiento a seguir de escalamiento de registros sísmicos según Norma E.030. En primer lugar se construye el espectro de diseño considerando parámetros propios del edificio, luego se corrige el registro sísmico por línea base y paso de banda, para ese mismo registro de componentes norte-sur y este-oeste se calcula la raíz cuadrada de suma de cuadrados; luego dividimos coordenadas de aceleración del espectro y las coordenadas del SRSS con el fin de obtener el factor de escala, de manera que el registro escalado este por encima de las coordenadas el espectro de diseño en el rango $[0,2-1,5]T$, siendo “ T ” periodo de vibración.

De forma similar, otro procedimiento de análisis es la que propone la Norma ASCE/SEI 7-16 en su capítulo 16 por el método de *Spectrum Matching* que es la coincidencia espectral en un rango de periodos del registro sísmico con la demanda sísmica usando el máximo sismo considerado. El rango de periodos está dado por $0,2 T_{\min}$ y $1,5 T_{\max}$ de las direcciones traslacionales; además, es necesario que el edificio concentre en ese rango el 90 % de la masa participativa.

Figura 53.

Espectros de respuesta de sismos ocurridos en el Perú



Fuente: Elaboración propia.

Según la figura 53 se visualiza los espectros escalados más representativos de mayor demanda procesados con $R=1$ en las componentes este-oeste y norte-sur con amortiguamiento de 5 %. Para obtener los datos de aceleración más representativos en el tiempo, se recortó el acelerograma mediante la gráfica de intensidad de Arias.

5.12.3. Análisis tiempo historia por método de FNA en software Etabs

Se selecciona los vectores Ritz que sirven para capturar la masa de forma más efectiva.

Figura 54.*Definición de vectores Ritz*

General

Load Case Name: Modal

Load Case Type/Subtype: Modal | Ritz

Mass Source: 100%CM+50%CV-MASA DE LA

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	UZ	0	99

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 64

Minimum Number of Modes: 3

Fuente: Resultado de prueba Etabs.

En la figura 54 se visualiza la configuración en el software Etabs de vectores Ritz los cuales son recomendados para realizar el análisis tiempo historia; además, se define el número de modos para capturar por lo menos el 90 % de masa participativa. Luego se define la carga inicial dinámica no lineal gravitatoria, que permite generar cargas dinámicas no lineales para cada registro sísmico presentado a continuación:

Figura 55.*Cargas iniciales para casos dinámicos*

General

Load Case Name: MODAL

Load Case Type/Subtype: Modal | Ritz

Mass Source: 100%CM+50%CV-MASA DE LA

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	UZ	0	99

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 64

Minimum Number of Modes: 3

General

Load Case Name: INITIAL STATE

Load Case Type/Subtype: Time History | Nonlinear Modal (FNA)

Mass Source: Previous (100%CM+50%CV-MASA DE LA)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	RAMPA	1
Load Pattern	Live	RAMPA	0.25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Number of Output Time Steps: 100

Output Time Step Size: 0.2 sec

Modal Damping: Constant at 0.9999 [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

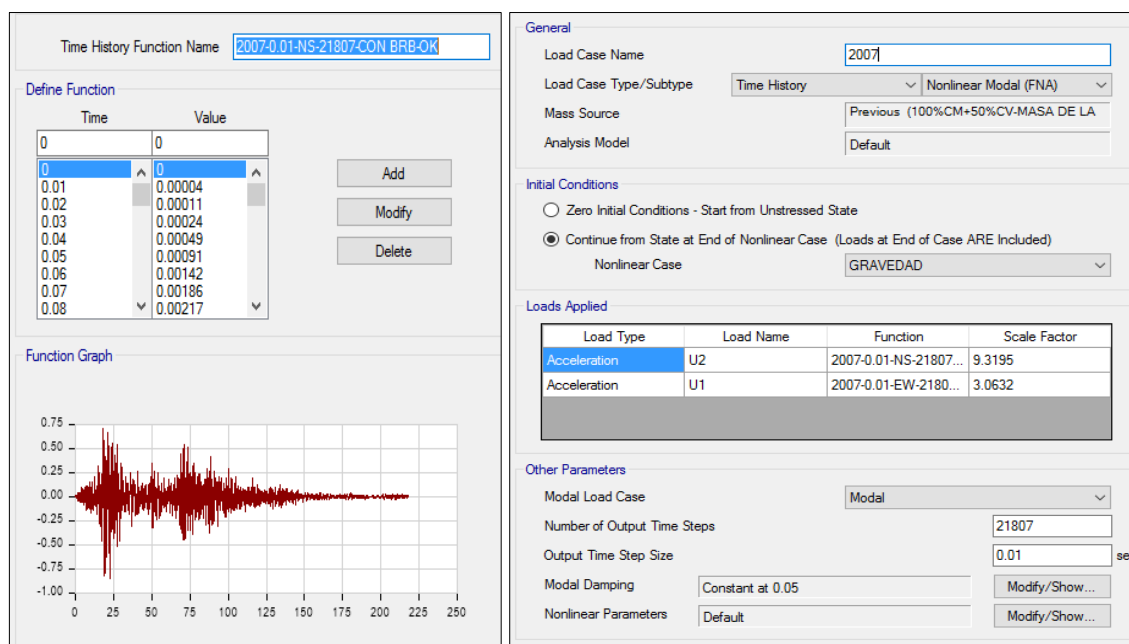
Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Según la figura 55 definimos el caso “Gravedad” usando una función rampa, para luego definir el caso inicial considerando toda la carga permanente de la edificación y una fracción de carga variable de 25 % considerando 99 % en el amortiguamiento modal.

Se define los casos dinámicos para el análisis mediante el método fast nonlinear analysis (FNA) no sin antes incorporar los registros al software.

Figura 56.

Definición de caso dinámico no lineal (FNA)



Time History Function Name: 2007-0.01-NS-21807-CON BRB-OK

Time	Value
0	0
0.01	0.00004
0.02	0.00011
0.03	0.00024
0.04	0.00049
0.05	0.00091
0.06	0.00142
0.07	0.00186
0.08	0.00217

Function Graph: A plot showing a red seismic waveform over time from 0 to 250.

General Settings:

- Load Case Name: 2007
- Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)
- Mass Source: Previous (100%CM+50%CV-MASA DE LA
- Analysis Model: Default
- Initial Conditions:
 - Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 - Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 - Nonlinear Case: GRAVEDAD
- Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	2007-0.01-NS-21807...	9.3195
Acceleration	U1	2007-0.01-EW-2180...	3.0632
- Other Parameters:
 - Modal Load Case: Modal
 - Number of Output Time Steps: 21807
 - Output Time Step Size: 0.01 sec
 - Modal Damping: Constant at 0.05
 - Nonlinear Parameters: Default

Fuente: Resultado de prueba Etabs.

En la figura 56 se visualiza un registro sísmico cargado en ambas componentes; también se observa la asignación de ese registro en cada sentido del edificio, considerando el número de puntos y el periodo de cada registro. Tener en cuenta que para la dirección YY que contiene los BRBs se les ha asignado la componente nort-sur. Luego se procede a analizar en el software para la obtención de resultados.

CAPITULO VI: RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Resultados

6.1.1. Verificación de la distorsión de entrepisos de la estructura con BRBs

Con la estructura modelada incluyendo los arriostres de pandeo restringido se calculó nuevamente las distorsiones con el análisis modal espectral. Cabe precisar que la verificación de distorsiones se realizó usando el mismo factor diseño $R_y = 7$ se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 33.

Reducción de cortante con BRBs

	Dir. XX	Dir. YY
Con BRBs	561,01	480,84
Sin BRBs	566,84	485,86
Reducción (%)	1,03%	1,03%

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla 33 se observa la reducción mínima de cortante en la base de la edificación al incluir arriostres de pandeo restringido en direcciones XX e YY, con 1,03 % de reducción en dirección YY.

Tabla 34.

Análisis modal sin y con BRBs

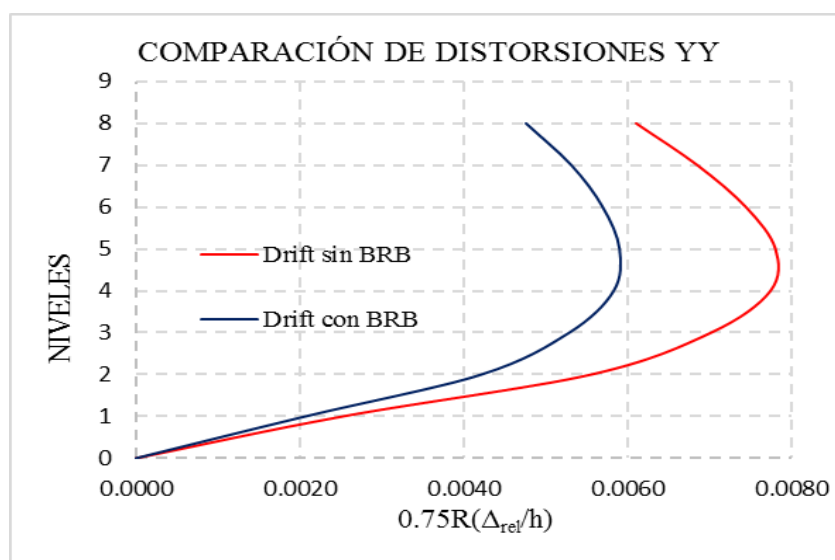
Case	Modo	Periodo(s)	UX	UY	RZ
Sin BRBs					
Modal	1	0,521	0,0009	0,7155	0,001
Modal	2	0,415	0,6959	0,0012	0,002
Modal	3	0,362	0,0012	0,0004	0,707
Con BRBs					
Modal	1	0,453	0,0226	0,6942	0,003
Modal	2	0,412	0,6754	0,0253	0,000
Modal	3	0,31	0,0005	0,0031	0,715

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 34 se observa la comparación de la edificación sin y con arriostres; existe un decremento de periodos de vibración más evidente en YY de valores de 0,521 s a 0,453 s sin y con arriostres respectivamente. Los factores UX; UY y RZ representan el porcentaje de masa participativa para las direcciones descritas; además, se observa la rotación en el eje Z para los modos translaciones, lo cuales son valores muy cercanos a cero demostrando que no hay torsión.

Figura 57.

Distorsiones de entrepiso sin y con BRBs



Fuente: Elaboración propia

Tabla 35.

Reducción de distorsiones de entrepiso con y sin BRBs

Piso	Caso	Drift sin BRB	Drift con BRB	% red.
8	Drift YY Max	0,0061	0,004761	22 %
7	Drift YY Max	0,0069	0,005315	22 %
6	Drift YY Max	0,0074	0,005698	23 %
5	Drift YY Max	0,0078	0,005902	24 %
4	Drift YY Max	0,0077	0,005831	25 %
3	Drift YY Max	0,0070	0,005288	25 %
2	Drift YY Max	0,0056	0,004216	24 %
1	Drift YY Max	0,0025	0,002068	18 %

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 57 y tabla 35 se compara las distorsiones de entrepiso en el edificio con y sin arriostres. Se observa una disminución del 25 % como máximo en la distorsión de entrepiso en los pisos 3 y 4 debido a la adición de BRBs en la edificación que aportan rigidez lateral.

6.1.2. Verificación de rigideces de pisos sin y con arriostres

En la tabla 36 las rigideces de piso elásticas de la edificación es el cociente de la fuerza cortante y desplazamiento de centro de masa sin y con incorporar arriostres para la dirección de estudio YY obteniendo la variación de rigidez en cada piso.

Tabla 36

Rigidez elástica en dirección YY

DIRECCIÓN YY			
NIVEL	K SIN BRB t/cm	K CON BRB t/cm	AUMENTO (%)
8	412,929	471,26	12,38%
7	729,902	827,04	11,75%
6	946,525	1 092,442	13,36%
5	1 090,569	1 276,683	14,58%
4	1 185,787	1 392,060	14,82%
3	1 489,403	1 733,997	14,11%
2	1 989,604	2 249,329	11,55%
1	3 994,617	4 293,203	6,95%

Fuente: Elaboración propia.

Como se aprecia en la dirección YY la rigidez de piso aumenta en todos los niveles con un aumento 14,82 % como máximo; esto sucede porque los arriostres están aportando rigidez.

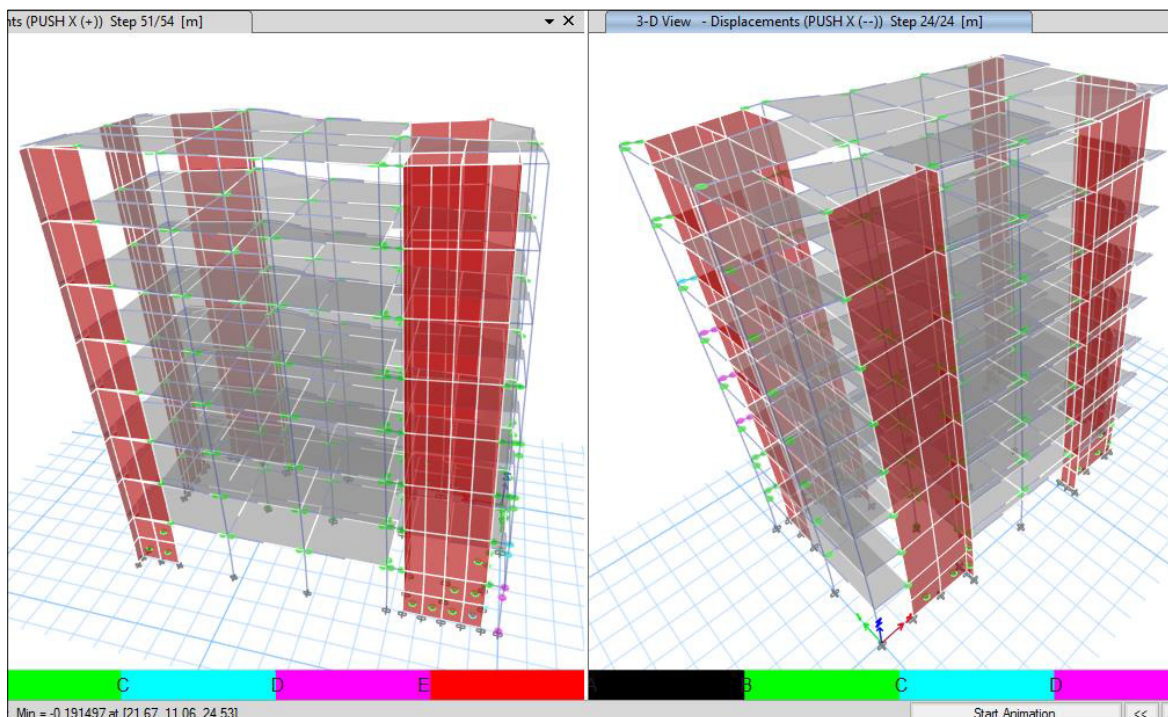
6.1.3. Análisis estático no lineal sin y con arriostres

6.1.3.1. Rótulas plásticas y curvas de capacidad del edificio sin arriostres en XX

Con un total de 54 pasos en dirección XX positivo y 24 pasos para XX negativo se logran la sucesión de rótulas plásticas de la edificación.

Figura 58.

Rótulas plásticas en XX sin BRBs.



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

En la figura 58 gran parte de los elementos han llegado a su fluencia; es decir, superaron el rango lineal y se encuentran en el tramo B-C (color verde); además, se observa una rótula que ha fallado en el tramo CD (color cian) ha perdido gran parte de su capacidad y una rótula en el tramo D-E (color rosado) que mantiene ese decremento de su capacidad.

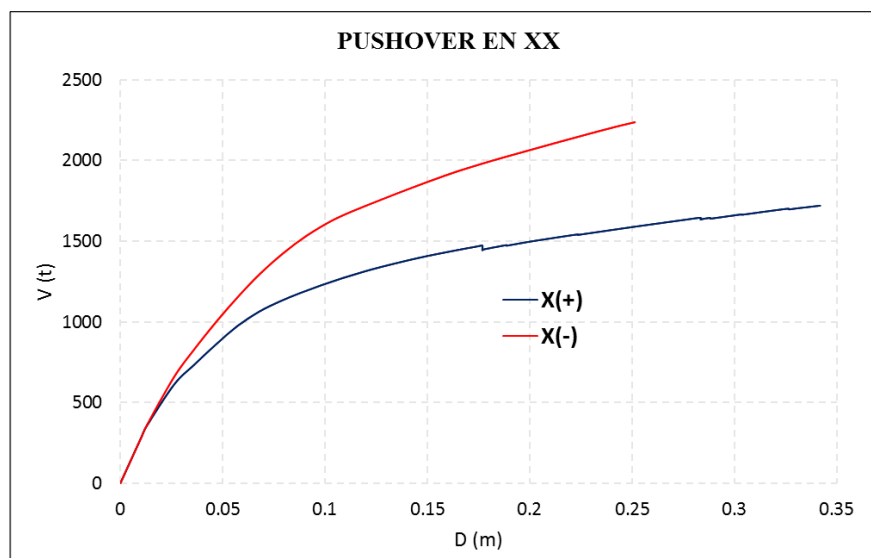
Para la dirección XX (+), la primera rótula aparece en el paso 3/54 con desplazamiento de 0,03 m con cortante 611,56 t y el punto de colapso tiene un desplazamiento de 0,34 m y cortante de 1 720,72 t.

En la dirección XX (-), la primera rótula aparece en el paso 3/24 con desplazamiento de 0,03 m con cortante 657,56 t y el punto de colapso tiene un desplazamiento de

0,25 m y cortante de 2 237,76 t. Se presenta en la figura 56 las curvas de capacidad de la edificación sin arriostres en los dos sentidos.

Figura 59.

Curva de capacidad en XX sin BRBs



Fuente: Elaboración propia.

Según la figura 59 se observa que la dirección XX (+) tiene más ductilidad respecto a la dirección negativa; sin embargo, esta tiene más rigidez y resistencia.

Con las curvas se calcula la ductilidad y la sobre resistencia de la estructura para la dirección dada, considerando el punto de variación de rigidez:

$$\mu_{\text{sin BRBs}} = \frac{0,34}{0,03 \text{ m}} = 11,33 \rightarrow X(+)$$

$$\mu_{\text{sin BRBs}} = \frac{0,25}{0,03} = 8,33 \rightarrow X(-)$$

El parámetro de ductilidad (μ) representa la capacidad que tiene un edificio para disipar energía producto del sismo. Además, se calcula la sobre resistencia:

$$\Omega_{\text{sin BRBs}} = \frac{1\,720,72 \text{ t}}{611,56 \text{ t}} = 2,81 \rightarrow X(+)$$

$$\Omega_{\text{sin BRBs}} = \frac{2\,237,76 \text{ t}}{657,56 \text{ t}} = 3,40 \rightarrow X(-)$$

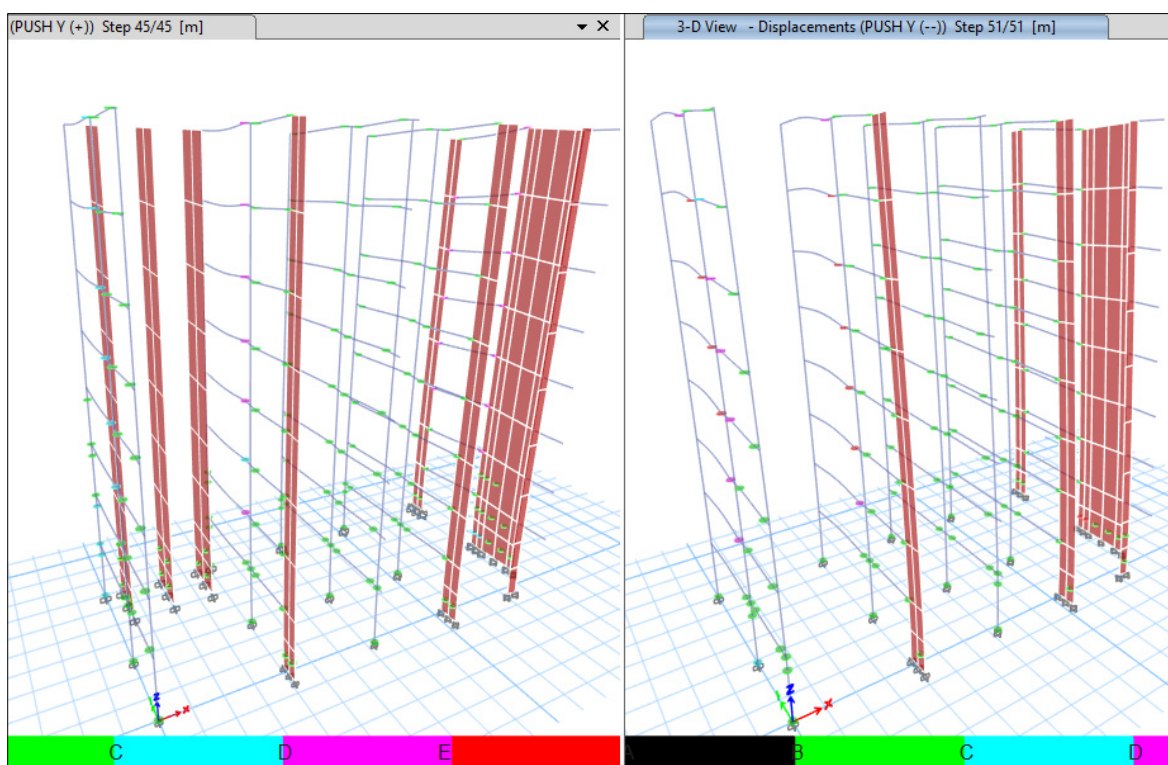
Con el parámetro de resistencia (Ω) se concluye que la estructura es 2,81 y 3,40 más resistente respecto al cortante que fue diseñado para la dirección XX.

6.1.3.2. Rótulas plásticas y curvas de capacidad de edificio sin arriostres en YY

Con un total de 45 pasos en dirección de YY (+) y 51 pasos en Y (-), se observa la formación de rótulas totales en el edificio sin arriostres.

Figura 60.

Rótulas plásticas en YY sin arriostres



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Puede verse en la figura 60 el mecanismo de falla en sentido YY compromete a vigas, columnas y placas en el primer nivel.

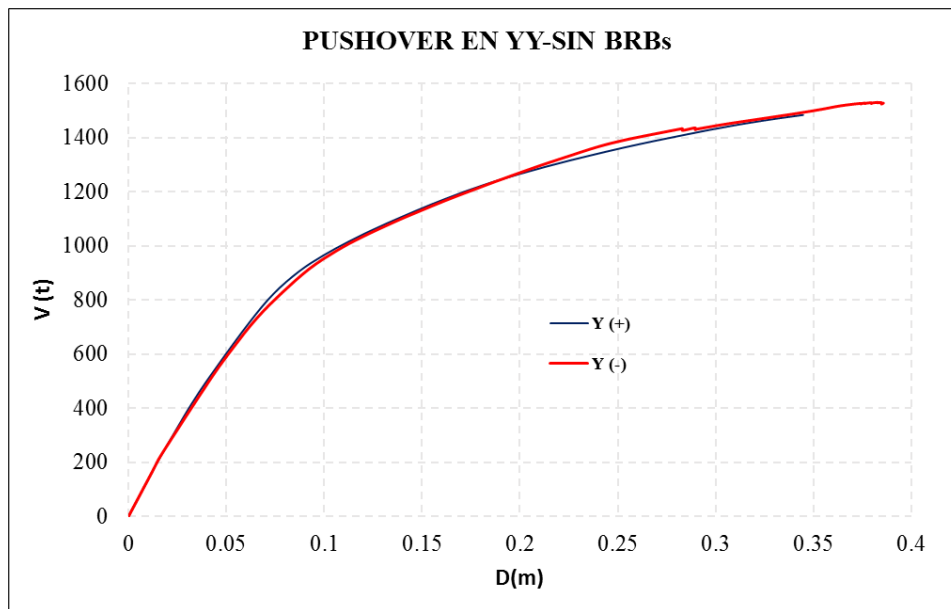
En la dirección YY (+), la primera rótula aparece en el paso 5/45 con desplazamiento de 0,06 m con y cortante 714,39 t; y el punto de colapso tiene un desplazamiento de 0,35 m y cortante de 1 483,65 t.

Para la dirección YY (-), la primera rótula aparece en el paso 5/51 con desplazamiento de 0,07 m con cortante 732,83 t, y el punto de colapso tiene un

desplazamiento de 0,39 m y cortante de 1 527,64 t. Se presenta en la figura 61 las curvas de capacidad del policlínico sin arriostres en los dos sentidos.

Figura 61.

Curvas de capacidad YY sin arriostres



Fuente: Elaboración propia.

En la figura 61 tanto para sentido positivo y negativo las curvas son similares, con un desplazamiento ligeramente mayor de la dirección YY (-) respecto a la dirección negativa.

Con la curva de capacidad se puede calcular la ductilidad y la sobre resistencia del edificio para cada dirección; por tanto, se realiza el cálculo de la ductilidad:

$$\mu_{\text{sin BRBs}} = \frac{0,34 \text{ m}}{0,06 \text{ m}} = 5,67 \rightarrow Y(+)$$

$$\mu_{\text{sin BRBs}} = \frac{0,39 \text{ m}}{0,07 \text{ m}} = 5,57 \rightarrow Y(-)$$

El valor de 5,67 y 5,57 indican la ductilidad en la dirección YY para la edificación sin BRBs; además, se calcula la sobre resistencia:

$$\Omega_{\text{sin BRBs}} = \frac{1\,483,65 \text{ t}}{714,39 \text{ t}} = 2,08 \rightarrow Y(+)$$

$$\Omega_{sin BRBs} = \frac{1\,527,64\ t}{732,83\ t} = 2,08 \rightarrow Y(-)$$

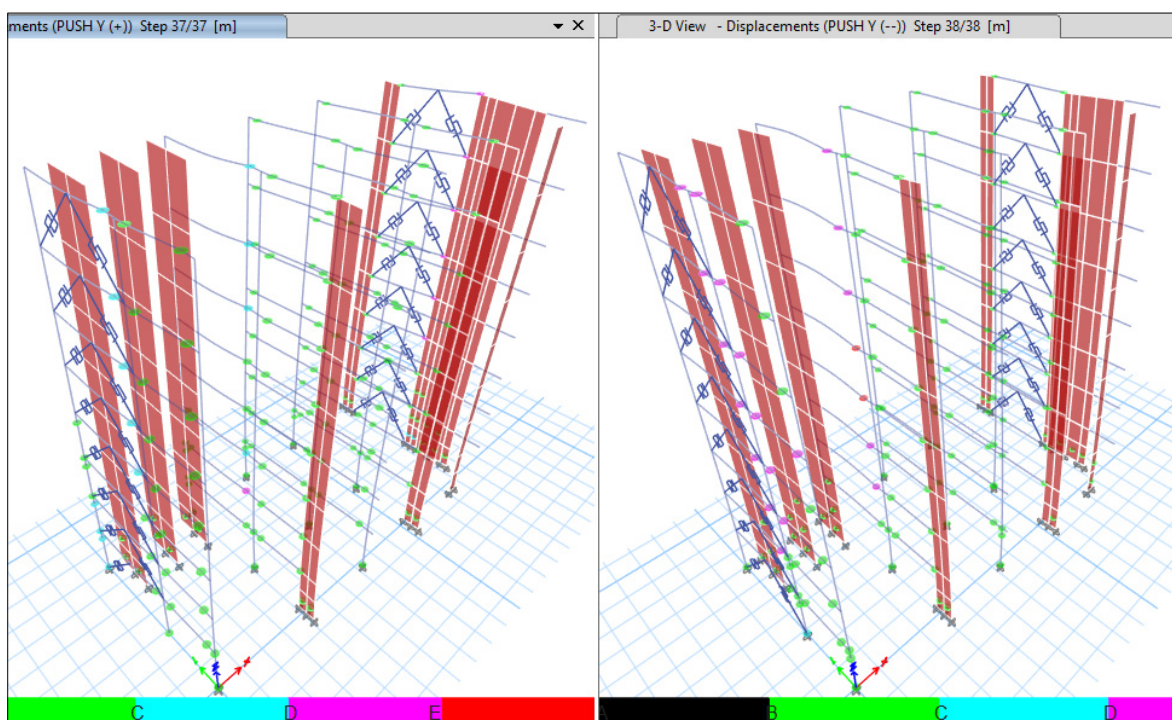
Con el parámetro de sobre resistencia (Ω) se concluye que la estructura es 2,08 más resistente respecto al diseño para la dirección YY sin BRBs para sentido positivo y negativo.

6.1.3.3. Rótulas plásticas y curvas de capacidad del edificio con arriostres en YY

Con un total de 44 pasos en dirección YY, se observa la formación de rótulas totales en el edificio con arriostres.

Figura 62.

Rótulas plásticas en YY con arriostres



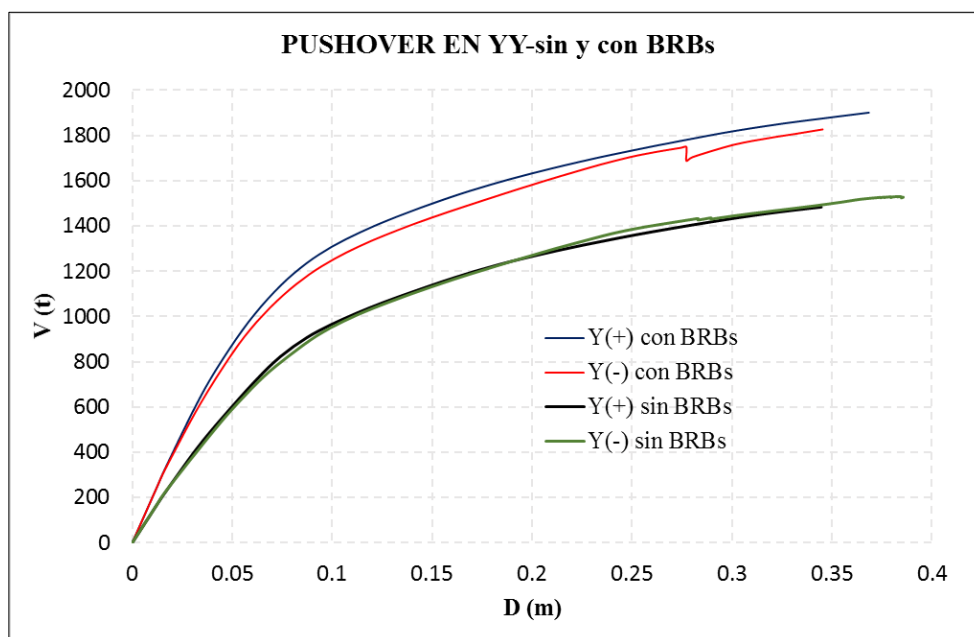
Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Para la dirección YY (+) con arriostres, la primera rótula aparece en el paso 5/37 con desplazamiento de 0,06 m con cortante 1 010,05 t y el punto de colapso tiene un desplazamiento de 0,37 m y cortante de 1 901,01 t.

Para la dirección YY (-) con arriostres, la primera rótula aparece en el paso 4/37 con desplazamiento de 0,05 m con cortante 836,52 t y el punto de colapso tiene un desplazamiento de 0,35 m y cortante de 1 827,00 t.

Figura 63.

Curvas de capacidad YY sin y con arriostres



Fuente: Elaboración propia.

La figura 63 muestra las curvas de capacidad en YY; se observa que la edificación con BRBs posee mayor rigidez y resistencia aumentando en 22 % la cortante para la dirección positiva y 16 % para la dirección negativa.

Con las curvas se puede calcular la ductilidad y la sobre resistencia de la estructura para cada sentido; por tanto, se presenta el cálculo de ductilidad:

$$\mu_{con BRBs} = \frac{0,37}{0,06} = 6,17 \rightarrow Y(+)$$

$$\mu_{con BRBs} = \frac{0,35}{0,05} = 7,00 \rightarrow Y(-)$$

Se evidencia el aumento de la ductilidad en la edificación con arriostres en 7 % para la dirección positiva y en 15 % para la dirección negativa.

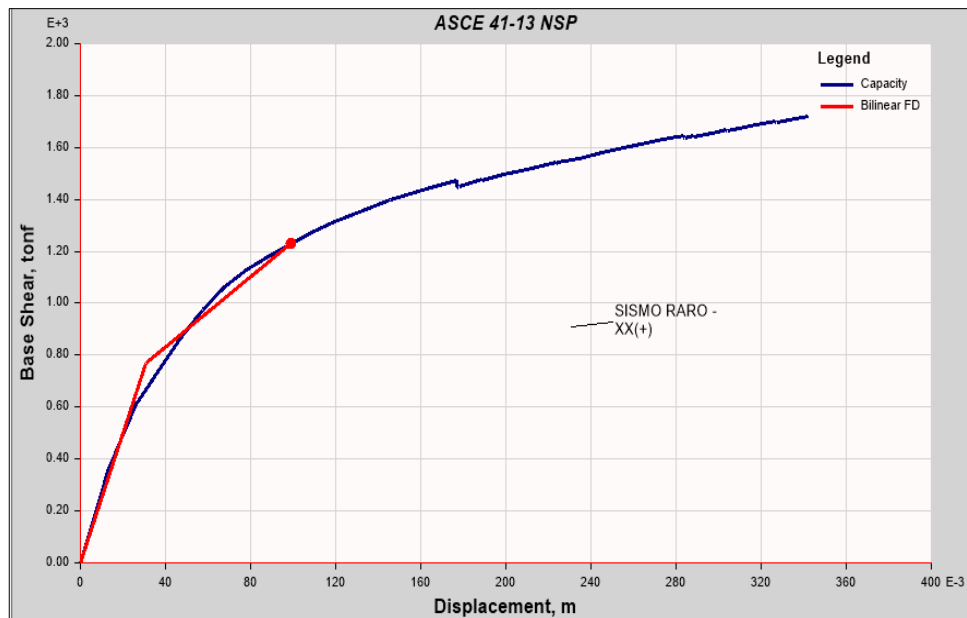
$$\Omega_{con BRBs} = \frac{1\ 901,01}{1\ 010,05} = 1,88 \rightarrow Y(+)$$

$$\Omega_{con BRBs} = \frac{1\ 827,00}{836,52} = 2,18 \rightarrow Y(-)$$

6.1.4. Evaluación del desempeño sísmico con ASCE/SEI 41-13

Figura 64.

