

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Reforzamiento con disipadores metálicos del Pabellón A de
Ingeniería de la PUCP**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil

AUTORA:

Diana Asunción Barriga Cáceres

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Diego Iván Verano Díaz

ASESOR:

Juan Alejandro Muñoz Peláez

Lima, Febrero, 2022

Resumen

Ante un eventual sismo severo, varias edificaciones peruanas antiguas se encontrarían en peligro inminente, puesto que fueron construidas bajo códigos y normas de diseño poco conservadores comparados a los estándares actuales.

El presente trabajo evalúa la vulnerabilidad actual de una edificación antigua construida en los años 60's, como lo es el antiguo Pabellón A de la PUCP, el cual es un edificio de 2 niveles ubicado en Lima, Perú. Se realiza la evaluación estructural de este por medio de análisis no lineales y se determina su nivel de desempeño ante la acción de los sismos de diseño propuestos por el Comité Visión 2000 del SEAOC (The Structural Engineers Association of California).

Después, se define el desempeño objetivo al que se requiere llegar en la estructura mediante la incorporación del sistema de reforzamiento escogido, el cual comprende a la inclusión de disipadores histeréticos como los son las Barras de Pandeo Restringido (BRB's). Una vez introducido el sistema de disipación, se verifica el estado de los demás elementos de concreto armado tal que sean capaces de soportar las cargas generadas por el nuevo sistema incorporado.

Los resultados del trabajo muestran que, con el sistema de disipación diseñado, la estructura presenta una notable mejora en cuanto a su desempeño, puesto que se logra aumentar su resistencia en un 198%, incrementando su ductilidad en un 86 %. Cabe resaltar que el sistema de disipación instalado se acompaña con un reforzamiento de las columnas existentes.



Dedicatoria

A mis padres, hermanos, familiares y amigos que me
apoyaron desde el inicio de mis estudios.

Y un agradecimiento especial a nuestro asesor por el
constante apoyo y consejos brindados durante este proceso.

Diana



Dedicatoria

A mis padres, que trabajaron sin cesar para que pueda culminar mis estudios. A mis hermanos por apoyarme durante el proceso a pesar de tenerlos lejos y, por último a mi compañera Diana por hacer que este trabajo difícil se convierta en algo ameno y agradable.

Diego

Tabla de contenidos

1.	Aspectos Generales	1
	1.1 Introducción	1
	1.2 Preguntas de investigación	2
	1.3 Hipótesis	2
	1.4 Objetivos	2
	1.5 Justificación	3
	1.6 Sismicidad en el Perú	3
2.	Métodos de análisis no lineal de estructuras	6
	2.1 Modelo inelástico de un edificio	8
	2.2 Análisis de desplazamiento incremental estático	16
	2.3 Procedimiento de Análisis estático no lineal	19
	2.4 Análisis Tiempo Historia	26
	2.5 Procedimiento de Análisis Dinámico No Lineal	27
3.	Evaluación del desempeño	29
	3.1 Generalidades	29
	3.2 Niveles de desempeño	30
	3.3 Demanda sísmica	34
	3.4 Objetivos de desempeño	35
	3.5 Interpretación de resultados	37
4.	Sistemas de disipación de energía	39
	4.1 Generalidades	39
	4.2 Disipadores de energía	43
	4.3 Barras de pandeo restringido	49
5.	El Edificio del Pabellón A, PUCP	56
	5.1 Arquitectura del Pabellón A	57
	5.2 Sistema Estructural	59
	5.3 Cálculo de la respuesta sísmica No Lineal	60
	5.3.1 Resultados del Método Estático No Lineal	60
	5.3.2 Resultados del Método Dinámico No Lineal	62
	5.4 Evaluación del desempeño	67
	5.5 Comparación de resultados	69
6.	Desarrollo del sistema de protección por disipación	70

6.1	Diseño preliminar del sistema de disipación	71
6.2	Análisis No lineal del sistema de disipación	79
6.3	Evaluación del desempeño de la solución adoptada	86
7.	Conclusiones y Recomendaciones	89
8.	Referencias	91



Índice de figuras

Figura 1: Comportamiento a compresión de un espécimen de concreto armado sin reforzar.	9
Figura 2: Diferencia entre efecto de confinamiento por estribo o por espiral.	10
Figura 3: Comportamiento diferente debido a la presencia de confinamiento.	10
Figura 4: Comportamiento de concreto sin/con confinamiento.	10
Figura 5: Curva Esfuerzo-Deformación del acero.	11
Figura 6: Modelo Park de Curva Esfuerzo-Deformación del acero.	12
Figura 7: Representación de curvatura.	13
Figura 8: Diagrama Momento Curvatura	14
Figura 9: Modelización de curva “Momento-Rotación”.	14
Figura 10: Modelización de curva “Momento-Rotación” mediante parámetros de ASCE.	15
Figura 11: Curva de capacidad.	18
Figura 12: Formas de vibración de una estructura.	20
Figura 13: Obtención de curva de capacidad.	20
Figura 14: Espectro de capacidad.	21
Figura 15: Conversión de espectro de aceleración a espectro de demanda.	22
Figura 16: Respuesta elástica. Fuente:(Borda & Pastor, 2007)	24
Figura 17: Respuesta inelástica.	24
Figura 18: Modelo inelástico original vs Modelo elástico equivalente.	25
Figura 19: Espectro de demanda elástica reducido.	25
Figura 20: Determinación de respuesta espectral utilizando el espectro de capacidad y un EDAV.	25
Figura 21: SRSS de cada registro.	27
Figura 22: Verificación del promedio de los SRSS con el espectro objetivo.	27
Figura 23: Peso de espectro en cada dirección.	28
Figura 24: Curva de capacidad y desempeño.	37
Figura 25: Ilustración de criterios de aceptación.	38
Figura 26: Reducción del daño estructural por Resistencia.	41
Figura 27: Reducción del daño estructural por Disipación.	41
Figura 28: Reducción del daño estructural por Aislación.	41
Figura 29: Efecto del aumento del amortiguamiento.	44

Figura 30: Barras de pandeo restringido.	46
Figura 31: Disipadores de fluido viscoso sobre configuración tipo Chevron.	48
Figura 32: Disipador viscoso sobre configuración diagonal.	48
Figura 33: Configuración de las barras de pandeo restringido.	49
Figura 34: Comportamiento de una barra con y sin restricción al pandeo	50
Figura 35: Componentes básicos del BRB	50
Figura 36: Configuraciones de núcleo y encamisado	51
Figura 37: Desplazamiento de barras de pandeo restringido.	52
Figura 38: Diferencia entre ensayo real y modelo Bouc-Wen.	53
Figura 39: Pabellón A de Ingeniería de la PUCP	57
Figura 40: Pabellón A de Ingeniería de la PUCP	57
Figura 41: Pabellón A de Ingeniería de la PUCP	58
Figura 42: Junta sísmica entre escalera y Pabellón A de Ingeniería de la PUCP	58
Figura 43: Conexión parapeto-columna	59
Figura 44: Plano de Encofrado del Primer piso del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP	59
Figura 45: Modelo en ETABS del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP	61
Figura 46: Curva de capacidad del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP en la Dirección “X”	61
Figura 47: Curva de capacidad del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP en la Dirección “Y”	61
Figura 48: Señal original del sismo en Arequipa del año 2001 en programa “SEISMO-SIGNAL”	63
Figura 49: Señal corregida por línea base y filtrado de frecuencias del sismo en Arequipa del año 2001 en programa “SEISMO-SIGNAL”	63
Figura 50: Espectro de la norma E031 considerando rampa de subida para suelo Z4S1.	63
Figura 51: Superposición de espectro de acelerogramas de frecuencias modificadas y de espectro de Norma 031.	64
Figura 52: Promedio SRSS de espectros de acelerogramas tratados.	64
Figura 53: Condiciones del caso gravitacional.	65
Figura 54: Condiciones del caso T-H en la dirección X-X.	65
Figura 55: Curva de capacidad en sentido X-X seccionada por la SEAOC	67
Figura 56: Curva de capacidad en sentido Y-Y seccionada por la SEAOC	67

Figura 57: Distribución de BRB de la opción 1 en pabellón A.	71
Figura 58: Distribución de BRB de la opción 2 en pabellón A.	71
Figura 59: Distribución de BRB de la opción 3 en pabellón A.	71
Figura 60: Distribución de BRB de la opción 4 en pabellón A.	71
Figura 61: Rigideces presentes en el dispositivo BRB	73
Figura 62: Definición de las características del BRB en configuración Diagonal del Pabellón A	76
Figura 63: Curva Fuerza-Deformación de un BRB de la marca CoreBrace en configuración Diagonal del Pabellón A	76
Figura 64: Representación del BRB de configuración tipo Diagonal en base a elementos tipo Link.	77
Figura 65: Comparación de curvas de capacidad de las 4 opciones de reforzamiento de BRB's de 1 pulgada ² .	77
Figura 66: Comparación de curvas de capacidad de las opciones de áreas de BRB's.	78
Figura 67 Zapata aislada y reforzada de las columnas adyacentes al BRB.	78
Figura 68: Estado de daño de las rótulas del Pabellón reforzado ante un sismo Raro	80
Figura 69: Diagrama Momento-Rotación de la Viga V1-F1.12 (Eje 2-3)	80
Figura 70: Diagrama Momento-Rotación de la Columna del eje F-10	80
Figura 71: Diagrama Momento-Rotación de la Columna del eje D-10.	81
Figura 72: Reforzamiento de una columna por medio de anillos perimetrales	81
Figura 73: Propuesta de reforzamiento de las columnas críticas.	82
Figura 74: Diagrama Momento-Curvatura de columna reforzada vs. Columna sin reforzar.	83
Figura 75 Vista en 3D de la opción escogida (8 Diagonales con 1in ²)	84
Figura 76 Elevación de la opción escogida (8 Diagonales con 1in ²)	84
Figura 77 Curva de capacidad de opción escogida.	84
Figura 78 Curva de capacidad de la Solución Adoptada	86
Figura 79 Comparación de curvas PushOver con y sin refuerzo.	87

Índice de Tablas

Tabla 1 Comparación de coeficientes de reducción de normas E.030-97 vs. N-77.	5
Tabla 2 Comparación de derivas máximas de normas E.030-97 vs. N-77	5
Tabla 3 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado.	15
Tabla 4 Factores de niveles de demanda	23
Tabla 5 Combinaciones de niveles de desempeño de componentes estructurales y no estructurales para crear los niveles de desempeño del edificio.	33
Tabla 6 Sismos de diseño para edificios según SEAOC	35
Tabla 7 Objetivos múltiples de desempeño según SEAOC	36
Tabla 8 Objetivos básicos de rendimiento de seguridad según ATC-40	36
Tabla 9 Tipos de Conexiones	51
Tabla 10 Ventajas y Desventajas de los BRB	54
Tabla 11 Carga Muerta y Carga Viva considerada en el modelo en el programa ETABS	60
Tabla 12 Resultados del Análisis Estático No Lineal del modelo en el programa ETABS	62
Tabla 13 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección X-X ante sismos frecuentes.	66
Tabla 14 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección X-X ante sismos ocasionales.	66
Tabla 15 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección Y-Y ante sismos frecuentes.	66
Tabla 16 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección Y-Y ante sismos ocasionales.	66
Tabla 17 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección Y-Y ante sismos raros.	66
Tabla 18 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección Y-Y ante sismos muy raros.	66
Tabla 19 Resumen en sentido X-X de curva seccionada por la SEAOC	68
Tabla 20 Resumen en sentido Y-Y de curva seccionada por la SEAOC	68
Tabla 21 Resultados del análisis por desempeño en la Dirección X-X	68
Tabla 22 Resultados del análisis por desempeño en la Dirección Y-Y	68

Tabla 23 Comparación de resultados método estático y dinámico en dirección X-X	69
Tabla 24 Comparación de resultados método estático y dinámico en dirección Y-Y	69
Tabla 25 Resultados extraídos del análisis estático no lineal	72
Tabla 26 Cálculo del área requerida en el núcleo de acero de cada disipador	72
Tabla 27 Factores aproximados de rigidez modificada de la empresa CoreBrace	74
Tabla 28 Obtención de Cortante de fluencia preliminar de los BRB para un área de 1 pulgada ²	75
Tabla 29 Pesos de zapata y tierra bajo el nivel del suelo.	78
Tabla 30 Tracciones obtenidas de diferentes áreas de BRB's para la misma configuración.	79
Tabla 31 Puntos críticos de la curva de capacidad de la Solución.	84
Tabla 32 Resultados del Análisis Estático respecto a la estructura reforzada ante sismos de diseño.	85
Tabla 33 Resultados del Análisis Tiempo Historia respecto a la estructura reforzada ante Sismos Frecuentes.	85
Tabla 34 Resultados del Análisis Tiempo Historia respecto a la estructura reforzada ante Sismos Ocasionales.	85
Tabla 35 Resultados del Análisis Tiempo Historia respecto a la estructura reforzada ante Sismos Raros.	85
Tabla 36 Resultados del Análisis Tiempo Historia respecto a la estructura reforzada ante Sismos muy Raros.	85
Tabla 37 Resumen de los límites de desempeño de la solución adoptada.	87
Tabla 38 Resumen del análisis por desempeño de la solución adoptada.	87
Tabla 39 Resumen de la superposición de las curvas de capacidad del edificio reforzado y sin reforzar.	88
Tabla 40 Desplazamientos y Derivas de entrepiso del edificio sin reforzar ante los sismos de diseño.	88
Tabla 41 Desplazamientos y Derivas de entrepiso del edificio reforzado ante los sismos de diseño.	88
Tabla 42 Relación Daño-Deriva de Estructuras según FEMA	89

1. Aspectos Generales

1.1 Introducción

El Perú es uno de los países con mayor actividad sísmica del mundo al encontrarse dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico. Esta zona tiene una extensión de 40 mil km y alberga el 90% de los eventos sísmicos en todo el mundo debido a la interacción de 10 placas tectónicas en un proceso llamado subducción. En este proceso se genera una gran acumulación de energía debido al roce entre placas, que luego se libera de manera repentina. El territorio nacional se encuentra en el límite entre 2 placas tectónicas (Nazca y Sudamericana); por lo que, nos posiciona como un país propenso a sufrir periódicamente sismos de gran magnitud.

Por otro lado, no todas nuestras estructuras poseen la capacidad para soportar tales eventos sísmicos. Un claro ejemplo se evidencia en la respuesta que las edificaciones tuvieron ante el terremoto de Nazca en 1996 el cual fue de una magnitud de 6.4 en la escala de Richter. Según datos oficiales de INDECI publicados en su informe “Terremoto de Nazca 1996” (Instituto Nacional de Defensa Civil, s/f), cerca de 12 700 viviendas en los departamentos de Ica, Ayacucho, Arequipa y Huancavelica resultaron afectadas. Asimismo, con respecto a centros de aglomeración, quedaron afectados o destruidos 29 centros de salud y 448 centros educativos.

En base a este contexto y considerando que el Perú se encuentra actualmente en un silencio sísmico, es decir, no ha ocurrido un sismo importante durante un largo periodo de tiempo en la región, surge la siguiente interrogante: ¿Cuál es la solución que la ingeniería puede brindar para prevenir la generación de daños como los ocurridos en años anteriores?

En el Perú se han estado empleando diversas metodologías innovadoras para fortalecer las edificaciones y reducir los daños que estas presentarían ante un evento sísmico. Entre estas está la implementación de dispositivos de control de respuesta sísmica como los son los aisladores sísmicos y, en particular, los disipadores de energía. “Estos dispositivos se

caracterizan por su sencillez en cuanto a funcionamiento y por su efectividad” (Genatios & Lafuente, 2016). De esta manera, estos sistemas son estrategias que permiten mejorar el desempeño de edificaciones tanto nuevas como aquellas que necesitan reforzamiento.

El propósito de esta tesis es evaluar una estructura construida antes del cambio de la NDSR de 1997, como es el caso del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP. Este pabellón de aulas fue construido en la década de los 60s y consta de dos niveles. A partir de los resultados obtenidos, se planteará un desempeño objetivo; y, mediante la incorporación de disipadores de energía, se evaluará qué desempeño se podrá lograr a fin de asegurar el adecuado comportamiento de la edificación ante un sismo importante.

1.2 Preguntas de investigación

Pregunta general:

¿Cuál es la vulnerabilidad real del Pabellón A de la PUCP y cómo se puede mejorar su comportamiento ante un evento sísmico importante?

Preguntas específicas:

- ¿Qué nivel de deterioro podría alcanzar el Pabellón A ante un sismo severo?
- ¿Es posible evitar el daño severo de la edificación ante un terremoto fuerte?
- ¿En qué grado es posible reducir la vulnerabilidad de la edificación mediante la incorporación de sistemas de protección sísmica? ¿Qué nivel de desempeño se puede lograr?

1.3 Hipótesis

El desempeño sísmico del Pabellón A no es el adecuado; sin embargo, se podrá mejorar significativamente mediante la incorporación de disipadores histeréticos.

1.4 Objetivos

Objetivo general:

Nuestro proyecto busca reducir la vulnerabilidad de una edificación construida antes de 1997, año en el que se produjo un cambio importante en la NDSR, bajo la aplicación de tecnologías de protección sísmica.

Objetivos específicos:

- a) Desarrollar el análisis del desempeño de la edificación original frente a diferentes niveles de sismo.
- b) Desarrollar un sistema de disipación de energía histerética para lograr el mejor desempeño posible.
- c) Comparar las respuestas obtenidas en ambos análisis tomando en cuenta derivas de entrepiso, cortantes, entre otros.

1.5 Justificación

En el año 1997, se generaron cambios en la Norma de Diseño Sismorresistente a fin de establecer medidas más exigentes y mejorar el comportamiento de las nuevas edificaciones. Sin embargo, las estructuras que fueron construidas antes de dicho cambio presentan una mayor vulnerabilidad al no ser diseñadas con la protección sísmica necesaria.

Ante dicha problemática, se propone reforzar una edificación construida antes de la modificación de la norma, mediante la incorporación de disipadores de energía, los cuales se caracterizan por ser poco invasivos en comparación de métodos tradicionales.

1.6 Sismicidad en el Perú

El Perú se encuentra en la parte central del borde occidental de Sudamérica, la cual se ubica en la región denominada “Cinturón de Fuego del Pacífico”. En esta región, la Tierra libera más del 80% de la energía que acumula en su interior, ocasionando sismos y actividad volcánica.

Fuentes sismogénicas

Una fuente sismogénica es “aquella línea, área o volumen geográfico que presenta similitudes geológicas, geofísicas y sísmicas, a tal punto que puede asegurarse que su potencial sísmico es homogéneo en toda la fuente” (Tavera et al., 2014). En otras palabras, las fuentes sismogénicas se utilizan para definir zonas que, debido a sus características geométricas, la generación y recurrencia de sismos es homogénea.

Según un estudio realizado por el Instituto Geofísico del Perú (Tavera, 2014), existen tres principales fuentes sismogénicas en el Perú. La primera fuente se relaciona con la superficie de fricción entre las placas de Nazca y Sudamericana, la cual origina los sismos más importantes con una magnitud mayor a 8 Mw. La segunda fuente se basa en la deformación de la corteza continental debido a la presencia de fallas geológicas y genera sismos de magnitudes no mayores a 6.5 Mw. Y, por último, la tercera fuente es aquella producida por la deformación interna de la placa de Nazca por debajo de la cordillera de los Andes y genera sismos con magnitudes máximas de 7,0 Mw.

Normas sísmicas peruanas

El comportamiento de las estructuras durante un sismo es un problema de alta complejidad debido a la incertidumbre del movimiento del suelo y de las mismas propiedades estructurales de los edificios. Por tal motivo, se dice que los verdaderos laboratorios de la ingeniería sismorresistente son los propios terremotos. Según el artículo “Riesgo sísmico de edificios peruanos”, las edificaciones peruanas que se construyeron durante el siglo XX todavía no han sufrido un sismo severo para evaluar su comportamiento ante estos (Muñoz et al., 2015).

Las normas y códigos de diseño peruano fueron establecidos hace no más de 100 años, siendo el año de 1967 cuando se estableció el primer código peruano de diseño sísmico. Aquellas edificaciones construidas antes de dicho año fueron diseñadas en base a normas internacionales. Con el pasar de los años, y en base a las respuestas obtenidas de las

edificaciones ante la acción de los sismos, las normas se han ido modificando y adecuando más al contexto nacional.

En el año 1997 hubo un cambio importante en la norma a comparación de los lineamientos establecidos en normas anteriores. Según un estudio realizado por Peter Martel (Martel Vargas, 2004), las principales diferencias entre la Norma Técnica de Edificación E.030 de 1997 y su predecesora del año 1977 son las siguientes:

- **Fuerzas de diseño:** En ambas normas se pretende dotar a la estructura de una resistencia lateral menor a la máxima sollicitación elástica. Sin embargo, estas se diferencian por poseer diferentes valores de coeficiente de reducción, siendo la norma de 1997 más conservadora.

Tabla 1 Comparación de coeficientes de reducción de normas E.030-97 vs. N-77.

Sistema estructural	E.030-97 Coeficiente de reducción R	N-77 Factor de ductilidad Rd
Pórticos de acero	10	6
Pórticos de concreto armado	10	5
Sistema dual	10	4
Muros de concreto armado	7.5	3
Albañilería armada o confinada	6	2.5
Construcciones de madera	7	4

Nota. Tomado de “Comparación de la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente 1997 vs. La Norma Básica de Diseño Sismorresistente 1977, aplicadas en el Perú Centros Educativos INFES (Región Sur-Arequipa, afectados por el sismo del 23 de junio del 2001)”, por Martel, 2004.

Como se puede apreciar en la Tabla 1, la norma del año de 1997 posee valores de reducción 2.5 veces mayores a los establecidos en la norma predecesora.

- **Control de desplazamientos laterales:** En cuanto a los límites de deriva, como se aprecia en la Tabla 2, la norma de 1997 es más drástica con respecto al control de desplazamientos de entrepiso.

Tabla 2 Comparación de derivas máximas de normas E.030-97 vs. N-77

NORMA	E.030-97	N-77	Comparación flexibilidad
MATERIAL PREDOMINANTE	$\left(\frac{\Delta_i}{he_i} \right)$	$\left(\frac{\Delta_i}{he_i} \right)$	$\left(\frac{\Delta_{77}}{\Delta_{97}} - 1 \right) \cdot 100$
Concreto armado	0.007	0.010	43%
Acero (*)	0.010	0.015	50%
Albañilería	0.005	0.010	100%
Madera	0.010	0.015	50%

Nota. Tomado de “Comparación de la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente 1997 vs. La Norma Básica de Diseño Sismorresistente 1977, aplicadas en el Perú Centros Educativos INFES (Región Sur-Arequipa, afectados por el sismo del 23 de junio del 2001)”, por Martel, 2004.

De esta manera, las modificaciones de la norma han generado que las estructuras construidas tiendan a ser más rígidas al reducir los desplazamientos permitidos. Asimismo, cabe resaltar que la última actualización de la norma fue la establecida en el año 2003 y que estos cambios se dan con la finalidad de cumplir la siguiente filosofía de diseño:

- Evitar pérdida de vidas
- Asegurar la continuación de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

En base a dicha filosofía, el ingeniero Daniel Torrealva comenta en su informe “Evolución de las normas sísmicas peruanas y el diseño sismorresistente” (Torrealva, 2012) que se deben seguir los siguientes principios de diseño:

- a) Ante eventos sísmicos severos, la estructura no debe colapsar u ocasionar daños graves a los habitantes del inmueble
- b) Ante eventos sísmicos moderados, la estructura debe ser capaz de soportar dichos movimientos experimentando daños que no superen los límites aceptables.

2. Métodos de análisis no lineal de estructuras

Según la ASCE 41-17 (2017), la determinación de la respuesta de la estructura ante un evento sísmico se puede realizar mediante 4 tipos de análisis, los cuales son: Análisis lineal estático, Análisis lineal dinámico, Análisis no lineal estático y Análisis no lineal dinámico. Por medio del uso de alguno de estos 4 métodos, se obtiene la respuesta de la estructura ante un movimiento sísmico determinado. A continuación, se presentan las características y limitaciones de uso de cada uno de los análisis mencionados.

a) Análisis estático lineal

El primer análisis se caracteriza por someter a la estructura evaluada a un conjunto de cargas laterales, considerando que el sistema es lineal y elástico. La magnitud de dichas cargas laterales “se selecciona con la intención de que, cuando se apliquen al modelo linealmente

elástico del edificio, resulta en amplitudes de desplazamiento que se aproximan a los desplazamientos máximos esperados ante la demanda sísmica seleccionada” (ASCE, 2017). Cabe resaltar que los resultados se basan en los desplazamientos ya que estos son un mejor indicador de daño en el rango no lineal que las fuerzas. Esto se debe a que, en el rango no lineal, cambios relativamente pequeños en la fuerza de demanda corresponden a grandes cambios en la demanda de desplazamiento.

Con respecto a las respuestas obtenidas, se pueden generar dos casos: el edificio responde elásticamente y el edificio responde inelásticamente. Por una parte, en el caso de respuesta elástica, las fuerzas internas obtenidas serán aproximaciones razonables de la respuesta esperada ante la demanda definida. Por otra parte, si el edificio responde en el rango inelástico, las fuerzas internas reales son menores a las que se obtienen del análisis. Según López (2014), este método es de mejor confiabilidad para edificaciones sin irregularidades y de pocos pisos; así como también, con una baja demanda de deformaciones inelásticas.

b) Análisis dinámico lineal

En esta metodología, la respuesta de la estructura se obtiene por medio de un análisis dinámico que considera a la edificación como un sistema lineal y elástico. Con el análisis dinámico, también conocido como análisis espectral modal, se espera que los desplazamientos obtenidos se aproximen a los máximos desplazamientos esperados ante un nivel de sismo determinado. Sin embargo, se obtendrán fuerzas internas mayores a las que se obtendrían en un sistema inelástico. Cabe resaltar que la respuesta máxima de la estructura obtenida por este tipo de análisis corresponde a la combinación de las respuestas máximas en cada modo de vibración.

c) Análisis estático no lineal

En este tipo de análisis, el modelo matemático incluye directamente las propiedades no lineales y efectos que caracterizan a la respuesta inelástica de los materiales. Por tal motivo, las

fuerzas internas obtenidas serán aproximaciones razonables a los resultados esperados ante un nivel de sismo determinado.

d) Análisis dinámico no lineal

El enfoque de este análisis es similar al del estático no lineal; sin embargo, la principal diferencia entre estos dos es que los cálculos de respuesta se realizan mediante un historial de respuestas. En este caso, los desplazamientos no se obtienen por medio de un desplazamiento objetivo sino, “se obtienen a través de un análisis dinámico utilizando historiales de aceleración del movimiento del suelo” (ASCE, 2017).

Se recomienda utilizar este análisis en casos muy calificados y donde se tenga una gran cantidad de información; como, por ejemplo, una amplia variedad de historiales de aceleración del movimiento del suelo. Esto se debe a que la respuesta calculada es muy sensible a las características de los movimientos individuales del suelo.

En esta ocasión, se explicará a mayor detalle los métodos de análisis no lineal existentes.

2.1 Modelo inelástico de un edificio

Para poder comprender el comportamiento de un edificio, es necesario entender el comportamiento de los materiales que lo componen; como es el caso de las edificaciones de concreto armado. Estas basan su comportamiento principalmente en el concreto y el acero. A continuación, se explican los modelos de comportamiento de los materiales mencionados y su representación ante la eventual acción de algún sismo.

- Modelización del comportamiento del concreto

Representar el comportamiento del concreto es complicado debido a la cantidad de variantes que influyen en él, tales como:

- Estado de confinamiento.
- Cantidad adecuada de acero longitudinal.
- Esfuerzo en el concreto (f'_c).

En la representación de este comportamiento se analizan las curvas esfuerzo-deformación del concreto como se detalla a continuación:

Concreto no confinado: El concreto armado tiene la capacidad de resistir, de manera adecuada, los esfuerzos a compresión a los que se somete. Caso contrario ocurre cuando este es sometido a esfuerzos a tracción, ya que su capacidad a tracción es reducida.

A manera de proponer un ejemplo del comportamiento del concreto no confinado, se utiliza un espécimen cilíndrico. Si este se somete a una compresión variable, se observa que, al llegar a la resistencia del concreto (f'_c), se genera un cambio en la pendiente esfuerzo-deformación hasta la falla. Esto se debe a que previamente se formaron grietas, las cuales no fueron controladas por algún elemento, como sí lo hacen los aceros de confinamiento.

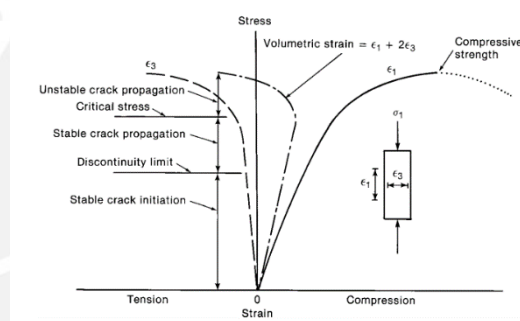


Figura 1: Comportamiento a compresión de un espécimen de concreto armado sin reforzar.

Tomado de "Reinforced Concrete Mechanics and Design", por (Wight & MacGregor, 2012)

Concreto confinado: Como lo menciona Ottazzi Pasino (2016), en caso se tenga un elemento de concreto confinado, el acero que se utilizó para confinar al elemento empieza a funcionar a partir del momento en el que la sección comienza a presentar grandes deformaciones transversalmente. Este confinamiento evita que estas deformaciones aumenten sin control y, por lo tanto, evita el rápido deterioro del concreto.

Para generar este confinamiento usualmente se utilizan 2 opciones, los estribos cerrados o los espirales. De estas opciones, se alcanza un mejor efecto de confinamiento utilizando los espirales debido a que ofrece mejores resultados gracias a la forma de esta sobre el elemento como se aprecia en la figura 2.

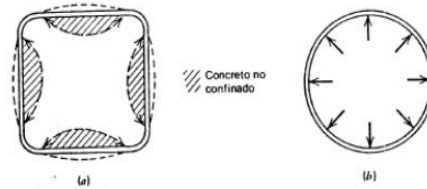


Figura 2: Diferencia entre efecto de confinamiento por estribo o por espiral.

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por (Park & Paulay, 1988)

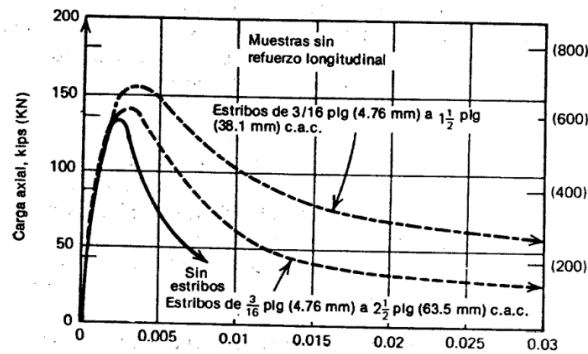


Figura 3: Comportamiento diferente debido a la presencia de confinamiento.

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por (Park & Paulay, 1988)

Debido a la gran cantidad de variables que influyen en la representación de este comportamiento, diversos autores han propuesto modelos, siendo el más utilizado la propuesta de Mander (Park & Paulay, 1988).

El autor propone un modelo para el caso no confinado y confinado, el cual se representa en la figura 4. Como se aprecia en su modelo, el tener un elemento con un confinamiento adecuado permite que el concreto presente un comportamiento dúctil y, por lo tanto, se evita la falla frágil, la cual es indeseable en un diseño de concreto armado.

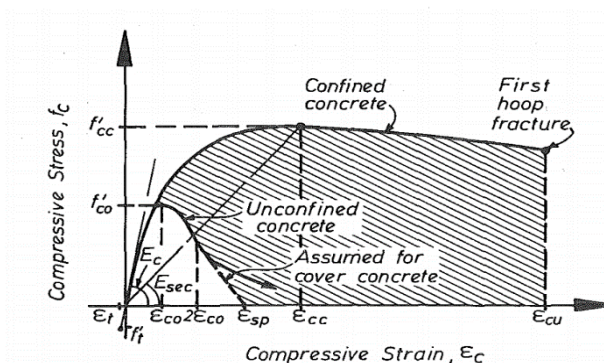


Figura 4: Comportamiento de concreto sin/con confinamiento.

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por (Park & Paulay, 1988)

- **Modalización del comportamiento del acero:**

Según Ottazzi Pasino (2016), el concreto es un material que, a diferencia de su comportamiento a compresión, no ofrece una elevada resistencia a tracción. Debido a esto, surge la necesidad de cubrir dicha falencia empleando acero, el cual demostró tener un comportamiento dúctil en las zonas donde los elementos están sometidos a esfuerzos de tracción para evitar fisuraciones excesivas. Sin embargo, no es la única situación en la que es necesario incluir este material en una estructura, pues también se emplean en el diseño de flexo compresión de diversos elementos.

El comportamiento del acero se presenta a continuación:

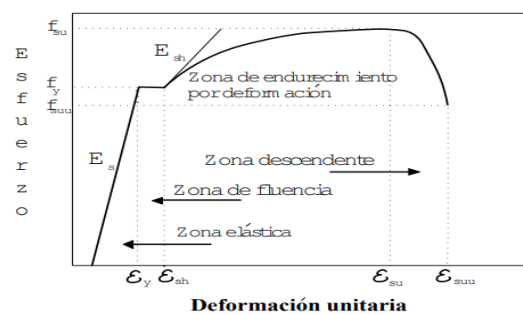


Figura 5: Curva Esfuerzo-Deformación del acero.

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por (Park & Paulay, 1988)

- **Zona elástica:** Es la zona inicial de la curva, en la cual se cumple la relación lineal entre el esfuerzo y la deformación. Dentro de esta zona, el esfuerzo puede calcularse multiplicando la deformación unitaria por el módulo de elasticidad del elemento. Esta linealidad solo cumple hasta el esfuerzo de fluencia, el cual es representado por “ f_y ” con su respectiva deformación de fluencia “ ϵ_y ”. Deformaciones mayores a ϵ_y ya no cumplen con la ley de Hook.
- **Zona de fluencia:** Esta zona no es perfectamente plana como se idealiza en el gráfico mostrado, pero puede aceptarse plana debido a que las deformaciones crecen sin que se vea un cambio relevante en el esfuerzo del elemento.

- *Zona de endurecimiento:* Zona posterior a la zona de fluencia, en la cual el elemento empieza a elevar el esfuerzo al que está sometido debido al aumento de su deformación hasta llegar a un máximo de esfuerzo “ f_u ” con una deformación correspondiente “ ϵ_u ”. En esta zona no hay linealidad entre estos 2 parámetros.
- *Zona descendente:* En este tramo final el material pierde esfuerzo mientras que aumenta su deformación hasta que llegue a la deformación de rotura representada por “ ϵ_{uu} ”.

Este comportamiento ha sido estudiado por diversos autores, siendo el más utilizado el modelo propuesto por Park (1988):

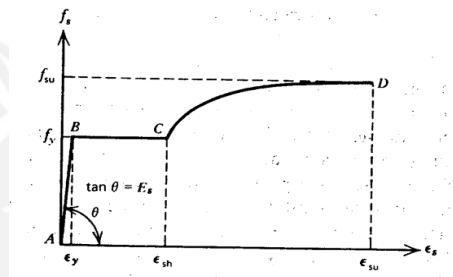


Figura 6: Modelo Park de Curva Esfuerzo-Deformación del acero.

Tomado de “Estructuras de Concreto Reforzado”, por (Park & Paulay, 1988)

En el modelo presentado por Park se observa claramente las 3 zonas de comportamiento ya descritas.

