

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL PABELLÓN 1A DE LA UNIVERSIDAD
NACIONAL DE CAJAMARCA AL INCORPORAR DISIPADORES HISTERÉTICOS
TIPO BRB”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bach. SALAZAR CASTILLO, TOMAS ENRIQUE

ASESOR:

Dr. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA – PERÚ

2024

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- FACULTAD DE INGENIERÍA -

1. **Investigador:** TOMAS ENRIQUE SALAZAR CASTILLO

DNI: 72714118

Escuela Profesional: INGENIERÍA CIVIL

2. **Asesor:** Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

Facultad: DE INGENIERÍA

3. **Grado académico o título profesional**

Bachiller

Título profesional

Segunda especialidad

Maestro

Doctor

4. **Tipo de Investigación:**

Tesis

Trabajo de investigación

Trabajo de suficiencia profesional

Trabajo académico

5. **Título de Trabajo de Investigación:**

“COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL PABELLÓN 1A DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA AL INCORPORAR DISIPADORES HISTERÉTICOS TIPO BRB”.

6. **Fecha de evaluación:** 13/12/2024

7. **Software antiplagio:**

TURNITIN

URKUND (ORIGINAL) (*)

8. **Porcentaje de Informe de Similitud:** 25%

9. **Código Documento: Oid:** 3117:415942676

10. **Resultado de la Evaluación de Similitud:**

APROBADO PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 14/12/2024



FIRMA DEL ASESOR

Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO
DNI: 26733060



Firmado digitalmente por:

BAZAN DIAZ Laura Sofia

FAU 20148258601 soft

Motivo: En señal de
conformidad

Fecha: 14/12/2024 09:11:16-0500

UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI

DEDICATORIA

A mis padres, por su apoyo incondicional y por cada sacrificio realizado para que yo pudiera alcanzar mis metas. Sus enseñanzas y ejemplo han sido esenciales en mi formación personal y profesional.

A mis hermanos, por ser siempre mi mayor motivación.

A todos mis seres queridos, por su cariño y constante aliento a lo largo de este camino. Este logro es el reflejo de todo lo valioso que he recibido de ustedes.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por guiar mis pasos y brindarme la fortaleza y perseverancia para afrontar cada reto.

Mi más sincero agradecimiento a mi asesor Dr. Miguel Mosqueira, por sus consejos y aportes en el desarrollo de esta investigación.

Su conocimiento y experiencia han sido fundamentales para la culminación de este trabajo.

A la Universidad Nacional de Cajamarca, mi alma máter, por ser el pilar de mi formación profesional.

A mi familia, por su apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida académica, por ser mi soporte y mayor motivación para alcanzar cada una de mis metas.

A todas las personas que contribuyeron en el desarrollo y culminación de esta tesis, por su tiempo, conocimiento y todo el apoyo brindado.

CONTENIDO

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
CONTENIDO	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	16
1.1. Planteamiento del Problema.....	16
1.2. Formulación del Problema	18
1.3. Hipótesis.....	18
1.4. Justificación de la Investigación	18
1.5. Alcances de la Investigación.....	19
1.6. Limitaciones.....	19
1.7. Objetivos	20
1.7.1. Objetivo General	20
1.7.2. Objetivos específicos	20
1.8. Organización de la Tesis	20
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	22
2.1. Antecedentes Teóricos	22
2.1.1. Antecedentes Internacionales.....	22
2.1.2. Antecedentes Nacionales	23

2.1.3.	Antecedentes Locales.....	24
2.2.	Bases Teóricas.....	25
2.2.1.	Sismicidad.....	25
	Sismicidad en el Perú.....	25
	Sismicidad en Cajamarca.....	27
2.2.2.	Respuesta Sísmica.....	28
2.2.3.	Métodos de Análisis Lineal de Estructuras.....	28
	Análisis Estático Lineal o Fuerzas Estáticas Equivalentes.....	28
	Análisis Dinámico Lineal Modal Espectral.....	30
2.2.4.	Métodos de Análisis No Lineal de Estructuras.....	32
	Modelo Inelástico de una Edificación.....	32
	Análisis Estático No Lineal (Pushover).....	40
2.2.5.	Desempeño Sísmico.....	48
	Niveles de Desempeño.....	49
	Niveles de Amenaza Sísmica.....	52
2.2.6.	Sistemas de Protección Sísmica.....	55
	Sistemas Pasivos.....	56
2.2.7.	Disipadores Buckling Restrained Braces - BRB.....	61
	Generalidades.....	61
	Componentes básicos.....	63
	Diseño de los Buckling Restrained Braces - BRB.....	65
2.3.	Definición de Términos Básicos.....	68
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS.....		69

3.1.	Ubicación Geográfica	69
3.2.	Tiempo de Realización de la Investigación	69
3.3.	Metodología de la Investigación	70
3.3.1.	Tipo de Investigación.....	70
3.3.2.	Nivel de Investigación	70
3.3.3.	Diseño de Investigación	70
3.3.4.	Método de Investigación	70
3.3.5.	Población de Estudio.....	71
3.3.6.	Muestra.....	71
3.3.7.	Unidad de Análisis	71
3.4.	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	71
3.4.1.	Técnicas	71
3.4.2.	Instrumentos.....	72
3.5.	Procedimiento	72
3.5.1.	Descripción de la Edificación	72
3.5.2.	Características Estructurales	74
3.5.3.	Propiedades Mecánicas de los Materiales.....	74
3.5.4.	Metrado de Cargas	75
	Carga Muerta.....	75
	Carga Viva.....	76
3.5.5.	Modelamiento de las Estructuras	76
3.5.6.	Parámetros Sísmicos	78
	Factor de Zona	78

Factor de Uso o Importancia.....	78
Factor de Amplificación Sitio	79
Coefficiente de Reducción Sísmica.....	80
Análisis de Irregularidades.....	81
Peso Sísmico	84
3.5.7. Análisis de las Estructuras sin Protección Sísmica.....	84
Análisis Estático Lineal	85
Análisis Dinámico Lineal.....	85
Análisis Estático No Lineal.....	88
3.5.8. Diseño de los Buckling Restrained Brace - BRB	96
Pre-Dimensionamiento.....	96
Configuración.....	97
3.5.9. Análisis de las Estructuras con Disipadores Histeréticos Tipo BRB.....	100
Análisis Estático Lineal	101
Análisis Dinámico Lineal.....	101
Análisis Estático No Lineal.....	104
3.5.10. Presentación de Resultados.....	110
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	112
4.1. Análisis de Resultados	112
4.1.1. Respuesta Sísmica de los Bloques Sin Refuerzo	112
Análisis Dinámico Lineal.....	112
Análisis Estático No Lineal.....	112
Respuesta Estructural Global	112

4.1.2.	Respuesta Sísmica de los Bloques Con Refuerzo	113
	Sistema de Reforzamiento	113
	Análisis Dinámico Lineal.....	114
	Análisis Estático No Lineal.....	114
	Respuesta Estructural Global	114
4.1.3.	Efectividad del Sistema de Reforzamiento con Disipadores BRB	115
4.2.	Discusión de Resultados	116
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		117
5.1.	Conclusiones	117
5.2.	Recomendaciones.....	118
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		119
ANEXOS		124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Parámetros del coeficiente CT	30
Tabla 2 Parámetros de modelado no lineal para vigas de hormigón armado.	39
Tabla 3 Valores del factor de modificación.	42
Tabla 4 Valores del factor de masa efectiva, Cm	43
Tabla 5 Estados de daño y niveles de desempeño.	50
Tabla 6 Niveles de desempeño de la edificación.	52
Tabla 7 Niveles de Movimiento Sísmico.	52
Tabla 8 Niveles recomendados de desempeño esperados.	53
Tabla 9 Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica.	54
Tabla 10 Sistemas de protección sísmica.	55
Tabla 11 Distribución de ambientes.	73
Tabla 12 Elementos estructurales del Pabellón 1-A.	74
Tabla 13 Propiedades mecánicas del concreto.	74
Tabla 14 Propiedades mecánicas del acero.	75
Tabla 15 Propiedades mecánicas de la albañilería.	75
Tabla 16 Metrado de carga muerta.	76
Tabla 17 Metrado de carga viva.	76
Tabla 18 Factores de zona.	78
Tabla 19 Categoría de las edificaciones y factor "U".....	79
Tabla 20 Factor de suelo "S".	79
Tabla 21 Periodos T_P y T_L	80
Tabla 22 Coeficiente básico de reducción "R0".	80

Tabla 23 Resumen de parámetros sísmicos.....	81
Tabla 24 Irregularidades en la dirección X e Y del bloque A.	82
Tabla 25 Irregularidades en la dirección X e Y del bloque B.	83
Tabla 26 Peso sísmico de los bloques A y B.	84
Tabla 27 Fuerza cortante basal estática de los bloques A y B sin refuerzo.	85
Tabla 28 Modos de vibración de los bloques A y B sin refuerzo.	86
Tabla 29 Parámetros de la curva de capacidad del bloque A sin refuerzo - dirección X.	90
Tabla 30 Parámetros de la curva de capacidad del bloque A sin refuerzo - dirección Y.....	91
Tabla 31 Parámetros de la curva de capacidad del bloque B sin refuerzo - dirección X.	92
Tabla 32 Parámetros de la curva de capacidad del bloque B sin refuerzo - dirección Y.....	93
Tabla 33 Nivel de desempeño sísmico del bloque A sin refuerzo.....	94
Tabla 34 Nivel de desempeño sísmico del bloque B sin refuerzo.....	94
Tabla 35 Cálculo de la rigidez efectiva de los disipadores.	96
Tabla 36 Propiedades de los disipadores BRB.....	97
Tabla 37 Fuerza cortante basal estática de los bloques A y B con refuerzo.	101
Tabla 38 Modos de vibración de los bloques A y B con refuerzo.....	102
Tabla 39 Parámetros de la curva de capacidad del bloque A con refuerzo - dirección X.	104
Tabla 40 Parámetros de la curva de capacidad del bloque A con refuerzo - dirección Y.....	105
Tabla 41 Parámetros de la curva de capacidad del bloque B con refuerzo - dirección X.....	106
Tabla 42 Parámetros de la curva de capacidad del bloque B con refuerzo - dirección Y.....	107
Tabla 43 Nivel de desempeño sísmico del bloque A con refuerzo.....	108
Tabla 44 Nivel de desempeño sísmico del bloque B con refuerzo.	108
Tabla 45 Desplazamientos y derivas: estructuras sin refuerzo – análisis dinámico lineal.	110

Tabla 46 Desplazamientos y derivas: estructuras sin refuerzo – análisis estático no lineal.	110
Tabla 47 Desplazamientos y derivas: estructuras con refuerzo – análisis dinámico lineal.....	111
Tabla 48 Desplazamientos y derivas: estructuras con refuerzo – análisis estático no lineal.	111
Tabla 49 Comparación de derivas de los bloques sin refuerzo y con refuerzo – análisis estático no lineal.	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa sísmico del Perú para el periodo 1960 a 2023.....	26
Figura 2 Zonas Sísmicas.....	27
Figura 3 Sistema de control del movimiento.....	32
Figura 4 Modelos idealizados de elementos viga-columna.....	33
Figura 5 Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares.....	34
Figura 6 Modelo de Hognestad.....	35
Figura 7 Curva típica esfuerzo-deformación de aceros de refuerzo.....	36
Figura 8 Idealización de rótulas plásticas en un pórtico.....	37
Figura 9 Diagrama momento – curvatura y momento – rotación o deformación.....	38
Figura 10 Esquema de la curva de capacidad.....	46
Figura 11 Distribución de cargas laterales.....	46
Figura 12 Configuraciones de la curva de capacidad dependiendo de la sección.....	47
Figura 13 Representación bilineal de la curva de capacidad.....	48
Figura 14 Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva capacidad. .	54
Figura 15 Técnica de control pasivo con disipadores de energía.....	56
Figura 16 Esquema de disipador de fricción tipo Pall.....	57
Figura 17 Componentes de disipadore de fluido viscoso.....	58
Figura 18 Disipador viscoelástico.....	58
Figura 19 Disipador histerético tipo BRB.....	59
Figura 20 Fuerzas en la unión viga-columna con un disipador en diagonal.....	60
Figura 21 Fuerzas en la unión viga-columna con un disipador Chevron.....	60
Figura 22 Composición de Buckling Restrained Brace - BRB.....	61

Figura 23 Comportamiento de los ciclos de histéresis de un BRB y una riostra típica.....	62
Figura 24 Componentes básicos de un BRB.	63
Figura 25 Conexiones típicas de los BRB's.....	64
Figura 26 Configuraciones núcleo - camisa en disipadores tipo BRB.	64
Figura 27 Distribución de la barra de pandeo restringido (BRB) en un pórtico.....	66
Figura 28 Mapa de ubicación.....	69
Figura 29 Diagrama de metodología.	70
Figura 30 Unidades de análisis.	71
Figura 31 Modelado estructural del bloque A.	77
Figura 32 Modelado estructural del bloque B.	77
Figura 33 Derivas de entrepiso del bloque A sin refuerzo - análisis dinámico lineal.....	87
Figura 34 Derivas de entrepiso del bloque B sin refuerzo - análisis dinámico lineal.....	87
Figura 35 Rótulas plásticas del bloque A.....	88
Figura 36 Rótulas plásticas del bloque B.....	89
Figura 37 Curva de capacidad del bloque A sin refuerzo - dirección X.....	90
Figura 38 Curva de capacidad del bloque A sin refuerzo - dirección Y.....	91
Figura 39 Curva de capacidad del bloque B sin refuerzo - dirección X.....	92
Figura 40 Curva de capacidad del bloque B sin refuerzo - dirección Y.....	93
Figura 41 Derivas de entrepiso del bloque A sin refuerzo - análisis estático no lineal.	95
Figura 42 Derivas de entrepiso del bloque B sin refuerzo - análisis estático no lineal.	95
Figura 43 Distribución de los disipadores en el bloque A.	98
Figura 44 Distribución de los disipadores en el bloque B.	99
Figura 45 Modelado estructural con disipadores del bloque A.	100

Figura 46 Modelado estructural con disipadores del bloque B.	100
Figura 47 Derivas de entrepiso del bloque A con refuerzo - análisis dinámico lineal.....	103
Figura 48 Derivas de entrepiso del bloque B con refuerzo - análisis dinámico lineal.	103
Figura 49 Curva de capacidad del bloque A con refuerzo - dirección X.	104
Figura 50 Curva de capacidad del bloque A con refuerzo - dirección Y.....	105
Figura 51 Curva de capacidad del bloque B con refuerzo - dirección X.....	106
Figura 52 Curva de capacidad del bloque B con refuerzo - dirección Y.	107
Figura 53 Derivas de entrepiso del bloque A con refuerzo - análisis estático no lineal.	109
Figura 54 Derivas de entrepiso del bloque B con refuerzo - análisis estático no lineal.	109
Figura 55 Curvas de capacidad de los bloques sin refuerzo.	113
Figura 56 Curvas de capacidad de los bloques con refuerzo.	114

RESUMEN

Las edificaciones educativas en el Perú construidas antes de 1997, diseñadas bajo normativas sismorresistentes menos exigentes, presentan características estructurales que las hacen vulnerables ante eventos sísmico, requiriendo protección sísmica para salvaguardar la vida de sus ocupantes. Ante esta problemática, surge la necesidad de implementar soluciones que mejoren el desempeño estructural de estas edificaciones. La presente investigación tuvo como objetivo evaluar la influencia de los disipadores histeréticos tipo Buckling Restrained Brace (BRB) en el comportamiento sísmico del Pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca, esperando reducir las derivas de entrepiso en más del 20%. Se emplearon dos tipos de análisis estructural: un análisis lineal y un análisis estático no lineal (Pushover), aplicados tanto a las estructuras en su estado actual como con la implementación de los disipadores BRB. El estudio se realizó en los dos bloques que conforman el Pabellón 1A (bloque A y bloque B). Los resultados indicaron que en el bloque A las derivas de entrepiso se redujeron más del 57%, y en el bloque B, en más del 43% superando ampliamente las expectativas iniciales. Se concluyó que la implementación de disipadores BRB mejoró significativamente el comportamiento sísmico del Pabellón 1A.

Palabras Clave: Disipadores histeréticos, BRB, comportamiento sísmico, derivas de entrepiso, pushover.

ABSTRACT

Educational buildings in Peru constructed before 1997, designed under less stringent seismic-resistant regulations, present structural characteristics that make them vulnerable to seismic events, requiring seismic protection to safeguard the lives of their occupants. Given this problem, there is a need to implement solutions that improve the structural performance of these buildings. The objective of this research was to evaluate the influence of Buckling Restrained Brace (BRB) hysteretic dampers on the seismic behavior of Pavilion 1A at the National University of Cajamarca, expecting to reduce story drifts by more than 20%. Two types of structural analysis were employed: a linear analysis and a non-linear static analysis (Pushover), applied to both the structures in their current state and with the implementation of BRB dampers. The study was conducted on the two blocks that make up Pavilion 1A (block A and block B). The results indicated that in block A, the story drifts were reduced by more than 57%, and in block B, by more than 43%, far exceeding initial expectations. It was concluded that the implementation of BRB dampers significantly improved the seismic behavior of Pavilion 1A.

Keywords: Hysteretic dampers, BRB, seismic behavior, story drifts, pushover analysis.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del Problema

A lo largo de los años, los desastres naturales son una constante que ha afectado el desarrollo de la sociedad provocando prejuicios materiales y víctimas mortales, prueba de ello son los 200 millones de personas en el mundo que cada año son perjudicadas por fenómenos naturales (Oficina de Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres, 2021). Uno de los desastres que más repercusión tiene en el desarrollo de capital e infraestructura social (viviendas e instituciones educativas) de América del Sur son los sismos y terremotos, movimientos telúricos que se diferencian por su intensidad y que son responsables de causar pérdidas alrededor de 2 234.84 millones de dólares y del 69.8% de daño en las infraestructuras entre 1972 y 2010. (CEPAL, 2014)

El Perú no es ajeno a los desastres sísmicos ya que se encuentra en una de las zonas con más actividad sísmica en el mundo, denominada Cinturón de Fuego del Pacífico. Esta zona presenta una extensión de 40 000 km a lo largo de las costas del pacífico y es aquí donde se desarrollan el 90% de sismos y el 80% de terremotos en el mundo, los cuales son ocasionados porque el lecho del océano Pacífico se encuentra sobre varias placas tectónicas que están en constante movimiento acumulando energía para luego liberarla trayendo consigo desastres que ponen en peligro la integridad humana.

Las edificaciones en el Territorio Nacional Peruano suelen ser vulnerables frente a sismos de gran intensidad debido a que alrededor del 30 % de las edificaciones particulares son de adobe o tapial (INEI, 2017). En los últimos 50 años el Perú se ha mostrado perjudicado por esto, siendo prueba de ello, en 2001 el terremoto en Arequipa con una magnitud de 6.9 en la Escala de Richter, según Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI, 2001), el desastre afectó a 37 576

viviendas de las cuales el 59 % fueron destruidas y un total de 219 420 damnificados en los departamentos de Arequipa, Moquegua, Tacna y Ayacucho.

De acuerdo a la norma peruana E.030 (Ministerio de vivienda, 2018) Cajamarca está ubicada en una Zona 3 de peligro sísmico esto indica que es propenso a movimientos de la corteza terrestre, pese a esto las infraestructuras esenciales como centros educativos y centros de salud construidas antes de 1997 no están diseñadas para afrontar un posible evento sísmico poniendo en peligro la vida de sus ocupantes.

Ante las impactantes vivencias de destrucción y el afán de minimizar los estragos causados por los sismos, se desarrollaron sistemas de protección sísmica con la finalidad de proteger las vidas humanas, así como también garantizar el funcionamiento de la edificación después de un evento sísmico importante. (Genatios & Lafuente, 2016)

Entre estos sistemas se tiene a los disipadores de energía, los cuales protegen los elementos estructurales y no estructurales desviando la energía sísmica hacia estos dispositivos, hecho que permite la reparación y puesta en funcionamiento rápida de la edificación a un costo accesible para la población.

Bajo lo mencionado, los terremotos son una amenaza latente a lo largo de todo el Perú. Es por ello que la inclusión de protección sísmica en las edificaciones puede representar una merma en la vulnerabilidad de las estructuras.

La finalidad de esta tesis de investigación es determinar en cuanto influye el uso de disipadores histeréticos tipo BRB en el comportamiento sísmico al ser incorporados en una edificación educativa construida antes de 1997 (780 pre NDSR – 1997) como es el Pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca. En base a los resultados conseguidos, se planteará un

objetivo de desempeño según SEAOC y mediante la integración de disipadores de energía hysteréticos, se evaluará las derivas de la edificación.

1.2. Formulación del Problema

¿En cuánto influye los disipadores hysteréticos tipo Buckling Restrained Brace (BRB) en el comportamiento sísmico del Pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca?

1.3. Hipótesis

Los disipadores hysteréticos tipo BRB influyen en el comportamiento sísmico del Pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca reduciendo más del 20% las derivas.

1.4. Justificación de la Investigación

El territorio peruano es susceptible a desastres geofísicos como sismos y terremotos, a pesar de ello las edificaciones en el país no cuentan con criterios óptimos de construcción como los materiales con los que se desarrollan.

Aun cuando las normas sísmicas en el Perú fueron fortalecidas en 1997 clasificando a centros educativos como edificaciones esenciales, los centros de estudio construidos antes de dicho año siguen siendo vulnerables al no haber sido diseñadas con una protección sísmica adecuada poniendo en constante riesgo la vida de los ocupantes.

Esta investigación determinó el comportamiento sísmico de una edificación construida antes de 1997 en la ciudad de Cajamarca reforzada con disipadores de energía.

Esto permitirá conocer la metodología para brindar protección sísmica a edificaciones existentes.

Asimismo, aportará conocimientos y resultados acerca del estado actual del pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca que pueden ser utilizados en futuras investigaciones.

1.5. Alcances de la Investigación

El presente trabajo de investigación buscó determinar la influencia de los disipadores de energía en el comportamiento sísmico de una edificación construida antes de 1997 bajo la aplicación de disipadores de energía. En relación a los disipadores de energía como aplicación para brindar protección sísmica, en esta investigación se utilizó disipadores histeréticos tipo Buckling Restrained Brace (BRB).

Se eligió como objeto de estudio el Pabellón 1A correspondiente a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca, el cual fue construido antes de entrar en vigencia la Norma E.030 (1997).

1.6. Limitaciones

A partir de lo planteado, para los análisis del comportamiento sísmico de la estructura no se tuvo en cuenta los efectos que pudiese tener la interacción suelo – estructura. Además, la edificación al terminar de ser construida en 1967 contó con información limitada sobre sus características constructivas, lo cual representó un inconveniente para el desarrollo de la investigación.

Como limitación adicional, en cuanto a los ensayos no destructivos de resistencia al concreto, únicamente se pudieron realizar pruebas con esclerómetro en 8 puntos específicos autorizados por la Universidad Nacional de Cajamarca, distribuidos en 2 puntos de medición en vigas y 6 puntos en columnas. Esta limitada cantidad de puntos de medición restringe la representatividad de los resultados, por lo que, para el análisis estructural, se utilizó el valor mínimo de resistencia de 220 kg/cm².

1.7. Objetivos

1.7.1. *Objetivo General*

Determinar cuál es la influencia de los disipadores histeréticos tipo Buckling Restrained Brace (BRB) en el comportamiento sísmico del Pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca (UNC).

1.7.2. *Objetivos específicos*

- Determinar la respuesta sísmica del Pabellón 1A de la UNC sin disipadores histeréticos.
- Determinar la respuesta sísmica del Pabellón 1A de la UNC con disipadores histeréticos tipo BRB.

1.8. Organización de la Tesis

La presente investigación se ha dividido en cinco capítulos:

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN. Comprende el planteamiento y formulación del problema, hipótesis, justificación, alcances, limitaciones y los objetivos de la investigación.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO. Abarca los antecedentes teóricos de la investigación a nivel internacional y nacional, bases teóricas y la definición de términos básicos que orientan la investigación.

CAPÍTULO III: MATERIALES Y MÉTODOS. Describe la ubicación geográfica de la estructura, la metodología empleada, además presenta los resultados obtenidos de los análisis estructurales sin y con la incorporación de disipadores histeréticos tipo BRB en las estructuras.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS. Se detalla, analiza y discute los resultados obtenidos.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. Se exponen las conclusiones del estudio junto a recomendaciones que facilitan una mayor comprensión del presente trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS. Listado de fuentes utilizadas durante la investigación.

ANEXOS. Información adicional como planos e informes de los ensayos realizados.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes Teóricos

2.1.1. *Antecedentes Internacionales*

Yue et al. (2022). En su investigación, “Seismic response comparison of an existing hospital structure rehabilitated with BRBs or conventional braces” en la que realizaron un estudio de caso de una estructura real de hormigón armado de un hospital, ubicado en la ciudad de Puebla, México, la cual fue epicentro del terremoto del 2017. Para lo cual analizaron y discutieron tres propuestas de rehabilitación, en las que los casos 1 y 2, se planteó el equipamiento con tirantes con restricciones de pandeo (BRB) con diferentes configuraciones y en el caso 3 consideraron un sistema de arriostramiento convencional. En la que sus resultados mostraron que los casos 1 y 2 superaron al 3, siendo el de mayor impacto el caso 2, adicionalmente mencionaron que la configuración de los BRB es de vital importancia en la disipación de energía en la estructura; así como, también el uso de tirantes convencionales tuvo un desempeño deficiente durante las simulaciones de terremotos, en las que generaba pisos blandos.

Sepúlveda Solís (2022). En su tesis para optar al grado de magíster en ciencias de la ingeniería “Rehabilitación sísmica de una estructura industrial existente en Chile mediante la incorporación de diagonales con pandeo restringido”, realizó una propuesta de rehabilitación sísmica en una industria, haciendo uso de sistemas pasivos de disipación de energía de tipo (BRB). En la que evaluó específicamente el desempeño sísmico en tres 3 condiciones: la estructura original, la estructura rehabilitada mediante un refuerzo metálico convencional y la estructura rehabilitada mediante la incorporación de BRB en los 2 primeros niveles. En la que, de acuerdo a la superestructura, el utilizar disipadores del tipo BRB, resultó en un 31% más

económica a comparación del refuerzo metálico convencional, a un menor tiempo de ejecución dependiendo del método, por lo que el método propuesto con el uso de disipadores BRB, posee mayores ventajas con respecto al otro método propuesto.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Manosalva Ludeña (2023). En su tesis, “Diseño de un disipador energético de tipo Buckling-Restrained Braces (BRB) para edificaciones en las zonas sísmicas II y III del Perú”, En la que se planteó diseñar un dispositivo que disipe la energía, haciendo uso de disipadores de energía de tipo BRB para edificaciones en zonas sísmicas II y III del Perú, en la que primeramente realizo un análisis documental las que le permitieron diseñar estructuras sismo resistentes, para posteriormente procesar la información recopilada mediante el software ETABS v9, para así moldear y someter a las estructuras a cargas sísmicas, para posteriormente obtener los resultados del daño sísmico y así finalmente diseñar los disipadores de energía de tipo BRB. En base a los resultados se pudieron obtener datos interesantes como que en las que en las zonas II del edificio bajo la implementación de BRB la distorsión de entre piso disminuyo en un 25% y 31%, en el eje X e Y respectivamente, en la zona III se observó una reducción 46% y 59%, en el eje X e Y respectivamente.

Barriga Cáceres & Verano Díaz (2022). En su tesis, “Reforzamiento con disipadores metálicos del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP”, con el objetivo de evaluar la vulnerabilidad de una edificación antigua del pabellón A construida en los años sesenta, realizo la evaluación estructural a través del análisis no lineal, así como también determino el nivel de desempeño sísmicos propuestos por el Comité VISION 2000 del SEAOC, para así definir el desempeño objetivo, en el cual se incluyó los disipadores histeréticos como son los BRB's, cuando lograron introducir el sistema de disipación, verificaron elementos de concreto armado los cuales fueron

capaces de soportar las cargas generadas. En los resultados obtenidos demostraron que el sistema de disipación diseñado, la estructura obtuvo una mejora en relación al desempeño, teniendo un 198% de resistencia e incrementando su ductilidad en un 86%.

2.1.3. Antecedentes Locales

Vargas (2024). En su tesis "Influencia de los disipadores de fluido viscoso en el comportamiento estructural de una edificación de ocho niveles, Cajamarca 2023", investigó la aplicación de sistemas pasivos de disipación de energía en un hotel de ocho niveles en Cajamarca. El estudio mediante un análisis sísmico estático y dinámico reveló que inicialmente la estructura cumplía con los parámetros de la norma E.030, pero el análisis tiempo-historia mostró derivas máximas superiores a lo permitido. Tras incorporar Disipadores de Fluido Viscoso (DFV), se logró reducir los desplazamientos hasta un 55% en X y 65% en Y, cumpliendo con la deriva objetivo de 0.0042 según Hazus. Los resultados demostraron que los DFV disipan el 70.56% de la energía sísmica, dejando solo el 29.44% a la estructura, confirmando su eficacia para mejorar el comportamiento estructural y control sísmico en edificaciones.

Vásquez (2017). En su investigación titulada "Estudio comparativo del comportamiento estructural de una edificación con y sin disipadores de energía considerando el efecto de la interacción suelo-estructura", se propuso evaluar los sistemas estructurales de la Municipalidad Distrital de José Manuel Quiroz. Mediante un análisis estructural basado en la norma E.030 – 2016 y ASCE 7 – 17, utilizando los modelos matemáticos de Barkan-Savinov. Los resultados mostraron un comportamiento estructural mejorado con la implementación de disipadores, evidenciando reducciones, donde los desplazamientos disminuyeron hasta un 74.70% y las derivas se redujeron en un 76.11% en comparación con la estructura original.

2.2. Bases Teóricas

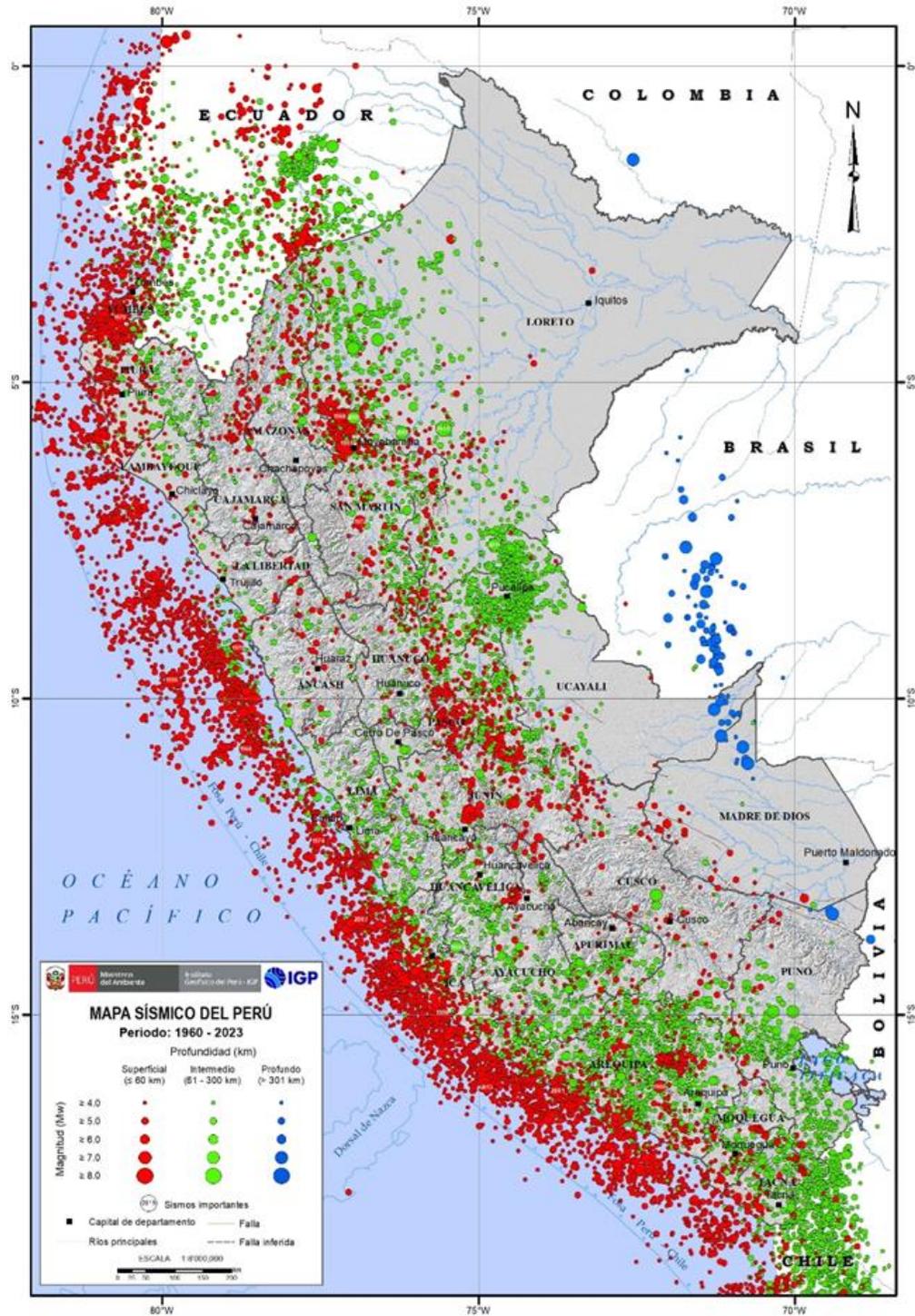
2.2.1. Sismicidad

Sismicidad en el Perú. La sismicidad en el territorio peruano se debe a la geodinámica y geomorfología que posee, teniendo sus orígenes en el proceso de convergencia entre las placas de Nazca (Oceánica) y Sudamérica (Continental). El Perú forma parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico; lo que lo convierte en uno de los países con un potencial sísmico considerable. En esta región de la Tierra, el occidente de Sudamérica, conformado por Chile, Perú, Ecuador y Colombia, se libera más del 85% de la energía acumulada en el interior de la corteza terrestre, debido al proceso de subducción de la placa de Nazca, con velocidades variables de hasta 8 cm/año. (Tavera, 2020)

El Instituto Geofísico del Perú (IGP), ha logrado identificar y definir tres fuentes sismogénicas, la superficie de contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana, la deformación de la corteza continental y la deformación de la corteza oceánica. Estas fuentes han sido clasificadas en función a la profundidad en la que ocurre los sismos. Los sismos de foco superficial se encuentran entre la línea costera y la fosa peruano – chilena, ocurriendo a una profundidad de menor o igual a 60 km. Los sismos de foco intermedio son recurrentes en la región sur del Perú, se encuentran a profundidades entre 61 – 300 km. Los sismos de foco profundo se encuentran a lo largo de límite Perú – Brasil, con profundidades superiores a los 301 km. En la Figura 1, (Tavera, 2020, p. 18) se muestra el mapa de sismicidad de Perú (1960-2023), donde los círculos rojos son del foco superficial, los círculos verdes foco intermedio y los círculos azules foco profundo.

Figura 1

Mapa sísmico del Perú para el periodo 1960 a 2023.



Fuente: Instituto Geofísico del Perú (2023)

Sismicidad en Cajamarca. Cajamarca, ubicada en la región norte del Perú, se encuentra dentro de una zona de considerable actividad sísmica debido a su compleja configuración geológica. Su ubicación geográfica, próxima a la zona de convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana, la hace vulnerable a movimientos telúricos.

Según lo dispuesto en la norma técnica peruana E.030 (Ministerio de vivienda, 2018), la ciudad de Cajamarca se encuentra en la zona sísmica del tipo III, la cual se ha clasificado como área de alta actividad sísmica., como se muestra en la Figura 2. El reglamento Nacional de Edificaciones, en su norma de Diseño Sismorresistente E.030, en la que se establece que dichas zonas tienen una alta probabilidad de experimentar sismos significativos.

Figura 2

Zonas Sísmicas.



Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)

2.2.2. *Respuesta Sísmica*

Según Astroza (2007) la respuesta sísmica es una medida de cómo se comporta una estructura cuando es afectado por ondas sísmicas provocadas por un sismo. Este análisis es esencial en la ingeniería sísmica ya que nos permite entender cómo se comportará las edificaciones ante terremotos permitiendo diseñar todo clase de infraestructuras resistentes a sismos minimizando daños y salvando vidas.

Los parámetros que permiten medir la respuesta sísmica de una estructura de acuerdo a Villarreal Castro & Aguila Gómez (2021) son las siguientes:

- Desplazamientos máximos
- Derivas de piso

2.2.3. *Métodos de Análisis Lineal de Estructuras*

Análisis Estático Lineal o Fuerzas Estáticas Equivalentes

Generalidades. Según la Norma E.030 (Ministerio de vivienda, 2018) artículo 28.1.2. este análisis es aplicable a estructuras regulares e irregulares ubicadas en zona sísmica I. Adicionalmente, la norma establece que es posible utilizarse para estructuras clasificadas como regulares, con una altura menor a 30 metros e incluso para muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada, siempre que su altura no sea menor a 15 m de altura, aun cuando estas sean consideradas estructuras regulares.

Fuerza Cortante Basal. La fuerza cortante basal de la estructura se encuentra en la dirección específica que se esté analizando y se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Donde el valor C/R no debe ser considerado menor a 0.11.

Distribución de Fuerzas Sísmicas en Altura. La fuerza sísmica horizontal a cualquier altura i , está relacionada con la dirección analizada, se calcula utilizando la siguiente expresión.

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

Donde:

n : Número de pisos

k : Es un exponente vinculado al período fundamental de vibración de la estructura (T) en la dirección evaluada.

Donde:

$T \leq 0.5$ segundos: $k = 1.0$

$T \geq 0.5$ segundos: $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$

Periodo Fundamental de Vibración. El periodo fundamental de vibración se calcula mediante la siguiente expresión.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde, el coeficiente de C_T , varía dependiendo de los elementos estructurales en la dirección específica de la edificación, como se observa en la Tabla 1 de la Norma E.030.

h_n : Altura total de la edificación en metros.

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

Tabla 1

Parámetros del coeficiente C_T .

	Pórticos de concreto armado sin muros de corte
$C_T = 35$	Pórticos dúctiles de acero con uniones resistente a momentos, sin arriostre.
$C_T = 45$	Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras
	Pórticos de acero arriostrado
$C_T = 60$	Edificios de albañilería y para los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)

También se podrá emplear la siguiente expresión, según la Norma E. 030, art. 28.4.2.:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i d_i^2)}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

Donde:

f_i : Fuerza lateral aplicada en el nivel i , que sigue una distribución en altura similar a la del primer modo en la dirección del análisis.

d_i : Desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación con los giros en planta restringidos.

Los desplazamientos se calculan bajo el supuesto del comportamiento lineal elástico, considerando secciones sin fisura en estructuras de concreto armado y albañilería. (Ministerio de vivienda, 2018)

Análisis Dinámico Lineal Modal Espectral

Generalidades. Según la Norma E.030 artículo 29 (Ministerio de vivienda, 2018), cualquier estructura puede ser diseñada utilizando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

Modos de Vibración. Como se menciona en la Norma E. 030 artículo 29.1. es posible determinarlos llevando a cabo un procedimiento de análisis dinámico por combinación modal, en las que se tenga en cuenta aspectos como la rigidez y la distribución de masa. Donde en cada dirección se consideren los modos de vibración cuya suma de masa efectiva al menos alcance el 90% de la masa total, incluyendo al menos los 3 primeros modos principales en la dirección de análisis.

Aceleración Espectral. Para todas las direcciones horizontales evaluadas se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleración, determinado por la siguiente expresión:

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

En el análisis en la dirección vertical, es posible utilizar un espectro con valores a los 2/3 del espectro utilizado en direcciones horizontales, teniendo en cuenta los valores de C, dados en el Norma E. 030 artículo 14, a excepción para zonas de periodos muy cortos ($T < 0.2T_p$), considerando:

$$T < 0.2T_p \quad C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

Donde:

T_p : Periodo que define la plataforma del factor C.

Fuerza Cortante Mínima. Se lleva a cabo de acuerdo a la Norma E. 030, artículo 29.4, en la que mencionan que, para cada dirección considerada en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrespacio del edificio no debe ser menor a 80% del valor calculado, según el artículo 25, en estructuras regulares, ni menor que 90% en estructuras irregulares.