Desplazamiento objetivo en XX (+) sin BRBs



Fuente: Elaborado en Etabs.

Tabla 37.

Desplazamiento objetivo en XX sin BRB

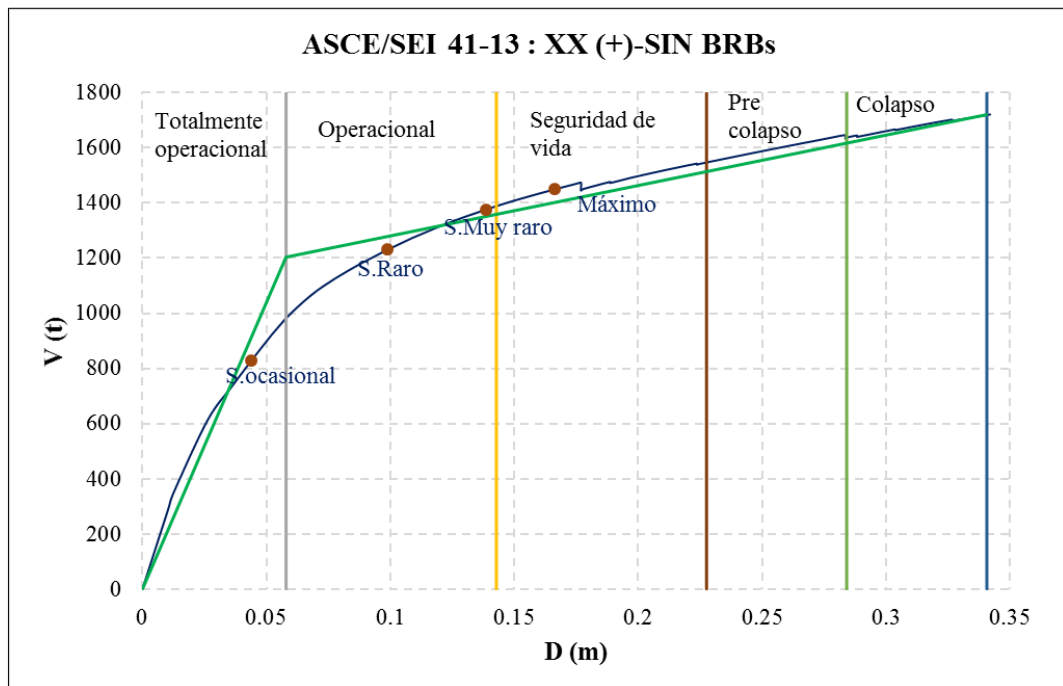
Coeficientes	
C_0	1,40
C_1	1,25
C_2	1,05
Sa (g)	1,18
Te (s)	0,43

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el desplazamiento objetivo tiene el valor de 0,10 m y una cortante de 1230,74 t.

Figura 65.

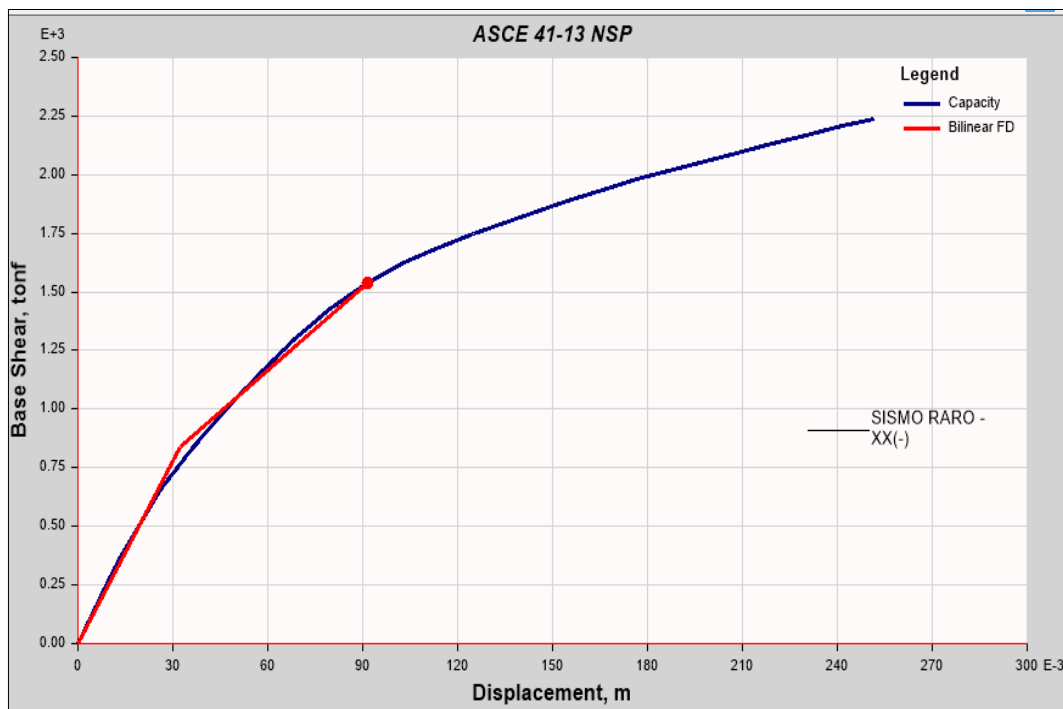
Desempeño por cada sismo en XX (+) sin BRBs



Fuente: Elaboración propia.

Figura 66.

Desplazamiento objetivo en XX (-) sin BRBs



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Tabla 38.*Desplazamiento objetivo en XX sin BRB*

Coeficientes	
C_0	1,37
C_1	1,23
C_2	1,04
$S_a(g)$	1,18
$T_e(s)$	0,422

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el desplazamiento objetivo tiene el valor de 0,09 m y una cortante de 1 537,43 t.

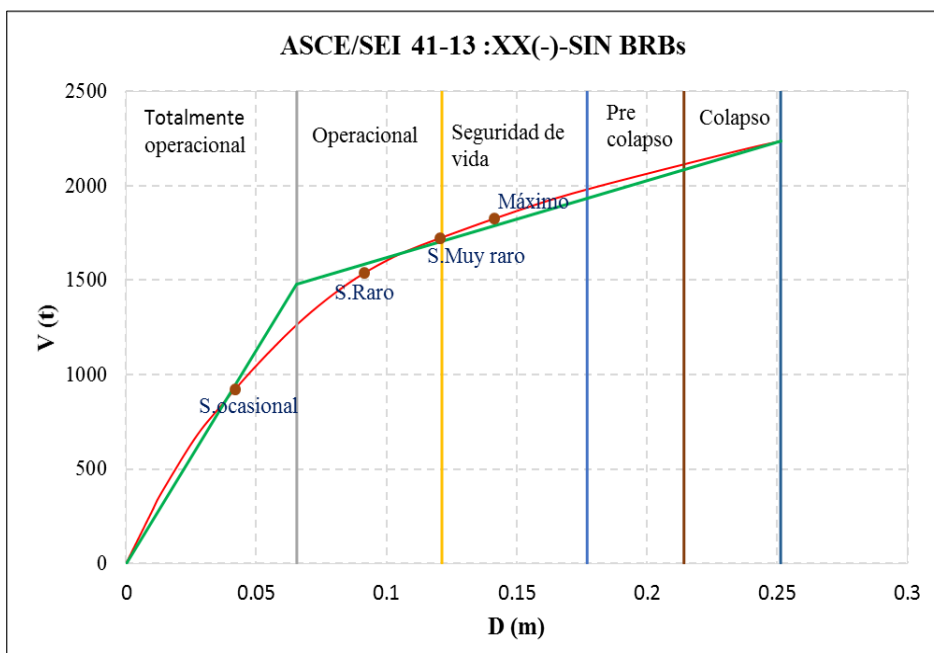
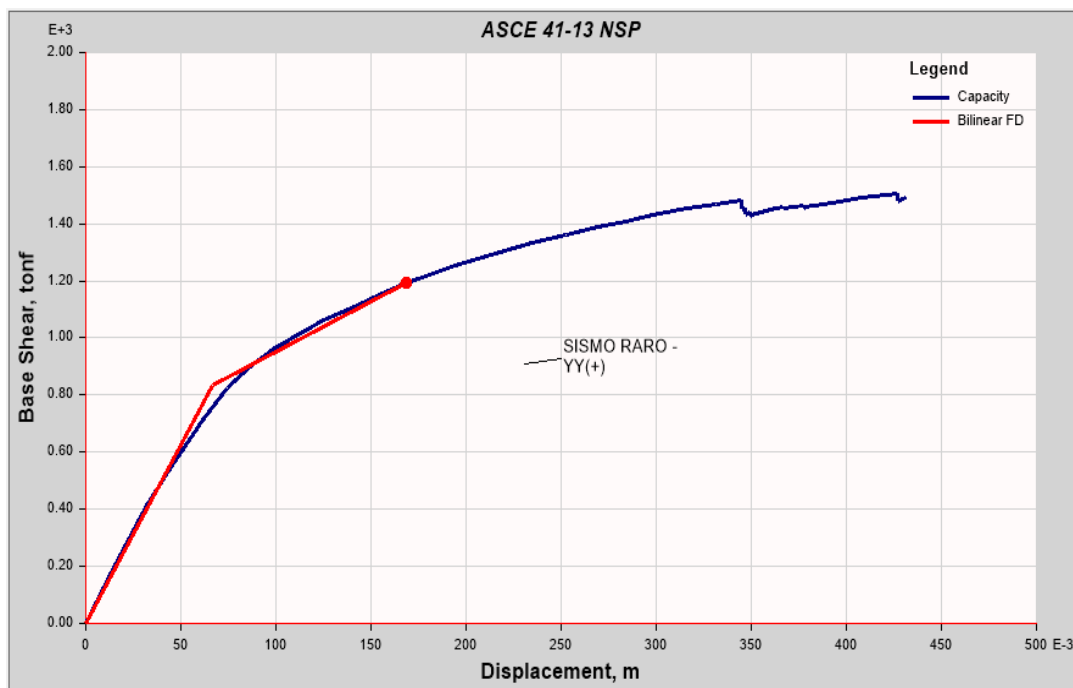
Figura 67.*Desempeño por cada sismo en XX (-) sin BRBs**Fuente: Elaboración propia.*

Figura 68.

Desplazamiento objetivo YY (+) sin BRBs



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Tabla 39

Desplazamiento objetivo en YY (+) sin BRB

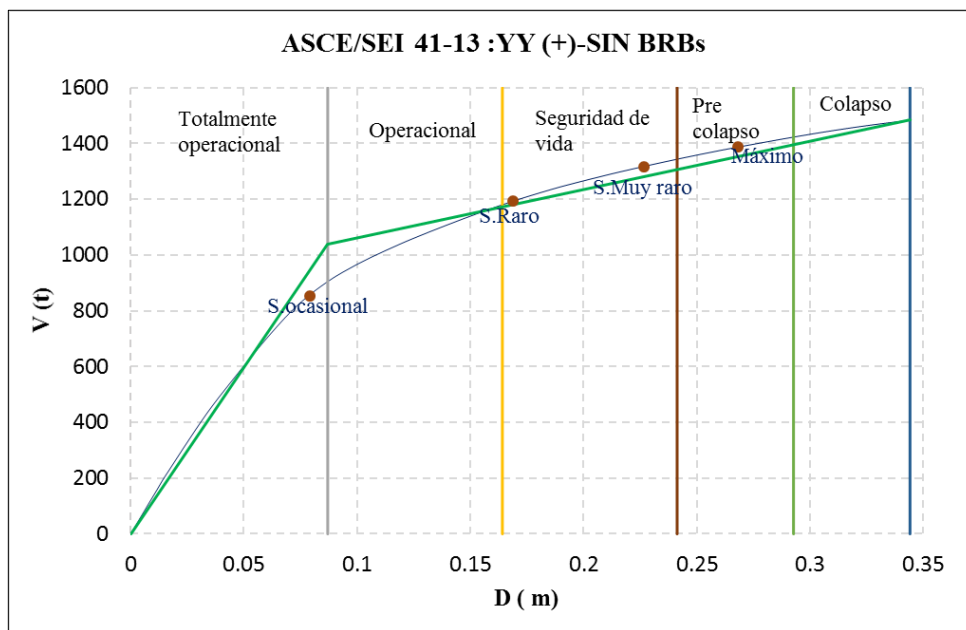
Coeficientes	
C ₀	1,40
C ₁	1,11
C ₂	1,02
Sa(g)	1,17
Te(s)	0,606

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el desplazamiento objetivo tiene el valor de 0,17 m y una cortante de 1192,65 t en dirección YY.

Figura 69.

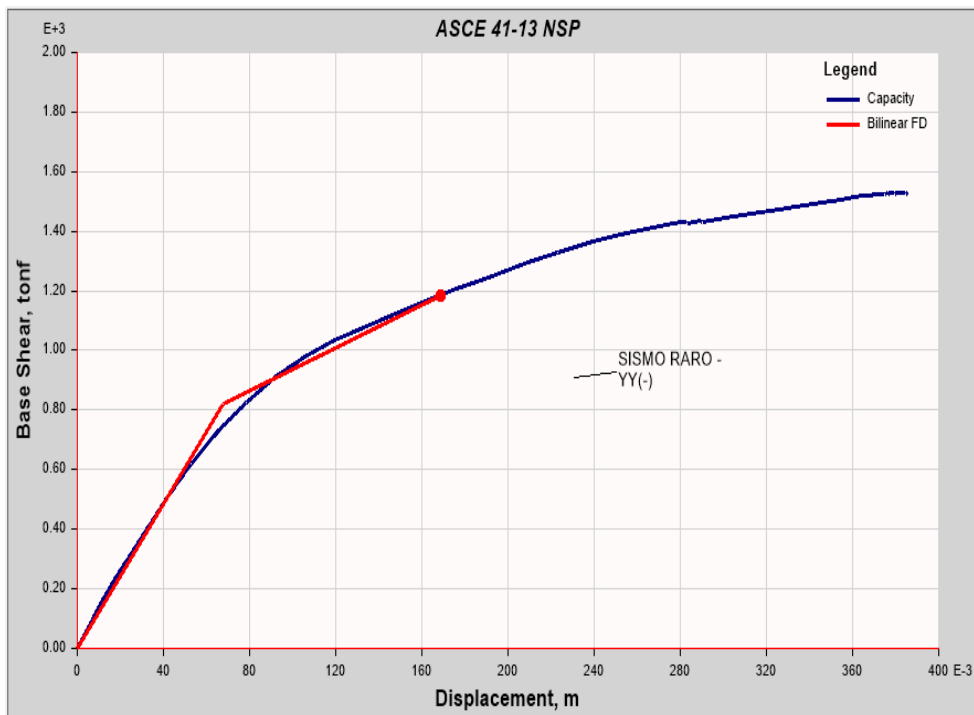
Desempeño por cada sismo en YY (+) sin BRBs



Fuente: Elaboración propia.

Figura 70.

Desplazamiento objetivo YY (-) sin BRBs



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Tabla 40*Desplazamiento objetivo en YY (-) sin BRB*

Coeficientes	
C_0	1,38
C_1	1,11
C_2	1,02
$Sa(g)$	1,16
$T_e(s)$	0,614

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el desplazamiento objetivo tiene el valor de 0,17 m y una cortante de 1 186,41 t en dirección YY.

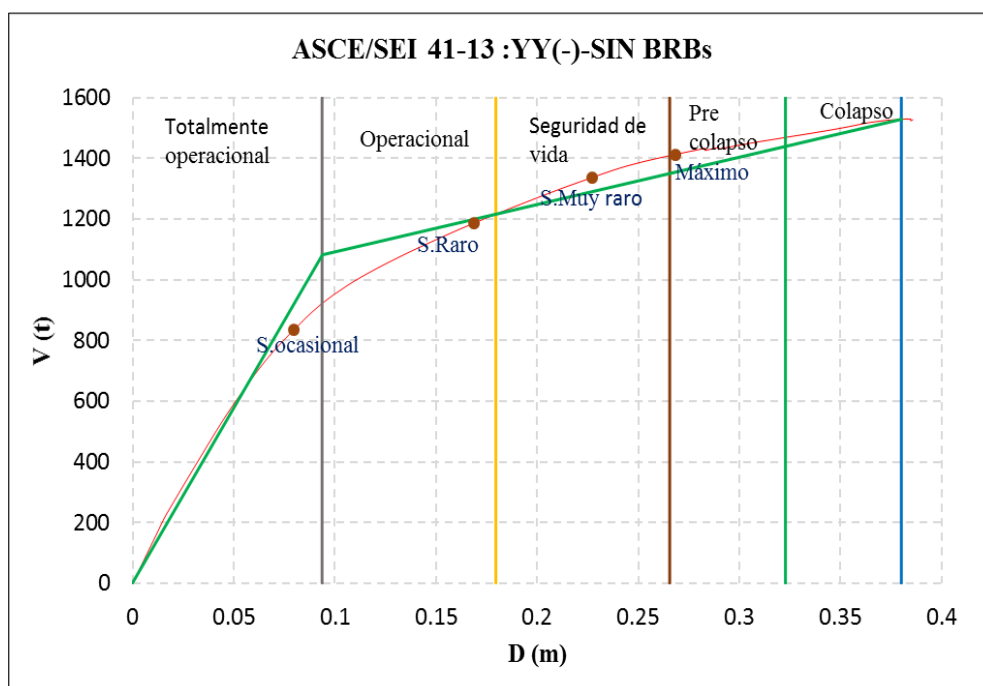
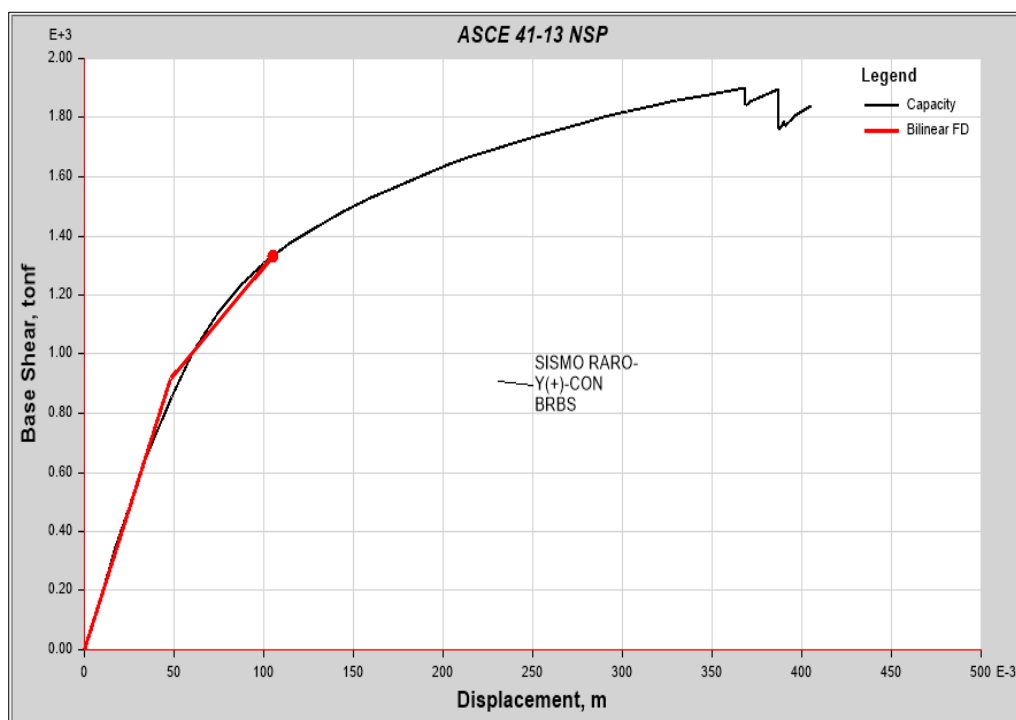
Figura 71.*Desempeño por cada sismo en YY (-) sin BRBs**Fuente: Elaboración propia.*

Figura 72.

Desplazamiento objetivo YY (+) con BRBs



Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Tabla 41

Desplazamiento objetivo en YY (+) con BRBs

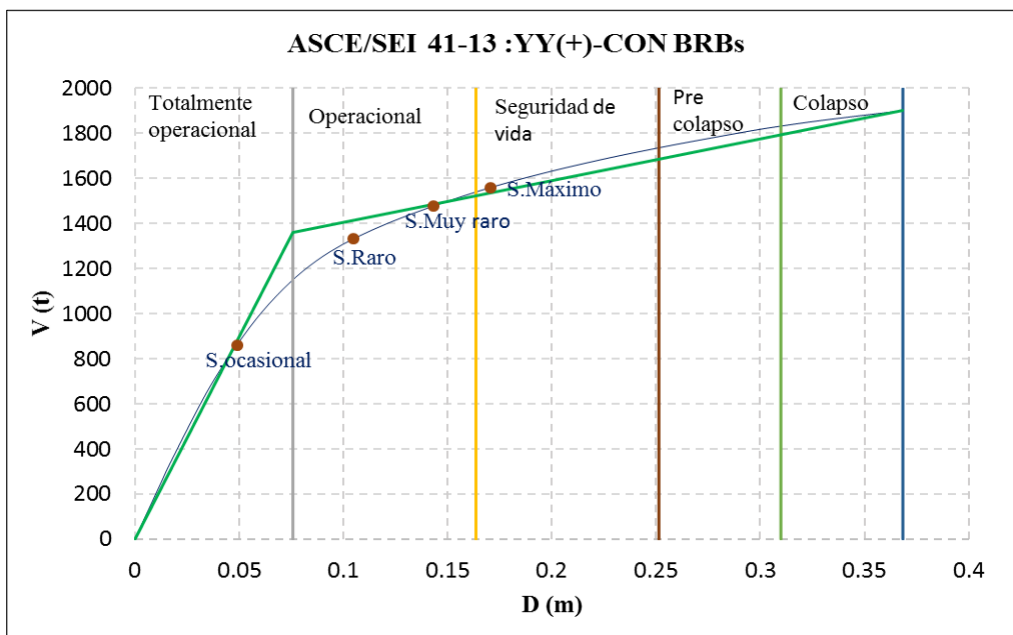
Coeficientes	
C ₀	1,34
C ₁	1,16
C ₂	1,03
Sa(g)	1,18
Te(s)	0,474

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el desplazamiento objetivo tiene el valor de 0,11 m y una cortante de 1 331,22 t en dirección YY.

Figura 73.

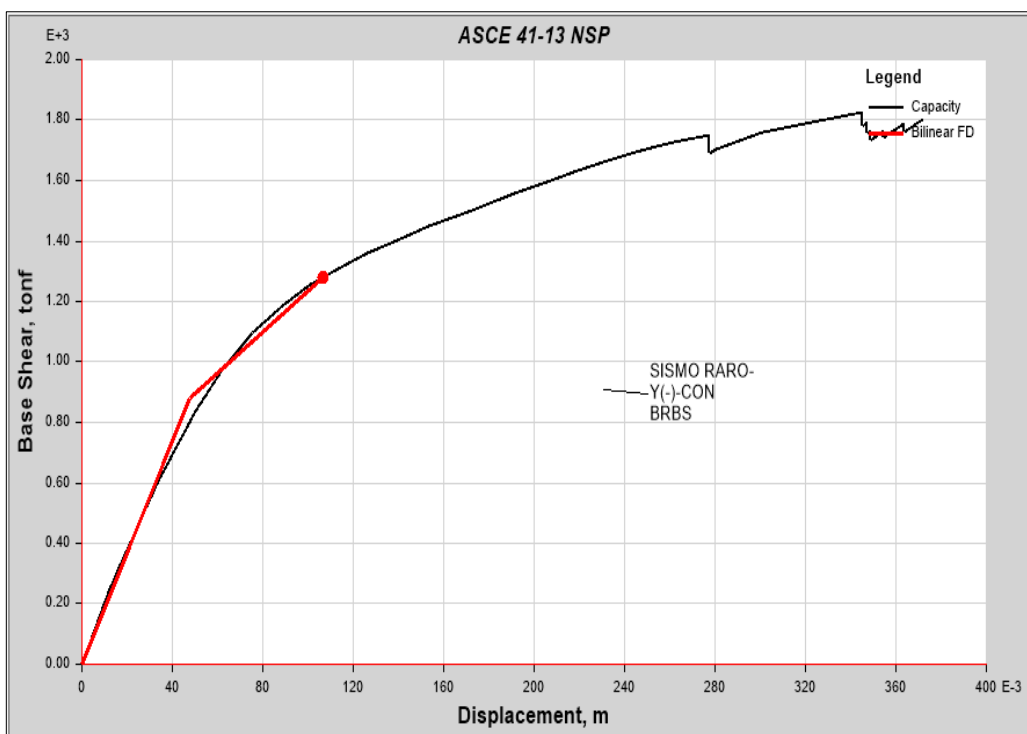
Desempeño por cada sismo en YY (+) con BRBs



Fuente: Elaboración propia.

Figura 74.

Desplazamiento objetivo YY (-) con BRBs



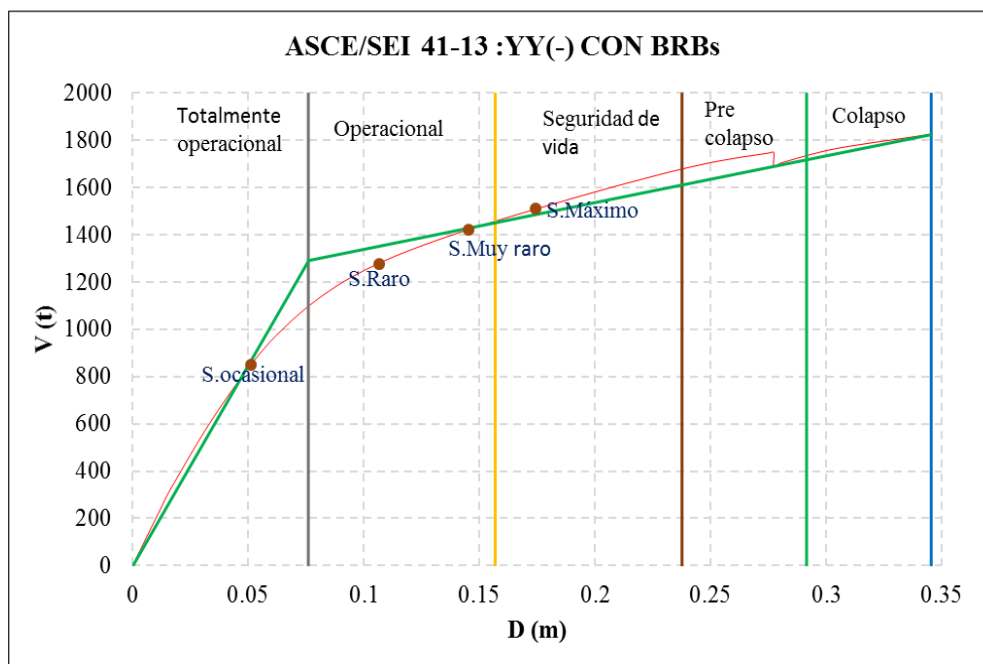
Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Tabla 42*Desplazamiento objetivo en YY (-) con BRB*

Coeficientes	
C_0	1,30
C_1	1,17
C_2	1,03
$Sa(g)$	1,18
$T_e(s)$	0,484

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, el desplazamiento objetivo tiene valor de 0,11 m y una cortante de 1 278,66 t en dirección YY.

Figura 75.*Desempeño por cada sismo en YY (-) con BRBs**Fuente: Elaboración propia.*

Se ilustró la gráfica del cálculo desplazamiento objetivo para el método ASCE/SEI 41-13 para un sismo raro; el cálculo de desplazamiento para los demás niveles de amenaza se encuentra en la parte de anexos. En tabla 43 se presenta la evaluación completa y resumida del desempeño sísmico.

Tabla 43.*Desempeño sísmico con ASCE/SEI 41-13*

Dirección	Nivel Intensidad	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Pre Colapso	¿Cumple objetivo de desempeño?
XX(+) SIN BRBs	Ocasional (72años)	■				SI
	Raro (475 años)		■			SI
	Muy raro (970años)			■		SI
	Máximo (2475 años)				■	SI
XX(-) SIN BRBs	Ocasional (72años)	■				SI
	Raro (475 años)		■			SI
	Muy raro (970años)			■		SI
	máximo (2475 años)				■	SI
Y(+) SIN BRBs	Ocasional (72años)	■				SI
	Raro (475 años)			■		NO
	Muy raro (970años)			■		SI
	Máximo (2475 años)				■	SI
Y(-) SIN BRBs	Ocasional (72años)	■				SI
	Raro (475 años)		■			SI
	Muy raro (970años)			■		SI
	Máximo (2475 años)				■	SI
Y(+) CON BRBs	Ocasional (72años)	■				SI
	Raro (475 años)		■			SI
	Muy raro (970años)			■		SI
	Máximo (2475 años)				■	SI
Y(-) CON BRBs	Ocasional (72años)	■				SI
	Raro (475 años)		■			SI
	Muy raro (970años)			■		SI
	Máximo (2475 años)				■	SI

Fuente: Elaboración propia.

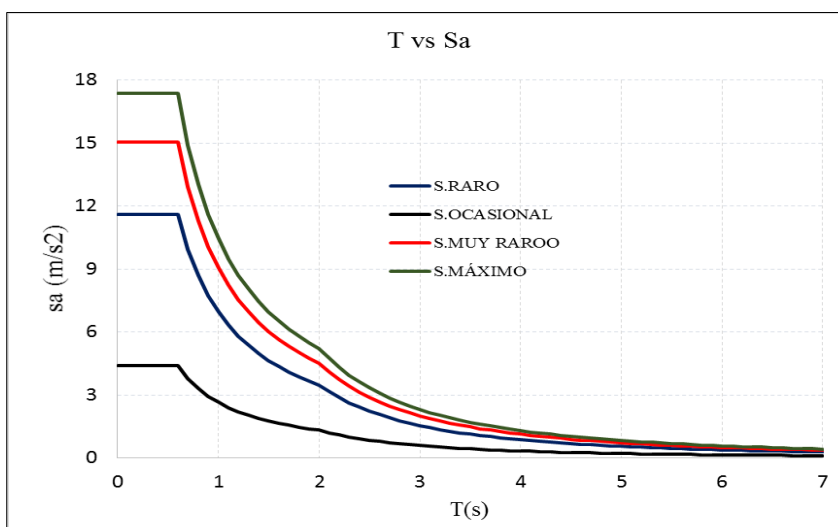
Como puede notarse el desempeño sísmico para la dirección XX sin BRBs se está cumpliendo; mientras que para la dirección YY (+) sin BRBs no se está cumpliendo para el sismo raro porque está en seguridad de vida. Sin embargo, cuando se adicionó los arriostres para dirección YY se cumple el nivel de desempeño esperado para un edificio esencial, que en un sismo raro esta debería estar en el nivel operacional.

6.1.5. Evaluación del desempeño sísmico según FEMA 440

Para evaluar el desempeño por este método se tiene las curvas: demanda y de capacidad en coordenadas espectrales (S_{di} ; S_{ai}); por lo que es necesario realizar la conversión de estas. En primer lugar, se muestran los espectros elásticos con valores de periodo-aceleración (T - S_a) y reducidas a $R=1$; luego, se presentan en coordenadas espectrales.

Figura 76.

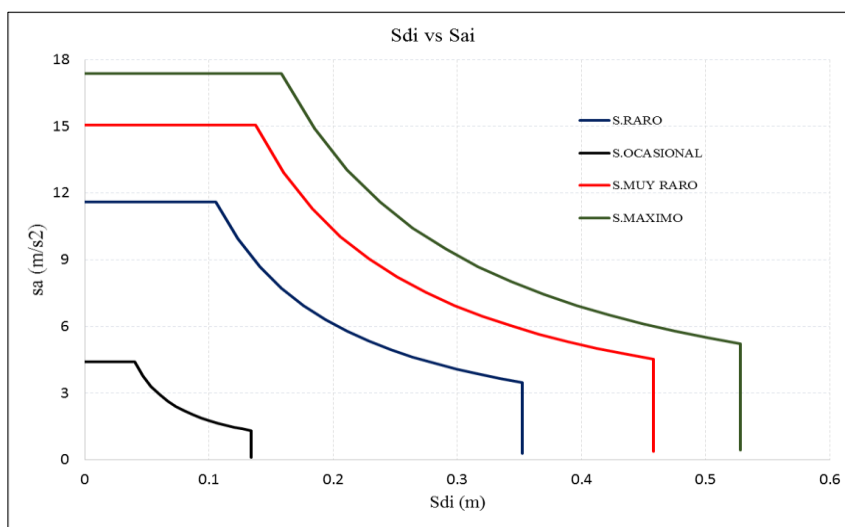
Espectros elásticos por sismo



Fuente: Elaboración propia.