- **Modelización de rótulas plásticas:**

Los movimientos sísmicos generan el ingreso de energía a las edificaciones por medio de las cimentaciones, la cual es liberada por la estructura, en gran medida, en forma de daño. Este se produce debido a las rotaciones inelásticas en diferentes zonas de los elementos, generalmente en sus extremos, la cual, superada la capacidad de la sección, puede seguir deformándose y generar redistribución de momentos hacia otros elementos, a estas zonas se les conoce como rótulas plásticas.

Para poder obtener el desempeño de una estructura es necesario conocer las características de los elementos que lo componen, esto quiere decir, si es que sus secciones tienen la capacidad de poder disipar energía y tener un comportamiento dúctil o si es que la sección no logrará la

disipación adecuada debido a la fragilidad de la misma. Para identificar el tipo de comportamiento, se analiza la relación entre el momento y curvatura de las secciones, obteniéndose el diagrama “Momento-Curvatura”.

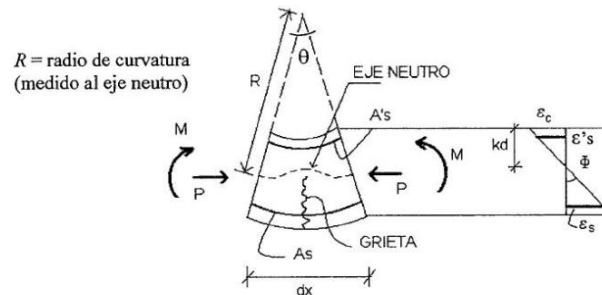


Figura 7: Representación de curvatura.

Tomado de “Apuntes del Curso Concreto Armado I”, por (Ottazzi Pasino, 2016).

El cálculo de “Momento-Curvatura” consiste en hallar el momento que se genera en la sección para cada curvatura de esta a medida que se va agotando la capacidad de la sección de poder recibir más cargas. Este comportamiento genera puntos notables a lo largo de la curva, los cuales se explican de la siguiente manera:

- Punto de agrietamiento (M_A ; φ_A): Este punto se alcanza cuando el concreto alcanza su resistencia en la fibra más alejada que se encontraba a tracción.
- Punto de fluencia del acero (M_y ; φ_y): Este punto se alcanza cuando el acero en tracción alcanza su punto de fluencia. Hasta alcanzar este punto, el comportamiento de la sección es lineal; sin embargo, a partir de ahora la sección ya no lo será debido al daño permanente al que quedará expuesto el acero al continuar con la deformación.
- Punto último (M_u ; φ_u): Este punto representa la máxima capacidad portante que posee la sección, la cual representa cuando el acero llega a su deformación máxima de rotura. A partir de este punto la sección pierde capacidad portante: sin embargo, la curvatura puede seguir incrementándose.

- Punto de rotura ($M_R; \phi_R$): Este punto representa la capacidad remanente de resistencia que posee la sección luego de que el acero en tracción haya pasado su deformación de rotura. En este punto la curvatura de la sección es tan elevada que la sección está en colapso inminente.

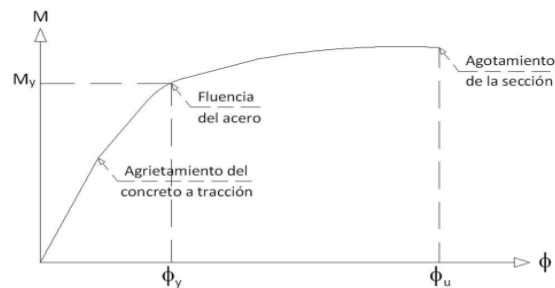


Figura 8: Diagrama Momento Curvatura

Tomado de “Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sísmo resistente de puentes de concreto reforzado (Ospina et al., 2013) “

a) Definición de rótulas plásticas para vigas por medio de las tablas propuestas por la ASCE:

El cálculo del diagrama “Momento-Curvatura” es laborioso debido a las diferentes variables que influyen en el resultado tales como la cantidad de acero en tracción o compresión, la resistencia del concreto y acero, etc. Debido a esto, la “Sociedad Estadounidense de Ingenieros civiles” (ASCE, 2017) propone tablas que toman en consideración todas las variables que intervienen en el comportamiento de una sección y simplifican la obtención del diagrama “Momento-Rotación”, la cual se relaciona con el “Momento-Curvatura” por medio de la longitud de plastificación.

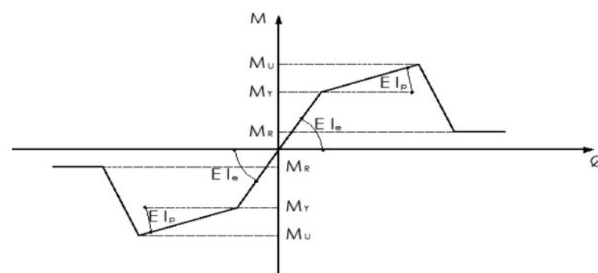


Figura 9: Modelización de curva “Momento-Rotación”.

Tomado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, por ASCE, 2017.

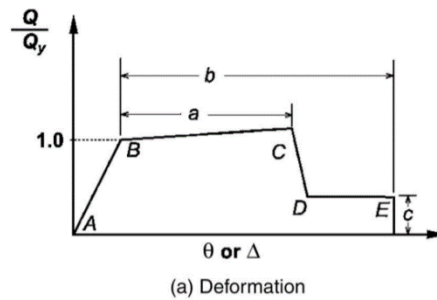


Figura 10: Modelización de curva “Momento-Rotación” mediante parámetros de ASCE.

Tomado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, por ASCE, 2017.

En el modelo presentado por la ASCE 41-17, el cual se expresa mediante coeficientes, la curva se encuentra normalizada a 1 en base al momento de fluencia de la sección. La rotación que la sección pueda manifestar desde el momento que inicia la fluencia hasta que agota su capacidad (Momento de rotura) se relaciona mediante el parámetro “a”. El parámetro “b” relaciona el momento de fluencia con el momento residual de la sección, en esta zona la rótula disminuyó su capacidad debido al grado de daño y está a punto de colapsar, mientras que el parámetro “c” muestra la cantidad de momento residual que la rótula aún sigue soportando en ese estado.

Para este caso, el ASCE41-17 propone la tabla 10-7 y a la vez indica los datos necesarios para poder determinar los valores de a, b y c para construir el diagrama.

Tabla 3 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure^b								
$\frac{h}{l}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{M_r}{2.0 \sqrt{f_c} V_u}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear^b								
	Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
	Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span^b								
	Stirrup spacing $\leq d/2$		0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
	Stirrup spacing $> d/2$		0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota. Tomado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, por ASCE, 2017.

Como se puede observar, esta depende de la cantidad de acero instalado, además del confinamiento sobre las barras longitudinales y de la cortante de diseño sobre el elemento.

En base a esas características se podrá determinar la gráfica “Momento-Curvatura” bajo el método simplificado.

b) Definición de rótulas plásticas para columnas por medio de la Modelación

XTRACT:

La obtención de las rótulas para estos elementos no es tan directa como en el caso de las vigas debido a que el comportamiento de una columna varía dependiendo de la carga axial a la que se encuentra sometida; por tal motivo, se decidió utilizar el programa XTRACT. Este es un software de modelación de columnas de concreto armado, el cual te permite introducir las propiedades de los materiales, dimensiones de las secciones, distribución del refuerzo de acero de la sección y la distribución de las propias cargas a las que está sometida la columna en cuestión. De esta manera, se podrá obtener el diagrama de momento- curvatura de las columnas presentes en el análisis.

2.2 Análisis de desplazamiento incremental estático

Dentro de los análisis no lineales presentados previamente, se encuentra el análisis de desplazamiento incremental estático o análisis Pushover, el cual busca aproximar la respuesta dinámica de una edificación bajo una demanda sísmica por medio de la aplicación de una carga estática lateral equivalente. Las situaciones en las que este análisis es aplicable son: verificación del modelo de análisis no lineal antes de realizar el análisis dinámico, compresión del comportamiento no lineal de la estructura; y, refinamiento del diseño sísmico (National Institute of Standards and Technology, 2017). Asimismo, este tipo de análisis es recomendable para estructuras bajas cuyas respuestas son dominadas por el primer modo de vibración.

Algunos conceptos a tener en cuenta son los siguientes:

- **Carga estática equivalente:**

La carga estática equivalente se refiere a una carga cuyo desplazamiento de respuesta se aproxima al resultado que se obtendría si la estructura se somete a una carga dinámica. Dicha condición es aplicable más que todo en estructuras bajas y regulares, puesto que la deformada inelástica que se obtenga es similar a la deformada elástica del periodo fundamental de vibración, caso que no se repite en estructuras más altas o irregulares.

- **Desplazamiento objetivo:**

El desplazamiento objetivo se refiere al máximo desplazamiento probable que puede experimentar la estructura ante un nivel de sismo determinado. Existen dos maneras de calcular dicho valor en función del periodo fundamental de vibración y de la pseudo aceleración espectral. El primero es en base al alcance brindado por la ASCE, el cual se denomina “método de coeficientes”, y que se caracteriza por utilizar la respuesta lineal elástica de un modelo de un grado libertad equivalente. Dicha respuesta se multiplica por una serie de coeficientes que representan la degradación de rigidez y resistencia, los efectos $P-\Delta$, entre otros, para luego obtener el máximo desplazamiento posible.

El segundo es el brindado por la ATC-40, el cual se denomina “método de espectro de capacidad”. En este método se asume que la respuesta es controlada por su modo fundamental de vibración y consiste en convertir la curva de capacidad de la estructura en un formato espectral (S_a-S_d). Asimismo, el punto de desempeño o desplazamiento objetivo se obtiene por medio del uso del espectro de capacidad y de un espectro de demanda del nivel de sismo escogido.

- **Curva de capacidad:**

La curva de capacidad estructural es un gráfico que representa la relación entre la fuerza máxima que recibe la edificación ante cada desplazamiento lateral del sistema.

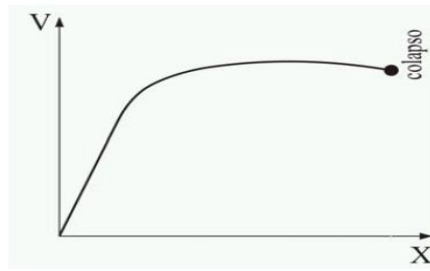


Figura 11: Curva de capacidad.

Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020.

Como se puede apreciar, para valores reducidos de desplazamiento, la relación entre la cortante basal y el desplazamiento es proporcional, es decir, la edificación se comporta elásticamente. Posteriormente, conforme crece el desplazamiento lateral, la estructura ingresa al rango inelástico y comienza la formación de rótulas plásticas. De esta manera, la estructura ingresa a un estado en el que pierde su capacidad de recuperación y comienza a presentar deterioro.

La capacidad total de la estructura va a depender de la resistencia instalada y de la ductilidad de sus componentes. Si es que la estructura ha sido adecuadamente proyectada podrá desarrollar un buen comportamiento inelástico y con una adecuada secuencia de rotulación.

Por medio de la curva de capacidad se pueden obtener parámetros que permiten caracterizar las respuestas de mejor manera:

- **Ductilidad estructural:** Este parámetro corresponde al cociente entre el máximo desplazamiento que puede desarrollar la estructura (desplazamiento de colapso) y el desplazamiento con el que la estructura inicia su comportamiento inelástico (desplazamiento de límite elástico).

$$\mu_e = \frac{x_c}{x_y}$$

Por medio de este parámetro se puede determinar cómo es el comportamiento de la estructura en el rango inelástico. Cuanta mayor ductilidad estructural se tenga, el edificio tendrá mayor capacidad de deformación inelástica y un mejor comportamiento ante sismos severos.

- **Resistencia lateral:** Corresponde al conjunto de cargas máximas horizontales que puede soportar la estructura y son las que inician su comportamiento inelástico. Estas se obtienen por medio de la multiplicación de la rigidez lateral y del máximo desplazamiento en el rango elástico.

$$V_y = K x_y$$

- **Sobrerresistencia:** A pesar de haber sobrepasado la etapa elástica, la estructura es capaz de recibir fuerzas mayores a la fuerza máxima del rango elástico (V_y). Dichas fuerzas ($V_{máx}$) suelen tener mucha importancia en estructuras que han sido bien diseñadas, y generan una sobrerresistencia en la estructura.

$$\Omega_f = \frac{V_{máx}}{V_y}$$

2.3 Procedimiento de Análisis estático no lineal

A continuación, se presenta el procedimiento a seguir para poder obtener la respuesta de una estructura ante la eventual acción de un sismo mediante la metodología del Análisis estático no lineal.

Paso1: Obtención de la curva de capacidad mediante el Análisis Push Over

Con las rótulas ya definidas en todas las secciones, se procede a realizar el análisis Push Over de la edificación. Este paso consiste en aplicar cargas laterales monotónicas incrementales a la estructura, la cual se encuentra inicialmente sometida a cargas de gravedad, hasta agotar la capacidad de resistencia de la misma.

Según la propuesta de ASCE, las cargas laterales se aplicarán en proporción a la distribución de masas en los entrepisos de acuerdo a la forma del modo fundamental en la dirección considerada.

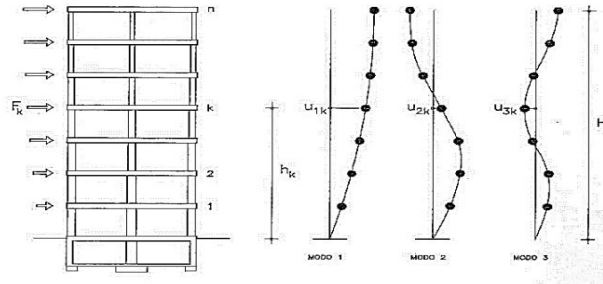


Figura 12: Formas de vibración de una estructura.

Tomado de “Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Cuerpo Central Del Edificio De La Facultad De Medicina De La Universidad De El Salvador” (Eduardo et al., 2017).

En el caso de esta figura, se considera la distribución que dependerá del modo 1 el cual es el fundamental, teniendo en cuenta que este representa por lo menos el 90% de la masa efectiva.

Los resultados obtenidos de este procedimiento se representan mediante la curva de capacidad que relaciona la fuerza basal estática con el desplazamiento que se presenta en el último nivel de la edificación.

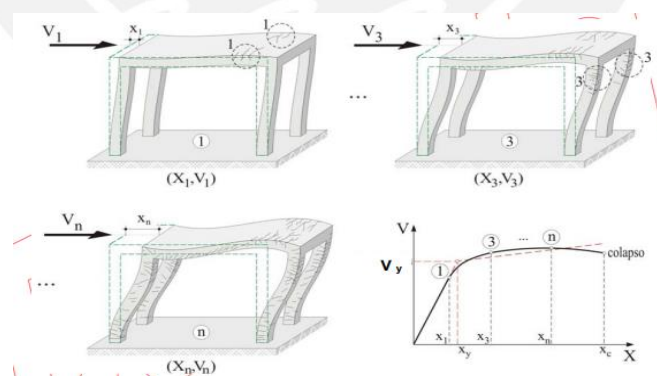


Figura 13: Obtención de curva de capacidad.

Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020.

Como se observa en la figura 13, la curva posee una zona donde hay proporcionalidad entre la cortante basal con el desplazamiento que experimenta la estructura, esta zona es lineal y la rigidez global se mantiene constante. La fuerza externa genera la fuerza cortante basal

se vaya incrementando de manera lineal hasta que llega al punto 1, donde se observa un cambio de pendiente y un comportamiento que ya no es lineal debido a la aparición de la primera rótula plástica, esto quiere decir que en el gráfico “momento-curvatura” de esa sección, el M_y comenzó a ser superado.

Conforme la cortante basal vaya incrementándose, la rigidez irá degradándose debido a que nuevas rótulas plásticas irán apareciendo en las diferentes secciones de los elementos, hasta que alcance una cortante basal máxima mostrada como V_n . A partir de este punto la rigidez se encuentra tan degradada que las secciones seguirán deformándose, pero disminuyendo su capacidad portante hasta el desplazamiento máximo de X_c , donde el ensayo se detiene.

Paso 2: Conversión de la curva de capacidad en espectro de capacidad

El espectro de capacidad es un gráfico que relaciona el desplazamiento espectral con la fuerza por unidad de masa. Este se puede obtener por medio de la curva de capacidad como se muestra a continuación.

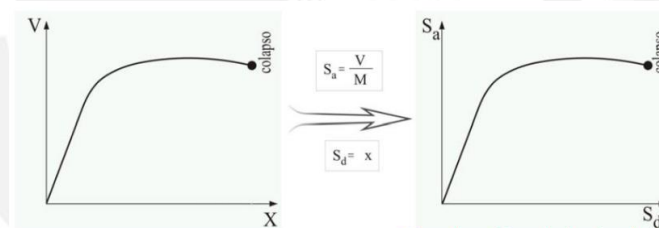


Figura 14: Espectro de capacidad.

Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020.

Las fuerzas que recibe un edificio durante un terremoto son las fuerzas restitutivas y las de amortiguamiento. Sin embargo, debido a que la fuerza de amortiguamiento es muy pequeña, su valor es insignificante a comparación del de la fuerza restitutiva. De esta manera, la máxima aceleración que puede experimentar la estructura corresponde a la que se obtiene por la división entre la fuerza restitutiva y la masa del edificio.

Paso 3: Respuesta no lineal de la estructura

Según la Asociación Española de Ingeniería Sísmica (Chiroiu et al., 2001), las técnicas para la evaluación de la respuesta de un edificio ante un terremoto “consisten

fundamentalmente en comparar un parámetro de demanda con un parámetro de capacidad”. Por una parte, el parámetro de capacidad hace referencia a la curva de capacidad en formato espectral (S_a - S_d). Y, por otra parte, el parámetro de demanda consiste en los espectros elásticos de los niveles de demanda que se deseen analizar.

- **Obtención de espectros de cada nivel de demanda:**

La norma peruana E.030 establece lineamientos de factores de zona, uso, amplificación, entre otros; los cuales se atribuyen a un sismo raro de 475 años y con un amortiguamiento de la estructura del 5%. Por tal motivo, el espectro de aceleración básico que se obtiene por norma es el que representa la acción de un sismo raro.

Para poder comparar el espectro de capacidad con un parámetro de demanda, se debe convertir el espectro de aceleraciones en un espectro de demanda. Los espectros de demanda representan la relación entre el desplazamiento y la aceleración máxima de una estructura de periodo específico. Dicha conversión se obtiene por medio del uso de la siguiente relación:

$SD = SA/w^2$, como se muestra a continuación:

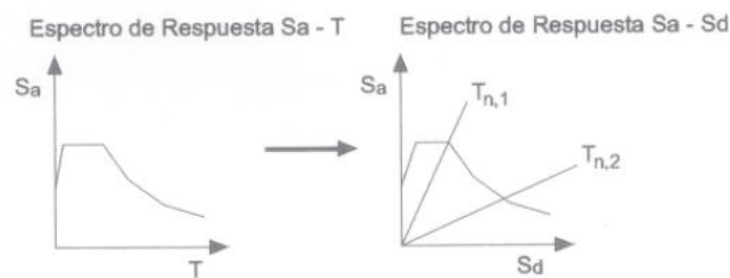


Figura 15: Conversión de espectro de aceleración a espectro de demanda.

Tomado de “El método del espectro de capacidad aplicado a la evaluación de daños sísmicos”, por Chiroiu et al., 2001.

Según los sismos de diseño establecidos por la SEAOC, la estructura puede estar sometida a un Sismo Frecuente, Sismo Ocasional, Sismos Raro y un Sismo muy Raro. Para el caso del sismo raro, su espectro de demanda se halla por medio de los lineamientos establecidos en la norma E.030. Sin embargo, para el caso de los demás sismos, sus espectros de demanda se deben hallar por medio de la extrapolación del espectro del sismo raro previamente hallado.

Existen varios criterios para convertir el espectro sísmico de la Norma Peruana E.030 a un espectro de demanda de otro nivel de daño. Para el caso del presente trabajo se utilizará la propuesta de Aguiar en su libro “Análisis sísmico por desempeño” (Aguiar, 2003), en donde se proponen los siguientes parámetros:

Para un sismo frecuente: Se propone utilizar un factor de amortiguamiento de 2% y la siguiente ecuación de Newmark y Hall:

$$\alpha = 3.21 - 0.68 \ln \xi$$

De esta manera, se divide el espectro elástico de la norma con dicho valor de alfa.

Para un sismo ocasional: Se recomienda utilizar la recomendación de Guendelman, en donde se multiplica el espectro de sismo frecuente por un factor de 1.4.

Para un sismo muy raro: Se recomienda multiplicar el espectro elástico por 1.5.

Se elaboró la siguiente tabla que resume lo mencionado anteriormente.

Tabla 4 Factores de niveles de demanda

Sismo	Nivel de Demanda
Frecuente	$Sa1 = Sa/\alpha$
Ocasional	$Sa2 = 1.4 * Sa1$
Raro	$Sa3 = Sa$
Muy raro	$Sa4 = 1.5 * Sa3$

- **Respuesta usando espectros de amortiguamiento variable:**

Una vez que se tengan los parámetros de capacidad de la estructura y los parámetros de demanda, estos se deben interceptar para obtener la respuesta de la estructura. Al interceptarlo se pueden obtener dos tipos de respuestas: Respuesta elástica y Respuesta inelástica.

Respuesta elástica: Esta ocurre cuando se intercepta el espectro de capacidad con el espectro de demanda, y la intercepción se encuentra en la zona elástica del espectro de capacidad, como se muestra a continuación:

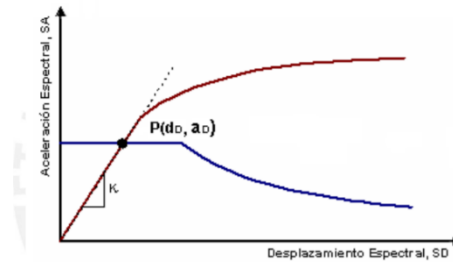


Figura 16: Respuesta elástica. Fuente:(Borda & Pastor, 2007)

Tomado de “Desempeño Sísmico De Un Edificio Aporticado peruano De Seis Pisos”, por Borda & Pastor, 2007.

Respuesta inelástica: Esta ocurre cuando la intercepción entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad se encuentra en la zona inelástica del parámetro de capacidad o si es que ambas curvas no se llegan a interceptar, como se muestra a continuación:

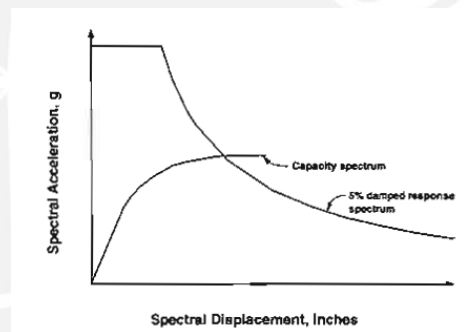


Figura 17: Respuesta inelástica.

Tomado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings by APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL”,(ATC-40, 1996).

Al no interceptar en el rango elástico, el punto de desempeño ya no pertenece al espectro de demanda elástica sino a un espectro inelástico. Existen varios métodos para obtener la respuesta espectral inelástica de las estructuras como, por ejemplo, el método de espectros de amortiguamiento variable. Este permite estimar la demanda inelástica a partir de un modelo elástico con mayor periodo y amortiguamiento que el de la estructura original.

Este método consiste en crear un modelo elástico cuya pérdida de rigidez, que se obtendría en el modelo inelástico, se representa en este modelo por medio del aumento del periodo. Asimismo, la disipación de energía histerética del modelo inelástico se representa por

medio del incremento del amortiguamiento; por lo que la disipación de energía por amortiguamiento aumenta.

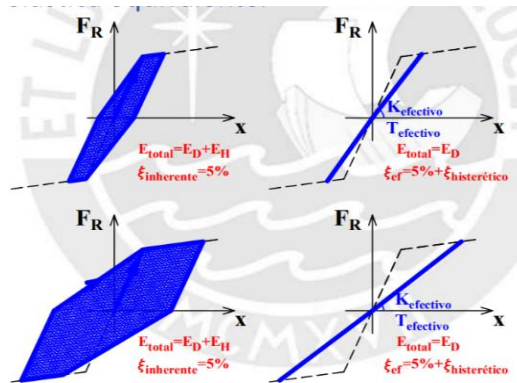


Figura 18: Modelo inelástico original vs Modelo elástico equivalente.

Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por (Muñoz Pelaez, 2020a).

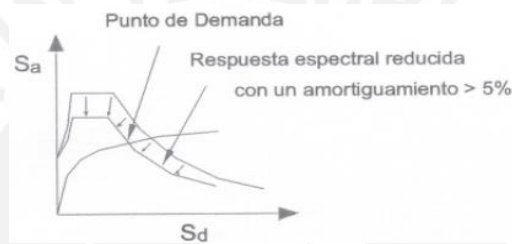


Figura 19: Espectro de demanda elástica reducido.

Tomado de “El método del espectro de capacidad aplicado a la evaluación de daños sísmicos”, por Chiroiu et al., 2001.

De esta manera, si es que la estructura posee mayores incursiones inelásticas, el periodo y amortiguamiento del modelo elástico crecen y la demanda elástica equivalente decrece. Entonces, cada punto de intercepción entre el modelo elástico equivalente con la demanda elástica reducida, representan un punto de la curva de espectro de amortiguamiento variable (EDAV).

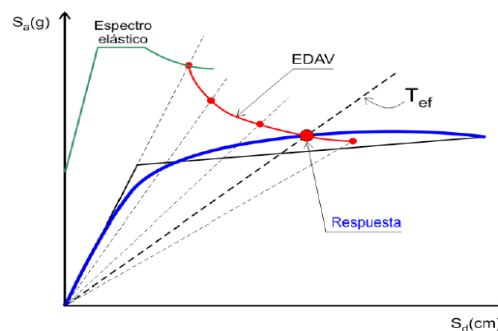


Figura 20: Determinación de respuesta espectral utilizando el espectro de capacidad y un EDAV.

Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por (Muñoz Pelaez, 2020a).

Como se puede observar en la figura anterior, la intercepción entre el EDAV con el espectro de capacidad de la estructura en análisis, corresponde a la respuesta espectral inelástica de la estructura (S_d). Finalmente, se obtiene el verdadero desplazamiento del techo al multiplicar S_d con el respectivo factor de participación.

2.4 Análisis Tiempo Historia

Este tipo de análisis, también conocido según la ASCE como Nonlinear Dynamic Procedure (NDP), Procedimiento Dinámico No lineal en español, es uno de los métodos más precisos y realistas disponibles. Consiste en considerar a la carga del terremoto como “un movimiento del suelo natural o sintético en el modelo estructural, el cual incorpora elementos con relaciones inelásticas de fuerza-deformación y al menos algunas aproximaciones geométricas no lineales de primer orden (efecto P-delta)” (Lagaros et al., 2013). De esta manera, se obtiene una mejor comprensión del comportamiento ya que se incorporan las propiedades inelásticas de los materiales y se obtiene la respuesta dinámica en diferentes intervalos de tiempo.

El movimiento del suelo se representa por medio de registros de acelerogramas reales o sintéticos, lo cual genera historiales de respuesta completos para cualquier variable de interés como desplazamientos, cortantes, derivas, entre otros. Cabe destacar que, para obtener estimaciones de respuesta confiables, se debe de seleccionar un amplio conjunto de registros de movimiento.

La Norma Peruana de Aislamiento Sísmico E.031 (Ministerio de Vivienda, 2019), en su artículo 25.3, establece los siguientes principios para el desarrollo de este análisis:

- a) Los pares de registros seleccionados deben ser escalados por factores únicos o por medio de escalamiento de frecuencias para lograr señales espectro compatibles.
- b) Se requiere como mínimo 7 registros (7 pares de acelerogramas). Además, estos deben de ser representativos del SMC (Sismo Máximo Considerado) y las condiciones locales.

- c) Cada registro debe ser aplicado simultáneamente en el modelo, considerando los efectos de excentricidad de masa más desfavorable.
- d) Los parámetros de interés se deben de calcular para cada movimiento del terreno considerado, y su valor promedio debe ser el empleado para el diseño.

2.5 Procedimiento de Análisis Dinámico No Lineal

Paso 1: Tratamiento de las señales

Lo primero que se debe de realizar es la selección de 7 registros representativos del lugar. Esto consiste en seleccionar las dos componentes horizontales de cada registro para luego determinar los espectros de respuesta de sus componentes. Una vez realizado dicho paso, se debe de determinar el espectro SRSS (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) para cada registro.

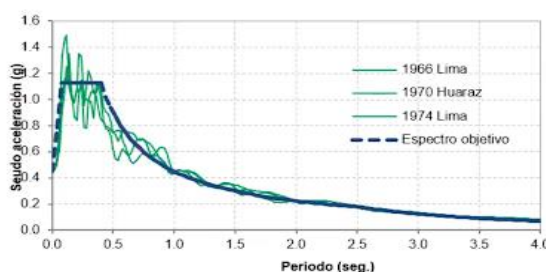


Figura 21: SRSS de cada registro.

Tomado de “LA NORMA PERUANA DE AISLAMIENTO SISMICO, E.031”, por (Muñoz Pelaez, 2020b)

Finalmente, se deben de escalar las señales a manera que el promedio de los SRSS no sea menor que el espectro objetivo en el rango establecido para señales naturales o espectro compatibles.

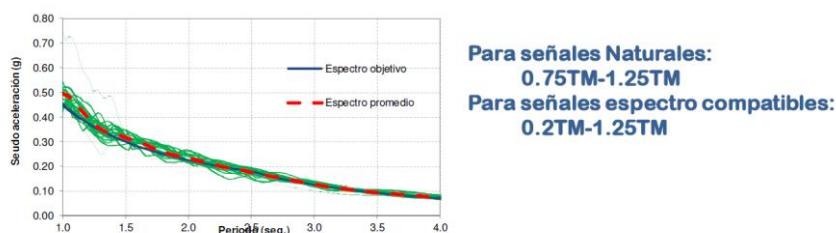


Figura 22: Verificación del promedio de los SRSS con el espectro objetivo.

Tomado de “LA NORMA PERUANA DE AISLAMIENTO SISMICO, E.031”, por (Muñoz Pelaez, 2020b)

Cabe destacar que para el caso del uso de señales espectro compatibles, el acelerograma en la dirección de análisis deberá tener un espectro no menor al 90% del espectro utilizado para el diseño. Mientras que, para el espectro de la dirección que no se analiza, se puede considerar en un 44%.

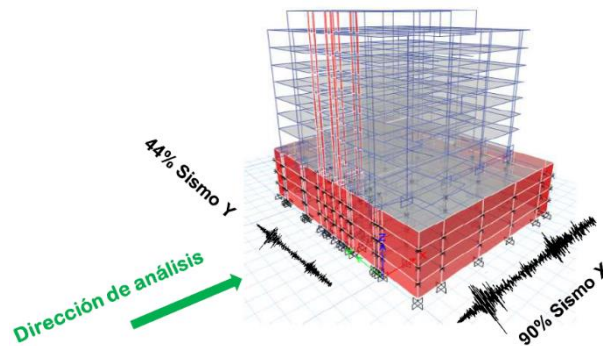


Figura 23: Peso de espectro en cada dirección.

Tomado de “LA NORMA PERUANA DE AISLAMIENTO SISMICO, E.031”, por (Muñoz Pelaez, 2020b)

Paso 2: Métodos de Análisis Dinámico No Lineal

Método de integración directa

Para el análisis de las funciones en el tiempo se requiere de la aplicación de una de las técnicas más sofisticadas disponibles, la cual es el método de integración directa o integración paso a paso. Este método “permite obtener la respuesta como un conjunto de valores que corresponde al inicio y al final de pequeños intervalos de tiempo en que se calcula la respuesta” (Muñoz Pelaez, 2020a). De esta manera, se entiende que basta con tener la respuesta al inicio de un intervalo de tiempo determinado para obtener la respuesta al final de dicho intervalo de integración. Existen dos tipos de integración directa: Integración explícita e Integración implícita.

- ***Método de integración explícita:*** Este “se ajusta mejor a los problemas de propagación de ondas generados cuando una estructura es sometida a cargas de impacto u ondas de choque” (Enciso Valdivia, 2014). La estructura, al someterse a tal impacto, genera gran

excitación en sus modos de vibración más importantes, por lo que se tiene que tener cuidado con los intervalos de tiempo a utilizar para que no se genere inestabilidad numérica. De esta manera, si el intervalo de integración es muy grande, la respuesta puede crecer descontroladamente, generando imprecisión en los resultados.

- **Método de integración implícita:** Este tipo de método “se debe usar cuando la respuesta del sistema estará gobernada por los modos de vibración más bajos” (Enciso Valdivia, 2014). El método mencionado es más estable numéricamente; sin embargo, es más complicado.

Actualmente, los softwares de análisis estructural poseen las herramientas para calcular la respuesta de estructuras sometidas a una aceleración por medio de procedimientos de integración paso a paso. La información que se debe de introducir al sistema escogido es mayormente las propiedades estructurales y las señales sísmicas previamente mencionadas.

3. Evaluación del desempeño

Una vez obtenida la respuesta inelástica de la estructura ante la acción de un sismo, es necesario analizar dicha respuesta en base a la importancia de la estructura y a la filosofía del diseño sismorresistente mencionada previamente. Para esto, se utiliza el diseño basado en el desempeño, el cual se explica a mayor detalle a continuación.

3.1 Generalidades

El diseño basado en el desempeño busca “producir edificios que funcionen durante los terremotos de acuerdo con las expectativas y con mayor economía” (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, 1996). De esta manera, este concepto va más allá de evitar el colapso de la estructura ante un sismo importante, también se busca cumplir con otros aspectos de la filosofía del diseño sismorresistente como la operabilidad y menor daño ante un determinado número de sismos de diseño.

Según Luis Esteva Maraboto (2000), el desempeño esperado de una estructura para una intensidad sísmica dada puede describirse por medio de indicadores cualitativos (niveles de agrietamiento de los elementos), semicuantitativos o a través de las características probables de su respuesta dinámica, como amplitudes máximas y números de ciclos. Para el caso del diseño por desempeño, este se mide por medio de variables específicas como la distorsión de entrepiso.

“Utilizando las técnicas disponibles para evaluar el desempeño sísmico de una estructura, se puede determinar de una manera más confiable su vulnerabilidad frente a una determinada demanda sísmica” (Carrillo, 2008). Dicho hecho facilita los trabajos de rehabilitación de estructuras ya que se tiene una mejor visión de cómo será el comportamiento de la estructura ante un eventual sismo.

Este tipo de diseño permite definir distintos niveles de comportamiento de las estructuras, más que todo los relacionados con el daño acumulado en respuesta a una serie de sismos de diseño preestablecidos, los cuales permiten calificar su comportamiento.

3.2 Niveles de desempeño

Un nivel de desempeño se refiere a una condición de daño límite que se considera satisfactoria ante un movimiento sísmico dado. Dicha condición limitante depende tanto del daño físico que experimenta la edificación como de la amenaza a la seguridad de vida de sus habitantes y su operabilidad después del terremoto.

Para el caso de los primeros niveles de desempeño, se espera que la estructura permanezca en el rango elástico, es decir, que la estructura no presente daño pues cuando culmine el terremoto, esta vuelve a su posición original. Sin embargo, para niveles más severos, la estructura experimentará daños irreversibles que se acumulan dependiendo de la intensidad del sismo y la vulnerabilidad de la estructura.

A continuación, se presentan algunas de las propuestas de niveles de desempeño emitidas por distintas entidades.