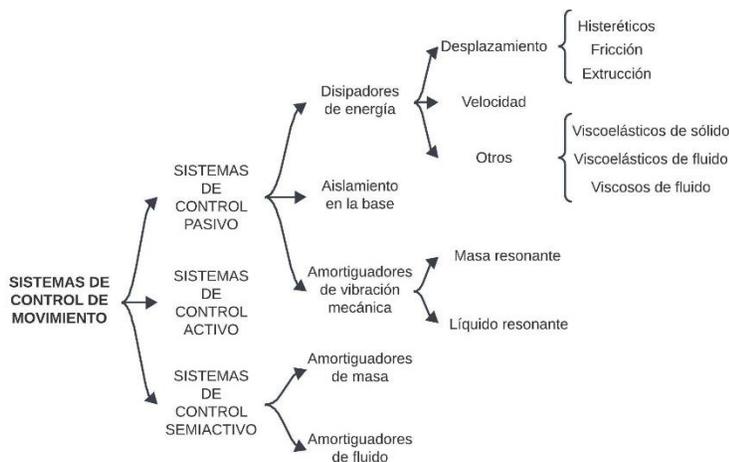
2.2.4. Métodos de Análisis No Lineal de Estructuras

Estos métodos son utilizados para evaluar el comportamiento de las estructuras al ser sometidas a cargas las cuales provocan deformaciones significativas. Son de vital importancia cuando las estructuras se someten a grandes desplazamientos, cambios de forma, así como también el material tiene un comportamiento no lineal a causa de fenómenos como la plasticidad, fluencia o fractura. (Bruno Bazzano & Pérez Zerpa, 2017)

Modelo Inelástico de una Edificación. Para el estudio de edificaciones con el modelo inelástico, mediante el análisis no lineal de una estructura, existen dos metodologías para el control del movimiento, que se clasifican en control activo, en el cual se tiene en cuenta la magnitud y dirección de las fuerzas que se generan a través de un controlador basado en la data de un sensor y un algoritmo, que vendría a ser la estrategia y el control pasivo, que para llevarse a cabo se realiza el aislamiento de base y se caracteriza debido a como se desarrollan las fuerzas de control del movimiento en los puntos en los que se une al sistema estructural. (Hernández Ávila, 2014)

Figura 3

Sistema de control del movimiento.

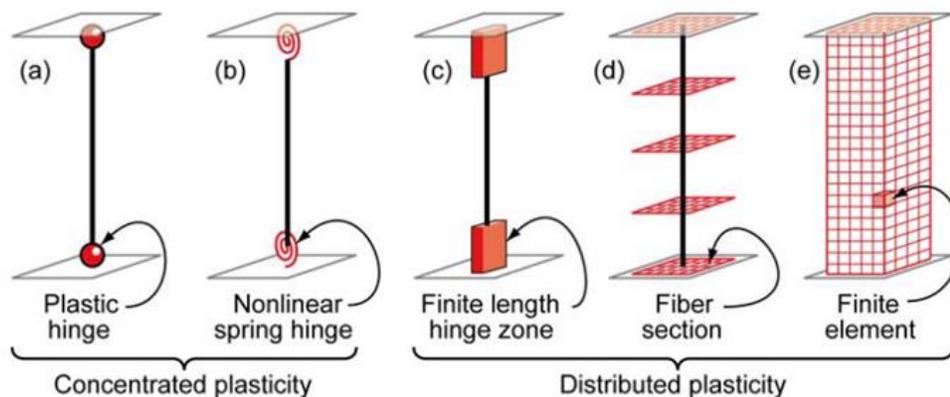


Fuente: Hernández Ávila (2014)

Según Deierlein et al. (2010) para ambos métodos se necesita conocer el comportamiento inelástico de los elementos estructurales; donde los componentes estructurales inelásticos se diferencian de otros por la forma en la que se distribuye la plasticidad, ya sea a través de las secciones transversales del miembro o a lo de su longitud. Para ellos existen modelos que nos permiten representar el comportamiento inelástico de las estructuras; por lo cual se agrupan en modelos de no linealidad concentrada y los de no linealidad distribuida, como se representa en la Figura 4.

Figura 4

Modelos idealizados de elementos viga-columna.



Fuente: Deierlein et al. (2010)

Comportamiento del Concreto. Los modelos de comportamiento esfuerzo-deformación para el concreto, son aún más complejos de los que son utilizados para estudiar al acero, esto se debe a que tienen en cuenta puntos como la geometría, duración de la carga, calidad de los materiales, entre otros. Estos modelos son esenciales para poder predecir su comportamiento y así diseñar estructuras seguras y eficientes. Donde los modelos de concreto no confinado, se utilizan para el diseño y los de concreto confinado son utilizados para determinar la capacidad de los elementos con la finalidad de realizar el estudio de capacidad.

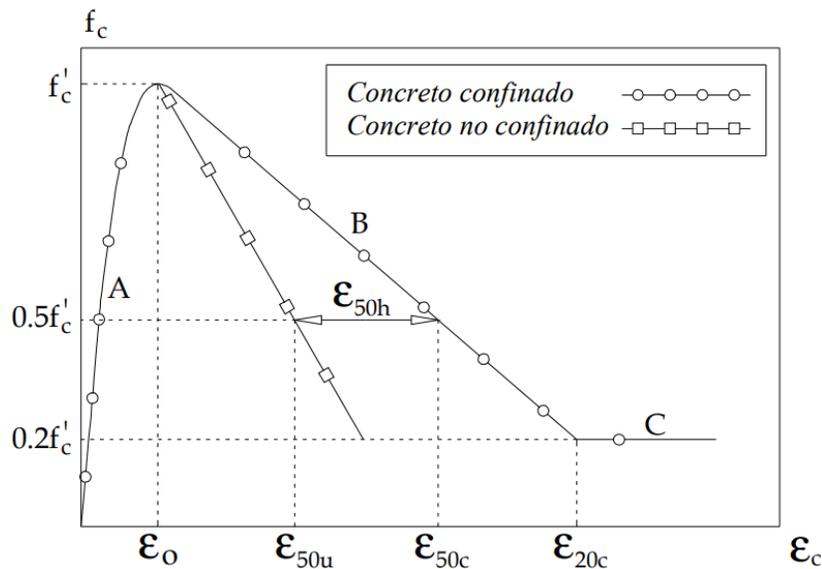
Concreto Confinado. Según Ottazzi Pasino (2015) en un elemento de concreto confinado, el acero utilizado para el confinamiento comienza a actuar cuando la sección del elemento empieza a presentar grandes deformaciones transversales. Este confinamiento evita que dichas deformaciones aumenten descontroladamente y, por ende, previene el rápido deterioro del concreto. Para generar este confinamiento, se suele usar dos opciones: estribos cerrados y espirales.

Modelos de Kent y Park

Este modelo de Kent y Park de concreto confinado por estribos rectangulares, en que se ha propuesto, en base a la no modificación de la resistencia del concreto, sino en el efecto que se considere la longitud y la pendiente de la rama descendente de la curva como se muestra en la Figura 5 (Park & Paulay, 1988)

Figura 5

Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares.



Fuente: Jurado Guerra & Mendoza Quintana (2012)

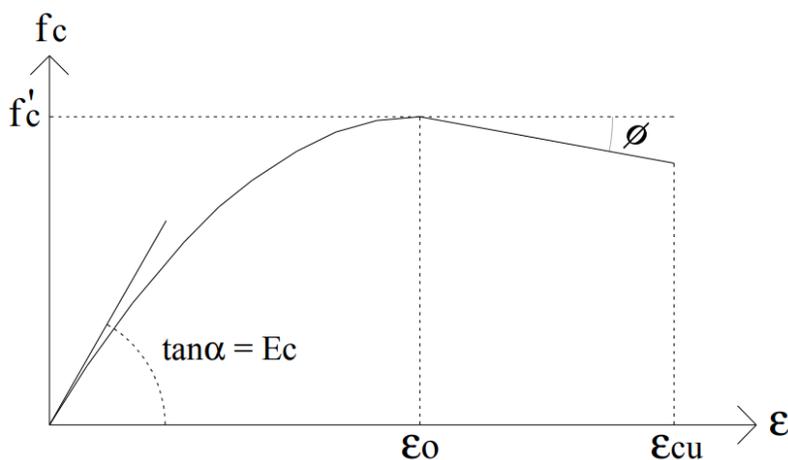
Concreto No Confinado. Según Wight & MacGregor (2016), en el que se refieren al concreto no confinado cuando este no se encuentra sujeto a ningún modo de restricción lateral o confinamiento externo por materiales como el acero de refuerzo o elementos similares, es así que este estado del concreto solo se enfrenta a las tensiones internas y externas aplicadas directamente sobre su volumen, sin ningún apoyo para resistir las tensiones.

Modelo de Hognestad

Según el modelo de Hognestad, el cual es uno de los más usados, para representar el comportamiento del concreto no confinado, en el que se le da un valor de $\epsilon_0 = 0.002$ y ϵ_{cu} entre 0.003 y 0.004. En el que el tramo inicial, es parabólico, representando el incremento de la deformación $\epsilon_0 = 0.002$ al máximo esfuerzo a compresión, aproximándose a una parábola y en el tramo final, se observa un descenso de la resistencia en el concreto, por fisuras internas que han sido producidas donde la deformación llega a los valores ya mencionados, el cual es equivalente al punto de rotura del concreto como se muestra en la Figura 6. (Park & Paulay, 1988)

Figura 6

Modelo de Hognestad.

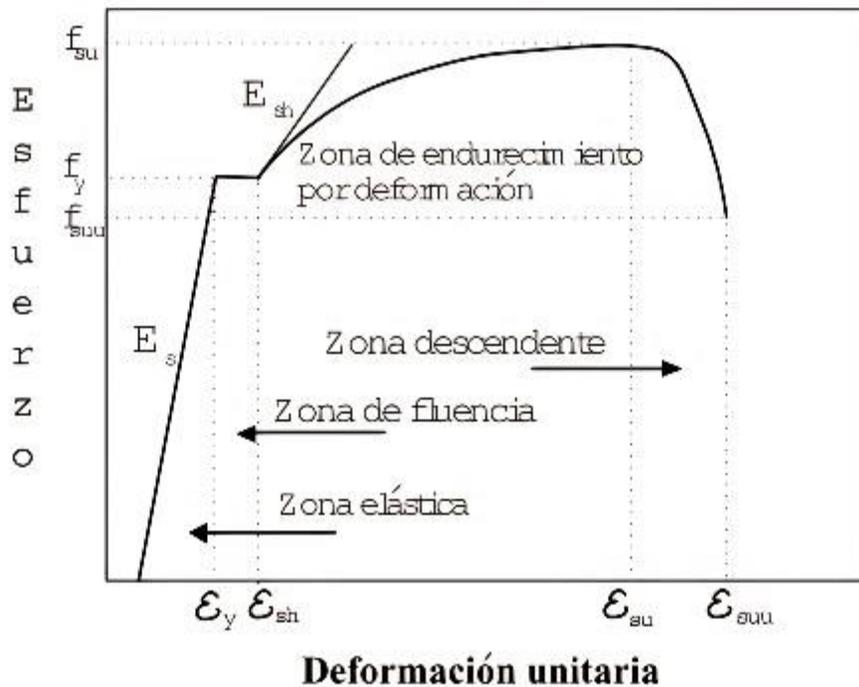


Fuente: Jurado Guerra & Mendoza Quintana (2012)

Comportamiento del Acero. Según Ottazzi Pasino (2015), el concreto tiene una baja resistencia a la tracción, por lo que se combina con acero de refuerzo para soportar estos esfuerzos. Este refuerzo puede ubicarse a lo largo del elemento estructural de manera longitudinal o en forma transversal como estribos. Además, el acero de refuerzo también puede contribuir a que el concreto soporte esfuerzos de compresión, como ocurre en columnas sometidas a flexo compresión, permitiendo así reducir las secciones transversales de estas.

Figura 7

Curva típica esfuerzo-deformación de aceros de refuerzo.



Fuente: González et al. (2005)

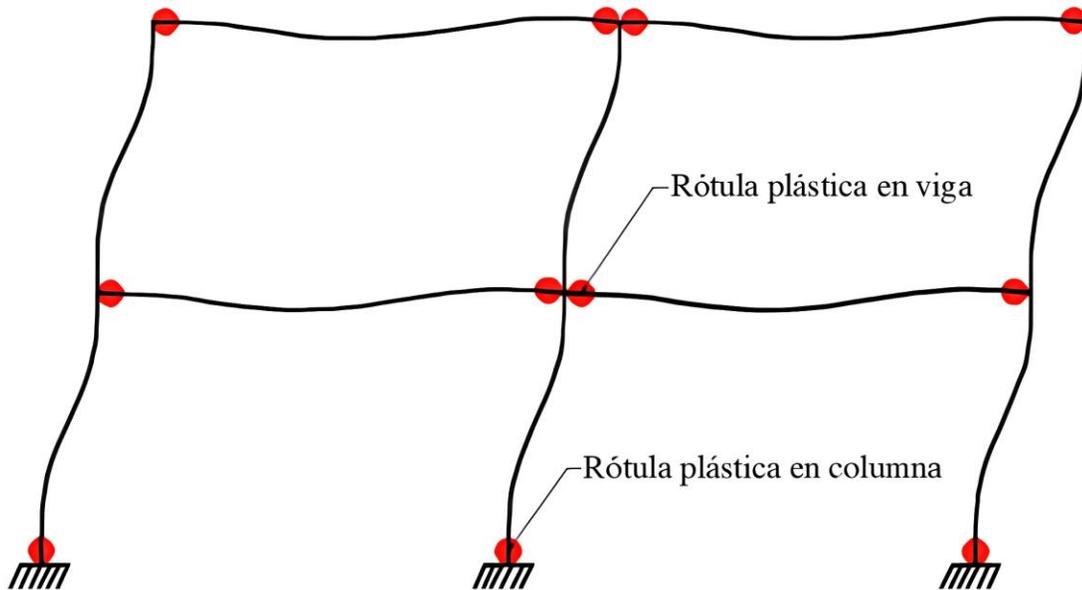
En la Figura 7 se observa cuatro zonas, la zona elástica es donde la relación entre el esfuerzo y deformación unitaria es lineal es decir se cumple la ley de Hooke ($f_y = E \cdot \epsilon_y$), la zona de fluencia es un área de transición entre la zona elástica y la zona de endurecimiento por deformación en donde aumenta la deformación ϵ_{sh} sin aumentar los esfuerzos del elemento f_y , la

zona de endurecimiento por deformación se inicia cuando la zona de fluencia ha culminado y se forma una elevación al añadir carga adicional hasta llegar al esfuerzo último f_{su} con una deformación ε_{su} , finalmente en la zona descendente el elemento pierde esfuerzo aumentando la deformación hasta llegar a la rotura ε_{suu} .

Rótulas Plásticas. Son definidas como un punto en donde la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Representan el comportamiento no lineal de los materiales, en el caso que se evalúe, este es dado cuando se ha sobrepasado algún momento de fluencia. Cuando las secciones de hormigón armado se encuentren en este estado es posible observarlas ya que el acero actúa como refuerzo y le brinda ductilidad al elemento, posteriormente que se haya presentado las primeras grietas en tensión del concreto, generándose en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento.

Figura 8

Idealización de rótulas plásticas en un pórtico.

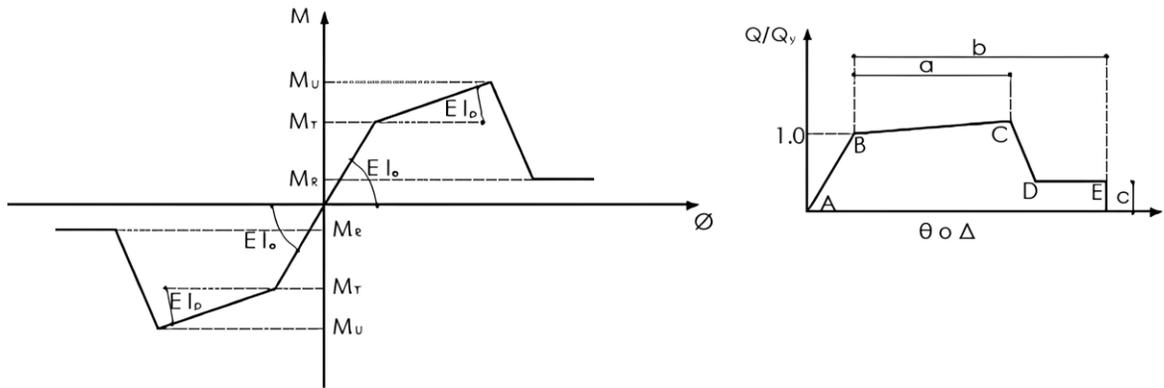


Fuente: Choque & Luque (2019)

Rótulas Plásticas según ASCE. De acuerdo a (ASCE/SEI 41-17, 2017), las rótulas plásticas son áreas específicas dentro de los elementos estructurales donde se prevé que ocurra deformación inelástica bajo cargas sísmicas extremas. Estas rótulas son puntos donde el material puede deformarse y absorber energía, comúnmente a través de la formación de grietas y deformaciones, sin afectar la integridad general de la estructura.

Figura 9

Diagrama momento – curvatura y momento – rotación o deformación.



Fuente: Aguiar et al. (2015)

En la Figura 9 se presenta el diagrama momento – curvatura en donde se contempla 3 zonas, la primera zona llamada elástica es cuando el momento actuante M es menor o igual al momento de fluencia M_Y ($M \leq M_Y$), la segunda zona llamada post fluencia se da porque el momento actuante es mayor al momento de fluencia y menor o igual al momento último M_U ($M_Y < M \leq M_U$) y finalmente la tercera zona es la residual el momento actuante es igual al momento residual M_R ($M = M_R$).

Las tablas incluidas en el ASCE 41-17 ofrecen un método más simple para determinar las relaciones entre momento y rotación.

Tabla 2

Parámetros de modelado no lineal para vigas de hormigón armado.

Conditions			Modeling parameters ³			Acceptance criteria ³				
			Plastic rotation angle, radians	Residual strength ratio	Plastic rotation angle, radians					
Performance level										
					Component type					
					Primary		Secondary			
					IO	LS	CP	LS	CP	
a	b	c								
i. Beams controlled by flexure ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse Reinforcement ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.1	0.02
Stirrup spacing $\geq d/2$			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.003	0.02	0	0.0015	0.002	0.003	0.1	0.02
Stirrup spacing $\geq d/2$			0.003	0.01	0	0.0015	0.002	0.003	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017)

Método Inelástico de Fibras. Según (Deierlein et al., 2010), en la actualidad hay varios modelos para representar la inelasticidad de un elemento estructural tal cual se muestra en la Figura 4. Uno de los más sencillos son el modelo de fibras (Ver Figura 4d) el cual consiste en distribuir la plasticidad a lo largo de las secciones transversales y longitudinales de la columna o viga mediante integraciones numéricas, captando las características no lineales de esfuerzo-deformación de cada sección y poder obtener los esfuerzos resultantes como fuerza axial y momentos.

Análisis Estático No Lineal (Pushover). El análisis no lineal estático, conocido como (pushover), tiene como objetivo proporcionar información sobre el comportamiento de las estructuras mediante el uso de algoritmos no lineales. Este método ofrece datos que no pueden ser obtenidos mediante los métodos estáticos o dinámicos convencionales. (Cajaleón León, 2017)

Los resultados se obtienen a partir de las características de los materiales, la capacidad de cada elemento para deformarse, la geometría de la estructura y las fuerzas internas que se generan. (Proaño Tataje, 2012)

Para los fines de esta tesis, los resultados obtenidos a través del análisis pushover incluyen:

- La resistencia máxima al cortante basal de la estructura.
- El mecanismo de colapso de la estructura.
- El desplazamiento máximo del último nivel.
- Derivas de cada entrepiso.

El procedimiento del análisis consiste en aplicar fuerzas horizontales incrementales a la estructura, distribuidas linealmente desde el primer hasta el último piso. Este enfoque garantiza un desplazamiento progresivo, que eventualmente revela el mecanismo de colapso y las rótulas plásticas que se forman en la estructura, deteniéndose cuando se produce el primer colapso en una de las rótulas. (Cajaleón León, 2017)

Método de los Coeficientes ASCE 41-17. Este método se propone para analizar y mejorar edificios ya existentes. La norma ofrece directrices detalladas para evaluar la capacidad sísmica de estructuras actuales y determinar las mejoras necesarias para cumplir con los criterios de

seguridad vigentes. Esta metodología se aplica para evaluar la capacidad sísmica de una estructura existente y decidir si son necesarias mejoras.

El método se fundamenta en la asignación de coeficientes a distintos componentes estructurales y sistemas para reflejar su capacidad sísmica. Estos coeficientes se emplean para calcular la capacidad sísmica total de la estructura. (ASCE/SEI 41-17, 2017, pág. 536).

La metodología se desarrolla en los siguientes pasos:

- 1°. Clasificación de la estructura: Se categoriza la estructura según su sistema estructural, su uso y otros factores relevantes.
- 2°. Determinación de los coeficientes de riesgo sísmico: Se establecen los coeficientes de riesgo sísmico (r) específicos para la ubicación de la estructura, reflejando la amenaza sísmica en esa área.
- 3°. Determinación de los coeficientes de daño (d): Se asignan coeficientes de daño a los distintos componentes estructurales y sistemas del edificio en función de su vulnerabilidad sísmica.
- 4°. Cálculo de la demanda sísmica y la capacidad sísmica: Se calcula la demanda sísmica utilizando los coeficientes r y d . Posteriormente, se determina la capacidad de la estructura existente para soportar esa carga.
- 5°. Comparación de la demanda y la capacidad: Se compara la demanda sísmica con la capacidad sísmica para verificar si la estructura cumple con los estándares de seguridad actuales.

Si la demanda excede la capacidad, es posible que se requieran mejoras.

Pasos seguidos en este método:

6°. Obtención de la curva de capacidad: Se obtiene la curva de capacidad de la edificación mediante un modelo matemático.

7°. Representación bilineal de la curva: Se realiza una presentación bilineal de la curva, estableciendo los parámetros de rigidez (K_e), la fuerza cortante de la fluencia (V_y), y el desplazamiento de la fluencia (D_y).

8°. Cálculo del periodo fundamental: Se calcula el periodo fundamental utilizando la siguiente expresión:

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

Donde:

T_i : Periodo fundamental elástico

K_i : Rigidez lateral elástica

K_e : Rigidez lateral efectiva

9°. Obtención del factor de modificación: Se determina el factor de modificación, extraído de la Tabla 3, la cual permite relacionar el movimiento lateral espectral de un sistema de un grado de libertad con el desplazamiento de la cubierta de un edificio que posee múltiples grados de la libertad.

Tabla 3

Valores del factor de modificación.

Number of stories	Shear Buildings		Other Buildings
	Tringular Load Pattern	Uniform Load Pattern	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017)

10°. Cálculo del factor de masa efectiva: Se calcula el factor de masa efectiva utilizando la Tabla 4, como C_m . Alternativamente, se puede usar el factor de participación de masa modal efectiva, calculado específicamente para el modo fundamental a través de un análisis de valores propios. Si el período fundamental, t , es mayor a 1.0 segundos, se asume que C_m es igual a 1,0. (ASCE/SEI 41-17, 2017)

Tabla 4

Valores del factor de masa efectiva, C_m .

No of stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Sprandel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Fuente: ASCE/SEI 41-17 (2017)

11°. Cálculo de la relación de resistencia: Se calcula la relación de resistencia utilizando la siguiente expresión:

$$U_{strength} = \frac{S_a V_y}{W \cdot C_m}$$

Donde:

S_a : Aceleración espectral en el período fundamental efectivo del edificio

V_y : Cortante de fluencia

W : Peso sísmico del edificio

C_m : Factor de masa efectiva

12°. Cálculo del coeficiente de ajuste C_1 : Se calcula el coeficiente de ajuste C_1 , que relaciona los desplazamientos máximos previstos en una situación no elástica con los desplazamientos calculados mediante un análisis elástico lineal de respuesta. Si el

período es menor a 0.2 segundos, C_1 tiene un valor de 0.2. Sin embargo, si el período excede 1.0 segundo, el valor de C_1 se establece en 1.0.

$$C_1 = 1 + \frac{U_{strength} - 1}{aT_e^2}$$

Donde:

$U_{strength}$: Relación de resistencia

a: Factor de clase de sitio (130 para clase de sitio A o B; 90 para clase de sitio C; 60 para clase de sitio D, E o F).

T_e : Período fundamental

13°. Determinación del coeficiente de ajuste C_2 : Se determina el coeficiente de ajuste C_2 para reflejar la influencia de la forma de histéresis afectada, la disminución de la rigidez cíclica y la disminución de la fuerza en respuesta al desplazamiento máximo.

Si el período es mayor a 0.7 segundos, C_2 se establece en 1.0.

$$C_2 = 1 + \frac{1800(U_{strength} - 1)}{T_e^2}$$

Donde:

$U_{strength}$: Relación de resistencia

T_e : Período fundamental

14°. Cálculo del desplazamiento máximo esperado: Se calcula el desplazamiento máximo esperado usando la siguiente expresión:

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

Donde:

δ_t : Desplazamiento máximo esperado

C_0, C_1, C_2 : Coeficientes de ajuste

T_e : Período fundamental

g: Aceleración de la gravedad

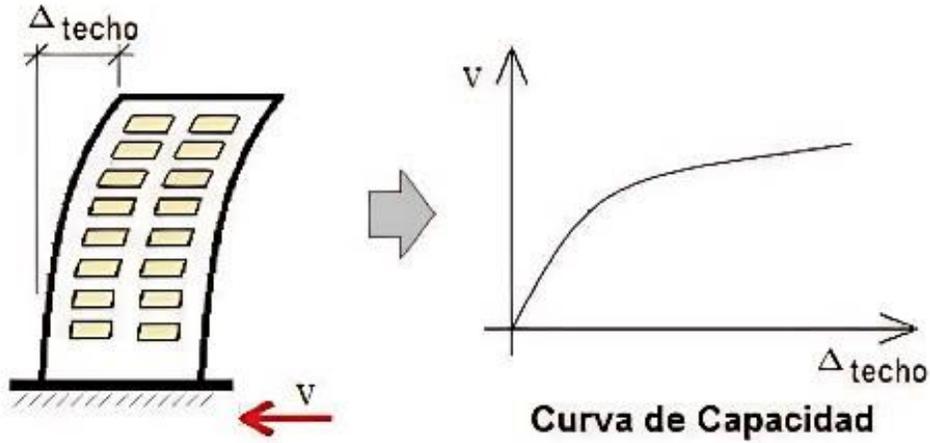
Curva de Capacidad. La representación de la curva del comportamiento de una estructura se lleva a cabo mediante acciones laterales por el análisis estático no-lineal, teniendo en cuenta el deterioro de la estructura lateral creciente, dicho análisis se lleva a cabo por el análisis estático no-lineal incremental también conocido como pushover, en el que la estructura es sometida a un patrón de acciones laterales, lo conlleva a que se dé el desplazamiento monotónico en la que se llega a alcanzar la capacidad. (Jurado Guerra & Mendoza Quintana, 2012)

La capacidad de una estructura es una representación gráfica de su resistencia a la demanda sísmica, donde el comportamiento de la estructura se determina por la capacidad de la demanda, lo que resulta en lo que debe soportar la demanda sísmica.

Para el procedimiento pushover se realiza un modelamiento matemático de una estructura sin rótula en la que se aplican fuerzas laterales hasta alcanzar su límite elástico. Seguidamente, se aplican nuevamente fuerzas laterales hasta que se formen rótulas en otros elementos adicionales. Este proceso se repite hasta que la estructura se vuelve inestable o se alcanza un límite predeterminado. La curva de capacidad pushover proporciona una aproximación de cómo se comporta la estructura después de superar su límite elástico.

Figura 10

Esquema de la curva de capacidad.

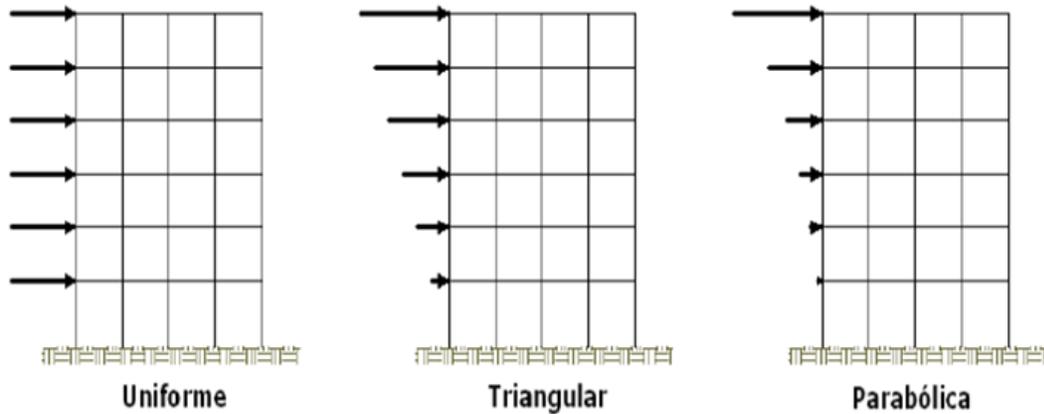


Fuente: Aguiar (2003)

En la que el patrón de cargas laterales se da ya sea en un sistema de cargas o de desplazamiento: uniforme, triangular, parabólica entre otras, como se muestra en la Figura 11.

Figura 11

Distribución de cargas laterales.



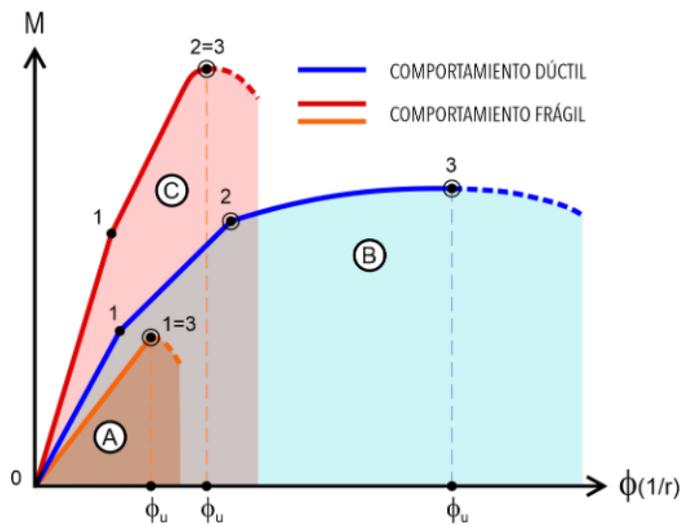
Fuente: Jurado Guerra & Mendoza Quintana (2012)

Las curvas de capacidad pueden presentar distintas configuraciones según la estructuración de la edificación.

La Figura 12 ilustra tres tipos de comportamientos estructurales: comportamiento agrio (A), que corresponde a una respuesta frágil debido a la insuficiencia de refuerzo; comportamiento dúctil (B), considerado ideal ya que permite superar el estado plástico después de una deformación considerable; y comportamiento frágil (C), una condición crítica que se produce cuando el concreto falla al alcanzar el límite elástico del acero.

Figura 12

Configuraciones de la curva de capacidad dependiendo de la sección.

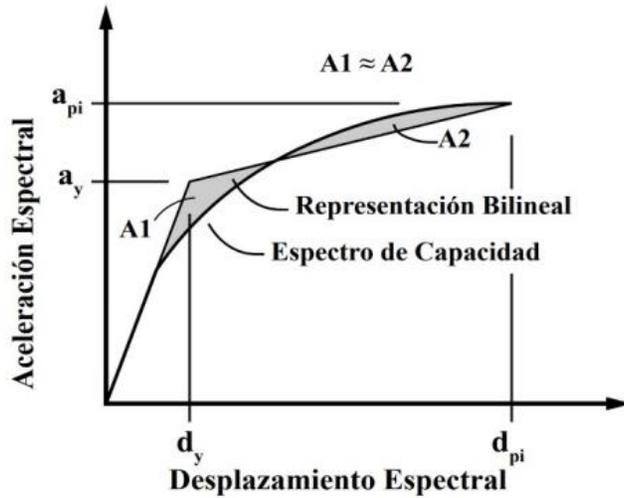


Fuente: Vórtize Arquitectos (2023)

Representación Bilineal de la Curva Capacidad. Se describe como la simplificación utilizada para representar el comportamiento no lineal de una estructura frente a cargas sísmicas. Esta aproximación divide la respuesta estructural en dos segmentos lineales, fase elástica y fase plástica. La primera fase se representa como una línea recta inclinada desde el origen con una pendiente que refleja la rigidez elástica de la estructura, en este tramo la estructura se deforma, pero puede volver a su estado original. La segunda fase se simboliza como otra línea recta, pero con una pendiente mucho menor o nula representando el comportamiento plástico de la estructura, donde las deformaciones son permanentes y no pueden recuperarse.

Figura 13

Representación bilineal de la curva de capacidad.



Fuente: Chaparro et al. (2021)

Para la elaboración de la Figura 13, primero se debe identificar el punto de desempeño objetivo (a_{pi}, d_{pi}) , luego trazamos la curva bilineal en donde la primera línea recta es la representación de la fase elástica de la curva capacidad el cual inicia en el origen hasta el punto de fluencia (a_y, d_y) , la segunda línea inicia desde el punto de fluencia y representa la fase inelástica de la estructura.

2.2.5. Desempeño Sísmico

El diseño basado en el desempeño sísmico tiene como filosofía crear estructuras que logren un comportamiento sísmico determinado tanto durante como después de un sismo, enfocándose en cumplir con los requisitos mínimos de seguridad.

Según Aguiar (2003), este tipo de diseño se centra en anticipar y gestionar el rendimiento de la edificación ante distintos niveles de intensidad sísmica, asegurando que se alcancen los objetivos esenciales como la seguridad de los ocupantes, la funcionalidad estructural, el nivel de daño potencial a la estructura y los costos de reparación.

Niveles de Desempeño. Según ATC-40 (1996), el nivel de desempeño sísmico define un umbral de daño aceptable, representando una condición límite o tolerable basada en el daño físico potencial a la edificación, el riesgo para la seguridad de los ocupantes debido a estos daños y la capacidad de la edificación para funcionar después del terremoto.

Propuesta Comité VISION 2000 SEAOC. Define 4 niveles de desempeño.

- ***Totalmente Operacional:*** Es el nivel en el que prácticamente no se produce daño. La edificación sigue siendo completamente segura para sus ocupantes y todos los servicios permanecen operativos y accesibles. En general, no son necesarias reparaciones.
- ***Operacional:*** En este nivel, los elementos estructurales sufren daños leves, mientras que los elementos no estructurales experimentan un daño mayor. Aunque el daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura, permitiendo su ocupación inmediata después del sismo, el daño en los elementos no estructurales puede interrumpir algunas funciones. Generalmente, se requieren reparaciones menores.
- ***Seguridad de Vida:*** Es el nivel en el que se observan daños moderados tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales. Hay una reducción en la rigidez lateral y en la capacidad de resistencia a cargas laterales. Los daños sufridos pueden impedir la ocupación inmediata de la estructura tras el sismo, lo que hace probable que se necesiten reparaciones, siempre que sean económicamente viables.
- ***Pre-Colapso:*** Es el nivel en el que la disminución de rigidez y resistencia pone en riesgo la estabilidad de la estructura, acercándola al colapso. Es probable que los elementos no estructurales ya hayan colapsado, lo que hace que la estructura sea insegura para los ocupantes.

En la Tabla 5 se resume las características relacionadas a los niveles de desempeño y al estado de daño.

Tabla 5

Estados de daño y niveles de desempeño.

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

Fuente: SEAOC (1995)

Propuesta ATC 40. Define niveles para elementos estructurales y no estructurales independientemente.

Niveles de desempeño estructurales:

- **Ocupación Inmediata, SP-1:** Daño estructural leve, la rigidez y resistencia de la estructura se mantienen después del sismo. El edificio es seguro.
- **Control de daño, SP-2:** Nivel de daño oscila entre el nivel de ocupación inmediata y seguridad de vida.
- **Seguridad de Vida, SP-3:** Daño estructural considerable pero aún está lejos al colapso, los elementos estructurales se mantienen. Las reparaciones son necesarias.

- **Seguridad Limitada, SP-4:** Nivel de daño oscila entre el nivel de seguridad de vida y estabilidad estructural.
- **Estabilidad Estructural, SP-5:** Daño estructural grave, la estructura está cerca al colapso parcial o totalmente. Existe la posibilidad que el daño estructural en algunos elementos sea irreparable.
- **No Considerado, SP-6:** No es un nivel de desempeño, se utiliza para identificar el inicio de la evaluación de los elementos no estructurales.

Niveles de desempeño no estructurales:

- **Operacional, NP-A:** Nivel después del sismo en donde los elementos estructurales se encuentran en su posición original y funcionales.
- **Ocupación Inmediata, NP-B:** Nivel después del sismo en donde los elementos estructurales mantienen su posición original. La funcionalidad de equipos puede verse afectada.
- **Seguridad de Vida, NP-C:** Presenta un daño considerable en los elementos no estructurales y equipos, pero sin llegar al colapso, pese a esto, no pone en riesgo la integridad de sus ocupantes.
- **Peligro Reducido, NP-D:** Presenta daño severo en elementos no estructurales pequeños como parapetos y equipos pudiendo causar perjuicio significativo a los ocupantes.
- **No Considerado, NP-E:** No es un nivel de desempeño, se utiliza para identificar el inicio de la evaluación de los elementos estructurales.

La Tabla 6 muestra los niveles de desempeño de la edificación combinando componentes estructurales y no estructurales.

Tabla 6*Niveles de desempeño de la edificación.*

	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Daño Controlado	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

	Niveles de desempeño comúnmente utilizados.
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones no recomendadas de SP-NP

*Fuente: ATC-40 (1996)***Niveles de Amenaza Sísmica***Propuesta Comité VISION 2000 SEAOC.* Define 4 niveles de amenaza sísmica.**Tabla 7***Niveles de Movimiento Sísmico.*

Nivel del Movimiento Sísmico	Periodo de Retorno (años)	Probabilidad de Excedencia (% , Tiempo)
Frecuente	43	50%, 30 años
Ocasional	72	50%, 50 años
Raro	475	10%, 50 años
Muy Raro	970	10%, 100 años

Fuente: SEAOC (1995)

El desempeño esperado de las edificaciones define los requisitos mínimos sobre su comportamiento sísmico ante distintos niveles de amenaza. La Tabla 8 presenta los niveles

recomendados de desempeño esperados para las edificaciones, según su clasificación por uso y ocupación en instalaciones de seguridad crítica, instalaciones esenciales e instalaciones básicas.

Tabla 8

Niveles recomendados de desempeño esperados.

		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
Nivel del Movimiento Sísmico	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=720 años)	2	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	2	1	
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	2	1

	Edificación común.
	Edificación esencial.
	Edificación de seguridad crítica.

Fuente: SEAOC (1995)

Propuesta ATC 40. Define 3 niveles de amenaza sísmica.

- **Sismo de Servicio:** Movimiento sísmico con una probabilidad del 50% de ser excedido en un periodo de 50 años y con un periodo de retorno medio de 72 años.
- **Sismo de Diseño:** Movimiento sísmico con una probabilidad del 10% de ser excedido en un periodo de 50 años y con un periodo de retorno medio de 475 años.
- **Sismo Máximo:** Movimiento sísmico con una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años y con un periodo de retorno medio de 975 años.

Para el ATC-40 el nivel de desempeño esperado de la edificación depende de consideraciones funcionales, políticas, económicas y de preservación. Estos niveles se establecen

una vez identificados los límites de daños tolerables en la estructura y los movimientos del terreno debido a sismos.

Tabla 9

Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica.