Figura 77.

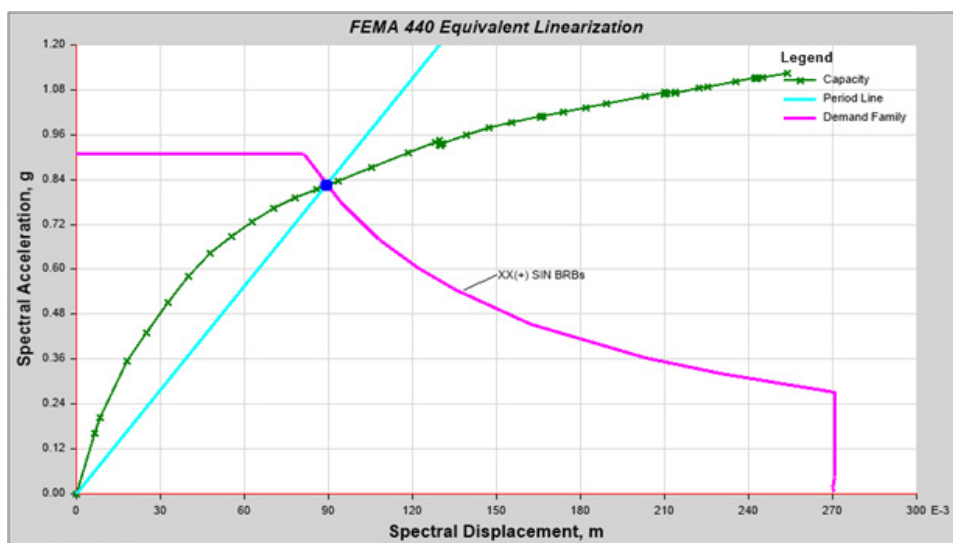
Espectros en formato ADRS



Fuente: Elaboración propia.

Figura 78.

Punto de desempeño en XX (+) sin BRBs

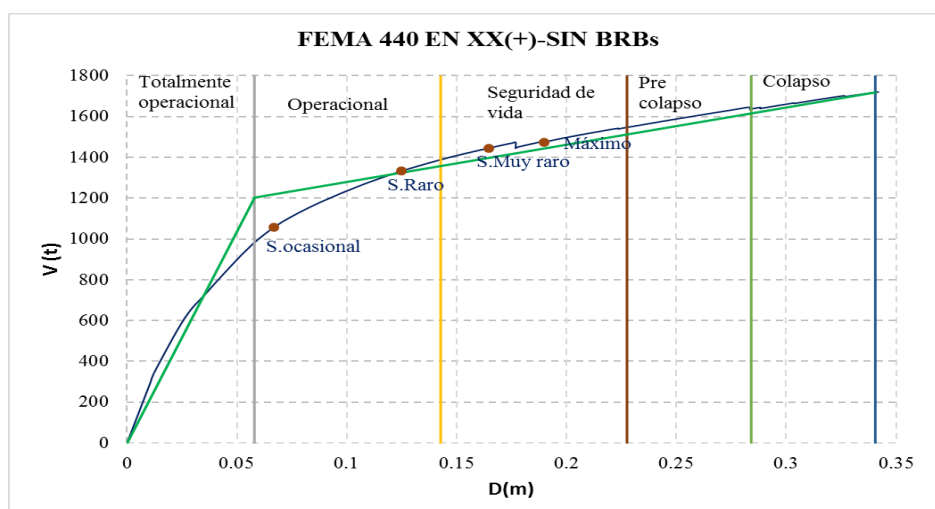


Fuente: Resultado de prueba Etabs.

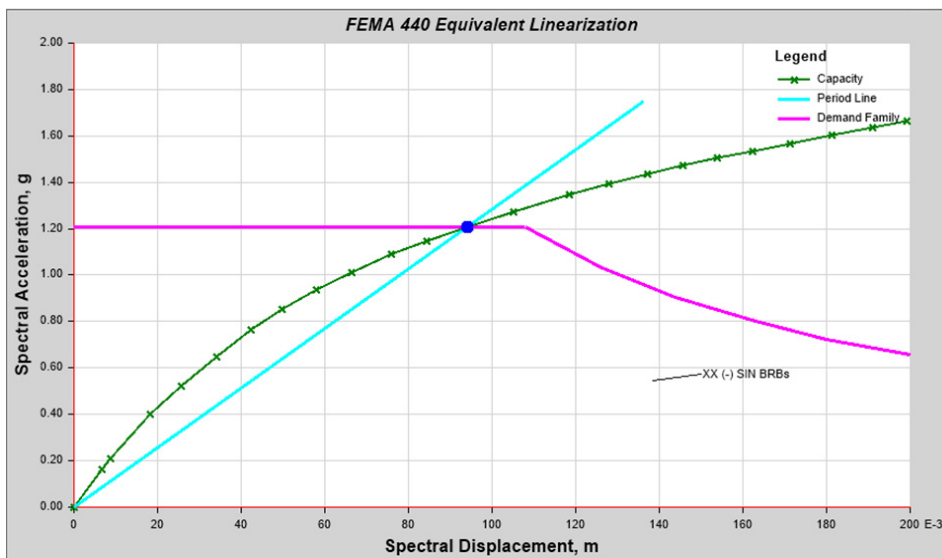
La curva de color verde es el espectro de capacidad del sismo raro generada con coordenadas pseudo-desplazamiento y pseudo aceleración (S_{di} ; S_{ai}); la línea de color cian corresponde al periodo secante y la curva de rosado es el espectro de demanda. Por lo tanto, el punto de desempeño en XX (+) es de coordenadas (0,09 m; 0,83g). La figura 79 presenta los valores convertidos en desplazamiento y cortante para cada sismo.

Figura 79.

Desempeño por cada sismo en XX (+) sin BRBs



Fuente: Elaboración propia.

Figura 80.*Punto de desempeño en XX (-) sin BRB**Fuente: Resultado de prueba Etabs.*

Por lo tanto, el punto de desempeño para XX (-) según FEMA 440 de coordenadas (0,09 m; 1,21 g). La figura 81 muestra los valores convertidos en desplazamiento y cortante para cada sismo.

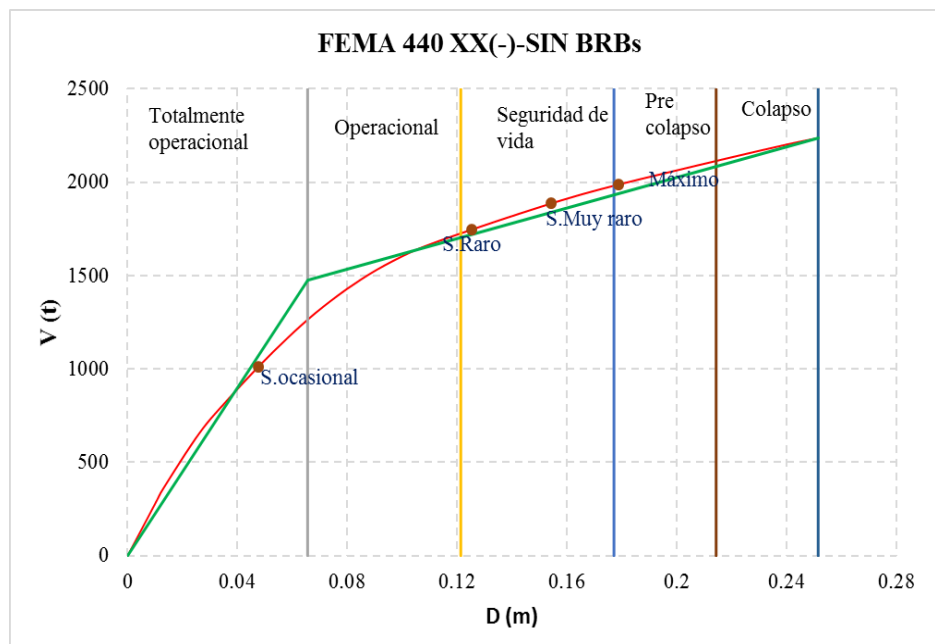
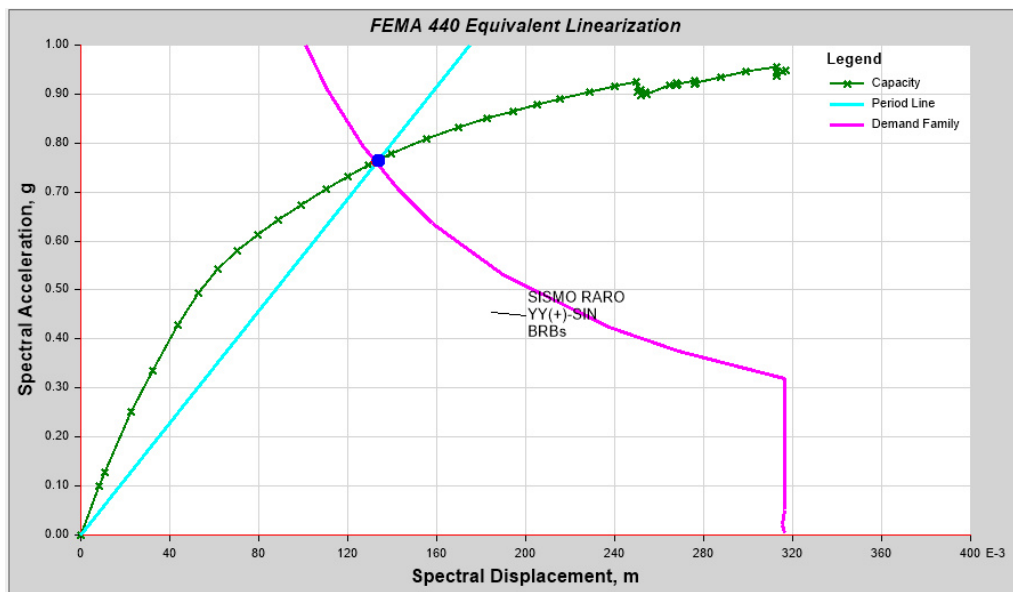
Figura 81.*Desempeño por cada sismo en XX (-) sin BRBs**Fuente: Elaboración propia.*

Figura 82.

Punto de desempeño en YY (+) sin BRBs

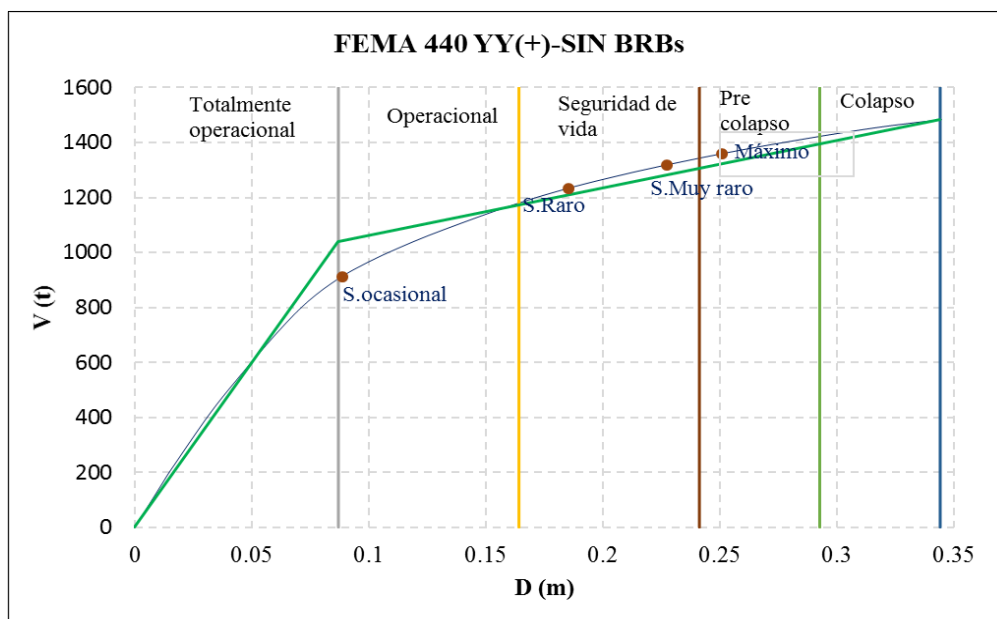


Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Por lo tanto, el punto de desempeño para YY (+) según FEMA 440 tiene coordenadas (0,13 m; 0,76 g); luego se muestran los valores convertidos en desplazamiento y cortante para cada sismo.

Figura 83.

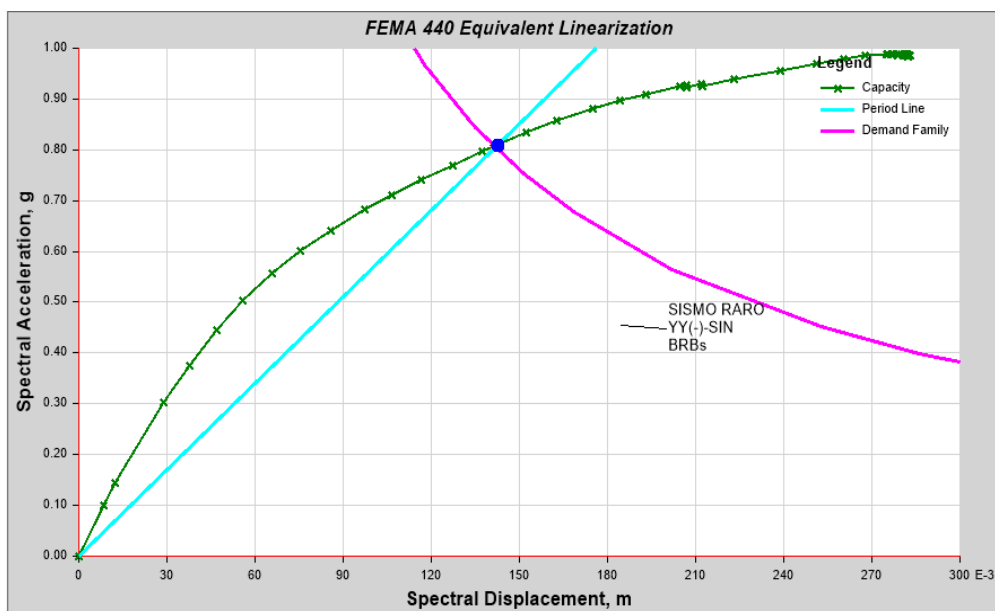
Desempeño por cada sismo en YY (+) sin BRBs



Fuente: Elaboración propia.

Figura 84.

Punto de desempeño en YY (-) sin BRBs

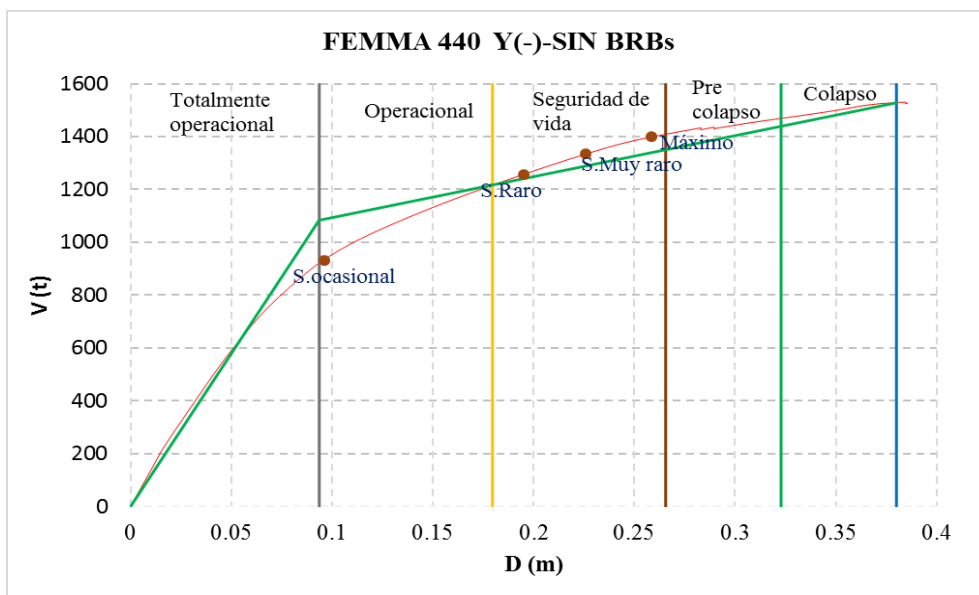


Fuente: Resultado de prueba Etabs.

Por lo tanto, el punto de desempeño para YY (-) según FEMA 440 de coordenadas (0,14 m; 0,81 g). En la figura 85 se muestra los valores convertidos en desplazamiento y cortante para cada sismo.

Figura 85.

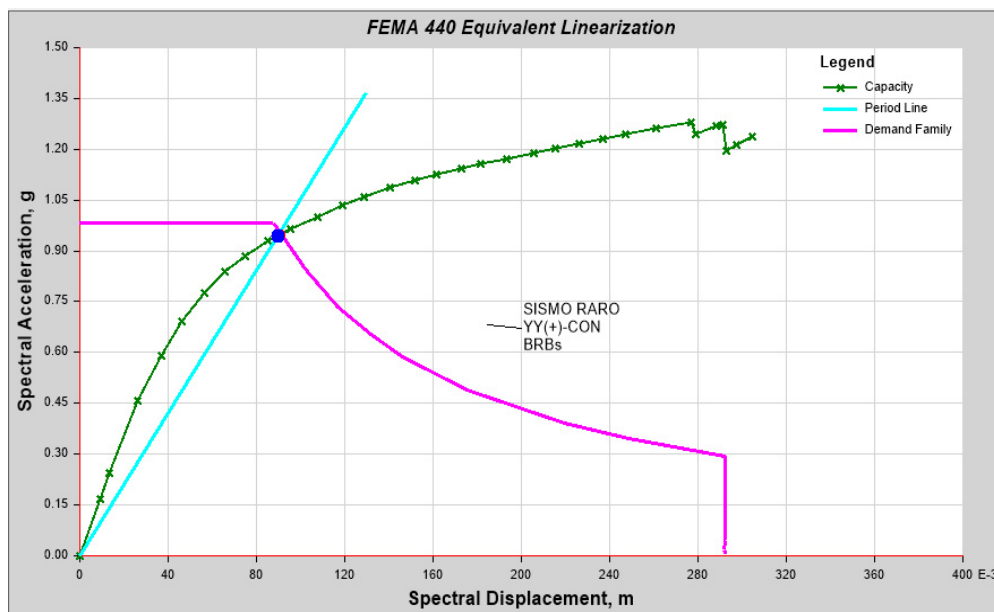
Desempeño por cada sismo en YY (-) sin BRBs



Fuente: Elaboración propia.

Figura 86.

Punto de desempeño en YY (+) con BRBs

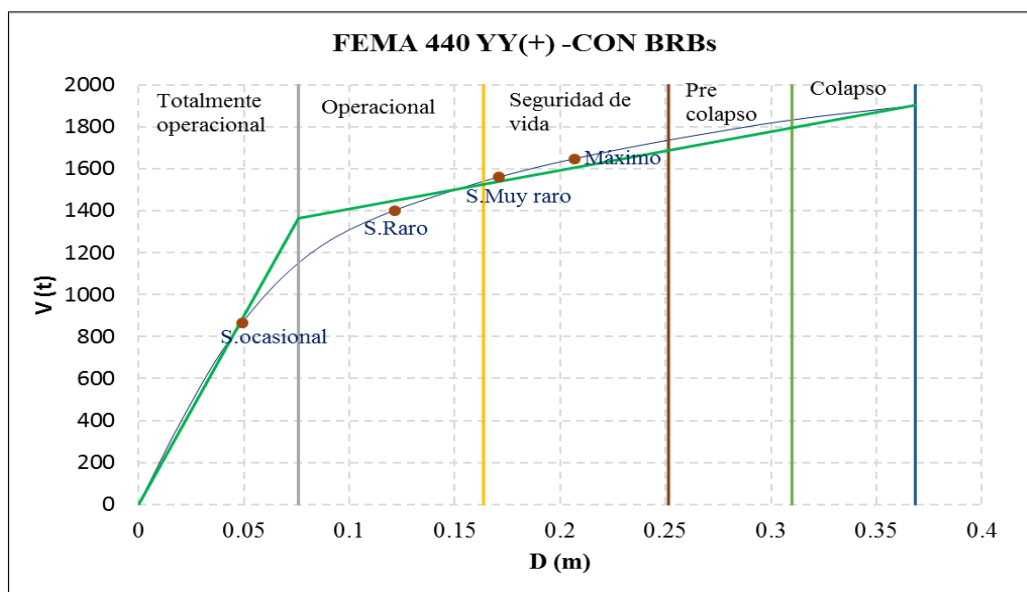


Fuente: Elaborado en Etabs.

Por lo tanto, el punto de desempeño para YY (+) con BRBs según FEMA 440 de coordenadas (0,09 m; 0,95 g). En la figura 86 se muestra los valores convertidos en desplazamiento y cortante para cada sismo.

Figura 87.

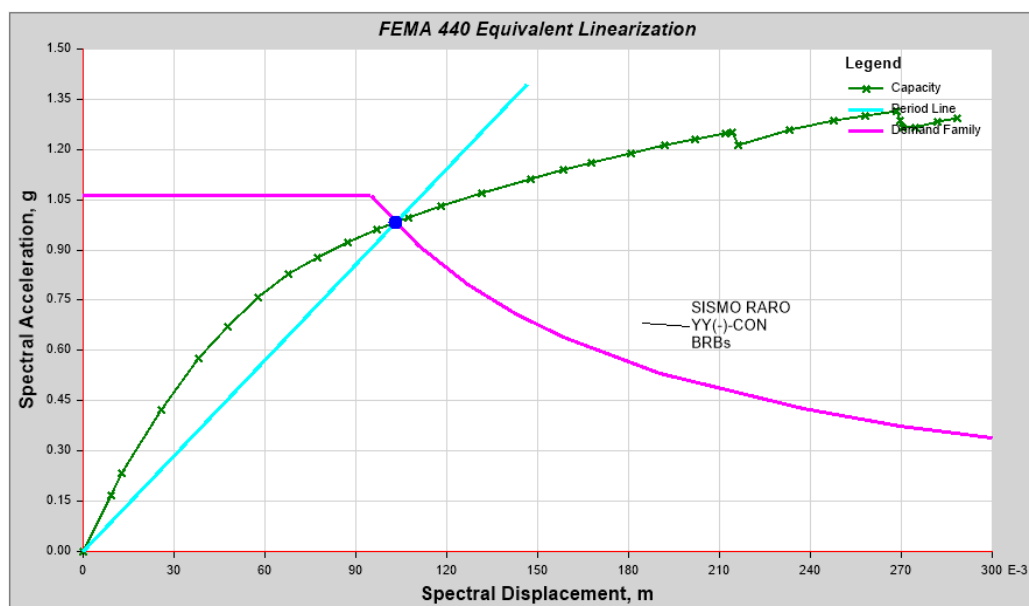
Desempeño por cada sismo en YY (+) con BRBs



Fuente: Elaboración propia.

Figura 88.

Punto de desempeño en YY (-) con BRBs

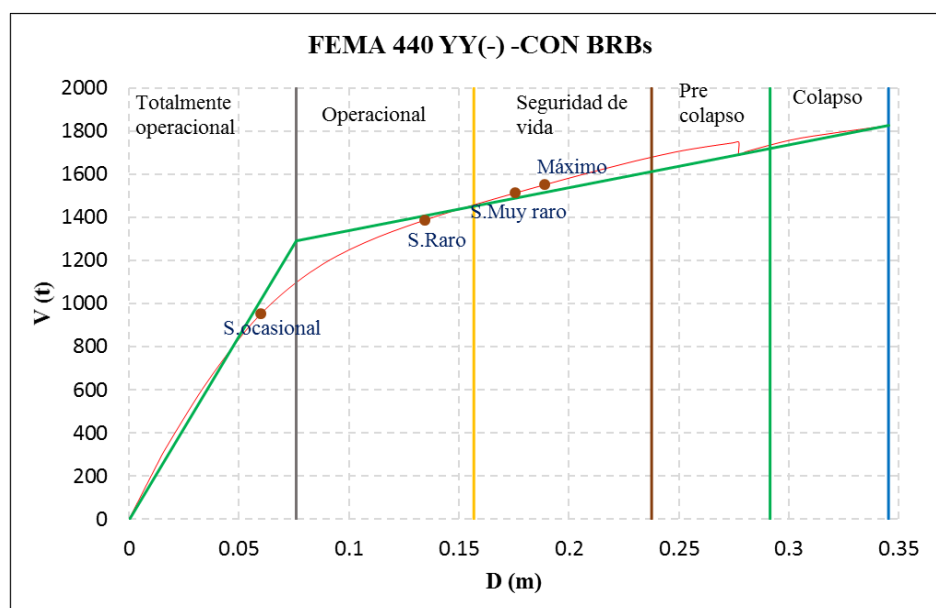


Fuente: Elaborado en Etabs.

Por lo tanto, el punto de desempeño para YY (-) con BRBs según FEMA 440 de coordenadas (0,10 m; 0,98 g). En la figura 89 se muestra los valores convertidos en desplazamiento y cortante para cada sismo.

Figura 89.

Desempeño por cada sismo en YY (-) con BRBs.



Fuente Elaboración propia.

Tabla 44*Desempeño sísmico según FEMA 440*

Dirección	Nivel Intensidad	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Pre Colapso	¿Cumple objetivo de desempeño?
XX(+) SIN BRBs	Ocasional (72años)					NO
	Raro (475 años)					SI
	Muy raro (970años)					SI
	Máximo (2 475 años)					SI
XX(-) SIN BRBs	Ocasional (72años)					SI
	Raro (475 años)					NO
	Muy raro (970años)					SI
	Máximo (2 475 años)					SI
Y(+) SIN BRBs	Ocasional (72años)					NO
	Raro (475 años)					NO
	Muy raro (970años)					SI
	Máximo (2 475 años)					SI
Y(-) SIN BRBs	Ocasional (72años)					NO
	Raro (475 años)					NO
	Muy raro (970años)					SI
	Máximo (2 475 años)					SI
Y(+) CON BRBs	Ocasional (72años)					SI
	Raro (475 años)					SI
	Muy raro (970años)					SI
	Máximo (2 475 años)					SI
Y(-) CON BRBs	Ocasional (72años)					SI
	Raro (475 años)					SI
	Muy raro (970años)					SI
	Máximo (2 475 años)					SI

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 44 detalla la evaluación del desempeño sísmico según el método espectro demanda-capacidad del FEMA 440 sin y con arriostres de pandeo restringido; en ella se puede notar que para la dirección XX (+) sin BRBs para un sismo ocasional no está cumpliendo el objetivo esperado y para la dirección XX (-) sin BRBs para un *sismo raro* no se cumpliendo con lo descrito en la Norma Seac Visión 2000. Para la dirección YY (+) e YY (-) sin BRBs no se están cumpliendo el desempeño para un sismo ocasional y raro. Por lo tanto, para mejorar la dirección YY, se incorporó BRBs.

Como puede notarse en la dirección YY con arriostres tanto positivo y negativo se está cumpliendo con los niveles de desempeño para cada sismo, evidenciando que los BRBs ayudan a mejorar el desempeño estructural de una edificación al reducir desplazamientos y por ende el daño, el cual debe ser mínimo para una edificación esencial.

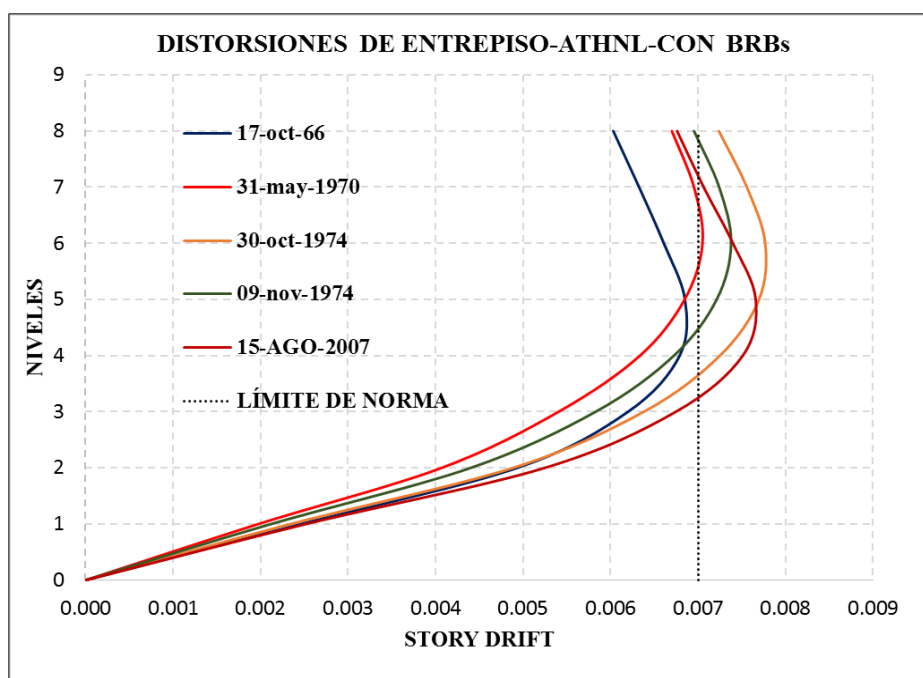
6.1.6. Análisis tiempo-historia no lineal del edificio sin y con arriostres

6.1.6.1. Distorsiones de entrepiso

Del análisis se muestran las distorsiones de piso generados por los sismos ocurridos en la historia del Perú:

Figura 90.

Distorsiones de entrepiso ADNL con arriostres



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 45.*Distorsiones de entrepiso ADNL con arriostres*

Distorsiones de entrepiso Max. con BRB-YY					
Nivel	15/08/2007	1966	1970	30/10/1974	09/11/1974
8	0,0068	0,0060	0,0067	0,0072	0,0070
7	0,0071	0,0063	0,0070	0,0076	0,0072
6	0,0074	0,0066	0,0071	0,0078	0,0074
5	0,0077	0,0069	0,0068	0,0077	0,0072
4	0,0075	0,0068	0,0063	0,0073	0,0067
3	0,0067	0,0062	0,0054	0,0064	0,0058
2	0,0052	0,0049	0,0041	0,0049	0,0044
1	0,0025	0,0025	0,0020	0,0023	0,0021
0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia.

La tabla 45 ilustra las distorsiones de entrepiso máximos en sentido YY obtenidos del análisis tiempo historia con arriostres de pandeo restringido. Los valores no han sido escalados; ya que estos representan directamente el movimiento en la base. Se observa que para los sismos de 30 oct 1974; 09 nov 1974 y 15 ago 2007 están sobrepasando el valor límite de la norma; sin embargo, este es menor 1,25 veces los máximos valores dictados por la Norma E.030 específicamente en el numeral 30.3.2.

6.1.6.2. Cortantes basales con y sin arriostres

La incorporación de arriostres de pandeo restringido permite variar la cortante en la base y por consiguiente las cortantes de cada piso del edificio.

Tabla 46.*Cortantes basales*

Cortante en dirección YY			
Registro sísmico	V sin BRBs (t)	V con BRBs (t)	% Reducción
17-oct-66	2 954,79	2 474,02	16 %
	- 3 251,98	- 2 507,29	23 %
31-may-70	2,807,30	2 037,46	27 %
	- 2,722,32	- 2 489,40	9 %
30-oct-74	3 329,55	2 223,48	33 %
	- 3 335,52	- 2 455,42	26 %
09-oct-74	3 672,77	2 372,87	35 %
	- 2 657,66	- 2 229,30	16 %
15-ago-07	2 662,64	2 444,53	8 %
	- 3 079,37	- 2 489,54	19 %

Fuente: Elaboración propia.