Propuesta por el Comité Visión 2000, SEAOC

El Comité Visión 2000 del SEAOC (1995) propone los siguientes niveles de desempeño en función del nivel de daño que sufre una edificación, tanto los elementos estructurales como los no estructurales.

- a) Completamente operativo: Nivel en el cual la estructura no presenta daño y su estado es seguro. Además, la estructura conserva su rigidez y resistencia. No es necesario realizar labores de reparación y todas sus instalaciones y servicios operan con normalidad.
- b) Operativo: Nivel en el cual la estructura presenta un daño reducido con respecto a los elementos no estructurales y un menor daño en los elementos estructurales a manera que no se comprometa la seguridad de los habitantes. Además, la estructura conserva casi toda su rigidez y resistencia instalada. Las instalaciones y servicios operan con normalidad o necesitan reparaciones que pueden realizarse de manera inmediata.
- c) Resguardo de la vida: Nivel en el cual la estructura presenta daño moderado en elementos estructurales y no estructurales. Presenta pérdida importante de su rigidez y resistencia, pero sin estar cerca al colapso. Las instalaciones y servicios como los ascensores se encuentran inoperables. Además, el edificio se encuentra en un estado en el que podría repararse dependiendo de su viabilidad económica.
- d) Cerca al colapso: Nivel en el cual la estructura presenta daño importante y extendido; sin embargo, los elementos estructurales aún presentan un pequeño margen antes del colapso. Es probable que los elementos no estructurales se hayan desplomado.
- e) Colapso: Nivel en el cual la estructura posee pérdida de verticalidad y problemas de inestabilidad. Además, la estructura ya no puede resistir acciones laterales y no es posible repararla.

Propuesta ATC 40

La propuesta brindada por la ATC define al nivel de desempeño del edificio como la suma del nivel de desempeño de los elementos estructurales con el de los no estructurales. A continuación, se presenta la delimitación de dichos niveles.

- Nivel de desempeño estructural:
 - a) Ocupación inmediata (SP-1): Los elementos estructurales poseen poco daño y la resistencia permanece casi igual a la instalada originalmente. El edificio es seguro.
 - b) Daño controlado (SP-2): Corresponde a un nivel intermedio entre ocupación inmediata y seguridad a la vida.
 - c) Seguridad de la vida (SP-3): Se presentan daños significativos en la estructura; sin embargo, la mayoría de componentes estructurales no se han desplomado. Se espera que las labores de rehabilitación se hagan antes de que la edificación vuelva a ser ocupada.
 - d) Seguridad limitada (SP-4): Corresponde a un nivel intermedio entre seguridad de la vida y estabilidad estructural.
 - e) Estabilidad estructural (SP-5): En este nivel, el edificio se encuentra al borde de sufrir un colapso total o parcial. Se encuentra daño sustancial degradación de la rigidez y resistencia. Sin embargo, el sistema sigue siendo capaz de soportar cargas de gravedad.
 - f) No considerado (SP-6): Este no es un nivel de desempeño, pero marca un punto en el cual solo se realiza la evaluación sísmica a los elementos no estructurales.
- Nivel de desempeño no estructural:
 - a) Operacional (NP-A): Corresponde al estado de daño post sismo en el cual los sistemas y los elementos no estructurales se encuentran en su posición original y con funcionalidad. Se espera que no se necesite mantenimiento y que todos los equipos sigan funcionando, aunque algunos servicios externos puede que no estén disponibles.

- b) Inmediata ocupación (NP-B): Corresponde al estado de daño post sismo en el cual los sistemas y los elementos no estructurales se encuentran generalmente en su posición original y con funcionalidad. Sin embargo, algunos equipos y maquinaria pueden presentar pequeñas interrupciones. Se mantiene un estado seguro para los habitantes.
- c) Seguridad de la vida (NP-C): Este nivel incluye daño considerable en elementos no estructurales y sistemas, mas no incluye colapsos o caída de objetos pesados que pueda generar peligro para los ocupantes. Es probable que sistemas no estructurales y maquinarias no se encuentren en funcionamiento; sin embargo, el peligro a la vida es bajo.
- d) Peligro reducido (NP-D): Este nivel incluye daño extensivo a elementos no estructurales y sistemas, mas no incluye el colapso o caída de grandes objetos que pongan en peligro la seguridad de la vida.
- e) No considerado (NP-E): Este no es un nivel de desempeño, pero marca un punto en el cual solo se realiza la evaluación sísmica a los elementos estructurales.

En base a los niveles de desempeño de componentes estructurales y no estructurales mencionados, se establecen combinaciones de estos a fin de definir los niveles de desempeño de la edificación en su totalidad, lo cual se aprecia en la Tabla 5.

Tabla 5 Combinaciones de niveles de desempeño de componentes estructurales y no estructurales para crear los niveles de desempeño del edificio.

Building Performance Levels						
Nonstructural Performance Levels	Structural Performance Levels					
	SP-1 Immediate Occupancy	SP-2 Damage Control (Range)	SP-3 Life Safety	SP-4 Limited Safety (Range)	SP-5 Structural Stability	SP-6 NOT Considered
NP-A Operational	↓ 1-A	↓ 2-A	↓ NR	↓ NR	↓ NR	↓ NR
NP-B Immediate Occupancy	1-B Immediate Occupancy	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Life Safety	1-C	2-C	3-C Life Safety	4-C	5-C	6-C
NP-D Hazards Reduced	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E Not Considered	NR	NR	3-E	4-E	5-E Structural stability	Not Applicable

Legend

	Commonly referenced Building Performance Levels (SP-NP)
	Other possible combinations of SP-NP
	Not recommended combinations of SP-NP

Nota. Tomado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings by APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL”, por ATC-40, 1996.

- Niveles de desempeño de la edificación:

Las combinaciones más comunes son las que se presentan a continuación:

- a) Operacional (1-A): Este nivel de desempeño está relacionado con la funcionalidad. El daño de la estructura del edificio es limitado a manera que es seguro para seguir ocupado. Los requerimientos de reparaciones son mínimos y pueden realizarse sin interrumpir a los ocupantes. Los sistemas y componentes no estructurales poseen daño menor.
- b) Ocupación inmediata (1-B): Este nivel corresponde principalmente a edificaciones esenciales. Se espera que los espacios y sistemas se encuentren utilizables. Es posible que algunos servicios principales o secundarios presenten interrupciones. Además, se mantiene un estado de seguridad de los ocupantes.
- c) Seguridad de la vida (3-C): Este nivel pretende alcanzar un estado de peligro a la vida de baja probabilidad, tanto por la amenaza del daño estructural como la posible caída de objetos. Se espera que este nivel de desempeño sea menor al comportamiento que se esperaría que tenga bajo los códigos de diseño actuales.
- d) Estabilidad estructural (5-E): Este nivel de daño se caracteriza por solo mantener su capacidad del sistema resistente ante cargas verticales, mas no ante cargas laterales. Se presenta peligro de seguridad a la vida de los ocupantes, por lo que el edificio debe ser desalojado.

3.3 Demanda sísmica

Los movimientos del suelo se pueden expresar mediante niveles asociados a probabilidades de ocurrencia o también en términos de una variable máxima esperada. Por tal motivo, se establecen sismos de diseño, los cuales varían dependiendo de la propuesta que se utilice.

Propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC

Esta propuesta establece cuatro niveles de severidad por medio de “sismos de diseño”, los cuales son comprendidos como sucesos aleatorios que dependen de su periodo de retorno. Cabe resaltar que el término “periodo de retorno” se refiere a la probabilidad de excedencia de un indicador durante un tiempo determinado, el cual, para el caso de las edificaciones, es el tiempo de vida de la edificación (50 años). Los sismos de diseño establecidos son los siguientes:

Tabla 6 Sismos de diseño para edificios según SEAOC

Sismo de diseño	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años (%)
Sismos frecuentes	45	69
Sismos ocasionales	75	50
Sismos raros	475	10
Sismos muy raros	970	5

Nota. Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020.

Propuesta ATC-40

Esta propuesta establece tres niveles de amenaza que se expresan en términos de características ingenieriles para su uso en el diseño.

- Sismo de servicio (SE): Movimiento telúrico que posee una posibilidad del 50% de ser excedido en un tiempo de 50 años.
- Sismo de diseño (DE): Movimiento telúrico que posee una posibilidad del 10% de ser excedido en un tiempo de 50 años.
- Sismo máximo (ME): Movimiento telúrico que posee una posibilidad del 5% de ser excedido en un tiempo de 50 años.

3.4 Objetivos de desempeño

Las demandas sísmicas o sismos de diseño son combinados con los niveles de desempeño deseados para crear los niveles de desempeño objetivos. Estas varían de acuerdo a la propuesta que se evalúe.

Propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC

Según la propuesta del SEAOC (1995), los objetivos múltiples del desempeño se refieren al desempeño esperado de la edificación ante la acción de cada sismo de diseño establecido. Asimismo, se agrega que este desempeño objetivo también depende del uso o importancia de la edificación evaluada (edificios comunes, esenciales o de seguridad crítica).

Tabla 7 Objetivos múltiples de desempeño según SEAOC

Sismo de diseño	Nivel de desempeño			
	Completamente Operativo	Operativo	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Sismos frecuente (45 años)				
Sismo ocasional (75 años)				
Sismo raro (475 años)				
Sismo muy raro (970 años)				

Edificación común
 Edificación esencial
 Edif. De seguridad crítica

Nota. Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020.

Como se puede observar en la Tabla 7, el desempeño que se espera de las edificaciones ante un sismo de diseño dado varía con respecto a la importancia de esta. Por ejemplo, ante un sismo raro, se acepta que las edificaciones comunes se encuentren en el nivel de resguardo de la vida; sin embargo, para el caso de edificaciones esenciales solo se acepta hasta el nivel de desempeño operativo.

Propuesta ATC-40

La ATC-40 proponen una serie de desempeños objetivos que se definen por medio de la selección de un nivel de desempeño para un nivel de amenaza esperado. A continuación, se presentan las combinaciones planteadas referentes al criterio de seguridad básica.

Tabla 8 Objetivos básicos de rendimiento de seguridad según ATC-40

Table 3-3. The Basic Safety Performance Objective

<small>The Basic Safety Objective</small>				
<small>EQ Ground Motion</small>	<small>Building Performance Level</small>			
	<small>Operational</small>	<small>Immediate Occupancy</small>	<small>Life Safety</small>	<small>Structural Stability</small>
<small>Serviceability EQ (SEI)</small>			↓	↓
<small>Design EQ (DEB) →</small>			✓	
<small>Maximum EQ (MEI) →</small>				✓

Nota. Tomado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings by APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL”, por ATC-40, 1996.

Como se puede apreciar, se espera que las edificaciones presenten un nivel de desempeño de seguridad vital ante un sismo de diseño; así como también, se espera que presenten un nivel de desempeño de estabilidad estructural ante un sismo máximo.

3.5 Interpretación de resultados

Propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC

Para el caso de que la respuesta resulte elástica, el desempeño obtenido de la estructura estaría en el rango de perfectamente operacional. Sin embargo, una vez que la respuesta se encuentra en el rango inelástico, la clasificación de esta se dificulta. Como se mencionó previamente, cuanta más incursión inelástica tenga la estructura, mayor daño esta tendrá y se acercará más al colapso.

La propuesta sugerida por la SEAOC consiste en seccionar la curva de capacidad de la estructura, desde el punto de inicio del rango inelástico hasta el punto de colapso. Sin embargo, como el primer cambio de pendiente de la curva de capacidad, es decir, el primer punto en que esta deja de estar en el rango elástico, generalmente no es un cambio significativo, se define el punto de fluencia efectiva (FE).

El método más común para definir el punto de fluencia efectiva (FE) es por medio de un modelo bilineal equivalente. Esta nueva curva posee un área igual al que se encuentra debajo de la curva de capacidad original. Luego de definir el punto FE, se procede a sectorizar la curva en base al desplazamiento inelástico total (distancia entre el punto FE y el punto de colapso), como se muestra en la siguiente figura.

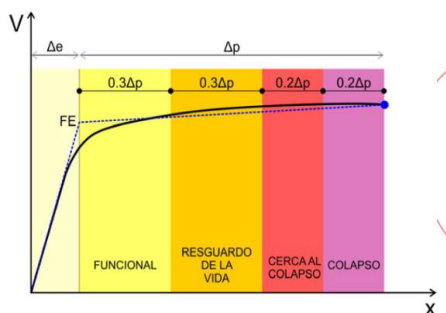


Figura 24: Curva de capacidad y desempeño.

Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020.

Finalmente, una vez que se tenga la curva sectorizada, se procede a colocar los puntos de desempeño de cada nivel de demanda en la curva para poder clasificar su estado y determinar si es el adecuado en base a los objetivos de desempeño previamente establecidos.

Propuesta ASCE

La interpretación de los resultados obtenidos de la estructura depende de los criterios de aceptación. La ASCE propone ciertos criterios de aceptación para acciones controladas por deformaciones utilizadas en procedimientos no lineales, dichas deformaciones corresponden a puntos de la siguiente curva Momento-Curvatura:

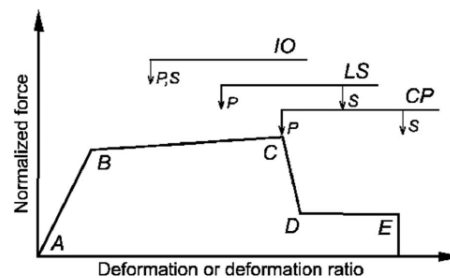


Figura 25: Ilustración de criterios de aceptación.

Tomado de “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings by APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL”, por ATC-40, 1996.

Los puntos que se observan en la anterior figura son los siguientes:

- Punto A: Elemento sin ninguna carga aplicada.
- Punto B: Zona en la que el elemento cede y entra al rango inelástico
- Punto C: Resistencia máxima del elemento y zona en la que inicia la degradación de resistencia del elemento.
- Punto D: Resistencia residual.
- Punto E: Rotura o colapso.

La primera zona de la curva representa la zona elástica de la respuesta del elemento (segmento AB). La siguiente zona hace referencia al endurecimiento del elemento por deformación, la cual tiene una pendiente entre 0% y 10% (segmento BC). Posteriormente, se encuentra la zona donde hay una pérdida significativa de la resistencia (segmento CD); y

finalmente, la última sección (segmento DE) corresponde a la respuesta ante la resistencia residual hasta llegar al punto de rotura (punto E).

Asimismo, se definen las siguientes secciones o estados límites:

- Ocupación inmediata (IO): Punto en el cual, la deformación permanente posee daños visibles menores al 67% del siguiente estado límite (LS).
- Seguridad a la vida (LS): Punto que corresponde al 75% de la deformación en el punto E.
- Prevención de colapso (CP): Punto que corresponde al 100% de la deformación en el punto E.

4. Sistemas de disipación de energía

4.1 Generalidades

La labor de controlar la respuesta estructural de un edificio ante cargas dinámicas es un tema complejo y comprende una necesidad para la seguridad de la vida de sus ocupantes. El objetivo de los sistemas de protección sísmica es reducir la vulnerabilidad de las edificaciones a fin de prevenir o disminuir el daño de estas ante un eventual sismo.

A fin de comprender las maneras con las que se pueden reducir los daños en las edificaciones, se define el “Balance de energía”.

Balance de energía

La filosofía de la Ingeniería Sismorresistente sugiere que, ante la llegada de un sismo grande, las estructuras sean capaces de disipar la energía de entrada mediante el daño progresivo en sus elementos. Asimismo, también disipa esta energía mediante el amortiguamiento, que como lo describe Chopra (2011) está conformado por diversos mecanismos que pueden presentarse al mismo tiempo, tales como la fricción interna que aparece cuando un sólido se deforma o la interacción que se da en la estructura propia y los elementos no estructurales.

$$E_k + E_D + E_s = E_I$$

Donde:

- E_k : Energía cinética.
- E_D : Energía por amortiguamiento.
- E_s : Energía por fuerza restitutiva.
- E_I : Energía introducida por el sismo.

Cada termino presente en la ecuación llamada “Balance de energía” representa al movimiento desde el inicio hasta un tiempo cualquiera. De la energía por fuerza restitutiva una parte se almacena en los elementos como energía recuperable, zona elástica, mientras que la otra parte de la energía se disipa mediante el daño (E_H). Si se realiza un balance de inicio a fin del movimiento solo el amortiguamiento y el daño son capaces de disipar energía mientras que:

- La disipación de energía debido a la energía cinética es 0 debido a que la estructura inicia en reposo y acaba en reposo.
- La disipación de energía por parte de la energía que se almacena en los elementos es 0 al final del movimiento pues ya no tienen la capacidad de recuperar su estado inicial.

Por lo que si establecemos la ecuación de balance de energía de inicio hasta el final del movimiento se obtendría:

$$E_D + E_h = E_I$$

De esta manera, se comprende que los terremotos ingresan una energía adicional a la edificación. Para poder reducir los daños que esta genera, se presentan las siguientes tres formas:

- Por resistencia: Esta primera forma es la manera tradicional en la que se refuerzan las estructuras para disminuir los posibles daños. Esta consiste en reducir el daño mediante

el incremento de la resistencia lateral de la estructura, a fin de ampliar el su comportamiento elástico y reducir las incursiones inelásticas.

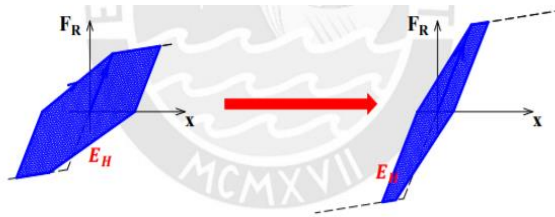


Figura 26: Reducción del daño estructural por Resistencia.

Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020.

- Por disipación: Otra forma de reducir el daño consiste en incrementar la energía disipada por amortiguamiento y reducir la energía histerética disipada.

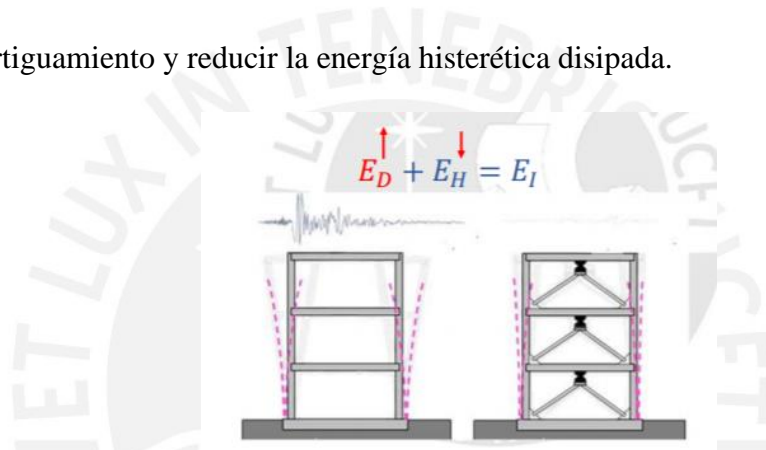


Figura 27: Reducción del daño estructural por Disipación.

Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020.

Esto se logra por medio de la incorporación de disipadores mecánicos.

- Por aislación: Esta última alternativa consiste en reducir la energía de entrada mediante un aislamiento sísmico en la base como se muestra a continuación:

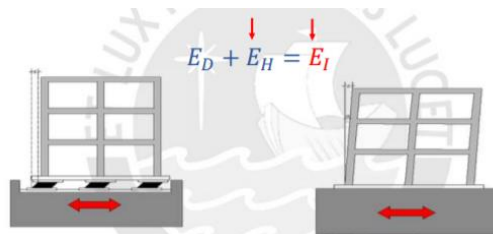


Figura 28: Reducción del daño estructural por Aislación.

Tomado de “Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica”, por Muñoz, 2020.

De esta manera, se reduce la energía de entrada y por ende se reducen las deformaciones y el daño.

A continuación, se comenta a mayor detalle dichas estrategias de intervención.

a) Reforzamientos tradicionales

Entre las estrategias más comunes se encuentran aquellas destinadas a aumentar la resistencia de la edificación. Esto se logra mediante el fortalecimiento de sus elementos estructurales por medio de la adición de algún elemento que aporte rigidez al sistema.

Algunas de estas técnicas se encuentran en la tesis de Gino Medina (Medina Montes, 2019), las cuales corresponden a las siguientes:

- Inclusión de muros acoplados con vigas de gran peralte como, por ejemplo, reforzar las columnas a tal punto de convertirlas en muros.
- Adición de pórticos.
- Cierre de paños con muros de albañilería en sentido longitudinal.
- Enchaquetado de columnas y colocación de aletas de concreto armado.

Este tipo de reforzamiento puede llegar a ser altamente costoso y probablemente no llegue a proteger al edificio en su totalidad.

b) Sistemas modernos de Protección sísmica

Los sistemas modernos de protección sísmica o también conocidos como sistemas de control estructural buscan disminuir las sollicitaciones que experimenta la estructura mejorando sus propiedades dinámicas. Estos sistemas se clasifican en activos, pasivos, semiactivos e híbridos.

- a) Sistemas de control pasivos: Este tipo de sistemas se encargan de reducir el daño de la estructura por medio de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía por medio de calor (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena

de la Construcción, 2011). De esta manera, este sistema no necesita de alguna fuerza externa de potencia ya que es capaz de controlar la energía total pasivamente.

- b) **Sistemas de control activos:** A diferencia de los sistemas pasivos, este tipo de sistema es más complejo ya que requiere de una fuerza externa de potencia a fin de que alimenten los actuadores que aplican fuerzas a la estructura (Gómez et al., 2008). Su comportamiento se basa en el monitoreo de la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real a fin de detectar movimientos y aplicar fuerzas que contrarresten los efectos sísmicos.
- c) **Sistemas de control semiactivos:** Estos sistemas se asemejan a los sistemas activos ya que también cuentan con un comportamiento basado en el monitoreo de la respuesta estructural en tiempo real. Sin embargo, estos no aplican fuerzas que contrarresten los efectos sísmicos, sino, modifican las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía en tiempo real (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011). De esta manera, la energía externa requerida es menor a la del sistema activo.
- d) **Sistemas de control híbridos:** Estos sistemas corresponden a una combinación entre los sistemas pasivos y activos.

Dentro de los sistemas de control presentados, los sistemas pasivos son los que más se utilizan en la actualidad. Estos pueden ser sistemas de aislamiento sísmica en la base o disipadores de energía. A continuación, se presenta a más a detalle los sistemas de disipación de energía.

4.2 Disipadores de energía

Los elementos de disipación de energía generan un aumento en el amortiguamiento en las estructuras lo que reduce las deformaciones sin afectar significativamente el periodo fundamental.

El efecto de incrementar el amortiguamiento se puede apreciar a continuación:

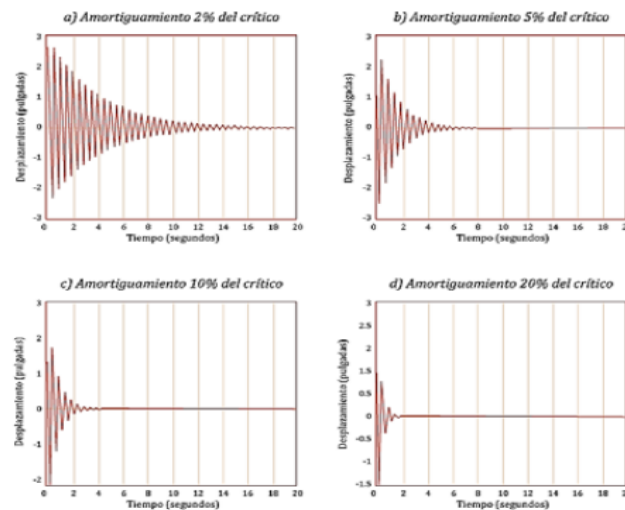


Figura 29: Efecto del aumento del amortiguamiento.

Tomado de “Supplemental Damping for Improved Seismic Performance”, por (Hanson, 1993)

Se aprecia que cuando el amortiguamiento es menor al crítico, punto a partir del cual la estructura ya no oscila después de ser excitada, la estructura tiene la capacidad de poder oscilar hasta que llegue al reposo. Este efecto de decaimiento se aprecia con mayor efecto cuando más alto es el amortiguamiento.

A continuación, se presenta los diversos tipos de disipadores que la Ingeniería sismorresistente ha desarrollado en estos tiempos, los cuales tratan de abordar el aumento del amortiguamiento desde diferentes métodos.

Tipos de disipadores

a) Disipadores de fluidos viscosos

En este tipo de dispositivos, la energía se disipa debido al pase de un fluido, a base de silicona, por ciertos orificios entre cámaras, debido al empuje de un pistón el cual es accionado por las fuerzas externas que le llegan. Básicamente, la fricción que se genera entre el fluido y los orificios es la encargada de la disipación de la energía en estos elementos, la cual dependerá de la velocidad diferencial que exista entre los extremos del elemento.

b) Disipadores viscoelásticos

Este tipo de disipadores ha tenido una gran aceptación en los últimos tiempos, siendo el mayor ejemplo de su aplicación sobre el World Trade Center. Estos dispositivos están conformados por planchas de acero las cuales en su interfase presentan un material viscoelástico para que este pueda disipar energía por fricción debido a los esfuerzos cortantes que se presentan por el desplazamiento de la parte superior del disipador. Según Chopra (2011), la ventaja de estos disipadores es que no alteran significativamente el periodo de la estructura, pues la modifican en aproximadamente de 10 a 20%. Sin embargo, una de las desventajas que posee este sistema es que se necesita de una gran cantidad de dispositivos para poder alcanzar una significativa reducción de la respuesta de la estructura.

c) Disipadores histéricos

Estos tipos de disipadores tienen la característica de disipar energía por medio del daño del elemento que lo componen, debido a que este es sometido a esfuerzos que lo obligan a superar su rango elástico y que recurran a su capacidad de fluir. El material más utilizado para este fin es el acero debido a su alta homogeneidad y a su gran capacidad de fluencia (Chopra, 2011).

Bajo este concepto se ha desarrollado diversos tipos de disipadores histéricos tales como:

- Sistema ADAS:

Sistema diseñado para disipar energía mediante la fluencia del elemento sometido principalmente a esfuerzos en flexión, generalmente sobre un contraviento Chevron. Una de las ventajas de este sistema es la forma del ADAS, pues genera que presenta una doble curvatura frente a sollicitaciones externas lo que le otorga la capacidad de poder entrar en fluencia el elemento completo aprovechando así el máximo de su capacidad de disipación.

- Sistema TADAS:

De igual manera que el sistema ADAS, este también está diseñado para disipar energía mediante la fluencia del elemento sometido principalmente a esfuerzos en flexión, sobre el contraviento Chevron.

Los soportes laterales del contraviento Chevron cumplen con la misma función que en el sistema ADAS, pero la diferencia entre estos 2 sistemas reside en la forma del elemento. Para este sistema TADAS, el elemento tiene forma de un triángulo invertido lo que genera que según Rodríguez (2016), debido a las fuerzas externas, solo una curvatura simple en el elemento.

- Barras de Pandeo Restringido:

Este sistema está conformado por un núcleo de acero el cual se encuentra envuelto por un tubo metálico y en la interfase de ellos está relleno de mortero de cemento. La disipación se da debido a la fluencia del núcleo de acero producto de la carga axial que recibe. Por otra parte, a diferencia de las riostras metálicas convencionales, este contiene un mortero en la interfase que ayuda al núcleo de acero a que no pueda desarrollar pandeo. Uno de los prototipos más utilizados de este sistema es el de contravientos restringidos al pandeo (CRP), el cual, según Chopra (2011), se desarrolló en Japón y posteriormente se fue expandiendo por Estados Unidos.

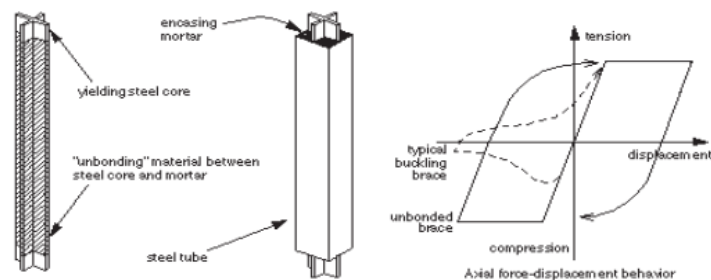


Figura 30: Barras de pandeo restringido.

Tomado de “Disipadores Histeréticos Metálicos como Sistemas De Control De Respuesta Sísmica En Edificaciones”, por (Oviedo & Duque, 2009).

Configuraciones de los dispositivos

Según Morales Diaz & Contreras Bálabros (2012) los disipadores pueden ser colocados en diferentes configuraciones, cada cual aprovecha mejor la eficiencia del disipador la cual se mide en función de la fuerza que recibe el dispositivo con la velocidad o desplazamiento del entrepiso. La posición en la que se debe colocar estos dispositivos, sea con la configuración que se seleccione, es un proceso iterativo en el cual se trata de encontrar la posición en donde se tome la mayor eficiencia del dispositivo. Esta idea es difícil de replicar cuando se realiza una intervención a una estructura ya construida, debido a que se tienen algunas limitaciones a la hora de querer colocar el dispositivo tales como la interrupción en zonas de tránsito, encuentro con muros de tabiquería etc.

A continuación, se menciona algunas de las configuraciones más utilizadas:

a) Configuración tipo Chevron

Esta configuración es bastante utilizada debido a que la capacidad del disipador se aprovecha al 100%, lo que, según Morales & Contreras (2012), le otorga una eficacia de 1. Esto se debe a que el dispositivo se encuentra de forma horizontal generando que el desplazamiento de entrepiso sea tomado en su totalidad por el dispositivo para disipar la energía. Para que esto se cumpla, los arriostres diagonales, de los cuales dispone la configuración, deben tener elevada rigidez axial.

Asimismo, esta configuración también se emplea de forma invertida, la cual a veces es preferida, debido a que facilita la inspección del disipador cuando se realiza el mantenimiento respectivo. Sobre esta se pueden colocar diferentes tipos de disipadores tales como histeréticos o de fluido viscoso como se aprecia a continuación.

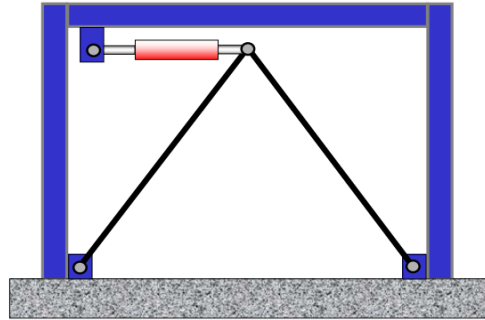


Figura 31: Disipadores de fluido viscoso sobre configuración tipo Chevron.

Tomado de “SEISMIC PROTECTIVE SYSTEMS: PASSIVE ENERGY DISSIPATION”, por (Symans & Charney, 2004)

b) Configuración diagonal

Symans & Charney (2004) establecen que esta disposición es menos efectiva que el tipo Chevron debido a que el dispositivo solo toma una componente de la fuerza horizontal, la cual dependerá del ángulo que forma el dispositivo con la horizontal. Según la configuración, el elemento solo está sometido a fuerzas axiales y conectadas de nudo inferior a superior en el marco. Sobre esta configuración se pueden colocar diferentes tipos de disipadores tales como: fluido viscoso, viscoelásticos, etc. A continuación, se presenta un ejemplo de dicha configuración.

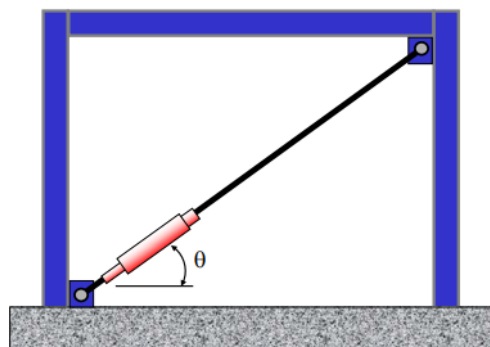


Figura 32: Disipador viscoso sobre configuración diagonal.

Tomado de “SEISMIC PROTECTIVE SYSTEMS: PASSIVE ENERGY DISSIPATION”, por (Symans & Charney, 2004)

4.3 Barras de pandeo restringido

a) Descripción general

Como ya se ha descrito previamente, estos dispositivos trabajan mediante mecanismos de falla que comprenden la compresión, tensión y pandeo al cual están expuestos. Las barras de pandeo restringido consisten, como lo menciona Black (2002), en un núcleo de acero dúctil, el cual se encarga de soportar los esfuerzos de compresión y tracción, rodeado de una camisa de acero, la cual se encarga de evitar el pandeo del núcleo a través del concreto colocado en la interfase. En la interfase de núcleo de acero y concreto se posee una capa delgada de material aislante, el cual evita la adherencia entre estos, por lo que, a tensión y compresión, el núcleo se encuentra “no adherido” al concreto y puede contraerse o alargarse libremente.



Figura 33: Configuración de las barras de pandeo restringido.

Tomado de “Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas”, por (Cancelado, 2013)

Cuando se introduce estas barras de pandeo restringido en los pórticos, estas se encargan de disipar la energía a través de ciclos estables de fluencia a compresión y tensión. Como se puede apreciar en la Figura 40, se compara el comportamiento de una riostra o barra con y sin restricción al pandeo, la cual está sometida a cargas de tensión y compresión. De esta manera, se evidencia que hay un aumento significativo de la resistencia de la barra bajo cargas de compresión cuando esta está restringida al pandeo.

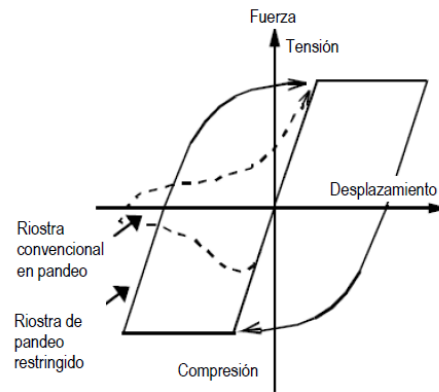


Figura 34: Comportamiento de una barra con y sin restricción al pandeo

Tomado de “Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un dissipador pasivo de energía de tipo arriostamiento de pandeo restringido (Mayorga Vela, 2011)”

b) Componentes básicos

Un dispositivo BRB está compuesto por los siguientes elementos presentados en la imagen X:

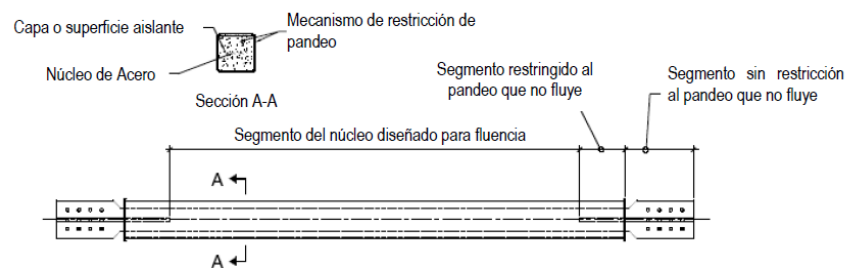


Figura 35: Componentes básicos del BRB

Tomado de “Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un dissipador pasivo de energía de tipo arriostamiento de pandeo restringido (Mayorga Vela, 2011)”

- **Segmento de núcleo diseñado para fluencia:** Este puede tener diversas configuraciones y su diseño se basa en la fluencia bajo cargas cíclicas; por lo que, el acero a utilizar debe tener gran ductilidad, como lo es el A-36. En la siguiente imagen se presenta ejemplos de las distintas configuraciones de núcleo-camisa que se pueden utilizar para el diseño del BRB. Las secciones más utilizadas son las de forma de placas rectangulares y las secciones cruciformes.