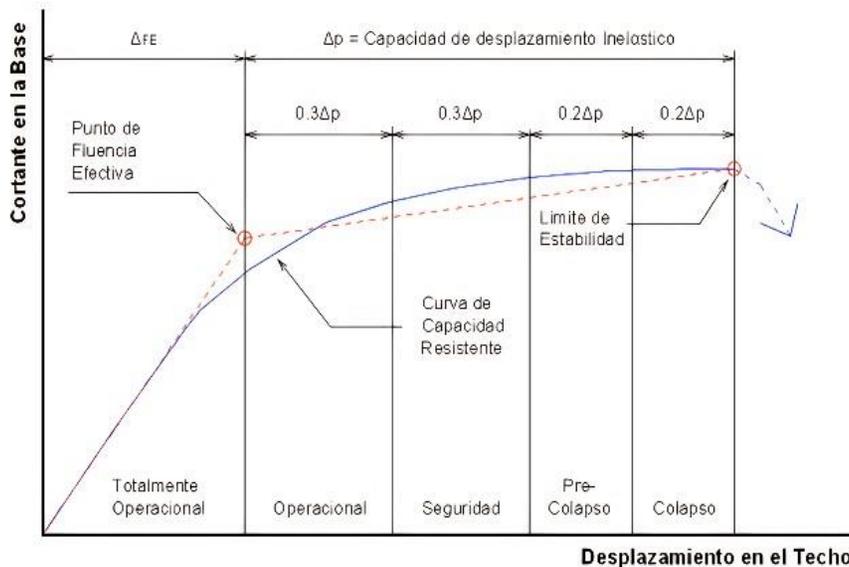
Nivel del Movimiento del Terreno	Nivel de Desempeño de la Edificación			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			X	
Máximo (SM)				X

Fuente: ATC-40 (1996)

Sectorización de la Curva de Capacidad. El Comité VISION 2000 sugiere segmentar la curva de capacidad en zonas que correspondan a los diferentes niveles de desempeño. Esta curva se simplifica en un modelo bilineal, dividiendo la parte inelástica de la edificación en cuatro sectores vinculados a los niveles de desempeño respectivos.

Figura 14

Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva capacidad.



Fuente: SEAOC (1995)

2.2.6. *Sistemas de Protección Sísmica*

Son tecnologías y técnicas desarrolladas para aumentar la capacidad de una edificación o estructura de resistir las fuerzas provocadas por un terremoto, reduciendo los daños y protegiendo a los ocupantes. Estos sistemas son esenciales en regiones sísmicas, ya que contribuyen a disminuir el riesgo de colapso y a preservar la funcionalidad de las estructuras tras un evento sísmico. Estos sistemas se pueden dividir en tres categorías, sistemas activos, sistemas semiactivos y sistemas pasivos. (Pittí, 2013)

Tabla 10

Sistemas de protección sísmica.

Sistema de Control	Tipo	Tipo	Dispositivo
Control Pasivo	Aislamiento Sísmico	Mecanismos deslizantes o de rodillos	Apoyo de rodillos
			Apoyo de placa deslizante, tipo péndulo, basculante
			Capa deslizante
		Otros	
		Elemento flexible	Elastómero de multicapas
			Dispositivo flexible
	Otros		
	Disipación de energía	De tipo histerético	Acero
			Plomo
			Otros
		De tipo friccionante	
		De tipo fluido	Hidráulico
Viscoso			
Otros			
De tipo viscoelástico			
	Efecto de masa adicional	De masa y resorte	
		De tipo péndulas	
		Vibración de líquido	
Otros			
Otros			De tipo hidráulico

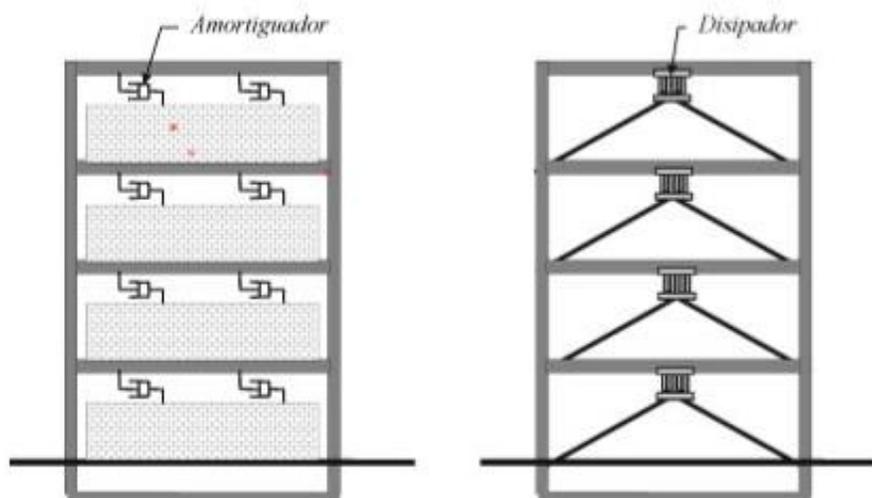
Control semiactivo	Control de amortiguamiento	Sistema de amortiguamiento variable	Otros
	Control de rigidez	Sistemas de rigidez variable	Riostra Otros
	Otros		
Control activo e híbrido	Efecto de masa	Amortiguamiento activo de masa	
		Amortiguamiento híbrido de masa	
	Control de fuerza	Tendón activo	
	Otros	Otros	

Fuente: Oviedo & Del Pilar (2006)

Sistemas Pasivos. Según la Cámara Chilena de la Construcción (2011), los sistemas pasivos son actualmente los dispositivos de protección sísmica más utilizados. Dentro de esta categoría se encuentran los sistemas de aislación sísmica y los disipadores de energía. Estos sistemas permiten disminuir la respuesta dinámica de las estructuras mediante mecanismos especialmente diseñados para disipar la energía en forma de calor.

Figura 15

Técnica de control pasivo con disipadores de energía.



Fuente: Oviedo & Del Pilar (2006)

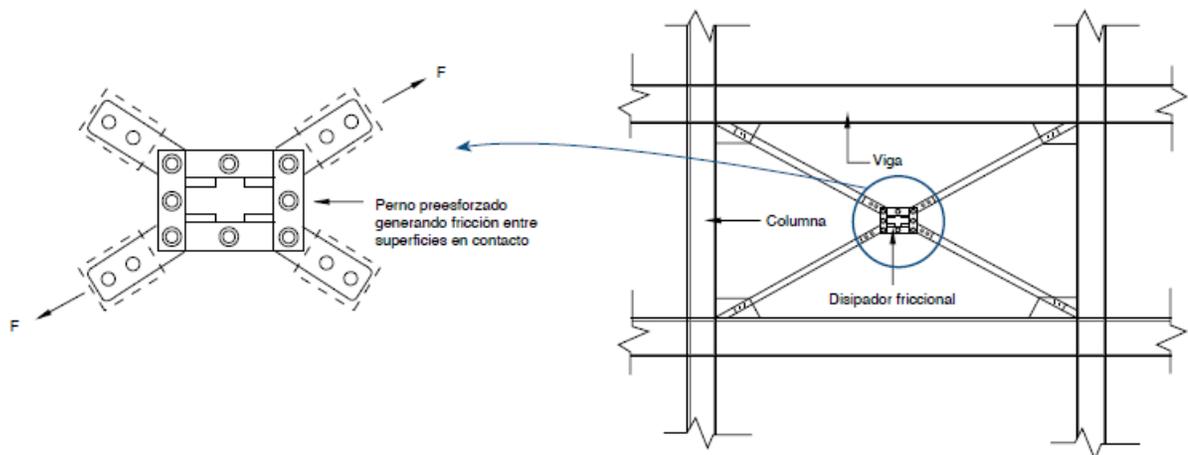
Disipadores de Energía. Los disipadores de energía se dividen en cuatro tipos principales: hysteréticos, de fluidos, viscoelásticos y de fricción. Generalmente, se instalan en riostras diagonales dentro de los pórticos estructurales o como complemento del sistema de aislamiento sísmico en la base, entre la cimentación y la plataforma de aislamiento. Los disipadores metálicos, especialmente los hysteréticos de acero, son destacados por su economía y funcionalidad. Debido a la homogeneidad del acero, estos disipadores son fáciles de caracterizar mecánicamente.

Tipos de Disipadores. De acuerdo a Genatios & Lafuente (2016), se tiene 4 tipos de disipadores:

- **Disipadores de Fricción:** Estos dispositivos disipan energía cuando se produce fricción por desplazamiento entre dos superficies en contacto. La Figura 16 muestra sus componentes y distribución en el interior de un pórtico.

Figura 16

Esquema de disipador de fricción tipo Pall.



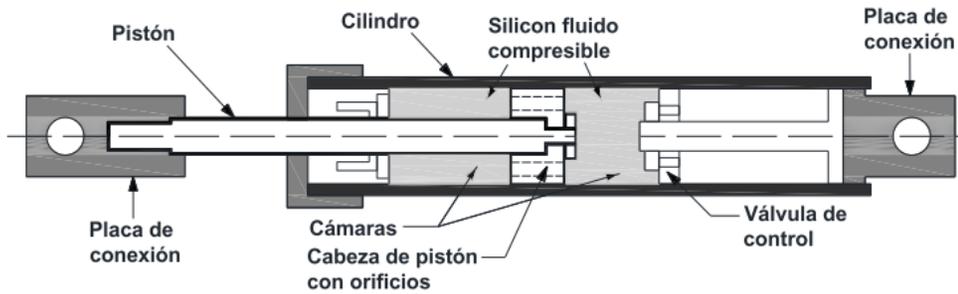
Fuente: Cámara Chilena de la Construcción (2011)

- **Disipadores de Fluido Viscoso:** Generalmente son dispositivos en forma de cilindro en cuyo interior presentan un pistón rodeado de fluido, al desplazarse el pistón el

fluido pasa por pequeños agujeros ocasionando la disipación de energía. La Figura 17 se observa las partes de un disipador de fluido viscoso.

Figura 17

Componentes de disipadore de fluido viscoso.

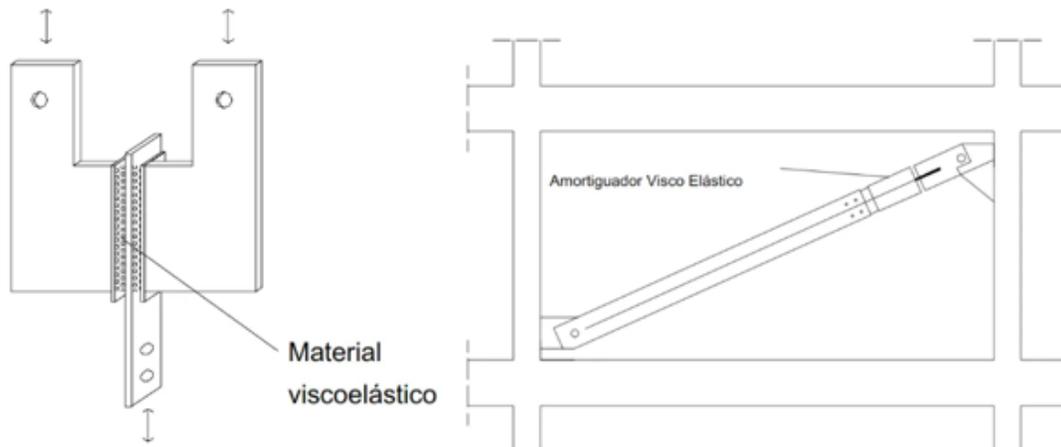


Fuente: Álvarez et al. (2022)

- **Disipadores Viscoelásticos:** Se emplean para mejorar la capacidad de disipación de energía de las estructuras frente a cargas de viento o sismos. El propósito de estos disipadores es proporcionar una fuente adicional de disipación de energía sin integrarse en la estructura portante.

Figura 18

Disipador viscoelástico.



Fuente: Cámara Chilena de la Construcción (2011)

- **Disipadores Histeréticos Metálicos:** Principalmente se emplean disipadores de acero, ya que su alta homogeneidad facilita la caracterización mecánica del dispositivo. Generalmente su comportamiento se modela utilizando curvas fuerza-desplazamiento, y la energía disipada se cuantifica a partir de los ciclos de histéresis característicos del dispositivo. Los más comunes son los disipadores tipo ADAS, TADAS y BRB.

Figura 19

Disipador histerético tipo BRB.



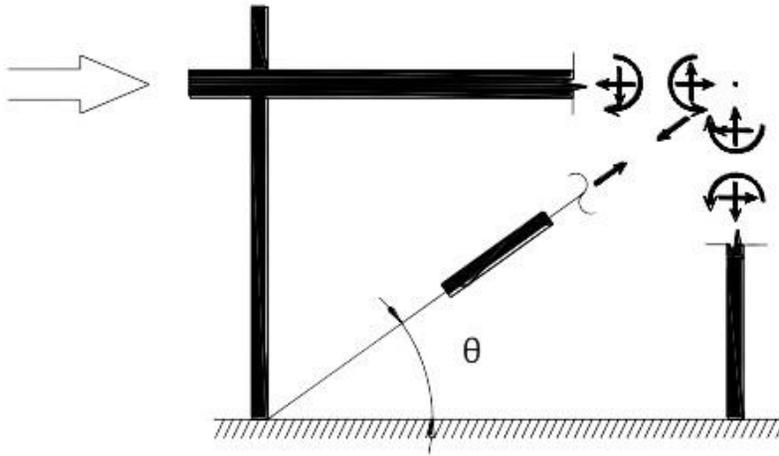
Fuente: Oviedo & Del Pilar (2006)

Configuración de Disipadores. Entre las configuraciones más comunes se tienen al arreglo Chevron y el arreglo diagonal, cada uno con características diferentes que influyen en el comportamiento sísmico de la estructura.

- **Arreglo Diagonal:** Un disipador instalado en un arreglo diagonal transfiere las fuerzas generadas directamente a las uniones entre vigas y columnas superior e inferior. Esto resultará en la aplicación de fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores en las columnas y vigas de ambas uniones. La inclinación del disipador permite aumentar la rigidez del sistema y distribuir de manera más eficaz la energía sísmica. Ver Figura 20.

Figura 20

Fuerzas en la unión viga-columna con un dissipador en diagonal.

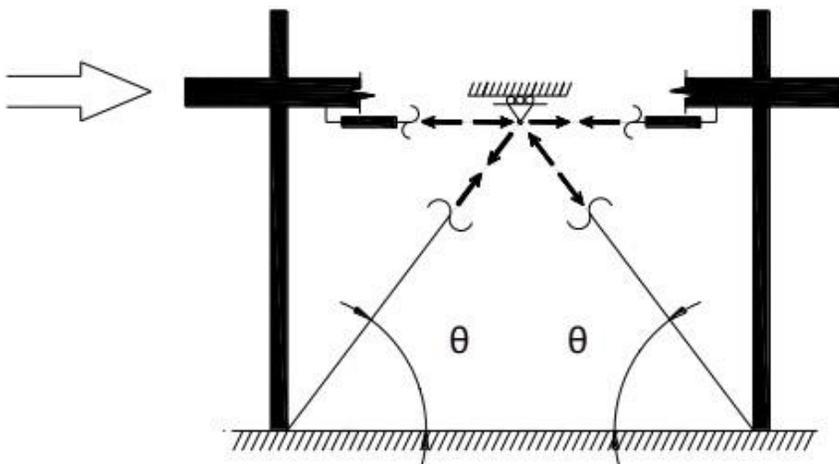


Fuente: Fuentes (2015)

- **Arreglo Chevron:** Los disipadores de energía instalados en este tipo de configuración están conectados directamente a la estructura principal en su extremo inferior y cuentan con un apoyo deslizante en la parte superior, donde se interceptan con el punto medio de la viga del pórtico. Ver Figura 21.

Figura 21

Fuerzas en la unión viga-columna con un dissipador Chevron.



Fuente: Fuentes (2015)

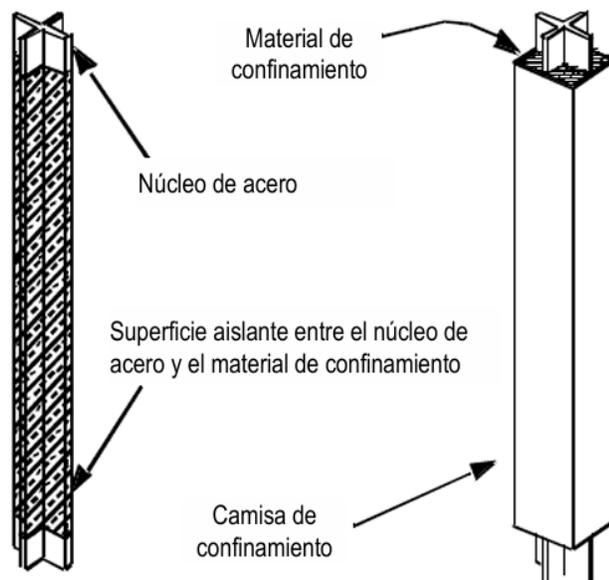
2.2.7. *Disipadores Buckling Restrained Braces - BRB*

Generalidades. Los Buckling Restrained Braces son elementos estructurales desarrollados para mejorar la resistencia sísmica de las edificaciones. Se encargan de absorber y disipar la energía generada por fuerzas sísmicas, con la finalidad de reducir y proteger la integridad estructural del edificio; están diseñados para funcionar tanto en tensión como en compresión permitiéndole mantener su capacidad de disipación energética después de varios ciclos de carga sísmica.

En la Figura 22 se presenta un modelo de BRB en donde el núcleo está conformado por 2 platinas y mortero, este último usado como material de confinamiento. Siempre y cuando se use un material de confinamiento es necesario una capa aislante para reducir en lo más mínimo el contacto entre el núcleo y el material evitando así la transferencia de esfuerzos axiales a la camisa.

Figura 22

Composición de Buckling Restrained Brace - BRB.



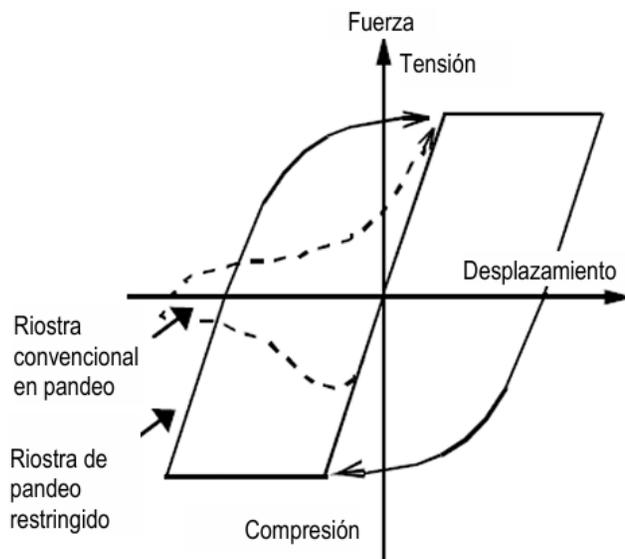
Fuente: Cancelado (2012)

Como se mencionó anteriormente, una característica de las barras de pandeo restringido es que pueden fluir tanto en tracción como en compresión evitando así el pandeo. El pandeo es la deformación lateral que sufren elementos esbeltos bajo compresión, comprometiendo su estabilidad estructural.

La Figura 23 muestra la comparación de la respuesta histerética de un BRB y una riostra típica sometidas a cargas de tensión y compresión.

Figura 23

Comportamiento de los ciclos de histéresis de un BRB y una riostra típica.



Fuente: Cancelado (2012)

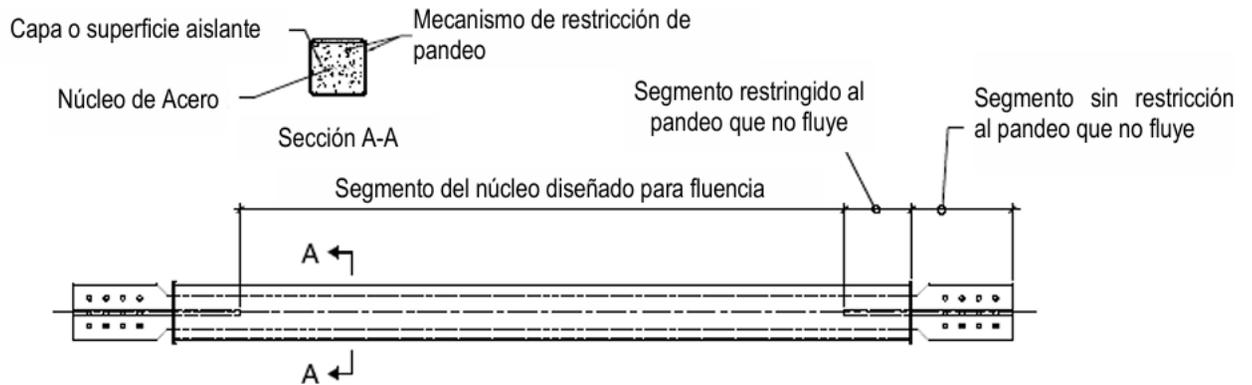
Se aprecia las diferencias cuando se someten a esfuerzos de compresión. Los BRB's presentan un comportamiento simétrico tanto en tracción como compresión permitiendo que el sistema trabaje eficientemente disipando energía sin pérdida de rigidez en compresión, mientras que las riostras típicas presentan una reducción de su rigidez y resistencia por el pandeo ocasionando que pierda su capacidad para disipar energía.

Componentes básicos

Los disipadores tipo BRB están compuestos por las partes mostradas en la Figura 24.

Figura 24

Componentes básicos de un BRB.



Fuente: Kersting et al. (2015)

- **Segmento restringido al pandeo que no fluye.** Esta zona no está diseñada para fluencia o soportar deformaciones plásticas. Se compone de una transición que atenúa los cambios abruptos entre secciones garantizando un comportamiento dentro del rango elástico.
- **Segmento sin restricción al pandeo que no fluye.** Se encuentra ubicado en el exterior de la camisa o carcasa, su función es establecer la conexión entre el pórtico y el disipador. De acuerdo a Hussain et al. (2005), las tres conexiones comúnmente usadas en disipadores BRB son las conexiones por pernos, pasadores y soldadura, estas se muestran en la Figura 25.

Figura 25

Conexiones típicas de los BRB's.



(a) PERNADA MODIFICADA



(b) PASADOR O ARTICULADA



(c) PERNADA ESTANDAR

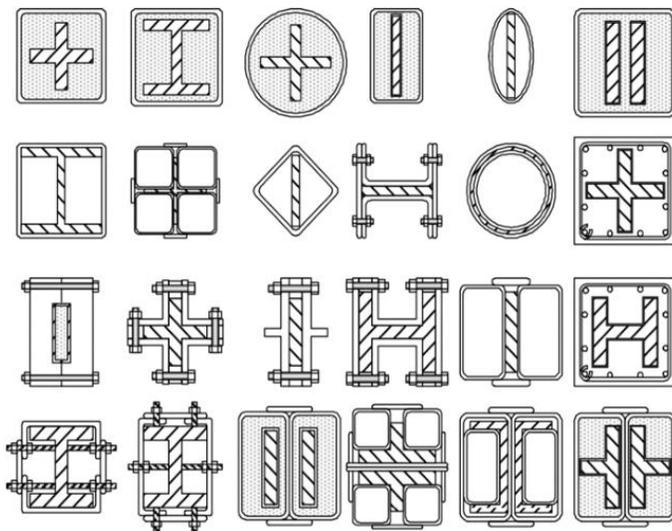
Fuente: Hussain et al. (2005)

- **Segmento del núcleo diseñado para fluencia.** Es el componente encargado de resistir las fuerzas sísmicas y disipar energía mediante deformaciones plásticas sin sufrir pandeo. Este elemento puede tener distintas configuraciones núcleo – camisa (Ver Figura 26), pero comúnmente está ubicado al interior de una única camisa.

Generalmente el material usado en esta zona es el acero A36 por su elevada ductilidad y baja resistencia, capaz de trabajar tanto en compresión como en tracción.

Figura 26

Configuraciones núcleo - camisa en disipadores tipo BRB.



Fuente: Tsai et al. (2004)

- **Mecanismo de restricción de pandeo.** Está compuesto por dos elementos, la camisa y el material de confinamiento, estos dan rigidez al núcleo para evitar su pandeo y que logre soportar esfuerzos a compresión.
- **Capa o superficie aislante.** Se encuentra entre el material de confinamiento y el núcleo, tiene como función separar ambas partes para eliminar los esfuerzos que se transmiten entre estos y evitar el desgaste por fricción.

Diseño de los Buckling Restrained Braces - BRB

El diseño de los BRB's está basado en la metodología planteada por distintas normativas tales como AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings y ASCE 7-16 Ch.18. Seismic Design Requirements for Structures with Damping Systems. Estas normas emplean datos obtenidos del análisis estático no lineal tales como cortantes y derivas de fluencia de cada piso, además nos proporcionan una serie de pasos a seguir para determinar la posible área del núcleo de acero, los cuales se detallarán a continuación.

Paso 1. Comparación de derivas entre el análisis PushOver y la Norma E.030.

De acuerdo a la Norma E.030 el límite para la deriva del entrepiso de una estructura de concreto armado es 0.007 por lo tanto se debe cumplir lo siguiente.

$$\delta_{PushOver} < 0.007 \quad (1)$$

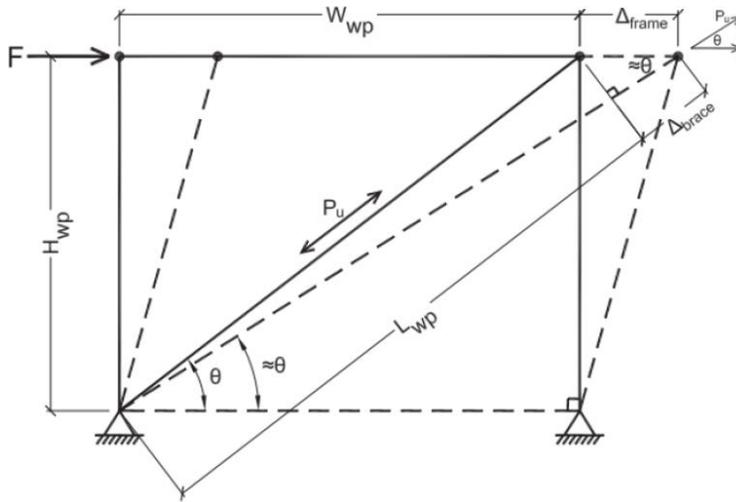
Si la ecuación (1) no se cumple, es necesario reforzar el nivel usando barras de pandeo restringido (BRB).

Nota. El número mínimo de BRB's por nivel son 2, para evitar el pandeo del lado opuesto de la estructura.

Paso 2. Identificación de dimensiones del pórtico, tales como (W_{wp}, H_{wp}, θ) acorde a la Figura 27.

Figura 27

Distribución de la barra de pandeo restringido (BRB) en un pórtico.



Fuente: Gálvez & Paredes (2023)

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H_{wp}}{W_{wp}} \right) \quad (2)$$

Donde:

W_{wp} : Ancho del pórtico

H_{wp} : Altura del pórtico

θ : Ángulo que forma la BRB con la horizontal

Nota. Se recomienda un ángulo de inclinación de 30° a 60°.

Paso 3. Cálculo de la fuerza del BRB.

De acuerdo a la norma (ASCE/SEI 7-16, 2017) la estructura principal debe ser diseñada para una fuerza lateral no menor que el 75% de la fuerza lateral sin tener en cuenta la disipación de energía de disipadores (BRB's), el 25% restante se tomará para el diseño de los BRB's.

$$F = 0.25 * V_{PushOver} \quad (3)$$

Paso 4. Cálculo de la rigidez efectiva del BRB en el pórtico.

De acuerdo a la Figura 27 se tiene que:

$$F = P_u * \cos \theta \quad (4)$$

$$P_u = K_{EFE} * \Delta_{BRB} \quad (5)$$

$$\Delta_{BRB} = \Delta * \cos \theta \quad (6)$$

$$\Delta = \delta_{PushOver} * H_{wp} \quad (7)$$

Reemplazamos las ecuaciones (5), (6), (7) en la ecuación (4).

$$K_{EFE} = \frac{F}{\delta_{PushOver} * \cos^2 \theta * H_{wp} * n^\circ} \quad (8)$$

Donde:

$\delta_{PushOver}$: Deriva del análisis estático no lineal pushover

Δ : Deformación del análisis estático no lineal pushover

n° : Número de BRB's por piso

Paso 5. Cálculo del área del núcleo.

$$K_{BRB} = KF * \frac{E * A_{Impuesta}}{L_{wp}} \quad (9)$$

Donde:

KF: Factor de ajuste de rigidez

E: Módulo de elasticidad (American Concrete Institute, 2019)

Nota. De acuerdo a AISC 341-16, la rigidez del BRB calculada en la ecuación (9) debe exceder a la de la ecuación (8) para garantizar que no se supere la deriva máxima permisible.

Paso 6. Cálculo de la compresión axial máxima del núcleo.

$$P_y = A_{Impuesta} * F_y \quad (10)$$

Donde:

F_y : Fuerza de fluencia del acero

2.3. Definición de Términos Básicos

- **Respuesta Sísmica:** Es la forma en que una estructura reacciona a las ondas sísmicas generadas durante un sismo. Esta respuesta incluye cómo la estructura se mueve, se deforma y soporta las cargas sísmicas. Para cuantificar la respuesta sísmica de una estructura se utilizan distintos parámetros, siendo las deformaciones y derivas de entrepiso algunas de las más comunes.
- **Análisis Lineal:** Metodología usada para evaluar el comportamiento de estructuras bajo la acción de cargas, asumiendo que la relación entre estas cargas y las deformaciones que sufre la estructura son proporcionales.
- **Análisis No Lineal:** Metodología que incluye el comportamiento real de los materiales, este enfoque permite que las cargas aplicadas y las deformaciones no sean proporcionales, es decir que la estructura experimenta comportamientos inelásticos.
- **Pushover:** Es un método de evaluación estructural no lineal estático, que se utiliza para estimar el comportamiento de una estructura frente a cargas sísmicas, en el cual se aplican cargas estáticas incrementales hasta que la estructura alcance un estado de colapso.
- **Barra de Pandeo Restringido:** También conocido como BRB por sus siglas en inglés Buckling Restrained Braces, son elementos estructurales diseñados para mejorar el comportamiento sísmico de una edificación.

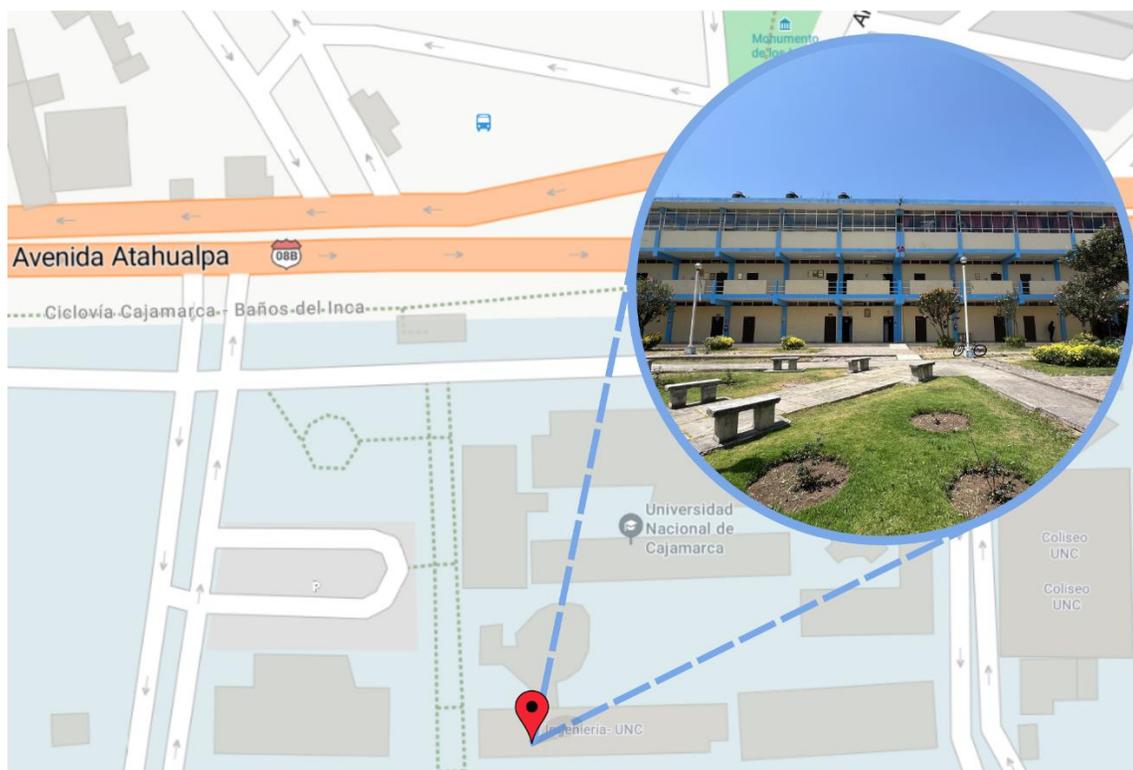
CAPÍTULO III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Ubicación Geográfica

Esta tesis tiene como objeto de estudio el Pabellón 1-A de la Universidad Nacional de Cajamarca; el cual está ubicado en la ciudad de Cajamarca, provincia Cajamarca, departamento Cajamarca. En la Figura 28 se presenta el mapa de geolocalización del edificio.

Figura 28

Mapa de ubicación.



Nota. El Plano U-1 identifica la ubicación precisa del Pabellón 1-A dentro del campus de la Universidad Nacional de Cajamarca.

3.2. Tiempo de Realización de la Investigación

La presente investigación se realizó desde julio hasta noviembre del presente año.

3.3. Metodología de la Investigación

3.3.1. Tipo de Investigación

Esta investigación es de tipo aplicada, ya que tiene como propósito principal conocer el comportamiento sísmico de la edificación utilizando conocimientos académicos adquiridos.

3.3.2. Nivel de Investigación

El nivel de esta investigación es descriptivo, porque se centra en analizar el comportamiento sísmico de las estructuras sin y con disipadores histeréticos tipo BRB.

3.3.3. Diseño de Investigación

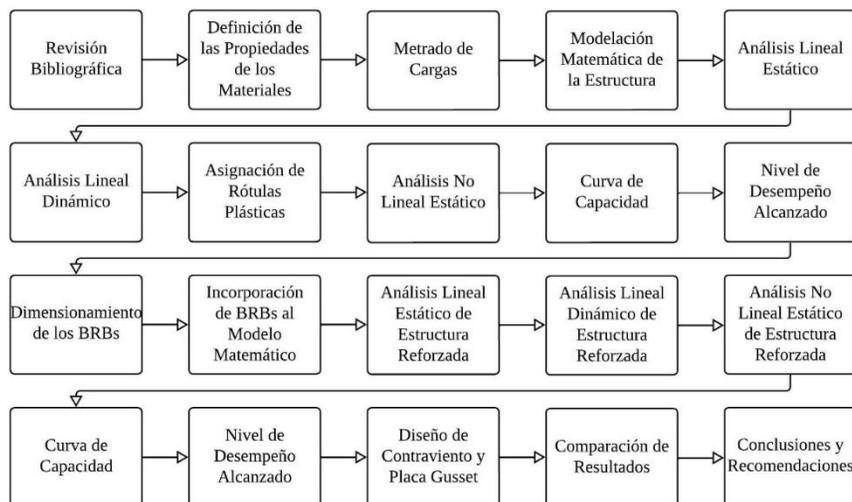
Esta investigación es no experimental, ya que no se manipularon deliberadamente las variables, únicamente se representaron en un modelo matemático las propiedades de la estructura y de los disipadores.

3.3.4. Método de Investigación

La investigación se desarrolló bajo un método cuantitativo, en donde se analizó de manera estructurada la relación entre variables. En la Figura 29, se presenta el diagrama de flujo de la metodología utilizada.

Figura 29

Diagrama de metodología.



3.3.5. Población de Estudio

La población está compuesta por todos los edificios que conforman el campus universitario de la Universidad Nacional de Cajamarca.

3.3.6. Muestra

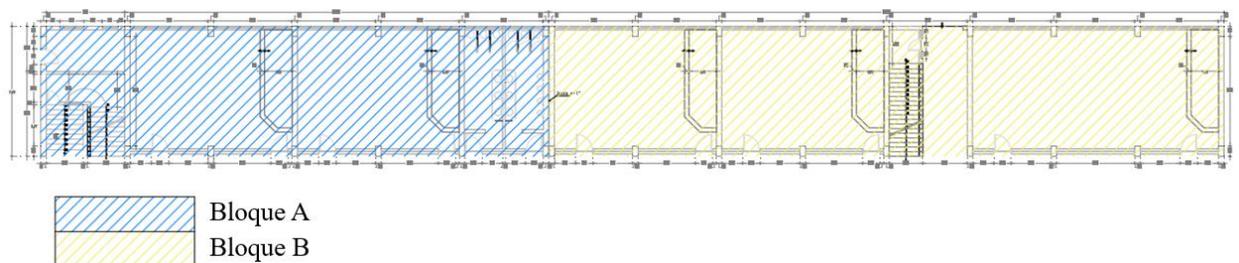
La muestra de estudio es el pabellón 1-A de la Universidad Nacional de Cajamarca.

3.3.7. Unidad de Análisis

La unidad de análisis está compuesta por el bloque A y bloque B del pabellón 1-A de la Universidad Nacional de Cajamarca. Ver Figura 30

Figura 30

Unidades de análisis.



3.4. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

3.4.1. Técnicas

- **Observación.** Se evaluó el estado actual de la estructura con la finalidad de verificar las dimensiones e identificar la ubicación óptima de los puntos para la realización de los ensayos.
- **Análisis Documental.** La información fue recopilada a partir de diversas fuentes bibliográficas tales como libros, artículos científicos, papers y trabajos académicos relacionados con el tema de investigación.

- **Ensayos.** La resistencia a compresión en los elementos estructurales fue determinada mediante ensayos no destructivos de esclerometría realizados in situ, siguiendo los lineamientos de la Norma Técnica Peruana 339.181. Los ensayos se llevaron a cabo en los bloques A y B del pabellón en estudio y los resultados se muestran en el Anexo N° 4. (NTP 339.181, 2016)

3.4.2. Instrumentos

- Microsoft office
- ETABS versión 20.3.0
- AutoCAD 2023
- Esclerómetro
- Cámara Fotográfica
- Materiales y herramientas para habilitar y resanar los puntos de ensayo.
- Equipo de protección personal

3.5. Procedimiento

3.5.1. Descripción de la Edificación

Reseña Histórica. El pabellón 1-A, construido en 1967 y considerado como el edificio emblemático de la Universidad Nacional de Cajamarca, fue la primera construcción en su campus universitario y el espacio donde se iniciaron las actividades académicas de la Facultad de Ingeniería. Este pabellón representa los inicios del desarrollo infraestructural de la universidad ya que en ese entonces contaba con cuatro facultades: Agronomía, Ingeniería, Educación y Medicina. Su edificación simboliza el compromiso y esfuerzo de la comunidad universitaria por el desarrollo e intereses del pueblo.

Esta edificación está conformada por dos edificaciones de 3 niveles, con una altura de piso de 3.80 metros para el primer nivel y 3.75 metros en el segundo y tercero. Tiene un área construida total de 2008 m².

La disposición de los espacios en el pabellón ha sido diseñada principalmente para el uso de aulas. Según lo indicado en la Tabla 11, se detallan los distintos ambientes por nivel existentes, así como también la altura a nivel de piso.

Tabla 11

Distribución de ambientes.

Nivel	Elevación a Nivel de Piso	Descripción
Primer Piso	0.00	Oficina 1A – 100
		Aula 1A – 101
		Aula 1A – 102
		Aula 1A – 103
		Aula 1A – 104
		Aula 1A – 105
		SS.HH. Varones
		SS.HH. Damas
Segundo Piso	3.80	Aula 1A – 201
		Aula 1A – 202
		Laboratorio de Cómputo 1A – 203
		Aula 1A – 204
		Sala de Audiovisuales 1A – 205
		Oficina 1A – 206
		SS.HH. Varones
		SS.HH. Damas
Tercer Piso	7.55	Aula 1A – 301
		Aula 1A – 302
		Biblioteca 1A – 303
		Biblioteca 1A – 304
		Aula 1A – 305
		SS.HH. Varones
		SS.HH. Damas

3.5.2. Características Estructurales

Las edificaciones que conforman el pabellón 1-A tienen un sistema estructural de pórticos compuesto por vigas y columnas rectangulares de concreto armado, acompañado de muros de albañilería sin junta de construcción entre tabiquería y pórticos. Los muros de albañilería están hechos de ladrillo macizo artesanal con dimensiones de 9x13x24 y juntas de 2 a 3 cm.

Los elementos estructurales como vigas columnas losas que poseen los edificios son detallados en la Tabla 12.

Tabla 12

Elementos estructurales del Pabellón 1-A.