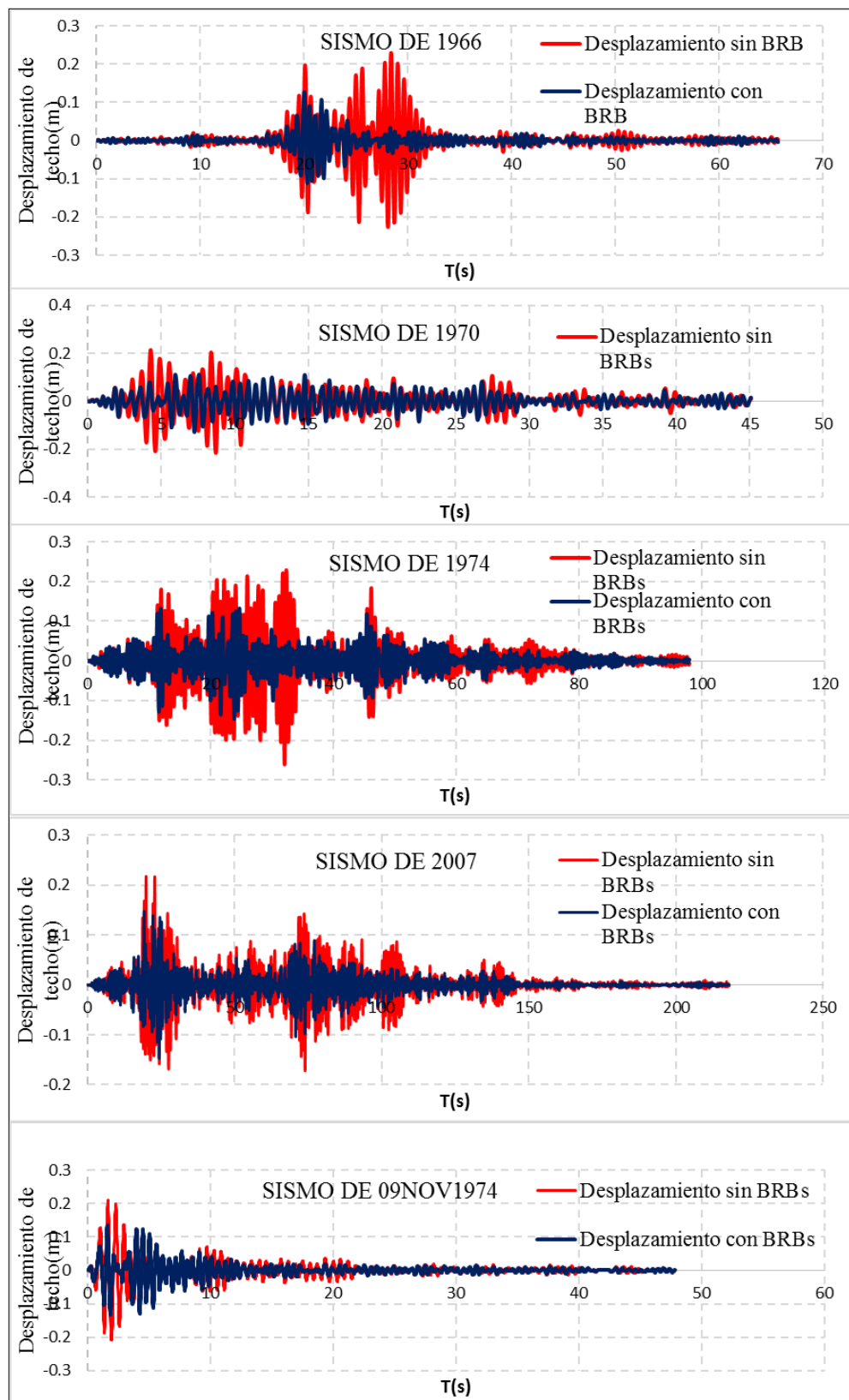
En la tabla 46 se muestran las cortantes en la base máximas positivas y negativas durante el tiempo de duración del registro donde existe variación de estas para cada sismo, donde se obtiene la reducción de cortante basal de 35 % como máximo y de 8 % como mínimo para los sismos de 09 nov 1974 y 15 ago 2007 respectivamente.

6.1.6.3. Desplazamientos

Se presenta el porcentaje en la reducción de desplazamiento del último nivel durante la duración del registro en la edificación sin y con arriostres:

Figura 91.

Desplazamiento de techo de la edificación con y sin BRBs



Fuente: Elaboración propia.

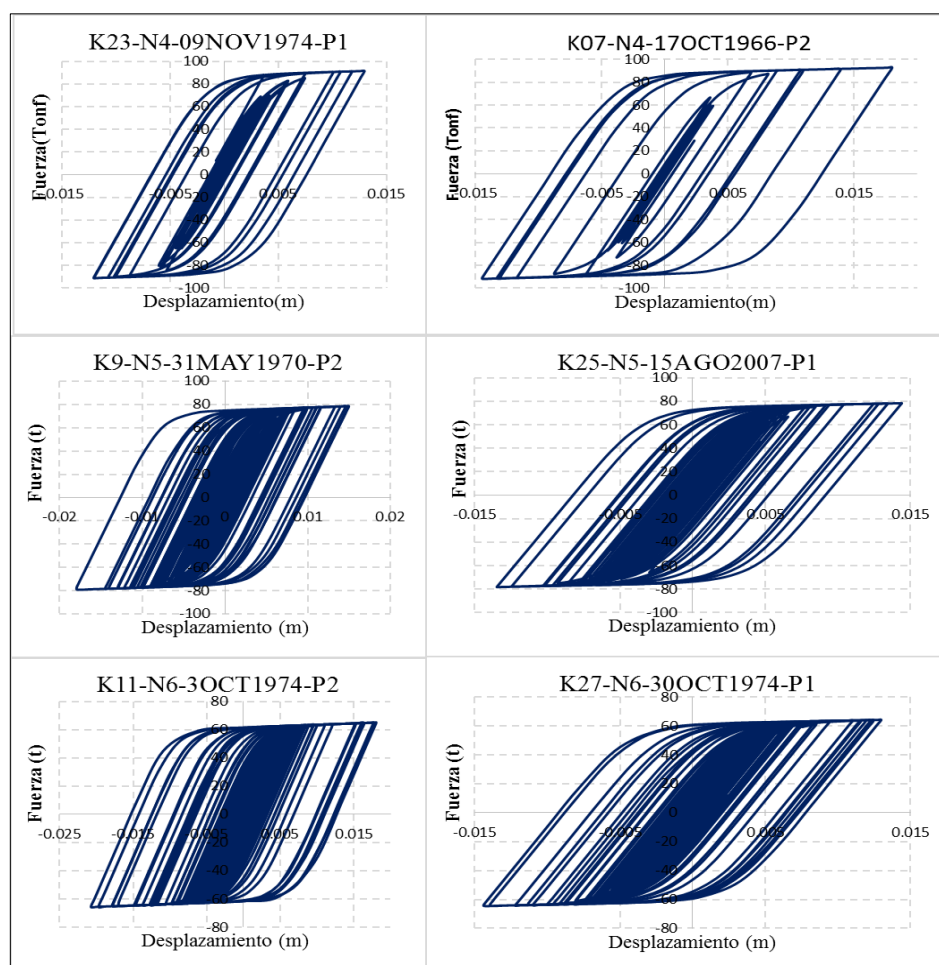
La figura 91 ilustra las gráficas de desplazamiento de los sismos estudiados donde se evalúa el desplazamiento de techo en el tiempo en YY. El porcentaje de reducción de desplazamientos fueron 51 %; 48 %; 44 %; 32 % y 35 % respectivamente en el orden que se encuentra la figura 91 mostrando que los arriostres disminuyen los desplazamientos al aportar rigidez. Los porcentajes fueron calculados con los valores máximos de los registros sin y con arriostres.

6.1.7.4. Curvas de histéresis de arriostres de pandeo restringido

Se presentan las histéresis de fuerza axial de compresión y tensión vs el desplazamiento de los arriostres modelados como elementos *link* en el software Etabs 2019 obtenidos del análisis dinámico tiempo historia no lineal. Se selecciona los arriostres de los tres primeros pisos con mayor desplazamiento lateral.

Figura 92.

Histéresis de arriostres con más demanda



Fuente: Elaboración propia.

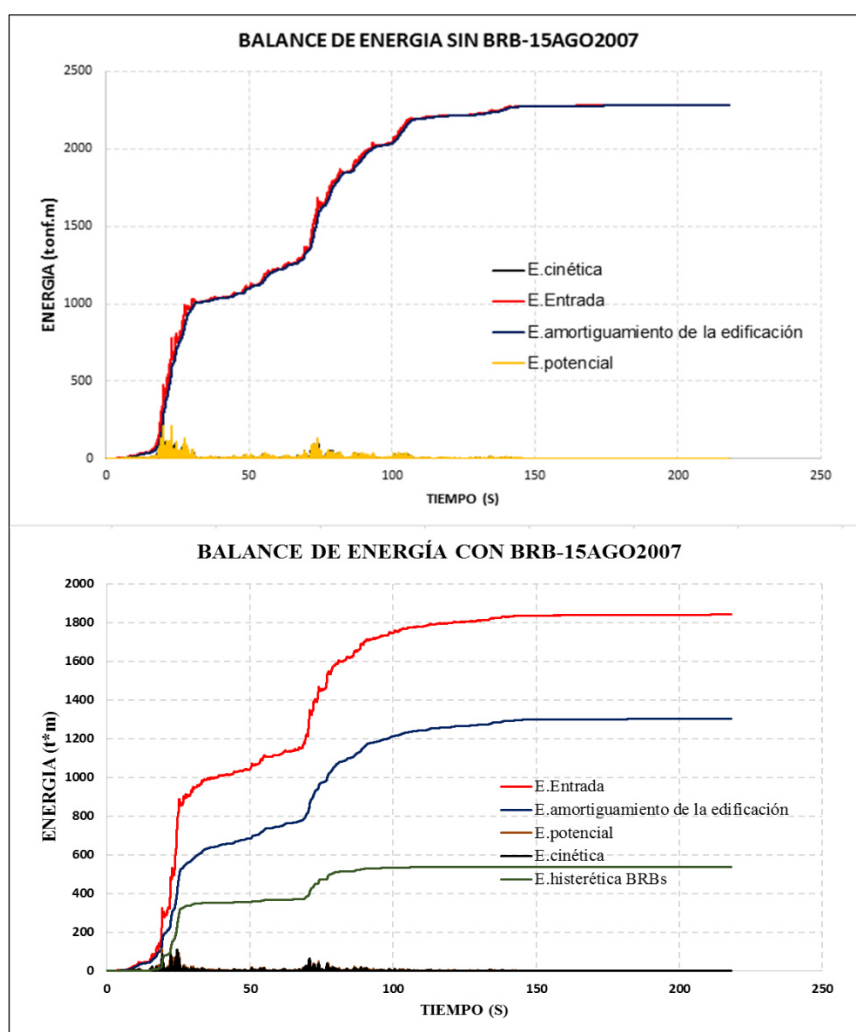
En la figura 92 se visualiza las curvas histéreticas de arriostres más demandados, detallando el número de elemento *link*, el nivel en el que se encuentran ubicado dentro de la edificación, el sismo de análisis y el pórtico de ubicación. Se pueden observar curvas con ciclos estables y transiciones suavizadas que demuestran inelasticidad; además, se observa muchos ciclos en el rango elástico indicando que el sismo no hace trabajar en exceso al arriostre.

6.1.7.5. Balance de energía del modelo sin y con arriostres en la edificación

Para justificar el uso de arriostres de pandeo restringido y observar el aporte de estos en la edificación se presenta la distribución de balance de energía con las siguientes curvas:

Figura 93.

Balance de energía para modelo sin y con BRBs



Fuente: Elaboración propia.

Según la figura 93, la primera curva es modelo sin arriostres, donde el amortiguamiento modal de la estructura absorbe casi toda la energía de entrada o excitación sísmica; mientras que en la segunda parte se observa que los arriostres absorben parte significativa de la energía de entrada ayudando al amortiguamiento de la estructura. Las curvas de la figura 93 representan el sismo de 15 de agosto de 2007. La energía potencial y cinética absorben energía en cantidades muy inferiores, y, además, lo hacen en un intervalo corto de tiempo.

Las demás curvas de balance se presentan en los anexos.

Tabla 47.

Porcentaje de energía sin y con arriostres

Registro	SIN BRBs		CON BRBs		
	Entrada	Modal	Entrada	Modal	BRBs
17-oct-66	1 248,51	1 247,18	578,83	393,72	183,91
	100 %	99,89 %	100 %	68,02 %	31,77 %
31-may-70	1 458,21	1 454,38	1 636,05	1 074,33	558,48
	100 %	99,74 %	100 %	65,67 %	34,14 %
30-oct-74	3 068,20	3 055,75	2 344,60	1 588,15	755,17
	100 %	99,59 %	100 %	67,74 %	32,21 %
15-ago-07	1 031,64	1 008,13	1 840,44	1 302,53	536,79
	100 %	97,72 %	100 %	70,77 %	29,17 %
09-nov-74	586,71	585,46	751,42	473,65	276,43
	100 %	99,79 %	100 %	63,03 %	36,79 %

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede notar en la tabla 47, en todos los registros del modelo sin arriostres el amortiguamiento modal de la edificación absorbe casi toda la energía sísmica mientras que en el modelo con BRBs parte de la energía es absorbida por los arriostres ayudando a disipar energía. Para todos los registros se calcula el porcentaje de energía que absorben los BRBs obteniéndose un promedio de 32,81 % respecto de la energía de entrada. Por lo tanto, se verifica el buen funcionamiento de los dispositivos planteados para disipar energía producto del sismo.

6.2. Contratación de hipótesis

6.2.1. Contratación de hipótesis general

- La propuesta de implementación de arriostres de pandeo restringido mejoró la protección sísmica de una edificación de concreto armado de 8 niveles. Esto ocurrió porque se adicionó arriostres a la edificación estudiados mediante el análisis estático no lineal y tiempo historia, que describieron mejor el comportamiento estructural del policlínico. Se analizó indicadores del arriostre como: desplazamiento de fluencia, rigidez axial y fuerzas de diseño para conocer los indicadores de la edificación tales como: distorsiones de entrepiso, desplazamientos objetivos, niveles de desempeño y balance de energía; resultando valores muy positivos para proteger sísmicamente a la estructura. Por lo tanto, se cumplió con el planteamiento de la hipótesis general.

6.2.2. Contratación de hipótesis específicas

- Hipótesis específica 1: La incorporación de arriostres de pandeo restringido fue útil como medida de protección sísmica ya que con estos se logró la reducción de desplazamientos y aumento de la rigidez lineal en la edificación de ocho niveles estudiados mediante los análisis estático y modal espectral descritos en la Norma E.030 que permitieron evidenciar el aporte de los arriostres en el policlínico. En efecto se está cumpliendo la hipótesis específica 1.
- Hipótesis específica 2: Al evaluar la edificación de concreto armado con arriostres de pandeo restringido según las normas americanas ASCE/SEI 41-13 y FEMA 440 se obtuvo mejoras en el desempeño sísmico; lo cual no ocurrió para la edificación sin arriostres. Se usó la técnica Pushover para la evaluación del desempeño con la Norma Seac Vision 2000, donde la edificación logró cumplir con todos los niveles de amenaza sísmica. En tal sentido se está cumpliendo con la hipótesis específica 2 para la edificación con arriostres.
- Hipótesis específica 3: Los resultados del análisis dinámico tiempo-historia no lineal permitió obtener mejoras en la protección de una edificación de concreto armado de 8 niveles con arriostres. Los resultados mostraron que los arriostres reducen el desplazamiento de techo, la cortante basal y absorben parte de la energía sísmica estudiados con registros de aceleraciones del Perú. Por lo que permite al policlínico

con arriostres responder eficientemente a eventos sísmicos. En tal sentido se demostró la hipótesis específica 3 para la edificación con arriostres.

6.3. Conclusiones

- Se incorporó arriostres de pandeo restringido como medida de protección sísmica en la edificación de concreto armado de ocho niveles en disposición chevron en dos pórticos en dirección YY asignando el 25 % de las cortantes de piso a los arriostres y usando la metodología propuesta en el Manual de diseño de Damp Systems. Se obtuvo como resultado las propiedades dieciséis dispositivos usados en la edificación tales: como rigidez axial, fuerza de diseño, ángulo de inclinación, longitud, fuerza y desplazamiento de fluencia.
- Se evaluó el desempeño sísmico de la edificación de concreto armado de ocho niveles sin y con arriostres de pandeo restringido con la metodología Pushover donde según ASCE/SEI 41-13 la edificación sin arriostres cumple con el desempeño para los sismos ocasional, muy raro y máximo; mientras que para un sismo raro no se está cumpliendo con el desempeño esperado; por tanto, se evalúa el policlínico con arriostres; con los cuales si se cumple con todos los niveles de desempeño. Según FEMA 440 la edificación sin arriostres no está cumpliendo con el desempeño esperado para los sismos ocasional y raro; mientras que con la edificación con arriostres presenta un desempeño adecuado para todos los sismos de análisis. Por lo tanto, se afirma que los arriostres de pandeo restringido ayuda a mejorar el desempeño estructural de una edificación al disminuir los desplazamientos.
- Se realizó el análisis tiempo historia de policlínico sin y con arriostres de pandeo restringido por el método Fast no linear analysis donde la edificación con arriostres presenta distorsiones como máximo de 0,008 que cumplen con lo establecido en el numeral 30.3.2 de la Norma E.030; la cortante basal del edificio con arriostres disminuye en promedio 21 % respecto a la edificación sin arriostres. Asimismo, los desplazamientos de techo se reducen en 51 %; 48 %; 44 %; 32 % y 35 % para los registros 17-oct-66,31-may-70,30-oct-74,09-oct-74,15-ago-07 respectivamente en comparación con la edificación sin arriostres y la energía de entrada absorbida por los BRBs es en promedio 32,83 % de todos los registros sísmicos. Por lo tanto, en la edificación con arriostres se reducen: las distorsiones, desplazamiento de techo, la cortante basal y los arriostres ayudan a disipar energía que inyecta el sismo.

6.4. Recomendaciones

Recomendaciones del objetivo 1

- Estudiar BRBs en edificaciones regulares y aporticadas para conocer mejor su comportamiento y notar más la presencia de estos; debido a que los sistemas de pórticos son más flexibles y al incorporar arriostres se le brinda una rigidez significativa.
- Fomentar el uso de dispositivos sísmicos en edificaciones en el Perú; especialmente en la zona 4 donde hay mayor aceleración del suelo. Además al estudiar un dispositivo en un edificio este debe tener sustento técnico, es por ello que se usó el manual de Damp Systems.
- En el diseño sísmico se recomienda usar muros muy bien confinados esto permite darle más capacidad de deformación a la estructura y por ende una muy buena ductilidad.

Recomendación del objetivo 2

- Diseñar edificaciones con mayor rigidez, resistencia y darle la suficiente ductilidad; sin tener que dotar de mucha resistencia ya que un edificio no va a recibir más demanda de lo que puede soportar.
- Preservar el diseño por capacidad de las edificaciones, ya que induce a la falla por flexión, la falla dúctil; ya que es aceptada en la ingeniería sismoresistente por ser de menos riesgo que la falla frágil.
- Evaluar el desempeño sísmico de edificaciones con la Norma Seac Vision 2000; esta norma es válida para realizar dicho procedimiento.

Recomendación del objetivo 3

- Realizar análisis tiempo historia de integración directa paso a paso que resuelve directamente las ecuaciones e involucra la no linealidad de todos los elementos estructurales; para ello se requiere un computador más eficiente.
- Escalar los registros sísmicos por el método de spectrum matching ya que es un ajuste espectral en un rango de periodos recomendado por la norma ASCE 7-16. Este método es más usado; sin embargo existe también el método de escalamiento de registros por amplitudes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACHISINA. (2017). *Diseño sísmico basado en desempeño un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios*. Chile. Asociación chilena de sismología e ingeniería antisísmica.
- ACI-318S-19. (2019). Requisitos de reglamento de concreto estructural. American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Universidad de las fuerzas armadas. Ecuador.
https://www.researchgate.net/publication/280627456_Analisis_Sismico_por_Desempeno.
- Arias, F. (2012). *El Proyecto de la investigación. Introducción a la metodología científica*. Caracas, Venezuela. Episteme.
https://www.researchgate.net/publication/27298565_El_Proyecto_de_la_Investigacion_Introduccion_a_la_Metodologia_Cientifica
- ASCE/SEI 41-13. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Virginia,USA: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI 7-16. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia,USA: American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2*. California: Applied Technology Council.
- Avecillas, J. (2015). *Análisis de factibilidad de la implementación de riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía* [Tesis de pregrado, Universidad de Cuenca].
- Black, C.; N. Makris, N.; y Aiken, I. (2002). *Pruebas de componentes, análisis de estabilidad y caracterización de abrazaderas no unidas restringidas por pandeo*. Universidad de California.
- Borja, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo, Perú. <https://studylib.es/doc/8929463/metodologia-de-investigacion-cientifica-para-ingenieros>
- Cancelado, R. (2013). Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas. *Revista de Ingeniería*.
<http://www.scielo.org.co/pdf/ring/n39/n39a04.pdf>

- Chopra, A. (2014). *Dinámica de estructuras*. Cuarta edición. México D. F., Mexico. Pearson Educación. <http://hebmerma.com/wp-content/uploads/2020/10/Dinamica-de-Estructuras-4Ed-Anil-K.-Chopra-1.pdf>
- CSI. (2019). *CSI Analysis Reference Manual For ETABS(R)*. Berkeley, California, USA.
- CSI. (2019). *CSI Analysis Reference Manual For Etabs*. Berkeley, California.
- Dampo Systems (2020). *Manual de diseño de estructuras equipadas con disipadores histeréticos*. <https://www.dampo.com.mx/manual-de-diseno-de-estructuras-equipadas-con-disipadores-histereticos/>
- Diaz, M., (2019). *Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para la ampliación del centro médico parroquial San Conrado*. Lima, Perú.
- Enriquez, M. (2020). *Análisis sísmico matricial no lineal estático de estructuras*. Emeq ingenieros, Arequipa, Perú.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington D.C., USA: Applied Technology Council (ATC-55 Project) for the Federal Emergency Management Agency.
- Gómez, J. (2018). *Pruebas experimentales en un marco de concreto reforzado equipado con disipadores de energía sísmica* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Autónoma de México].
- Guerrero, H. (2016). *Diseño sísmico y rendimiento de estructuras hospitalarias equipadas con aparatos de sujeción con pandeo en la zona del lecho del lago de la Ciudad de México* [Tesis doctoral, Universidad de Manchester].
- Guerrero, H.; Ji, y Escobar, J. (2016). *Estudios experimentales de un modelo de marco de acero con y sin abrazaderas de sujeción*. Ingeniería sísmica, 95, 33-52.
- Hernandez, R., Fernandez, C. y Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. Ciudad de México, México. McGraw-Hill Education. <https://www.uca.ac.cr/wp-content/uploads/2017/10/Investigacion.pdf>
- Higashino, M., & Okamoto, S. (2006). *Response Control and Seismic Isolation of Buildings* (I st ed.). <https://doi.org/10.4324/9780203018866>
- Hognestad, E. (1951). *Study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Illinois, USA. <https://core.ac.uk/download/pdf/4814295.pdf>
- IIUNAM. (4 de mayo de 2017). *Terremotos vs disipadores de energía sísmica*. [Archivo de Vídeo]. Youtube. <https://www.youtube.com/watch?v=uk-zOmql6mY>
- Mander, J. B., Priestley, M. J., y Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*.

- Norma Técnica de Edificaciones E. 020 – *Cargas* (2018). Lima, Perú: Diario Oficial El Peruano.
- Norma Técnica de Edificaciones E. 030 – *Diseño Sismorresistente* (2018) -Resolución Ministerial N°355-2018-Vivienda.
- Norma Técnica de Edificaciones E. 060 - *Concreto Armado* (2009) - Decreto Supremo N°010-2009-Vivienda.
- Oviedo, A., y Duque, M. (2009). Disipadores histéreticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. *Revista EIA Escuela de Ingeniería de Antioquia* [online], ISSN 1794-1237 (11), 51-63. http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1794-12372009000100005#:~:text=Los%20disipadores%20hister%20C3%A9ticos%20met%20C3%A1licos%20ofrecen,comparaci%20C3%B3n%20con%20las%20t%20C3%A9ncas%20tradicionales
- Oviedo, J.; Mitsumasa, M. y T, Asari (2008). *Optimum strength ratio of bucklingrestrained braces as hysteretic energy dissipation devices installed in R/C frames*. Proceedings of the 14 World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China. Recuperado http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_05-03-0235.PDF
- Park, R., y Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New Zealand: John Wiley & Sons.
- Purca, R. (2016). *Sistema de protección sísmica mediante el uso de disipadores metálicos de fluencia por corte* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional San Agustín].
- Reguant, M. y Martínez-Olmo, F. (2014). *Operacionalización de conceptos/variables*. Barcelona, España: <http://diposit.ub.edu/dspace/bitstream/2445/57883/1/Indicadores-Repositorio.pdf>
- Requisitos de Reglamento de Concreto Estructural ACI-318S-19. (2019). American Concrete Institute.
- Rodríguez, V. (2019). *Diseño de disipadores de energía sísmica del tipo contraventeos restringidos al pandeo (CRP)* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Autónoma de México].
- Salas, H. (2011). *Texto guía de investigación científica pet – 242*. <https://aulavirtual.ucss.edu.pe/course/>
- SEAOC Vision 2000 Committe. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. California, USA: Structural Engineers Association of California.
- Seismo match (2022). Windows. Estados Unidos: Seismosoft.

Seismo signal (2022). Windows. Estados Unidos: Seismosoft.

Universidad Católica Sedes Sapientiae. (2018). *Líneas de investigación de la facultad de ingeniería*. <https://www.ucss.edu.pe/facultad-ingenieria/investigacion/lineas-de-investigacion>

ANEXOS

7.1. Irregularidades en planta y en altura

- Irregularidad Torsional

Anexo 1

Verificación de irregularidad torsional

IRREGULARIDAD TORSIONAL XX

NIVEL	Δ REL-1(mm)	Δ REL-2(mm)	PROMEDIO	MAX/PROM
8	3,522	3,791	3,6565	1,04
7	3,155	3,373	3,264	1,03
6	2,666	2,874	2,77	1,04
5	2,242	2,394	2,318	1,03
4	1,724	1,86	1,792	1,04
3	1,263	1,337	1,3	1,03
2	0,703	0,757	0,73	1,04
1	0,379	0,383	0,381	1,01

IRREGULARIDAD TORSIONAL YY

NIVEL	Δ REL-1(mm)	Δ REL-2(mm)	PROMEDIO	MAX/PROM
8	2,371	2,066	2,2185	1,07
7	2,077	1,811	1,944	1,07
6	1,718	1,487	1,6025	1,07
5	1,417	1,226	1,3215	1,07
4	1,068	0,916	0,992	1,08
3	0,772	0,661	0,7165	1,08
2	0,423	0,356	0,3895	1,09
1	0,231	0,196	0,2135	1,08

<1,30

Fuente: Elaboración propia

No presenta esta irregularidad torsional

- Irregularidad Torsional Extrema: No presenta esta irregularidad
- Esquinas Entrantes: No presenta esta irregularidad.

- Discontinuidad del Diafragma

Anexo 2

Verificación de discontinuidad de diafragma.

TOTAL DIAFRAGMA (m ²)	VACIOS ABRUPTOS (m ²)	%
247,26	22,879	9%
		< 50%
Long. Total (m)	Long. No resistente (m)	Long. resistente (m)
10,76	7,11	3,65
100%	66%	34 %
		> 25 %

Fuente: Elaboración propia

No presenta esta irregularidad

- Sistemas no Paralelos: Los extremos de la edificación son casi paralelos, por lo que no presenta este tipo de irregularidad.
- Irregularidad de Rigidez - Piso Blando

Anexo 3

Verificación de irregularidad de piso blando en XX

NIVEL	Δ_{ABS} (cm)	Δ_{REL} (cm)	VX (t)	K ELAS. (t/cm)	>0,70	>0,80
AZOTEA	2,01	0,30	141,92	473,4	-	-
TECHO 7	1,71	0,30	263,57	869,3	1,84	-
TECHO 6	1,41	0,30	355,14	1200,2	1,38	-
TECHO 5	1,11	0,29	427,83	1464,2	1,22	1,73
TECHO 4	0,82	0,29	485,46	1675,7	1,14	1,42
TECHO 3	0,53	0,24	527,25	2190,5	1,31	1,51
TECHO 2	0,29	0,19	554,70	2990,3	1,37	1,68
TECHO 1	0,10	0,10	566,84	5419,1	1,81	2,37

Fuente: Elaboración propia

Anexo 4

Verificación de irregularidad de piso blando en YY

NIVEL	Δ_{ABS}	Δ_{REL}	VY	K ELÁSTICO	>0,70	>0,80
	(cm)	(cm)	(t)	t/cm		
AZOTEA	2,66	0,34	117,43	341,7	-	-
TECHO 7	2,31	0,36	220,90	611,7	1,79	-
TECHO 6	1,95	0,38	301,25	802,9	1,31	-
TECHO 5	1,58	0,39	366,34	933,8	1,16	1,60
TECHO 4	1,18	0,41	417,79	1020,5	1,09	1,30
TECHO 3	0,77	0,35	454,25	1283,2	1,26	1,40
TECHO 2	0,42	0,28	477,03	1711,0	1,33	1,59
TECHO 1	0,14	0,14	485,86	3424,0	2,00	2,56

Fuente: Elaboración propia

No presenta esta irregularidad de rigidez o piso blando.

- Irregularidades de Resistencia - Piso Débil

Anexo 5

Verificación de irregularidad de resistencia

NIVEL	$V_n(t)-XX$	$V_n(t)-YY$	$V_{ni}/V_{n(i+1)-XX}$	$V_{ni}/V_{n(i+1)-YY}$
AZOTEA	2 046,90	2 694,50	-	-
TECHO 7	2 046,90	2 694,50	1	1
TECHO 6	2 046,90	2 694,50	1	1
TECHO 5	2 046,90	2 694,50	1	1
TECHO 4	2 046,90	2 694,50	1	1
TECHO 3	2 046,90	2 694,50	1	1
TECHO 2	2 046,90	2 694,50	1	1
TECHO 1	2 046,90	2 694,50	1	1
			>0,80	>0,80

Fuente: Elaboración propia

No presenta esta irregularidad.

- Irregularidad extrema de Rigidez
No presenta esta irregularidad.
- Irregularidad extrema de Resistencia
No presenta esta irregularidad.

- Irregularidad de masa o peso

Anexo 6

Verificación de irregularidad de resistencia

IRREGULARIDAD DE MASA O

PESO

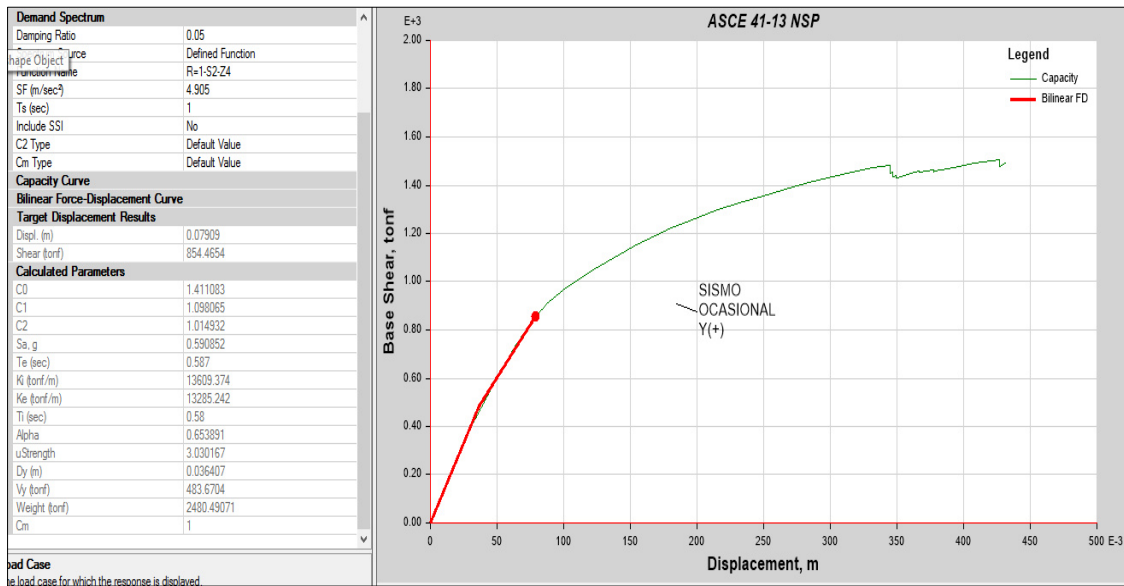
NIVELES	PESO (t)	Pi/Pi+1
8	321,17	
7	304,35	0,95
6	299,40	0,98
5	299,05	1,00
4	304,35	1,02
3	299,40	0,98
2	299,40	1,00
1	309,36	1,03
		<1,5

Fuente: Elaboración propia

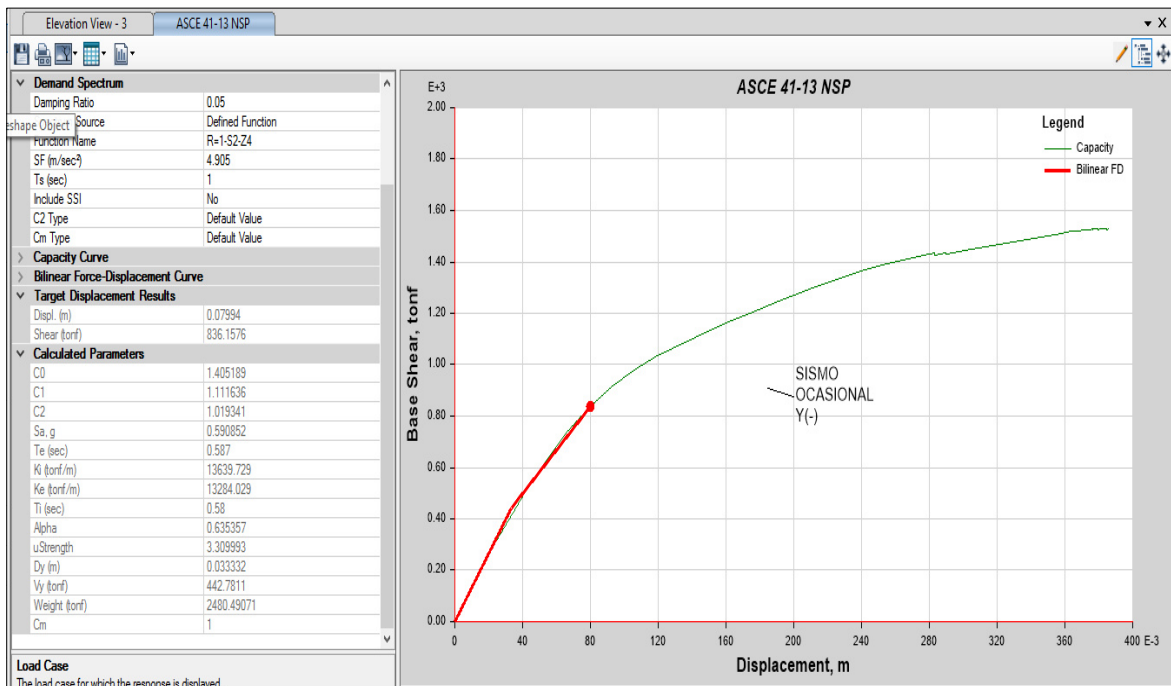
No presenta esta irregularidad.