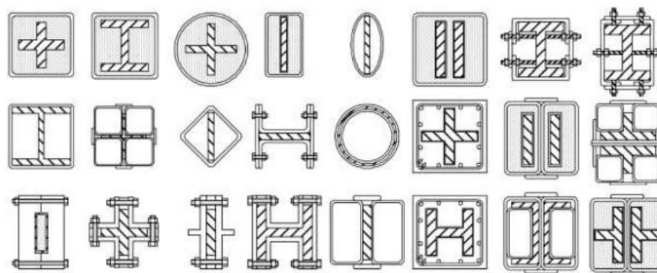

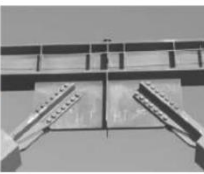
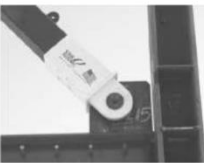


Figura 36: Configuraciones de núcleo y encamisado

Tomado de “Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un dissipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido (Mayorga Vela, 2011)”

- Segmento restringido al pandeo que no fluye: Este corresponde a la parte del núcleo con mayor sección transversal y geometría suavizada tal que se eviten contracciones de esfuerzos en el segmento; lo cual garantiza su comportamiento elástico. Generalmente se utiliza rigidizadores soldados al núcleo a fin de evitar el pandeo local.
- Segmento sin restricción al pandeo que no fluye: Este conecta al dissipador con el marco columna-viga por medio de pernos, pasadores o soldaduras unidas a los marcos. Las tres configuraciones para las conexiones BRB se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 9 Tipos de Conexiones

Tipo de conexión	Gráfica	Ventajas	Desventajas
Pernada estándar		<ul style="list-style-type: none"> • Los agujeros sobredimensionados permiten una mayor tolerancia en el armado de la estructura. • Gran cantidad de pernos proporcionan una mayor redundancia a la conexión y distribuyen mejor las deformaciones inelásticas en las platinas de conexión (Gusset Plates). 	<ul style="list-style-type: none"> • Mayor tamaño en las platinas de conexión (Gusset plates) y menor longitud de fluencia para los BRB. • Requieren de un mayor trabajo y tiempo por la cantidad de pernos y de platinas de empalme en la conexión. • Se presentan momentos secundarios debido a que no es una articulación.
Pernada modificada		<ul style="list-style-type: none"> • Las mismas que la conexión perna estándar. • Menor cantidad de pernos y ninguna platina de empalme. • Reducción del tiempo de trabajo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Las mismas que la conexión perna estándar.
Pasador o articulada		<ul style="list-style-type: none"> • Mayor longitud de fluencia del BRB. • La articulación real elimina los momentos secundarios debido a las derivas. • Reducción en los costos de instalación. 	<ul style="list-style-type: none"> • La tolerancia para el montaje es menor (1/32" aprox.)

Tomado de “Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un dissipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido (Mayorga Vela, 2011)”

- Capa o material aislante: Se encarga de minimizar la transferencia de esfuerzos cortantes por parte del núcleo al material de confinamiento.
- Mecanismo de restricción de pandeo: Compuesto por la camisa de revestimiento y el material de confinamiento. El primero limita la capacidad del BRB para resistir pandeo por flexión. Mientras que el segundo, frena el pandeo del núcleo de acero.

En el estudio publicado en “Development of Umbonded Brace” (FUJIMOTO et al., 1998) se describe 5 prototipos, los cuales poseían el mismo núcleo interior, pero dimensiones diferentes del tubo exterior. El estudio tenía por fin determinar el efecto que posee la configuración del tubo exterior en el desarrollo de la fuerza de fluencia del núcleo interior. Los resultados del ensayo demostraron que se puede optar por diferentes configuraciones, siempre y cuando se asegure que esta configuración proporcione al núcleo suficiente resistencia al pandeo para que se puedan alcanzar los valores de fuerzas axiales deseados.

Debido al desplazamiento de entrepiso que se da en la zona en donde se coloca el dispositivo como se ve en la figura 37, se generan gráficos de fuerza- deformación del elemento. En estos gráficos se observa comportamiento lineal y no lineal del dispositivo (cuando supera la fuerza de fluencia), el cual permite ser modelado mediante expresiones tal como lo realiza el modelo de Bouc-Wen en la figura 38.

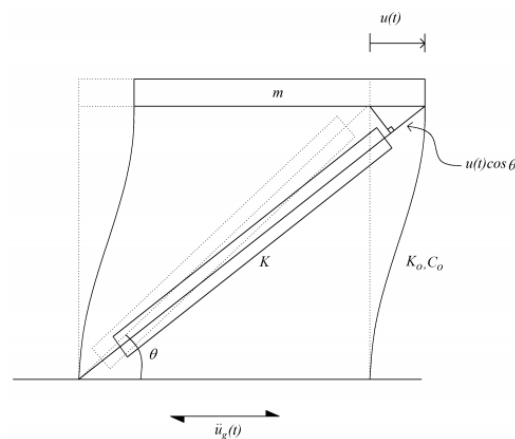


Figura 37: Desplazamiento de barras de pandeo restringido.

Tomado de “Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Umbonded Braces”, por (Black et al., 2002)

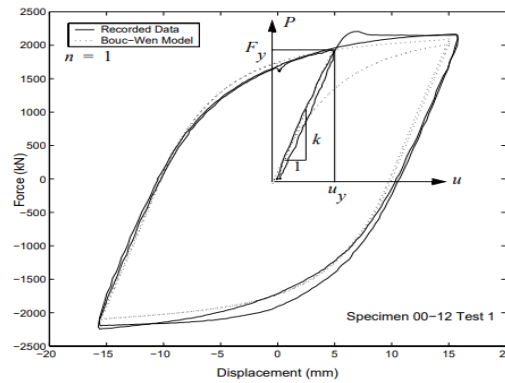


Figura 38: Diferencia entre ensayo real y modelo Bouc-Wen.

Tomado de “Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbonded Braces”, por (Black et al., 2002)

Según Bouc-Wen (1967) la rigidez inicial elástica puede suponerse como:

$$K = \frac{A * E}{L}$$

Donde:

- A: área de la barra de pandeo restringido.
- E: Módulo de elasticidad de la barra de pandeo restringido.
- L: Longitud de la barra de pandeo restringido.

c) Ventajas y desventajas de los BRB:

A continuación, se presenta un cuadro resumen de algunas ventajas y desventajas de la aplicación de las Barras de Pandeo Restringido en estructuras según lo expuesto en el texto “Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido (Mayorga Vela, 2011).

Tabla 10 Ventajas y Desventajas de los BRB

VENTAJAS	DESVENTAJAS
En comparación con los pórticos resistentes a momento, los pórticos con barras de pandeo restringido presentan una mayor rigidez lateral a bajos niveles de solicitaciones sísmicas en el rango elástico. De esta manera, se llega a cumplir las máximas derivas inelásticas recomendadas en normas sísmicas.	Debido a las tolerancias requeridas durante su montaje, se requiere un diseño y fabricación mas preciso comparado a otros sistemas de arriostramiento.
Se logra un comportamiento más estable en cuanto al proceso de disipación de energía debido a que las diagonales alcanzan la fluencia tanto a tensión como a compresión.	Las deformaciones del sistema son acumulables, por lo que se convierten en permanentes.
Su instalación llega a ser más económica a comparación de otros métodos debido a que se puede usar conexiones apernadas o con pasador, no necesariamente se limita a la conexión soldada.	Cada proyecto que utilice este sistema debe realizar ensayos específicos para poder revisar los criterios de diseño.
Los BRB's absorben gran parte de la energía que entra a la estructura, generando que los demás miembros permanezcan sin daño (rango elástico).	Cuando el dispositivo sea sometido a un evento sísmico fuerte, este tiene que ser reemplazado en su totalidad.

d) Diseño de las Barras de Pandeo Restringido

En cuanto al diseño de los BRB's, este está directamente relacionado a la cortante y deriva de fluencia de cada piso, obtenida del análisis estático no lineal "Push Over". A continuación, se presenta el procedimiento a seguir para dimensionar la posible área del núcleo de acero de las barras.

- Paso 1:

Se halla la rigidez equivalente de cada piso en base a la siguiente ecuación:

$$K_{eq}^i = \frac{Q_{Fy}^i}{\Delta_{Fy}^i}$$

Donde:

Q_{fy}^i = Cortante de fluencia del pórtico del piso "i".

Δ_{Fy}^i = Deriva de fluencia del pórtico del piso "i".

K_{eq}^i = Rigidez equivalente del pórtico del piso "i".

- Paso 2:

Determinación de la rigidez de los dispositivos: Para que las barras disipen energía efectivamente, se requiere que estas sean más rígidas que el pórtico analizado, pero que, a su

vez, fluyan antes que este. Para lograr esto, se requiere que; la deriva de fluencia y la cortante de fluencia del dissipador, sean menores a las del pórtico de análisis.

En base a lo mencionado previamente, se definen los parámetros de cociente de resistencia (β') y el cociente de deriva (v).

$$\beta' = \frac{Q_{Dy}^i}{Q_{Fy}^i}$$

$$v = \frac{\Delta_{Dy}^i}{\Delta_{Fy}^i}$$

Según Oviedo, los valores de β' pueden oscilar entre 0.1 y 0.6 (Oviedo A., J. A., Midorikawa, M., & Asari, 2011). Sin embargo, para el inicio de procesos de iteración, se recomienda empezar con valores intermedios como 0.4.

De esta manera, se obtiene los valores de la rigidez del sistema de dissipadores, despejando las relaciones presentadas anteriormente.

$$K_D^i = \frac{\beta' * Q_{Fy}^i}{v * \Delta_{Fy}^i}$$

Como se puede apreciar, al utilizar el mismo valor de cociente de resistencia como de deriva, la rigidez del dispositivo sale igual a la rigidez del sistema sin dispositivos.

- **Paso 3:**

Posteriormente, se calcula la cortante de fluencia del sistema de dispositivos por medio de la siguiente relación:

$$Q_{Dy}^i = K_D^i * \Delta_{Dy}^i$$

Se define cuantos disipadores se van a colocar en el piso de análisis para poder hallar la cortante de fluencia de cada disipador individual, los cual sería la cortante de fluencia del sistema de disipadores entre el número de disipadores.

Finalmente, se calcula el área transversal de cada disipador por medio de la siguiente ecuación:

$$A_{by} = \frac{1}{2} * \frac{Q_{Dy}^i}{\Delta_{Dy}^i} * \frac{L_b}{E(\cos \theta)^2}$$

Donde:

A_{by} : Área total transversal requerida de barras por piso.

L_b : Longitud del dispositivo.

θ : Angulo que forma el dispositivo con la horizontal.

$Q_{dy} i$ = Cortante de fluencia del dispositivo del piso “i”.

$\Delta F_{dy} i$ = Deriva de fluencia del dispositivo del piso “i”.

E : módulo de elasticidad del acero del núcleo del BRB.

5. El Edificio del Pabellón A, PUCP

El edificio del Pabellón A de la Pontificia Universidad Católica del Perú fue construido hace más de 50 años, durante una época en la que todavía no se establecían reglamentos de diseño sismorresistente en el país. Aquellas edificaciones construidas antes de la Norma Técnica de Edificación E.030 de 1997, como el Pabellón del caso de estudio, se caracterizan por ser edificaciones muy flexibles en comparación a las que se construyen actualmente; asimismo, presentan problemas muy comunes de la época como, por ejemplo, casos de columna corta.

A continuación, se presentan las principales características arquitectónicas y estructurales del caso de estudio; así como también, la respuesta de este, sin ningún reforzamiento estructural, ante una serie de eventos sísmicos.

5.1 Arquitectura del Pabellón A

El Pabellón A está conformado por dos bloques rectangulares separados, los cuales generan una planta en forma de “L”. Sin embargo, para el caso de la presente investigación, solo se analizará el bloque rectangular más crítico y de mayor dimensión. Este posee un área en planta de 595 m² (12 x 50 m) y consta de dos niveles.



Figura 39: Pabellón A de Ingeniería de la PUCP



Figura 40: Pabellón A de Ingeniería de la PUCP

El pabellón consta de oficinas y aulas, y conecta a los dos niveles (primer y segundo piso) por medio de una escalera exterior, unida a la edificación mediante una junta sísmica, como se aprecia en la imagen.



Figura 41: Pabellón A de Ingeniería de la PUCP



Figura 42: Junta sísmica entre escalera y Pabellón A de Ingeniería de la PUCP

Debido a que la escalera se encuentra aislada de la edificación, esta no se considera dentro del sistema estructural ni en el modelado del Pabellón.

Cabe resaltar que, dentro de la propia edificación, se pudieron observar posibles problemas de columna corta, como es el caso de la interacción entre las columnas del pasadizo con los parapetos pues como se observa, no hay ningún tipo de separación entre estos 2 elementos.



Figura 43: Conexión parapeto-columna

Finalmente, cabe mencionar que no se apreciaron grietas visibles en el exterior de la edificación. Los planos de encofrado de piso típico y cortes de arquitectura se encuentran en los Anexos adjuntos.

5.2 Sistema Estructural

El sistema estructural del Pabellón A está compuesto por pórticos de vigas y columnas de concreto armado en su sentido longitudinal; mientras que, en su sentido transversal, está compuesto por pórticos y cuatro muros de albañilería.

Asimismo, se observa una extensión en la parte central la cual, en la actualidad, ya no existe. Esta, anteriormente, conectaba al antiguo Pabellón A con el antiguo Pabellón B, el cual fue reemplazado por una nueva edificación.

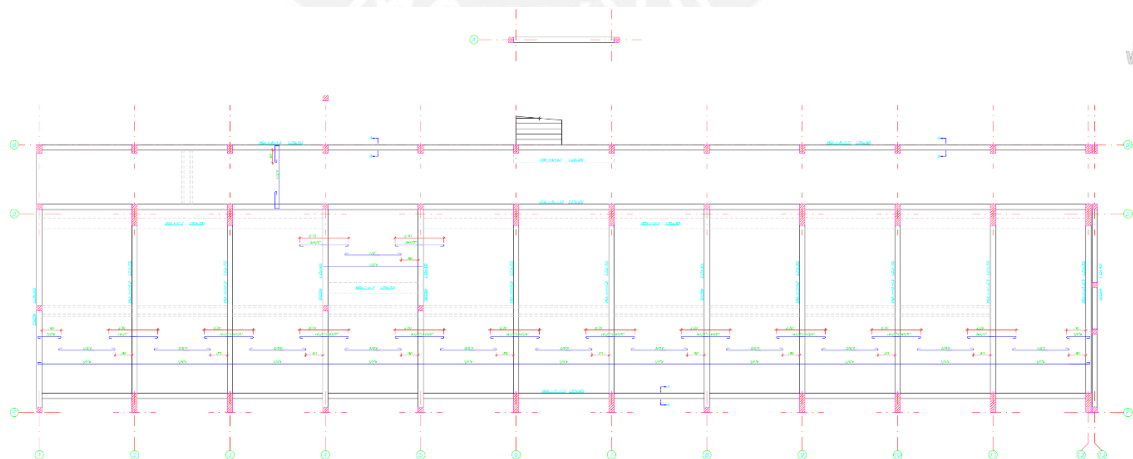


Figura 44: Plano de Encofrado del Primer piso del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP

El Pabellón A posee losas aligeradas de 20 cm de peralte y su cimentación está compuesta por zapatas aisladas para las columnas y cimiento corrido para los muros de albañilería.

El edificio está compuesto por los siguientes materiales:

- Concreto Armado de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Albañilería con un $f'm = 30 \text{ kg/cm}^2$.

5.3 Cálculo de la respuesta sísmica No Lineal

Para la elaboración del modelo en ETABS, se representó a las columnas y vigas por medio de elementos “Frame”; a los cuales se les asignó las rótulas correspondientes para la representación de su comportamiento no lineal. Asimismo, para el caso de la representación de los muros de albañilería, estos se representan por medio de “Links” asumiendo que estos elementos poseen una falla por cortante.

El cálculo para la asignación de rótulas de los elementos “frames” y la representación de la no linealidad de la albañilería se encuentra en los Anexos A y B respectivamente.

Por otra parte, las losas fueron modeladas por medio de elementos “Shell” y se consideró un diafragma rígido en cada nivel. Finalmente, se consideraron las siguientes cargas en el modelo:

Tabla 11 Carga Muerta y Carga Viva considerada en el modelo en el programa ETABS

	Carga Muerta (ton/m ²)	Carga Viva (ton/m ²)
Primer Nivel	0.4	0.25
Segundo Nivel	0.4	0.1

5.3.1 Resultados del Método Estático No Lineal

Para el análisis Push Over, debido a que el Pabellón A es una edificación estudiantil, se considera de categoría de Uso tipo A; por lo que se asume el 100 % de la carga muerta y el 50% de la carga viva.

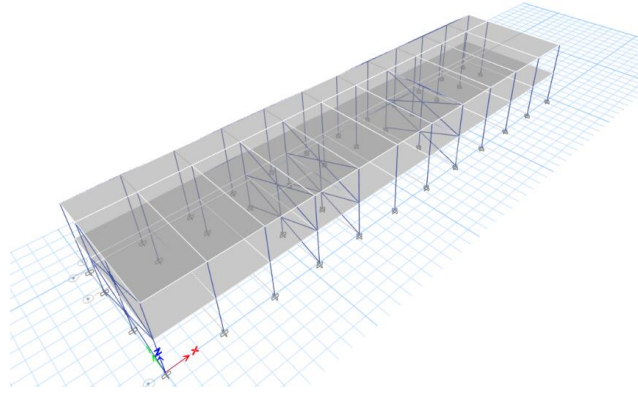


Figura 45: Modelo en ETABS del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP

Los resultados obtenidos mediante el Análisis Estático no lineal fueron los siguientes:

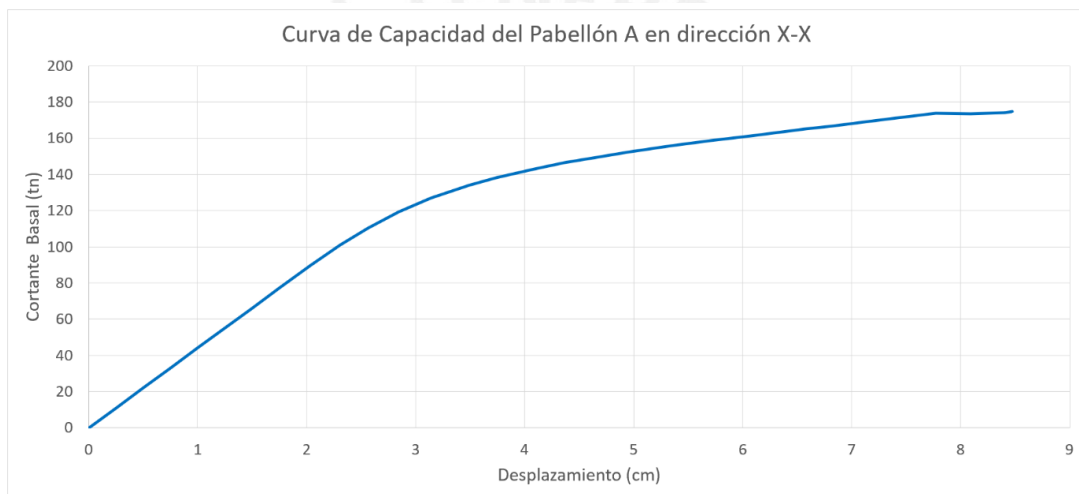


Figura 46: Curva de capacidad del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP en la Dirección "X"

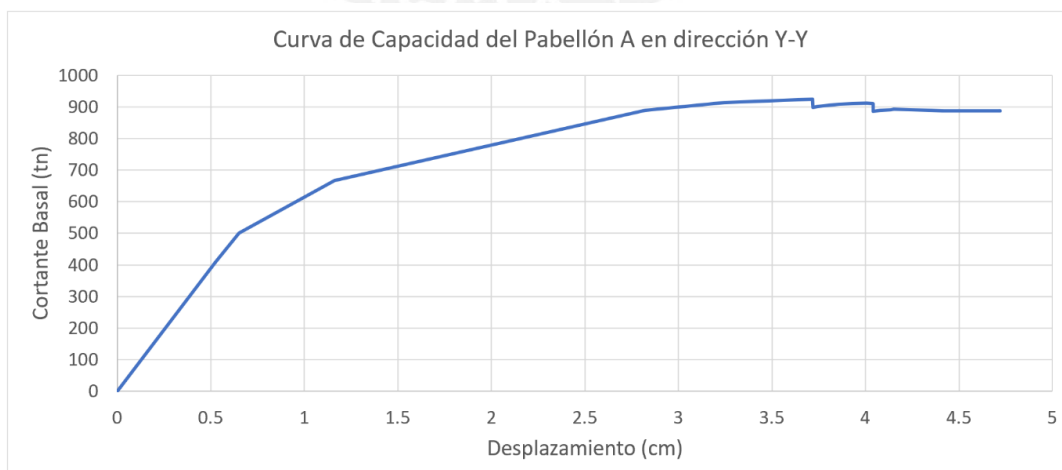


Figura 47: Curva de capacidad del Pabellón A de Ingeniería de la PUCP en la Dirección "Y"

A continuación, se presenta una tabla resumen elaborada con los resultados obtenidos del análisis:

Tabla 12 Resultados del Análisis Estático No Lineal del modelo en el programa ETABS

	Cortante Máxima (ton)	Máximo Desplazamientos (cm)		Deriva (%)	
		1er piso	2do piso	1er piso	2do piso
Dirección X	174	3.52	8.47	9.92	13.94
Dirección Y	886	2.56	4.71	7.21	6.06

5.3.2 Resultados del Método Dinámico No Lineal

Como se mencionó previamente en la sección teórica de la presente investigación, el método dinámico no lineal o también conocido como método “Tiempo-Historia”, consiste en someter al modelo a una serie de registros sísmicos. Estos deben de representar efectivamente el comportamiento del evento sísmico en el suelo característico de la zona en donde está construido el pabellón.

A continuación, se presentan los ajustes y modificaciones realizados a las señales escogidas de acuerdo a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente; así como también, los resultados obtenidos por medio de este método.

- Tratamiento de señales

Para la realización del método dinámico no lineal se seleccionaron 7 registros de sismos diferentes, los cuales se registraron en suelos de similares características al suelo en donde se encuentra el Pabellón A.

Estas señales fueron corregidas por los siguientes casos:

- Corrección por línea base: Método que se utiliza para que se evite la desviación de los de los datos respecto al centro.
- Filtro de la señal: Realizado para filtrar frecuencias no deseadas que se generan por factores externos al sismo.

A continuación, se presenta un ejemplo de tratamiento de señal del registro del Sismo de Arequipa del 2001.

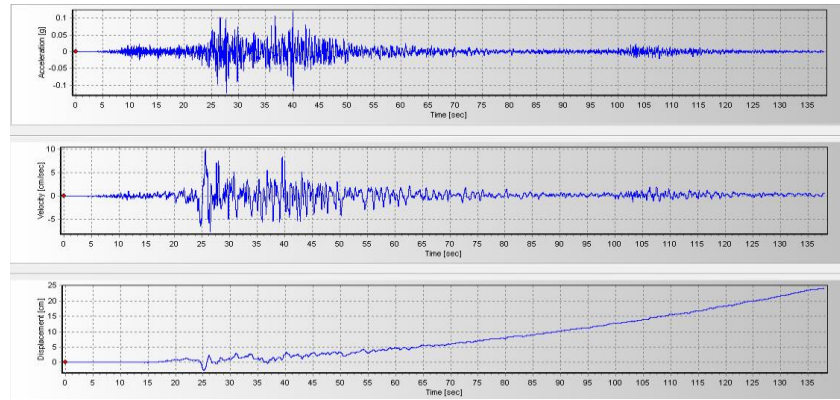


Figura 48: Señal original del sismo en Arequipa del año 2001 en programa “SEISMO-SIGNAL”

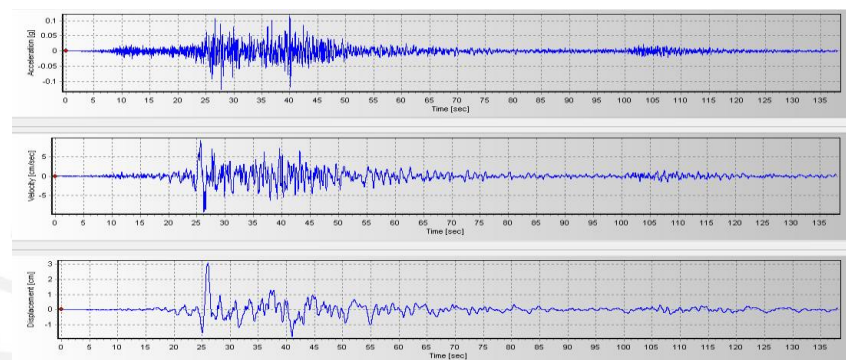


Figura 49: Señal corregida por línea base y filtrado de frecuencias del sismo en Arequipa del año 2001 en programa “SEISMO-SIGNAL”

- Escalamiento al espectro de la norma

Con los acelerogramas seleccionados se halló el PGA de cada uno de los 7 registros y se escaló al máximo PGA del espectro de la norma. Debido a que el Pabellón A se encuentra en Lima y se está asumiendo un suelo muy rígido, se considera un Z de tipo 4 y un S del tipo 1.

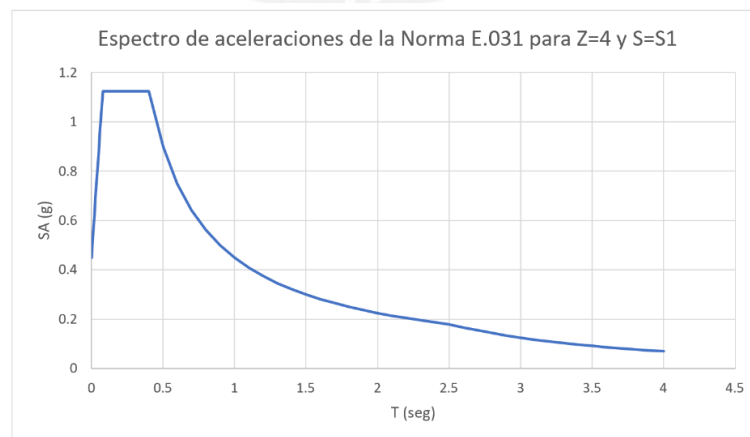


Figura 50: Espectro de la norma E031 considerando rampa de subida para suelo Z4S1.

Una vez escalados, con ayuda del programa “SeismoMatch” se realizó la modificación de frecuencias del sismo escalado para compatibilizar este con el espectro de demanda.

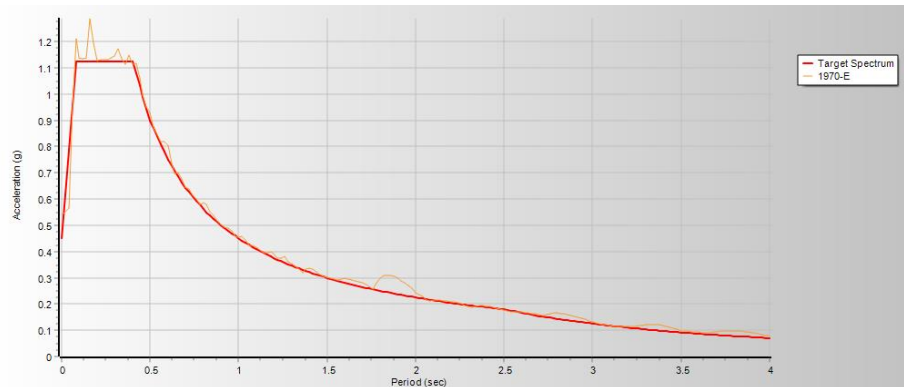


Figura 51: Superposición de espectro de acelerogramas de frecuencias modificadas y de espectro de Norma 031.

Posteriormente, se determinó el Espectro SRSS (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) para cada registro y se realizó el mismo trabajo con los 6 pares de registros de acelerogramas restantes. Finalmente, se escaló las señales para que el promedio de los SRSS no sea menor al espectro objetivo de la Norma dentro del rango de 0.2 TM y 1.25 TM, donde “TM” hace referencia al periodo fundamental del edificio. Los registros acelerográficos y sus respectivos tratamientos de señales se encuentran en el Anexo C del presente trabajo.

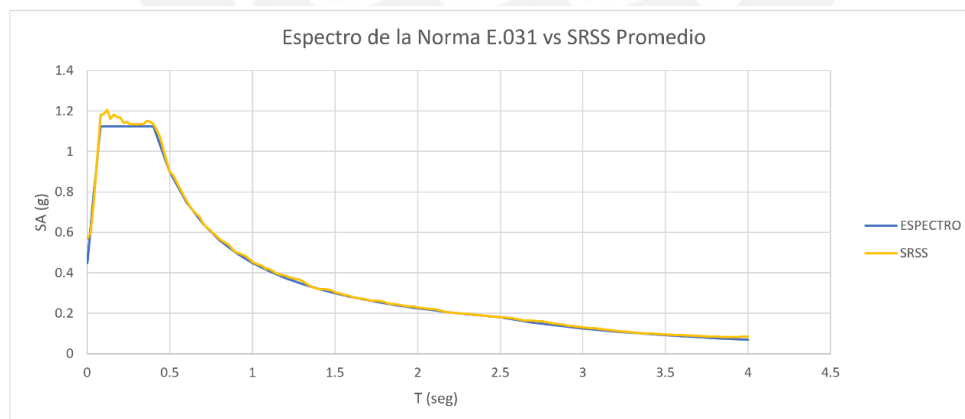


Figura 52: Promedio SRSS de espectros de acelerogramas tratados.

Con las señales ya tratadas se procedió a utilizar los acelerogramas para el análisis Tiempo-Historia del Pabellón A.

- Resultados obtenidos del Análisis Tiempo Historia

Para el caso del Análisis Tiempo Historia No Lineal, este se realizó por medio del método de integración directa. Este caso de análisis se realiza a partir de un caso Gravitacional no lineal estático. Ambas configuraciones se presentan a continuación:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.5

Figura 53: Condiciones del caso gravitacional.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Aqp-NS	355.747
Acceleration	U2	Aqp-ew	35.934

Figura 54: Condiciones del caso T-H en la dirección X-X.

Cabe resaltar que los acelerogramas para sismo raro utilizados para el análisis en ambas direcciones fueron escalados para que sean equivalentes a un sismo frecuente, ocasional y muy raro. Asimismo, debido la baja capacidad que posee la estructura en la Dirección X-X, esta solo se sometió a los sismos frecuentes y ocasionales. A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis tiempo historia en ambas direcciones.

Tabla 13 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección X-X ante sismos frecuentes.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección X-X de la Solución adoptada para Frecuentes							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	136.09	140.11	147.73	142.29	135.07	143.14	159.59	143.43
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	1.54	1.45	1.54	1.50	1.40	1.58	1.82	1.55
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	4.03	3.29	3.48	3.84	3.85	3.54	3.52	3.65

Tabla 14 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección X-X ante sismos ocasionales.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección X-X de la Solución adoptada para sismos Ocasionales							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	157.66	157.02	166.24	152.80	153.61	158.82	172.30	159.78
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	2.34	2.07	1.94	2.05	1.77	2.18	2.28	2.09
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	5.68	4.53	4.47	4.94	4.49	5.14	4.34	4.80

Tabla 15 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección Y-Y ante sismos frecuentes.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección X-X de la Solución adoptada para Frecuentes							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	238.27	267.05	304.93	261.07	295.42	277.96	264.80	272.79
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	0.18	0.17	0.20	0.18	0.18	0.17	0.17	0.18
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	0.36	0.38	0.42	0.35	0.37	0.35	0.35	0.37

Tabla 16 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección Y-Y ante sismos ocasionales.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección X-X de la Solución adoptada para sismos Ocasionales							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	332.90	373.66	429.39	355.44	412.85	389.01	370.72	380.57
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	0.25	0.24	0.28	0.24	0.26	0.23	0.23	0.25
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	0.51	0.52	0.59	0.48	0.52	0.50	0.48	0.51

Tabla 17 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección Y-Y ante sismos raros.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección X-X de la Solución adoptada para sismos Raros							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	612.95	624.06	689.06	600.21	666.55	654.43	699.42	649.53
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	0.49	0.39	0.47	0.43	0.45	0.45	0.41	0.44
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	0.91	0.80	0.97	0.82	0.91	0.93	0.85	0.88

Tabla 18 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal del modelo en ETABS en dirección Y-Y ante sismos muy raros.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección Y-Y de la Solución adoptada para sismos muy Raros							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	845.00	816.00	850.00	747.00	790.00	800.00	810.00	808.29
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	0.54	0.57	0.80	0.59	0.64	0.73	0.63	0.64
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	1.04	1.12	1.43	1.07	1.24	1.33	1.25	1.21

5.4 Evaluación del desempeño

Para poder representar el nivel de desempeño que obtendrá el Pabellón A frente a diferentes sismos se intercepta la curva capacidad de la estructura con los diferentes grados de sismos los cuales fueron representados en capítulos anteriores. Para esto se seccionará la curva capacidad bajo los parámetros indicados en el Comité Visión 2000.

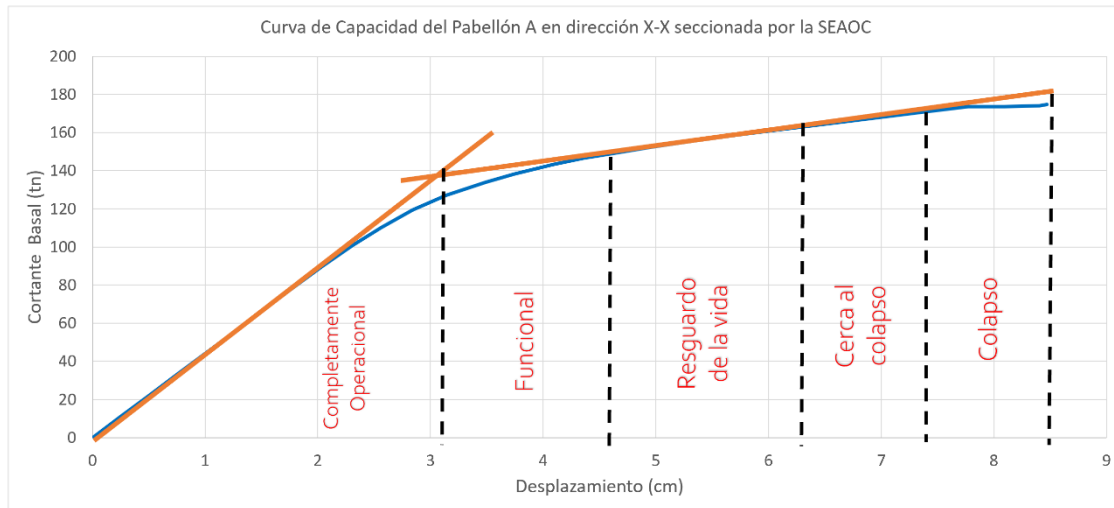


Figura 55: Curva de capacidad en sentido X-X seccionada por la SEAO

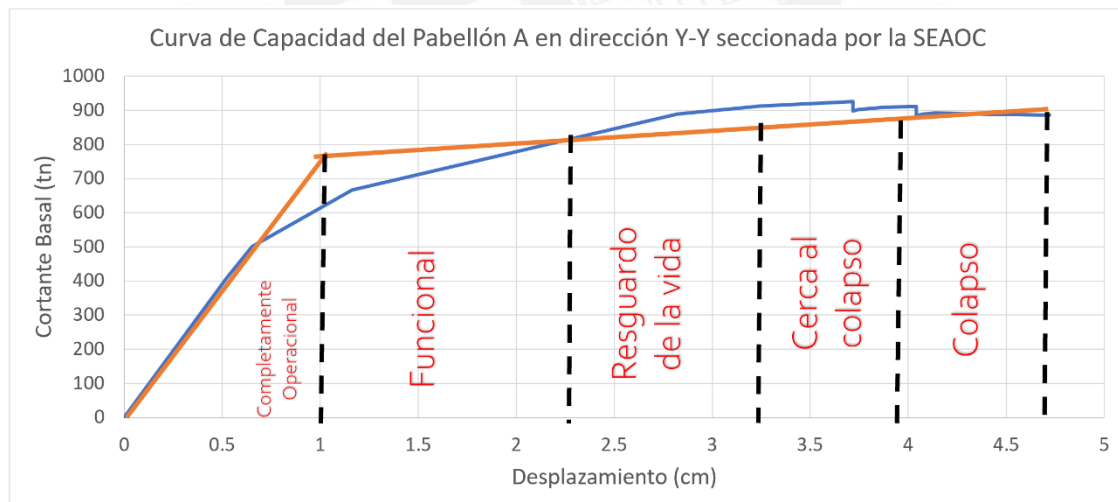


Figura 56: Curva de capacidad en sentido Y-Y seccionada por la SEAO

A continuación, se presenta una tabla resumen con los límites de desempeño para las 2 direcciones seleccionadas.