Elemento estructural	Dimensiones
Vigas	Vigas Principales – 30 x 70 cm Vigas Secundarias – 50 x 25 cm Vigas Amarre – 30 x 25 cm
Columnas	C1 – 30 x 55 cm C2 – 30 x 55 cm
Losas Aligeradas	Espesor – 25 cm
Escaleras	Espesor – 25 cm

3.5.3. Propiedades Mecánicas de los Materiales

Las Tablas 13,14 y 15 muestran las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la construcción de los bloques A y B del Pabellón 1-A.

Tabla 13

Propiedades mecánicas del concreto.

Elemento Estructural	Resistencia a Compresión F'c (kgf/cm²)	Módulo de Elasticidad E (kgf/cm²)	Peso Unitario (kg/m³)
Viga	220	222 485.95	2400
Columna	220	222 485.95	2400
Losa	210	217 370.65	2400

Nota. La resistencia a compresión de las vigas y columnas es la mínima de los resultados obtenidos de los ensayos, estos datos se encuentran en el Anexo N°4.

Tabla 14*Propiedades mecánicas del acero.*

Tipo	Esfuerzo de Fluencia f_y (kgf/cm ²)	Módulo de Elasticidad E (kgf/cm ²)	Peso Unitario (kg/m ³)
Acero G-60	4 200	2 000 000	7 850
Acero A-36	2 530	2 000 000	7 850

Tabla 15*Propiedades mecánicas de la albañilería.*

Tipo	Resistencia a Compresión f'_m (kgf/cm ²)	Módulo de Elasticidad E_m (kgf/cm ²)	Peso Unitario (kg/m ³)
Ladrillo Macizo 9x13x24	50	25 000	1800
Ladrillo Techo 20x30x30	30	15 000	1350

3.5.4. *Metrado de Cargas*

El metrado de cargas es el proceso de cuantificación de cargas que una estructura debe resistir según su uso previsto. En esta investigación, se ha aplicado lo establecido en la Norma E.020 Cargas (2020).

Carga Muerta. Es el peso permanente que soporta la edificación debido a sus componentes fijos tales como dispositivos de servicio, equipos, tabiques, incluyendo su propio peso. En la Tabla 16 se muestra las cargas muertas adicionales al peso propio de las estructuras.

Tabla 16

Metrado de carga muerta.

Descripción	Carga
Peso de Tabiquería	100 kgf/m ²
Peso de Piso Terminado	100 kgf/m ²
Peso de Ladrillo de Techo	110 kgf/m ²
Total	310 kgf/m²

Carga Viva. Son los pesos temporales o variables que actúan sobre la edificación debido al uso de la misma. Estas cargas varían según la función del edificio y las actividades que se desarrollan en su interior. En la Tabla 17 se muestra las cargas vivas mínimas repartidas aplicadas a las estructuras.

Tabla 17

Metrado de carga viva.

Ocupación	Carga
Aulas	250 kgf/m ²
Corredores y Escaleras	400 kgf/m ²
Oficinas	250 kgf/m ²
Sala de Audiovisuales	300 kgf/m ²
Sala de Almacenaje	750 kgf/m ²
Sala de Computación	250 kgf/m ²
Sala de Lectura	300 kgf/m ²

3.5.5. Modelamiento de las Estructuras

Los bloques A y B del Pabellón 1-A de la Universidad Nacional de Cajamarca fueron modelados en el software ETABS Versión 20.3.0. Los elementos estructurales fueron representados considerando las indicaciones del manual del programa, donde las columnas y vigas se modelaron como elementos tipo “Frame”, los muros como elementos “Wall”, las losas como elementos “Shell-Thin” y “Ribbed” y los disipadores como “Link”.

Las Figuras 31 y 32 presentan los modelos tridimensionales de los bloques A y B respectivamente, modelados en el software antes mencionado.

Figura 31

Modelado estructural del bloque A.

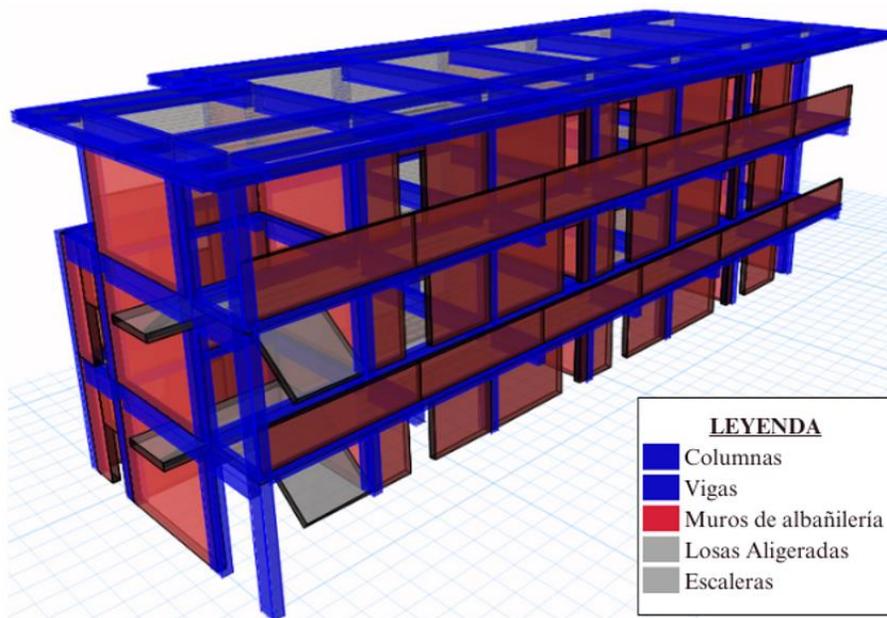
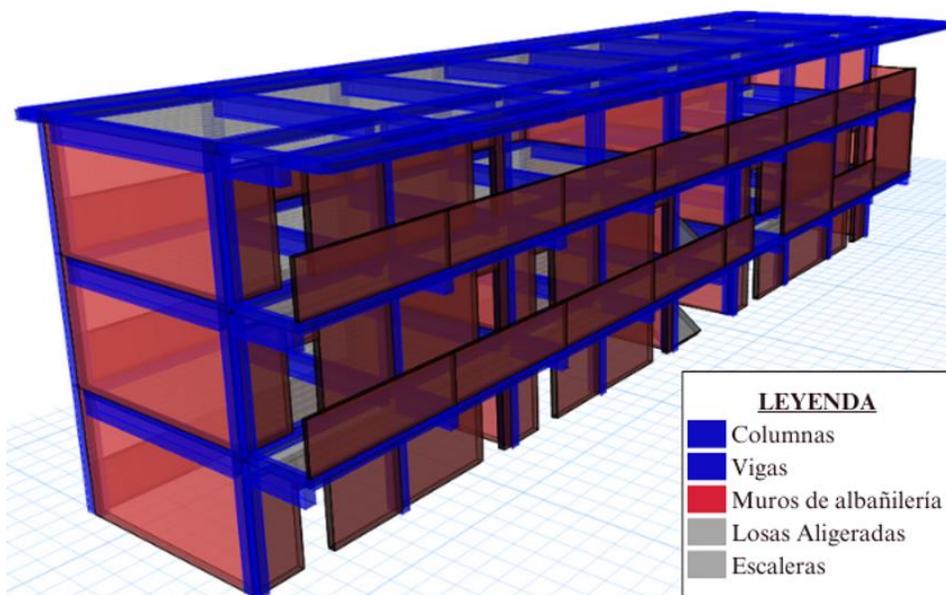


Figura 32

Modelado estructural del bloque B.



3.5.6. Parámetros Sísmicos

En el presente análisis estructural, los principales factores sísmicos son definidos según la Norma Técnica Peruana E.030 “Diseño Sismorresistente”, los cuales son fundamentales para garantizar la seguridad estructural de las edificaciones ante eventos sísmicos.

Factor de Zona

La Norma E.030 clasifica al territorio peruano en cuatro zonas sísmicas, cada una con un valor de “Z” basado en el nivel de peligrosidad sísmica. Cajamarca se encuentra ubicado en la zona sísmica 3, donde se asigna un valor de $Z = 0.35$. Este valor representa una peligrosidad sísmica alta en comparación con otras zonas de menor riesgo.

Tabla 18

Factores de zona.

Factores de Zona “Z”	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)

Factor de Uso o Importancia

Este factor permite ajustar el diseño para garantizar que las edificaciones puedan mantenerse operativas y seguras durante y después de un evento sísmico. Las estructuras analizadas pertenecen a la categoría de edificaciones esenciales, dado que no solo albergan a una gran cantidad de personas, sino que también tienen una función relevante en situaciones de emergencia, al poder servir como refugio. Por esta razón se tiene un factor de importancia con valor de $U = 1.5$.

Tabla 19*Categoría de las edificaciones y factor "U".*

Categoría de las Edificaciones y Factor "U"		
Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones Esenciales	Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.	1.5

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)**Factor de Amplificación Sitio**

El parámetro de sitio ajusta las fuerzas sísmicas de análisis y diseño según las características del suelo donde se encuentra la edificación. Según Mosqueira (2012), el suelo del pabellón 1A de la facultad de ingeniería pertenece a un suelo tipo S3 correspondiente a un suelo blando, el valor asignado es $S_3 = 1.20$, lo que implica un aumento en la fuerza sísmica debido a la alta susceptibilidad de este tipo de suelo.

Tabla 20*Factor de suelo "S".*

Factor de Suelo "S"				
Suelo Zona	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)

Los periodos T_P y T_L , definen cómo responde una estructura a diferentes frecuencias de movimiento sísmico. De acuerdo con la Norma E.030, los valores asignados para estos periodos están relacionados con el tipo de suelo. Por ende, en suelos clasificados como tipo S₃, las estructuras tienen un $T_P = 1s$ y $T_L = 1.6s$.

Tabla 21*Periodos T_P y T_L .*

Periodos “T_P” y “T_L”				
Perfil de Suelo				
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)**Coefficiente de Reducción Sísmica**

La Norma E.030 establece valores de “ R_0 ” según el sistema estructural en cada dirección de análisis y los materiales empleados. Los valores de “ R_0 ” se presentan en la Tabla 22.

Tabla 22*Coefficiente básico de reducción “ R_0 ”.*

Sistemas Estructurales	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción “ R_0 ”
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7

Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento (2018)

En esta investigación, dado que las estructuras están compuestas por pórticos de concreto armado en ambas direcciones de análisis, se asigna un valor de $R_0 = 8$ para las direcciones X e Y.

La Tabla 23 presenta un resumen detallado de los parámetros sísmicos empleados en esta investigación.

Tabla 23

Resumen de parámetros sísmicos.

Parámetro	Símbolo	Descripción	Parámetro	Valor
Factor de Zona	Z	Cajamarca	Z_3	0.35
Factor de Uso	U	Universidad	A	1.50
Factor de Suelo	S	Suelo blando	S_3	1.20
Periodos	T_P	Según el perfil	S_3	1.00
	T_L	de suelo	S_3	1.60
Coefficiente de Reducción	R_0	Concreto Armado	Pórtico	8

Análisis de Irregularidades

El Artículo 19 de la Norma E.030 establece que las estructuras se clasifican como regulares o irregulares, lo cual es esencial para determinar el coeficiente final de reducción sísmica “R”. En la Tabla 22 se muestran los coeficientes de reducción aplicables a estructuras regulares. Asimismo, el Artículo 20 detalla las posibles irregularidades que pueden afectar a las estructuras, tales como la irregularidad en planta “ I_p ” e irregularidad en altura “ I_a ”, y establece un factor de irregularidad que debe aplicarse cuando alguna de estas condiciones esté presente. Estos factores de irregularidad se multiplicarán directamente por el coeficiente inicial de reducción de fuerza sísmica “ R_0 ”, como se indica en la siguiente expresión:

$$R = R_0 I_a I_p$$

Las Tablas 24 y 25 presentan un resumen detallado de las irregularidades identificadas en los bloques A y B respectivamente. La verificación de dichas irregularidades se encuentra en el Anexo N°5.

Tabla 24

Irregularidades en la dirección X e Y del bloque A.

Tipo	Irregularidad	Condición		Factor de Irregularidad	
		X	Y	X	Y
Irregularidad en Altura	Piso Blando	No existe	No Existe	-	-
	Piso Débil	No existe	No existe	-	-
	Extrema Rigidez	No existe	No existe	-	-
	Extrema Resistencia	No existe	No existe	-	-
	Masa o Peso	No existe	No existe	-	-
	Geometría Vertical	No existe	No existe	-	-
	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No existe	No existe	-	-
	Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes	No existe	No existe	-	-
Irregularidad en Planta	Torsional	No existe	No existe	-	-
	Torsional Extrema	No existe	No existe	-	-
	Esquinas Entrantes	No existe	Existe	-	0.9
	Discontinuidad del Diafragma	No existe	No existe	-	-
	Sistemas No Paralelos	No existe	No existe	-	-
		I_a =		1	1
		I_p =		1	0.9

El bloque A presenta una irregularidad en planta debido a la presencia de esquinas entrantes en el eje Y. Los coeficientes de análisis correspondientes a esta condición los siguientes:

$$I_p = 0.9 \quad I_a = 1.0$$

A partir de los valores correspondientes a las irregularidades en planta y altura se determina el coeficiente de reducción sísmica “R” del bloque A.

$$R = 8(1.0)(0.9) = 7.2$$

Tabla 25

Irregularidades en la dirección X e Y del bloque B.

Tipo	Irregularidad	Condición		Factor de Irregularidad	
		X	Y	X	Y
Irregularidad en Altura	Piso Blando	No existe	No Existe	-	-
	Piso Débil	No existe	No existe	-	-
	Extrema Rigidez	No existe	No existe	-	-
	Extrema Resistencia	No existe	No existe	-	-
	Masa o Peso	No existe	No existe	-	-
	Geometría Vertical	No existe	No existe	-	-
	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	No existe	No existe	-	-
	Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes	No existe	No existe	-	-
	Torsional	No existe	No existe	-	-
Irregularidad en Planta	Torsional Extrema	No existe	No existe	-	-
	Esquinas Entrantes	No existe	No Existe	-	-
	Discontinuidad del Diafragma	No existe	No existe	-	-
	Sistemas No Paralelos	No existe	No existe	-	-
				I_a =	1
			I_p =	1	1

El bloque B no presenta irregularidades en planta ni en altura, calificándose, así como una estructura regular. Los coeficientes correspondientes a esta condición son los siguientes:

$$I_p = 1.0 \quad I_a = 1.0$$

Por ende, el coeficiente de reducción sísmica del bloque B será el siguiente:

$$R = 8(1.0)(1.0) = 8.0$$

Peso Sísmico

De acuerdo con el artículo 26 de la Norma E.030, la categoría de uso o importancia de las edificaciones afecta directamente el cálculo de su peso. Los bloques A y B, clasificados como edificaciones esenciales de categoría A, requieren que el peso total considere el 100% de la carga muerta o permanente, además del 50% de la carga viva.

Para calcular el peso total de las edificaciones, se comenzó hallando el área de cada nivel y luego, con ayuda del software mencionado, se determinaron las masas correspondientes a cada nivel. Estas masas se multiplicaron por la aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2) para obtener los pesos respectivos. Los resultados obtenidos para cada bloque se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26

Peso sísmico de los bloques A y B.

Bloque	Nivel	Área (m²)	Masa (Tonf-s²/m)	Peso (Tonf)
Bloque A	1°	283.97	35.79	351.12
	2°	283.97	33.64	330.02
	3°	283.97	25.92	254.31
	Peso Total			935.45
Bloque B	1°	377.33	32.48	318.62
	2°	377.33	43.81	429.79
	3°	377.33	44.71	438.60
	Peso Total			1187.00

3.5.7. Análisis de las Estructuras sin Protección Sísmica

Se realizaron los análisis estructurales de los bloques, considerando las características específicas y disposición exacta entre la unión muros – columnas tal como se encuentran instalados en campo.

Análisis Estático Lineal

Es uno de los métodos básicos que establece la Norma E.030 para evaluar las fuerzas sísmicas en edificaciones. Mediante este análisis, se estima la fuerza cortante basal basada en los parámetros sísmicos previamente determinados.

Las Tablas 27 y 28 presentan los valores de la fuerza cortante basal estática para los bloques A y B respectivamente.

Tabla 27

Fuerza cortante basal estática de los bloques A y B sin refuerzo.

Parámetro	Bloque A	Bloque B
T _x : Periodo natural en la dirección X (s)	0.243	0.308
T _y : Periodo natural en la dirección Y (s)	0.177	0.196
C: Factor de amplificación sísmica	2.500	2.500
R ₀ : Coeficiente básico de reducción sísmica	8.000	8.000
I _a : Irregularidad en altura	1.000	1.000
I _p : Irregularidad en planta	0.900	1.000
R: Coeficiente de reducción sísmica	7.200	8.000
V: Fuerza cortante en la base (Tonf)	204.63	233.69

Análisis Dinámico Lineal

Modos de Vibración

La Tabla 28 presenta los resultados obtenidos del análisis dinámico lineal, evidenciando que los porcentajes de masa participativa alcanzan el 100% en cada una de las tres direcciones principales (X, Y y Z) para ambos bloques, cumpliendo con los requerimientos de la Norma E.030. Este nivel de participación asegura que las estructuras respondan adecuadamente a las sollicitaciones sísmicas en todas las direcciones.

Tabla 28*Modos de vibración de los bloques A y B sin refuerzo.*

BLOQUE A							
Modo de Vibración	Periodo (seg)	Masa Participativa			Acumulado de Masa Participativa		
		U _X	U _Y	R _Z	SumU _X	SumU _Y	SumR _Z
1	0.243	0.8392	0.0004	0.0001	0.839	0.000	0.000
2	0.177	0.0007	0.7883	0.0752	0.840	0.789	0.075
3	0.148	0.0008	0.0615	0.7682	0.841	0.850	0.844
4	0.105	0.1233	0.0000	0.0030	0.964	0.850	0.847
5	0.088	0.0002	0.0000	0.0006	0.964	0.850	0.847
6	0.066	0.0354	0.0001	0.0004	1.000	0.850	0.848
7	0.062	0.0000	0.1321	0.0004	1.000	0.982	0.848
8	0.054	0.0000	0.0019	0.1364	1.000	0.984	0.984
9	0.046	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	0.984	0.984
10	0.043	0.0003	0.0000	0.0000	1.000	0.984	0.984
11	0.039	0.0000	0.0147	0.0004	1.000	0.999	0.985
12	0.034	0.0000	0.0010	0.0153	1.000	1.000	1.000
Porcentaje de Masa Participativa Acumulada					100%	100%	100%
BLOQUE B							
Modo de Vibración	Periodo (seg)	Masa Participativa			Acumulado de Masa Participativa		
		U _X	U _Y	R _Z	SumU _X	SumU _Y	SumR _Z
1	0.308	0.7838	0.0016	0.0051	0.784	0.002	0.005
2	0.196	0.0006	0.6144	0.2219	0.784	0.616	0.227
3	0.187	0.0033	0.2088	0.6305	0.788	0.825	0.858
4	0.143	0.1725	0.0009	0.0014	0.960	0.826	0.859
5	0.077	0.0356	0.0028	0.0067	0.996	0.828	0.866
6	0.070	0.0039	0.1368	0.0024	1.000	0.965	0.868
7	0.066	0.0001	0.0064	0.1143	1.000	0.972	0.982
8	0.043	0.0003	0.0283	0.0019	1.000	1.000	0.984
9	0.041	0.0000	0.0001	0.0157	1.000	1.000	1.000
10	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	1.000	1.000
11	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	1.000	1.000
12	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	1.000	1.000
Porcentaje de Masa Participativa Acumulada					100%	100%	100%

Derivas

Los resultados del análisis estructural muestran las derivas en las direcciones X e Y para cada bloque, las cuales se presentan en las Figuras 33 y 34, respectivamente.

Figura 33

Derivas de entrepiso del bloque A sin refuerzo - análisis dinámico lineal.

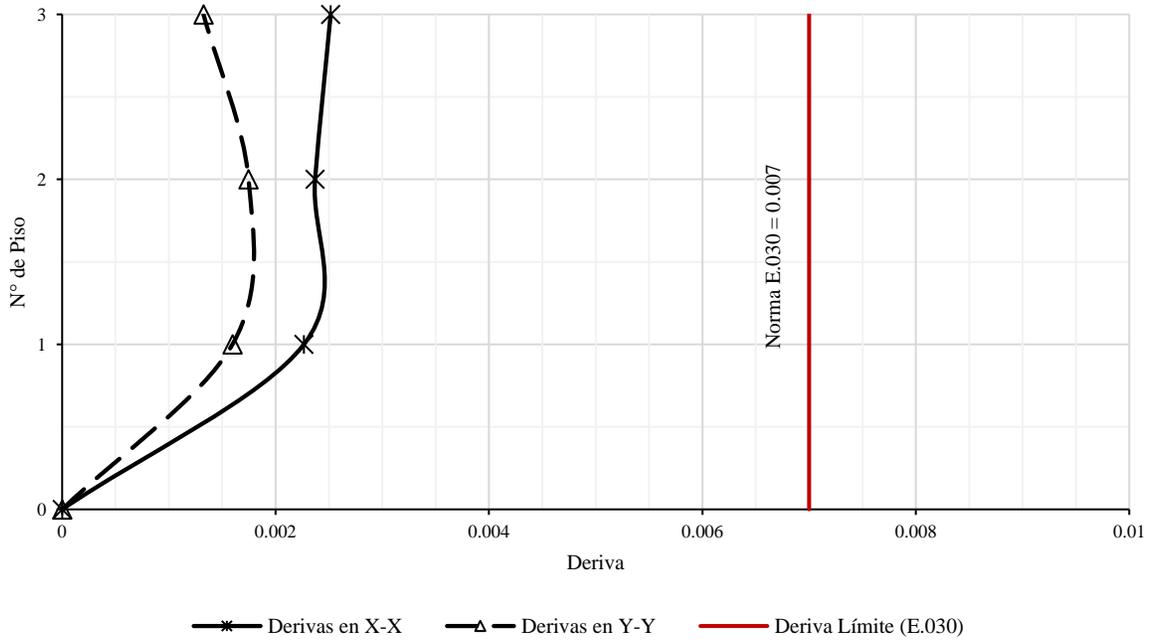
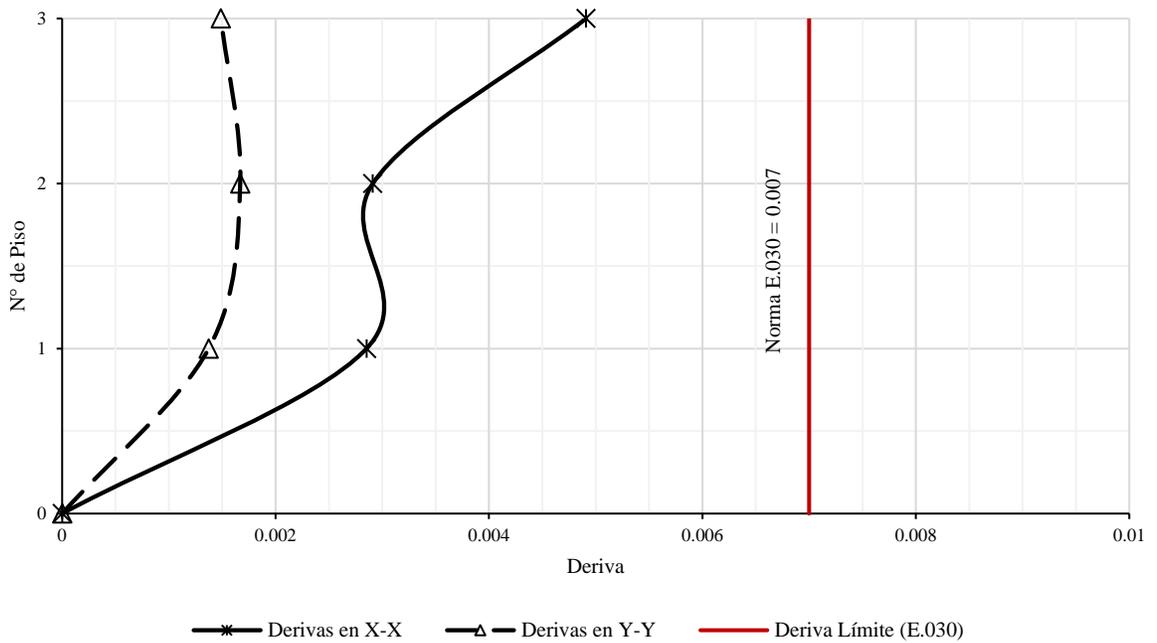


Figura 34

Derivas de entrepiso del bloque B sin refuerzo - análisis dinámico lineal.



Análisis Estático No Lineal

En el análisis estático no lineal, se modela la respuesta no lineal de los elementos estructurales y se definen criterios de aceptación conforme a la normativa ASCE 41-17. A partir de estos datos, se construye la curva de capacidad, identificando el punto de desempeño y el nivel de comportamiento de la estructura según el método SEAOC, aplicándolo en las direcciones X e Y para obtener una visión completa de la respuesta estructural. Finalmente se calculan los desplazamientos y derivas máximas en las edificaciones.

Rótulas Plásticas

La no linealidad de los modelos se concentró en los extremos de los elementos mediante rótulas, como se muestra en las Figuras 35 y 36. La capacidad de cada rótula depende de las propiedades mecánicas de los materiales, la cuantía del acero de refuerzo y las propiedades geométricas del elemento.

Figura 35

Rótulas plásticas del bloque A.

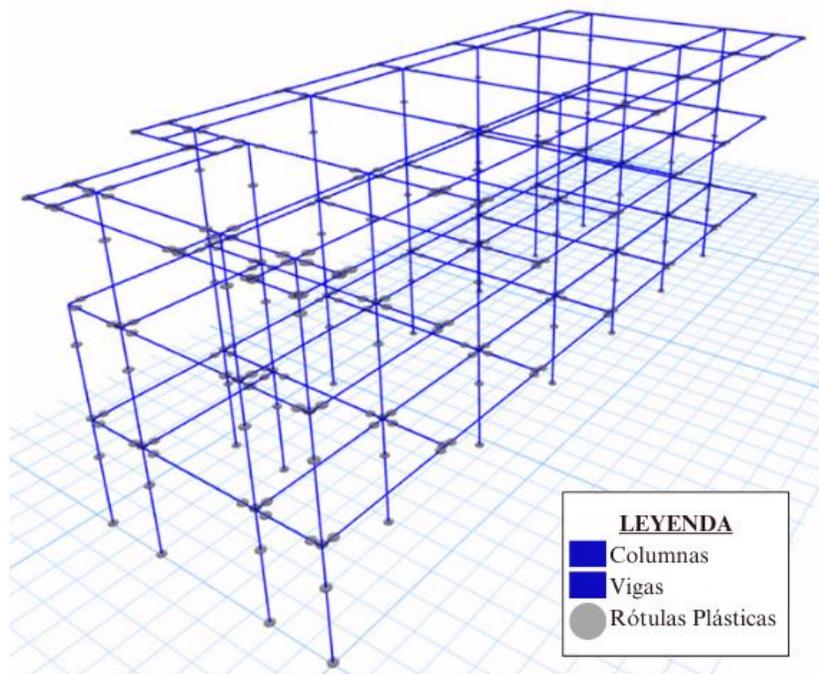
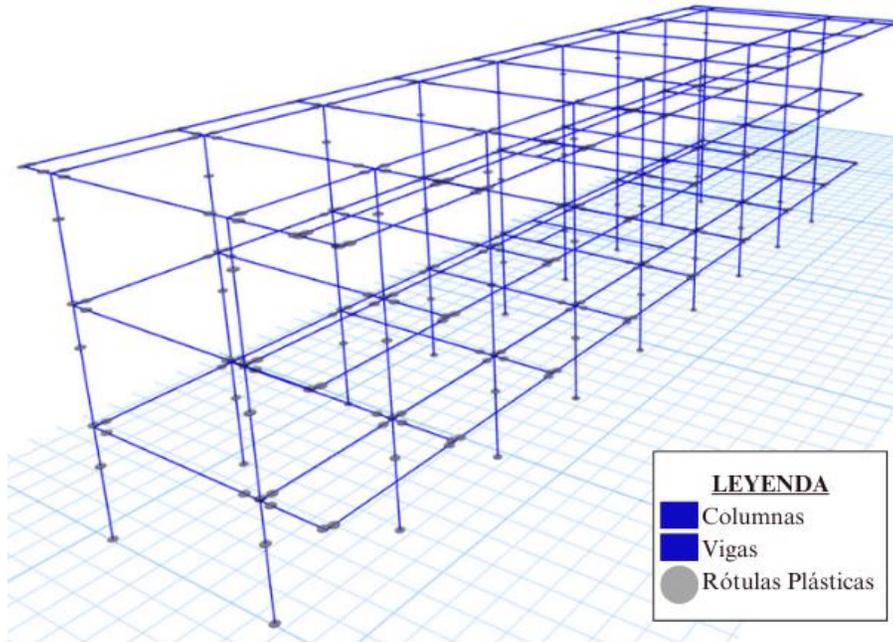


Figura 36

Rótulas plásticas del bloque B.



En el Anexo N°6 se presentan las gráficas de momento-rotación de los elementos estructurales de ambos bloques, donde se explica en detalle la representación no lineal de las vigas y el método inelástico basado en fibras utilizado en las columnas, conforme a la normativa ASCE 41-17.

Curva de capacidad

Se generaron las curvas de capacidad en las direcciones X e Y para ambos bloques, las cuales están representadas en un gráfico de cortante basal vs desplazamiento, donde el cortante basal indica la fuerza lateral total aplicada a la estructura, y el desplazamiento corresponde al movimiento del punto de control, que generalmente se encuentra en la parte superior de cada entrepiso.

La Tabla 29 y la Figura 37 presentan los parámetros y la representación de la curva de capacidad del bloque A en la dirección X.

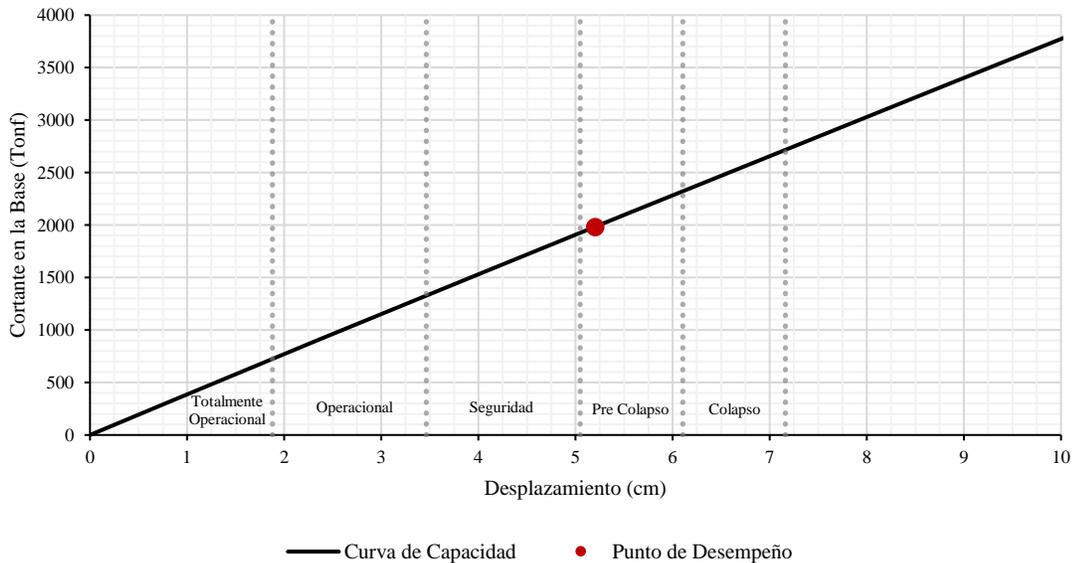
Tabla 29

Parámetros de la curva de capacidad del bloque A sin refuerzo - dirección X.

DIRECCIÓN X-X	V_y : Fuerza cortante de fluencia (Tonf)	725.44
	D_y : Desplazamiento de fluencia (cm)	1.88
	K_i : Rigidez lateral elástica (Tonf/m)	38249.11
	K_e : Rigidez lateral efectiva (Tonf/m)	38613.74
	T_i : Periodo fundamental elástico (s)	0.243
	T_e : Periodo fundamental (s)	0.242
	C_m : Factor de masa efectiva	0.90
	S_a : Aceleración espectral	1.58
	W : Peso sísmico del edificio (Tonf)	935.45
	$\mu_{strength}$: Relación de resistencia	1.66
	C_0 : Coeficiente de ajuste de modo	1.90
	C_1 : Coeficiente de ajuste de desplazamiento	1.19
	C_2 : Coeficiente de ajuste de rigidez	1.01
	δ_t: Desplazamiento máximo esperado (cm)	5.20

Figura 37

Curva de capacidad del bloque A sin refuerzo - dirección X.



La Tabla 30 y la Figura 38 presentan los parámetros y la representación de la curva de capacidad del bloque A en la dirección Y.

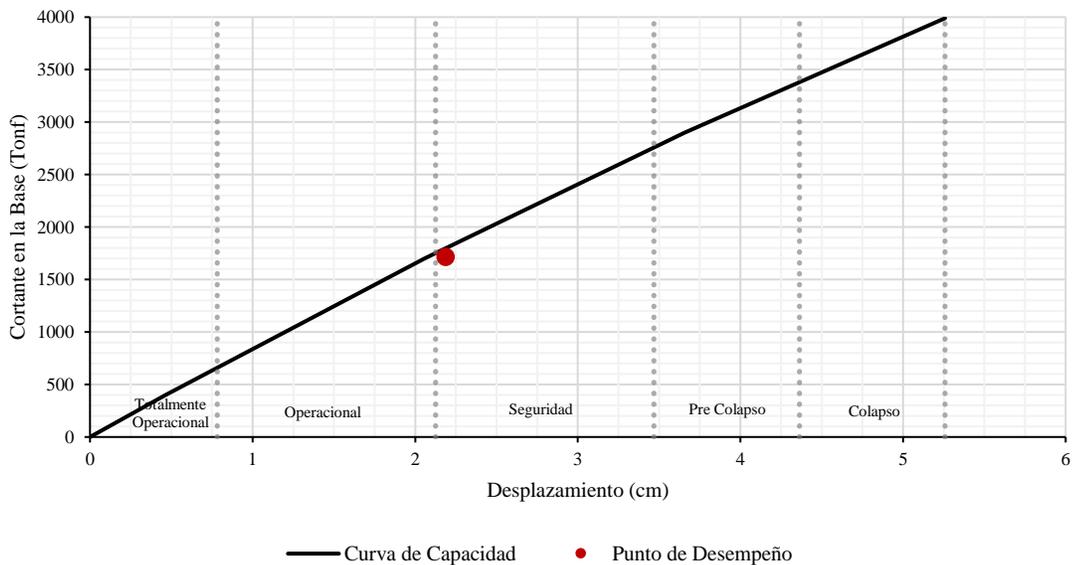
Tabla 30

Parámetros de la curva de capacidad del bloque A sin refuerzo - dirección Y.

DIRECCIÓN Y-Y	V_y : Fuerza cortante de fluencia (Tonf)	672.97
	D_y : Desplazamiento de fluencia (cm)	0.78
	K_i : Rigidez lateral elástica (Tonf/m)	82642.72
	K_e : Rigidez lateral efectiva (Tonf/m)	86003.14
	T_i : Periodo fundamental elástico (s)	0.175
	T_e : Periodo fundamental (s)	0.172
	C_m : Factor de masa efectiva	0.90
	S_a : Aceleración espectral	1.58
	W : Peso sísmico del edificio (Tonf)	935.45
	μ_{strength} : Relación de resistencia	1.79
	C_0 : Coeficiente de ajuste de modo	1.29
	C_1 : Coeficiente de ajuste de desplazamiento	1.45
	C_2 : Coeficiente de ajuste de rigidez	1.02
	δ_t: Desplazamiento máximo esperado (cm)	2.19

Figura 38

Curva de capacidad del bloque A sin refuerzo - dirección Y.



La Tabla 31 y la Figura 39 presentan los parámetros y la representación de la curva de capacidad del bloque B en la dirección X.

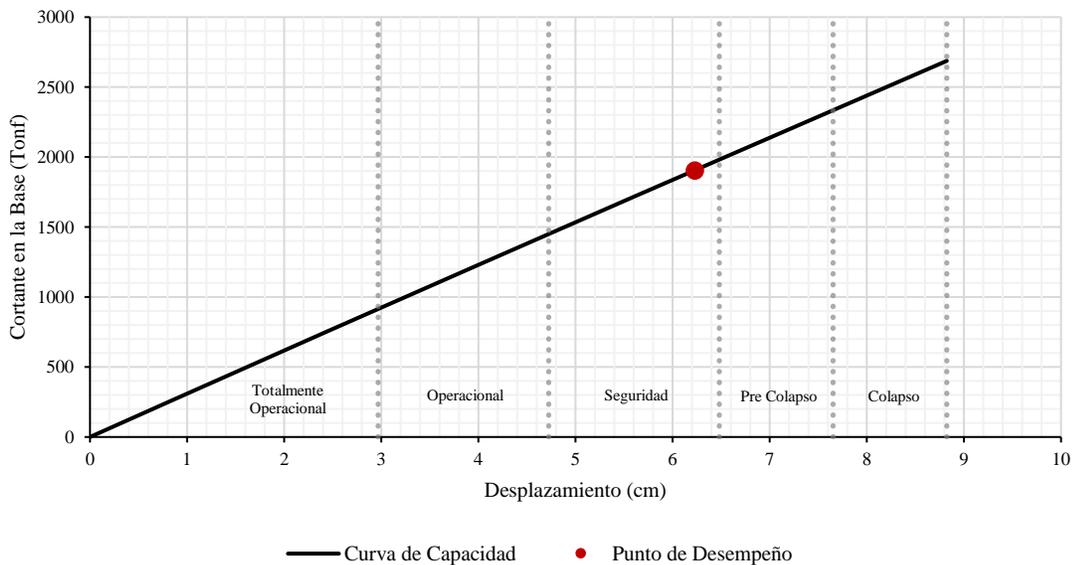
Tabla 31

Parámetros de la curva de capacidad del bloque B sin refuerzo - dirección X.

DIRECCIÓN X-X	V_y : Fuerza cortante de fluencia (Tonf)	916.10
	D_y : Desplazamiento de fluencia (cm)	2.97
	K_i : Rigidez lateral elástica (Tonf/m)	30754.61
	K_e : Rigidez lateral efectiva (Tonf/m)	30876.40
	T_i : Periodo fundamental elástico (s)	0.305
	T_e : Periodo fundamental (s)	0.304
	C_m : Factor de masa efectiva	0.90
	S_a : Aceleración espectral	1.58
	W : Peso sísmico del edificio (Tonf)	1187.00
	$\mu_{strength}$: Relación de resistencia	1.79
	C_0 : Coeficiente de ajuste de modo	1.50
	C_1 : Coeficiente de ajuste de desplazamiento	1.14
	C_2 : Coeficiente de ajuste de rigidez	1.00
	δ_t: Desplazamiento máximo esperado (cm)	6.23

Figura 39

Curva de capacidad del bloque B sin refuerzo - dirección X.



La Tabla 32 y la Figura 40 presentan los parámetros y la representación de la curva de capacidad del bloque B en la dirección Y.