- Irregularidad geométrica Vertical: Regular en planta y en altura.
- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: Se tiene las mismas secciones de elementos desde el primero nivel hasta el último nivel por lo que no presenta esta irregularidad.
- Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes: No presenta la este irregularidad.

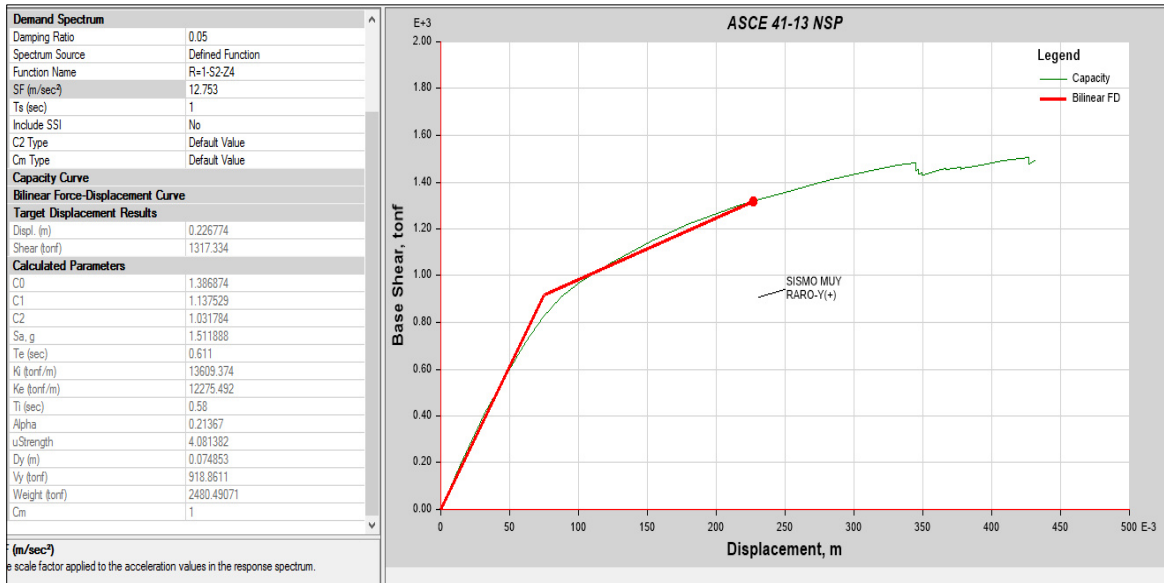
7.2. Desempeño sísmico según ASCE/SEI 41-13 sin BRBs (Sismo ocasional, muy raro y máximo)



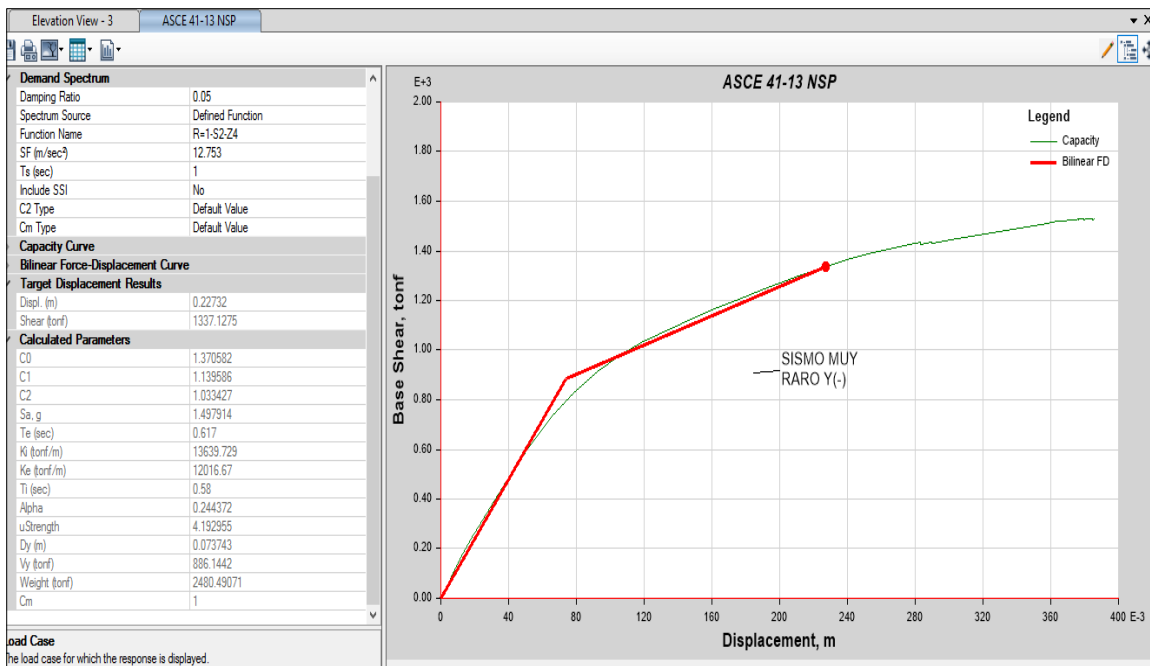
Anexo 7. Desempeño sísmico en YY (+) sin BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo ocasional
Fuente: Elaborado en Etabs



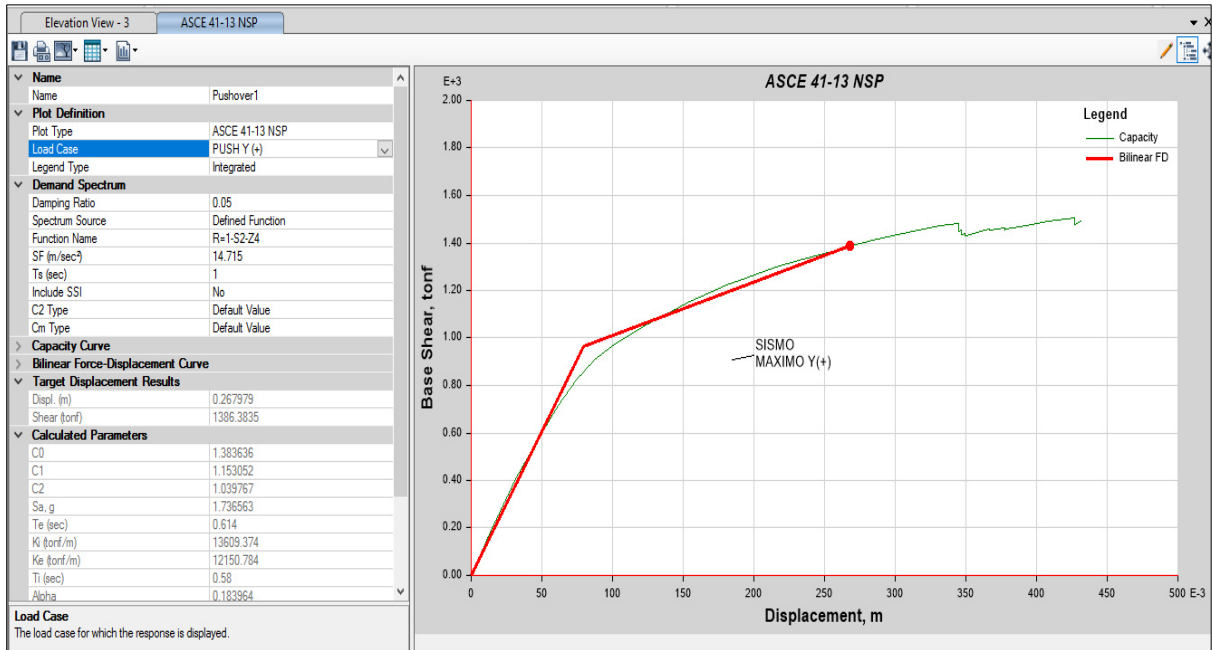
Anexo 8. Desempeño sísmico en YY (-) sin BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo ocasional
Fuente: Elaborado en Etabs



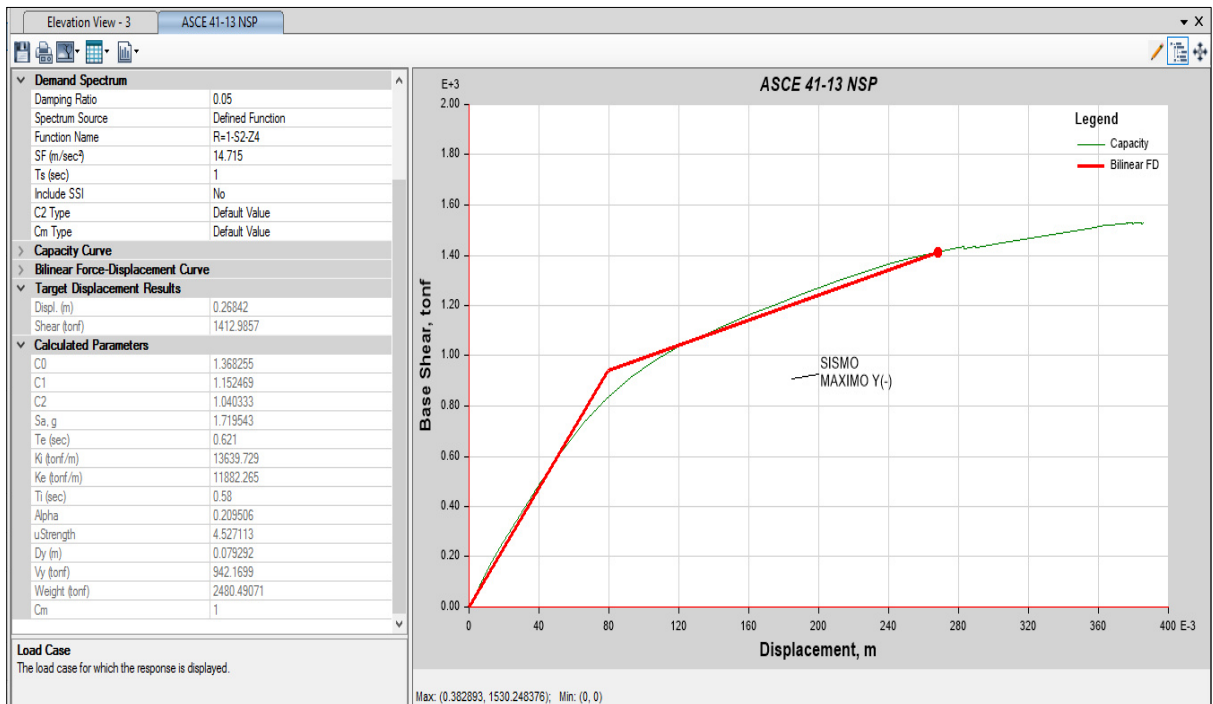
Anexo 9. Desempeño sísmico en YY (+) sin BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo muy raro
Fuente: Elaborado en Etabs



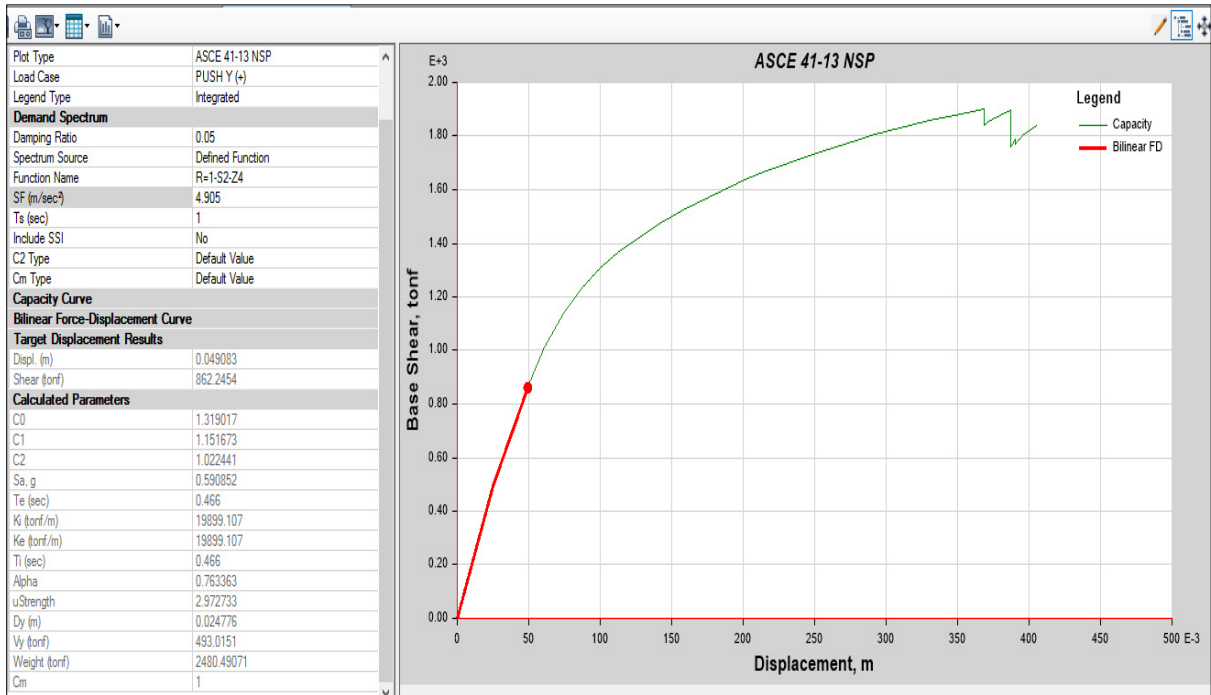
Anexo 10. Desempeño sísmico en YY (-) sin BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo muy raro
Fuente: Elaborado en Etabs



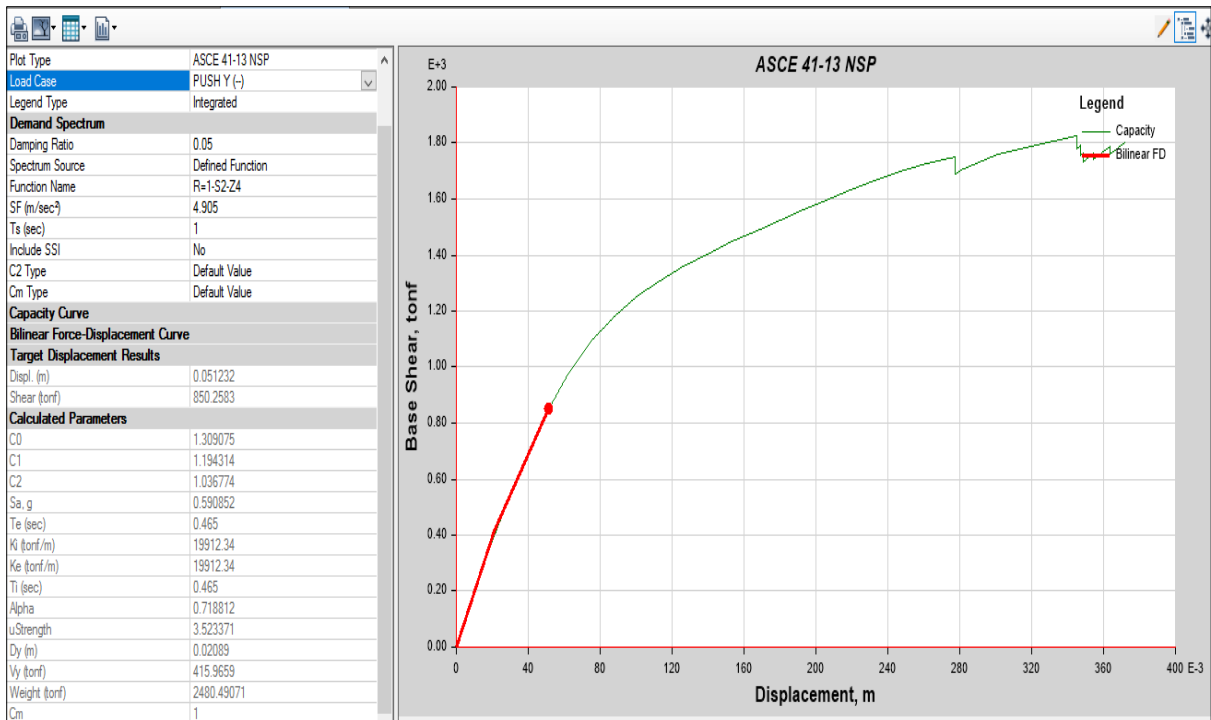
Anexo 11. Desempeño sísmico en Y (+) sin BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo máximo
Fuente: Elaborado en Etabs



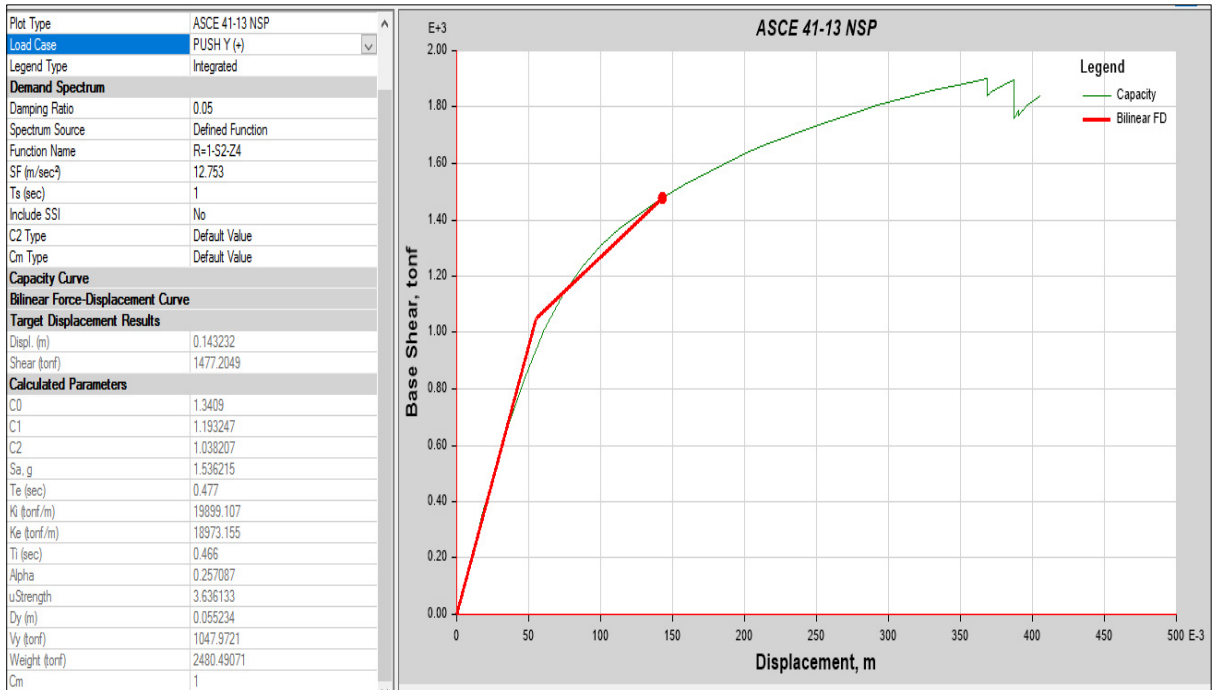
Anexo 12. Desempeño sísmico en Y (-) sin BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo máximo
Fuente: Elaborado en Etabs



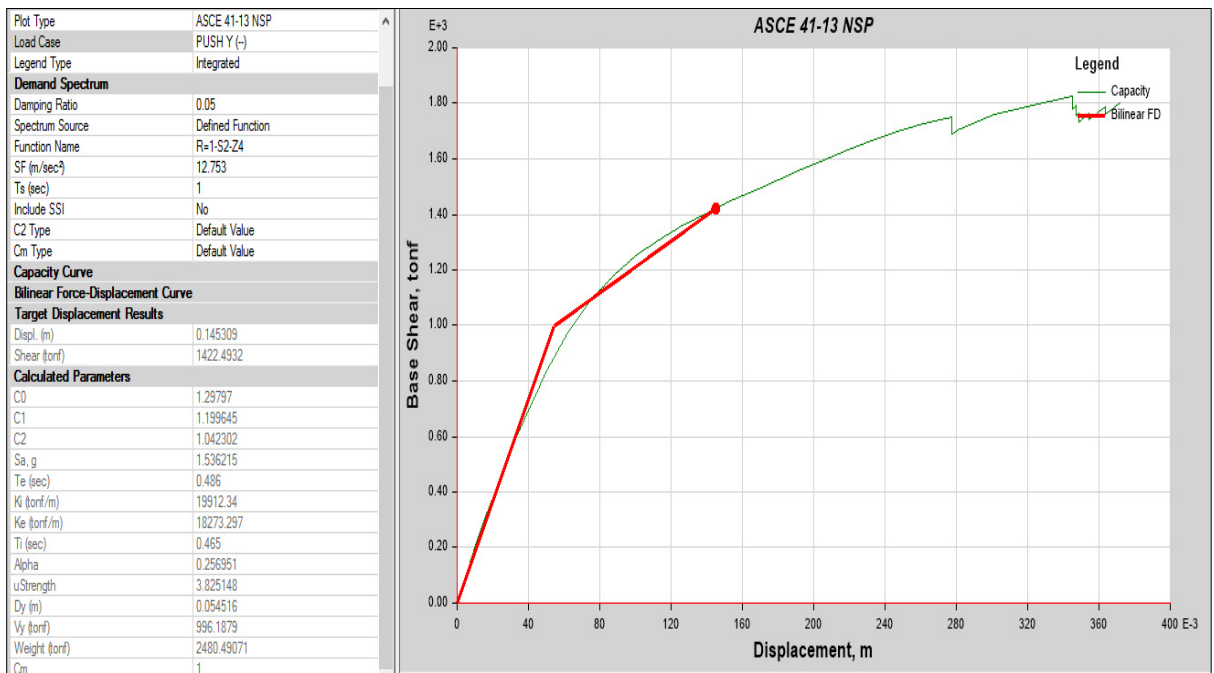
Anexo 13. Desempeño sísmico en Y (+) con BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo ocasional
Fuente: Elaborado en Etabs



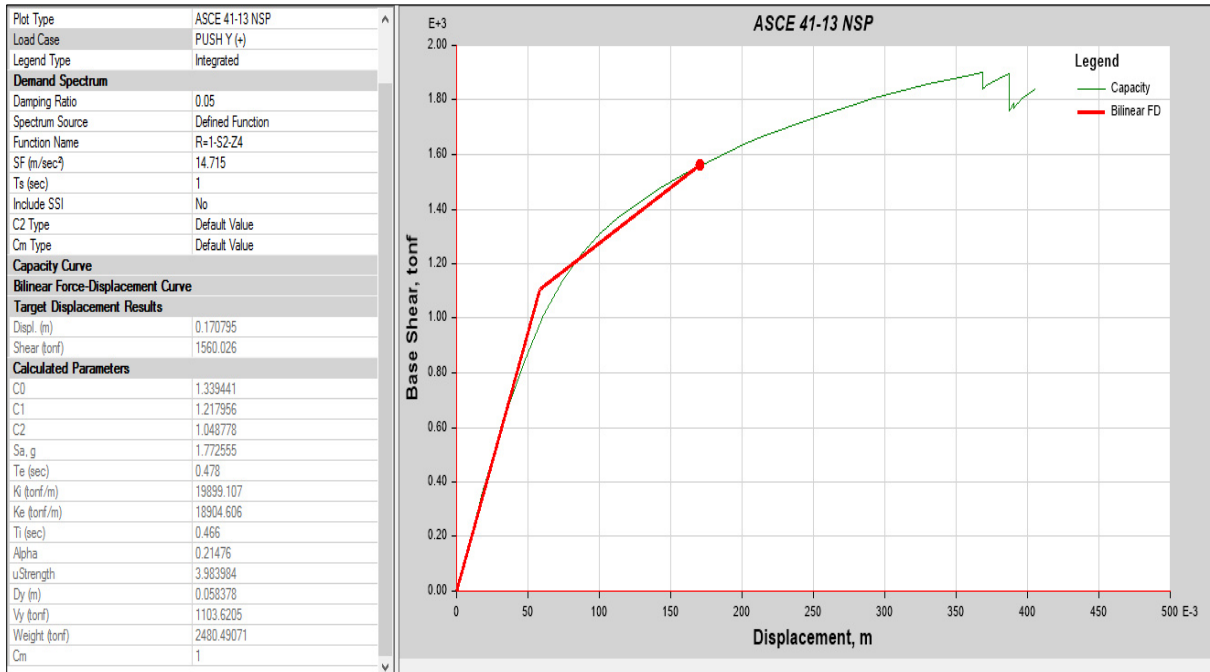
Anexo 14. Desempeño sísmico en Y (-) con BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo ocasional
Fuente: Elaborado en Etabs



Anexo 15. Desempeño sísmico en Y (+) con BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo muy raro
Fuente: Elaborado en Etabs

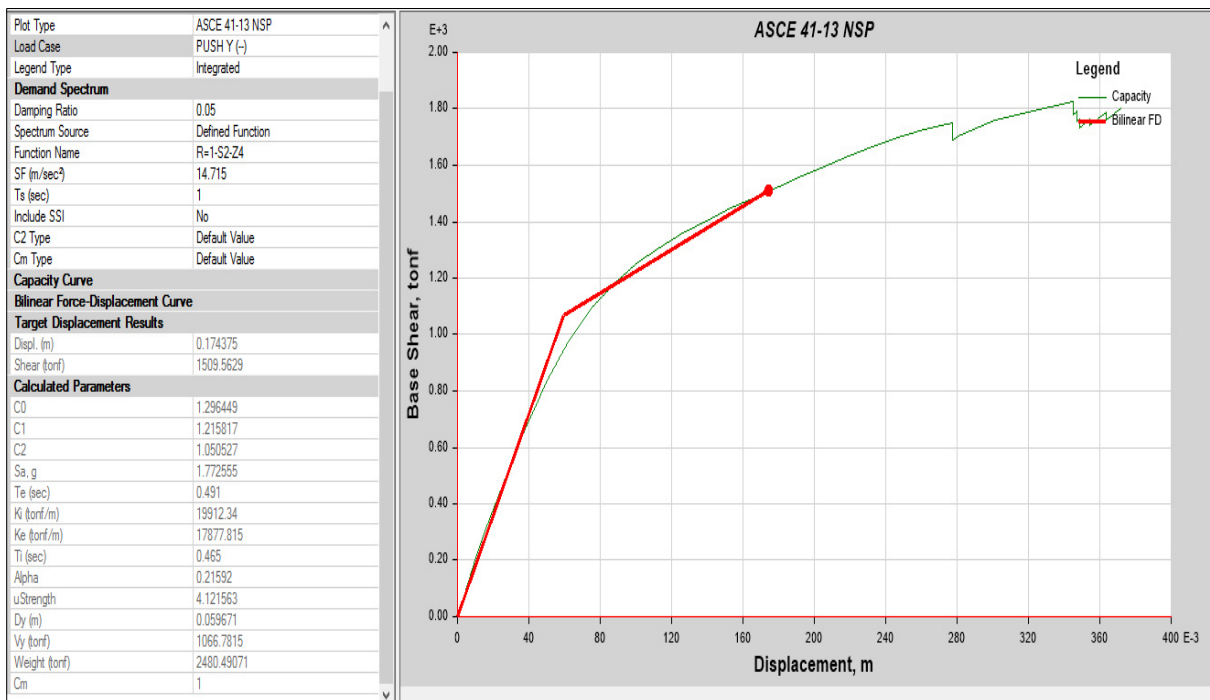


Anexo 16. Desempeño sísmico en Y (-) con BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo muy raro
Fuente: Elaborado en Etabs



Anexo 17. Desempeño sísmico en Y (+) con BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo muy máximo.

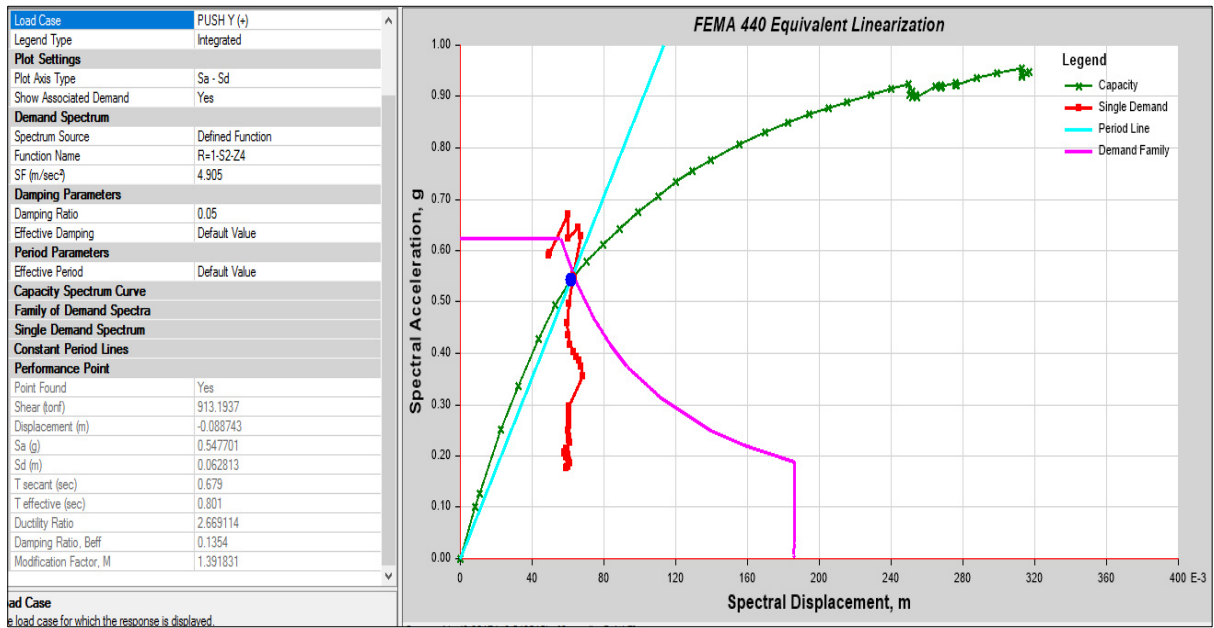
Fuente: Elaborado en Etabs



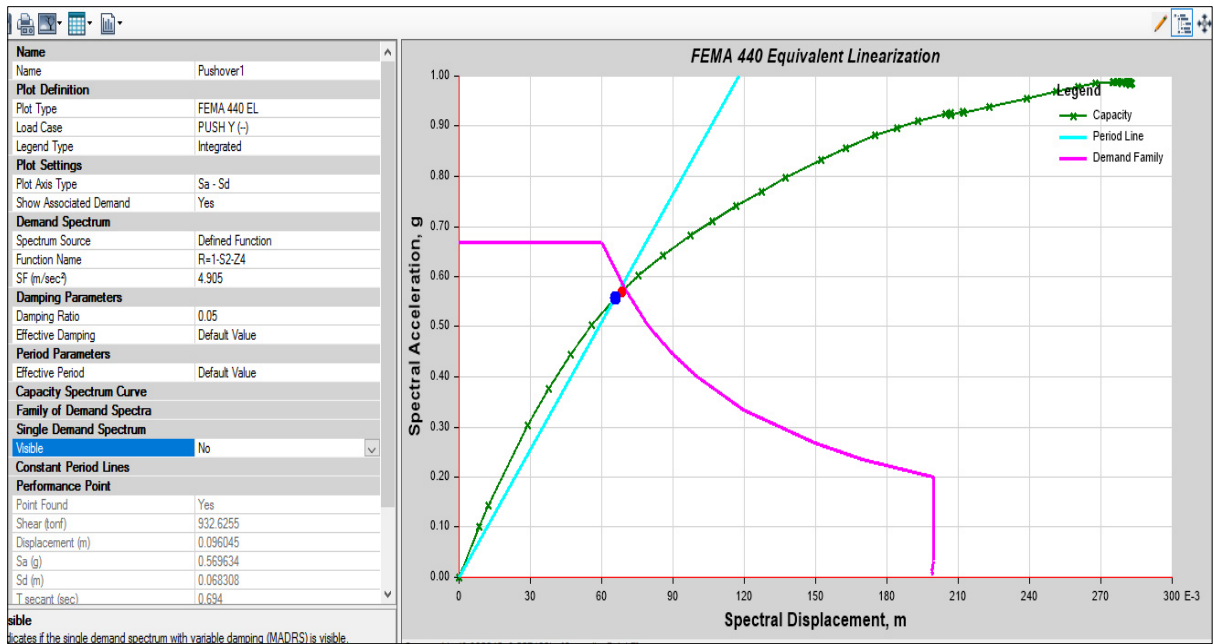
Anexo 18. Desempeño sísmico en Y (-) con BRBs según ASCE/SEI 41-13-Sismo máximo.