Tabla 19 Resumen en sentido X-X de curva seccionada por la SEAOC

Cortante de fluencia (ton)	135	Cortante última(ton)	174	Límites SEAOC	
Desplazamiento de fluencia (cm)	3	Desplazamiento último (cm)	8.47	Δ	5.47
		u	2.82	Funcional (cm)	4.64
				Resguardo de vida (cm)	6.28
				Cerca al colapso (cm)	7.38
				Colapso (cm)	8.47

Tabla 20 Resumen en sentido Y-Y de curva seccionada por la SEAOC

Cortante de fluencia (ton)	760	Cortante última(ton)	886	Límites SEAOC	
Desplazamiento de fluencia (cm)	0.95	Desplazamiento último (cm)	4.71	Δ	3.76
		u	4.96	Funcional (cm)	2.08
				Resguardo de vida (cm)	3.21
				Cerca al colapso (cm)	3.96
				Colapso (cm)	4.71

Para poder definir el nivel de desempeño se representaron distintas amenazas sísmicas de acuerdo al tiempo de retorno de los mismos. Se tomó en cuenta las relaciones dadas en la Tabla 5. A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis por desempeño en ambas direcciones.

Tabla 21 Resultados del análisis por desempeño en la Dirección X-X

	Dirección X-X			
	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo muy Raro
Sa (g)	0.17	0.188	-	-
Cortante (ton)	138.74	153.7	-	-
Desplazamiento (cm)	3.7	4.8	-	-
Desempeño	Funcional	Resguardo de la vida	Colapso	Colapso

Tabla 22 Resultados del análisis por desempeño en la Dirección Y-Y

	Dirección Y-Y			
	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo muy Raro
Sa (g)	0.316	0.571	0.78	0.954
Cortante (ton)	320	500	694	856
Desplazamiento (cm)	0.46	0.65	1.37	2.58
Desempeño	Completamente Operacional	Completamente Operacional	Funcional	Resguardo de la vida

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos, para el caso del análisis en la dirección X-X (Longitudinal), se presenta un desempeño de Funcional para un sismo Frecuente y de Resguardo de la vida para un sismo Ocasional. Asimismo, para el caso del análisis con

respecto a los demás sismos, la curva de capacidad ya no intercepta con la demanda, por lo que se asume una situación de colapso a partir de un sismo raro.

Por otra parte, en el análisis de la dirección Y-Y (Transversal), sí hubo intersección de la curva de la capacidad con la demanda de todos los sismos, en la que se destaca que ante un sismo raro se encuentra en estado Funcional. De esta manera, se rescata que en dicha dirección el pabellón tiene un desempeño de funcional para un sismo raro.

5.5 Comparación de resultados

En las tablas 23 y 24, se compara los resultados obtenidos del análisis estático con los resultados obtenidos de los análisis tiempo historia realizados previamente.

Tabla 23 Comparación de resultados método estático y dinámico en dirección X-X

	Dirección X-X			
	Análisis Dinámico (Tiempo-Historia)		Análisis Estático	
	Cortante Máxima	Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	Cortante Máxima	Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)
Sismo Frecuente	143.43	3.65	138.74	3.7
Nivel de desempeño	Funcional		Funcional	
Sismo Ocasional	159.78	4.8	153.7	4.8
Nivel de desempeño	Resguardo de la vida		Resguardo de la vida	

Tabla 24 Comparación de resultados método estático y dinámico en dirección Y-Y

	Dirección Y-Y			
	Análisis Dinámico (Tiempo-Historia)		Análisis Estático	
	Cortante Máxima	Máximo desplazamiento 2do piso (cm)	Cortante Máxima	Máximo desplazamiento 2do piso (cm)
Sismo Frecuente	272.79	0.37	320	0.46
Nivel de desempeño	Completamente operacional		Completamente operacional	
Sismo Ocasional	380.57	0.51	500	0.65
Nivel de desempeño	Completamente operacional		Completamente operacional	
Sismo raro	649.53	0.88	694	1.37
Nivel de desempeño	Completamente operacional		Funcional	
Sismo muy raro	808.29	1.21	856	2.58
Nivel de desempeño	Funcional		Resguardo de la vida	

En base a los resultados obtenidos, se puede concluir que la respuesta de la edificación en la dirección X-X ante un sismo frecuente, según el análisis dinámico es de 3.65 cm, lo cual posiciona a la estructura en un estado de funcional. Comparando dicho resultado con lo obtenido en el análisis estático para el mismo (desplazamiento de 3.7 cm- Estado funcional), se concluye que ambos resultados son similares, y colocan en ambos casos a la estructura en un estado funcional ante un sismo frecuente. Asimismo, para el caso de del sismo ocasional,

en ambos análisis (dinámico y estático) se obtuvo un desplazamiento de 4.8 cm, posicionando a la estructura en un estado de resguardo de la vida. Como se mencionó previamente, en la dirección longitudinal solo se sometió a la estructura ante dichos sismos, ya que, para un sismo raro, debido a su baja capacidad, la estructura ya se encuentra en colapso.

Por otra parte, para el caso del análisis dinámico en la dirección Y-Y, los resultados obtenidos ante sismos frecuente y ocasional fueron relativamente similares, obteniendo una diferencia del 20%. Sin embargo, para el caso del sismo raro se obtuvo un desplazamiento para sismo raro de 0.88 cm (análisis dinámico); mientras que, para el análisis estático se obtuvo un desplazamiento de 1.37 cm. Según el primer análisis, la estructura se posicionaría en un estado de Completamente operacional; mientras que, para el análisis estático se coloca a la estructura en un estado de Funcional. Para esta dirección se tomará como referencia el caso más crítico el cual se representa por el método estático no lineal.

En base a lo analizado, se entiende que la dirección más crítica es la dirección X-X (Longitudinal); por tal motivo, solo se realizará el reforzamiento en dicha dirección. Para el caso de la dirección Y-Y (transversal), esta posee un buen comportamiento ante sismo raro; por lo que no es necesario reforzarla. El objetivo de reforzamiento planteado inicialmente para la dirección Longitudinal es lograr un desempeño de Resguardo de la vida ante un sismo raro.

6. Desarrollo del sistema de protección por disipación

El sistema de protección escogido para mejorar el desempeño del Pabellón A es un sistema basado en la aplicación de barras metálicas con restricción al pandeo (BRB). A continuación, se presenta el procedimiento empleado para dimensionar los elementos; así como también, su respectivo análisis y evaluación frente a los sismos de diseño.

6.1 Diseño preliminar del sistema de disipación

En base a las ecuaciones presentadas en el capítulo 4.3. del presente documento, se obtienen los siguientes resultados para el predimensionamiento del área preliminar de los dispositivos.

- Opciones de posición y distribución de los BRB

- Opción 1: 8 disipadores en configuración tipo DIAGONAL DOBLE

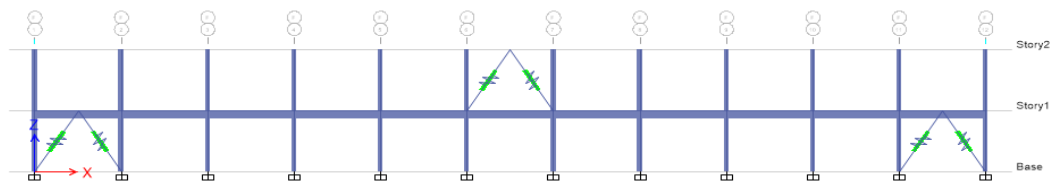


Figura 57: Distribución de BRB de la opción 1 en pabellón A.

- Opción 2: 16 disipadores en configuración tipo DIAGONAL

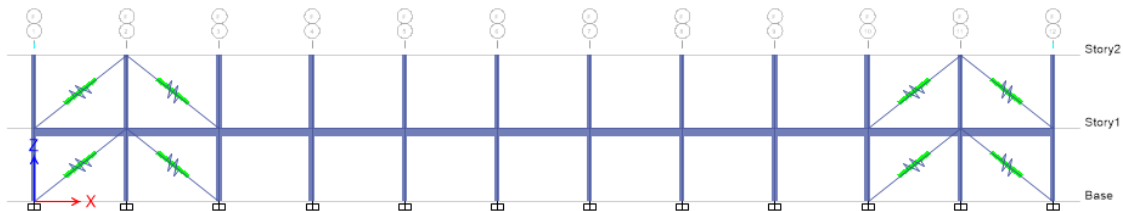


Figura 58: Distribución de BRB de la opción 2 en pabellón A.

- Opción 3: 8 disipadores en configuración tipo DIAGONAL

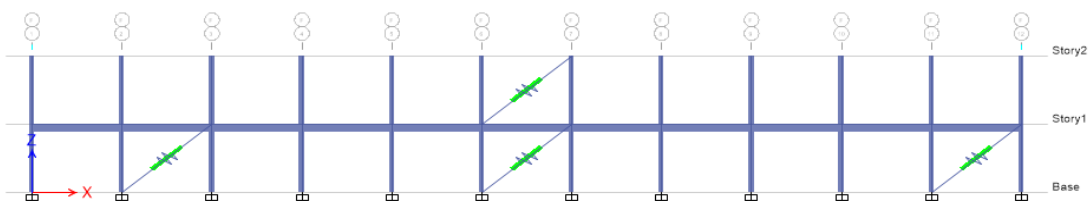


Figura 59: Distribución de BRB de la opción 3 en pabellón A.

- Opción 4: 10 disipadores en configuración tipo DIAGONAL

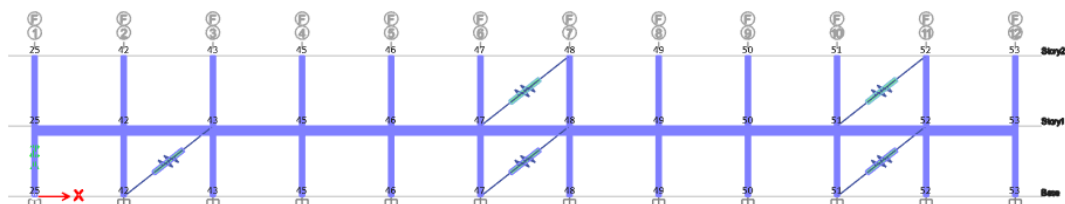


Figura 60: Distribución de BRB de la opción 4 en pabellón A.

- **Cálculo del área de acero en BRB**

Para hallar el área que fluirá dentro de los dispositivos se obtuvo la información de la fuerza y desplazamientos de fluencia para cada piso, los cuales se obtuvieron mediante el análisis de Pushover presentado previamente.

Tabla 25 Resultados extraídos del análisis estático no lineal

Piso	V(tn)	Dy(cm)
2	73.05	1.97
1	133.95	1.53

Con la información de V_y (tn) y de D_y (cm) para cada piso se seleccionó un factor de correlación entre la cortante de piso del sistema y la cortante de fluencia para los disipadores, la cual se fijó inicialmente en 0.4 debido a que se encuentra en el rango de (0.1-0.6). Sin embargo, este valor fue variando dependiendo de la cantidad de disipadores con las que se empiece a iterar el sistema.

De esta manera, para cada opción planteada se obtiene las siguientes áreas requeridas para que el sistema de BRB's se comporte de la manera correcta.

Tabla 26 Cálculo del área requerida en el núcleo de acero de cada disipador

Cálculo del área de acero en BRB			
	Nivel	1 piso	2 piso
	V (tn)	133.95	73.05
	Dy (cm)	1.53	1.97
Sistema sin reforzar	K entrepiso (tn/cm)	87.55	37.08
Sistema de disipadores	β	0.60	
	v	0.40	
	K disipadores (tn/cm)	131.32	55.62
Opción 1	Dy BRBs (cm)	0.61	0.79
	Q disipador (tn)	10.05	10.96
	Área BRB (cm ²)	3.99	3.38
Opción 2	Área BRB (in ²)	0.62	0.52
	Q disipador (tn)	10.05	5.48
	Área BRB (cm ²)	2.30	0.98
Opción 3	Área BRB (in ²)	0.36	0.15
	Q disipador (tn)	13.40	21.92
	Área BRB (cm ²)	3.07	3.90
Opción 4	Área BRB (in ²)	0.48	0.61
	Q disipador (tn)	13.40	10.96
	Área BRB (cm ²)	3.07	1.95
	Área BRB (in ²)	0.48	0.30

Como se puede apreciar en la Tabla 26, en todas las opciones planteadas se requieren áreas menores a 1 in². El área mínima estándar con la que se fabrican los BRB's es de 1 in²; por tal motivo, se asumirá en el principio de la iteración dicha área para todos los dispositivos y este se irá aumentando hasta conseguir el área que mejor comportamiento genere en la edificación. Cabe resaltar que, el área requerida para que los dispositivos fluyan antes que el sistema sin reforzamiento, es muy bajo debido a la baja cortante de fluencia que posee el sistema en sí. De esta manera, si es que se introducen dispositivos con mayores áreas, se requerirá que la cortante del sistema sin disipadores aumente (por medio de reforzamiento de columnas y vigas) a fin de que el sistema de disipación se comporte de la manera correcta.

Asimismo, cabe resaltar que la longitud utilizada en el predimensionamiento comprende solo a la longitud de fluencia del BRB. Esta longitud de fluencia se explica mejor por medio de la siguiente imagen:

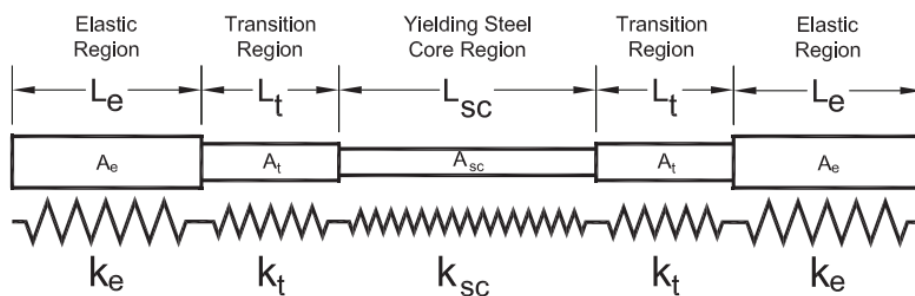


Figura 61: Rigideces presentes en el dispositivo BRB

Tomado de "Pinned CoreBrace BRB Tables", por (Corebrace, 2020)

Como se aprecia, la longitud que fluye es menor a la longitud de nudo a nudo de todo el elemento. Si se asume que la rigidez de la región elástica y la de transición son infinitamente rígidas, la relación entre la longitud de fluencia y la longitud total del BRB se da por el factor KF proporcionado por la empresa fabricante de BRB's, la cual en este caso es CoreBrace. Esta proporciona tablas donde se obtiene dicho factor en base al área predimensionada, altura de entrepiso, tipo de configuración del BRB y la longitud total de este.

Tabla 27 Factores aproximados de rigidez modificada de la empresa 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.

$F_{br} = 38 \text{ ksi (262 MPa)}$		Bay Width, ft (m)									
		SINGLE DIAGONAL					CHEVRON/V				
A_{br}^2 in ² (cm ²)	P_{br}^{mod} kip (kN)	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)
2.0 (13)	68 (306)	1.37	1.34	1.31	1.29	1.28	1.37	1.35	1.34	1.32	1.31
3.0 (19)	103 (448)	1.36	1.33	1.31	1.29	1.27	1.36	1.35	1.33	1.32	1.31
4.0 (26)	137 (613)	1.44	1.39	1.36	1.33	1.31	1.44	1.41	1.39	1.37	1.36
5.0 (32)	171 (754)	1.41	1.37	1.34	1.31	1.29	1.41	1.39	1.37	1.35	1.34
6.0 (39)	205 (919)	1.47	1.42	1.38	1.35	1.32	1.47	1.44	1.42	1.40	1.38
7.0 (45)	239 (1060)	1.47	1.42	1.38	1.35	1.33	1.47	1.44	1.42	1.40	1.38
8.0 (52)	274 (1225)	1.55	1.48	1.43	1.39	1.36	1.55	1.51	1.48	1.45	1.43
9.0 (58)	308 (1367)	1.56	1.49	1.43	1.39	1.37	1.56	1.52	1.49	1.46	1.43
10.0 (65)	342 (1532)	1.61	1.53	1.47	1.42	1.39	1.61	1.57	1.53	1.49	1.47
11.0 (71)	376 (1672)	1.62	1.53	1.47	1.43	1.39	1.62	1.57	1.53	1.50	1.47
12.0 (77)	410 (1814)	1.69	1.58	1.51	1.46	1.42	1.69	1.63	1.58	1.54	1.51
14.0 (90)	479 (2121)	1.68	1.56	1.50	1.45	1.42	1.69	1.62	1.57	1.53	1.50
16.0 (103)	547 (2427)	1.79	1.65	1.56	1.51	1.46	1.79	1.70	1.65	1.60	1.56
18.0 (116)	616 (2733)	1.79	1.64	1.56	1.50	1.46	1.79	1.71	1.64	1.59	1.55
20.0 (129)	684 (3040)	1.82	1.66	1.57	1.51	1.47	1.82	1.73	1.66	1.61	1.57
22.0 (142)	752 (3346)	1.86	1.71	1.61	1.55	1.50	1.85	1.76	1.70	1.65	1.61
24.0 (155)	821 (3652)	1.94	1.76	1.64	1.57	1.53	1.96	1.87	1.77	1.70	1.64
26.0 (168)	889 (3959)	1.93	1.75	1.64	1.55	1.49	1.93	1.84	1.75	1.68	1.63
28.0 (181)	958 (4265)	1.80	1.82	1.67	1.59	1.54	1.85	1.91	1.81	1.73	1.67
30.0 (194)	1026 (4571)	1.82	1.82	1.67	1.59	1.53	1.84	1.91	1.80	1.72	1.66
Workpoint Length, ft (m)		20.5 (6.3)	24.4 (7.4)	28.7 (8.7)	33.1 (10.0)	37.7 (11.5)	20.5 (6.3)	22.4 (6.8)	24.4 (7.4)	26.5 (8.1)	28.7 (8.7)

$F_{br} = 38 \text{ ksi (262 MPa)}$		Bay Width, ft (m)									
		SINGLE DIAGONAL					CHEVRON/V				
A_{br}^2 in ² (cm ²)	P_{br}^{mod} kip (kN)	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)
2.0 (13)	68 (306)	1.33	1.30	1.28	1.26	1.25	1.33	1.31	1.30	1.29	1.28
3.0 (19)	103 (448)	1.32	1.29	1.27	1.25	1.24	1.32	1.30	1.29	1.28	1.27
4.0 (26)	137 (613)	1.38	1.34	1.31	1.29	1.27	1.38	1.36	1.34	1.33	1.31
5.0 (32)	171 (754)	1.36	1.32	1.30	1.28	1.26	1.36	1.34	1.32	1.31	1.30
6.0 (39)	205 (919)	1.41	1.37	1.33	1.31	1.29	1.41	1.39	1.37	1.35	1.33
7.0 (45)	239 (1060)	1.41	1.37	1.33	1.31	1.29	1.41	1.39	1.37	1.35	1.33
8.0 (52)	274 (1225)	1.48	1.42	1.38	1.35	1.32	1.48	1.45	1.42	1.40	1.38
9.0 (58)	308 (1367)	1.48	1.43	1.38	1.35	1.33	1.48	1.45	1.43	1.40	1.38
10.0 (65)	342 (1532)	1.53	1.46	1.41	1.38	1.35	1.53	1.49	1.46	1.44	1.41
11.0 (71)	376 (1672)	1.54	1.47	1.42	1.38	1.35	1.54	1.50	1.47	1.44	1.42
12.0 (77)	410 (1814)	1.59	1.51	1.45	1.41	1.37	1.59	1.55	1.51	1.48	1.45
14.0 (90)	479 (2121)	1.59	1.50	1.44	1.40	1.37	1.59	1.54	1.50	1.47	1.44
16.0 (103)	547 (2427)	1.66	1.56	1.50	1.45	1.41	1.66	1.61	1.56	1.53	1.50
18.0 (116)	616 (2733)	1.67	1.57	1.49	1.44	1.41	1.67	1.62	1.57	1.53	1.49
20.0 (129)	684 (3040)	1.69	1.58	1.51	1.46	1.42	1.68	1.63	1.58	1.54	1.51
22.0 (142)	752 (3346)	1.72	1.62	1.54	1.48	1.44	1.73	1.67	1.62	1.58	1.54
24.0 (155)	821 (3652)	1.80	1.66	1.57	1.51	1.46	1.82	1.74	1.67	1.61	1.57
26.0 (168)	889 (3959)	1.81	1.66	1.56	1.49	1.44	1.82	1.74	1.67	1.61	1.57
28.0 (181)	958 (4265)	1.86	1.70	1.59	1.52	1.48	1.86	1.77	1.70	1.64	1.59
30.0 (194)	1026 (4571)	1.86	1.70	1.59	1.52	1.46	1.88	1.79	1.71	1.65	1.60
Workpoint Length, ft (m)		21.9 (6.7)	25.6 (7.8)	29.7 (9.0)	34.0 (10.4)	38.5 (11.7)	21.9 (6.7)	23.7 (7.2)	25.6 (7.8)	27.6 (8.4)	29.7 (9.0)

Nota. Tomado de “Pinned CoreBrace BRB Tables”, por (Corebrace, 2020)

Se consideran las siguientes características del Pabellón A:

- Altura de piso: 3.55 m.
- Distancia entre columnas: 4.50 m.
- Área tentativa de iteración inicial para el BRB: 1 in².

En base a lo mencionado, se extrapola los valores de la tabla y se obtuvieron los “KF” correspondientes al pabellón, tanto para configuración diagonal como para configuración Chevron. Finalmente, por medio de la siguiente relación, se obtuvo qué porcentaje de la longitud total del BRB corresponde a la longitud que fluye.

$$KF \cong \frac{L_{wp}}{L_{sc}}$$

Donde:

- KF: Factor ajustado de rigidez axial.
- Lwp: Longitud total del BRB.
- Lsc: Longitud del BRB que fluye.

De la tabla se obtuvieron los siguientes valores para los disipadores a colocar en el Pabellón A:

- KF tipo Diagonal: 1.38 -> La longitud de fluencia corresponde al 73.44% de la longitud del BRB total dispuesto en Diagonal.
- KF tipo Diagonal Doble: 1.424 -> La longitud de fluencia corresponde al 70.23% de la longitud del BRB total dispuesto en Configuración Chevron.

A continuación, se presentan las cortantes de fluencia instaladas para 1 in2 en las distintas opciones de sistema de disipación.

Tabla 28 Obtención de Cortante de fluencia preliminar de los BRB para un área de 1 pulgada²

	Caso 1 in2		
	Nivel	1 piso	2 piso
Edificio sin reforzar	V (tn)	133.95	73.05
Opción 1	Qdy instalado (tn)	65.70	32.85
	β	0.49	0.45
Opción 2	Qdy instalado (tn)	96.35	96.35
	β	0.72	1.32
Opción 3	Qdy instalado (tn)	72.26	24.09
	β	0.54	0.33
Opción 4	Qdy instalado (tn)	72.26	48.17
	β	0.54	0.66

Se puede apreciar que el valor de “ β ” (cociente de resistencia) en algunos casos es mayor que 0.6, e incluso mayor que 1. Esto se debe a que se está considerando en la relación a una cortante de fluencia del edificio sin ningún reforzamiento adicional; como, por ejemplo, reforzamiento de columnas o vigas. Es decir, para los casos en los que el “ β ” salga mayor a 1, se planea reforzar las columnas y vigas de la edificación a fin de que el comportamiento de los BRB’s sea el adecuado y estos no afecten a las débiles columnas adyacentes a estos.

- **Representación de la no linealidad de los BRB en el programa ETABS:**

La curva de Fuerza-Desplazamiento que caracteriza el comportamiento no lineal de cada BRB se obtuvo por medio de las curvas Trilineares que ofrece la empresa CoreBrace en el programa ETABS. Estas dependen netamente del área del BRB y de la longitud de fluencia de este. A continuación, se presenta un ejemplo de la definición en el ETABS de un BRB de 1 in2 que presenta una configuración del tipo Diagonal.

Primero, se obtuvo el diagrama trilineal de Fuerza-Deformación que brinda la empresa CoreBrace para una determinada longitud de fluencia.

Figura 62: Definición de las características del BRB en configuración Diagonal del Pabellón A

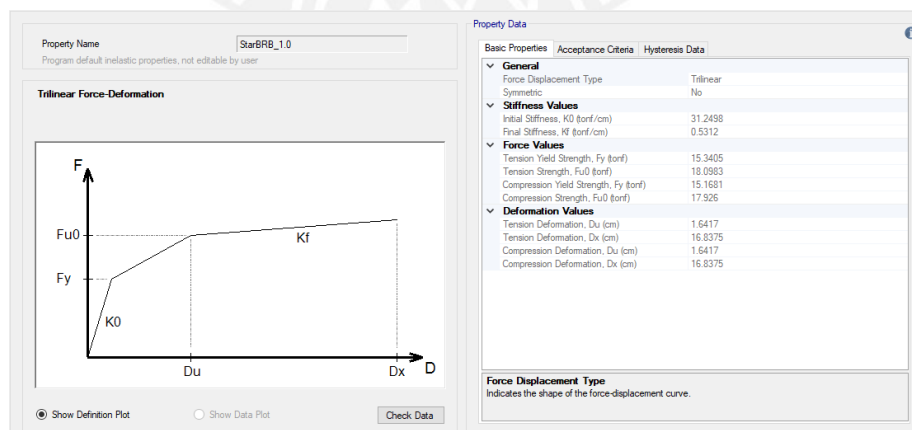


Figura 63: Curva Fuerza-Deformación de un BRB de la marca CoreBrace en configuración Diagonal del Pabellón A

Los BRB's se representaron en el modelo con barras del tipo Link que se comportan bajo las curvas trilineales presentadas previamente.

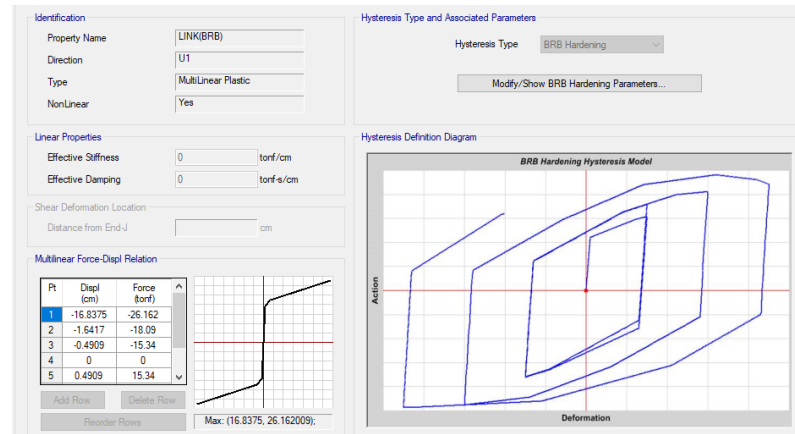


Figura 64: Representación del BRB de configuración tipo Diagonal en base a elementos tipo Link.

- Comparación de las curvas de capacidad de cada opción presentada

A continuación, se presenta la comparación de curvas de capacidad para los 4 tipo de configuraciones considerando BRB's de 1 pulgada²:

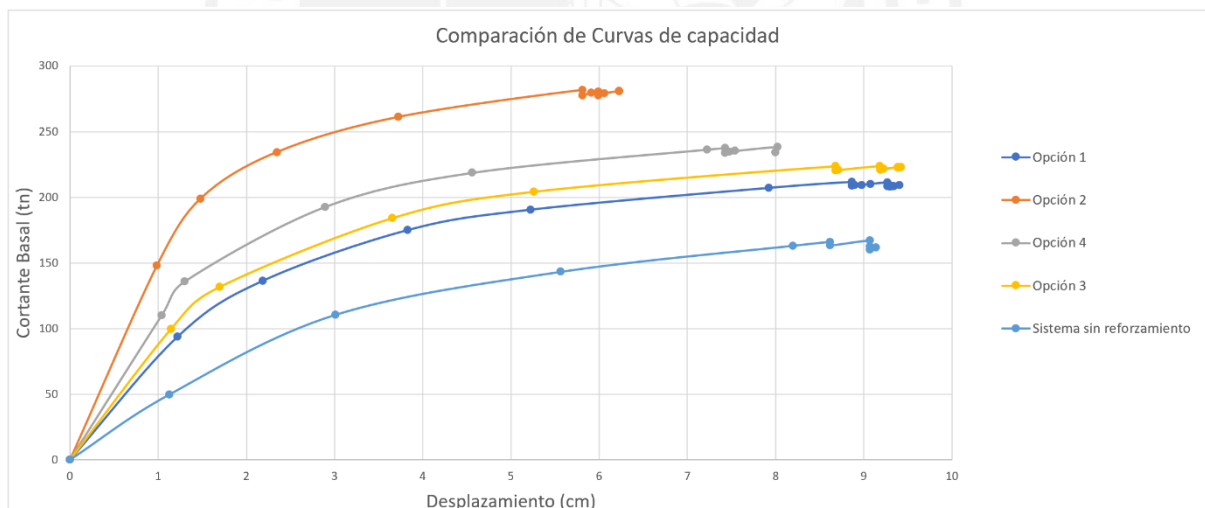


Figura 65: Comparación de curvas de capacidad de las 4 opciones de reforzamiento de BRB's de 1 pulgada².

En el gráfico se observa que la opción 3 es la que posee mayor ductilidad, mientras que la opción 2 la mayor resistencia. Por lo tanto, en la búsqueda de una opción con buena resistencia y ductilidad se opta por escoger la opción 4 de BRB's.

Con la configuración ya establecida, se procede a realizar el aumento de las áreas de los BRB's para poder determinar cuál es la que genera mejor comportamiento en la estructura reforzada.

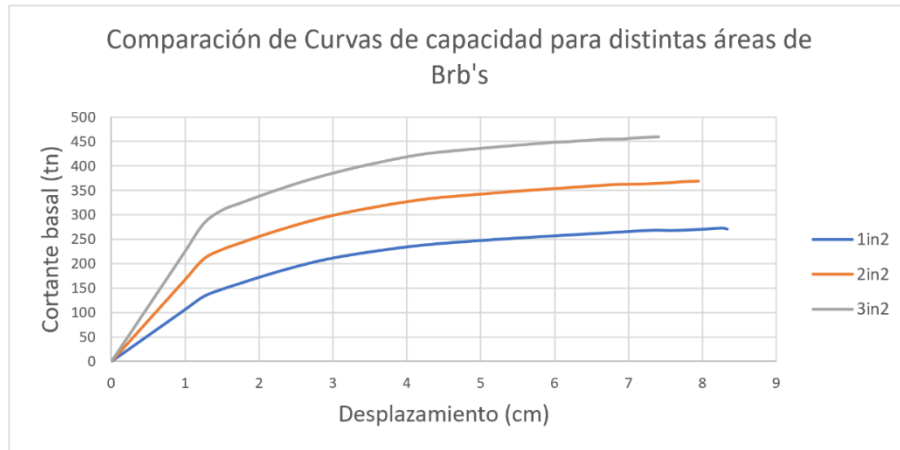


Figura 66: Comparación de curvas de capacidad de las opciones de áreas de BRB's.

Sin embargo, se puede agrandar el núcleo del dispositivo solo hasta que su cimentación lo permita. Al analizar las reacciones en la base de las columnas se observan diferentes fuerzas a tracción y a compresión, se procedió a elegir la configuración con el área que no produzca tracciones mayores al máximo permitido el cual es de 15.84tn que representa el peso de la zapata y de la tierra sobre él.

Tabla 29 Pesos de zapata y tierra bajo el nivel del suelo.

	Pesos
Peso de la zapata (ton)	5.76
Peso de la tierra (ton)	10.08
Peso total (ton)	15.84

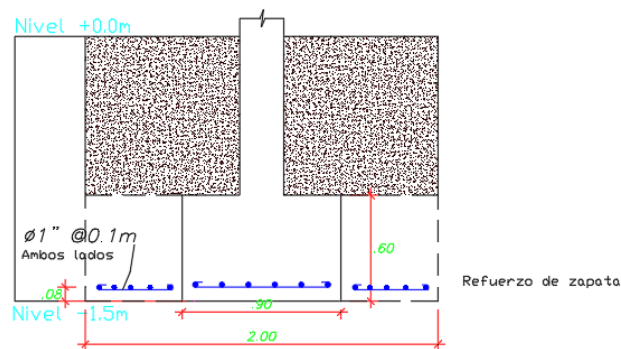


Figura 67 Zapata aislada y reforzada de las columnas adyacentes al BRB.

Tabla 30 Tracciones obtenidas de diferentes áreas de BRB's para la misma configuración.

Área (in2)	Tracción Máxima (tn)	Tracción Permitida (tn)
1	0	15.84
2	10.81	
3	33.57	

Como se puede apreciar, para el área de 1in2 no se presentan tracciones hasta el final de curva: mientras que, para el área de 3in2, se obtiene tracciones mayores a 15.84tn, lo que representa que no se podrá aprovechar el 100% de la curva de capacidad y que esta se debería detener cuando se alcance la tracción permitida. En el caso del área de 2in2, se obtiene una estructura con mejor capacidad que el de 1in2 y de valor de tracción menor a la permitida, por lo que es la opción de mejor rendimiento.

6.2 Análisis No lineal del sistema de disipación

Se realiza el análisis no lineal dinámico y estático del sistema de disipación a fin de verificar cómo este se comporta ante la acción de un evento sísmico. Asimismo, a partir de este análisis, se verificará qué columnas necesitarán ser reforzadas debido a las nuevas cortantes inducidas por el sistema de disipación instalado.

- Verificación de la demanda/ capacidad de los elementos:

A continuación, se presenta la verificación de los elementos del pabellón A para definir si es que estos resisten o no a la demanda que se les presentaría en caso se dé un sismo raro de 475 años.

Para esto, se verificó en el análisis Push Over el estado de daño de los elementos en el punto de desempeño de la edificación ante un sismo raro. Como se puede apreciar a continuación, ante dicho sismo, la mayoría de las rótulas presentan ligera introducción al rango inelástico.