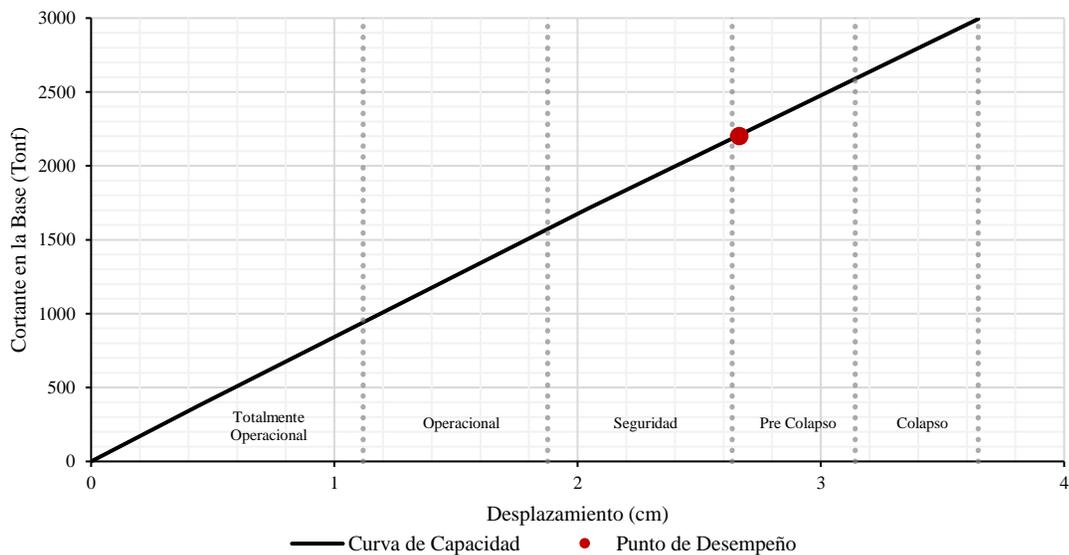
Tabla 32

Parámetros de la curva de capacidad del bloque B sin refuerzo - dirección Y.

DIRECCIÓN Y-Y	V_y : Fuerza cortante de fluencia (Tonf)	953.12
	D_y : Desplazamiento de fluencia (cm)	1.12
	K_i : Rigidez lateral elástica (Tonf/m)	83737.83
	K_e : Rigidez lateral efectiva (Tonf/m)	85229.28
	T_i : Periodo fundamental elástico (s)	0.198
	T_e : Periodo fundamental (s)	0.196
	C_m : Factor de masa efectiva	0.90
	S_a : Aceleración espectral	1.58
	W : Peso sísmico del edificio (Tonf)	1187.00
	$\mu_{strength}$: Relación de resistencia	1.72
	C_0 : Coeficiente de ajuste de modo	1.33
	C_1 : Coeficiente de ajuste de desplazamiento	1.31
	C_2 : Coeficiente de ajuste de rigidez	1.01
	δ_t: Desplazamiento máximo esperado (cm)	2.67

Figura 40

Curva de capacidad del bloque B sin refuerzo - dirección Y.



Nivel de desempeño

Los niveles de desempeño estructural permiten evaluar cómo responderán los edificios ante diferentes niveles de sismo, estableciendo el grado de seguridad y funcionalidad esperada tras un evento sísmico. En este análisis, se determinaron los niveles de desempeño de los bloques frente a un sismo de baja probabilidad de ocurrencia (Sismo Raro con un periodo de retorno de 475 años), siguiendo la normativa establecida por el Comité VISION 2000.

A continuación, se define la siguiente nomenclatura:

	Nivel de desempeño esperado
✓	Nivel de desempeño alcanzado

Tabla 33

Nivel de desempeño sísmico del bloque A sin refuerzo.

Peligro Sísmico	Niveles de Desempeño Sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Pre-Colapso	Colapso
Dirección X				✓	
Dirección Y			✓		

Tabla 34

Nivel de desempeño sísmico del bloque B sin refuerzo.

Peligro Sísmico	Niveles de Desempeño Sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Pre-Colapso	Colapso
Dirección X			✓		
Dirección Y				✓	

Derivas

Las Figuras 41 y 42 presentan las derivas obtenidas en los ejes X e Y para cada bloque.

Figura 41

Derivas de entrepiso del bloque A sin refuerzo - análisis estático no lineal.

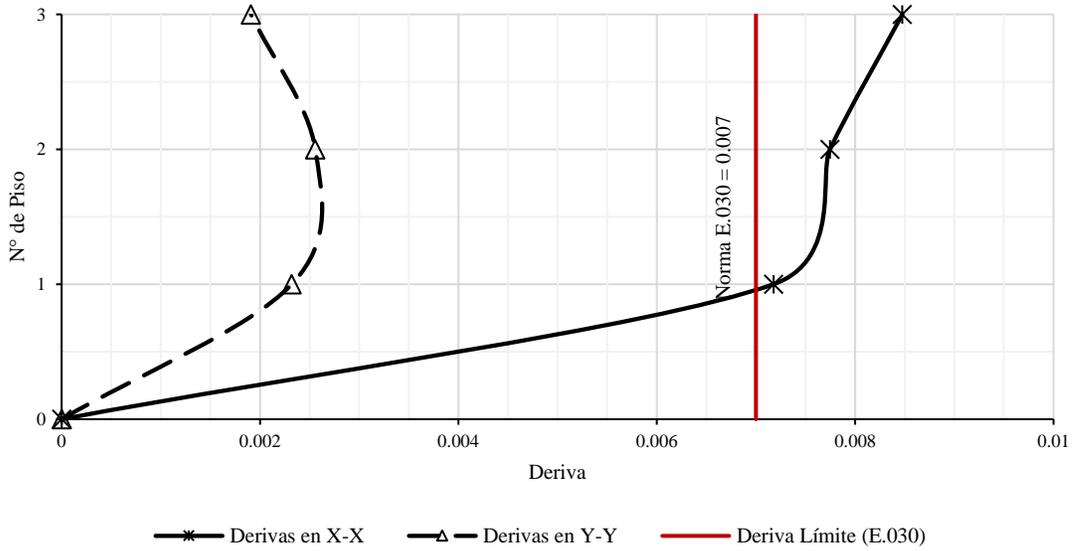
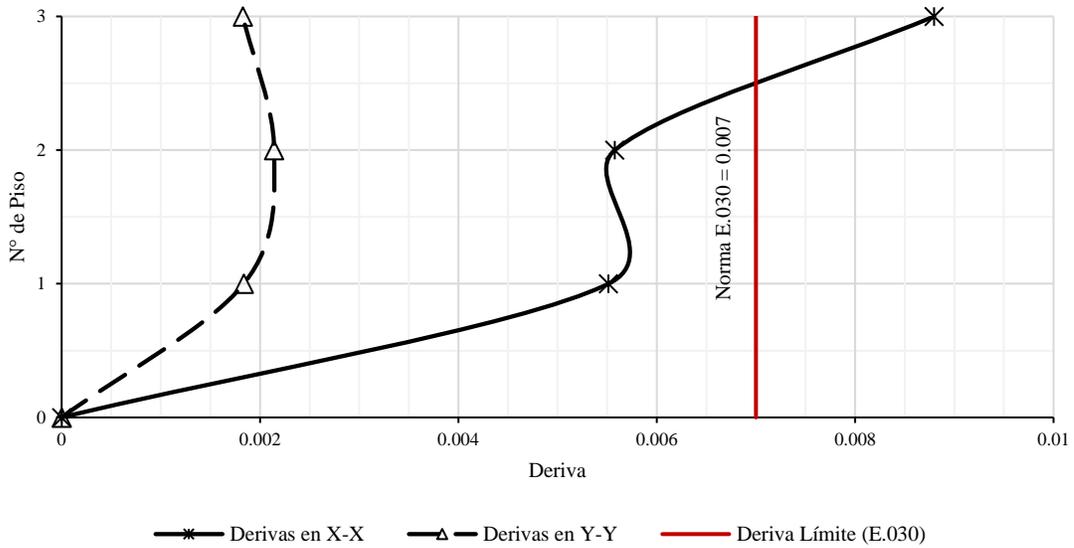


Figura 42

Derivas de entrepiso del bloque B sin refuerzo - análisis estático no lineal.



En base en los resultados obtenidos, las estructuras mostraron una capacidad limitada para responder adecuadamente ante un sismo raro, lo que indica la necesidad de reforzamiento en las edificaciones para alcanzar un nivel de desempeño operacional durante dicho evento.

3.5.8. Diseño de los Buckling Restrained Brace - BRB

A partir de la evaluación estructural y el análisis estático no lineal, se observa en las Figuras 41 y 42 que las derivas máximas de entrepiso superan el límite de deriva objetivo. Por ello, para asegurar que el edificio mantenga un nivel de desempeño operacional tras un sismo raro, es fundamental implementar un refuerzo estructural que proteja la vida de los ocupantes y permita que la edificación continúe en funcionamiento ante futuros sismos.

La propuesta de refuerzo estructural busca añadir rigidez a la estructura para limitar la distorsión máxima de entrepiso a 0.007. Para lograrlo, se plantea la instalación de marcos de acero en diagonal con dispositivos de disipación (BRB) con el fin de reducir estas derivas.

Pre-Dimensionamiento

Para asegurar que la deriva máxima en los análisis lineales y no lineales no exceda el límite de 0.007, es necesario calcular la rigidez efectiva requerida de los disipadores en cada piso. Este cálculo depende tanto del número de dispositivos de disipación instalados como del material utilizado en ellos. La Tabla 35 presenta la rigidez mínima necesaria (K_{EFE}) para controlar las derivas establecidas.

Tabla 35

Cálculo de la rigidez efectiva de los disipadores.

Bloque	Nivel	Elevación (m)	F (Tonf)	N ^o BRB	$\delta_{Objetivo}$	K_{EFE} (Tonf/m)
Bloque A	1°	3.80	641.70	6	0.007	19293.64
	2°	7.55	1138.42	6	0.007	15966.71
	3°	11.30	1532.60	6	0.007	10217.64
Bloque B	1°	3.80	1472.01	6	0.007	15003.48
	2°	7.55	1614.33	6	0.007	16670.17
	3°	11.30	1721.21	6	0.007	17775.32

Una vez obtenidas las rigideces necesarias de los dispositivos por cada piso, se procede a calcular la rigidez elástica de estos mediante un pre-dimensionamiento del área del núcleo de los disipadores (A_{BRB}) y un factor KF, brindado por el fabricante de BRB's, en este caso CoreBrace. Este factor depende tanto del área pre dimensionada como de las dimensiones del pórtico y del tipo de conexión entre el pórtico y el disipador. El objetivo es garantizar que $K_{BRB} > K_{EFE}$, lo cual asegura que las derivas se mantengan por debajo de la deriva máxima permitida según la Norma E.030.

Tabla 36

Propiedades de los disipadores BRB

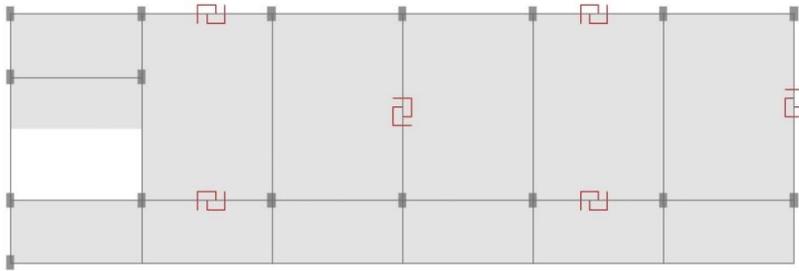
Bloque	Nivel	L_{BRB} (m)	A_{BRB} (cm²)	K_{BRB} (Tonf/m)	P_y (Tonf)	K_{BRB} > K_{EFE}
Bloque A	1°	6.12	65	30790.13	164.45	Cumple
	2°	6.09	65	30790.13	164.45	Cumple
	3°	6.09	65	30790.13	164.45	Cumple
Bloque B	1°	6.12	65	30790.13	164.45	Cumple
	2°	6.09	65	30790.13	164.45	Cumple
	3°	6.09	65	30790.13	164.45	Cumple

Configuración

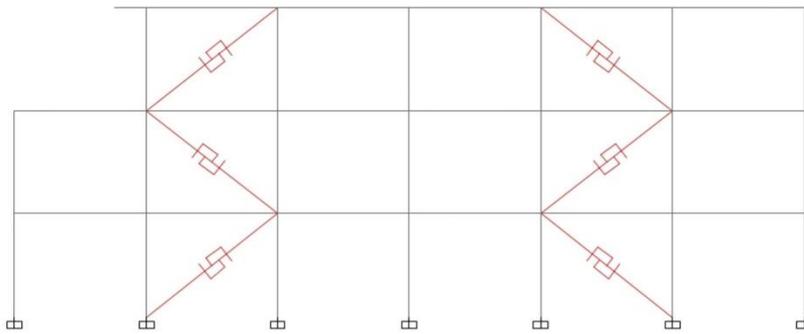
En ambos bloques e implementaron seis disipadores por nivel, dispuestos en configuración diagonal: cuatro orientados en la dirección X y dos en la dirección Y, conforme a lo indicado en la Tabla 35. La distribución varió según el bloque: en el bloque A, los disipadores del eje X se instalaron en el perímetro exterior, mientras que los del eje Y se ubicaron en la zona interior de la estructura. Por su parte, el bloque B presentó una ubicación perimetral, con todos los disipadores instalados en el contorno de la edificación. Las Figuras 43 y 44 ilustran tanto la configuración diagonal como la distribución de los dispositivos en cada bloque.

Figura 43

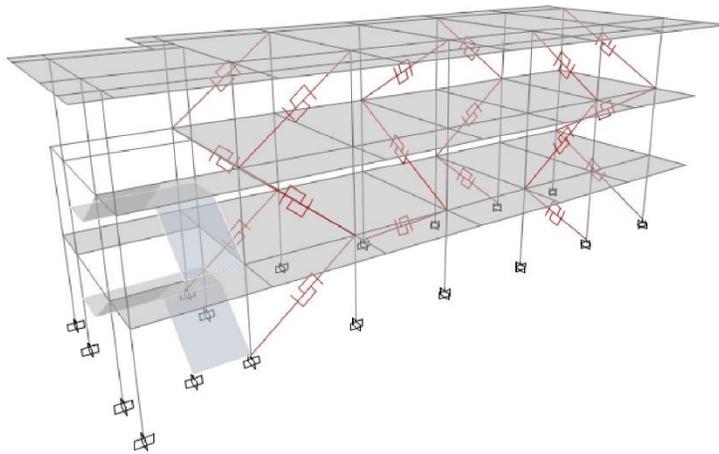
Distribución de los disipadores en el bloque A.



a)



b)

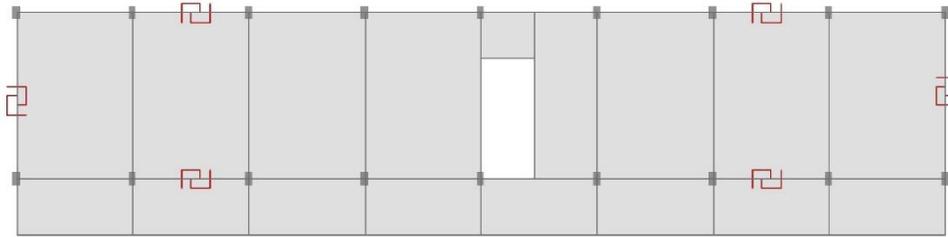


c)

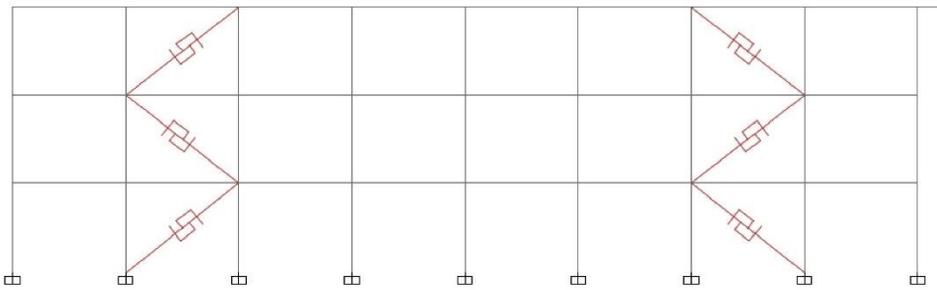
Nota. a) Vista en planta, b) Vista lateral y c) Vista 3D.

Figura 44

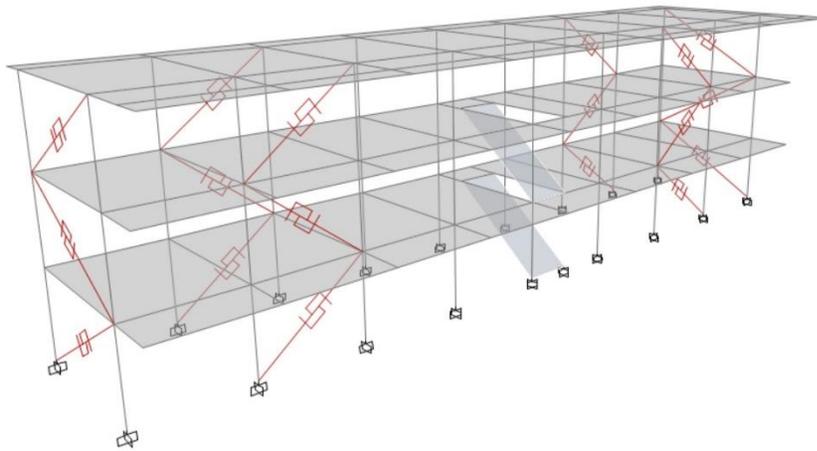
Distribución de los disipadores en el bloque B.



a)



b)



c)

Nota. a) Vista en planta, b) Vista lateral y c) Vista 3D.

3.5.9. Análisis de las Estructuras con Disipadores Histeréticos Tipo BRB

Se realizaron los análisis estructurales de los bloques con los disipadores de energía incorporados.

Figura 45

Modelado estructural con disipadores del bloque A.

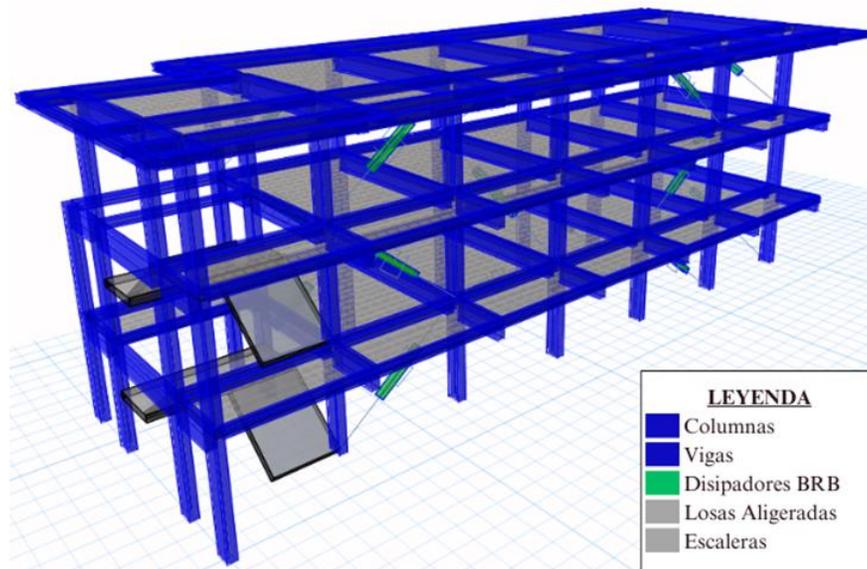
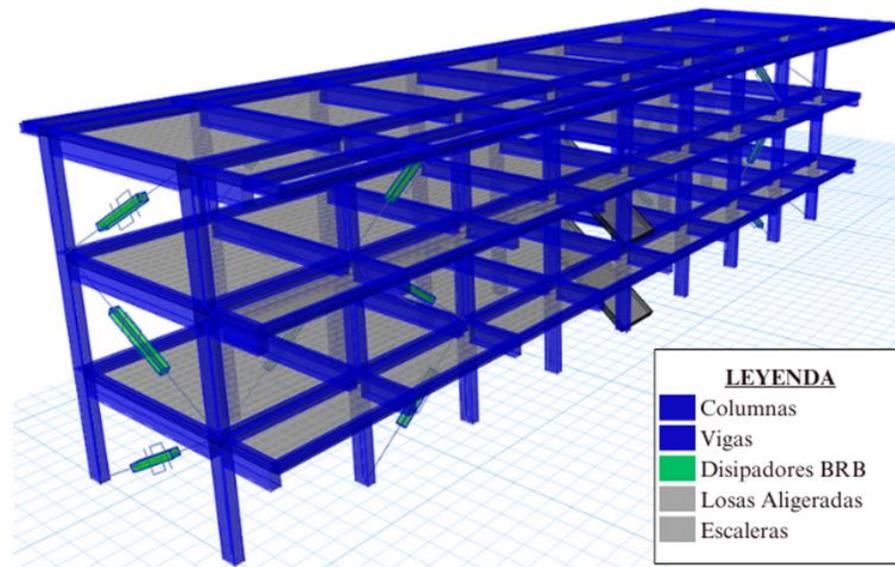


Figura 46

Modelado estructural con disipadores del bloque B.



Análisis Estático Lineal

La fuerza cortante basal en ambos bloques no presenta una variación significativa, ya que este análisis distribuye la fuerza sísmica total según la masa y altura de las estructuras, sin incluir la disipación de energía aportada por los disipadores. Estos dispositivos están diseñados principalmente para disminuir desplazamientos y reducir los esfuerzos internos.

Tabla 37

Fuerza cortante basal estática de los bloques A y B con refuerzo.

Parámetro	Bloque A	Bloque B
T _x : Periodo natural en la dirección X (s)	0.316	0.333
T _y : Periodo natural en la dirección Y (s)	0.277	0.319
C: Factor de amplificación sísmica	2.500	2.500
I _a : Irregularidad en Altura	1.000	1.000
I _p : Irregularidad en Planta	0.900	1.000
R: Coeficiente de Reducción Sísmico	7.200	8.000
V: Fuerza cortante en la base (Tonf)	194.67	225.93

Análisis Dinámico Lineal

Modos de Vibración

Los disipadores tipo BRB por lo general reducen significativamente los periodos en los modos de vibración cuando se realiza un análisis dinámico lineal. Sin embargo, en esta investigación se presentó un comportamiento diferente al esperado. Esto debido a que la rigidez que aportaban los muros existentes superaba la rigidez aportada por los disipadores. Por ende, los periodos de los 3 modos de vibración principales aumentaron en lugar de reducirse.

Tabla 38*Modos de vibración de los bloques A y B con refuerzo.*

BLOQUE A							
Modo de Vibración	Periodo (seg)	Masa Participativa			Acumulado de Masa Participativa		
		U _X	U _Y	R _Z	SumU _X	SumU _Y	SumR _Z
1	0.316	0.0358	0.6683	0.1461	0.036	0.668	0.146
2	0.277	0.7178	0.0960	0.0508	0.754	0.764	0.197
3	0.246	0.1037	0.1051	0.6753	0.857	0.869	0.872
4	0.122	0.0077	0.0743	0.0334	0.865	0.944	0.906
5	0.103	0.1145	0.0102	0.0004	0.980	0.954	0.906
6	0.088	0.0062	0.0301	0.0740	0.986	0.984	0.980
7	0.076	0.0007	0.0119	0.0102	0.986	0.996	0.990
8	0.068	0.0132	0.0012	0.0000	1.000	0.997	0.990
9	0.058	0.0004	0.0028	0.0098	1.000	1.000	1.000
10	0.039	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	1.000	1.000
11	0.024	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	1.000	1.000
12	0.018	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	1.000	1.000
Porcentaje de Masa Participativa Acumulada					100%	100%	100%
BLOQUE B							
Modo de Vibración	Periodo (seg)	Masa Participativa			Acumulado de Masa Participativa		
		U _X	U _Y	R _Z	SumU _X	SumU _Y	SumR _Z
1	0.333	0.7516	0.0975	0.0088	0.752	0.098	0.009
2	0.319	0.0891	0.7572	0.0041	0.841	0.855	0.013
3	0.253	0.0113	0.0004	0.8609	0.852	0.855	0.874
4	0.121	0.0459	0.0751	0.0019	0.898	0.930	0.876
5	0.118	0.0860	0.0501	0.0002	0.984	0.980	0.876
6	0.088	0.0017	0.0000	0.1116	0.986	0.980	0.988
7	0.078	0.0142	0.0001	0.0000	1.000	0.980	0.988
8	0.076	0.0000	0.0196	0.0003	1.000	1.000	0.988
9	0.057	0.0002	0.0000	0.0121	1.000	1.000	1.000
10	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	1.000	1.000
11	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	1.000	1.000
12	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.000	1.000	1.000
Porcentaje de Masa Participativa Acumulada					100%	100%	100%

Derivas

Las Figuras 47 y 48 presentan las derivas en las direcciones X e Y correspondientes a cada bloque. Los valores de deriva obtenidos se encuentran dentro del límite máximo permitido según la Norma E.030.

Figura 47

Derivas de entrepiso del bloque A con refuerzo - análisis dinámico lineal.

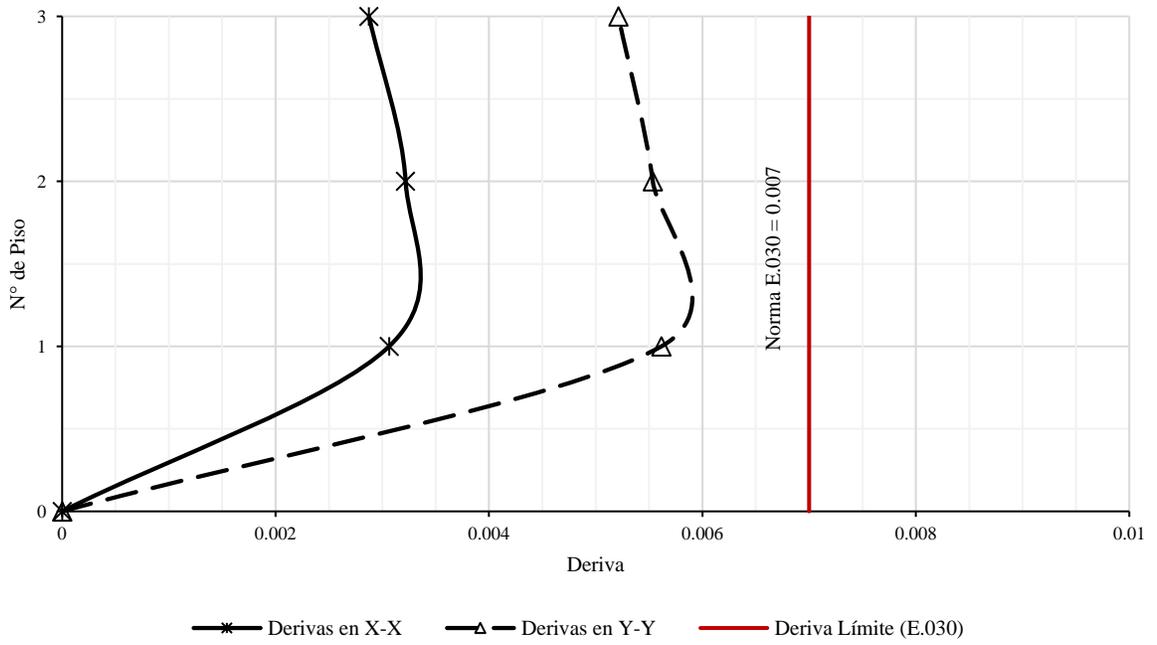
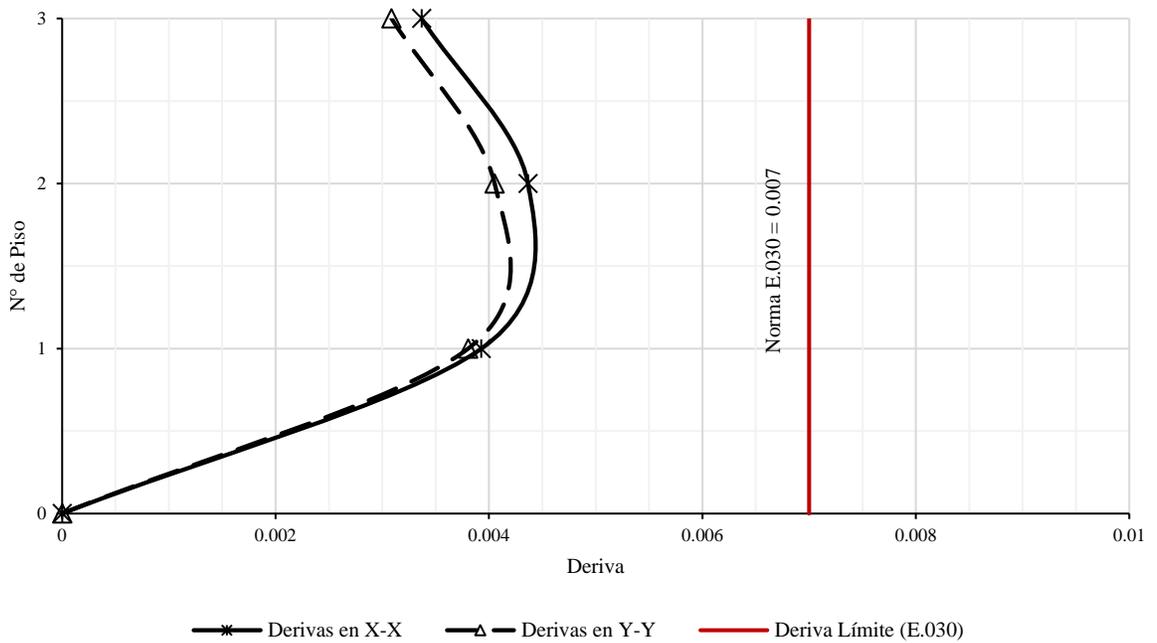


Figura 48

Derivas de entrepiso del bloque B con refuerzo - análisis dinámico lineal.



Análisis Estático No Lineal

Se realizó el análisis pushover para evaluar la capacidad estructural de los bloques reforzados.

Curva de Capacidad

Tabla 39

Parámetros de la curva de capacidad del bloque A con refuerzo - dirección X.

DIRECCIÓN X-X	V_y : Fuerza cortante de fluencia (Tonf)	717.89
	D_y : Desplazamiento de fluencia (cm)	1.70
	K_i : Rigidez lateral elástica (Tonf/m)	65918.88
	K_e : Rigidez lateral efectiva (Tonf/m)	42229.04
	T_i : Periodo fundamental elástico (s)	0.169
	T_c : Periodo fundamental (s)	0.211
	C_m : Factor de masa efectiva	0.90
	S_a : Aceleración espectral	1.58
	W : Peso sísmico del edificio (Tonf)	935.45
	$\mu_{strength}$: Relación de resistencia	1.71
	C_0 : Coeficiente de ajuste de modo	1.37
	C_1 : Coeficiente de ajuste de desplazamiento	1.27
	C_2 : Coeficiente de ajuste de rigidez	1.01
	δ_t: Desplazamiento máximo esperado (cm)	3.06

Figura 49

Curva de capacidad del bloque A con refuerzo - dirección X.

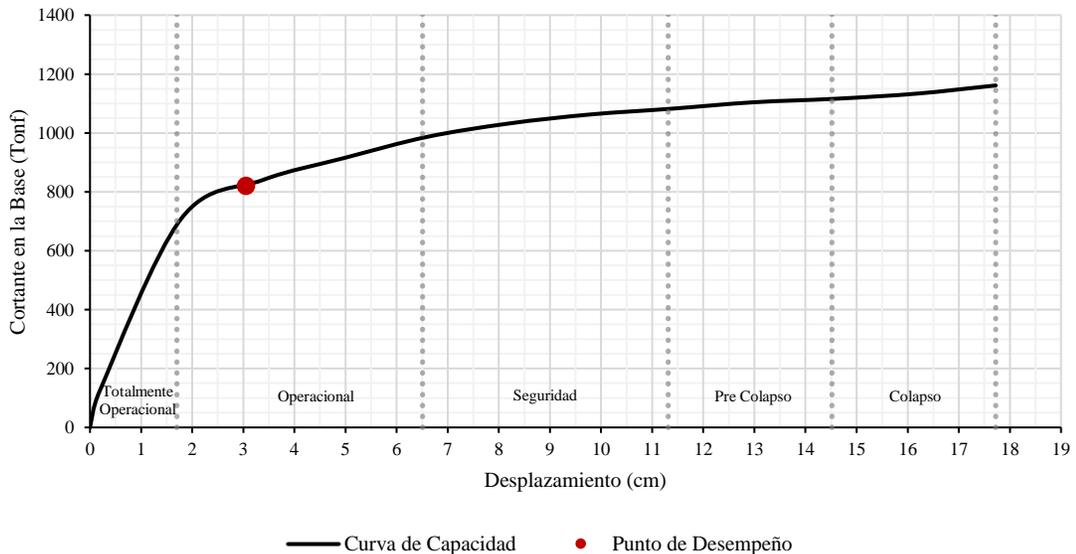


Tabla 40

Parámetros de la curva de capacidad del bloque A con refuerzo - dirección Y.

DIRECCIÓN Y-Y	V_y : Fuerza cortante de fluencia (Tonf)	495.47
	D_y : Desplazamiento de fluencia (cm)	1.94
	K_i : Rigidez lateral elástica (Tonf/m)	36978.05
	K_e : Rigidez lateral efectiva (Tonf/m)	25493.87
	T_i : Periodo fundamental elástico (s)	0.188
	T_e : Periodo fundamental (s)	0.226
	C_m : Factor de masa efectiva	0.90
	S_a : Aceleración espectral	1.58
	W : Peso sísmico del edificio (Tonf)	935.45
	$\mu_{strength}$: Relación de resistencia	2.48
	C_0 : Coeficiente de ajuste de modo	1.50
	C_1 : Coeficiente de ajuste de desplazamiento	1.48
	C_2 : Coeficiente de ajuste de rigidez	1.00
δ_t: Desplazamiento máximo esperado (cm)	4.48	

Figura 50

Curva de capacidad del bloque A con refuerzo - dirección Y.

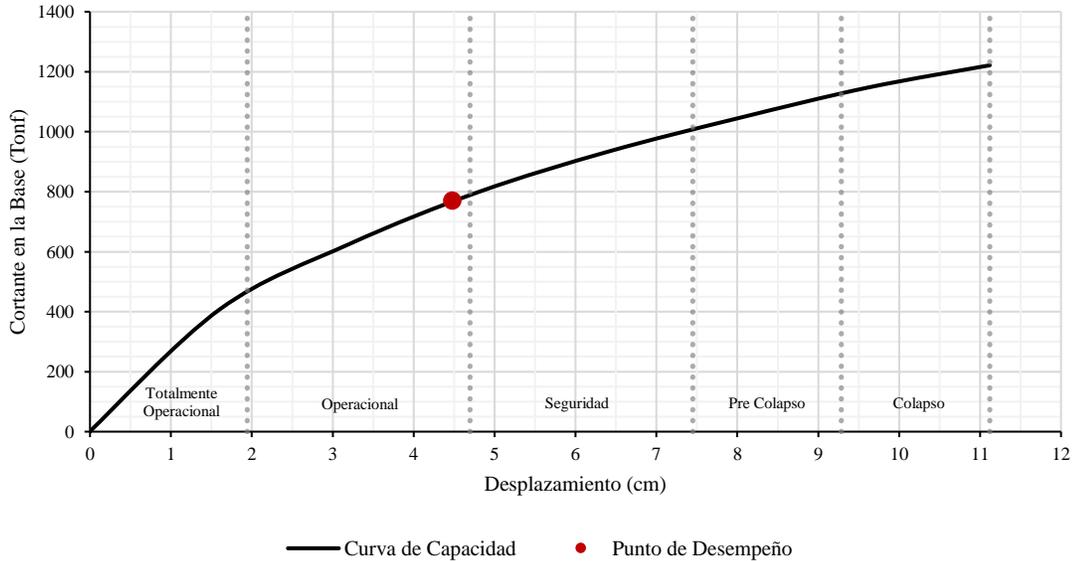


Tabla 41

Parámetros de la curva de capacidad del bloque B con refuerzo - dirección X.

DIRECCIÓN X-X	V_y : Fuerza cortante de fluencia (Tonf)	777.17
	D_y : Desplazamiento de fluencia (cm)	2.08
	K_i : Rigidez lateral elástica (Tonf/m)	36364.06
	K_e : Rigidez lateral efectiva (Tonf/m)	37315.65
	T_i : Periodo fundamental elástico (s)	0.212
	T_e : Periodo fundamental (s)	0.209
	C_m : Factor de masa efectiva	0.90
	S_a : Aceleración espectral	1.58
	W : Peso sísmico del edificio (Tonf)	1187.00
	$\mu_{strength}$: Relación de resistencia	2.09
	C_0 : Coeficiente de ajuste de modo	1.34
	C_1 : Coeficiente de ajuste de desplazamiento	1.42
	C_2 : Coeficiente de ajuste de rigidez	1.01
	δ_t: Desplazamiento máximo esperado (cm)	3.28

Figura 51

Curva de capacidad del bloque B con refuerzo - dirección X.

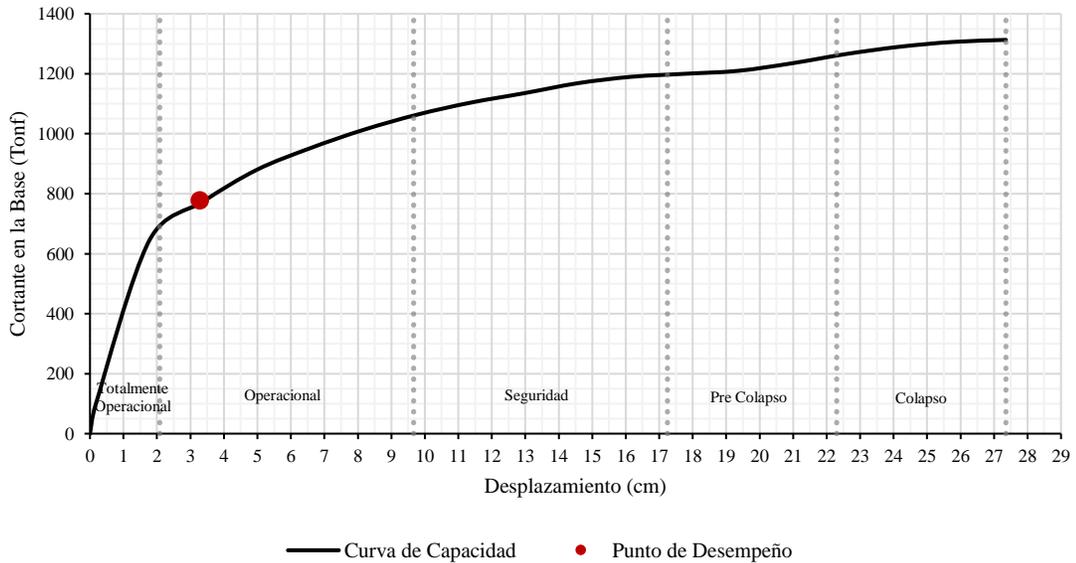


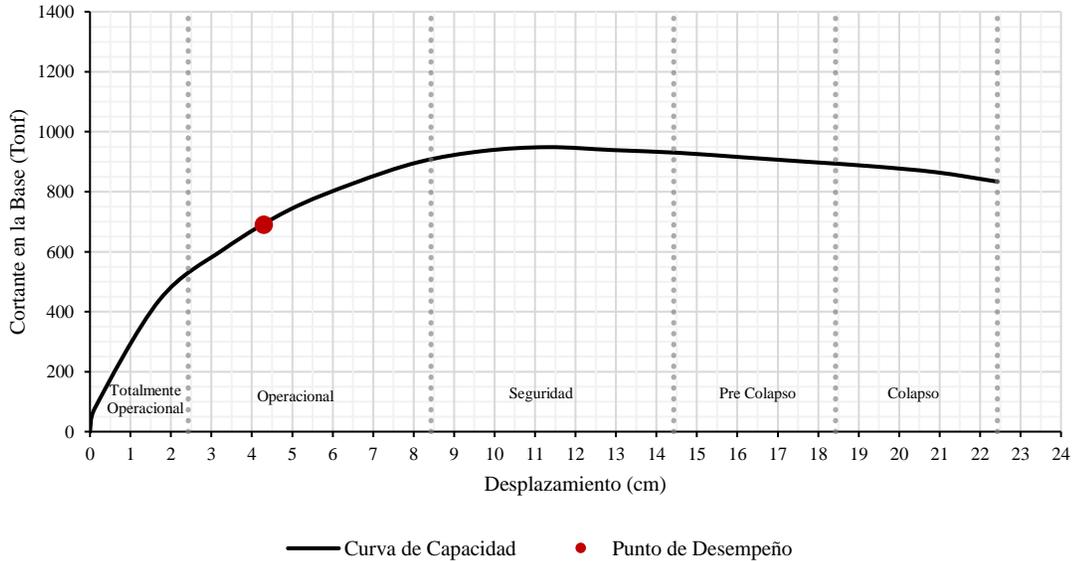
Tabla 42

Parámetros de la curva de capacidad del bloque B con refuerzo - dirección Y.