Fuente: Elaborado en Etabs

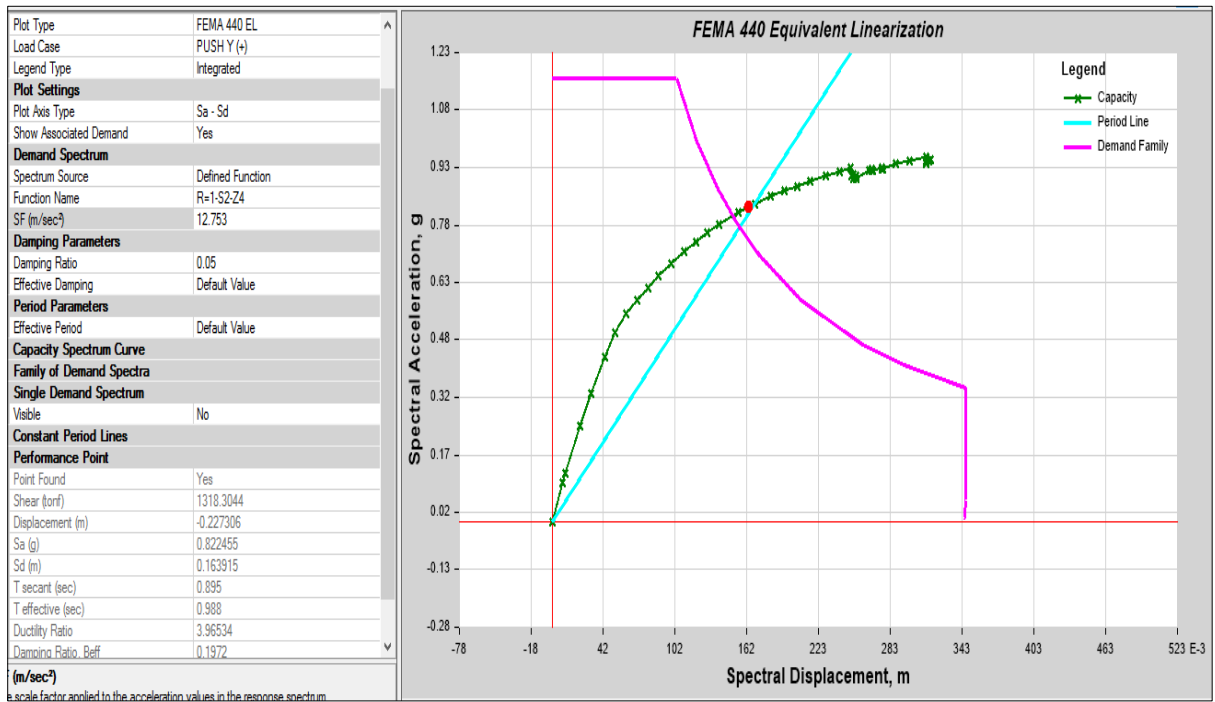
7.3. Desempeño sísmico según FEMA 440 sin BRBs (Sismo ocasional, muy raro y máximo)



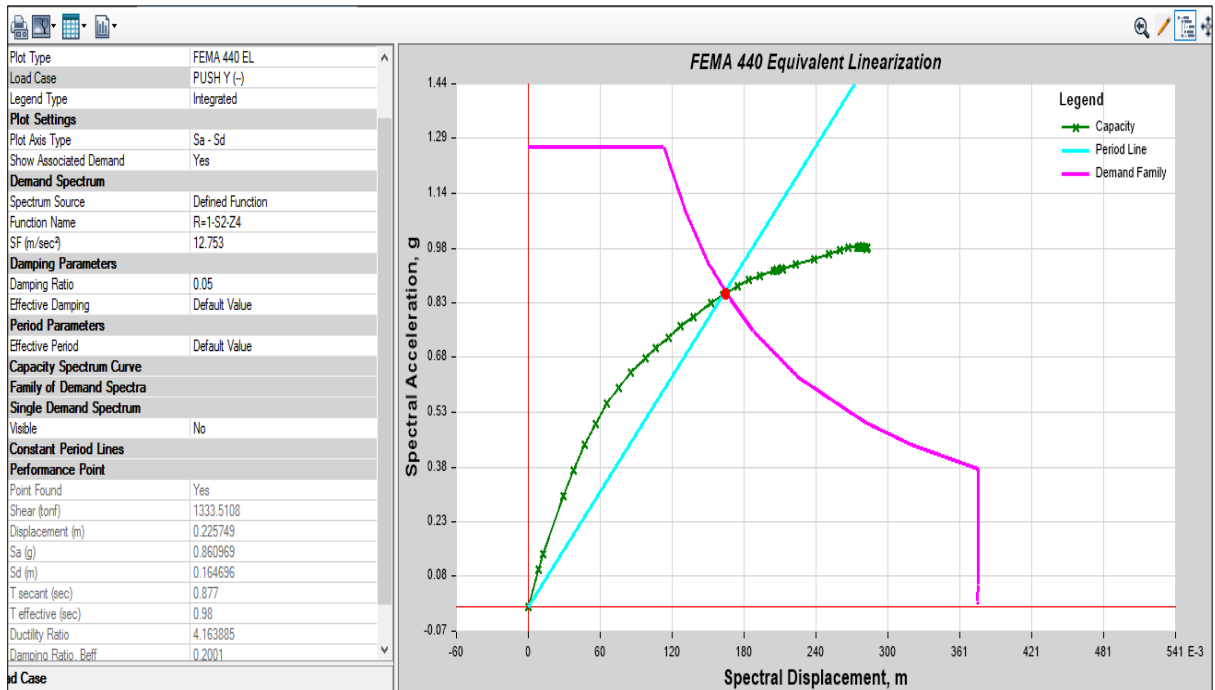
Anexo 19. Desempeño sísmico en Y (+) sin BRBs según FEMA 440-Sismo ocasional.
Fuente: Elaborado en Etabs



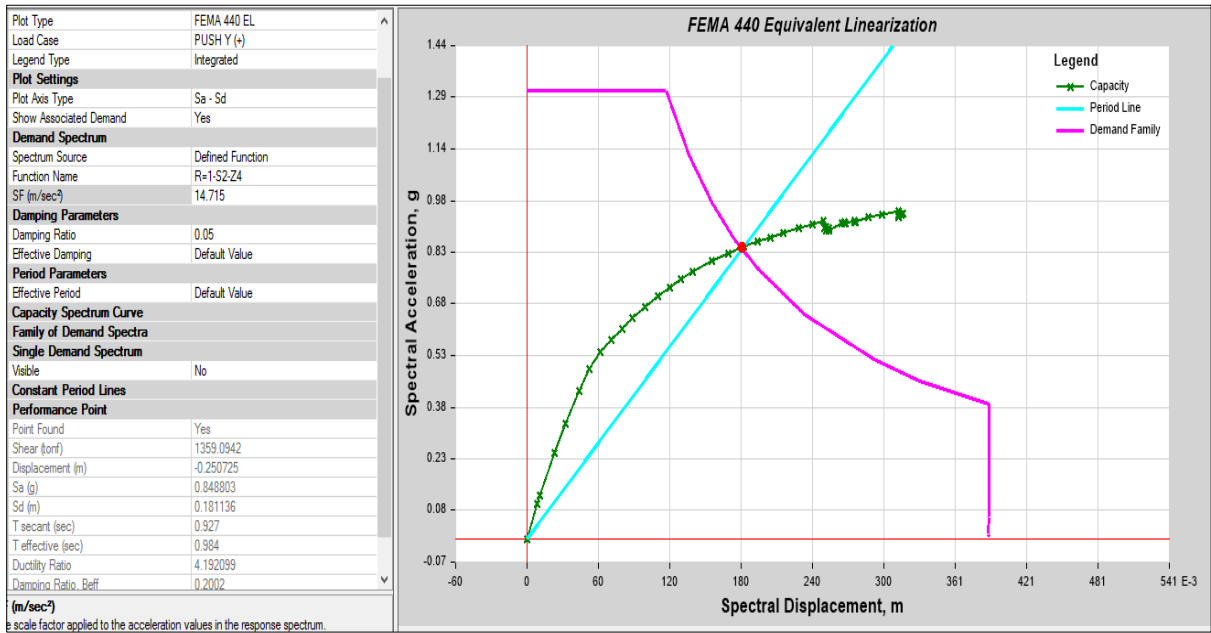
Anexo 20. Desempeño sísmico en Y (-) sin BRBs según FEMA 440-Sismo ocasional.
Fuente: Elaborado en Etabs



Anexo 21. Desempeño sísmico en Y (+) sin BRBs según FEMA 440-Sismo muy raro.
 Fuente: Elaborado en Etabs

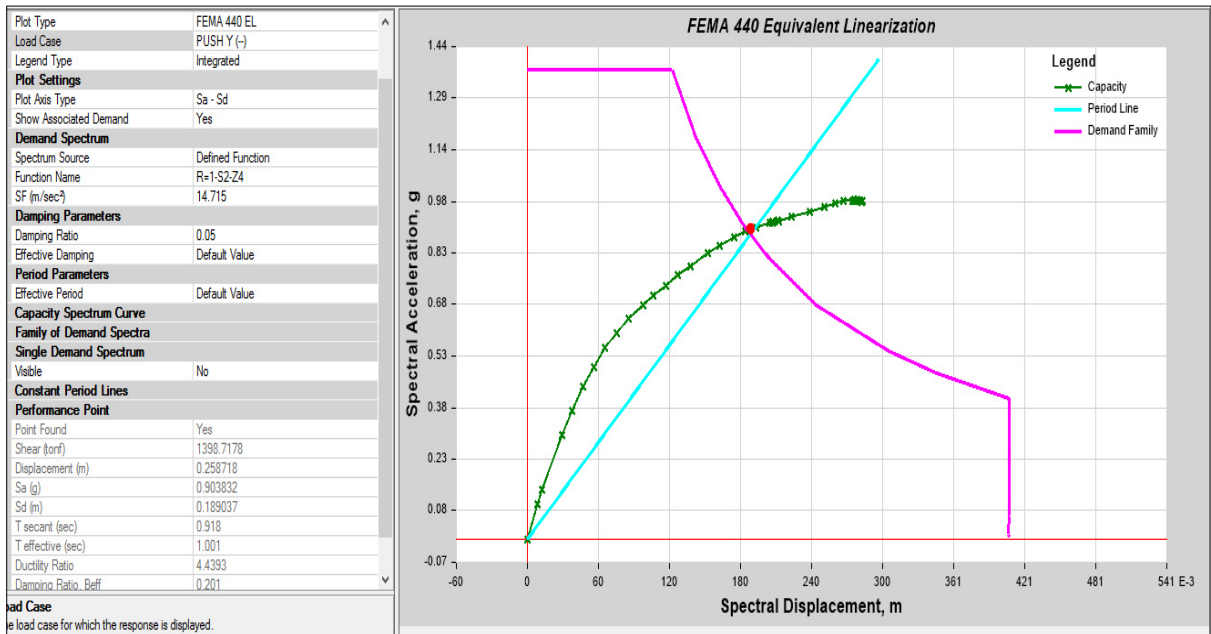


Anexo 22. Desempeño sísmico en Y (-) sin BRBs según FEMA 440-Sismo muy raro.
 Fuente: Elaborado en Etabs



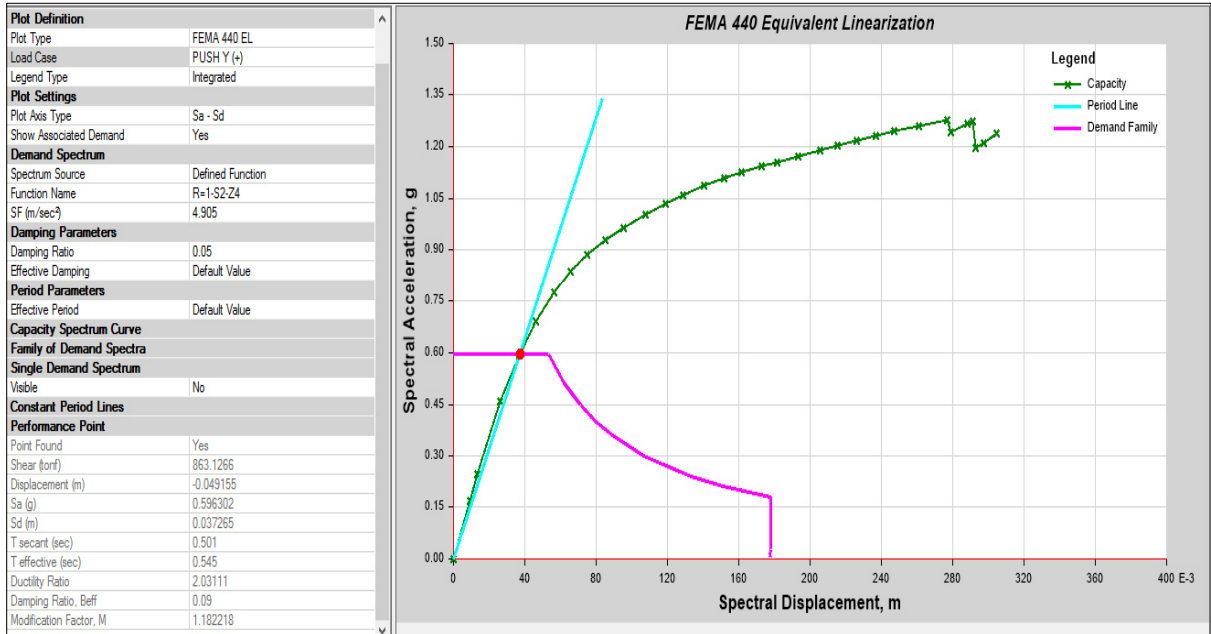
Anexo 23. Desempeño sísmico en Y (+) sin BRBs según FEMA 440-Sismo máximo.

Fuente: Elaborado en Etabs

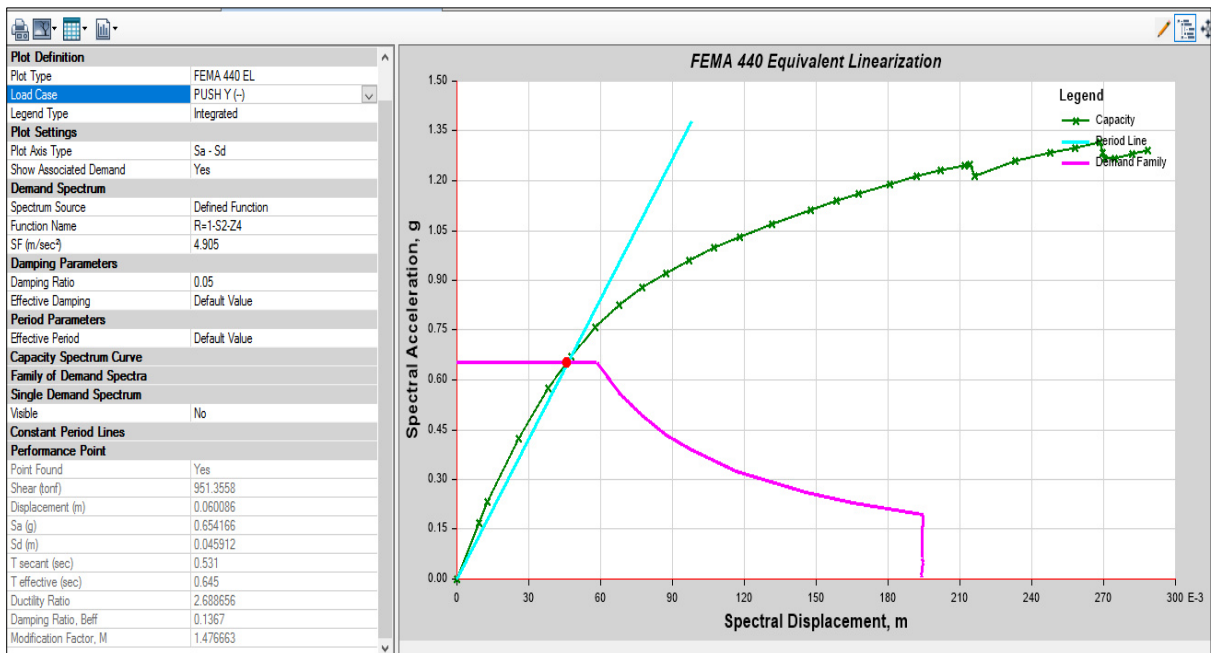


Anexo 24. Desempeño sísmico en Y (-) sin BRBs según FEMA 440-Sismo máximo.

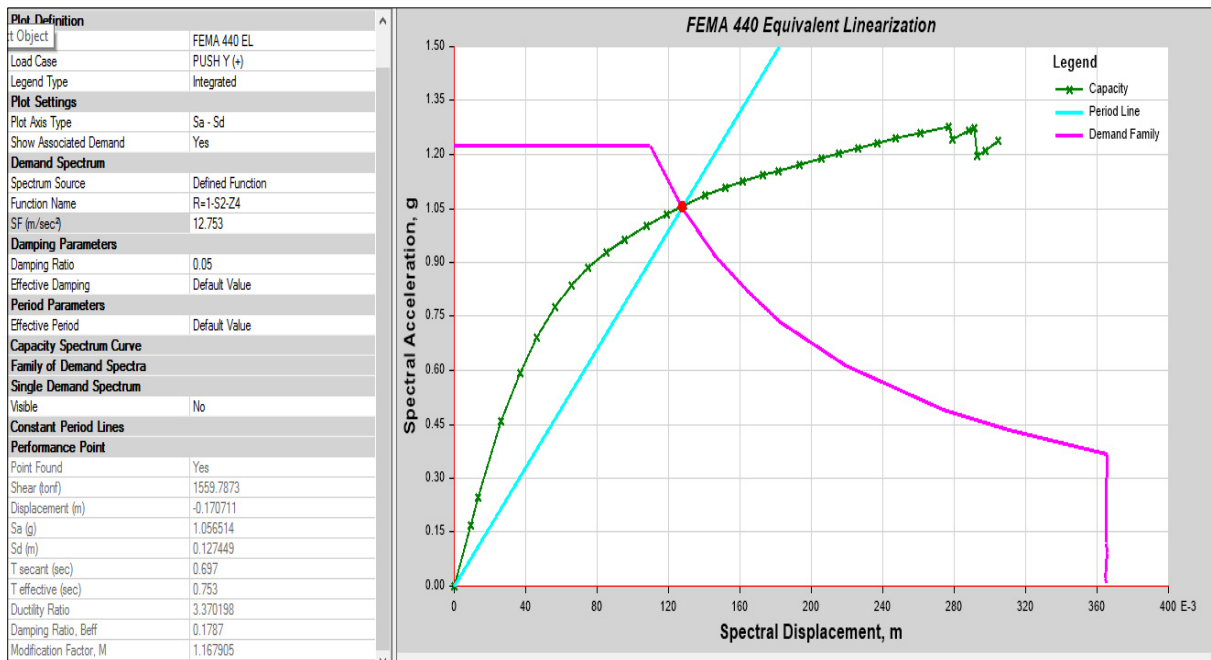
Fuente: Elaborado en Etabs



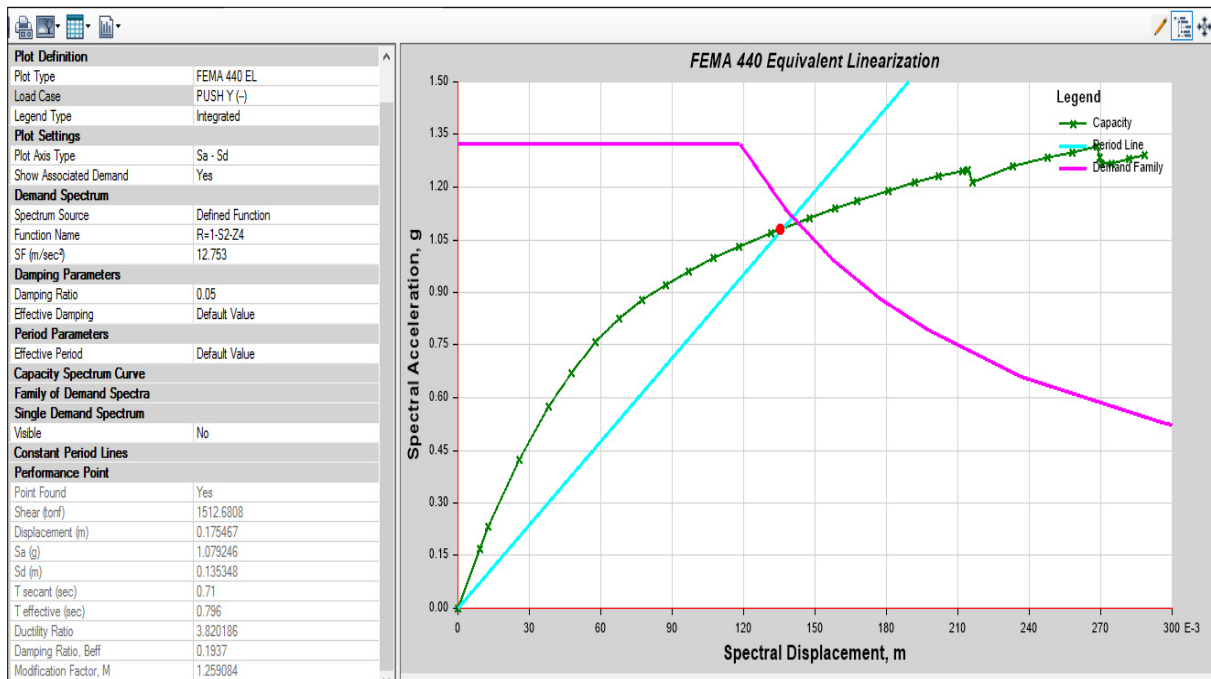
Anexo 25. Desempeño sísmico en Y (+) con BRBs según FEMA 440-Sismo ocasional.
Fuente: Elaborado en Etabs



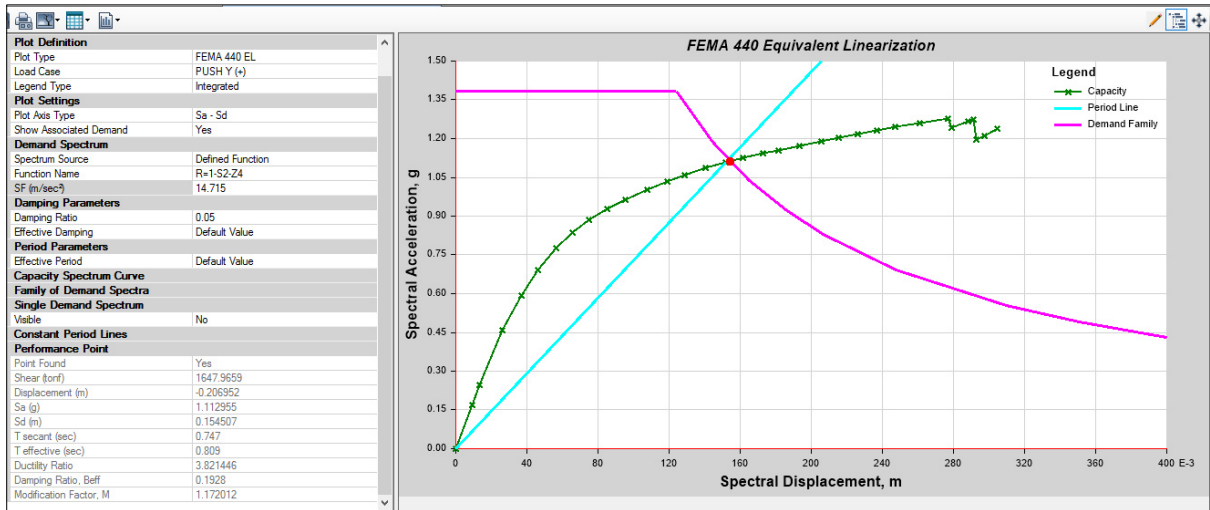
Anexo 26. Desempeño sísmico en Y (-) con BRBs según FEMA 440-Sismo ocasional.
Fuente: Elaborado en Etabs



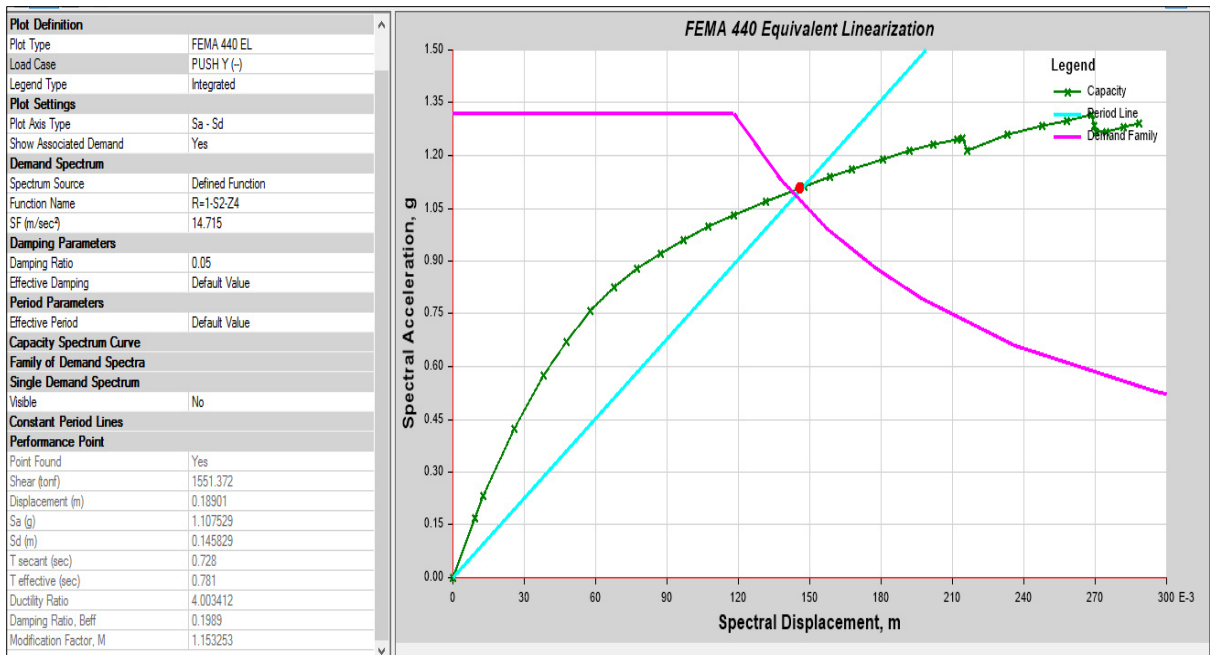
Anexo 27. Desempeño sísmico en Y (+) con BRBs según FEMA 440-Sismo muy raro.
Fuente: Elaborado en Etabs



Anexo 28. Desempeño sísmico en Y (-) con BRBs según FEMA 440-Sismo muy raro.
Fuente: Elaborado en Etabs

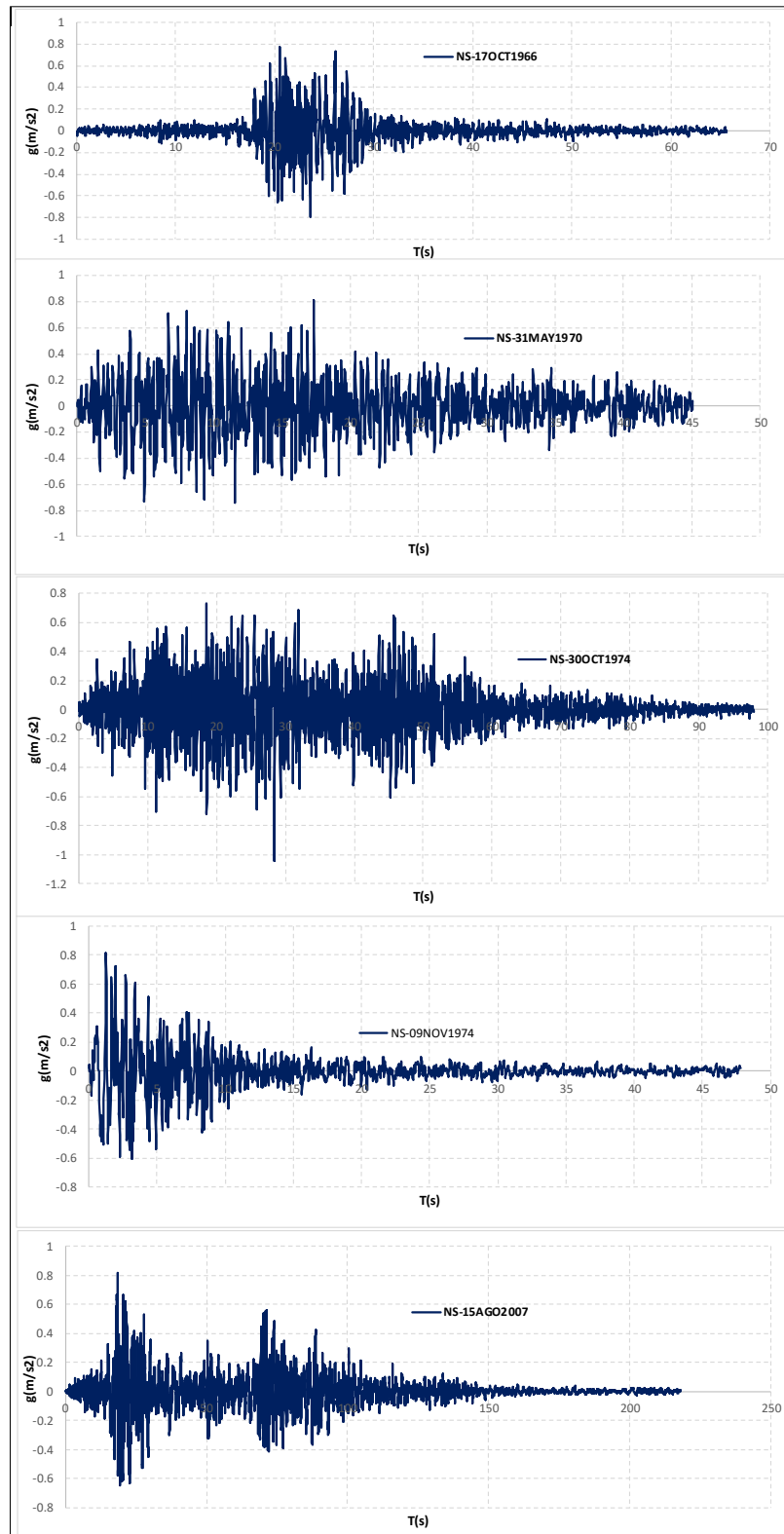


Anexo 29. Desempeño sísmico en Y(+) con BRBs según FEMA 440-Sismo máximo.
Fuente: Elaborado en Etabs