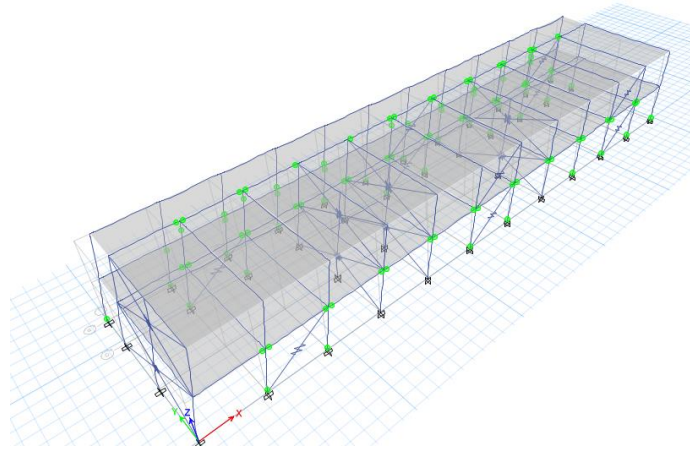


Figura 68: Estado de daño de las rótulas del Pabellón reforzado ante un sismo Raro

Al verificar los diagramas de Momento-Rotación de las rótulas de las columnas y vigas en dicho punto de desempeño, se observa lo siguiente.

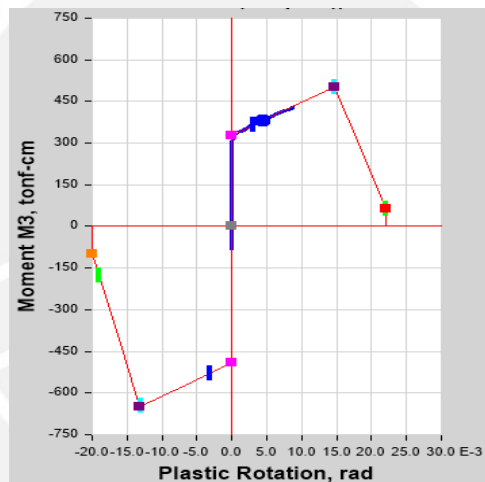


Figura 69: Diagrama Momento-Rotación de la Viga V1-F1.12 (Eje 2-3)

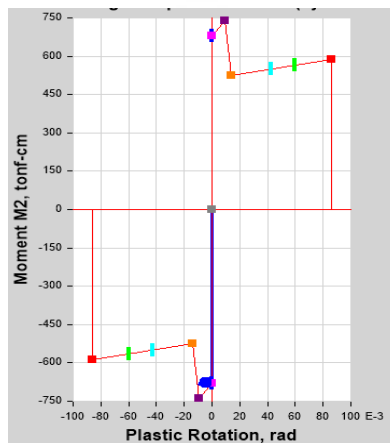


Figura 70: Diagrama Momento-Rotación de la Columna del eje F-10

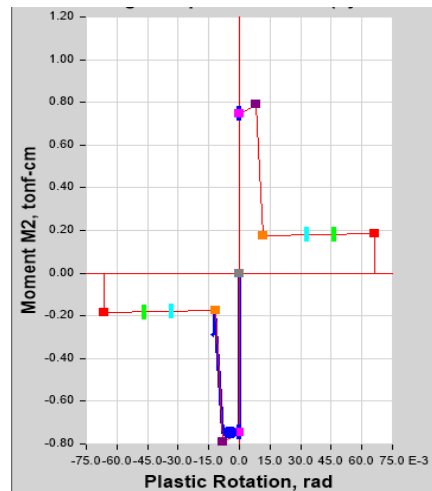


Figura 71: Diagrama Momento-Rotación de la Columna del eje D-10.

Como se puede apreciar, los elementos poseen un daño ligero dada la gran demanda a la que son sometidos. Sin embargo, debido a que las columnas adyacentes a las Barras de Pandeo Restringido recibirán directamente las fuerzas de los BRB's, se requiere que estas permanezcan en el rango elástico, por lo que es de suma importancia reforzarlas.

- Diseño de elementos que necesiten reforzamiento:

Para el caso de las columnas adyacentes a los BRB's, estas se reforzarán por medio de la construcción de un anillo perimetral de concreto. Se decidió utilizar esta técnica ya que es la más adecuada a fin de conservar la apariencia estética de la obra.



Figura 72: Reforzamiento de una columna por medio de anillos perimetrales

Tomado de "Técnicas de reforzamiento de estructuras construidas de concreto que presentan deficiencias estructurales" (Raigosa Tuk, 2010)

El anillo perimetral consiste en un aumento de la sección de la columna por medio de una técnica complementaria a la columna existente. De esta manera, el anillo ayuda al núcleo de concreto existente a absorber y distribuir las cargas hacia el centro del cimiento. Este anillo nuevo de concreto debe de resistir al menos la mitad de la carga axial y su acero de refuerzo debe ser capaz de resistir los esfuerzos de flexión simple.

En este caso se tomó en cuenta al proceso constructivo para realizar esta intervención por lo que se optó por realizar un refuerzo de 10 cm a cada lado introduciendo 14 varillas de $\frac{3}{4}$ ". Asimismo, se colocó el estribaje mínimo requerido por Norma. Cabe resaltar que todas las columnas adyacentes a los BRB's (columnas a reforzar) son de 25 x 90 cm; por lo que sus dimensiones aumentaron a 45 x 110 cm. A continuación, se presenta el refuerzo propuesto.

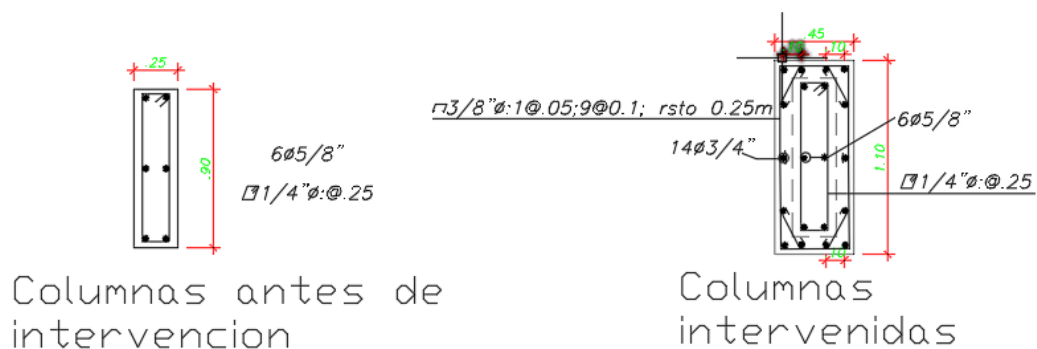


Figura 73: Propuesta de reforzamiento de las columnas críticas.

En base a dicha propuesta de reforzamiento, se introdujo las fuerzas demandantes ante un sismo raro en el diagrama de interacción de la columna sin reforzar y la columna reforzada. A continuación, se comparó los resultados obtenidos para una columna adyacente al BRB, tanto reforzada como sin reforzar. Asimismo, dicha comparación también se realizó para los demás elementos de la estructura, lo cual se encuentra en el Anexo "D" del presente trabajo.

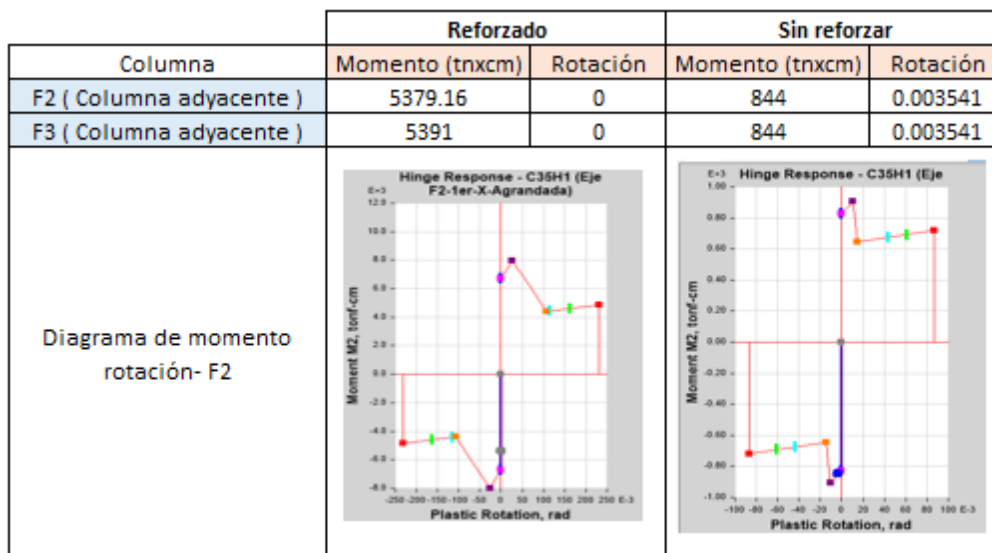


Figura 74: Diagrama Momento-Curvatura de columna reforzada vs. Columna sin reforzar.

Al analizar el estado de las rótulas en las columnas reforzadas y no reforzadas para el caso de un sismo raro, se observa un aumento en momento en la columna reforzada debido al aumento en la capacidad de la sección. En el caso de las rotaciones, las columnas reforzadas no presentan rotaciones inelásticas a comparación de las columnas sin refuerzo. Esto es de suma importancia debido a que, como se mencionó previamente, es preferible que las columnas adyacentes a los BRB se mantengan en el rango elástico ante tales solicitaciones.

De esta manera, se comprueba que la propuesta de reforzamiento es apta para la estructura, puesto que es capaz de cubrir las fuerzas demandantes del sismo raro y mantener a las columnas adyacentes a los BRB en el rango elástico.

Los planos con las columnas reforzadas y su ubicación en planta se encuentran en los Anexos adjuntos. Asimismo, las consideraciones utilizadas para el diseño de la conexión del BRB con la estructura original se encuentran en el Anexo E del presente documento.

- Resultados del Análisis No Lineal Estático del Sistema:

En base a la opción escogida, se realiza su análisis lineal estático y se evalúa este frente a los sismos de diseño a fin de conocer sus respectivos puntos de desempeño.

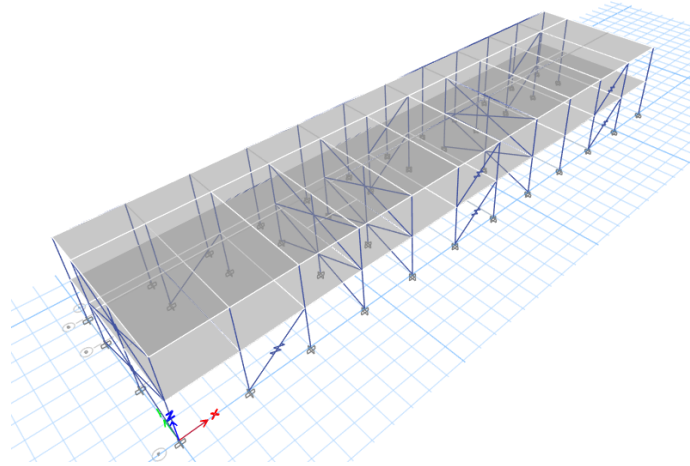


Figura 75 Vista en 3D de la opción escogida (8 Diagonales con 1in2)

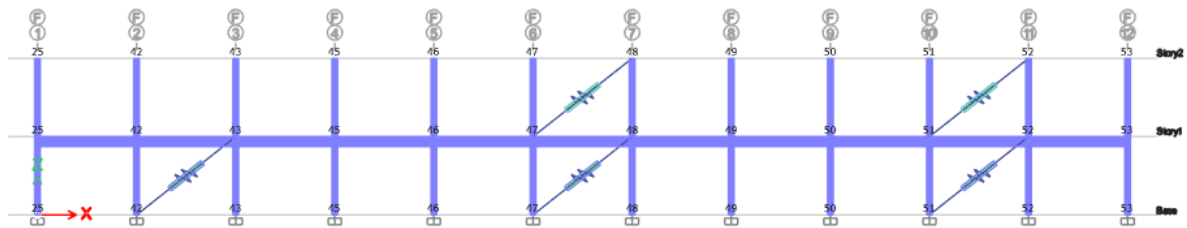


Figura 76 Elevación de la opción escogida (8 Diagonales con 1in2)

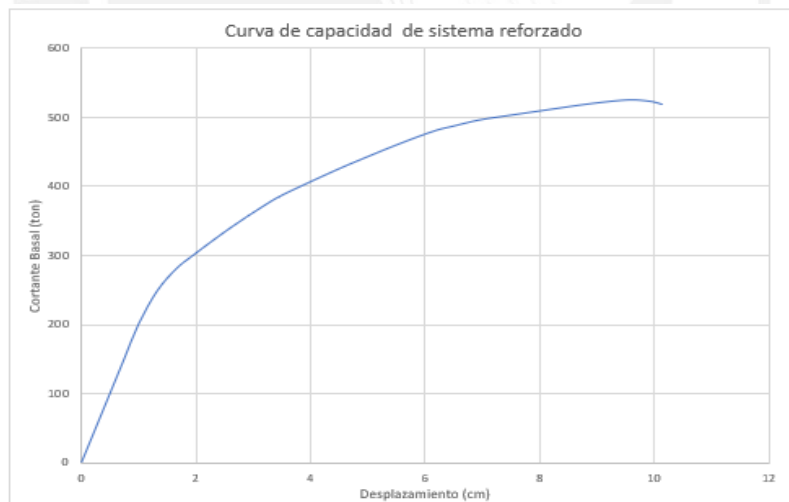


Figura 77 Curva de capacidad de opción escogida.

Tabla 31 Puntos críticos de la curva de capacidad de la Solución.

Dirección	Cortante Máxima (ton)	Cortante de fluencia (ton)	Desplazamiento máximo (cm)	Desplazamiento de fluencia (cm)	Ductilidad
Edificio Reforzado	519	385	10.13	1.94	5.22

Asimismo, los desplazamientos obtenidos ante cada sismo son los siguientes:

Tabla 32 Resultados del Análisis Estático respecto a la estructura reforzada ante sismos de diseño.

	Dirección X-X-Reforzado			
	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo muy Raro
Sa (g)	0.356	0.409	0.55	0.641
Cortante (ton)	284	325	430	502
Desplazamiento (cm)	1.7	2.34	4.61	7.35

- Resultados del Análisis No Lineal Dinámico del Sistema:

Para este análisis, se sometió a la estructura a los registros de aceleraciones presentados previamente solo en la dirección que ha sido reforzada, la cual es la dirección longitudinal (X-X). A continuación, se presentan los resultados obtenidos ante sismo frecuente, ocasional y raro.

Tabla 33 Resultados del Análisis Tiempo Historia respecto a la estructura reforzada ante Sismos Frecuentes.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección X-X de la Solución adoptada para sismos Frecuentes							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	288.35	317.15	336.05	288.61	298.36	293.93	288.41	301.55
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	0.66	0.66	0.69	0.66	0.67	0.66	0.62	0.66
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	1.56	1.35	1.64	1.62	1.63	1.53	1.48	1.54

Tabla 34 Resultados del Análisis Tiempo Historia respecto a la estructura reforzada ante Sismos Ocasionales.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección X-X de la Solución adoptada para sismos Ocasionales							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	325.26	344.54	367.99	322.76	334.63	346.46	307.12	335.54
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	0.81	0.80	0.86	0.83	0.83	0.85	0.72	0.81
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	2.01	1.71	2.12	2.16	2.20	1.92	1.71	1.98

Tabla 35 Resultados del Análisis Tiempo Historia respecto a la estructura reforzada ante Sismos Raros.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección X-X de la Solución adoptada para sismos Raros							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	476.00	460.00	454.42	430.00	436.53	491.46	417.63	452.29
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	1.18	1.24	1.33	1.47	1.32	1.42	1.24	1.31
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	3.19	2.99	4.14	3.59	3.47	3.46	3.31	3.45

Tabla 36 Resultados del Análisis Tiempo Historia respecto a la estructura reforzada ante Sismos muy Raros.

	Resultados del Análisis Tiempo Historia en Dirección X-X de la Solución adoptada para sismos muy raros							Promedio
	1966	1970	1974	Ica	Arequipa	Maule	Tocopilla	
Cortante máxima (tn)	603.00	590.00	552.00	532.00	552.00	581.00	520.00	561.43
Máximo Desplazamiento en 1er Piso (cm)	1.63	1.66	2.15	1.92	2.10	2.24	1.85	1.94
Máximo Desplazamiento en 2do Piso (cm)	4.42	4.53	5.92	5.16	5.66	5.76	5.00	5.21

Como se puede apreciar, a diferencia de los resultados obtenidos en el análisis dinámico de la estructura sin reforzar, se logró someter a la estructura hasta sismos muy raros en la dirección longitudinal (X-X). Esto debido a que los desplazamientos se encuentran dentro de la curva de capacidad; mientras que, en el edificio original, solo se logró evaluar hasta un sismo ocasional, ya que para sismo raro ya no se encontraba dentro de la curva.

Por otra parte, al comparar los anteriores resultados obtenidos de los análisis estático y dinámico, se presenta cierta diferencia en cuanto a los desplazamientos y cortantes, más que todo en los casos de sismo de mayor magnitud como los sismos raro y muy raro. Para la evaluación de resultados se tendrá en cuenta los resultados del análisis estático debido a que este es el más crítico.

6.3 Evaluación del desempeño de la solución adoptada

Una vez definido el sistema de disipación y reforzadas las columnas necesarias, se procede a realizar el análisis por desempeño de la solución adoptada. Dichos resultados se compararán con los resultados obtenidos en la evaluación estructural realizada previamente al edificio sin reforzar.

- Análisis por desempeño de la solución adoptada

A continuación, se presenta la curva de capacidad en la dirección reforzada del Pabellón A con los respectivos límites de desempeño seccionados según lo establecido por la SEAOC.

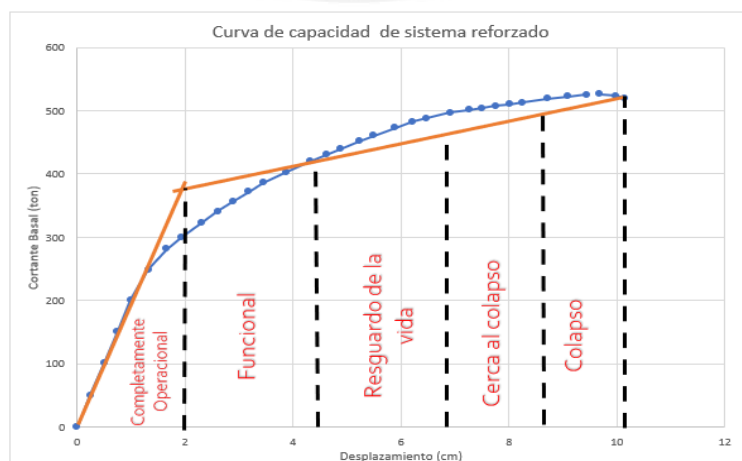


Figura 78 Curva de capacidad de la Solución Adoptada

Tabla 37 Resumen de los límites de desempeño de la solución adoptada.

Cortante de fluencia (ton)	385.00	Cortante última(ton)	519.00	Límites SEAOC	
Desplazamiento de fluencia (cm)	1.94	Desplazamiento último (cm)	10.18	Δ	8.24
		u	5.25	Funcional (cm)	4.41
				Resguardo de vida (cm)	6.89
				Cerca al colapso (cm)	8.53
				Colapso (cm)	10.18

En base a los resultados obtenidos del análisis estático no lineal, se definió el desempeño de la edificación ante los sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro.

Tabla 38 Resumen del análisis por desempeño de la solución adoptada.

	Dirección X-X-Reforzado			
	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional	Sismo Raro	Sismo muy Raro
Sa (g)	0.356	0.409	0.55	0.641
Cortante (ton)	284	325	430	502
Desplazamiento (cm)	1.7	2.34	4.61	7.35
Desempeño	Completamente funcional	Funcional	Resguardo de vida	Cerca al colapso

Como se puede observar en la anterior tabla, se logró que, para un sismo raro, la edificación posea un nivel de daño igual a “Resguardo de vida”. Lo cual significa que el daño estructural y no estructural ante un sismo con periodo de retorno de 475 años, sería moderado y conservaría un margen de seguridad contra el posible colapso.

- Comparación de Solución adoptada con respecto a la estructura original

A continuación, se presenta la superposición de las curvas de capacidad del modelo original sin reforzamiento versus el modelo de la edificación reforzada por medio de disipadores histeréticos.

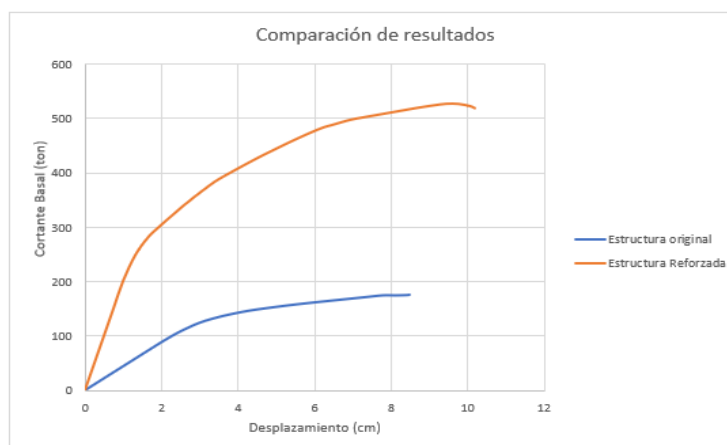


Figura 79 Comparación de curvas PushOver con y sin refuerzo.

Tabla 39 Resumen de la superposición de las curvas de capacidad del edificio reforzado y sin reforzar.

Dirección	V max (ton)	Vy (ton)	Dmax (cm)	Dy(cm)	Ductilidad
Edificio original	174.00	135.00	8.47	3.00	2.82
Edificio reforzado	519.00	385.00	10.18	1.94	5.25
Aumento (%)	198%	185%	20%	-35%	86%

Según la tabla anterior, por medio del reforzamiento de la estructura, se logró aumentar su cortante máxima y cortante de fluencia en caso 198 %. Asimismo, la ductilidad aumentó en un 85 %. En cuanto a los desplazamientos y derivas de entrepiso ante los sismos de diseño, se presentan las siguientes tablas resúmenes de dichos valores.

Tabla 40 Desplazamientos y Derivas de entrepiso del edificio sin reforzar ante los sismos de diseño.

	Edificio sin reforzar	
	Sismo frecuente	Sismo ocasional
D 2piso (cm)	3.70	4.80
D 1piso (cm)	1.63	2.15
Deriva 2piso (‰)	5.83	7.46
Deriva 1piso (‰)	4.59	6.06

Tabla 41 Desplazamientos y Derivas de entrepiso del edificio reforzado ante los sismos

	Solución Adoptada en Dirección X-X			
	Sismo Frecuente	Sismo Ocasional	Sismo raro	Sismo muy raro
D 2piso (cm)	1.7	2.34	4.61	7.35
D 1piso (cm)	0.7	0.93	1.75	2.77
Deriva 2piso (‰)	2.82	3.97	8.06	12.90
Deriva 1piso (‰)	1.97	2.62	4.93	7.80

de diseño.

Como se puede apreciar, ante sismo ocasional y frecuente, se logró reducir la deriva en ambos casos. Asimismo, ante sismo raro se logra tener una deriva menor a 7 ‰ en el primer nivel; mientras que, para el segundo nivel ante sismo raro y en ambos niveles ante sismo muy raro se sobrepasa dicha deriva. Sin embargo, debido a que esta es una estructura construida bajo normas y códigos antiguos, esta no se puede comparar bajo la Normativa peruana actual. Según FEMA, la relación daño-deriva para edificios diseñados con código previo y de baja altura es la siguiente:

Tabla 42 Relación Daño-Deriva de Estructuras según FEMA

Model Building Type	Structural Damage States			
	Slight	Moderate	Extensive	Complete
Low-Rise Buildings – High-Code Design Level				
W1, W2	0.004	0.012	0.040	0.100
S1	0.006	0.012	0.030	0.080
C1, S2	0.005	0.010	0.030	0.080
C2	0.004	0.010	0.030	0.080
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.004	0.008	0.024	0.070
Low-Rise Buildings – Moderate-Code Design Level				
W1, W2	0.004	0.010	0.031	0.075
S1	0.006	0.010	0.024	0.060
C1, S2	0.005	0.009	0.023	0.060
C2	0.004	0.008	0.023	0.060
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.004	0.007	0.019	0.053
Low-Rise (LR) Buildings – Low-Code Design Level				
W1, W2	0.004	0.010	0.031	0.075
S1	0.006	0.010	0.020	0.050
C1, S2	0.005	0.008	0.020	0.050
C2	0.004	0.008	0.020	0.050
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.004	0.006	0.016	0.044
S5, C3, URM	0.003	0.006	0.015	0.035
Low-Rise (LR) Buildings – Pre-Code Design Level				
W1, W2	0.003	0.008	0.025	0.060
S1	0.005	0.008	0.016	0.040
C1, S2	0.004	0.006	0.016	0.040
C2	0.003	0.006	0.016	0.040
S3, S4, PC1, PC2, RM1, RM2	0.003	0.005	0.013	0.035
S5, C3, URM	0.002	0.005	0.012	0.028
Mid-Rise Buildings ¹				
All	Mid-Rise Building Types	2/3 * LR	2/3 * LR	2/3 * LR
High-Rise Buildings ¹				
All	High-Rise Building Types	1/2 * LR	1/2 * LR	1/2 * LR

Nota: Tomado de “Technical and User’s Manual of Advanced Engineering Building Module” (AEBM) "Hazus MH 2.1" (Engineering, 2015)

Como se puede apreciar en la Tabla 42, antes un sismo ocasional, la estructura permanecería en un daño moderado. Sin embargo, el daño se volvería extensivo al sobrepasar la demanda de un sismo raro, en especial en el segundo nivel. Esto quiere decir que, ante un sismo raro se presentarían grandes grietas diagonales en el segundo nivel; mientras que, pequeñas grietas en el primero.

7. Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

- De presentarse un sismo Ocasional; actualmente, el Pabellón A se encontraría con un nivel de daño que resultaría en “Resguardo de la vida” en la dirección Longitudinal. Sin embargo, en su dirección más resistente (Transversal), la estructura ante el mismo sismo se encontraría en un estado de “Completamente Operacional”. Además, ante un sismo raro, la estructura en dicha dirección se encuentra en un estado de “Funcional”, por lo que se comprende que no es necesario realizar ninguna intervención en dicha dirección, caso contrario a la dirección Longitudinal.

- Las derivas obtenidas en la evaluación estructural para la dirección más crítica (Longitudinal) ante un sismo ocasional fueron de 7.46‰ aproximadamente, lo que según las tablas del FEMA la estructura debería presentar un daño comprendido entre moderado y extensivo en sus elementos.
- El hecho de que la cortante de fluencia en la dirección X-X de la edificación original sea muy baja, dificulta la incorporación del sistema de disipación propuesto (Barras de Pandeo Restringido) puesto que al buscar que dicho sistema fluya antes que la propia edificación, la resistencia de este se ve reducida. Es por este motivo que se acompaña la propuesta de sistema de disipación con un reforzamiento de las columnas de concreto armado más críticas; es decir, las columnas adyacentes a los BRB's.
- Para el caso del Pabellón A, la configuración diagonal de los dispositivos es más eficiente que la configuración Chevron, debido a que con este se obtiene una mejor resistencia con una menor cantidad de dispositivos.
- Es de suma importancia la verificación de las reacciones en las cimentaciones debido a que es un factor limitante para la definición del área del disipador a utilizar. En el caso del Pabellón A, se tuvo que descartar opciones de mayor dimensión a 2in2 debido a las tracciones que se generaban en la base.
- Las barras de pandeo restringido son una buena alternativa para el reforzamiento de edificaciones antiguas ya que se logró mejorar el desempeño del pabellón A en la dirección longitudinal. Inicialmente, ante sismo ocasional esta se encontraba en un estado de "Resguardo de la vida"; mientras que con el reforzamiento propuesto se ha logrado un estado de "Funcional". Además, se logró alcanzar el desempeño objetivo planteado para el reforzamiento; es decir, un estado de "Resguardo de la vida" ante un sismo raro.

- En cuanto a las derivas en la dirección reforzada, se logró disminuirlas en un 88% para el caso de sismo ocasional. Por otra parte, ante un sismo raro, se obtuvieron derivas de 4.93‰ para el primer nivel y 8.6‰ para el segundo nivel, lo cual según las tablas del FEMA presentarían un daño moderado y extensivo respectivamente.
- El precio unitario del BRB (incluida instalación) es de aproximadamente \$2000 a \$2500 considerando mano de obra en Latinoamérica. Sin embargo, este precio puede variar dependiendo del proveedor del elemento y de las particularidades del proyecto. Adicionalmente, se debe de considerar en el presupuesto tentativo el reforzamiento de las columnas adyacentes a los BRB's, las sobre zapatas y el cimiento corrido añadido, los cuales complementan el sistema de disipación instalado.

Recomendaciones

- Dado los resultados obtenidos en la evaluación estructural se recomienda reforzar en la brevedad el Pabellón A, debido a que pertenece a la categoría de “edificaciones esenciales” y antes un eventual sismo esta podría colapsar.
- Para la realización de este proyecto se recomienda mano de obra calificada, en especial para la intervención de las columnas. Asimismo, recurrir a especialistas para la instalación de los BRB's
- Se recomienda evaluar la calidad de los materiales del Pabellón A, a fin de que la evaluación estructural sea más precisa y que así la intervención obtenga resultados más óptimos.

8. Referencias

- Aguiar, R. (2003). Analisis Sísmico Por Desempeño. *Escuela Politécnica del Ejército, September*, 341.
- American Concrete Institute. (2007). *Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary*.
- ASCE. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings by APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL*.

- Black, C., Makris, N., & Aiken, I. (2002). *Component testing, stability analysis and characterization of buckling-restrained Unbonded Braces*. September, 100.
- Borda, L. M., & Pastor, A. E. (2007). *Desempeño Sísmico De Un Edificio Aporticado Peruano De Seis Pisos*. 60.
- Bouc, B. (1967). *Forced vibrations of mechanical systems with hysteresis*.
- Cancelado, R. A. (2013). Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas. *Revista de Ingeniería*, 0(39), 17–23. <https://doi.org/10.16924/riua.v0i39.4>
- Carrillo, J. (2008). Evaluation of the seismic vulnerability of structures using a performance design | Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. *DYNA (Colombia)*, 75(155).
- Chiroiu, L., Goula, X., Roca Adrover, A., Susagna, T., Barbat, A. H., & Pujades, L. (2001). El método del espectro de capacidad aplicado a la evaluación de daños sísmicos. En 2º *Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*.
- Chopra, A. (2011). *Dynamic of Structures*.
- Comite ACI 318. (2014). Comentario. En *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)* (Vol. 10, Número SUPPL. 1). [https://doi.org/10.1016/0360-3016\(84\)90476-0](https://doi.org/10.1016/0360-3016(84)90476-0)
- COREBRACE. (2017). *TYPICAL BOLTED LUG & CONNECTION LAYOUTS*. 109.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras*. En *Santiago de Chile*. www.cdt.cl
- Eduardo, C., Bonilla, D., Exequias, M., Chavarria, M., Jonathan, J., & Diaz, S. (2017). *Análisis Estático No Lineal (Pushover) Del Cuerpo Central Del Edificio De La Facultad De Medicina De La Universidad De El Salvador*.
- Enciso Valdivia, F. A. (2014). Procedimiento para el análisis dinámico de estructuras usando el método de los elementos finitos. *Pontificia Universidad Católica del Perú*. <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/5448>
- Engineering, A. (2015). Technical and User's Manual of Advanced Engineering Building Module (AEBM) "Hazus MH 2.1". *Federal Emergency Management Agency*, 121.
- Esteva, L. (2000). Diseño Sísmico Basado En Desempeño: Tendencias Y Retos*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 54(63), 36. <https://doi.org/10.18867/ris.63.223>
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. (1996). *PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN OF BUILDINGS*. September.
- FUJIMOTO, M., WADA, A., SAEKI, E., TAKEUCHI, T., & WATANABE, A. (1998). *Development of Unbounded Brace*.
- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *INTRODUCCIÓN AL USO DE AISLADORES Y DISIPADORES EN ESTRUCTURAS*. [https://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/1213/Uso de aisladores y disipadores en estructuras.pdf](https://scioteca.caf.com/bitstream/handle/123456789/1213/Uso%20de%20aisladores%20y%20disipadores%20en%20estructuras.pdf)
- Gómez, D., Marulanda, J., & Thomson, P. (2008). Control systems for dynamic loading protection of civil structures. *Dyna*, 75(155), 77–89.
- Hanson, R. (1993). *Supplemental Damping for Improved Seismic Performance*.
- Instituto Nacional de Defensa Civil. (s/f). *Terremoto de Nazca 1996*. https://www.indeci.gob.pe/compend_estad/1996/6_terre.pdf
- Lagaros, N. D., Mitropoulou, C. C., & Papadrakakis, M. (2013). Time History Seismic Analysis. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 1–19. https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_134-1
- López, O. A. (2014). *Guía para la evaluación de edificaciones existentes con fines de adecuación sísmica*.
- Martel Vargas, P. F. (2004). Comparación de la Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño

- Sismorresistente 1997 vs. La Norma Básica de Diseño Sismorresistente 1977, aplicadas en el Perú Centros Educativos INFES (Región Sur-Arequipa, afectados por el sismo del 23 de junio del 2001). *Boletín N2 del Instituto de Investigación-UNI*, 2. http://www.bibliotecacentral.uni.edu.pe/pdfs/BOLETINC/2,2004/art_004.pdf
- Mayorga Vela, C. A. (2011). *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostramiento de pandeo restringido. Parte 1*. 178. <http://www.bdigital.unal.edu.co/4392/>
- Medina Montes, G. (2019). *Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica y Propuesta de Reforzamiento de la I.E. Enrique Palacios Mendiburu PRE NDSR – 1997, en el Distrito de Santa Anita 2019*. Universidad Cesar Vallejo.
- Ministerio de Vivienda, C. y S. (2019). Norma Técnica E . 031 “ Aislamiento Sísmico ” y la incorpora al Índice del Reglamento Nacional de Edificaciones. *Diario El Peruano*, 66, 64–84.
- Morales Díaz, L. J., & Contreras Bálaro, J. José. (2012). *Pretección de Una Edificación Existente con Disipadores de Energía*. 76.
- Muñoz, A., Tinman, M., & Quiun, D. (2015). Riesgo sísmico de edificios peruanos. *ResearchGate*, October, 11. https://www.researchgate.net/profile/Daniel_Quiun/publication/228966896_Riesgo_sismico_de_edificios_peruanos/links/54b973670cf24e50e93daf09/Riesgo-sismico-de-edificios-peruanos.pdf
- Muñoz Pelaez, A. (2020a). *Ingeniería Sismoresistente*.
- Muñoz Pelaez, A. (2020b). *LA NORMA PERUANA DE AISLAMIENTO SISMICO, E.031*.
- National Institute of Standards and Technology. (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part Iia – Steel Moment Frames. 1*, 145.
- Ospina, A., Urrego, H., & Botero, J. C. (2013). Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sismo resistente de puentes de concreto reforzado. *Ingeniería y Ciencia*, 9(17), 209–236. <https://doi.org/10.17230/ingciencia.9.17.11>
- Ottazzi Pasino, G. (2016). *Apuntes del curso de Concreto Armado I*.
- Oviedo, J. A., & Duque, M. del P. (2009). Disipadores Histeréticos Metálicos como Sistemas De Control De Respuesta Sísmica En Edificaciones. *Revista EIA*, 11, 51–63. <http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&db=a9h&AN=45266819&lang=es&site=ehost-live>
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de Concreto Rforzado*.
- Rodriguez, M. M., Mora, D., & Aguiar, R. (2016). *Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS (Número May)*. <https://www.researchgate.net/publication/303256522>
- SEAOC. (1995). *Framework for Performance Based Seismic Engineering of Building*.
- Sika. (2020). *Hoja de Datos del producto: Sika AnchorFix -3001*. 1–8.
- Symans, M. D., & Charney, F. a. (2004). *SEISMIC PROTECTIVE SYSTEMS: PASSIVE ENERGY DISSIPATION*. 1–206.
- Tavera, H. (2014). Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú. En *Instituto Geofísico del Perú* (Vols. 2014–11704, Números 978-612-45795-9–2). <https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/IGP/777/peligrosismos-Peru.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Tavera, H., Bernal, I., Condori, C., Ordaz, M., Zevallos, A., & Ishizawa, O. (2014). *Evaluación del Peligro Sísmico en Perú: Mapa de Peligro Sísmico para el Perú*. 1–66. http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA_PUBLICAR/IGP/Mapa_Peligro_Sismico_Peru_2015_Version_Preliminar.pdf#:~:text=-Tectónica%3A La sismicidad en Perú,a consecuencia de dicho proceso.
- Torrealva, D. (2012). Evolución de las normas sísmicas peruanas y el diseño sismo resistente.