DIRECCIÓN Y-Y	V_y : Fuerza cortante de fluencia (Tonf)	794.65
	D_y : Desplazamiento de fluencia (cm)	2.43
	K_i : Rigidez lateral elástica (Tonf/m)	25576.11
	K_e : Rigidez lateral efectiva (Tonf/m)	32728.58
	T_i : Periodo fundamental elástico (s)	0.194
	T_e : Periodo fundamental (s)	0.171
	C_m : Factor de masa efectiva	0.90
	S_a : Aceleración espectral	1.58
	W : Peso sísmico del edificio (Tonf)	1187.00
	$\mu_{strength}$: Relación de resistencia	2.05
	C_0 : Coeficiente de ajuste de modo	2.30
	C_1 : Coeficiente de ajuste de desplazamiento	1.59
	C_2 : Coeficiente de ajuste de rigidez	1.02
	δ_t: Desplazamiento máximo esperado (cm)	4.29

Figura 52

Curva de capacidad del bloque B con refuerzo - dirección Y.



En las Figuras 49, 50, 51 y 52 se observa un incremento en la ductilidad y capacidad de los bloques analizados, en comparación con las estructuras originales sin refuerzo. Las curvas de capacidad evidencian esta mejora, indicando que las estructuras reforzadas alcanzan un nivel de desempeño operacional conforme a los criterios de la norma.

Nivel de desempeño

Al igual que las estructuras sin refuerzo, se determinaron los niveles de desempeño frente a un sismo raro con un periodo de retorno de 475 años, siguiendo las bases propuestas por el comité VISION 2000.

A continuación, se define la siguiente nomenclatura:

	Nivel de desempeño esperado
✓	Nivel de desempeño alcanzado

Tabla 43

Nivel de desempeño sísmico del bloque A con refuerzo.

Peligro Sísmico	Niveles de Desempeño Sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Pre-Colapso	Colapso
Dirección X		✓			
Dirección Y		✓			

Tabla 44

Nivel de desempeño sísmico del bloque B con refuerzo.

Peligro Sísmico	Niveles de Desempeño Sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Pre-Colapso	Colapso
Dirección X		✓			
Dirección Y		✓			

Derivas

Las Figuras 53 y 54 muestran las derivas en las direcciones X e Y de cada bloque.

Figura 53

Derivas de entrepiso del bloque A con refuerzo - análisis estático no lineal.

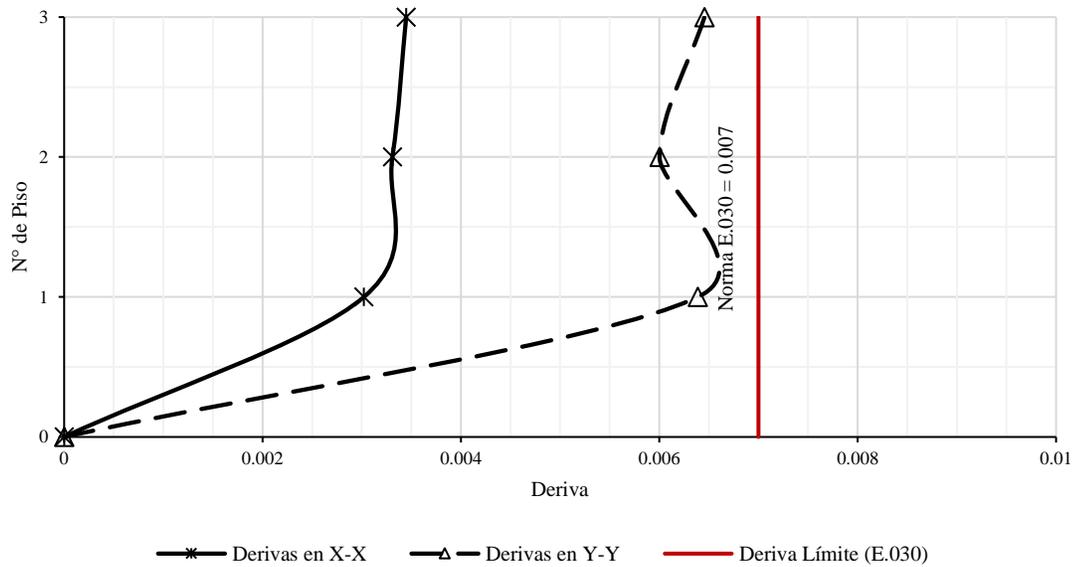
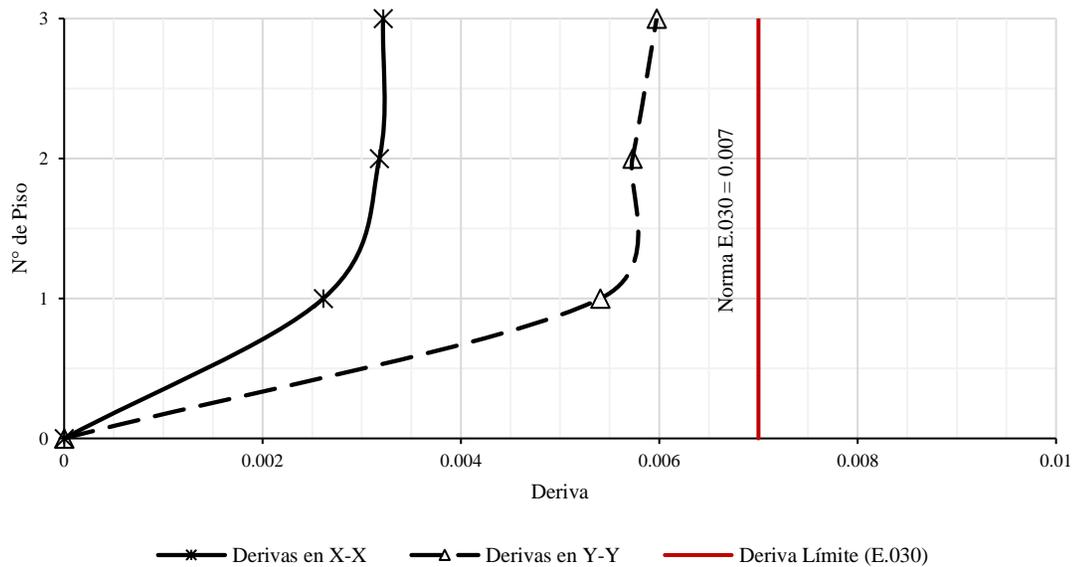


Figura 54

Derivas de entrepiso del bloque B con refuerzo - análisis estático no lineal.



3.5.10. Presentación de Resultados

En esta sección se presentan los resultados de los desplazamientos y derivas de entrepiso para cada nivel de los bloques analizados, obtenidos mediante dos metodologías de evaluación: el análisis dinámico lineal y el análisis estático no lineal (pushover). Asimismo, se verifica el cumplimiento de los límites de deriva máxima establecidos por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Los resultados obtenidos se presentan en las Tablas 45, 46, 47 y 48.

Tabla 45

Desplazamientos y derivas: estructuras sin refuerzo – análisis dinámico lineal.

Bloque	Nivel	Desplazamiento (m)		Deriva		Deriva < 0.007	
		X	Y	X	Y	X	Y
A	1°	0.0086	0.0061	0.0023	0.0016	Cumple	Cumple
	2°	0.0089	0.0066	0.0024	0.0017	Cumple	Cumple
	3°	0.0094	0.0050	0.0025	0.0013	Cumple	Cumple
B	1°	0.0108	0.0052	0.0029	0.0014	Cumple	Cumple
	2°	0.0109	0.0063	0.0029	0.0017	Cumple	Cumple
	3°	0.0184	0.0056	0.0049	0.0015	Cumple	Cumple

Tabla 46

Desplazamientos y derivas: estructuras sin refuerzo – análisis estático no lineal.

Bloque	Nivel	Desplazamiento (m)		Deriva		Deriva < 0.007	
		X	Y	X	Y	X	Y
A	1°	0.0273	0.0088	0.0072	0.0023	No cumple	Cumple
	2°	0.0290	0.0096	0.0077	0.0026	No cumple	Cumple
	3°	0.0318	0.0072	0.0085	0.0019	No cumple	Cumple
B	1°	0.0209	0.0070	0.0055	0.0018	Cumple	Cumple
	2°	0.0209	0.0080	0.0056	0.0021	Cumple	Cumple
	3°	0.0330	0.0069	0.0088	0.0018	No cumple	Cumple

Tabla 47*Desplazamientos y derivas: estructuras con refuerzo – análisis dinámico lineal.*

Bloque	Nivel	Desplazamiento (m)		Deriva		Deriva < 0.007	
		X	Y	X	Y	X	Y
A	1°	0.0116	0.0213	0.0031	0.0056	Cumple	Cumple
	2°	0.0121	0.0208	0.0032	0.0055	Cumple	Cumple
	3°	0.0108	0.0195	0.0029	0.0052	Cumple	Cumple
B	1°	0.0149	0.0145	0.0039	0.0038	Cumple	Cumple
	2°	0.0164	0.0152	0.0044	0.0041	Cumple	Cumple
	3°	0.0126	0.0116	0.0034	0.0031	Cumple	Cumple

Tabla 48*Desplazamientos y derivas: estructuras con refuerzo – análisis estático no lineal.*

Bloque	Nivel	Desplazamiento (m)		Deriva		Deriva < 0.007	
		X	Y	X	Y	X	Y
A	1°	0.0115	0.0243	0.0030	0.0064	Cumple	Cumple
	2°	0.0124	0.0225	0.0033	0.0060	Cumple	Cumple
	3°	0.0129	0.0242	0.0034	0.0065	Cumple	Cumple
B	1°	0.0099	0.0205	0.0026	0.0054	Cumple	Cumple
	2°	0.0119	0.0215	0.0032	0.0057	Cumple	Cumple
	3°	0.0121	0.0224	0.0032	0.0060	Cumple	Cumple

Tabla 49*Comparación de derivas de los bloques sin refuerzo y con refuerzo – análisis estático no lineal.*

Bloque	Nivel	Deriva		Porcentaje de Reducción
		Sin Refuerzo	Con Refuerzo	
A	1°	0.0072	0.0030	58%
	2°	0.0077	0.0033	57%
	3°	0.0085	0.0034	59%
B	1°	0.0055	0.0026	53%
	2°	0.0056	0.0032	43%
	3°	0.0088	0.0032	63%

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis de Resultados

En este capítulo, se presenta el análisis de los resultados obtenidos en el estudio de la respuesta sísmica de los bloques A y B, tanto sin refuerzo como con refuerzo mediante disipadores histeréticos de pandeo restringido (BRB). La respuesta sísmica de ambas estructuras se evaluó mediante el cálculo de derivas en las direcciones X e Y, utilizando un análisis dinámico lineal y un análisis estático no lineal. En el análisis pushover, el cálculo del nivel de desempeño frente a un sismo raro se realizó específicamente para determinar las derivas en esa condición.

4.1.1. Respuesta Sísmica de los Bloques Sin Refuerzo

Análisis Dinámico Lineal

Según la Tabla 45, las derivas calculadas no excedieron el valor máximo permitido por la Norma E.030.

Análisis Estático No Lineal

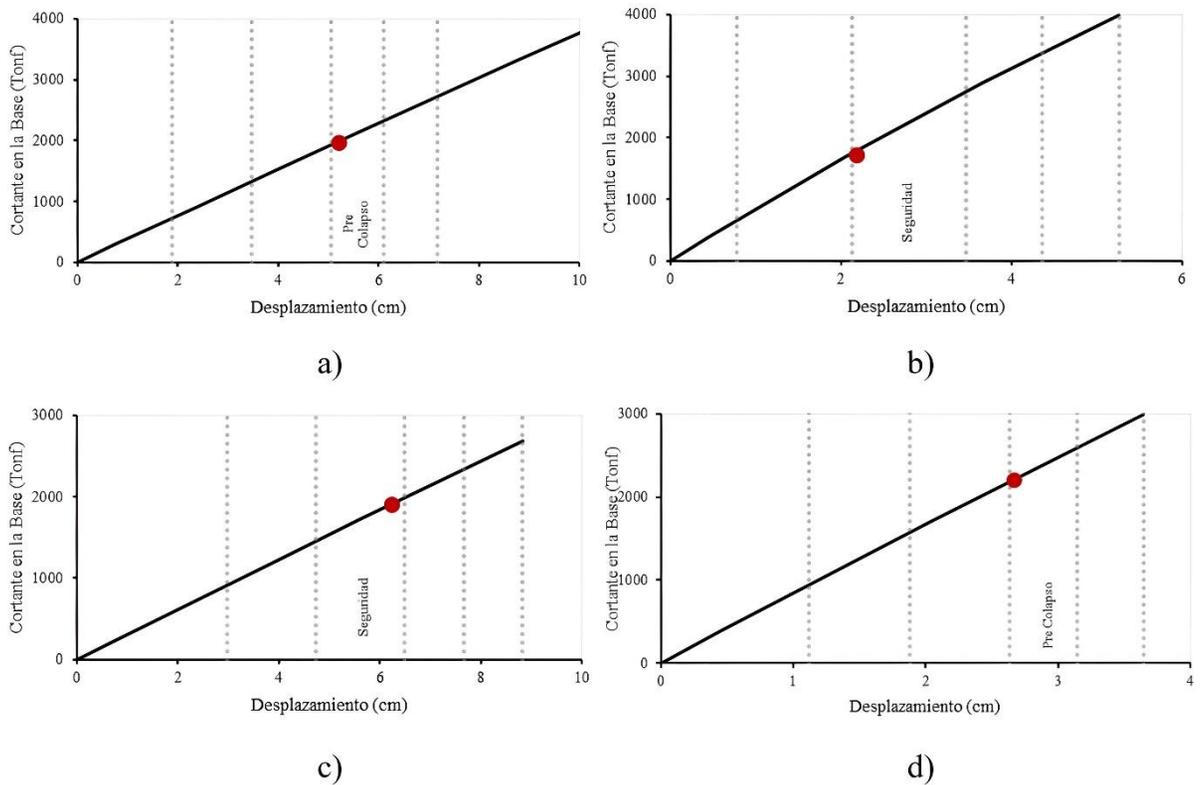
Los resultados presentados en la Tabla 46 evidenciaron un comportamiento crítico en ambos bloques, sobrepasando el límite en la dirección X mientras que en la dirección Y permanecen dentro de los límites normativos.

Respuesta Estructural Global

El análisis de la curva de capacidad de los bloques mostró un comportamiento frágil de las estructuras, caracterizado principalmente por su limitada capacidad de deformación inelástica, pérdida repentina de resistencia después del rango elástico y un alto riesgo de falla frágil por columna corta ante sismos raros.

Figura 55

Curvas de capacidad de los bloques sin refuerzo.



Nota. (a) A – Dir. X, (b) A – Dir. Y, (c) B – Dir. X, (d) B – Dir. Y.

Este comportamiento frágil, junto a las derivas excesivas y niveles de desempeño cercanos al pre-colapso en ambos bloques presentadas por el análisis no lineal, indica la necesidad de incorporar medidas de reforzamiento estructural para mejorar la capacidad de deformación inelástica, reducir las derivas en la dirección X, cambiar el mecanismo de falla frágil a dúctil y garantizar un comportamiento sísmico óptimo frente a sismos raros.

4.1.2. Respuesta Sísmica de los Bloques Con Refuerzo

Sistema de Reforzamiento

Se implementó un sistema de reforzamiento en cada bloque mediante 18 disipadores de pandeo restringido (BRB). La configuración utilizada comprende seis disipadores por nivel en disposición diagonal y con un área de núcleo de 65 cm^2 , según la Tabla 36. El bloque A presenta

cuatro disipadores perimetrales en dirección X y dos disipadores interiores en dirección Y, mientras que el bloque B todos los disipadores se encuentran en la zona exterior de la estructura, priorizando el eje X con la finalidad de mitigar el nivel de desempeño de pre-colapso en esta dirección. Las Figuras 43 y 44 muestran la distribución espacial de los BRB.

Análisis Dinámico Lineal

Según la Tabla 47, las derivas cumplen con el límite máximo de la Norma E.030.

Análisis Estático No Lineal

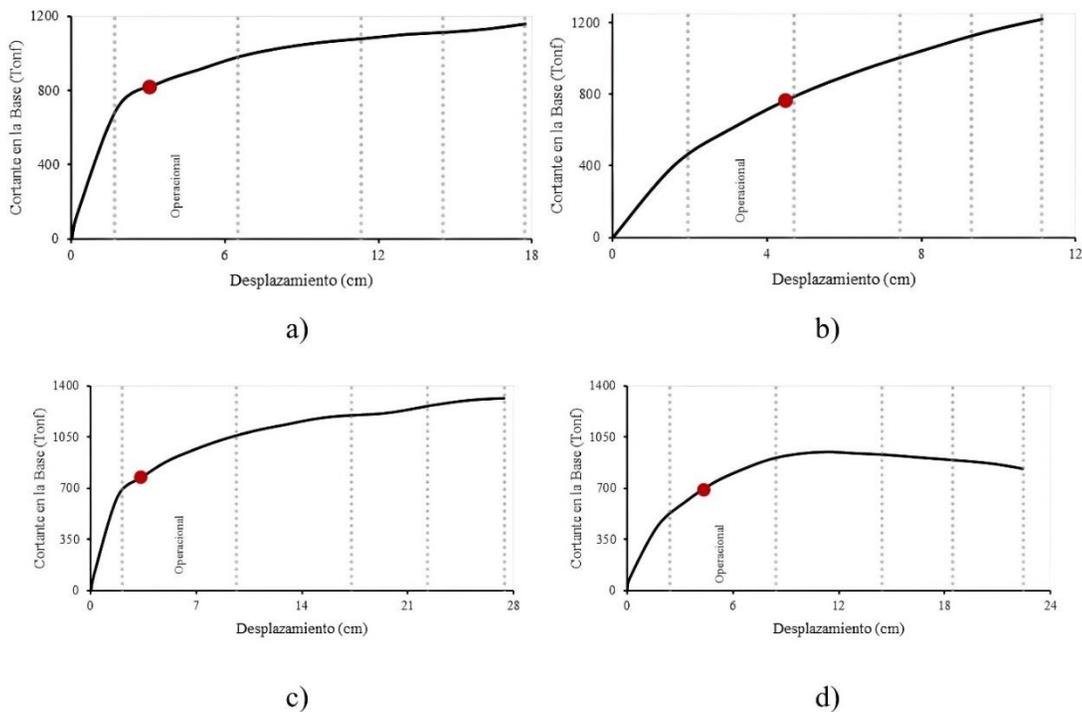
Según la Tabla 48, las derivas son menores que el máximo admisible por la Norma E.030.

Respuesta Estructural Global

El análisis de la curva de capacidad de los bloques mostró un comportamiento dúctil de las estructuras, caracterizado por su capacidad de deformación inelástica.

Figura 56

Curvas de capacidad de los bloques con refuerzo.



Nota. (a) A – Dir. X, (b) A – Dir. Y, (c) B – Dir. X, (d) B – Dir. Y.

El comportamiento dúctil, las derivas inferiores al límite establecido y el nivel de desempeño operacional alcanzado frente a un sismo raro en el análisis estático no lineal de los bloques, indica la efectividad de los disipadores al optimizar la respuesta sísmica de las estructuras.

4.1.3. Efectividad del Sistema de Reforzamiento con Disipadores BRB

El análisis dinámico lineal considera las fuerzas sísmicas aplicadas de manera proporcional a la masa de la estructura y este asume un comportamiento lineal elástico, lo que significa que las deformaciones son proporcionales a las fuerzas aplicadas. En estructuras con elevada rigidez, las deformaciones resultan muy pequeñas para las fuerzas sísmicas que se le apliquen, cumpliendo con los criterios establecidos por la Norma E.030. Sin embargo, esto no implica que sea segura ante condiciones sísmicas severas, lo que destaca la importancia de realizar análisis no lineales. Este último considera el comportamiento inelástico de la estructura, permitiendo evaluar la ductilidad de la estructura lo que es esencial para la absorción de energía sísmica. Al verificar en el análisis no lineal que la estructura presenta fallas frágiles, es posible demostrar que su capacidad para absorber y disipar energía es deficiente aun cuando las derivas cumplan con la Norma E.030 del análisis lineal.

En el caso de las estructuras del pabellón 1A al no presentar juntas entre la tabiquería y pórtico, tienen una alta rigidez inicial por lo que las derivas calculadas por el análisis dinámico lineal cumplen con la norma. Sin embargo, en la evaluación no lineal de estas, se aprecia una deficiente ductilidad trayendo consigo fallas frágiles en las estructuras. Por esta razón, para determinar la influencia de los disipadores de pandeo restringido (BRB) en la respuesta sísmica de las estructuras sólo se consideraron los resultados del análisis estático no lineal, centrándose

especialmente en la dirección X, identificada como la más crítica, por presentar derivas que sobrepasan los límites establecidos por la Norma E.030.

4.2. Discusión de Resultados

De acuerdo a la Tabla 49, los resultados obtenidos en el Pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca demuestran una reducción en las derivas de entrepiso tras la implementación de disipadores BRB.

Comparando estos resultados con la investigación de Manosalva Ludeña (2023), se encuentran coincidencias en edificaciones ubicadas en la Zona III según la Norma E.030, donde Manosalva reportó reducciones de 46% y 59% en los ejes X e Y. La similitud entre ambos estudios, principalmente el valor de 59% de reducción, confirma la efectividad de los disipadores BRB como solución de reforzamiento sísmico.

La investigación de Barriga Cáceres & Verano Díaz (2022), reporta una reducción del 88% en las derivas para el caso de sismo ocasional. Si bien este porcentaje es mayor al obtenido en nuestro estudio (43-63%), hay que mencionar que el análisis de esta investigación se realizó bajo condiciones de un sismo raro, que representa una demanda sísmica mayor.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

- El análisis dinámico lineal de los bloques del Pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca mostró derivas dentro de los límites de la Norma E.030 debido a la alta rigidez inicial ocasionado por la tabiquería no aislada del pórtico; sin embargo, el análisis estático no lineal (Pushover) mostró la verdadera respuesta sísmica del edificio, evidenciando un comportamiento frágil en las curvas de capacidad y alcanzando niveles de desempeño de pre-colapso en ambos bloques. Esto indica una respuesta sísmica crítica frente a sismos raros, representando un riesgo para una edificación educativa.
- La implementación de disipadores histeréticos tipo BRB validó la hipótesis planteada inicialmente, superando la reducción esperada del 20% en el comportamiento sísmico del Pabellón 1A. Los resultados mostraron reducciones en las derivas de entrepiso de 58%, 57% y 59% para el primer, segundo y tercer nivel respectivamente del bloque A, mientras que en el bloque B se presentaron disminuciones del 53%, 43% y 63 % en los mismos niveles, todos en la dirección X, mostrando un comportamiento eficiente del sistema en todos los niveles de la edificación.
- El reforzamiento con disipadores BRB logró mejorar el desempeño estructural, convirtiendo el comportamiento frágil inicial en un comportamiento dúctil, como se observa en la curva de capacidad. Las estructuras reforzadas alcanzaron un nivel de desempeño operacional en ambas direcciones, cumpliendo con los requerimientos establecidos por SEAOC para edificaciones esenciales.

5.2. Recomendaciones

- Se recomienda implementar disipadores tipo BRB urgentemente al pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca, debido a que podría colapsar en un eventual evento sísmico. Esta incorporación debe realizarse con mano de obra calificada para la instalación y mantenimiento de los disipadores, asegurando así su óptimo funcionamiento a lo largo de la vida útil de la estructura.
- Se sugiere analizar el comportamiento de los disipadores BRB bajo diferentes niveles de amenaza sísmica, incluyendo en el análisis la interacción suelo – estructura, para obtener una mayor información acerca de su desempeño.
- Se recomienda extender este tipo de análisis y reforzamiento a otras edificaciones esenciales similares en la zona sísmica III o IV, especialmente aquellas construidas antes de 1997.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*.
- Aguiar, R., Del Castillo, F., Ávila, V., Coyago, H., & Cedeño, A. (2017). Diseño de contraviento y placas gusset de conexión para soportar disipadores de energía. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 22, 227–249.
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2015). Moment-Rotation and Moment-Curvature diagram for reinforced concrete and steel elements with ASCE/SEI 41 and Computer System CEINCI-LAB. In *Revista CIENCIA* (Vol. 17).
- Álvarez, J. C., Guerrero Bobadilla, H., Terán, A., & Moreno, Á. (2022). Método simplificado de diseño sísmico de edificios de marcos equipados con amortiguadores viscosos con comportamiento no lineal. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 109, 110–146.
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.
- ANSI/AISC 341-16. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- ANSI/AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- ASCE/SEI 7-16. (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. In *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers (ASCE).
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Astroza, R. (2007). *Estudio de la respuesta sísmica de edificios mediante la dinámica de propagación de ondas* [Magister]. Universidad de Chile.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: Vol. 1*.

- Barriga Cáceres, D. A., & Verano Díaz, D. I. (2022). *Reforzamiento con disipadores metálicos del Pabellón A de Ingeniería Civil de la PUCP* [Tesis]. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bruno Bazzano, J., & Pérez Zerpa, J. (2017). Introducción al Análisis No Lineal de Estructuras. In *Análisis No Lineal de Estructuras*.
- Cajaleón León, E. A. (2017). *Comportamiento inelástico de pórticos de concreto armado con vigas reforzadas a flexión con CFRP* [Tesis]. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Cámara Chilena de la Construcción. (2011). *Protección sísmica de estructuras. Sistemas de aislación sísmica y disipación de energía*.
- Cancelado, R. (2012). *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostamiento de pandeo restringido*. Universidad Nacional de Colombia.
- Chaparro, A. C., Suárez, A., Benjumea, J., & Villalba-Morales, J. D. (2021). Desempeño Sísmico y Cantidades de Obra de Edificaciones Aporticadas de Concreto Reforzado Diseñadas para Diferentes Capacidades de Disipación de Energía. *Revista EIA*, 18(35), 1–16.
- Choque, J., & Luque, E. (2019). *Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030* [Tesis].
- Comisión Económica para América Latina y el Caribe. (2014). *Manual para la Evaluación de Desastres*.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design- A Guide for Practicing Engineers* (National Institute of Standards and Technology, Ed.).

- Fuentes, J. (2015). *Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso* [Tesis]. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Gálvez, A., & Paredes, A. (2023). *Análisis sísmico de edificaciones de mediana altura aplicando riostras BRB y comparación con sistema estructural convencional con pórtico resistente a momento*.
- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras* (P. Maragno, Ed.). CAF-Banco de Desarrollo de América Latina.
- González, V., Botero, J. C., Rochel, R., Vidal, J., & Álvarez, M. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y Ciencia*, 1, 67–76.
- Hernández Ávila, J. R. (2014). *Modelación inelástica dinámica simplificada de edificaciones de concreto reforzado*.
- Hussain, S., Benschoten, P., Al Satari, M., & Lin, S. (2005). *Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues*.
- Instituto Nacional de Defensa Civil. (2001). *Informes de los principales desastres ocurridos en el Perú*.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2017). *Características de la infraestructura de las viviendas particulares*.
- Jurado Guerra, C., & Mendoza Quintana, M. (2012). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Edificaciones, pero aceptando una deriva máxima de 1%* [Tesis]. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Kersting, R. A., Fahnestock, L. A., & López, W. A. (2015). Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames A Guide for Practicing Engineers. In *NEHRP Seismic Design Technical Brief* (Issue 11).

- Manosalva Ludeña, J. (2023). *Diseño de un disipador energético de tipo Buckling - Restrained Braces (BRB) para edificaciones en las zonas sísmicas II y III del Perú* [Tesis]. Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas.
- Manrique, A. (2018). *Diseño de conexiones*.
- Marshall, J. D. (2021). Buckling-Restrained Braces and Their Implementation in Structural Design of Steel Buildings. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 1–11.
- Norma E.020 Cargas, Diario El Peruano (2020).
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente, Diario El Peruano (2018).
- NTP 339.181 Concreto. Determinación Del Número de Rebote Del Concreto Endurecido. Método de Ensayo (2016).
- Oficina de Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres. (2021). *La base de datos sobre desastres EM-DAT*.
- Ottazzi Pasino, G. (2015). *Apuntes del curso concreto armado I* (Decimoquinta).
- Oviedo, J., & Del Pilar, M. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado* (Vol. 4).
- Pittí, R. (2013). Estado del arte de los sistemas de protección sísmica para edificios. *Portal de Revistas Académicas*.
- Proaño Tataje, L. R. (2012). *Comportamiento de vigas de concreto armado reforzadas externamente con platinas de fibras de carbono* [Tesis]. Universidad Nacional de Ingeniería.
- SEAOC. (1995). Vision 2000 Committee. *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings*.

- Sepúlveda Solís, N. S. (2022). *Rehabilitación sísmica de una estructura industrial existente en Chile mediante la incorporación de Diagonales con Pandeo Restringido* [Tesis]. Universidad de Chile.
- Tavera, H. (2020). *Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú, Informe Técnico N° 004-2020/IGP*.
- Tsai, K.-C., Lai, J.-W., Hwang, Y.-C., Lin, S.-L., & Weng, C.-H. (2004). *Research and application of double core Buckling Restrained Braces in Taiwan*.
- Vargas, D. (2024). *Influencia de los disipadores de fluido viscoso en el comportamiento estructural de una edificación de ocho niveles, Cajamarca 2023*. Universidad Nacional Autónoma de Chota.
- Vásquez, W. (2017). *Estudio comparativo del comportamiento estructural de una edificación con y sin disipadores de energía considerando el efecto de la interacción suelo-estructura* [Tesis]. Universidad Nacional de Cajamarca.
- Villarreal Castro, G., & Aguila Gómez, C. (2021). Soil-Structure interaction and its influence on the seismic response of RC buildings. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26, 426–471.
- Vórtize Arquitectos. (2023, November). *Diagrama momento - curvatura*.
<https://www.vortize.com/blog/diagramas-momento-curvatura/>
- Wight, J. K., & MacGregor, J. G. (2016). *Reinforced Concrete Mechanics & Design* (Vol. 6th).
- Yue, Y., Jia, K., Chen, T., Li, C., & Bai, Y. (2022). Stability formulations and design of buckling-restrained braces considering stiffness degradation. *Structures*, 37, 140–153.

ANEXOS

A. Evaluación de la Estructura Existente

Anexo 1: Planos de Ubicación del Pabellón 1A

Anexo 2: Planos de Arquitectura del Pabellón 1A

Anexo 3: Planos de Estructuras del Pabellón 1A

Anexo 4: Panel Fotográfico

Anexo 5: Ensayos No Destructivos de Resistencia del Concreto (Esclerometría)

Anexo 6: Verificación de Irregularidades

B. Análisis Estructural

Anexo 7: Representación No Lineal de Vigas y Columnas

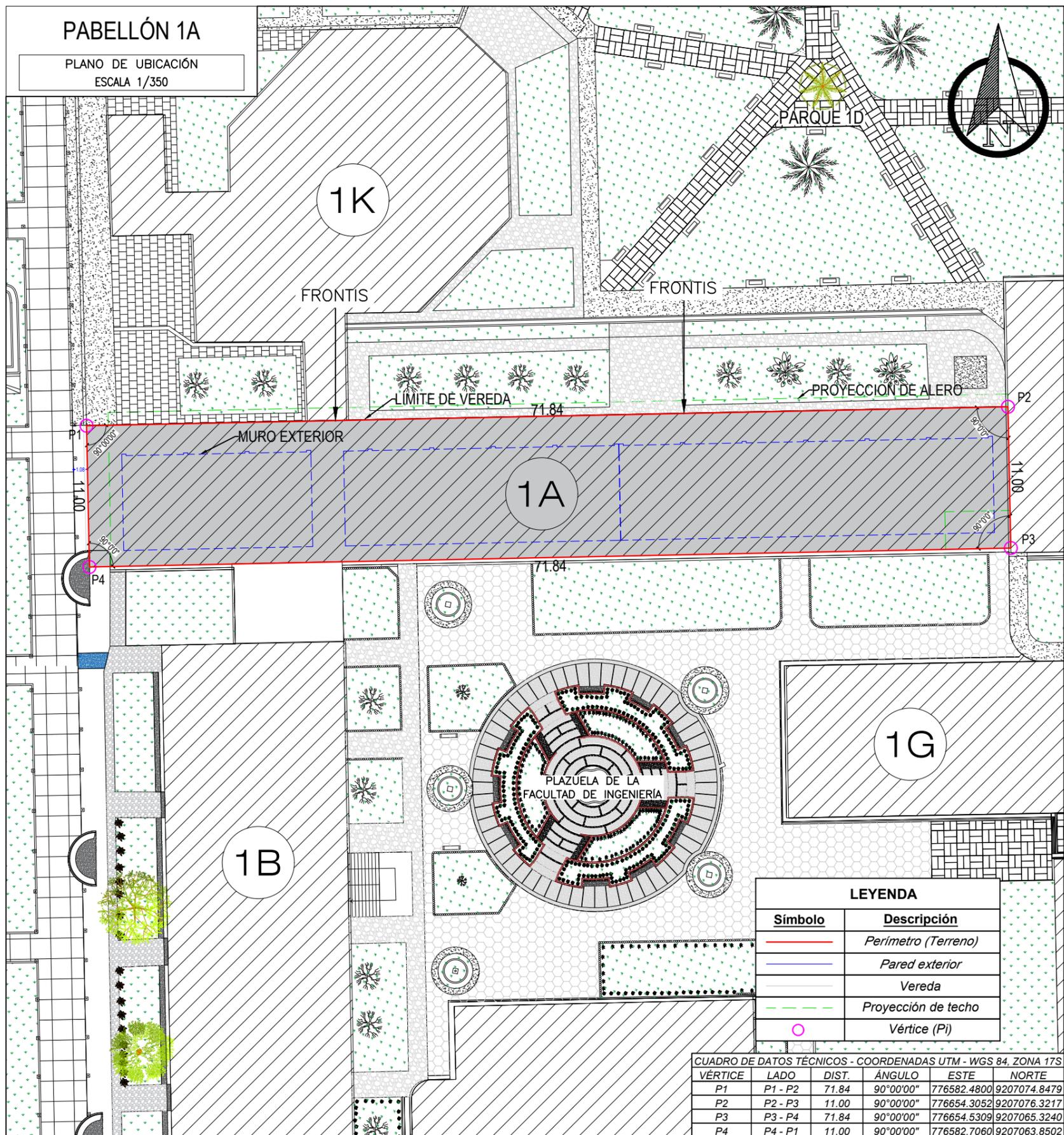
C. Diseño de Reforzamiento

Anexo 8: Tabla de Factor de Ajuste de Rigidez en Disipadores CoreBrace

Anexo 9: Diseño de Conexiones - BRB

Anexo 10: Planos de Reforzamiento Estructural – BRB

ANEXO 1
PLANOS DE UBICACIÓN DEL PABELLÓN 1A



ESQUEMA DE LOCALIZACIÓN
ESCALA 1:4000

ZONIFICACIÓN: ZONA E-3, ZONA PARA EDUCACIÓN UNIVERSITARIA

ÁREA DE ESTRUCTURACIÓN URBANA: ÁREA II - ÁREA URBANA

REGIÓN	: CAJAMARCA
PROVINCIA	: CAJAMARCA
DISTRITO	: CAJAMARCA
SECTOR	: I3 -AJOSCANCHA
NOMBRE DE LA VÍA	: Av. ATAHUALPA
N° DEL PREDIO	: 1050
LUGAR	: CIUDAD UNIVERSITARIA UNC - SEDE CENTRAL CAJAMARCA
ZONA	: 1
INMUEBLE	: EDIFICIO 1A

UNC
NACIONAL

UNIVERSIDAD DE CAJAMARCA

Conseguir la vida a la defensa de la verdad

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESTIS:
 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL PABELLÓN 1A DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA AL INCORPORAR DISIPADORES HISTERÉTICOS TIPO BRB

TESTISTA:
 TOMAS ENRIQUE SALAZAR CASTILLO

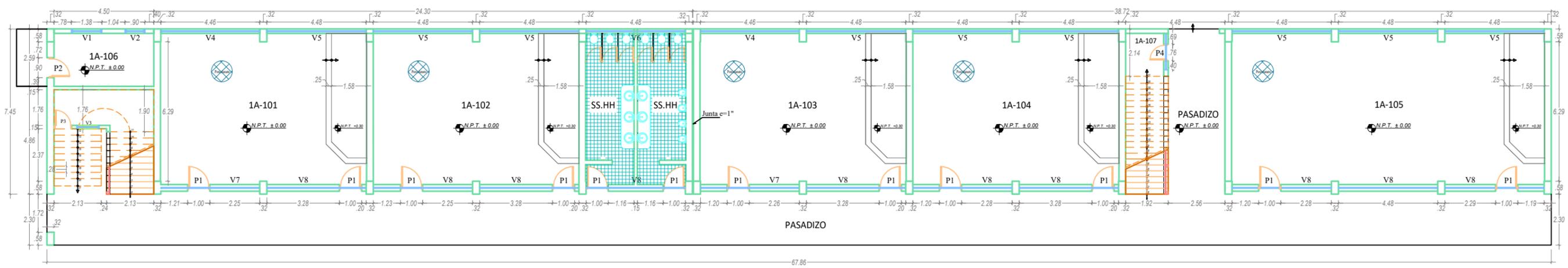
PLANO:
 UBICACIÓN - PABELLÓN 1A

FECHA: 2024 **ESCALA:** INDICADA

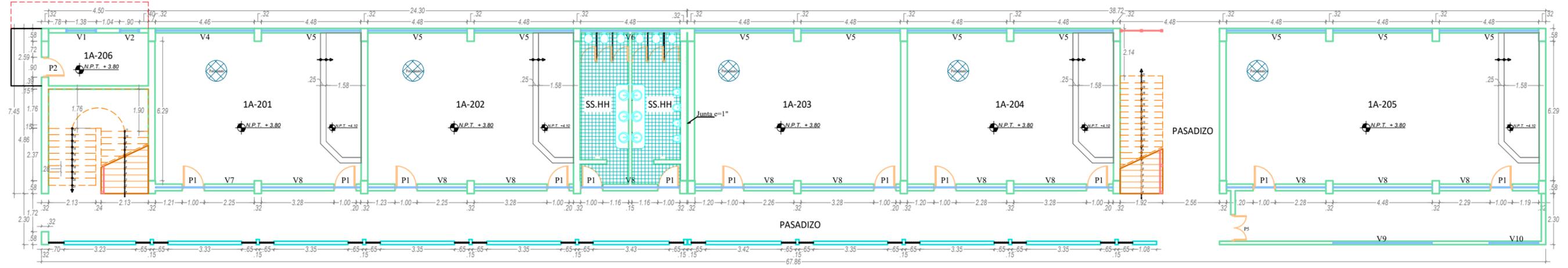
LÁMINA:

U1

ANEXO 2
PLANOS DE ARQUITECTURA DEL PABELLÓN 1A



PRIMERA PLANTA



SEGUNDA PLANTA

VANOS PRIMERA PLANTA

CUADRO DE PUERTAS			
TIPO	ANCHO (METROS)	ALTURA (METROS)	CANTIDAD
P1	1.00	2.20	12
P2	0.90	2.00	1
P3	0.80	1.70	1
P4	0.76	2.20	1

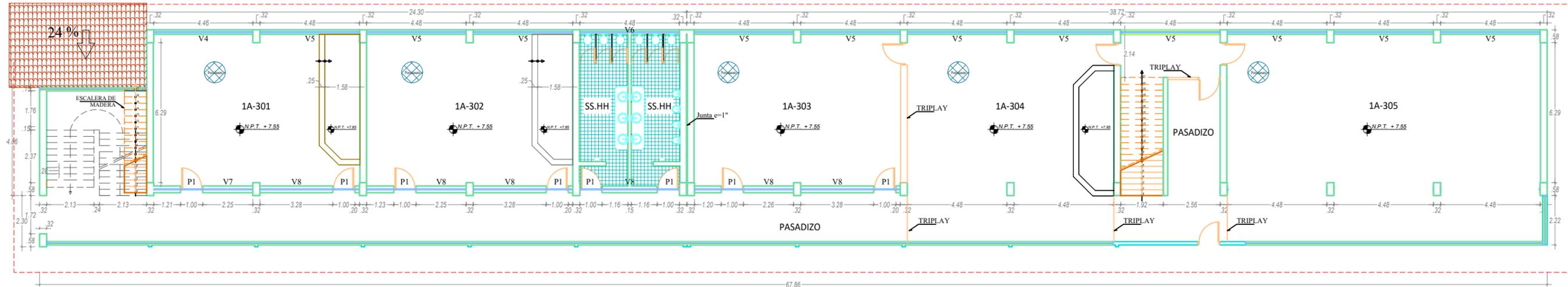
CUADRO DE VENTANAS				
TIPO	ANCHO (METROS)	ALTURA (METROS)	CANTIDAD	ALFEIZAR (METROS)
V1	1.38	1.25	1	1.48
V2	0.90	0.60	1	2.15
V3	1.00	0.50	1	1.20
V4	4.46	2.00	2	1.50
V5	4.48	2.00	3	1.50
V6	4.48	1.07	2	2.43
V7	4.46	0.42	3	3.08
V8	4.48	0.42	2	3.08