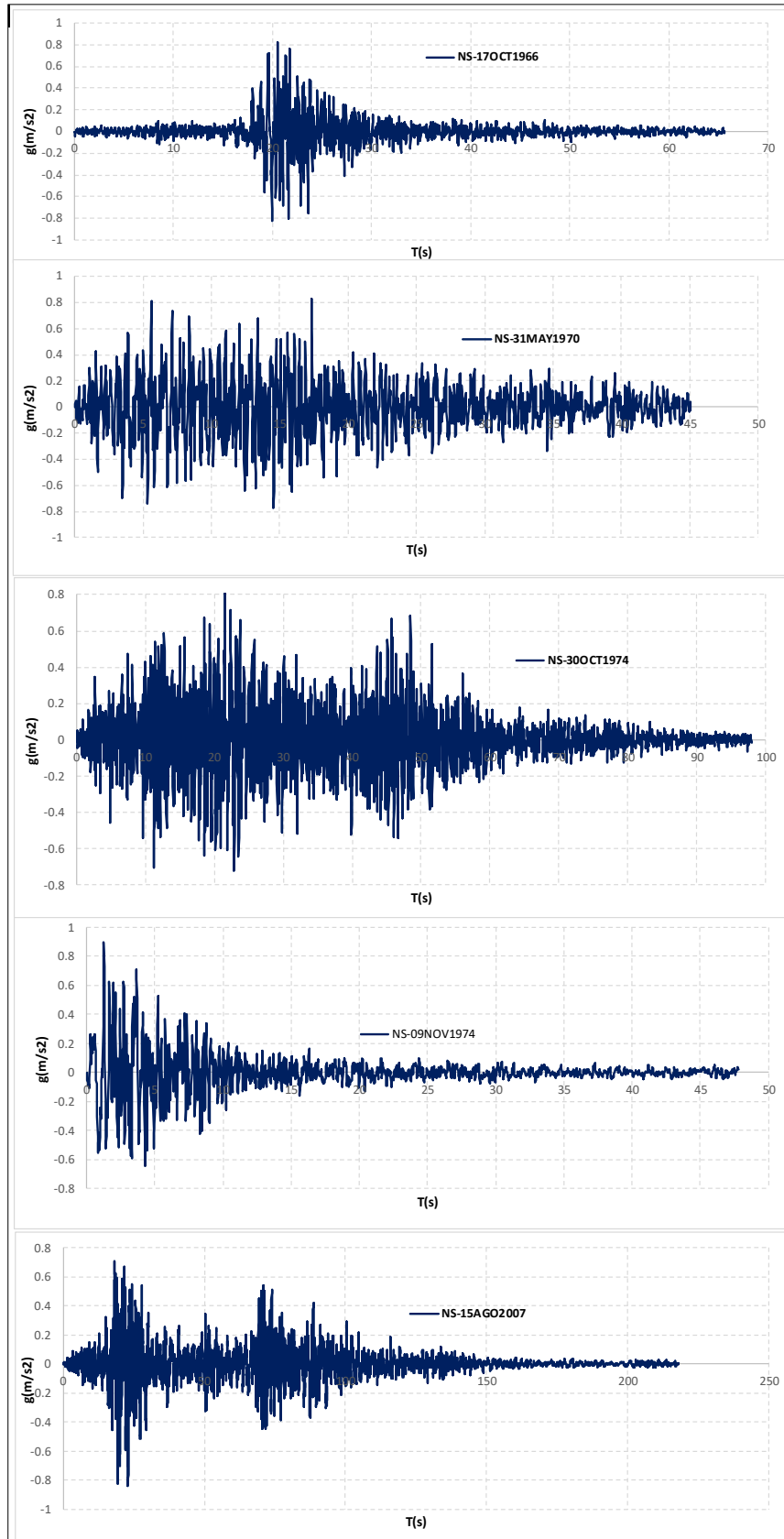
Anexo 30. Desempeño sísmico en Y(-) con BRBs según FEMA 440-Sismo máximo
Fuente: Elaborado en Etabs

7.4: Acelerogramas escalados



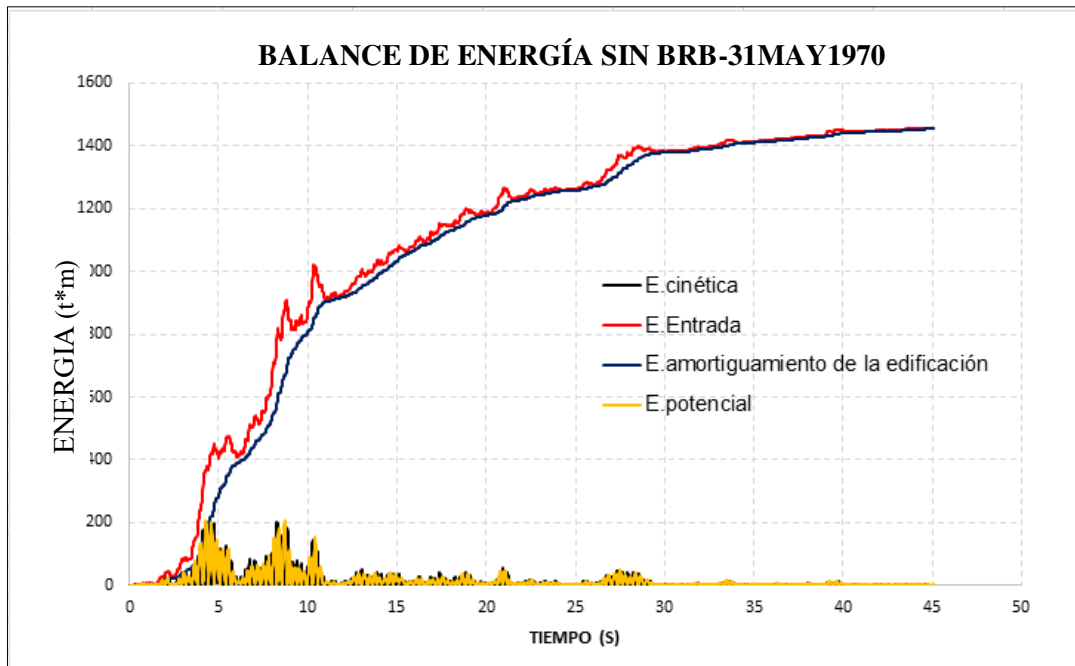
Anexo 31. Acelerograma escalado al espectro de diseño sin BRBs

Fuente: Elaboración propia

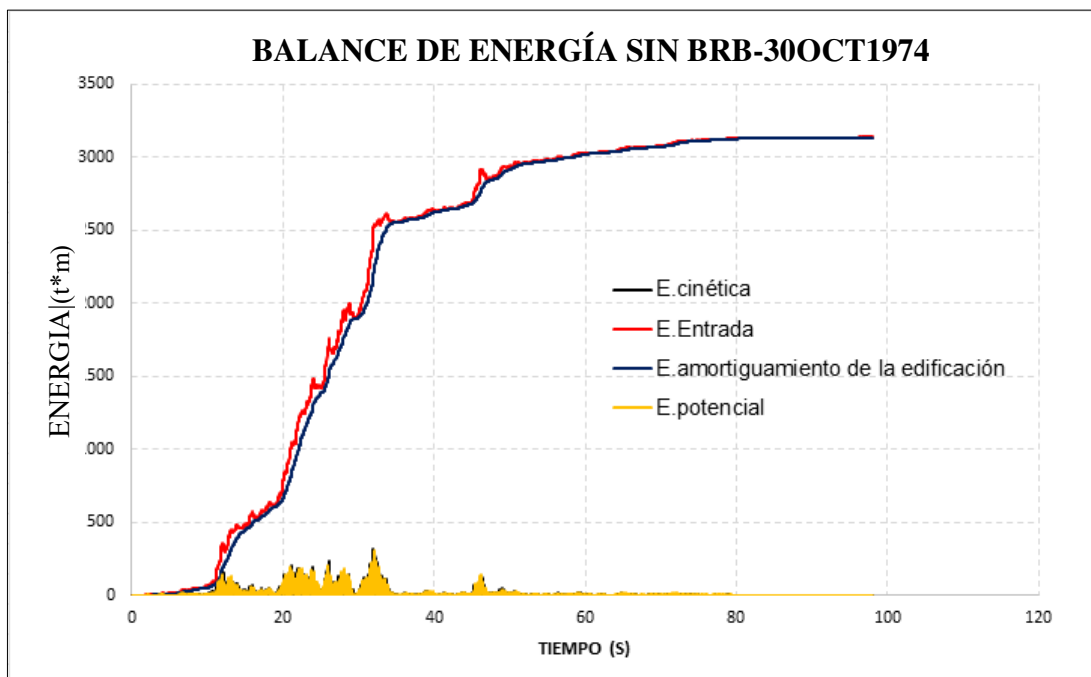


Anexo 32. Acelerograma escalado al espectro de diseño con BRBs
Fuente: Elaboración propio

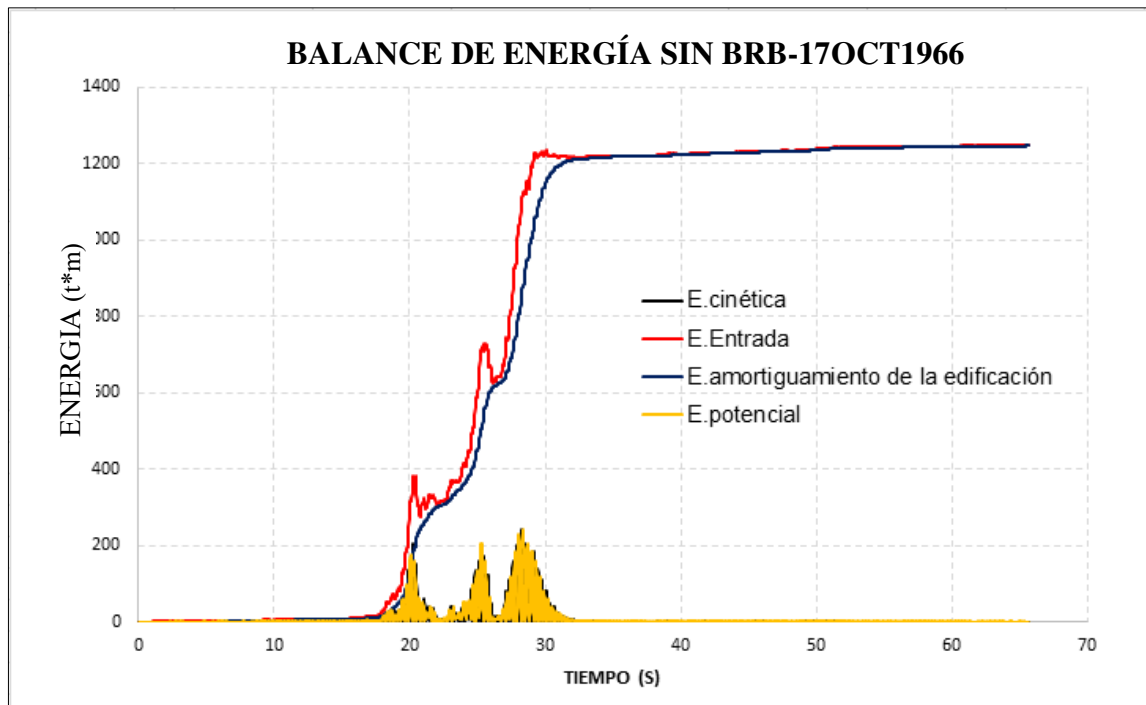
7.5. Balance de energía



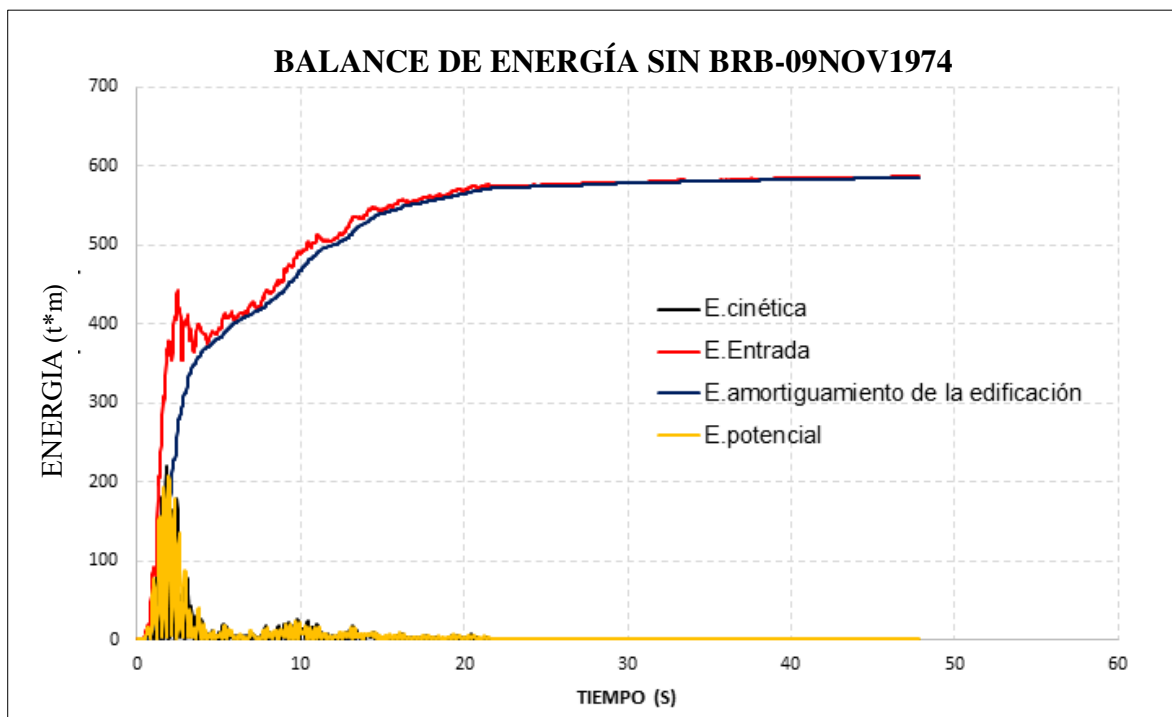
Anexo 33. Balance de energía sin BRBs -Sismo de 31may1970
Fuente: Elaboración propia



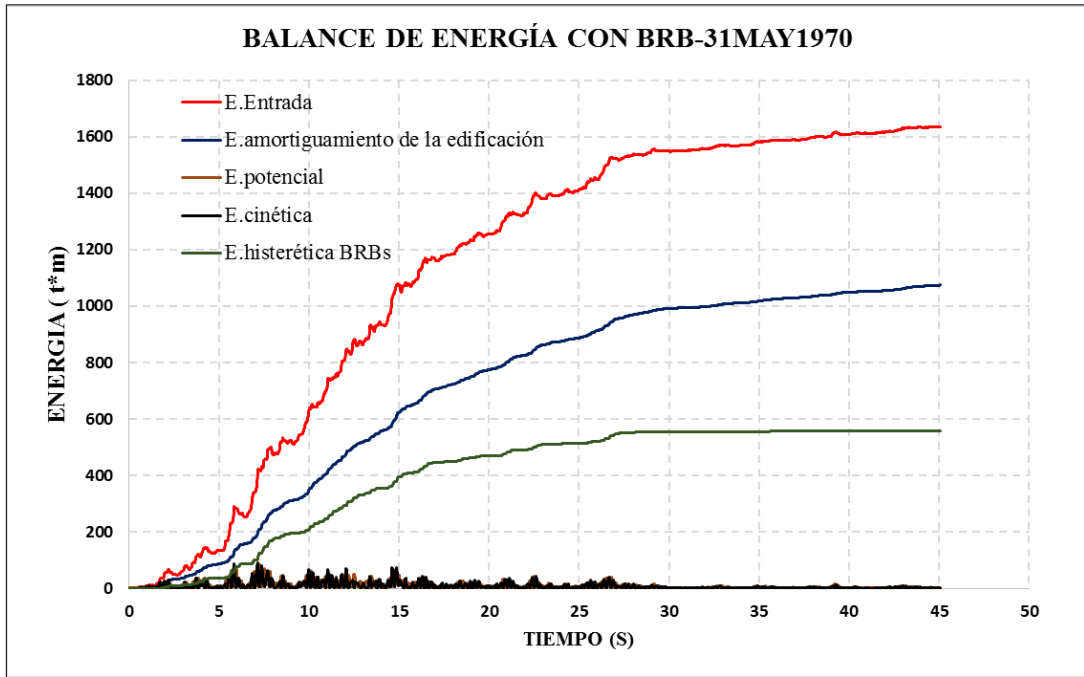
Anexo 34. Balance de energía sin BRBs-sismo 30oct1974
Fuente: Elaboración propia



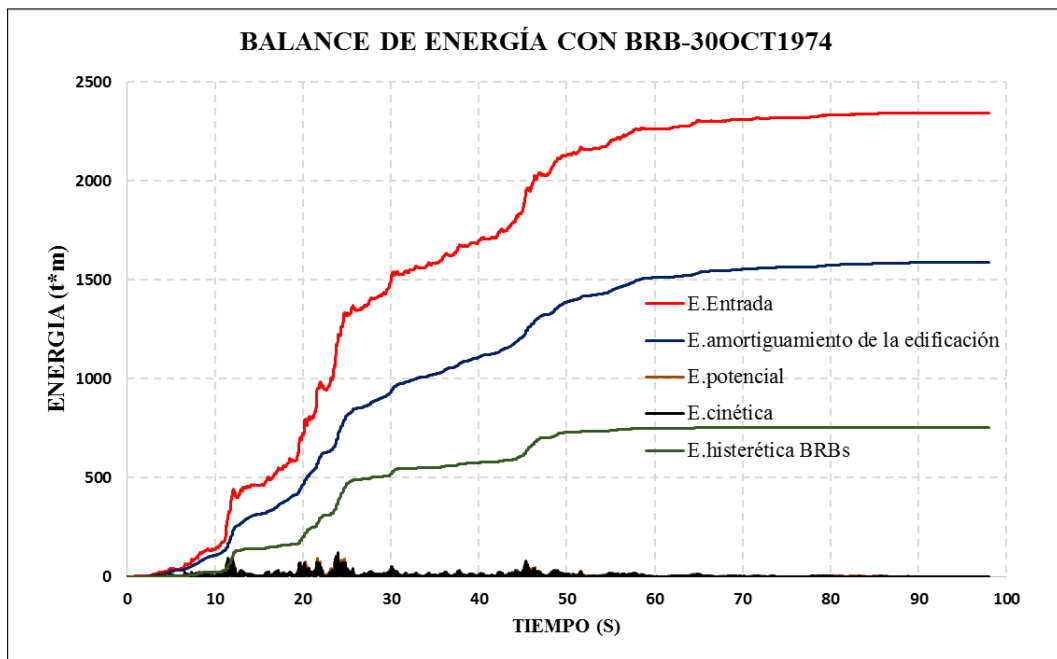
Anexo 35. Balance de energía sin BRBs-sismo 17oct1966
Fuente: elaboración propia



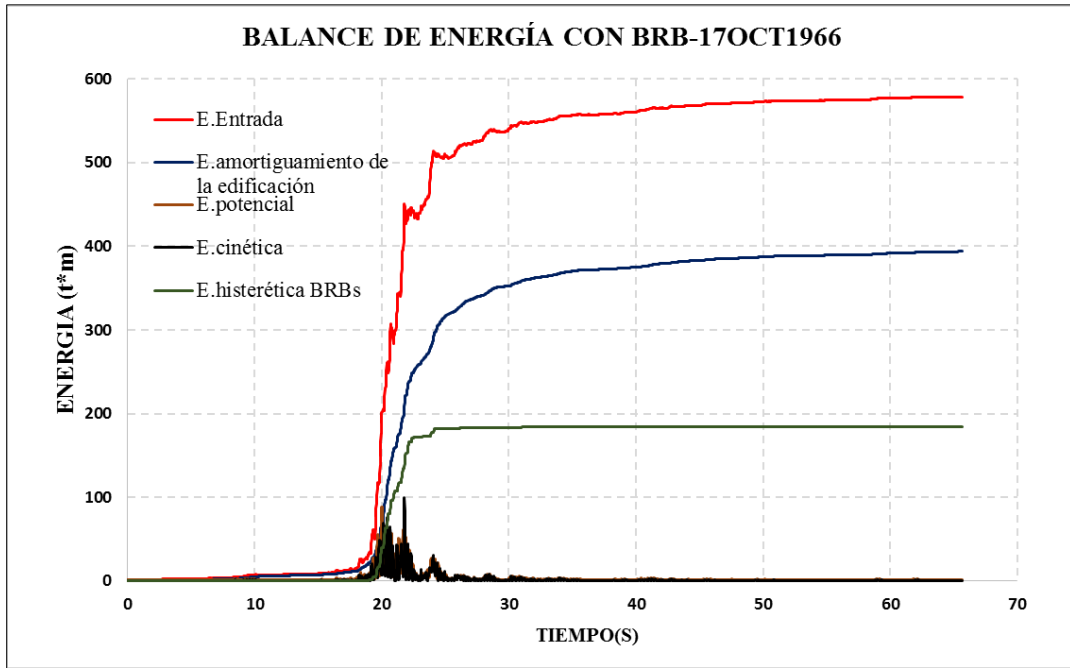
Anexo 36. Balance de energía sin BRBs-09nov1974
Fuente: Elaboración propia



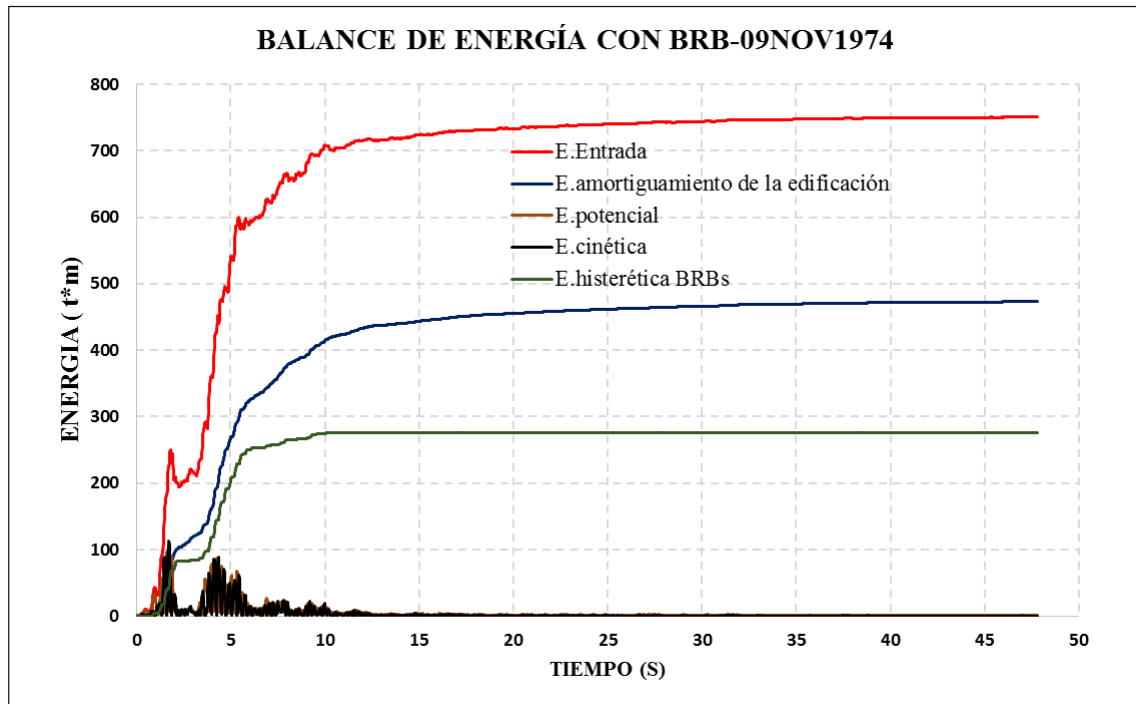
Anexo 37. Balance de energía con BRBs-31may1970
Fuente: Elaboración propia



Anexo 38. Balance de energía con BRBs-30oct1974
Fuente: Elaboración propia



Anexo 39. Balance de energía con BRBs-17oct1966
Fuente: Elaboración propia



Anexo 40. Balance de energía con BRBs-09nov1974
Fuente: Elaboración propia

7.6. Estudios de mecánica de suelos



2.0 GEOLOGÍA, GEOMORFOLOGIA Y SISMICIDAD

2.1 Geológica

El área de estudio se encuentra asentada sobre terrazas aluviales, de topografía suave y variable, resultado de las acumulaciones de detritus acarreados por el río Chillón.

La configuración geológica actual deviene desde fines del terciario hasta comienzos del cuaternario, cuando se inicia un proceso erosivo intenso, el mismo que se prolonga hasta la actualidad, profundizando valles, denudando y acarreado materiales por el río hasta las llanuras costeras, formando abanicos aluviales, que se extienden entre los ríos Chillón, Rímac y Lurín, que alcanzan una potente secuencia de arena grava y cantos rodados, formando el soporte de la ciudad capital y el Callao.

Las litologías de estos depósitos comprenden conglomerados fluvio-aluviales, de la edad del cuaternario que están constituidas por gravas, gravillas de buena clasificación que evidencian el intenso transporte que han sufrido, con inter-digitaciones de capas de potencia variable de arena, limo y arcilla, los cuales se han consolidado formando un conglomerado más o menos compacto.

2.2 Geomorfología

Los rasgos geomorfológicos presentes en el área de estudio son el resultado del proceso tectónicos y plutónicos sobreimpuestos por el proceso de geodinámica, que han modelado el rango morfoestructural de la región.

Entre las formas estructurales que han controlado el modelado de la región, cabe mencionar el Anticlinal de Lima y los bloques fallados como producto del dislocamiento regional; así mismo la erosión, la incisión por el drenaje de río Chillón y la acumulación de arena han configurado el actual relieve; el mismo que va desde el nivel medio del mar hasta los 1500 metros de altura, presentando diferentes unidades geomorfológicas.

El área de estudio pertenece a la zona de la planicie costera de 10 Km. de ancho en promedio y una altura de 0 a 200 m.s.n.m., zona en la que se desarrolla la ciudad de Lima, la cual comprende el borde litoral y las estribaciones de la Cordillera Occidental, constituida por una faja angosta de territorio, paralelo a la línea de costa, adquiriendo mayor amplitud en el valle del Rímac; esta zona constituye amplias superficies,

cubierto por gravas y arenas provenientes del transporte y sedimentación del río Chillón y por arena proveniente del acarreo eólico desde las playas, por vientos que corren con dirección suroeste noreste.

2.3 Sismicidad

El área de estudio se encuentra situada en el distrito del Cercado de Lima, provincia de Lima, departamento de Lima. Según la Norma Técnica E-030 “Diseño Sismorresistente” (2016) se encuentra ubicada en la Zona 4, perteneciente a una zona de alta sismicidad, como se ve puede observar en la **Gráfico 2.1**:

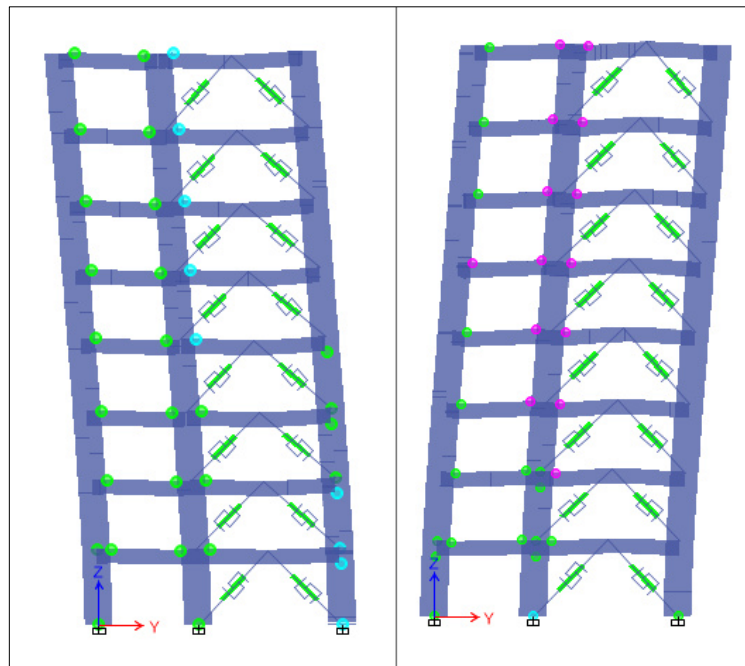


Gráfico 2.1.- Mapa de zonificación sísmica con cuatro zonas sísmicas (RNE E-030)

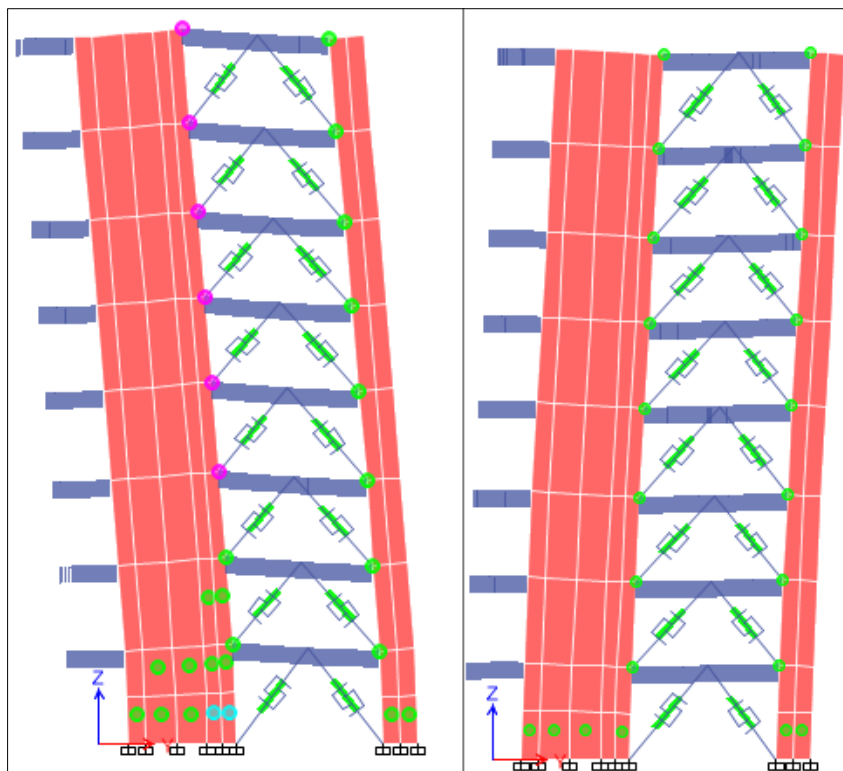
Según la Norma E-030 se deberán tomar estos parámetros de diseño sismorresistente:

- Factor de zona Z = 0.45
- Tipo de suelo S2
- Factor de amplificación del suelo S = 1.0
- Periodo que define la plataforma del factor C $T_p = 0.4$

7.7. Rótulas plásticas en pórticos con arriostres



Anexo 43. Pórtico 1 con arriostres para dirección YY
Fuente: Elaborado en Etabs



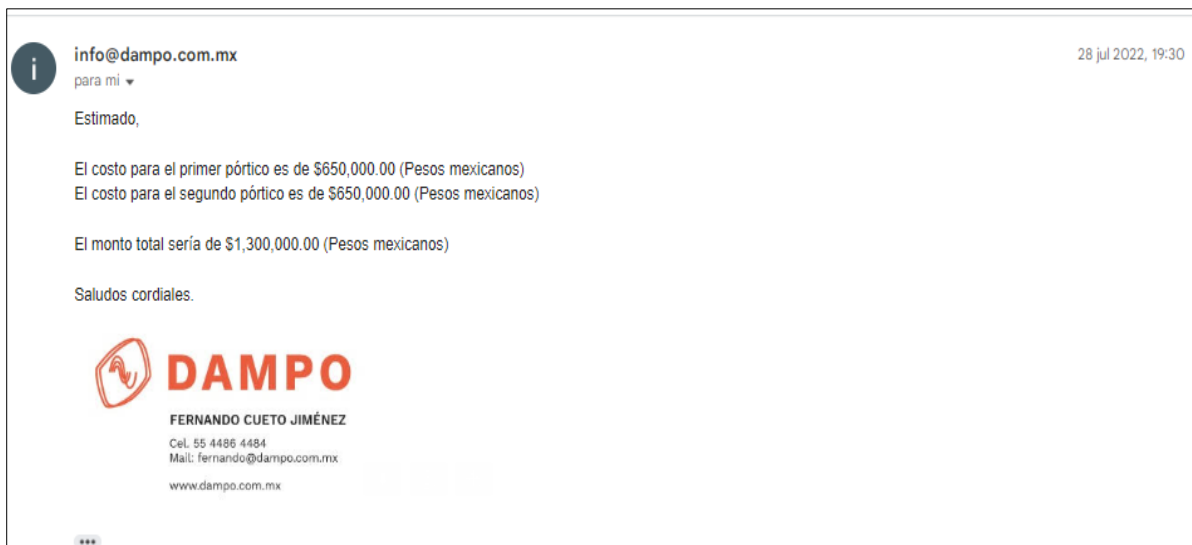
Anexo 43. Pórtico 1 con arriostres para dirección YY
Fuente: Elaborado en Etabs

7.8. Cotizaciones



Anexo 43. Información para precios de arriostres

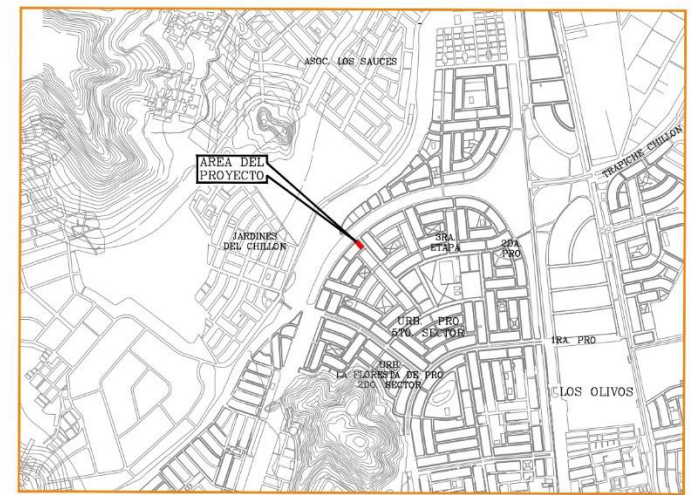
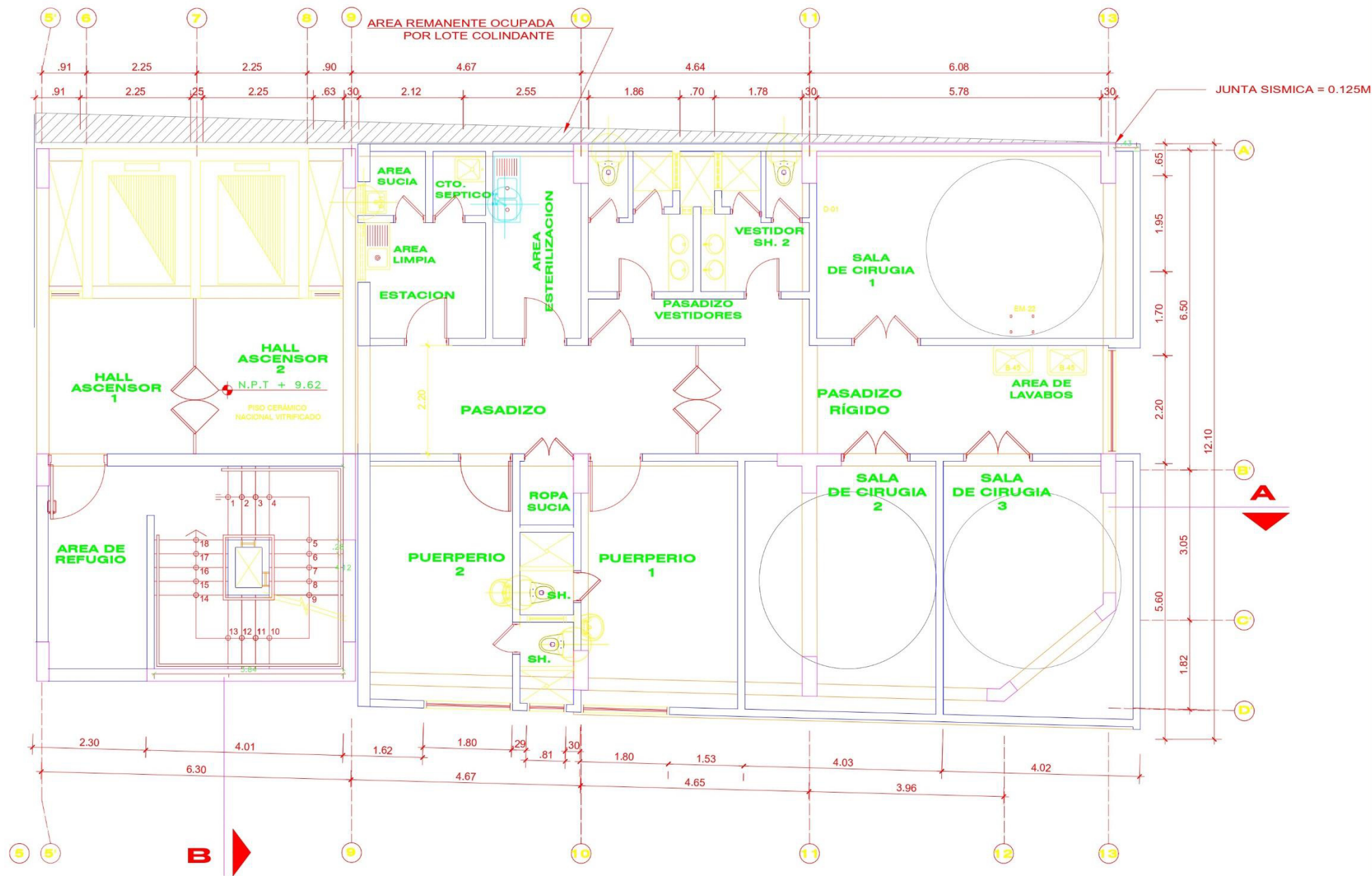
Fuente: Elaboración propia



Anexo 44. Precios de arriostres de pando restringido.