Foro : Evaluación De La Vulnerabilidad Y Medidas De Prevencion Ante Riesgo Sismico Y Tsunami, 1–8.

Wight, J., & MacGregor, J. (2012). *REINFORCED CONCRETE MECHANICS AND DESIGN* (PEARSON (ed.); 6a ed.).



Anexo A

Se presentan los resultados obtenidos para los diagramas Momento-Curvatura y Momento-Rotación de las vigas y columnas del Pabellón A. Asimismo, se presenta el procedimiento para la inclusión de estas en el modelo de ETABS.

- Vigas

Tabla A1

Parámetros obtenidos para la representación no lineal de vigas según la ASCE.

Nivel	VIGA	b (cm)	h (cm)	r (cm)	As traccion	As' compresion	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$	a	b	c	
1er piso	I-B-1.6 y 7.12central	25	40	6	4@1/2"	2@1/2"	0.214	NC	4.589	0.012	0.018	0.200	
	I-B-1.6 y 7.12externa	25	40	6	3@1/2" + 1@5/8"	2@1/2"	0.273	NC	4.589	0.011	0.017	0.200	
	I-B-6.7	60	20	3	4@5/8" + 2@7/8"	4@5/8"	0.308	C	5.312	0.018	0.030	0.200	
	I-D-1.12 central	25	45	6	2@1/2" + 1@5/8"	2@5/8"	0.042	NC	4.589	0.014	0.021	0.200	
	I-D-1.12 ext izquierda	25	45	6	2@1/2"	2@5/8"	0.084	NC	4.452	0.014	0.021	0.200	
	I-D-1.12 externa	25	45	6	4@1/2"	2@5/8"	-0.103	NC	4.589	0.016	0.024	0.200	
	1-F-1.12	25	40	6	3@1/2"	2@1/2"	0.107	NC	4.589	0.013	0.020	0.200	
	1-V.1	50	20	3	5@1/2"	3@1/2"	0.214	NC	3.144	0.015	0.023	0.200	
	1-V.2	50	20	3	5@1/2"	3@1/2"	0.214	NC	3.144	0.015	0.023	0.200	
	1-V.3	50	20	3	2@5/8" + 2@7/8"	2@5/8"	0.369	NC	3.144	0.012	0.019	0.200	
	F.D.1-11	25	70	6	3@5/8" + 2@7/8"	3@7/8"	0.167	NC	4.589	0.012	0.019	0.200	
	F.D.1.12	25	70	6	3@5/8" + 3@3/4"	3@3/4"	0.265	NC	4.589	0.011	0.017	0.200	
	2do piso	II-B-1.12	50	20	3	5@1/2"	5@1/2"	0.000	NC	2.662	0.020	0.030	0.200
		II-B-1.12 MEDIO	50	20	3	3@1/2" + 3@5/8"	3@1/2" + 2@5/8"	0.166	NC	2.662	0.017	0.025	0.200
		II-D-1.12	25	45	6	3@1/2"	2@1/2"	0.093	NC	3.626	0.016	0.024	0.200
		F.D.II-1-11	25	70	6	3@5/8" + 3@3/4"	3@3/4"	0.265	C	6.034	0.017	0.029	0.200
F.D.2.12		25	70	6	6@5/8"	3@5/8"	0.265	C	6.034	0.017	0.029	0.200	

Tabla A2

Valores obtenidos para el diagrama de Momento-Rotación de las vigas

Nivel	VIGA	My (ton.m)	θy	Mu (ton.m)	θu	Mr (ton.m)	θr
1er piso	I-B-1.6 y 7.12central	6.5047	0.0019	7.8716	0.0135	1.3009	0.0198
	I-B-1.6 y 7.12externa	7.3672	0.0022	8.6315	0.0129	1.4734	0.0190
	I-B-6.7	7.5587	0.0075	8.2001	0.0256	1.5117	0.0375
	I-D-1.12 central	6.6362	0.0014	9.0092	0.0155	1.3272	0.0226
	I-D-1.12 ext izquierda	7.4534	0.0016	9.7931	0.0155	1.4907	0.0226
	I-D-1.12 externa	3.7833	0.0008	6.5149	0.0170	0.7567	0.0248
	1-F-1.12	4.9214	0.0015	6.4747	0.0146	0.9843	0.0214
	1-V.1	4.0106	0.0048	4.4643	0.0201	0.8021	0.0279
	1-V.2	4.0106	0.0048	4.4643	0.0201	0.8021	0.0279
	1-V.3	5.2007	0.0052	5.5650	0.0185	1.0401	0.0248
	F.D.1-11	24.6026	0.0026	32.3721	0.0148	4.9205	0.0214
2do piso	F.D.1.12	33.7090	0.0035	40.5644	0.0144	6.7418	0.0205
	II-B-1.12	3.9700	0.0048	4.5617	0.0248	0.7940	0.0348
	II-B-1.12 MEDIO	5.9874	0.0072	6.4807	0.0238	1.1975	0.0322
	II-D-1.12	5.6801	0.0012	8.4162	0.0174	1.1360	0.0257
	F.D.II-1-11	33.7090	0.0035	44.7130	0.0209	6.7418	0.0330
F.D.2.12	28.1860	0.0030	39.1901	0.0203	5.6372	0.0324	

Dichos valores se introducen en la representación no lineal del comportamiento de las vigas en el ETABS por medio de Hinges.

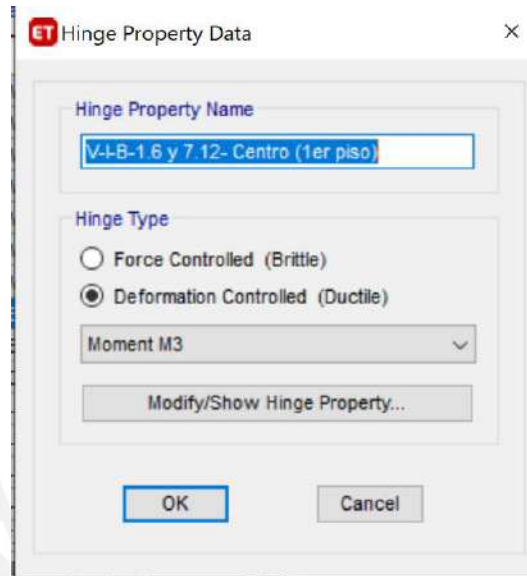


Figura A1: Creación de la propiedad de rótula de una viga

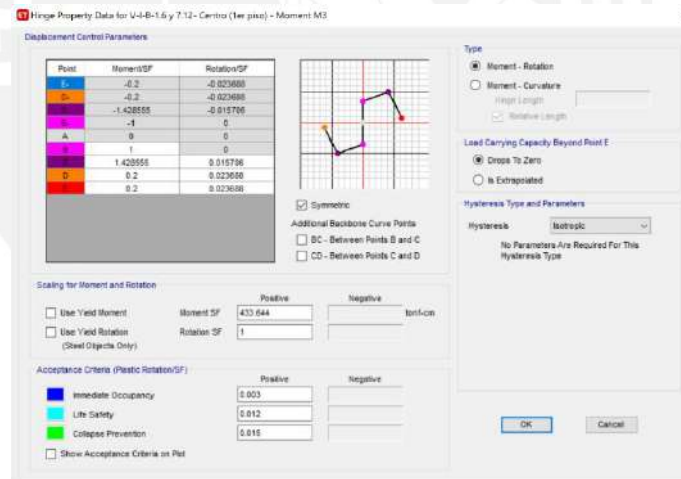


Figura A2: Introducción de los parámetros de la rótula de la viga seleccionada

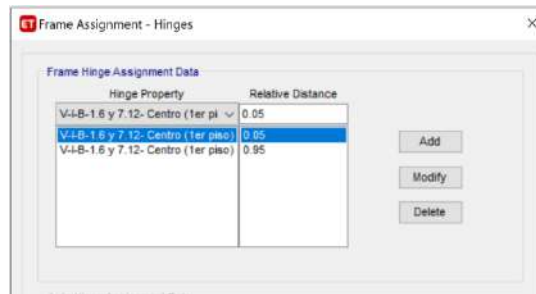


Figura A3: Asignación de las rótulas en su respectiva viga

- Columnas

Para la obtención de los diagramas Momento- Curvatura de las columnas, estos se extrajeron directamente del programa XTRACT.

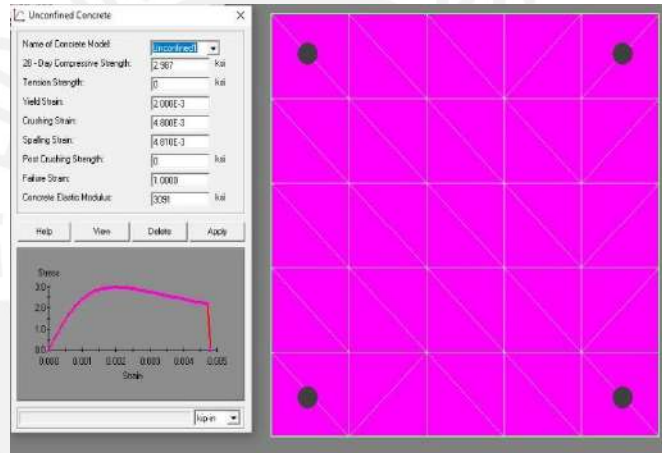


Figura A4: Definición del concreto en el programa XTRACT

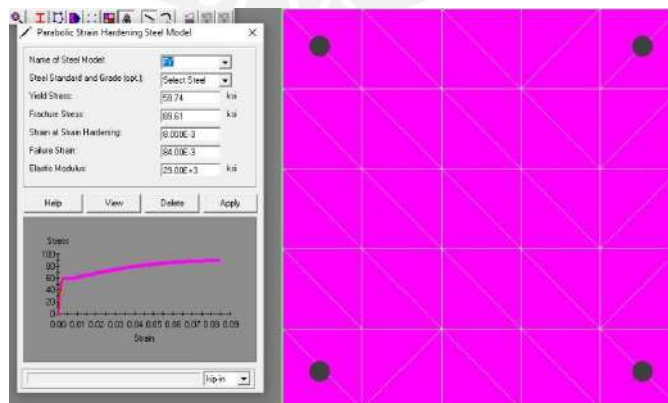


Figura A5: Definición del acero en el programa XTRACT

Del programa XTRACT se extrajeron 4 curvas de Momento-Curvatura. Las cuales corresponden al caso de Gravedad en X e Y; así como también, Gravedad más Sismo en X e Y. Una vez extraídas, se transformó el diagrama Momento-Curvatura de cada caso en Momento-Rotación, multiplicando la curvatura por 0.5 veces el peralte de la columna en cuestión. A continuación, se presenta un ejemplo de los resultados obtenidos para la columna del EJE 2B del primer piso en el eje Y-Y solo debido a cargas de Gravedad.

Tabla A3

Datos correspondientes al diagrama Momento-Rotación de la columna (EJE 2B primer piso) en la dirección Y-Y debido a cargas de Gravedad.

Myy	Kyy	
0.25x0.40	0.25x0.40	
MC(EJE 2B(1ER)-GRAV	MC(EJE 2B(1ER)-GRAV	Rotación
kip-in	1/in	7.87402
0	-1.06E-22	-8.36E-22
255.9	3.93E-05	3.09E-04
365.3	7.85E-05	6.18E-04
463.2	1.18E-04	9.28E-04
572.4	1.57E-04	1.24E-03
671	1.96E-04	1.55E-03
675.6	2.36E-04	1.85E-03
682.2	2.75E-04	2.16E-03
675.3	3.14E-04	2.47E-03
689.2	3.53E-04	2.78E-03
691.3	3.93E-04	3.09E-03
708.3	8.57E-04	6.74E-03
755.6	1.32E-03	1.04E-02
782.9	1.79E-03	1.41E-02
810.7	2.25E-03	1.77E-02
830.8	2.71E-03	2.14E-02
856.7	3.18E-03	2.50E-02
806.1	3.64E-03	2.87E-02
765.7	4.11E-03	3.23E-02
775.3	4.57E-03	3.60E-02
689.2	5.03E-03	3.96E-02
800.6	5.50E-03	4.33E-02
704	5.96E-03	4.69E-02
630.6	6.43E-03	5.06E-02
689.6	6.89E-03	5.42E-02
695.9	7.35E-03	5.79E-02
703.9	7.82E-03	6.16E-02
708.7	8.28E-03	6.52E-02
710.9	8.75E-03	6.89E-02
714	9.21E-03	7.25E-02
714.3	9.67E-03	7.62E-02

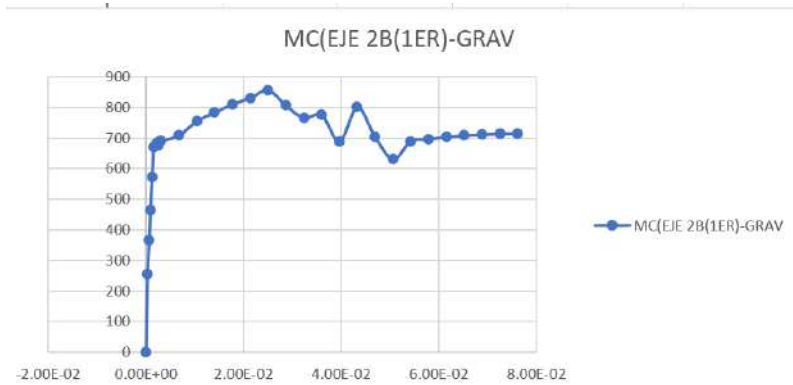


Figura A6: Diagrama Momento- Rotación de la columna del EJE 2B primer piso en la dirección Y-Y debido a cargas de Gravedad.

Tabla A4

Relaciones C, D, E de la ASCE que representan el comportamiento no lineal de las rótulas de las columnas.

My	680				
C	2.5	0.02253	Mc	856.7	1.260
D	3.96	0.03713	Md	698.2	1.027
E	7.62E-02	0.0736954	Me	714.3	1.050

Dichos valores se introducen en la representación no lineal del comportamiento de las vigas en el ETABS por medio de Hinges.

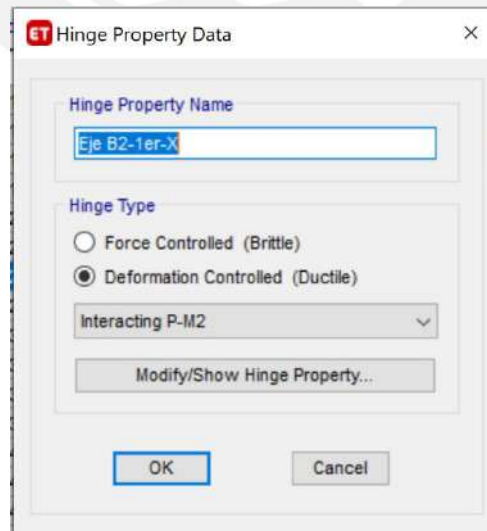


Figura A7: Creación de la propiedad de una de las rótulas de una columna

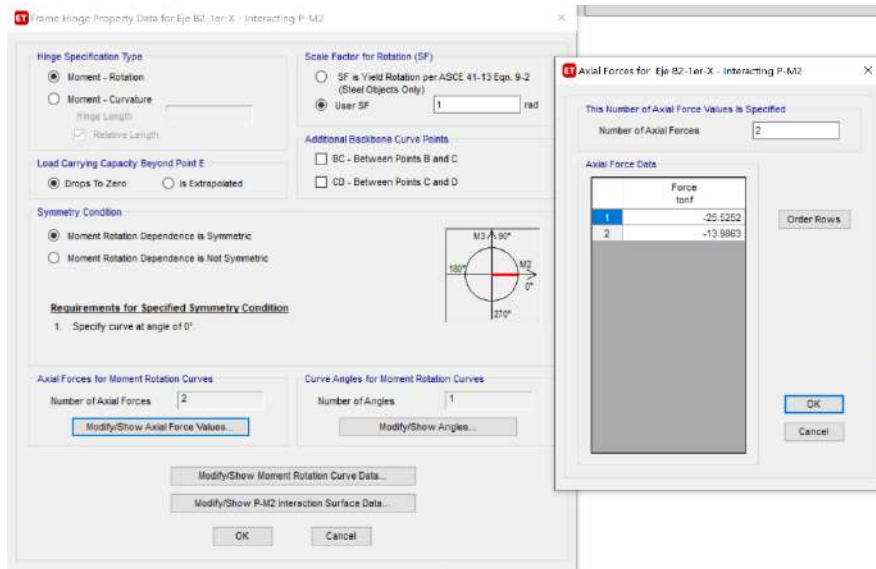


Figura A8: Definición del caso de rótula de acuerdo a las cargas axiales que se obtuvieron del análisis de la estructura.



Figura A9: Introducción de los parámetros de la rótula de la columna seleccionada

Anexo B

Para representar la no linealidad de la albañilería en el modelo de ETABS, se tuvo que representar los muros mediante elementos tipo “Link” a los cuales se les introdujo la curva característica de Cortante-Desplazamiento del muro que queremos representar.

Tabla B1

Cortantes de agrietamiento de cada piso obtenidas por medio de la ecuación propuesta para Unidades de Arcilla y Concreto del artículo 26.3 de la Norma E.070.

Nivel	V2 (kgf)	M3(kgf-mm)	v'm(kg/cm2)	kgf	alpha	><1	Vm(Kg)
Piso 1	-6882.57	-14788033	5.47722558	-116969.6	4.45	1	92355.8536
Piso 2	-6882.57	-14788033	5.47722558	-49620.6	2.22	1	44139.1608

Por medio de esta cortante y de relaciones extraídas de ensayos de muros de albañilería de la tesis “Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos King Kong de fabricación industrial” (Coral, 2017), se obtuvieron los siguientes cortantes y desplazamientos representantes del comportamiento no lineal del muro en estudio.

Tabla B2

Cortantes y desplazamientos característicos del comportamiento no lineal de los muros de albañilería del Pabellón A.

Nivel	VM max (kg)	Vy (kg)	Vr (kg)	Dy (m)	Dr (m)	DM (m)
Piso 1	108369.67	86695.74	65021.80	0.003408	0.032188	0.018934
Piso 2	51792.56	41434.05	31075.54	0.003408	0.032188	0.018934



Figura B1: Curva Cortante-Desplazamiento del elemento Link que representa a los muros de albañilería del Pabellón A.

Anexo C

A continuación, se presentan los registros acelerográficos de los 7 sismos seleccionados para los análisis Tiempo Historia con su respectivo tratamiento de señal.

Sismo 1966

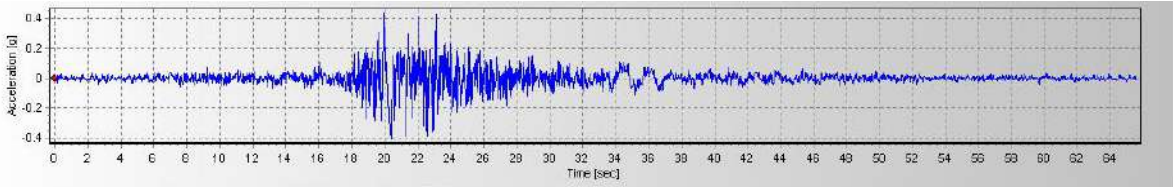


Figura C1: Registro acelerográfico del Sismo de Octubre de 1966 en Lima, Perú en dirección EW.

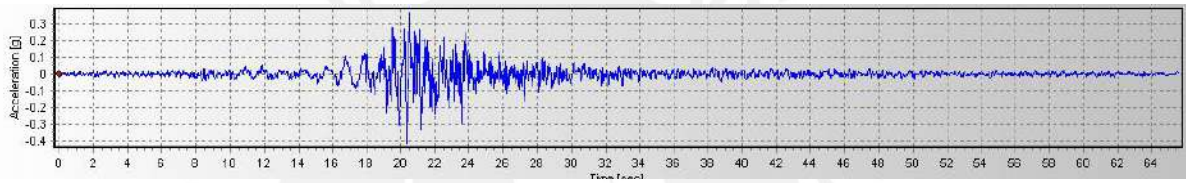


Figura C2: Registro acelerográfico del Sismo de Octubre de 1966 en Lima, Perú en dirección NS.

En base a el tratamiento de señales ya mencionado se obtuvo el siguiente espectro comparado con el señalado de la norma sismorresistente:

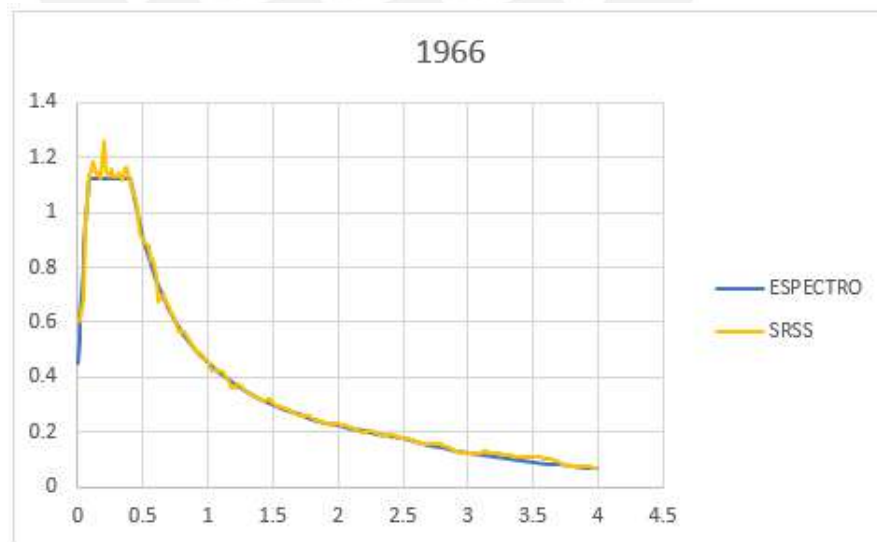


Figura C3: Señal del Sismo de Octubre de 1966 en Lima, Perú tratada comparada con el espectro de la Norma E.031.

Sismo 1970:

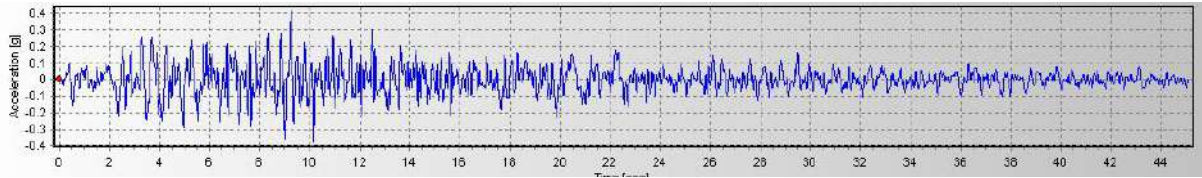


Figura C4: Registro acelerográfico del Sismo de Mayo de 1970 en Ancash, Perú en dirección EW.

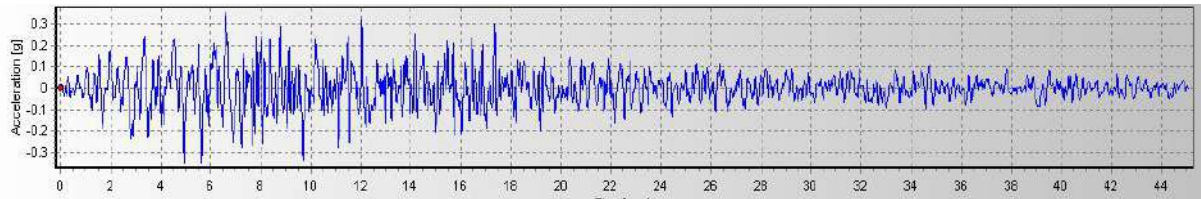


Figura C5: Registro acelerográfico del Sismo de Mayo de 1970 en Ancash, Perú en dirección NS.

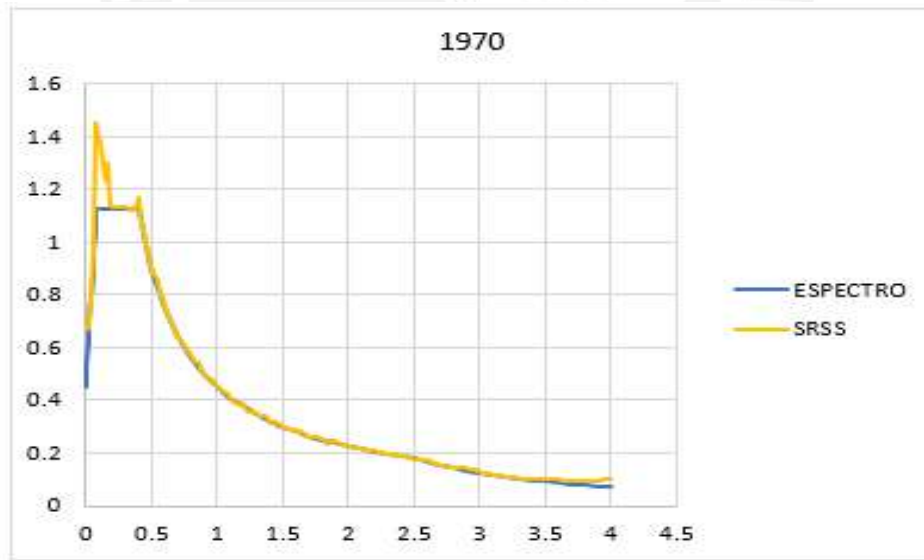


Figura C6: Señal del Sismo de Mayo de 1970 en Lima, Perú tratada comparada con el espectro de la Norma E.031.

Sismo 1974:

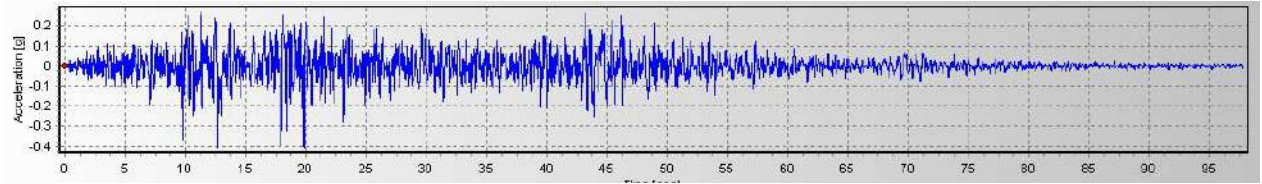


Figura C7: Registro acelerográfico del Sismo de Octubre de 1974 en Lima, Perú en dirección EW.

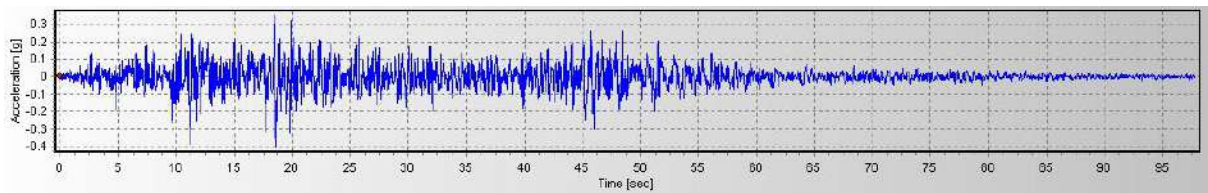


Figura C8: Registro acelerográfico del Sismo de Octubre de 1974 en Lima, Perú en dirección NS.

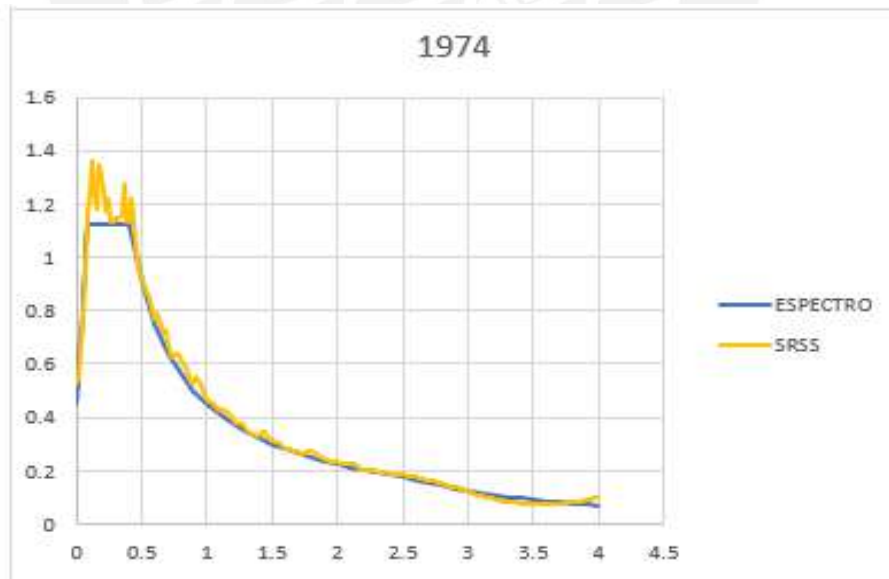


Figura C9: Señal del Sismo de Octubre de 1974 en Lima, Perú tratada comparada con el espectro de la Norma E.031.

Ica:

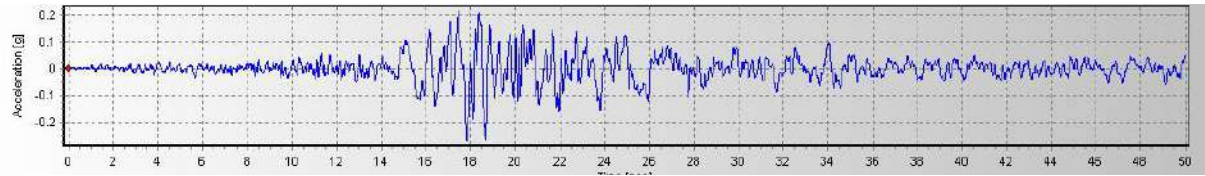


Figura C10: Registro acelerográfico del Sismo de Agosto de 2007 en Ica, Perú en dirección EW.

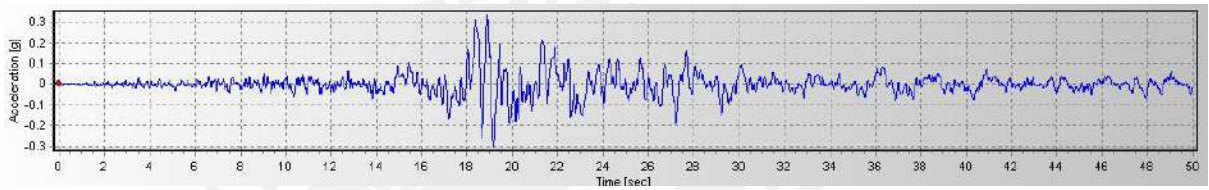


Figura C11: Registro acelerográfico del Sismo de Agosto de 2007 en Ica, Perú en dirección NS.

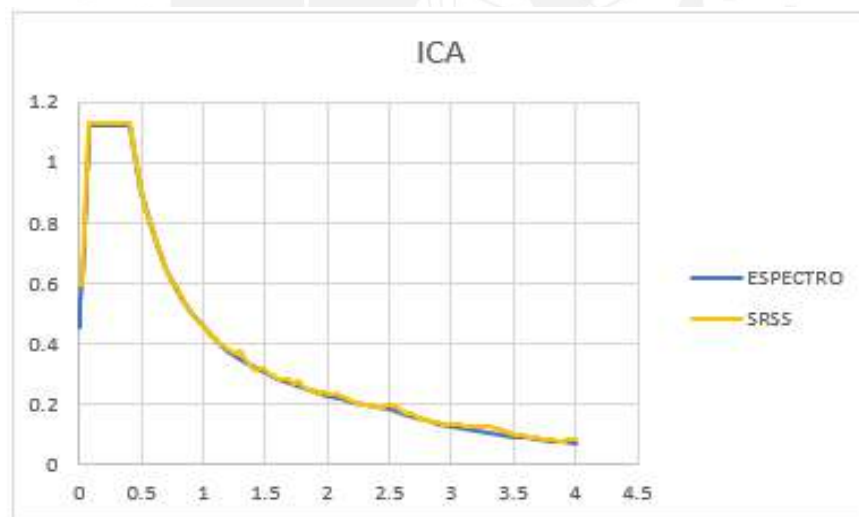


Figura C12: Señal del Sismo de Agosto de 2007 en Ica, Perú tratada comparada con el espectro de la Norma E.031.

Maule

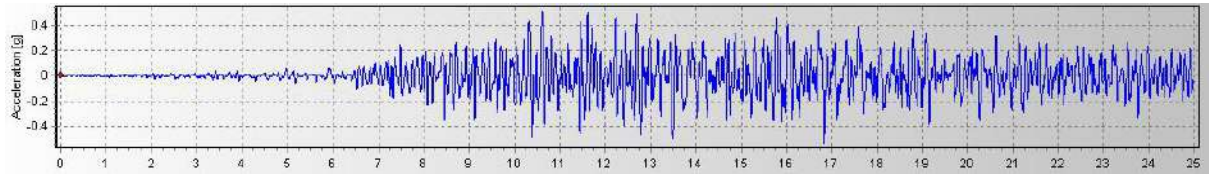


Figura C13: Registro acelerográfico del Sismo de Febrero de 2010 en Maule, Chile en dirección EW.

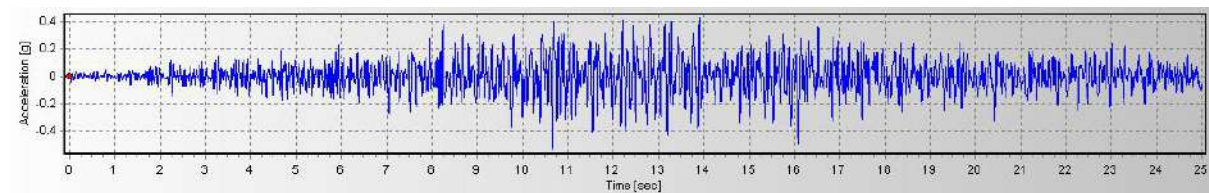


Figura C14: Registro acelerográfico del Sismo de Febrero de 2010 en Maule, Chile en dirección NS.