VANOS SEGUNDA PLANTA

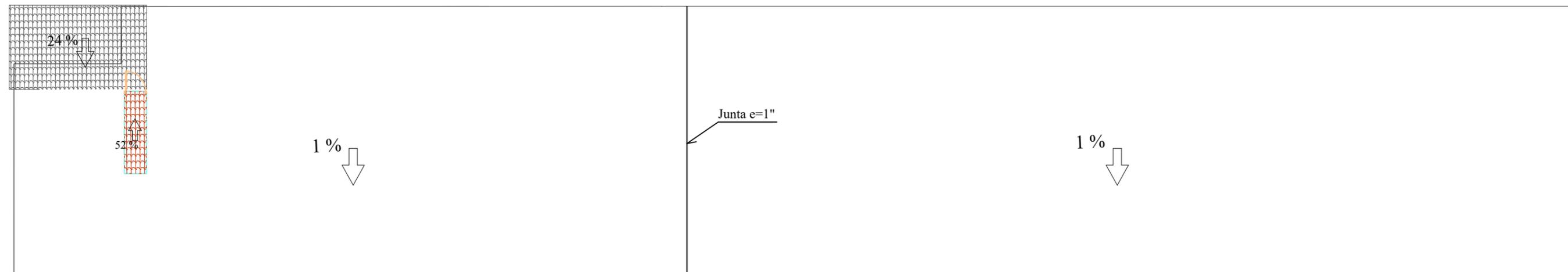
CUADRO DE PUERTAS			
TIPO	ANCHO (METROS)	ALTURA (METROS)	CANTIDAD
P1	1.00	2.20	12
P2	0.90	2.00	1
P5	1.20	2.20	1

CUADRO DE VENTANAS				
TIPO	ANCHO (METROS)	ALTURA (METROS)	CANTIDAD	ALFEIZAR (METROS)
V1	1.38	1.25	1	1.48
V2	0.90	0.60	1	2.15
V4	4.46	2.00	2	1.45
V5	4.48	2.00	3	1.45
V6	4.48	1.07	2	2.38
V7	4.46	0.42	3	3.03
V8	4.48	0.42	2	3.03
V9	4.48	2.00	1	1.45
V10	2.24	1.35	1	2.10

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: EDIFICIO 1A
		PLANO: DISTRIBUCIÓN 1° Y 2° NIVEL
REVISADO POR: MIGUEL MOSQUEIRA MORENO C.I.P. 123456	DOCENTE: MIGUEL MOSQUEIRA MORENO C.I.P. 123456	LÁMINA: A1
DIBUJO: J & H	ARCHIVO: Arquitectura1A.dwg	FECHA: ENERO 2011
		ESCALA: 1/200



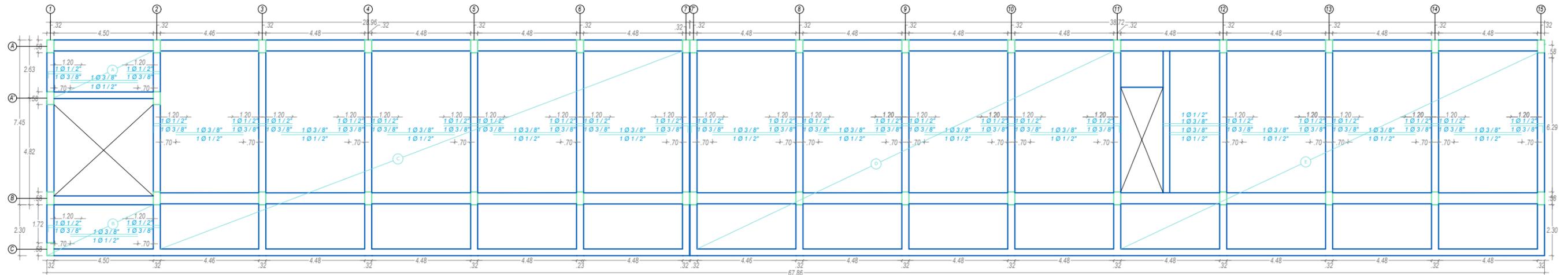
TERCERA PLANTA



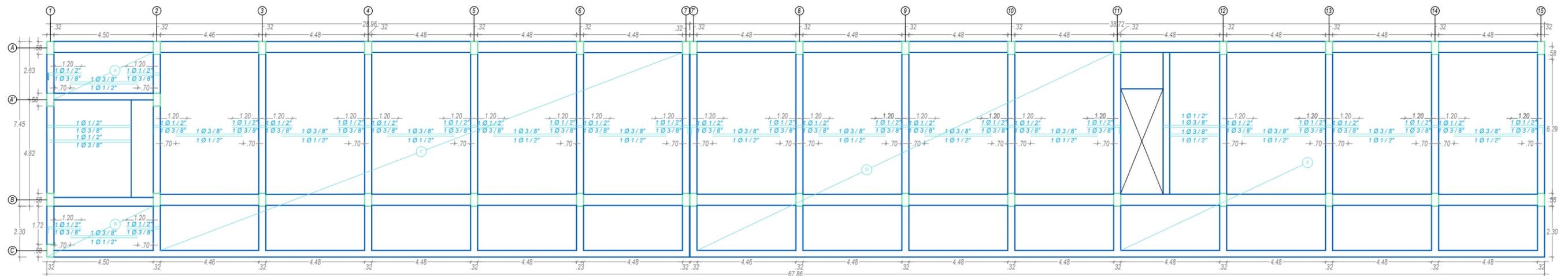
AZOTEA

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: EDIFICIO 1A
		PLANO: DISTRIBUCIÓN 3° NIVEL
REVISADO POR: MIGUEL MOSQUEIRA MORENO <small>C.I.P. 123456</small>	DOCENTE: MIGUEL MOSQUEIRA MORENO <small>C.I.P. 123456</small>	LÁMINA: A2
DIBUJO: J & H	ARCHIVO: Arquitectura1A.dwg	FECHA: ENERO 2011
		ESCALA: 1/200

ANEXO 3
PLANOS DE ESTRUCTURAS DEL PABELLÓN 1A

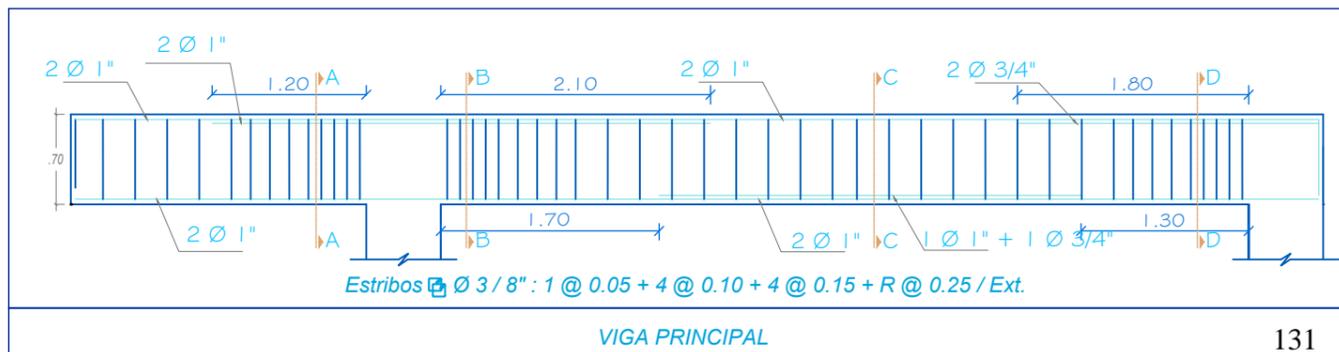


PLANTA TÍPICA



PLANTA AZOTEA

12 Ø 5/8"	10 Ø 5/8"	6 Ø 1"	6 Ø 1"	6 Ø 1"	6 Ø 7/8"	4 Ø 7/8"
Estribos Ø 3/8": 1 @ 0.05 + 6 @ 0.10 + R @ 0.20 / Ext.	Estribos Ø 3/8": 1 @ 0.05 + 6 @ 0.10 + R @ 0.20 / Ext.	Estribos Ø 3/8": 1 @ 0.05 + 4 @ 0.10 + 4 @ 0.15 + R @ 0.25	Estribos Ø 3/8": 1 @ 0.05 + 4 @ 0.10 + 4 @ 0.15 + R @ 0.25	Estribos Ø 3/8": 1 @ 0.05 + 4 @ 0.10 + 4 @ 0.15 + R @ 0.25	Estribos Ø 3/8": 1 @ 0.05 + 4 @ 0.10 + 4 @ 0.15 + R @ 0.25	Estribos Ø 3/8": 1 @ 0.05 + 4 @ 0.10 + 4 @ 0.15 + R @ 0.25
V - 1 : 0.50 x 0.25	V - 2 : 0.30 x 0.25	VP - A-A y B-B : 0.30 x 0.70	VP - C-C : 0.30 x 0.70	VP - D-D : 0.30 x 0.70	COLUMNAS - 1 Y 2 PISO	COLUMNAS - 3 PISO
VIGA DE ARRIOSTRE EJE A - B		VIGA PRINCIPAL			COLUMNA	



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	PROYECTO: EDIFICIO 1A
		PLANO: ESTRUCTURAS
REVISADO POR: MIGUEL MOSQUEIRA MORENO <small>C.I.P. 123456</small>	DOCENTE: MIGUEL MOSQUEIRA MORENO <small>C.I.P. 123456</small>	LÁMINA: E1
DIBUJO: J & H	ARCHIVO: Estructura1A.dwg	FECHA: ENERO 2011
		ESCALA: 1/200

ANEXO 4
PANEL FOTOGRAFICO

PANEL FOTOGRÁFICO

Fotografía N°1

Medición con esclerómetro. Columna A-8



Fotografía N°2

Medición con esclerómetro. Columna A-7'



Fotografía N°3

Medición con esclerómetro. Columna A-7



Fotografía N°4

Medición con esclerómetro. Columna A-6



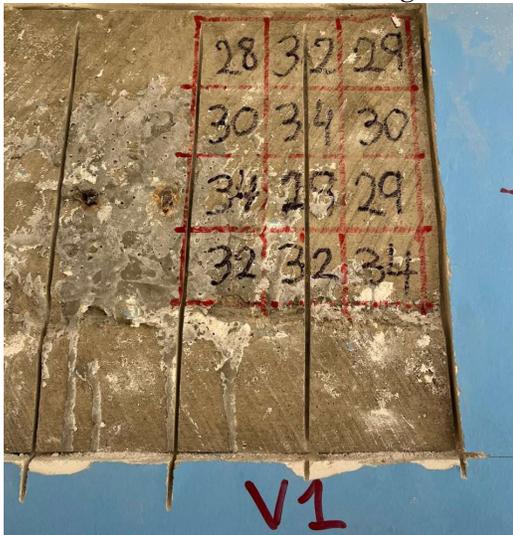
Fotografía N°5
Punto de Ensayo No Realizado por Superficie No Conforme



Fotografía N°6
Punto de Ensayo No Realizado por Superficie No Conforme



Fotografía N°7
Medición con esclerómetro. Viga 6-6



Fotografía N°8
Medición con esclerómetro. Viga 8-8



Fotografía N°9
Punto de ensayo - Columna



Fotografía N°10
Punto de ensayo - Viga



ANEXO 5

**ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS DE RESISTENCIA DEL
CONCRETO (ESCLEROMETRÍA)**



Universidad Nacional de Cajamarca
FACULTAD DE INGENIERÍA
Laboratorio de Ensayo de Materiales



El jefe del Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca expide, la siguiente:

CONSTANCIA

A nombre del Bach. **TOMAS ENRIQUE SALAZAR CASTILLO**, Exalumno de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Cajamarca, con la cual se da constancia que se han realizado las siguientes actividades:

ÍTEM	DETALLE
01	Ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido

Para la Tesis Titulada: “**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL PABELLÓN 1A DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA AL INCORPORAR DISIPADORES HISTÉRICOS TIPO BRB**”. Las actividades se desarrollaron del 04 de setiembre de 2024.

Se expide el presente, para fines que se estime conveniente.

Studio

Cajamarca, 24 de octubre de 2024.

Atentamente:

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA


Ing. Mauro Conzón Vargas
JEFE DEL LABORATORIO ENSAYO DE MATERIALES

c.c. a:
_Archivo



METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)			
MATERIAL:	Concreto	RESPONSABLE LEM:	Ing. Mauro Centurion V.
PROYECTO:	TESIS: "Comportamiento sísmico del pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca al incorporar disipadores histeréticos tipo BRB"		
UBICACIÓN:	CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA		
NORMA TÉCNICA:	NTP: 339.181-2016	OPERADOR:	Tec. Germán Chaffo M.
SOLICITANTE:	Tesista: Tomas Enrique Salazar Castillo	FECHA:	04/setiembre/2024

VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 01			
TIPO:	Columna CA-08	ESCLERÓMETRO:	
RESISTENCIA DE DISEÑO:	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong
EDAD:	-	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578

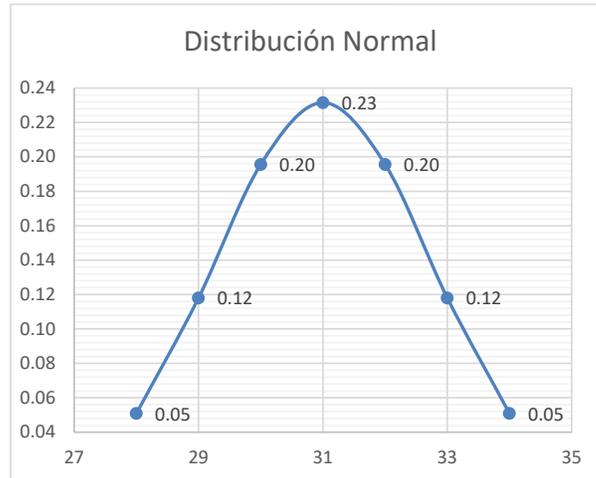
ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	Nº REBOTES	VALIDACIÓN
	33	VALIDO
	32	VALIDO
	31	VALIDO
	33	VALIDO
	28	VALIDO
	29	VALIDO
	32	VALIDO
	30	VALIDO
	32	VALIDO
	33	VALIDO
	33	VALIDO
	30	VALIDO

Ángulo 0°

SEGMENTO	DISTRIBUCIÓN NORMAL
28	0.05
29	0.12
30	0.20
31	0.23
32	0.20
33	0.12
34	0.05

PARÁMETRO ESTADÍSTICO	
PROMEDIO	31
DESVIACIÓN ESTANDAR	1.72

PARAMETRO ESTIMADO	
ORIENTACIÓN	$\alpha=0^\circ$
RESISTENCIA ESTIMADA	220 Kg/cm ²





Universidad Nacional de Cajamarca
FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)			
MATERIAL:	Concreto	RESPONSABLE LEM:	Ing. Mauro Centurion V.
PROYECTO:	TESIS: "Comportamiento sísmico del pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca al incorporar disipadores histeréticos tipo BRB"		
UBICACIÓN:	CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA		
NORMA TÉCNICA:	NTP: 339.181-2016	OPERADOR:	Tec. Germán Chaffo M.
SOLICITANTE:	Tesista: Tomas Enrique Salazar Castillo	FECHA:	04/setiembre/2024

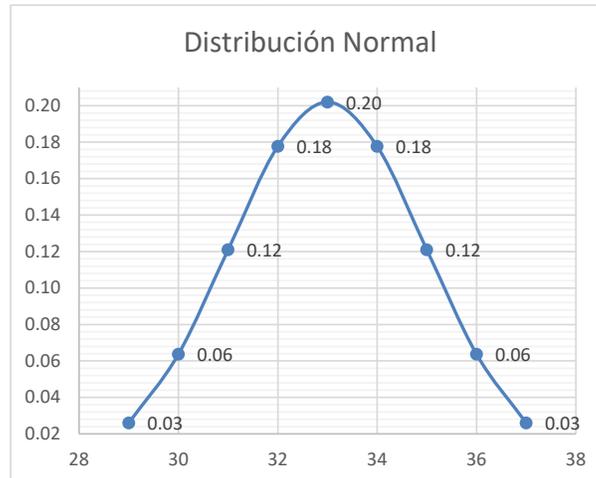
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 01			
TIPO:	Columna CA-7'	ESCLERÓMETRO:	
RESISTENCIA DE DISEÑO:	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong
EDAD:	-	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578

ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	Nº REBOTES	VALIDACIÓN
	35	VALIDO
	34	VALIDO
	33	VALIDO
	34	VALIDO
	29	VALIDO
	34	VALIDO
	32	VALIDO
	29	VALIDO
	33	VALIDO

SEGMENTO	DISTRIBUCIÓN NORMAL
29	0.03
30	0.06
31	0.12
32	0.18
33	0.20
34	0.18
35	0.12
36	0.06
37	0.03

PARÁMETRO ESTADÍSTICO	
PROMEDIO	33
DESVIACIÓN ESTANDAR	1.98

PARAMETRO ESTIMADO	
ORIENTACIÓN	$\alpha-0^\circ$
RESISTENCIA ESTIMADA	250 Kg/cm ²





Universidad Nacional de Cajamarca
FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)			
MATERIAL:	Concreto	RESPONSABLE LEM:	Ing. Mauro Centurion V.
PROYECTO:	TESIS: "Comportamiento sísmico del pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca al incorporar disipadores histeréticos tipo BRB"		
UBICACIÓN:	CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA		
NORMA TÉCNICA:	NTP: 339.181-2016	OPERADOR:	Tec. Germán Chaffo M.
SOLICITANTE:	Tesista: Tomas Enrique Salazar Castillo	FECHA:	04/setiembre/2024

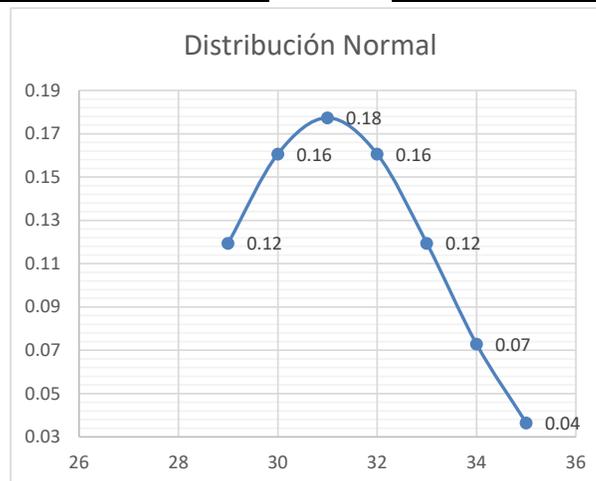
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 01			
TIPO:	Columna CA-7	ESCLERÓMETRO:	
RESISTENCIA DE DISEÑO:	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong
EDAD:	-	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578

ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	Nº REBOTES	VALIDACIÓN
	34	VALIDO
	35	VALIDO
	30	VALIDO
	29	VALIDO
	33	VALIDO
	29	VALIDO
	31	VALIDO
	29	VALIDO
	28	VALIDO
	31	VALIDO
	32	VALIDO
	33	VALIDO

SEGMENTO	DISTRIBUCIÓN NORMAL
29	0.12
30	0.16
31	0.18
32	0.16
33	0.12
34	0.07
35	0.04

PARÁMETRO ESTADÍSTICO	
PROMEDIO	31
DESVIACIÓN ESTANDAR	2.25

PARAMETRO ESTIMADO	
ORIENTACIÓN	$\alpha-0^\circ$
RESISTENCIA ESTIMADA	220 Kg/cm ²





Universidad Nacional de Cajamarca
FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)			
MATERIAL:	Concreto	RESPONSABLE LEM:	Ing. Mauro Centurion V.
PROYECTO:	TESIS: "Comportamiento sísmico del pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca al incorporar disipadores histeréticos tipo BRB"		
UBICACIÓN:	CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA		
NORMA TÉCNICA:	NTP: 339.181-2016	OPERADOR:	Tec. Germán Chaffo M.
SOLICITANTE:	Tesista: Tomas Enrique Salazar Castillo	FECHA:	04/setiembre/2024

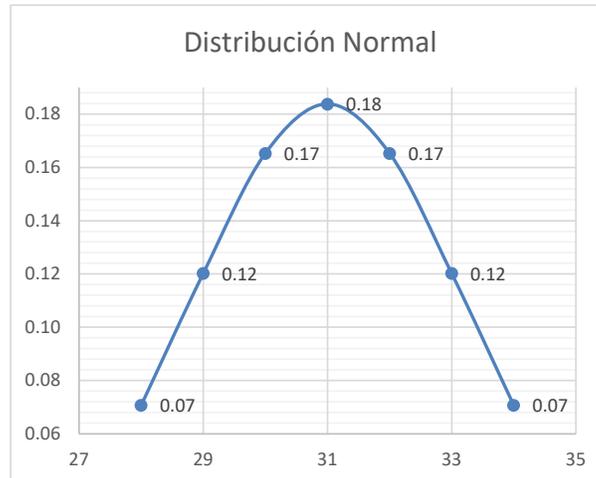
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 01			
TIPO:	Columna CA-6	ESCLERÓMETRO:	
RESISTENCIA DE DISEÑO:	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong
EDAD:	-	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578

ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	Nº REBOTES	VALIDACIÓN
	27	VALIDO
	31	VALIDO
	29	VALIDO
	31	VALIDO
	32	VALIDO
	28	VALIDO
	33	VALIDO
	30	VALIDO
	18	INVALIDO
	31	VALIDO
	34	VALIDO
	20	INVALIDO

SEGMENTO	DISTRIBUCIÓN NORMAL
28	0.07
29	0.12
30	0.17
31	0.18
32	0.17
33	0.12
34	0.07

PARÁMETRO ESTADÍSTICO	
PROMEDIO	31
DESVIACIÓN ESTANDAR	2.17

PARAMETRO ESTIMADO	
ORIENTACIÓN	$\alpha-0^\circ$
RESISTENCIA ESTIMADA	220 Kg/cm ²





Universidad Nacional de Cajamarca
FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENICA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)			
MATERIAL:	Concreto	RESPONSABLE LEM:	Ing. Mauro Centurion V.
PROYECTO:	TESIS: "Comportamiento sísmico del pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca al incorporar disipadores histeréticos tipo BRB"		
UBICACIÓN:	CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA		
NORMA TÉCNICA:	NTP: 339.181-2016	OPERADOR:	Tec. Germán Chaffo M.
SOLICITANTE:	Tesista: Tomas Enrique Salazar Castillo	FECHA:	04/setiembre/2024

VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 01			
TIPO:	Viga: V6-6	ESCLERÓMETRO:	
RESISTENCIA DE DISEÑO:	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong
EDAD:	-	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578

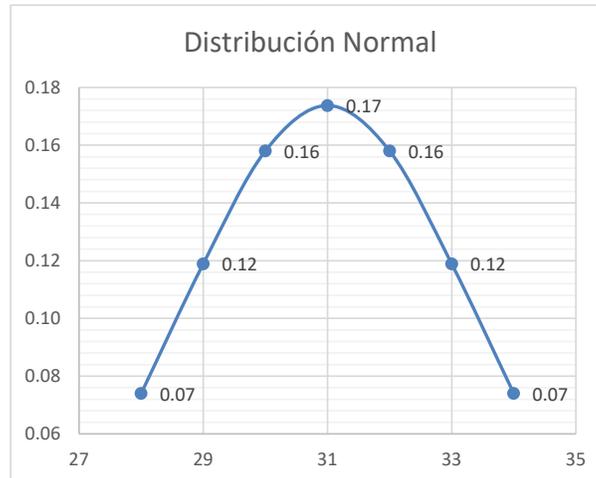
ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	Nº REBOTES	VALIDACIÓN
	28	VALIDO
	32	VALIDO
	29	VALIDO
	30	VALIDO
	34	VALIDO
	30	VALIDO
	34	VALIDO
	28	VALIDO
	29	VALIDO
	32	VALIDO
	32	VALIDO
	34	VALIDO



SEGMENTO	DISTRIBUCIÓN NORMAL
28	0.07
29	0.12
30	0.16
31	0.17
32	0.16
33	0.12
34	0.07

PARÁMETRO ESTADÍSTICO	
PROMEDIO	31
DESVIACIÓN ESTARDAR	2.30

PARAMETRO ESTIMADO	
ORIENTACIÓN	$\alpha-0^\circ$
RESISTENCIA ESTIMADA	220 Kg/cm ²





Universidad Nacional de Cajamarca
FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)			
MATERIAL:	Concreto	RESPONSABLE LEM:	Ing. Mauro Centurion V.
PROYECTO:	TESIS: "Comportamiento sísmico del pabellón 1A de la Universidad Nacional de Cajamarca al incorporar disipadores histeréticos tipo BRB"		
UBICACIÓN:	CAJAMARCA - CAJAMARCA - CAJAMARCA		
NORMA TÉCNICA:	NTP: 339.181-2016	OPERADOR:	Tec. Germán Chaffo M.
SOLICITANTE:	Tesista: Tomas Enrique Salazar Castillo	FECHA:	04/setiembre/2024

VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 01			
TIPO:	Viga: V8-8	ESCLERÓMETRO:	
RESISTENCIA DE DISEÑO:	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong
EDAD:	-	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578

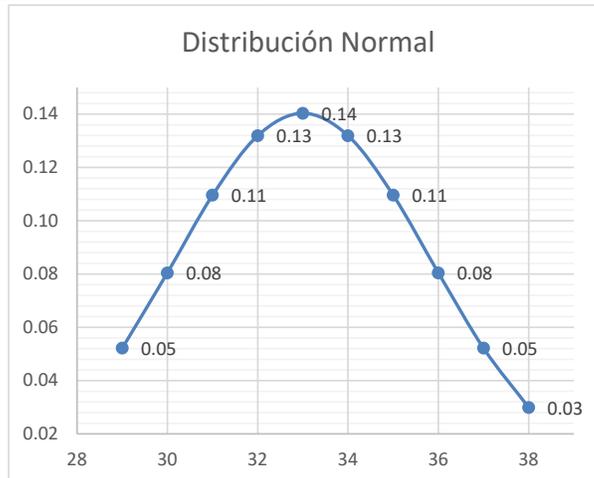
ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	Nº REBOTES	VALIDACIÓN
	32	VALIDO
	36	VALIDO
	36	VALIDO
	38	VALIDO
	34	VALIDO
	35	VALIDO
	30	VALIDO
	30	VALIDO
	29	VALIDO
	31	VALIDO
	34	VALIDO
	32	VALIDO



SEGMENTO	DISTRIBUCIÓN NORMAL
29	0.05
30	0.08
31	0.11
32	0.13
33	0.14
34	0.13
35	0.11
36	0.08
37	0.05
38	0.03

PARÁMETRO ESTADÍSTICO	
PROMEDIO	33
DESVIACIÓN ESTANDAR	2.84

PARAMETRO ESTIMADO	
ORIENTACIÓN	$\alpha-0^\circ$
RESISTENCIA ESTIMADA	250 Kg/cm ²



ANEXO 6
VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

Irregularidades Estructurales en Altura

- Piso Blando

Tabla 6. 1

Irregularidad de rigidez - Piso blando del bloque A.

Dirección	Nivel	Δ Absoluto (m)	Δ Relativo (m)	V (Tonf)	Rigidez Lateral (Tonf/m)	Caso I	Verificación
X	1°	0.0016	0.0016	204.61	124531.89	130 %	No existe
	2°	0.0034	0.0017	163.86	95599.82	190 %	No existe
	3°	0.0051	0.0017	87.76	50322.88	-	-
Y	1°	0.0009	0.0009	204.61	236812.38	141 %	No existe
	2°	0.0018	0.0010	163.86	167372.93	144 %	No existe
	3°	0.0026	0.0008	87.76	116088.76	-	-

Tabla 6. 2

Irregularidad de rigidez - Piso blando del bloque B.

Dirección	Nivel	Δ Absoluto (m)	Δ Relativo (m)	V (Tonf)	Rigidez Lateral (Tonf/m)	Caso I	Verificación
X	1°	0.0022	0.0022	233.64	106831.92	122 %	No existe
	2°	0.0043	0.0021	187.89	87514.25	300 %	No existe
	3°	0.0077	0.0034	98.83	29194.98	-	-
Y	1°	0.0009	0.0009	259.63	297057.21	150 %	No existe
	2°	0.0019	0.0011	208.79	198470.91	183 %	No existe
	3°	0.0029	0.0010	109.82	108407.40	-	-

Los factores de irregularidad son:

Bloque A = 1.0

Bloque B = 1.0

- Piso Débil

Tabla 6. 3

Irregularidad de resistencia - Piso débil del bloque A.

Nivel	Carga	Ubicación	V (Tonf)	Caso I	Verificación
1°	S. Estático	Bottom	204.61	125 %	No existe
2°	S. Estático	Bottom	163.86	187 %	No existe
3°	S. Estático	Bottom	87.76	-	-

Tabla 6. 4

Irregularidad de resistencia - Piso débil del bloque B.

Nivel	Carga	Ubicación	V (Tonf)	Caso I	Verificación
1°	S. Estático	Bottom	233.64	124 %	No existe
2°	S. Estático	Bottom	187.89	190 %	No existe
3°	S. Estático	Bottom	98.83	-	-

- Extrema Rigidez – No existe
- Extrema Resistencia – No existe
- Masa o Peso

Tabla 6. 5

Irregularidad de masa o peso del bloque A.

Nivel	Masa (Tonf-s ² /m)	Peso (Tonf)	Caso I	Caso II	Verificación
1°	35.79	351.12	1.00	0.77	No existe
2°	33.64	330.02	1.30	0.94	No existe
3°	25.92	254.31	1.06	1.00	No Existe

Tabla 6. 6*Irregularidad de masa o peso del bloque B.*

Nivel	Masa (Tonf-s ² /m)	Peso (Tonf)	Caso I	Caso II	Verificación
1°	32.48	318.62	1.00	0.74	No existe
2°	43.81	429.79	1.35	0.98	No existe
3°	44.71	438.60	1.02	1.00	No Existe

- Geometría Vertical – No existe
- Discontinuidad en los Sistemas Resistentes – No existe

Los bloques A y B no presentan irregularidades en altura, por la tanto los factores de irregularidad asignados son:

Bloque A: $I_a = 1.0$

Bloque B: $I_a = 1.0$

Irregularidades Estructurales en Planta

- Torsional

Tabla 6. 7*Irregularidad torsional del bloque A.*

Dirección	Nivel	Deriva Calculada	Deriva Permisible	50% Permisible	Verificación
X	1°	0.0023	0.007	0.0035	No existe
	2°	0.0024	0.007	0.0035	No existe
	3°	0.0029	0.007	0.0035	No existe
Y	1°	0.0016	0.007	0.0035	No existe
	2°	0.0018	0.007	0.0035	No existe
	3°	0.0013	0.007	0.0035	No existe

Tabla 6. 8*Irregularidad torsional del bloque B.*

Dirección	Nivel	Deriva Calculada	Deriva Permisible	50% Permisible	Verificación
X	1°	0.0029	0.007	0.0035	No existe
	2°	0.0029	0.007	0.0035	No existe
	3°	0.0050	0.007	0.0035	No existe
Y	1°	0.0014	0.007	0.0035	No existe
	2°	0.0017	0.007	0.0035	No existe
	3°	0.0015	0.007	0.0035	No existe

- Torsional Extrema – No existe
- Esquinas Entrantes

Tabla 6. 9*Irregularidad esquinas entrantes del bloque A.*

Dirección	Longitud Entrada	Longitud Total	LE/LT	Verificación
X	4.82	28.8	0.17	No existe
Y	2.34	9.17	0.26	Si existe

- Discontinuidad del Diafragma – No existe
- Sistemas No Paralelos – No existe

El bloque A presenta irregularidad por esquinas entrantes, mientras que el bloque B no presentan irregularidades en planta, por la tanto los factores de irregularidad asignados son:

Bloque A: $I_p = 0.9$

Bloque B: $I_p = 1.0$

ANEXO 7
REPRESENTACIÓN NO LINEAL DE VIGAS Y
COLUMNAS

Vigas

Se realizó la creación de rótulas plásticas en vigas siguiendo los lineamientos de la norma ASCE 41-17, en el software ETABS por medio de Hinges.

Figura 7. 1

Creación de rótula plástica en una viga.

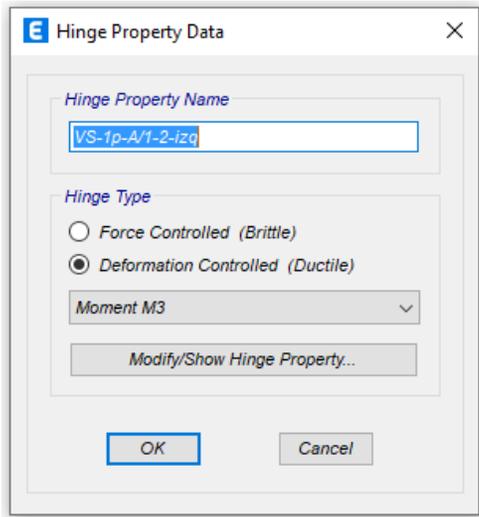


Figura 7. 2

Parámetros de la rótula plástica.

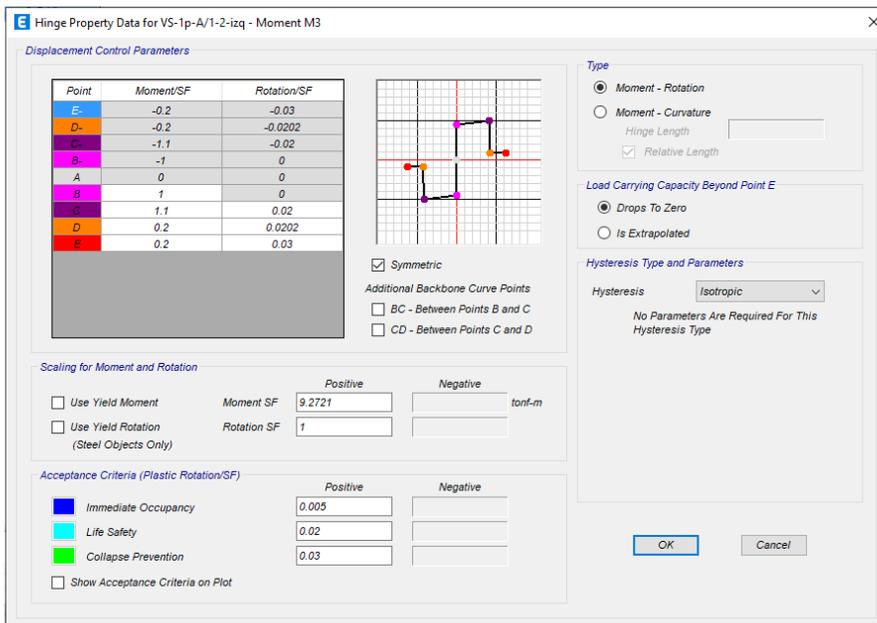
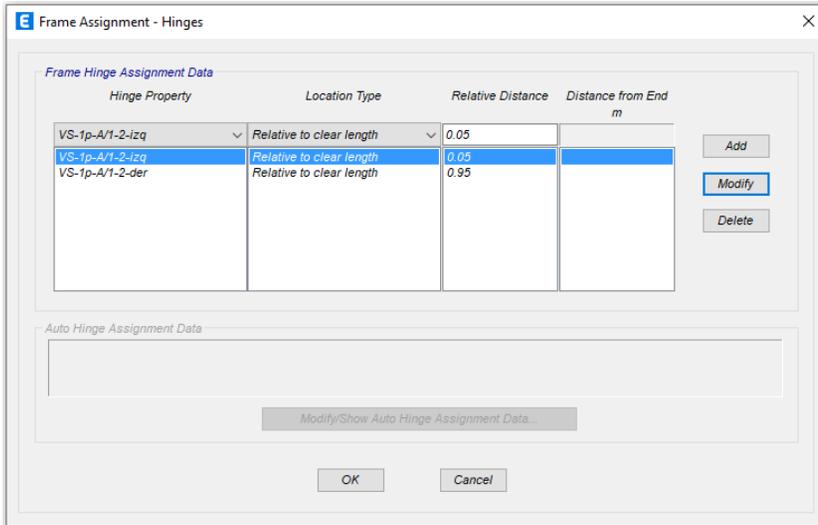


Figura 7.3

Asignación de rótulas en vigas.



Columnas

La representación de lineal en columnas se realizó mediante el método de fibras para captar la no linealidad de cada sección del elemento.

Figura 7.4

Creación de la representación no lineal mediante fibras en una columna.

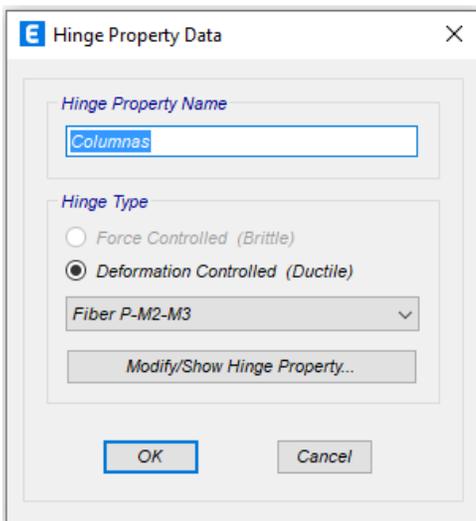


Figura 7.5

Parámetros no lineales de las fibras.

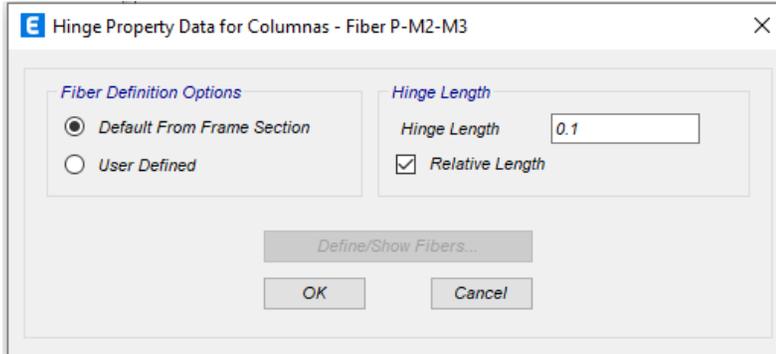


Figura 7.6

Distribución de fibras en columnas.