Fuente: Elaboración propia

7.9. Planos

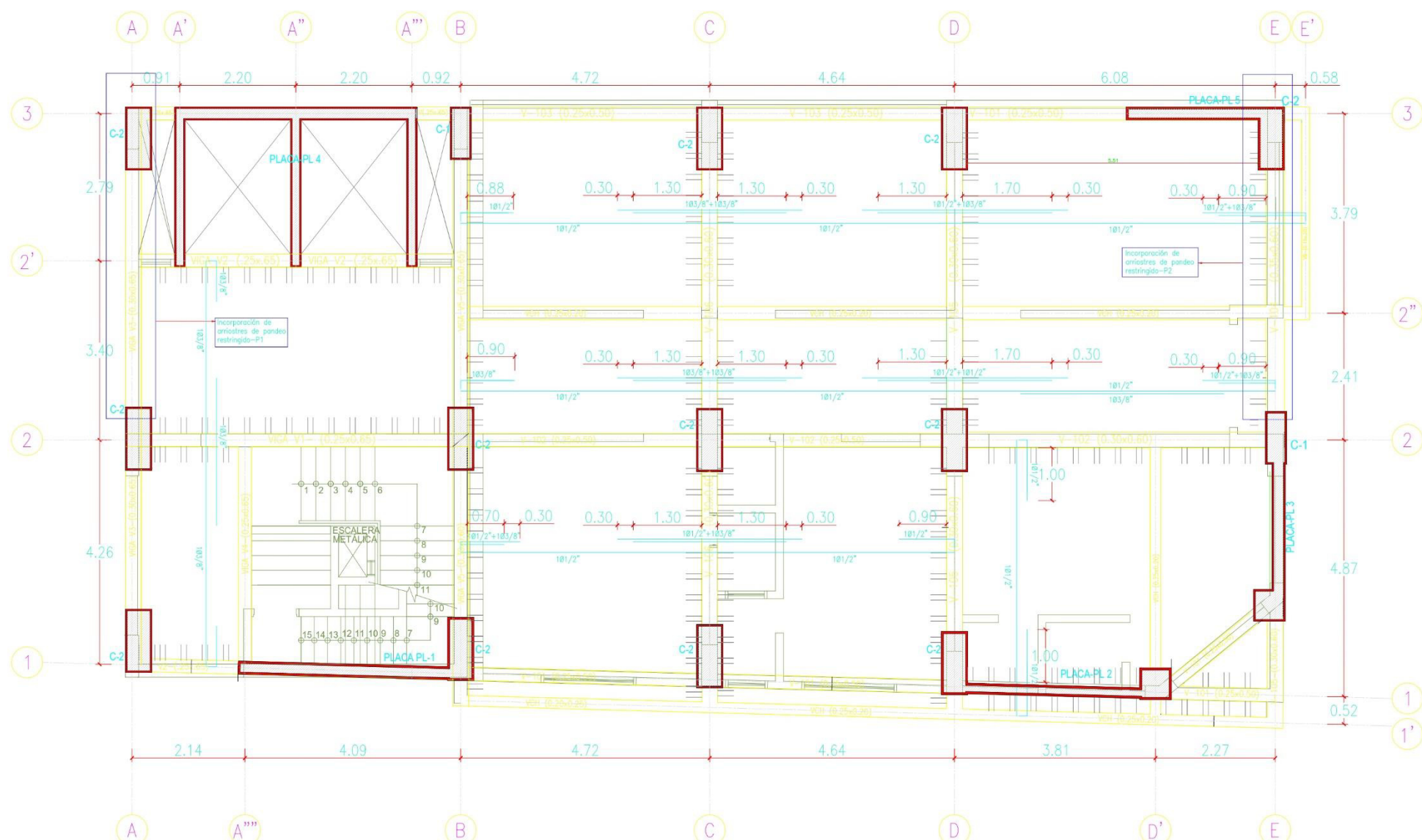


UBICACION
 ESCALA 1/20,000
 DATOS CONTROL TOPOGRAFICO
 COORDENADAS UTM DATUM WGS-84
 Curvas de Nivel Cada 0.20 m

VERTICE	LADO	DISTANCIA	ANG. INTERNO	ESTE (X)	NORTE (Y)	COTAS
A	A-B	24.23	17°53'0"	273457.3754	8679979.0398	70.100
B	B-C	7.87	109°1'42"	273436.8349	8679991.8918	69.807
C	C-A	20.49	53°5'13"	273444.1807	8679994.7194	69.953
TOTAL		52.59	180°0'1"			

Suma de ángulos (real) = 180°00'00"
 Error acumulado = 00°00'01"

	UNIVERSIDAD CATÓLICA SEDES SAPIENTIAE <small>Av. Manuel González Prada N° 498 - Los Olivos, Lima</small>	LAMINA: A-01 1 DE 1
	PROYECTO : EDIFICACIÓN DE USO ESTABLECIMIENTO DE SALUD-PROYECTO DE TESIS BACHILLER : BRAYAN ANTONY SÁNCHEZ MERA UBICACIÓN : LOS OLIVOS- LIMA	
PLANO DE : UBICACIÓN Y ARQUITECTURA		
REVISIÓN : <small>01</small> Ing. BRAYAN ANTONY SÁNCHEZ MERA	ESCALA : 1/50 ; 1/25	FECHA : JULIO 2022

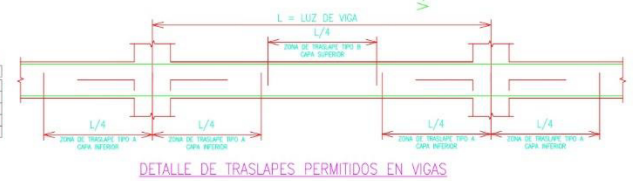


ENCOFRADO NIVEL 1-8
 S/C=300-400 kgf/cm² (HOSPITAL)
 LOSA ALIGERADA UNIDIRECCIONAL H=0.20m
 (escala 1:50)



CUADRO DE COLUMNAS			
TIPO	C-1 40x100	C-2 50x120	C-3 60x80
NIVEL	1-8	1-8	1-8
Requerido	30M ³	30M ³	30M ³
Estimado	18.05, 19.15, 19.82, 21.02	18.05, 19.15, 19.82, 21.02	18.05, 19.15, 19.82, 21.02

CUADRO TRASLAPES		
L	B	H
0.30	0.40	0.40
0.30	0.40	0.40
0.30	0.40	0.40
0.30	0.40	0.40



ESPECIFICACIONES TECNICAS

- A) CONCRETO : USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I
 ESTRUCTURAS C* A* : f_c=280 Kg/cm² (solo indicación constructiva)
 FALSO PISO : C*5' 1.6 (CAF) s = 4"
 SUB-CIMENTO/FALSA ZAPATA : C*5' 1.6 (CAF) +30MP-G. 4" Para nivelar y alinear estribo resistente.
- B) ACERO : EN GENERAL : f_y = 4,200 kg/cm² (ASTM-A615 GRADO 60)
 PARA ROSTRAS EN Y : f_y = 3,515 kg/cm²
- C) CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO : MDJ INGENIERIA S.A.C.
 EMO ELABORADO POR : 2.7 Kg/cm² (ZAPATA AISLADA) en promedio
 RESISTENCIA DE TERRENO q_u : 2.00 Kg/cm² (ZAPATA COMBINADA)
- D) ALBANELERIA : TIPO IV (MECANIZADO)
 TABQUERIA PANDERETA : 24 x 14 x 9cm
 DIMENSIONES : 15 mm máx.
 MORTERO : MEZCLA 1:4 (C: A:F.) (TPO 1)
- E) CARGAS : ACABADOS Y PISOS : 0.100 Ton/M²
 EQUIVALENTE TABQUERIA : 0.100 Ton/M²
 LAJILLO HUECO : 0.065 Ton/M²
 SOBRECARGA : INDICADO EN ENCOFRADOS
- F) RECURRIMIENTOS MÍNIMOS :
 VIGAS Y COLUMNAS (t>0.15) : 4.0 cm
 LOSAS : 2.5 cm
 MUROS : 3 cm
 ZAPATAS/RAMPA : 7.5 cm
- G) CUADRO DE TRASLAPES Y ESTRIBOS :
- | # | MUROS (mm) | VIGAS (mm) | ESTRIBOS (mm) | GANCHOS (mm) | Ejemplar Doblad(mmm) | |
|------|------------|------------|---------------|--------------|----------------------|----------|
| | | | | | VARRILLA | ESTRIBOS |
| 6mm | 350 | 350 | 45 | 150 | 30 | 30 |
| 3/8" | 400 | 400 | 100 | 200 | 57 | 40 |
| 1/2" | 450 | 450 | 200 | 250 | 76 | 50 |
| 5/8" | 600 | 600 | - | 300 | 95 | 65 |
- H) PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE
- ZONA (4)
 - PERIODO - FACTOR SUELO : S = 1.05 T_p = 0.60
 - FACTORES DE USO : U = 1.5 (CATEGORIA A - EDIFICIO ESENCIAL)
 - AMPLIFICACION SIMICA : C = Según Análisis Dinámico RNE < 2.5
 - SISTEMA ESTRUCTURAL : DIRECCION X-Muros estructurales-Concreto Armado
 DIRECCION Y-Dual-Concreto Armado
 - COEFICIENTE DE REDUCCION : R_x = 6 (R_w=6, I_w=1.0, I_p=1.0) (Sismo Máximo)
 R_y = 7 (R_w=7, I_w=1.0, I_p=1.0) (Sismo Máximo)
 - DESPLAZAMIENTO "x" & "y" RELATIVOS ENTRE PISOS : D_x/h_e < 0.007
 D_y/h_e < 0.007
 - MASA SIMICA / TIPO DE ANALISIS : CARGAS PARA SIEMO (D = 100% L = 50%)
 ANALISIS DINAMICO DE COMBINACION MODAL ESPECTRAL
 FUERZA APLICADA EN EL PRIMER ESTRIBO MAYOR AL 80% DE LA FUERZA ESTÁTICA (BREGUIAR)
 - PERIODO FUNDAMENTAL : PRIMER MODO:DIRECCION Y (sin BRB) 0.521s con BRB 0.453s
 SEGUNDO MODO:DIRECCION X (sin y con BRB) 0.412s
 - FUERZA CORTANTE BASAL DE DISEÑO : V₀ = 566.84 Tonf (0.80Vestibulo) V₀ con BRB= 561.01 Tonf (0.80Vestibulo)
 V₀ = 485.86 Tonf (0.80Vestibulo) V₀ con BRB= 480.84 Tonf (0.80Vestibulo)
 - DISTORSIONES DE ENTREPIEDO INELASTICAS : DESPLAZAMIENTO RELATIVO LATERAL ELASTICO x 0.75R/h
- | NIVEL | DISTORSIONES INELASTICAS CON BRB | |
|-------------|----------------------------------|--------|
| DIRECCION X | DIRECCION Y | |
| 8 | 0.0044 | 0.0048 |
| 7 | 0.0046 | 0.0053 |
| 6 | 0.0047 | 0.0057 |
| 5 | 0.0047 | 0.0059 |
| 4 | 0.0044 | 0.0058 |
| 3 | 0.0039 | 0.0053 |
| 2 | 0.0030 | 0.0042 |
| 1 | 0.0016 | 0.0021 |
- LAS ROSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO SON ASIGNADAS EN LA DIRECCION Y PARA DISMINUIR DESPLAZAMIENTOS

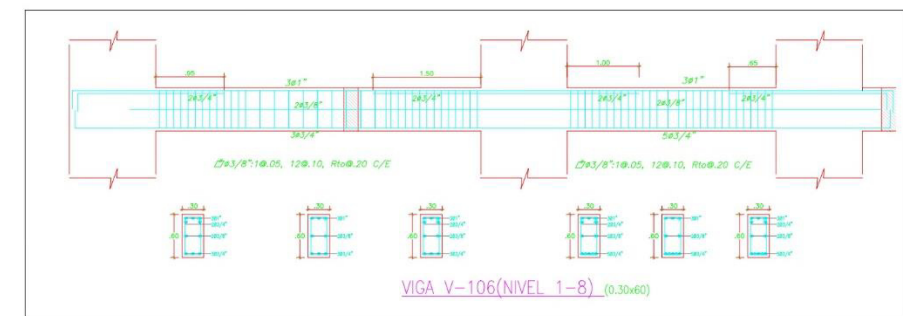
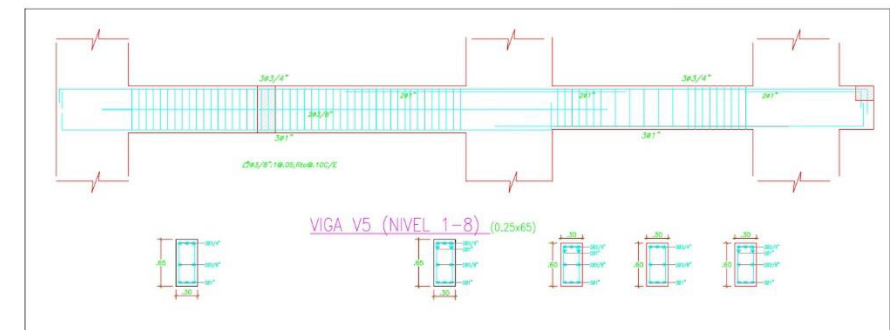
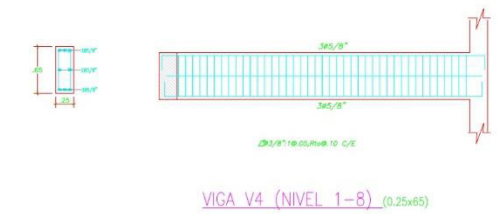
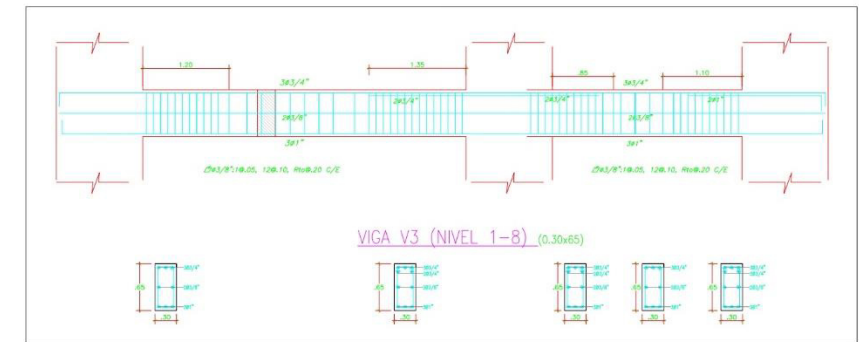
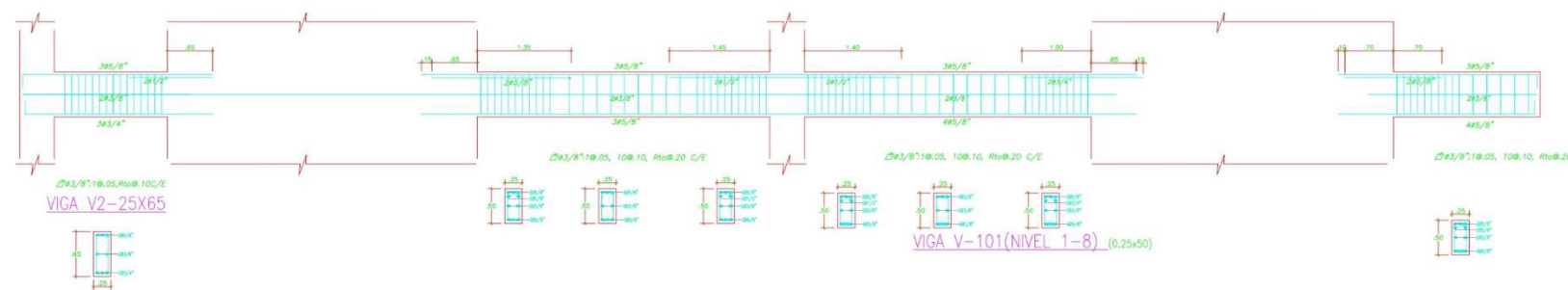
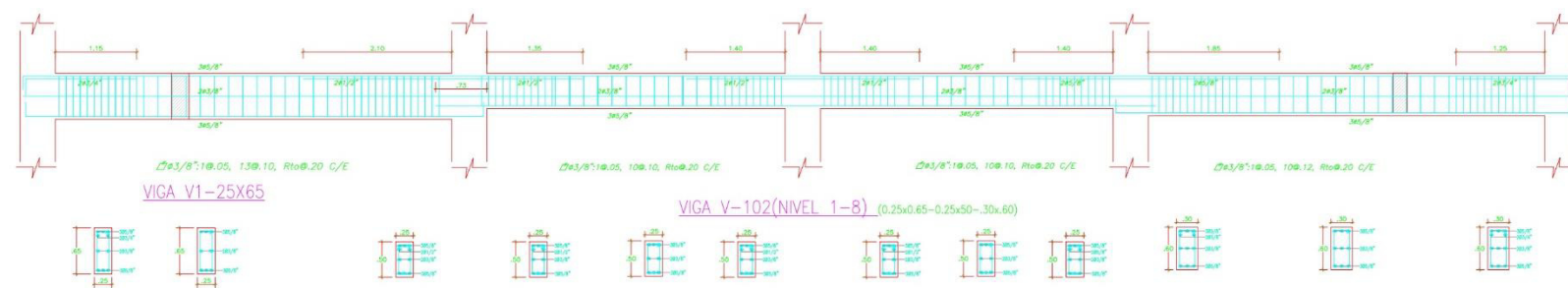
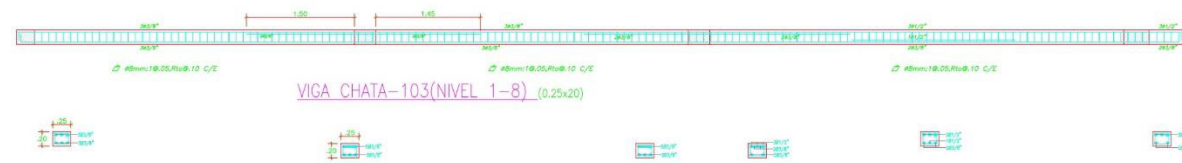
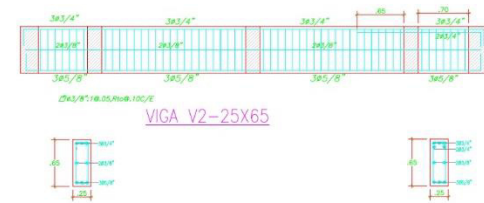
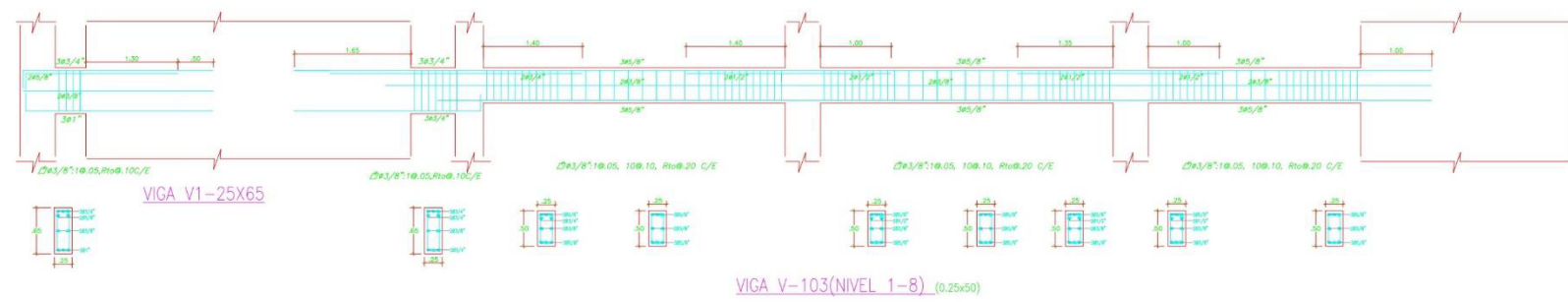
UNIVERSIDAD CATOLICA SEDES SAPIENTIAE
 Av. Manuel González Prada N° 108 - Los Olivos, Lima

LABOR E-02 1 DE 3

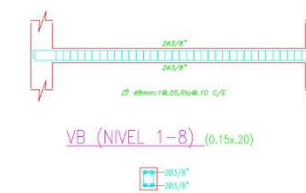
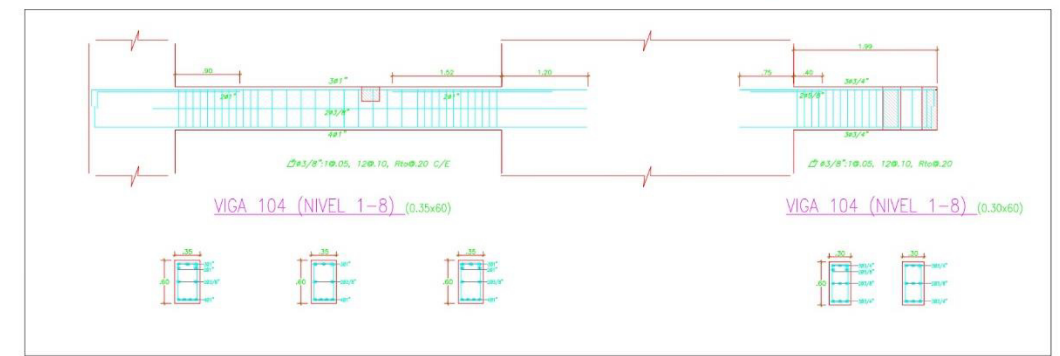
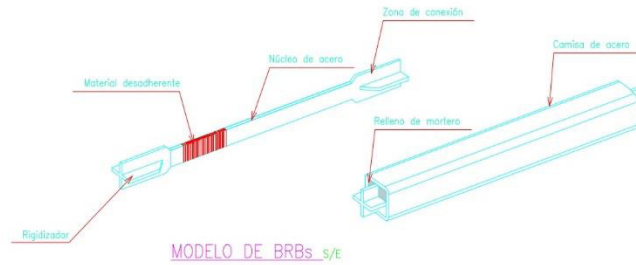
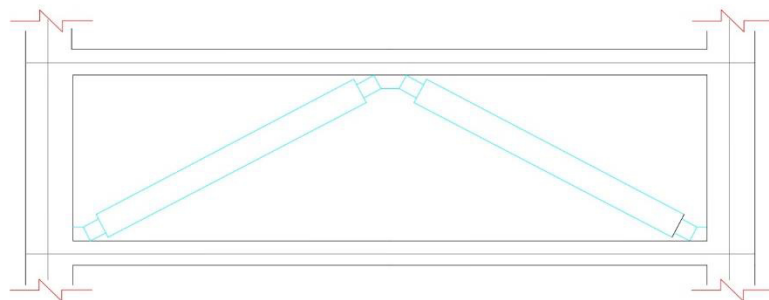
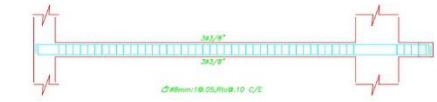
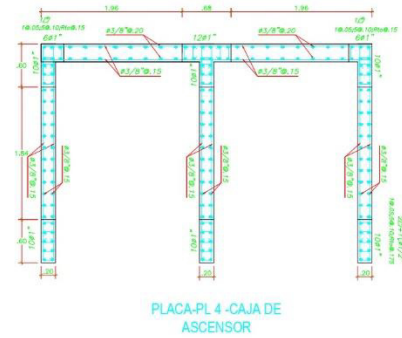
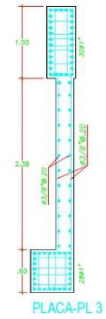
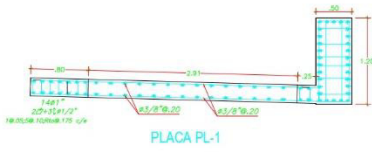
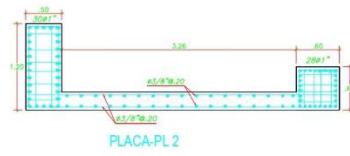
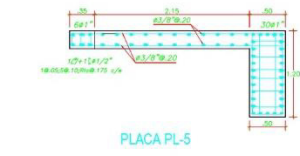
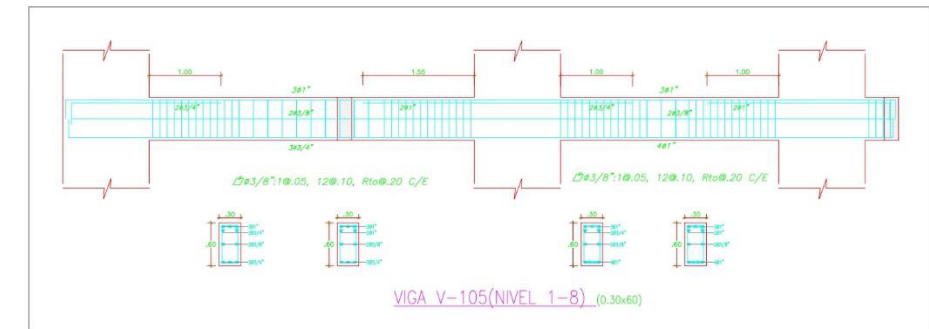
PROYECTO : EDIFICACION DE USO ESTABLECIMIENTO DE SALUD-PROYECTO DE TESIS
 BACHILLER : BRAYAN ANTONY SANCHEZ MERA
 UBICACION : LOS OLIVOS- LIMA

PLANO DE : ENCOFRADOS

REVISION : DISEÑO : BRAYAN ANTONY SANCHEZ MERA ESCALA : 1/50 : 1/25 FECHA : JULIO 2020



	UNIVERSIDAD CATÓLICA SEDES SAPIENTIAE	LIMA: E-03 2 DE 3
	PROYECTO : EDIFICACIÓN DE USO ESTABLECIMIENTO DE SALUD-PROYECTO DE TESIS BACHILLER : ERAYAN ANTONY SÁNCHEZ MERA UBICACIÓN : LOS OLIVOS- LIMA	
PLANO DE : VIGAS		
REVISIÓN : -	DISEÑO : RICHARD ANTONY SÁNCHEZ MERA	ESCALA : 1/50 i 1/25
		FECHA : JULIO 2025



PÓRTICO ARRIOSTRADO 1 (16 BRBs)										
NIVEL	VBRB	ANG. ϕ	L	Fd	An	Fa	fk	Kd	dy	Pye
	tonf	(°)	mm	tonf	cm ²	tonf		kg/mm	mm	kgf
8	29.36	46.12	3607	21.18	6.69	23.30	1.26	4,770.65	5.43	25,884.14
7	55.22	44.42	3500	38.66	12.22	42.53	1.26	8,974.20	5.27	47,252.56
6	75.31	42.74	3404	51.27	16.21	56.40	1.27	12,323.22	5.09	62,664.05
5	91.59	42.74	3404	62.35	19.71	68.58	1.26	14,883.06	5.12	76,204.06
4	104.45	44.42	3500	73.12	23.11	80.43	1.26	16,973.17	5.27	89,370.16
3	113.56	42.74	3404	77.31	24.44	85.04	1.26	18,454.15	5.12	94,488.73
2	119.26	42.74	3404	81.19	25.66	89.31	1.26	19,379.93	5.12	99,228.91
1	121.46	46.12	3607	87.62	27.70	96.39	1.26	19,660.12	5.45	107,094.93

CARACTERÍSTICAS DE BRBs A USAR EN PÓRTICO 1 s/e

PÓRTICO ARRIOSTRADO 2 (16 BRBs)										
NIVEL	VBRB	ANG. θ	L	Fd	An	Fa	fk	Kd	dy	Pye
	tonf	(°)	mm	tonf	cm ²	tonf		kg/mm	mm	kgf
8	29.36	46.1	3678	21.17	6.69	23.29	1.26	4,677.11	5.53	25,874.00
7	55.22	44.43	3571	38.67	12.22	42.54	1.26	8,798.23	5.37	47,261.82
6	75.31	42.78	3474	51.31	16.22	56.44	1.26	11,998.65	5.23	62,710.62
5	91.59	42.78	3474	62.40	19.72	68.63	1.26	14,591.23	5.23	76,260.69
4	104.45	44.43	3571	73.14	23.12	80.45	1.26	16,640.36	5.37	89,387.69
3	113.56	42.78	3474	77.37	24.46	85.10	1.26	18,092.31	5.23	94,558.95
2	119.26	42.78	3474	81.25	25.68	89.37	1.26	18,999.94	5.23	99,302.65
1	121.46	46.1	3678	87.59	27.69	96.35	1.26	19,351.42	5.53	107,052.97

CARACTERÍSTICAS DE BRBs A USAR EN PÓRTICO 2 s/e

UNIVERSIDAD CATÓLICA SEDES SAPIENTIAE
 Ed. Manuel González Prada N° 498 - Los Olivos, Lima
 LIMA: E-04 3 DE 3

PROYECTO: EDIFICACIÓN DE USO ESTABLECIMIENTO DE SALUD-TESIS DE GRADO
 INGENIERO: BRAYAN ANTONY SÁNCHEZ MERA
 UBICACIÓN: LOS OLIVOS - LIMA

PLANO DE: VIGAS, COLUMNAS Y PLACAS

REVISIÓN: DISEÑO: BRAYAN ANTONY SÁNCHEZ MERA ESCALA: 1/50 : 1/25 FECHA: JUNIO 2022