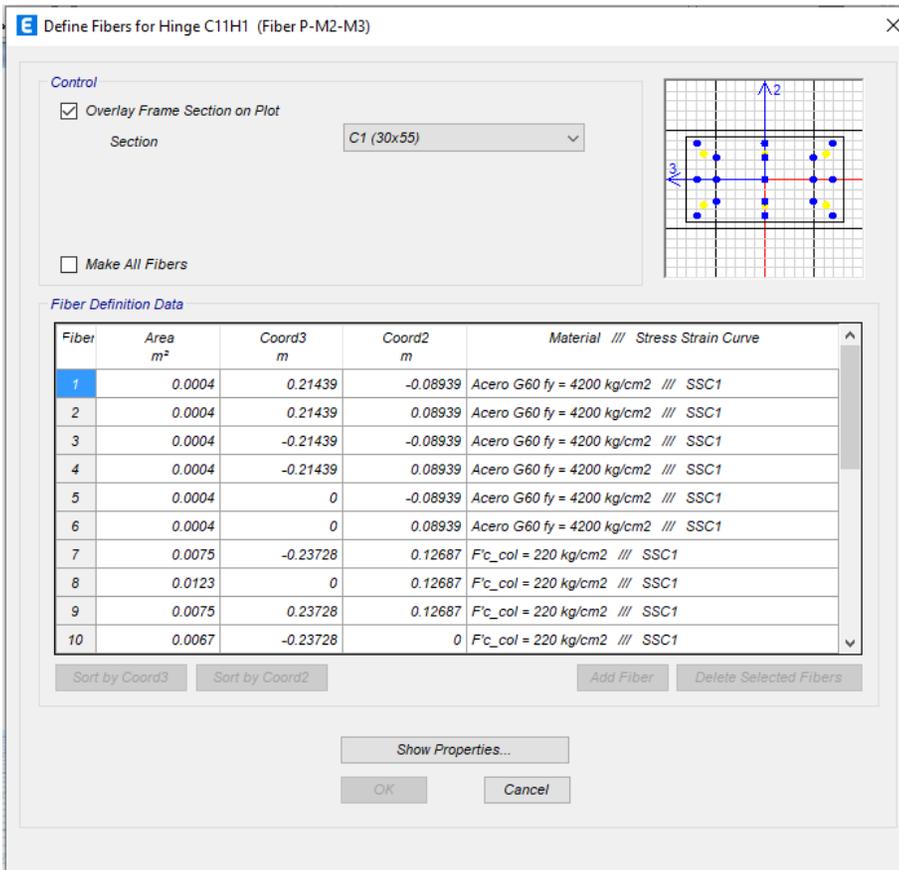
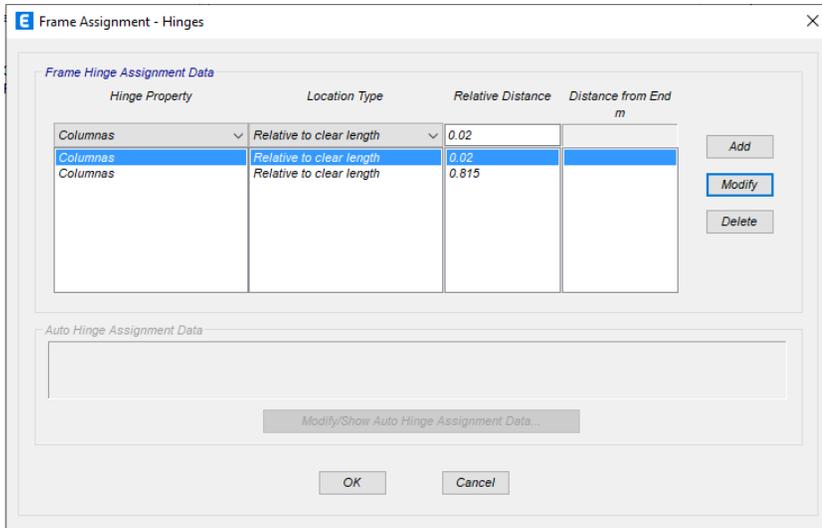


Figura 7.7

Asignación de rótulas en columnas.



ANEXO 8

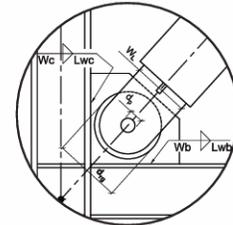
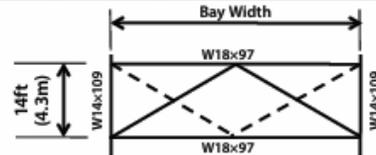
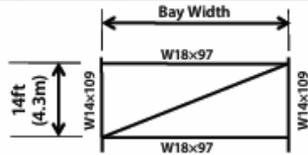
**TABLA DE FACTOR DE AJUSTE DE RIGIDEZ EN
DISIPADORES COREBRACE**

APPROXIMATE STIFFNESS MODIFICATION FACTORS, $KF^{1,2,7}$

Sizes shown are representative of typical BRB sizes. Information on intermediate and larger sizes is available upon request.

$F_{y,c} = 38 \text{ ksi (262 MPa)}$		Bay Width, ft (m)									
		15 (4.6)	20 (6.1)	25 (7.6)	30 (9.1)	35 (10.7)	30 (9.1)	35 (10.7)	40 (12.2)	45 (13.7)	50 (15.2)
A_{sc}^3 in ² (cm ²)	$P_{y, axial}^4$ kip (kN)	SINGLE DIAGONAL					CHEVRON/V				
2.0 (13)	68 (306)	1.38	1.35	1.32	1.31	1.29	1.38	1.36	1.35	1.33	1.32
3.0 (19)	103 (448)	1.39	1.35	1.33	1.31	1.30	1.39	1.37	1.35	1.34	1.33
4.0 (26)	137 (613)	1.37	1.34	1.32	1.30	1.29	1.37	1.35	1.34	1.33	1.32
5.0 (32)	171 (754)	1.39	1.36	1.33	1.32	1.30	1.39	1.37	1.36	1.34	1.33
6.0 (39)	205 (919)	1.43	1.40	1.37	1.35	1.33	1.43	1.41	1.40	1.38	1.37
7.0 (45)	239 (1060)	1.41	1.38	1.35	1.33	1.32	1.41	1.40	1.38	1.37	1.35
8.0 (52)	274 (1225)	1.44	1.40	1.38	1.35	1.34	1.44	1.42	1.40	1.39	1.38
9.0 (58)	308 (1367)	1.43	1.39	1.36	1.34	1.33	1.43	1.41	1.39	1.38	1.36
10.0 (65)	342 (1532)	1.45	1.41	1.38	1.36	1.34	1.45	1.43	1.41	1.39	1.38
11.0 (71)	376 (1673)	1.51	1.46	1.43	1.40	1.38	1.51	1.49	1.46	1.44	1.43
12.0 (77)	410 (1814)	1.47	1.43	1.40	1.37	1.35	1.47	1.45	1.43	1.41	1.40
14.0 (90)	479 (2121)	1.45	1.41	1.38	1.36	1.34	1.45	1.43	1.41	1.39	1.38
16.0 (103)	547 (2427)	1.51	1.46	1.43	1.40	1.38	1.51	1.49	1.46	1.44	1.43
18.0 (116)	616 (2733)	1.52	1.47	1.44	1.41	1.39	1.52	1.50	1.47	1.45	1.44
20.0 (129)	684 (3040)	1.58	1.52	1.47	1.44	1.42	1.58	1.55	1.52	1.49	1.47
22.0 (142)	752 (3346)	1.56	1.50	1.46	1.43	1.41	1.56	1.53	1.50	1.48	1.46
24.0 (155)	821 (3652)	1.54	1.49	1.45	1.42	1.40	1.54	1.52	1.49	1.47	1.45
26.0 (168)	889 (3959)	1.61	1.55	1.50	1.47	1.44	1.61	1.58	1.55	1.52	1.50
28.0 (181)	958 (4265)	1.63	1.56	1.51	1.48	1.45	1.63	1.59	1.56	1.53	1.51
30.0 (194)	1026 (4571)	1.64	1.57	1.52	1.48	1.45	1.64	1.60	1.57	1.54	1.52
Workpoint Length, ft (m)		20.5 (6.3)	24.4 (7.4)	28.7 (8.7)	33.1 (10.1)	37.7 (11.5)	20.5 (6.3)	22.4 (6.8)	24.4 (7.4)	26.5 (8.1)	28.7 (8.7)

STORY HEIGHT: 14ft (4.3m)



PINNED COREBRACE BRB TABLES

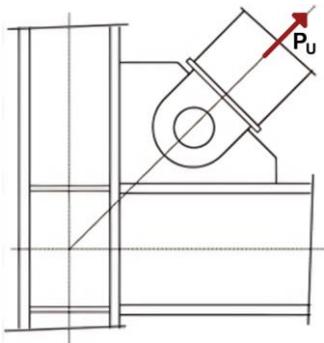
ANEXO 9
DISEÑO DE CONEXIONES - BRB

DISEÑO DE PLACA GUSSET

La metodología de diseño para la placa de conexión se fundamentó en las bases de análisis establecidas por (Aguiar et al., 2017). Se implementó una conexión de tipo articulada, cuya configuración se muestra en la Figura 9.1.

Figura 9.1

Conexión de tipo articulada.



Fuente: Marshall (2021)

Capacidad Resistente de la Conexión

Para determinar la capacidad resistente de la conexión, se calculó el esfuerzo último (P_U).

$$P_U = 1.1 \cdot \beta \cdot w \cdot R_y \cdot P_{y_{SC}} \quad (1)$$

$$P_{y_{SC}} = A_{SC} \cdot F_{y_{max}} \quad F_{y_{max}} = 1.25 F_y \quad (2)$$

Donde:

β : Factor de ajuste de la resistencia a la compresión

w : Factor de ajuste de endurecimiento por deformación

$P_{y_{SC}}$: Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero (Steel Core)

R_y : Factor de sobre resistencia

f_y : Esfuerzo de fluencia del Acero A-36

Nota: Los valores de los factores (β, w) son proporcionados por el fabricante, CoreBrace.

En esta investigación se utilizó los valores indicados a continuación.

$$\beta = 1, w = 1, R_y = 1.1, f_y = 2530 \text{ kgf/cm}^2, A_{SC} = 65 \text{ cm}^2$$

Reemplazando los valores en la ecuación (1) y (2) se obtuvo lo siguiente:

$$P_U = 248.73 \text{ Tonf}$$

Diseño de Pin o Perno

Se utilizó un perno A490

Para el cálculo del diámetro del pin se utilizó la ecuación (3).

$$d_{p \text{ min}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{P_U}{n^{\circ}_{PC} \cdot \Phi_v \cdot F_{nv}}} \quad (3)$$

Donde:

F_{nv} : Resistencia nominal al corte

n°_{PC} : Número de planos de corte

d_p : Diámetro de Pin

Reemplazando los valores $F_{nv} = 490 \text{ MPa}$, $n^{\circ}_{PC} = 2$, $\Phi_v = 0.75$ en la ecuación (3).

$$d_p = 12.7 \text{ cm o } 5 \text{ in}$$

Verificación de Resistencias

La verificación comprende el análisis de la placa de Gusset, analizando su resistencia a tracción y compresión, así como la evaluación del perno, verificando su resistencia al aplastamiento y desgarro.

- Resistencia a tracción

La resistencia a la compresión se comprueba con las siguientes ecuaciones.

$$\Phi R_n = \Phi \cdot f_y \cdot A_w \geq P_U \quad (4)$$

$$l_w = d_p + 2 \left(\frac{d_p}{2} \right) \cdot \tan 30^{\circ} \quad (5)$$

$$A_w = l_w \cdot t_p \quad (6)$$

Reemplazando las ecuaciones (5) y (6) en (4), se obtuvo lo siguiente:

$$t_p = \frac{P_U}{\phi \cdot f_y \cdot l_w} \quad (7)$$

Donde:

l_w : Longitud de Whitmore

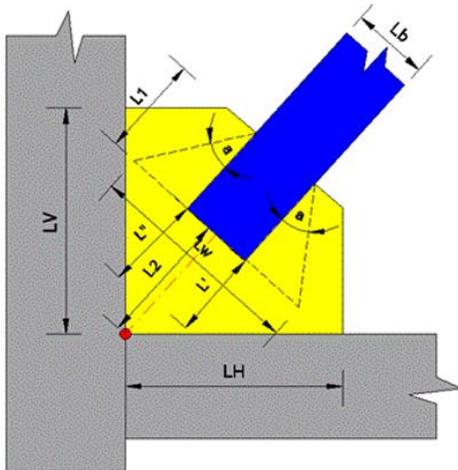
A_w : Área de la sección de la placa de Gusset

t_p : Espesor de la placa

La longitud de Whitmore se representa graficamente en la Figura 9.2

Figura 9.2

Placa Gusset inferior y nomenclatura.



Fuente: Aguiar et al. (2017)

Al aplicar las ecuaciones, se obtuvieron los valores que se presentan a continuación:

$$l_w = 20 \text{ cm}$$

$$t_p = 5.5 \text{ cm}$$

$$A_w = 110.2 \text{ cm}^2$$

- Resistencia a compresión

La resistencia a la compresión de la placa se evaluó mediante las siguientes ecuaciones.

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}} \quad (8)$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{k \cdot l_p}{r}\right)^2} \quad (9)$$

$$\frac{k \cdot l_p}{r} \begin{cases} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow F_{cr} = (0.658^{f_y/f_e}) f_y \\ > 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow F_{cr} = (0.877) f_y \end{cases} \quad (10)$$

$$\phi R_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_w \geq P_U \quad (11)$$

Donde:

r : Radio de giro

f_e : Esfuerzo de pandeo elástico

E : Módulo de elasticidad de la placa

k : Factor de longitud efectiva (0.60 – 0.65)

l_p : Longitud necesaria para la resistencia al pandeo

F_{cr} : Esfuerzo a compresión

Teniendo los valores de $E = 196133 \text{ MPa}$, $l_p = 15 \text{ cm}$, $k = 0.60$, se obtuvo lo siguiente.

$$r = 1.59 \text{ cm}$$

$$f_e = 614312 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = 2526 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación de la resistencia a compresión

$$\phi R_n = 1.01 P_U$$

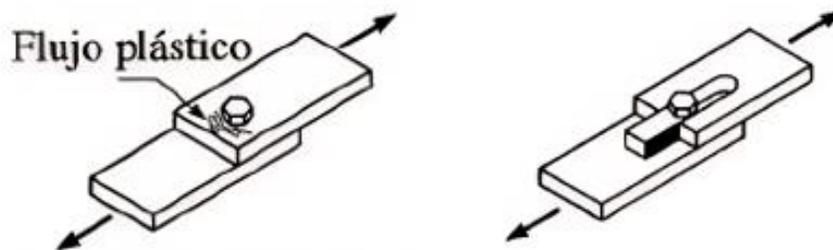
Por lo tanto la resistencia a compresión de la placa Gusset es mayor al esfuerzo último.

- Aplastamiento y Desgarro del Perno

Los modos de falla críticos en conexiones son el aplastamiento y desgarro. El aplastamiento ocurre debido a la presión directa del perno sobre la placa, mientras que el desgarro se produce por la ruptura del material a lo largo de la placa. Estas modalidades de falla se ilustran en la Figura 9.3.

Figura 9.3

Falla por aplastamiento y desgarro del perno.



Fuente: Manrique (2018)

Desgarro:

$$R_{n1} = 1.2 \cdot l_c \cdot l_p \cdot f_u \quad (12)$$

Aplastamiento:

$$R_{n2} = 2.4 \cdot d_p \cdot l_p \cdot f_u \quad (13)$$

Para evaluar la condición mas crítica se elige el menor.

$$\phi R_n = \phi \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} R_{n1} \\ R_{n2} \end{array} \right\} \geq P_U \quad (14)$$

Donde:

l_c : Longitud libre en dirección de la carga

f_u : Esfuerzo último de la placa Gusset

Reemplazando los valores de $l_c = 5 \text{ in}$, $\phi = 0.75$, $f_u = 4080 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$. Se obtuvo como resultado:

$$R_{n1} = 341.99 \text{ Tonf}$$

$$R_{n2} = 683.97 \text{ Tonf}$$

Verificación

$$\phi R_n = 1.03 P_U$$

DISEÑO DE LA PLACA DE CONEXIÓN ENTRE CONCRETO Y ACERO

El diseño de la conexión se desarrolla según lo establecido en la norma ACI 318 – 19 Sección 17.7, empleando anclajes tipo perno post instalados y considerando parámetros que previenen fallas por hendimiento del concreto.

- Distancia Mínima de Separación entre Pernos (s)

Tabla 9. 1

Dimensiones mínimas de separación entre pernos en elementos estructurales.

Elemento Estructural	Diámetro Nominal (d_a)	Mínimo ($4 d_a$)
Columna	5/8"	6.36 cm
Viga	5/8"	6.36 cm

- Profundidad de Empotramiento (h_{ef})

Tabla 9. 2

Dimensiones mínimas de empotramiento en elementos estructurales.

Elemento Estructural	Diámetro Nominal (d_a)	Mínimo ($8 d_a$)
Columna	5/8"	12.72 cm
Viga	5/8"	12.72 cm

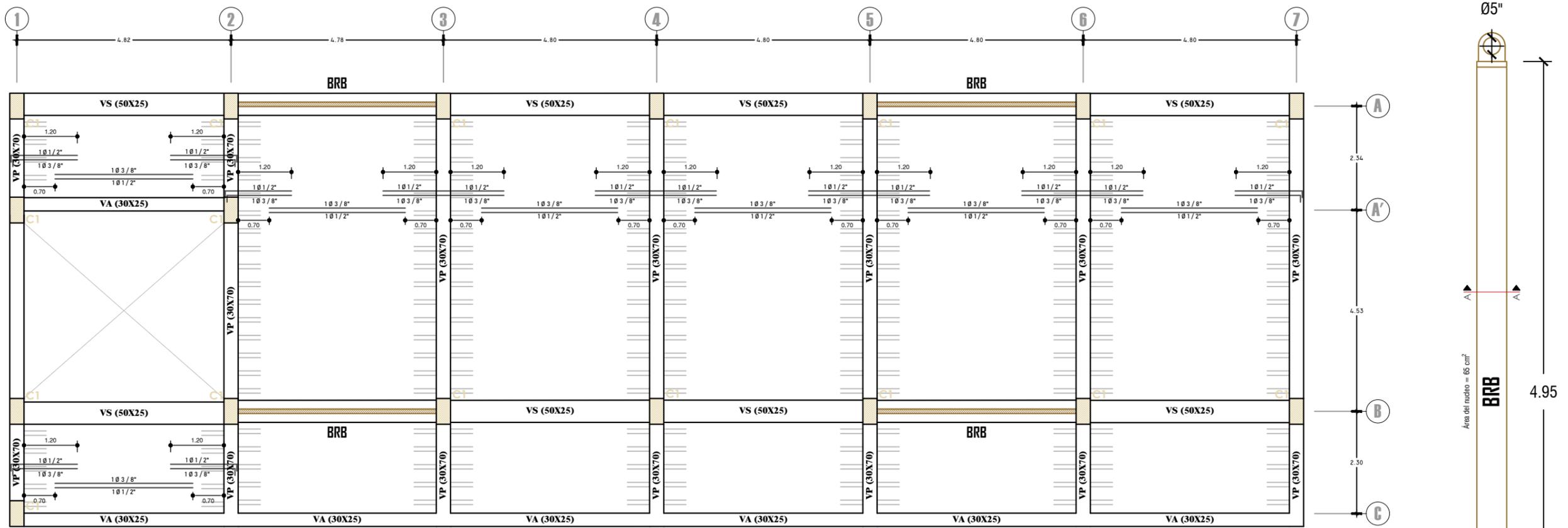
- Distancia Mínima al Borde (c_a)

Tabla 9. 3

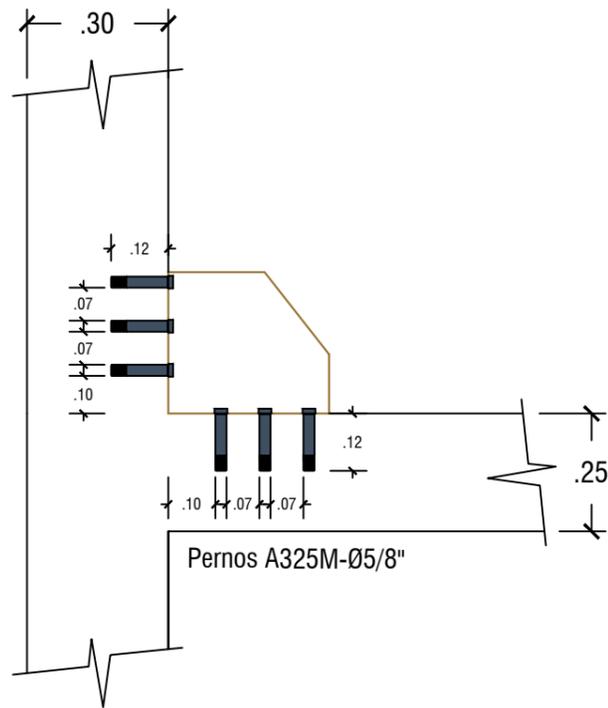
Dimensiones mínimas al borde en elementos estructurales.

Elemento Estructural	Diámetro Nominal (d_a)	Mínimo ($6 d_a$)
Columna	5/8"	9.54 cm
Viga	5/8"	9.54 cm

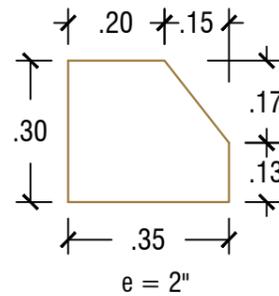
ANEXO 10
PLANOS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL - BRB



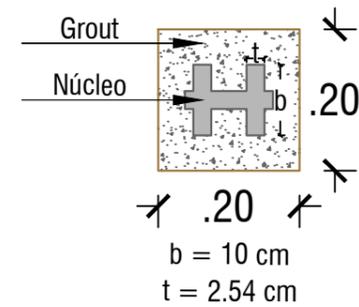
LOSA ALIGERADA TÍPICA - BLOQUE A
ESC : 1/100



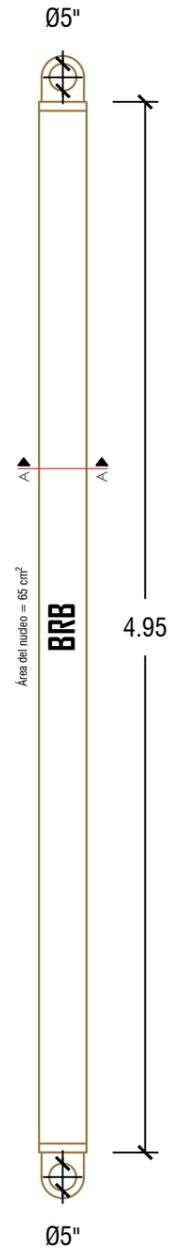
DETALLE DE CONEXIÓN
ESC : S/E



DETALLE DE PLACA GUSSET
ESC : S/E

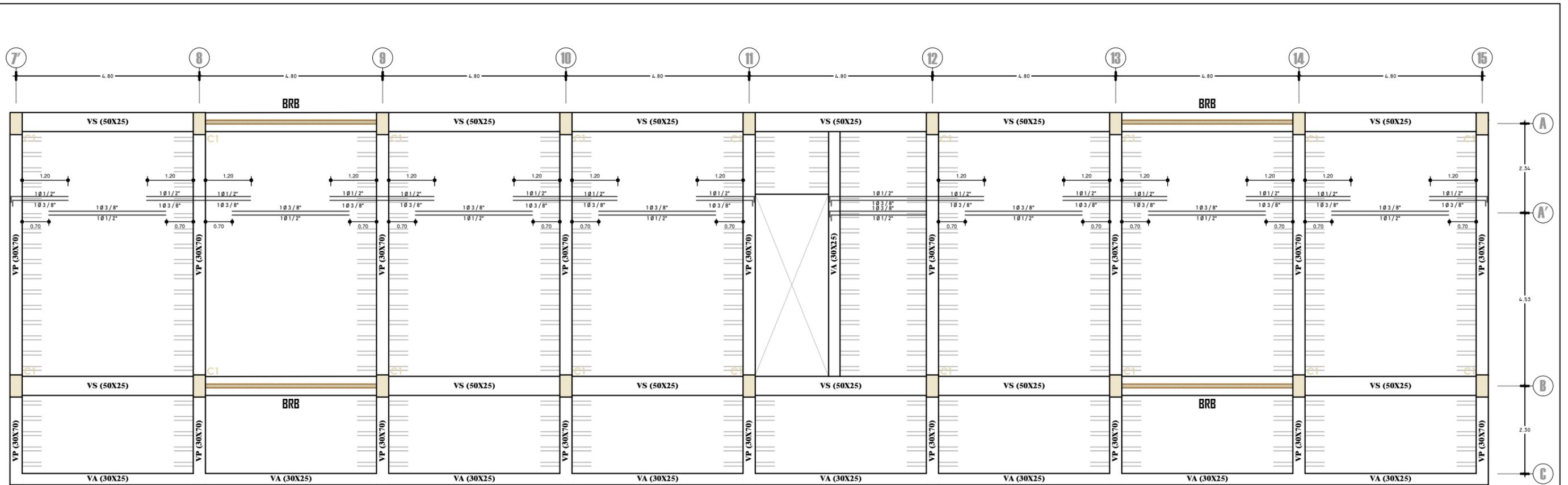


CORTE A - A
ESC : 1/10



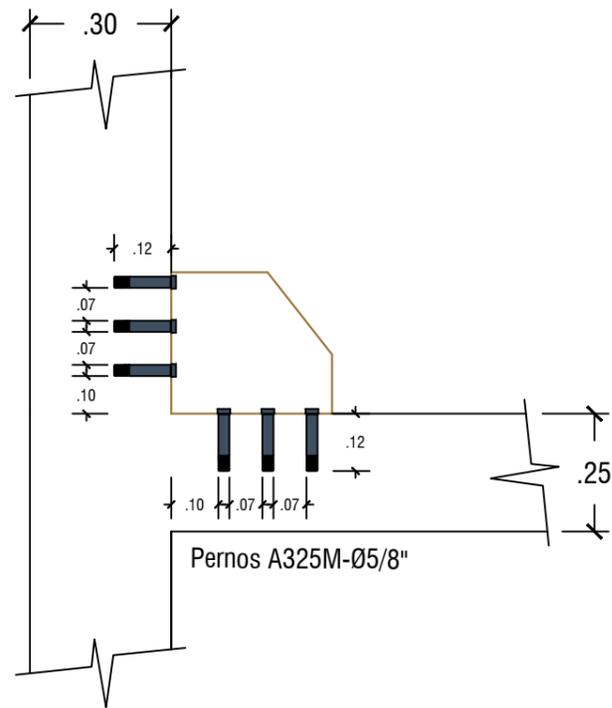
DETALLE DE BRB
ESC : S/E

<p>UNC NACIONAL UNIVERSIDAD DE CAJAMARCA Conseguir la vida o la defensa de la verdad</p>	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	
	ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	TESIS: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL PABELLÓN 1A DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA AL INCORPORAR DISIPADORES HISTERÉTICOS TIPO BRB	
TESISTA: TOMAS ENRIQUE SALAZAR CASTILLO	LÁMINA: <h1 style="font-size: 2em;">RE1</h1>	
PLANO: UBICACIÓN BRB - BLOQUE A	FECHA: 2024	ESCALA: INDICADA



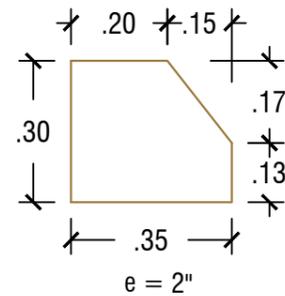
LOSA ALIGERADA TÍPICA - BLOQUE B

ESC : 1/100



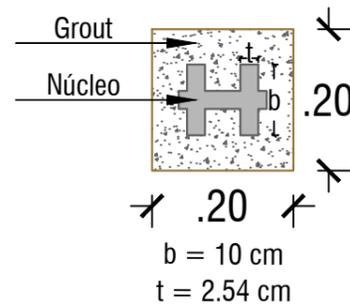
DETALLE DE CONEXIÓN

ESC : S/E



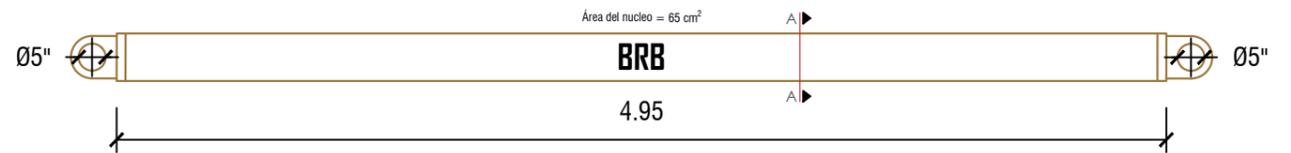
DETALLE DE PLACA GUSSET

ESC : S/E



CORTE A - A

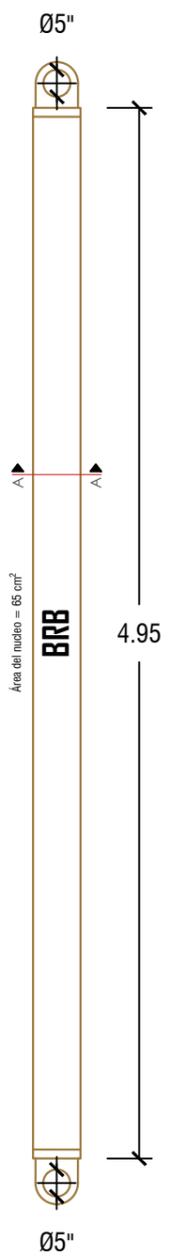
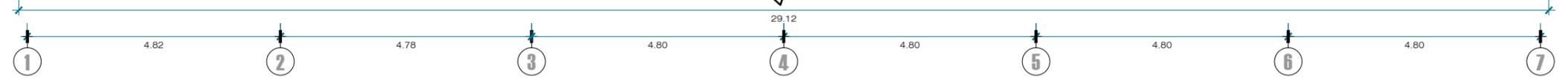
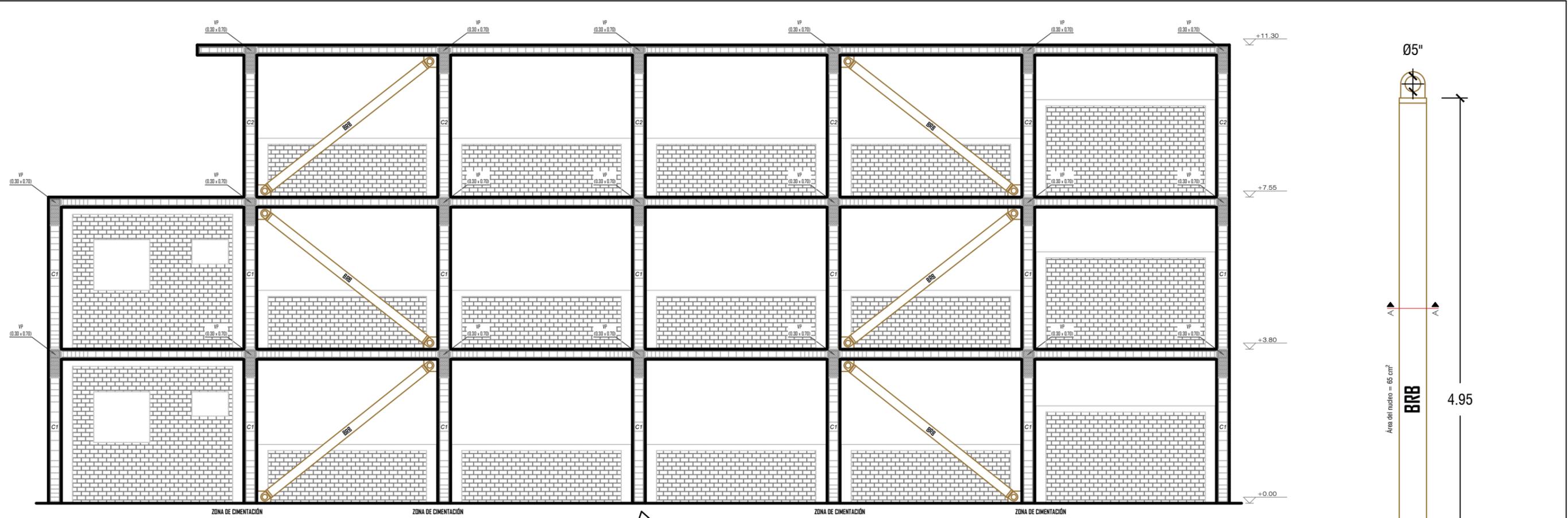
ESC : 1/10



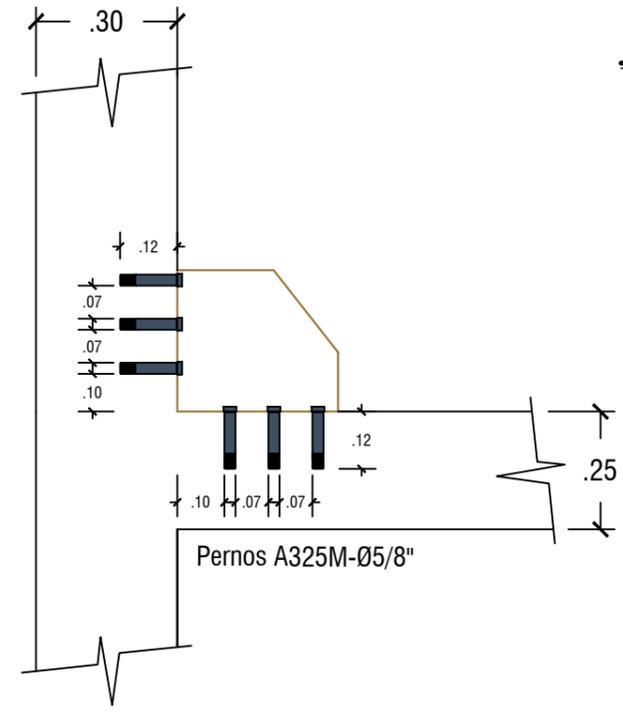
DETALLE DE BRB

ESC : S/E

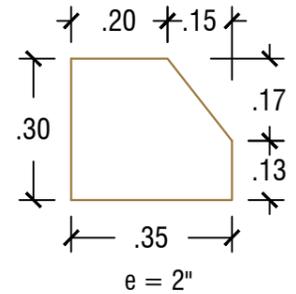
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	TESIS: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL PABELLÓN 1A DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA AL INCORPORAR DISIPADORES HISTERÉTICOS TIPO BRB	
	TESISTA: TOMAS ENRIQUE SALAZAR CASTILLO	LÁMINA: <h1>RE2</h1>
	PLANO: UBICACIÓN BRB - BLOQUE B	FECHA: 2024
ESCALA: INDICADA		



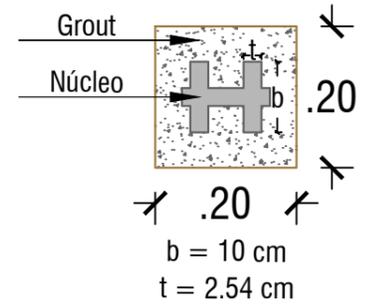
DETALLE DE REFORZAMIENTO - BLOQUE A
ESC : 1/100



DETALLE DE CONEXIÓN
ESC : S/E



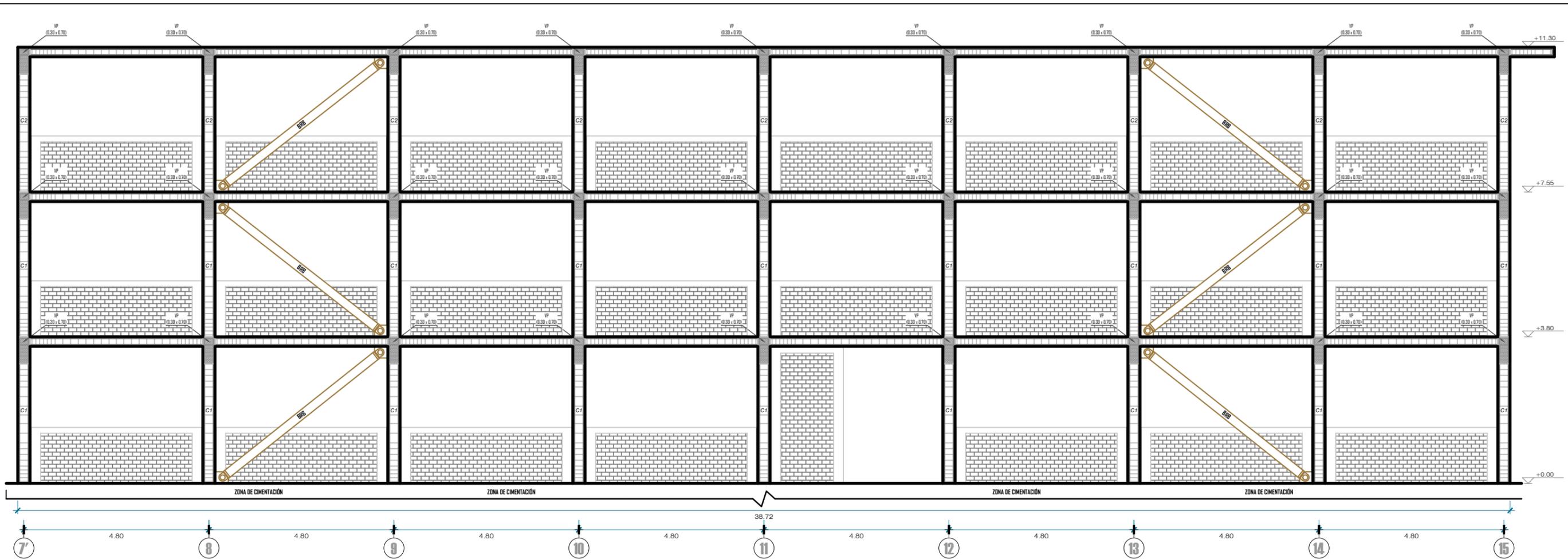
DETALLE DE PLACA GUSSET
ESC : S/E



CORTE A - A
ESC : 1/10

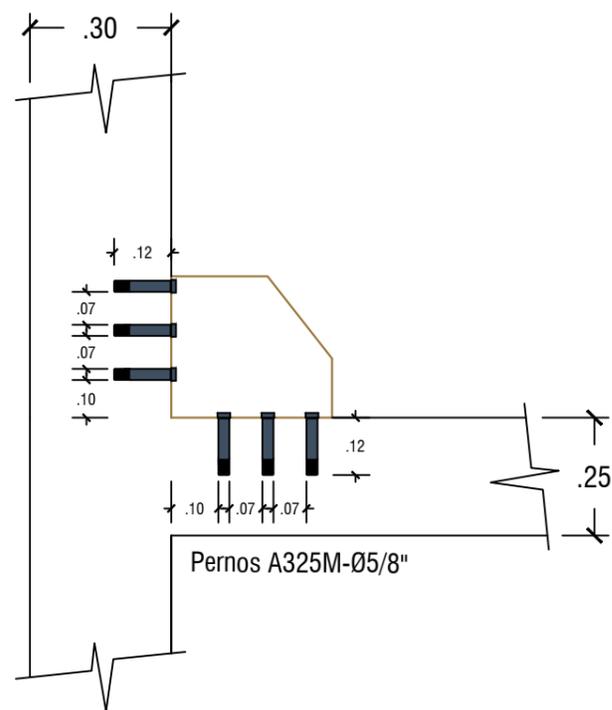
DETALLE DE BRB
ESC : S/E

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
	FACULTAD DE INGENIERÍA	
	ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	TESIS: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL PABELLÓN 1A DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA AL INCORPORAR DISIPADORES HISTERÉTICOS TIPO BRB	
TESISTA: TOMAS ENRIQUE SALAZAR CASTILLO	LÁMINA: <h1 style="font-size: 2em;">RE3</h1>	
PLANO: DETALLES BRB - BLOQUE A	FECHA: 2024	ESCALA: INDICADA



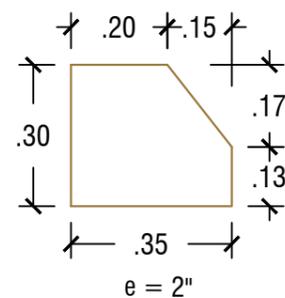
DETALLE DE REFORZAMIENTO - BLOQUE B

ESC : 1/100



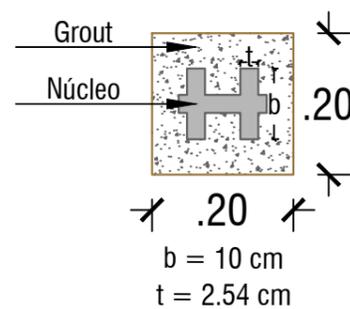
DETALLE DE CONEXIÓN

ESC : S/E



DETALLE DE PLACA GUSSET

ESC : S/E



CORTE A - A

ESC : 1/10



Área del núcleo = 65 cm²

DETALLE DE BRB

ESC : S/E

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	TESIS: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL PABELLÓN 1A DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA AL INCORPORAR DISIPADORES HISTERÉTICOS TIPO BRB	
	TESISTA: TOMAS ENRIQUE SALAZAR CASTILLO	LÁMINA: <h1>RE4</h1>
	PLANO: DETALLES BRB - BLOQUE B	FECHA: 2024
ESCALA: INDICADA		