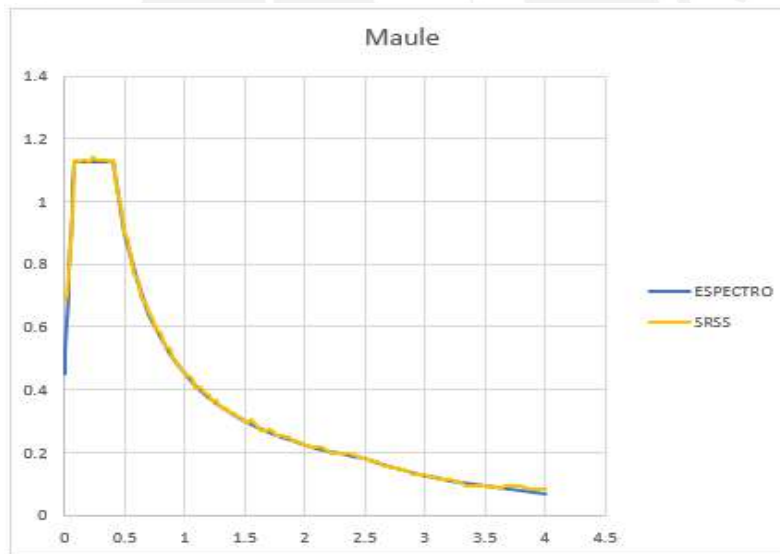


Figura C15: Señal del Sismo de Febrero de 2010 en Maule, Chile tratada comparada con el espectro de la Norma E.031.

Tocopilla

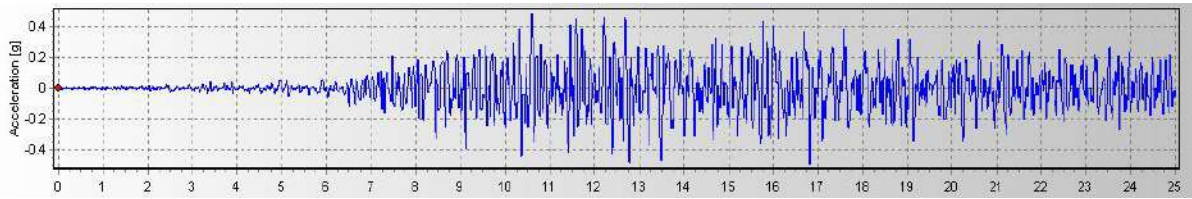


Figura C16: Registro acelerográfico del Sismo de Noviembre de 2007 en Tocopilla, Chile en dirección EW.

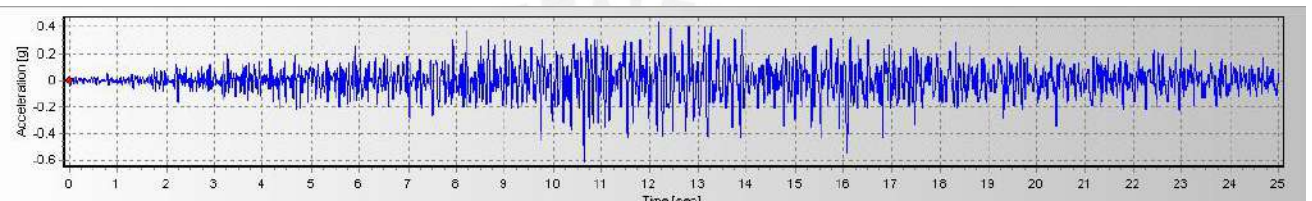


Figura C17: Registro acelerográfico del Sismo de Noviembre de 2007 en Tocopilla, Chile en dirección NS.

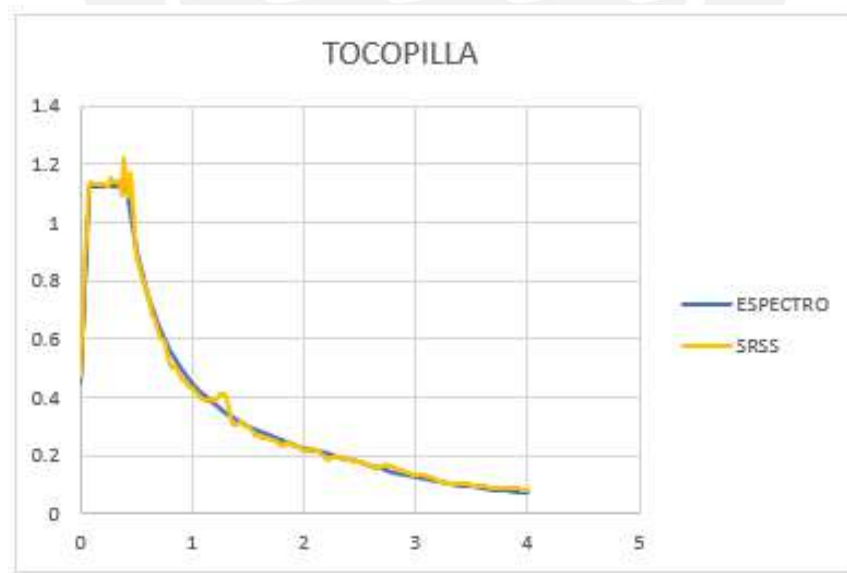


Figura C18: Señal del Sismo de Noviembre de 2007 en Tocopilla, Chile tratada comparada con el espectro de la Norma E.031.

Arequipa

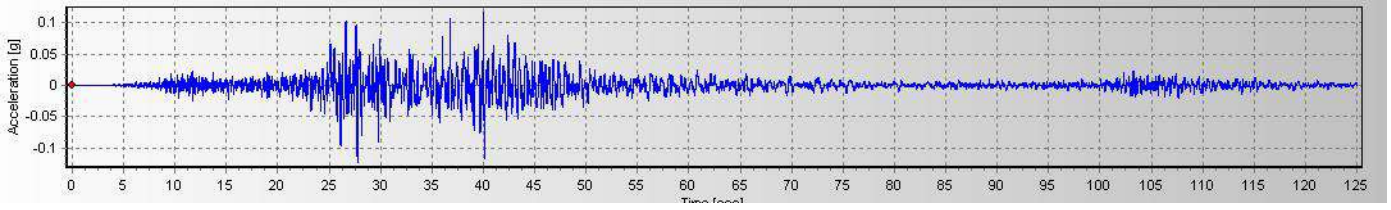


Figura C19: Registro acelerográfico del Sismo de Junio de 2001 en Arequipa, Perú en dirección EW.

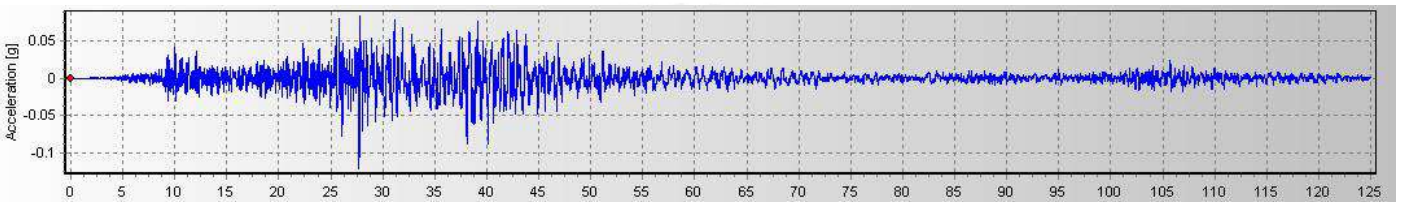


Figura C20: Registro acelerográfico del Sismo de junio de 2001 en Arequipa, Perú en dirección NS.

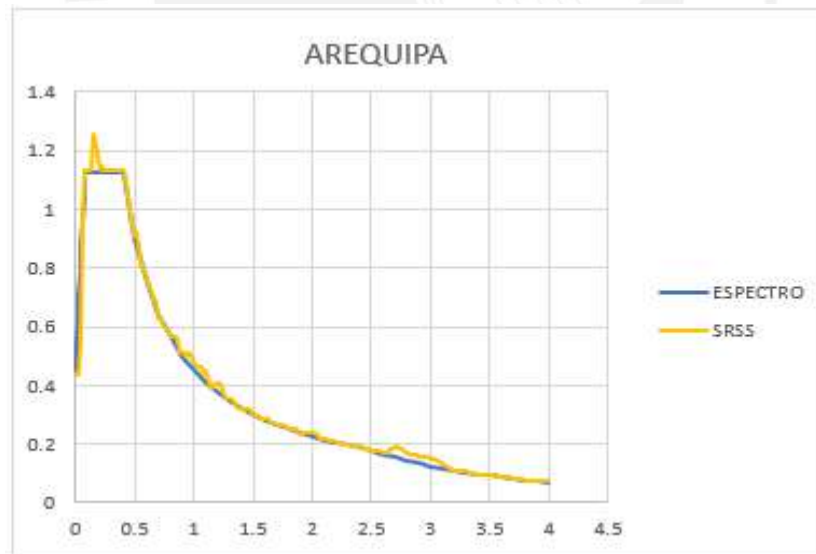


Figura C21: Señal del Sismo de Junio de 2001 en Arequipa, Perú tratada comparada con el espectro de la Norma E.031.

Anexo D

A continuación, se presentan las comparaciones de los estados de columnas y vigas de la estructura antes y después de ser reforzada.

Tabla D1

Estado de rotulas de Columnas del Edificio reforzado y sin reforzar.

Columna	Edificio Reforzado		Edificio sin reforzar	
	Momento (tnxcm)	Rotación	Momento (tnxcm)	Rotación
F2 (Columna adyacente)	5379.16	0	844	0.003541
Estado de rótula	Ocupación inmediata		Seguridad de vida	
Diagrama de momento rotación- F2				
Columna	Momento (tnxcm)	Rotación	Momento (tnxcm)	Rotación
F3 (Columna adyacente)	5391	0	1017.81	0.00251
Estado de rótula	Ocupación inmediata		Seguridad de vida	
Diagrama de momento rotación- F3				

Columna	Reforzado		Sin reforzar	
	Momento (tnxcm)	Rotación	Momento (tnxcm)	Rotación
B8 (Columna no adyacente)	377	0.002572	369	0.000791
Estado de rótula	Seguridad de vida		Seguridad de vida	
Diagrama de momento rotación- B8				

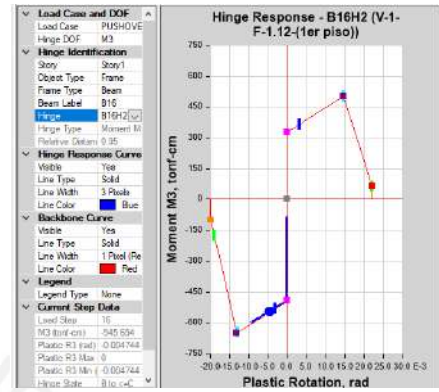
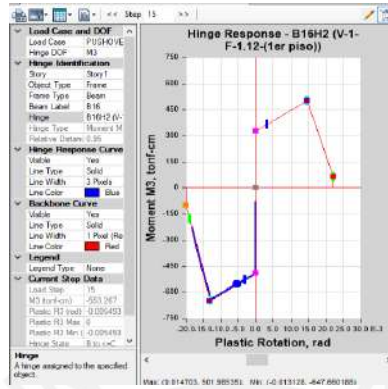
Tabla D2

Estado de rotulas de Vigas del Edificio reforzado y sin reforzar.

Viga	Reforzado		Sin reforzar	
	Momento (tnxcm)	Rotación	Momento (tnxcm)	Rotación
V 2-3 (0.05)(Viga adyacente)	394	0.00563	381	0.004498
Estado de rótula	Seguridad de vida		Seguridad de vida	
Diagrama de momento rotación- V-2-3 (0.05)				

Viga	Reforzado		Sin reforzar	
	Momento (tnxcm)	Rotación	Momento (tnxcm)	Rotación
V 2-3 (0.95)(Viga adyacente)	553	0.005493	545	0.004744
Estado de rótula	Seguridad de vida		Seguridad de vida	

Diagrama de momento rotación- V2-3 (0.95)



Anexo E

A continuación, se presenta las consideraciones que se tuvieron para el diseño de la conexión del BRB, el gusset plate y la plancha de conexión con las vigas y columnas.

- Diseño de conexión del BRB

1. Las dimensiones típicas de la conexión del BRB con el Gusset Plate se obtuvieron en base a la ficha de “TYPICAL BOLTED LUG & CONNECTION LAYOUTS” de la empresa Corebrace.

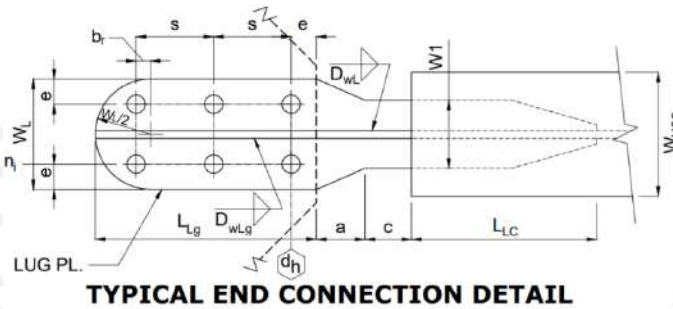


Figura E1: Detalle típico de conexión

Nota. Tomado de TYPICAL BOLTED LUG & CONNECTION LAYOUTS (COREBRACE, 2017)

Tabla E1

Dimensiones del Detalle típico de conexión

	Descripción	Dimensión (in)	Dimensión (cm)
W_L	Ancho de aleta	6.5	16.51
L_{Lg}	Longitud de placa dentro del Gusset Plate	7.55	19.18
e	Distancia típica al borde del perno	1.19	3.02
s	Espaciado entre pernos	4	10.16
b_r	Distancia al inicio del radio desde el primer tornillo más exterior	0.89	2.26
D_{WL}	Tamaño de la soldadura en la aleta al núcleo	3	7.62
a	Espacio entre el núcleo y el refuerzo	4	10.16
c	Longitud de extensión del núcleo fuera de la carcasa	3	7.62
L_{Lc}	Longitud de la orejeta dentro de la carcasa	8.16	20.73
$W1$	Ancho en la sección reducida de la orejeta	3.23	8.20
n_i	Número de tornillos en la fila interior	2	5.08
W_{HSS}	Ancho de carcasa	8	20.32

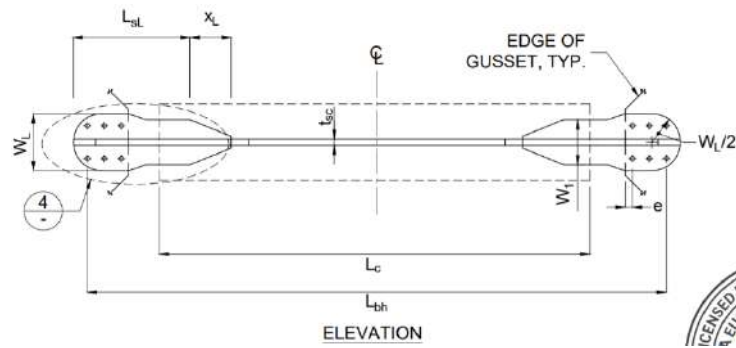


Figura E2: Vista en elevación de BRB

Nota. Tomado de TYPICAL BOLTED LUG & CONNECTION LAYOUTS (COREBRACE, 2017)

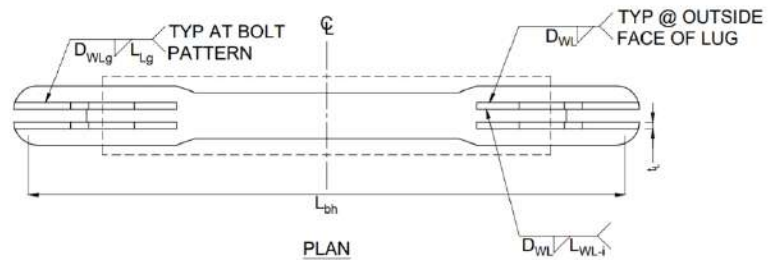


Figura E3: Vista en planta de BRB

Nota. Tomado de TYPICAL BOLTED LUG & CONNECTION LAYOUTS (COREBRACE, 2017)

Tabla E2

Dimensiones típicas del BRB

	Descripción	Dimensión (in)	Dimensión (cm)
L_{sl}	Longitud total de la orejeta menos la transición	20.55	52.20
x_L	Longitud desde el inicio de la transición de la orejeta hasta el final de la transición de la orejeta	2.16	5.49
t_{sc}	Grosor de núcleo	0.5	1.27
W_l	Ancho en la sección reducida de la orejeta	3.23	8.20
t_L	Grosor de la orejeta	0.63	1.60
D_{wl}	Tamaño de la soldadura en la aleta al núcleo	3	7.62

2. Se verifica que la placa de conexión cumpla por corte, aplastamiento, desgarre y tensión.

Cabe resaltar que el BRB está sometido a cargas de compresión y tensión de 36.24 ton.

a) Numero de pernos requeridos:

- Capacidad nominal de perno A325 -> $F_{nv} = 3370 \text{ kg/cm}^2$.
 - Diámetro asumido de perno -> 7/8"
 - Capacidad de corte de un perno -> $\phi V_{nv} = 0.75 * F_{nv} * \text{Area de perno} = 9.805 \text{ ton}$
 - Cantidad de pernos requerida: $36.24/9.805 = 4$ pernos
- Por lo cual, se cumple con la cantidad de pernos que recomienda el fabricante CoreBrace.

b) Diseño por bloques de corte:

$$\phi R_n = 0.75(0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt})$$

Donde:

- A_{nv} = Área neta a cortante
- A_{gt} = Área bruta a tensión
- F_y = Limite de fluencia de acero A36
- F_u = Limite ultimo de acero A36
- A_{gv} = Área bruta a cortante
- A_{nt} = Área neta a tensión

$$\phi R_n = 0.75*(0.6 (3450 \text{ kg/cm}^2) (29.26 \text{ cm}^2) + (2480 \text{ kg/cm}^2)(7.67 \text{ cm}^2)) \leq 0.75*(0.6 (2480 \text{ kg/cm}^2) (38.30 \text{ kg/cm}^2) + (3450 \text{ kg/cm}^2) (4.66 \text{ cm}^2))$$

$$\phi R_n = 59.7 \text{ ton} < 73.06 \text{ ton (CUMPLE)}$$

Asimismo, se cumple que $\phi R_n = 59.7 \text{ ton}$ es mayor a la demanda de 36.24 ton.

c) Aplastamiento y desgarre en la placa

Se utiliza el menor valor de capacidad ϕR_n entre el aplastamiento y desgarre:

- Aplastamiento:

$$\phi R_n = 0.75 * (2.4 * dbw * tp) * F_u$$

Donde, "dbw" es el diámetro del perno y "tp" espesor de la placa de acero.

$$\phi R_n = 0.75 * (2.4 * (2.22 \text{ cm}) * (1.27 \text{ cm})) * 3450 \text{ kg/cm}^2 = 17.53 \text{ ton}$$

- Desgarre de placa:

$$\phi R_n = 0.75 * (1.2 * L_c * tp) * F_u$$

Donde L_c es la distancia del orificio al borde.

$$\phi R_n = 0.75 * (1.2 * (3.77 \text{ cm}) * (1.27 \text{ cm})) * 3450 \text{ kg/cm}^2 = 14.72 \text{ ton}$$

Como hay 4 pernos y se utiliza el menor valor de ϕRn , se obtiene: $4 \cdot \phi Rn = 58.9 \text{ ton} > 36.24 \text{ ton}$ (demanda). Por lo tanto, cumple con ser mayor a la demanda.

d) Capacidad a tensión

$$\phi Tn = \phi Fy Ag = \phi Fy \cdot bp \cdot tp$$

Donde “bp” es el ancho de la placa adjunta a la Gusset.

$$\phi Tn = \phi Fy Ag = 0.9 \cdot 2480 \text{ kg/cm}^2 \cdot 16.5 \text{ cm} \cdot 1.27 \text{ cm} = 46.77 \text{ ton} > 36.24 \text{ ton}$$

(CUMPLE)

- Diseño del Gusset Plate

1. Las dimensiones típicas del Gusset Plate se obtuvieron en base a la ficha de “TYPICAL BOLTED LUG & CONNECTION LAYOUTS” de la empresa Corebrace.

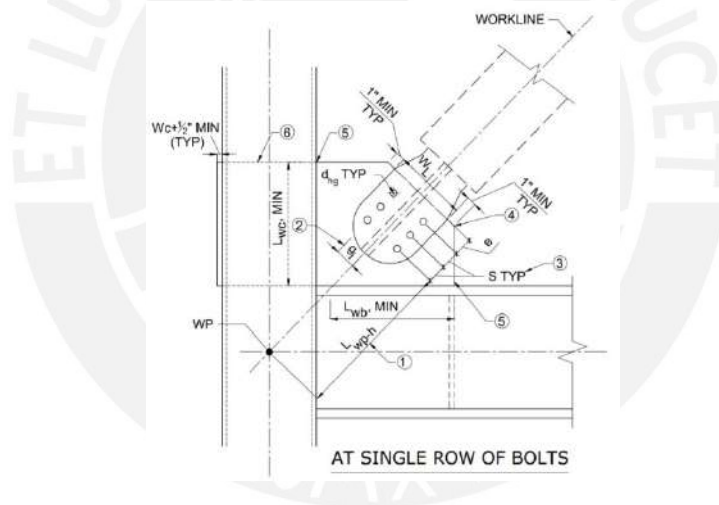


Figura E4: Dimensiones típicas del Gusset Plate

Nota. Tomado de TYPICAL BOLTED LUG & CONNECTION LAYOUTS (COREBRACE, 2017)

Tabla E3

Dimensiones típicas del Gusset Plate

	Descripción	Dimensión (in)	Dimensión (cm)
$L_{wc,MIN}$	Longitud mínima de soldadura de columna	17	43.18
$L_{wb,MIN}$	Longitud mínima de soldadura de viga	9	22.86
L_{wp-li}	Longitud desde la parte inferior de columna/viga hasta el centro del orificio del perno inferior	13	33.02

2. Se verifica el diseño de la Gusset Plate por corte, aplastamiento, desgarre, etc.

a) Cortante de bloque

$$\phi R_n = 0.75 * (0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) = 0.75 * (0.6 (3450 \text{ kg/cm}^2) (29.26 \text{ cm}^2) + (2480 \text{ kg/cm}^2) (13.3 \text{ cm}^2)) = 70.16 \text{ ton} > 36.24 \text{ ton (CUMPLE)}$$

b) Fluencia en sección de Whitmore

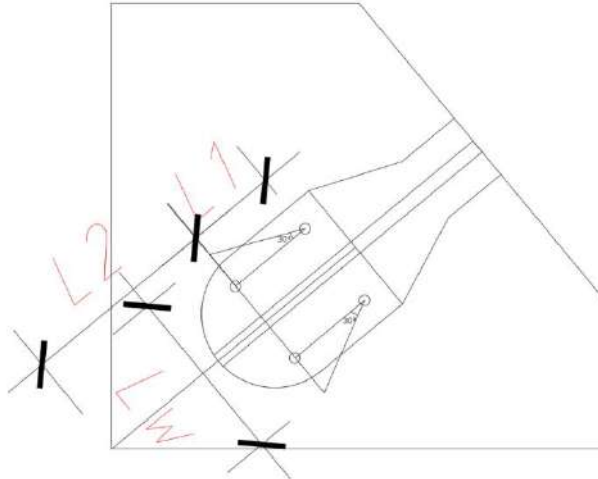


Figura E5: Fluencia en sección de Whitmore del Gusset Plate

La capacidad a corte directo del Gusset Plate se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = 0.9 * F_y * A_g = 0.9 F_y * L_w * t_p = 125.87 \text{ ton} > 36.24 \text{ ton (CUMPLE)}$$

c) Resistencia a cortante vertical

- $A_{gv} = (L_1 + L_2) * t_p = (10.16 \text{ cm} + 22 \text{ cm}) * 2.54 \text{ cm} = 81.69 \text{ cm}^2$
- $\phi R_n = \phi (0.6 * F_y * A_{gv}) = 109.39 \text{ ton} > 36.24 \text{ ton (CUMPLE)}$

d) Resistencia a la compresión

- $A_g = L_b * t_p$
- KL/r

Donde "Lb" es el ancho del núcleo del BRB y tpg el espesor de la placa Gusset.

- $A_g = 10.16 * 2.54 = 25.6 \text{ cm}^2$
- $KL/r = 41.4 > 25 \rightarrow P_n = F_{cr} A_g$

Donde:

$$Fcr = (0.658^{(Fy/Fe)}) * Fy = 2266.2 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces,

$$\phi Pn = 0.9 * Ag * Fcr = 52.63 \text{ ton} > 36.24 \text{ ton (CUMPLE)}$$

- Diseño de la placa de conexión entre concreto y acero

Para este paso es necesario conocer que el concreto esté endurecido por lo menos 21 días, término que se cumple en las vigas y columnas del Pabellón A, ya que será necesario para poder transmitir correctamente las fuerzas axiales y cortantes de los pernos al concreto.

Existen diferentes tipos de anclaje entre acero y concreto, para nuestro caso tendremos pernos post instalados por medio de anclaje químico que funcionará en base a la fricción entre el concreto y el acero.

Según ACI 318-14, hay dimensiones mínimas para el caso en estudio:

Tabla E4

Dimensiones mínimas de separación entre pernos para viga

Diámetro nominal Da		Mínimo 4da	Máximo 20da
plg	mm	cm	cm
1/2"	12.7	5.08	25.4

Tabla E5

Dimensiones mínimas de separación entre pernos para columna

Diámetro nominal Da		Mínimo 4da	Máximo 20da
plg	mm	mm	mm
5/8"	15.875	63.5	317.5

Y la longitud mínima de empotramiento es:

Tabla E6

Dimensiones mínimas de empotramiento

Longitud mínima de empotramiento		
Elemento	Mínimo	cm
Viga	8da	10.16
Columna	8da	15.88

A continuación, se presenta la verificación de la placa según tipo de falla.

Las distancias mínimas al borde para evitar hendidura o rajamiento del concreto:

Tabla E7

Dimensiones mínimas para evitar hendiduras en el concreto

Longitud mínima para evitar hendidura		
Elemento	Mínimo "Ca"	cm
Viga	6da	7.62
Columna	6da	11.91

1. Verificación a falla por tracción:
 - a. Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos:

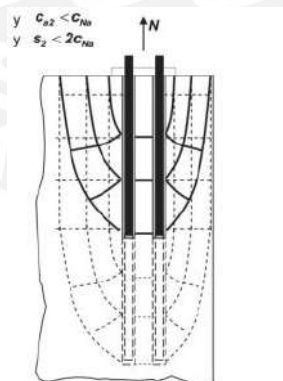


Figura E6: Forma de falla de adherencia en tracción

Nota. Tomado de ACI 318S-12 (Comite ACI 318, 2014)

Se verifica en base a la información brindada por “Sika Anchorfix” producto de Sika, el cual será el epóxico elegido para asegurar adherencia entre el perno y el concreto:

Según la ficha técnica, para perno de 5/8" con una profundidad de 20cm y un $f'c$ de 175 kg/cm² (dato conservador pues nuestro $f'c$ es 210 kg/cm²) se obtiene lo siguiente:

Tabla E8

Capacidad a tensión en adherencia concreto - perno

Diámetro	Tensión (tn)
	$F'c$ (175kg/cm ²)
1/2"	2.66
5/8"	4.41

Por lo que, por el número de pernos:

- Cálculo para fuerza normal en pernos en viga:

Tabla E9

Sobrerresistencia por adherencia a tracción en viga

N global (ton)	21.28
Fuerza (ton)	14.58
%	46%

- Cálculos para fuerza normal en pernos de columna:

Tabla E10

Sobrerresistencia por adherencia a tracción en columna

N global (ton)	35.28
Fuerza (ton)	10.63
%	232%

- b. Resistencia de cada perno:

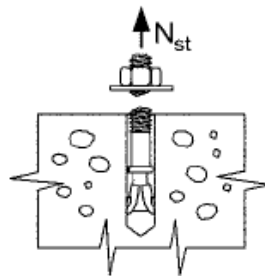


Figura E7: Forma de falla del perno en tracción

Nota. Tomado de ACI 355.2 (American Concrete Institute, 2007)

Según las características del perno Estructural ASTM A325 Tipo 1 de 5/8" se tiene lo siguiente:

Resistencia nominal: 100000 PSI o 7030 kg/cm².

Se realiza bajo la siguiente fórmula:

$$N_s = A_{se} f_{ub}$$

- En el caso de pernos en viga:

Tabla E11

Sobrerresistencia del perno por tracción en viga

El menor de (kg/cm ²)	
7030	8770

Futa (kg/cm ²)	7030.00
Ase (cm ²)	1.27
Nsa (ton)	8.91

N global (ton)	71.24
Fuerza(ton)	14.58
%	389%

- En el caso de pernos en columna:

Tabla E12

Sobrerresistencia del perno por tracción en columna

El menor de (kg/cm ²)	
7030	8770

Futa (kg/cm ²)	7030.00
Ase (cm ²)	1.98
Nsa (ton)	13.91

N global (ton)	111.32
Fuerza(ton)	10.63
%	947%

- c. Resistencia al arrancamiento del concreto del anclaje en tracción:

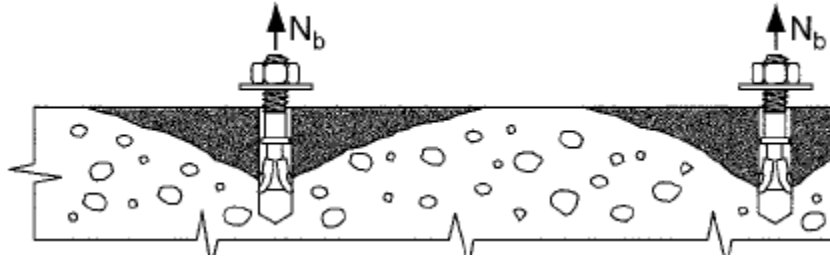


Figura E8: Forma de falla por arrancamiento del concreto en tracción

Nota. Tomado de ACI 318S-12 (Comite ACI 318, 2014)

Se verifica en base a la siguiente fórmula:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$

$$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

- Cálculo para pernos en viga:

Tabla E13

Sobrerresistencia por arrancamiento del concreto en viga

k_c	7
λ_a	1
f_c (kg/cm ²)	210
N_b (ton)	51.94

Ψ_{ec} , N	1
Ψ_{ed} , N	1
Ψ_{cp} , N	1.4
Anco (cm ²)	2304
Anc (cm ²)	3944
Ncbg (ton)	124.47

Fuerza (ton)	14.58
Ncbg (ton)	88.91
%	754%

- Cálculo para pernos en columna:

Tabla E14

Sobrerresistencia por arrancamiento del concreto en columna

kc	7
λ_a	1
f _c (kg/cm ²)	210
Nb (ton)	72.58

Ψ_{ec} , N	1
Ψ_{ed} , N	1
Ψ_{cp} , N	1.4
Anco (cm ²)	3600
Anc (cm ²)	5600
Ncbg (ton)	112.91

Fuerza (ton)	10.63
Ncbg (ton)	112.91
%	962%

2. Verificación a falla por corte:

- a. Resistencia a la adherencia en cortante de anclajes adheridos:

Se verifica en base a la información brindada por Zika, el cual será el epóxico elegido para asegurar adherencia entre el perno y el concreto:

Según Zika, para perno de 5/8" con una profundidad de 20cm y un f_c de 175 kg/cm² (dato conservador pues nuestro f_c es 210 kg/cm²) se obtiene lo siguiente:

Tabla E15

Capacidad a cortante en adherencia concreto - perno

	Cortante (tn)
Diámetro	F'c (175kg/cm ²)
1/2"	3.54
5/8"	5.87

Por lo que, por el número de pernos:

- Cálculo para fuerza normal en pernos en viga:

Tabla E16

Sobrerresistencia por adherencia a cortante en viga

N global (ton)	28.32
Fuerza (ton)	17.82
%	59%

- Cálculos para fuerza normal en pernos de columna:

Tabla E17

Sobrerresistencia por adherencia a cortante en columna

N global (ton)	46.96
Fuerza (ton)	7.87
%	497%

- b. Resistencia de cada perno:

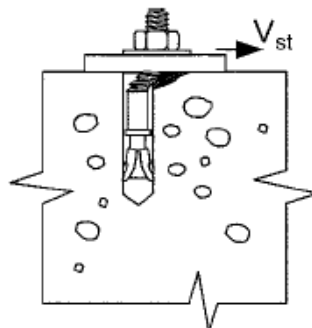


Figura E9: Forma de falla del perno en cortante

Nota. Tomado de ACI 318S-12 (Comite ACI 318, 2014)

Según las características del perno Estructural ASTM A325 Tipo 1 de 5/8” se tiene

lo siguiente:

Resistencia nominal: 100000 PSI o 7030 kg/cm².

Se realiza bajo la siguiente fórmula:

$$V_{sa} = 0.6 A_{se} V f_{uta}$$

- En el caso de pernos en viga:

Tabla E18

Sobrerresistencia del perno por cortante en viga

El menor de (kg/cm ²)	
7030	8770

Futa (kg/cm ²)	7030.00
Ase (cm ²)	1.27
Ns (ton)	5.34

N global (ton)	42.75
Fuerza(ton)	17.82
%	140%

- En el caso de pernos en columna:

Tabla E19

Sobrerresistencia del perno por cortante en columna

El menor de (kg/cm ²)	
7030	8770

Futa (kg/cm ²)	7030.00
Ase (cm ²)	1.98
Ns (ton)	8.35

N global (ton)	66.79
Fuerza(ton)	7.87
%	749%

c. Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante:

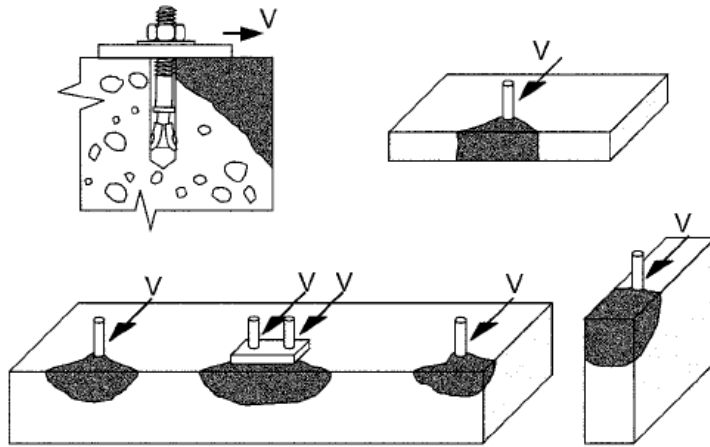


Figura E10: Forma de falla por arrancamiento en cortante

Nota. Tomado de ACI 318S-12 (Comite ACI 318, 2014)

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{cp,V} \psi_{h,V} V_b$$

$$(a) V_b = 0.6 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5} \quad (b) V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5}$$

Para pernos en viga:

Tabla E20

Sobrerresistencia por arrancamiento del concreto en viga

Ca1 (cm)	7
λa	1
le	10
fc (kg/cm2)	210
Pernos	8
Vb (ton)	2.19
ψec, V	1
ψed, V	1
ψcp, V	1
ψh, V	1
Avc (cm2)	1071
Avco (cm2)	220.5
Vcbg (ton)	21.31
Fuerza (ton)	17.82
%	20%

Ca1 (cm)	7
λa	1
fc (kg/cm2)	210
Vb (ton)	7.94
ψec, V	1
ψed, V	1
ψcp, V	1
ψh, V	1
Avc (cm2)	1071
Avco (cm2)	220.5
Vcbg (ton)	77.17
Fuerza (ton)	17.82
%	333%

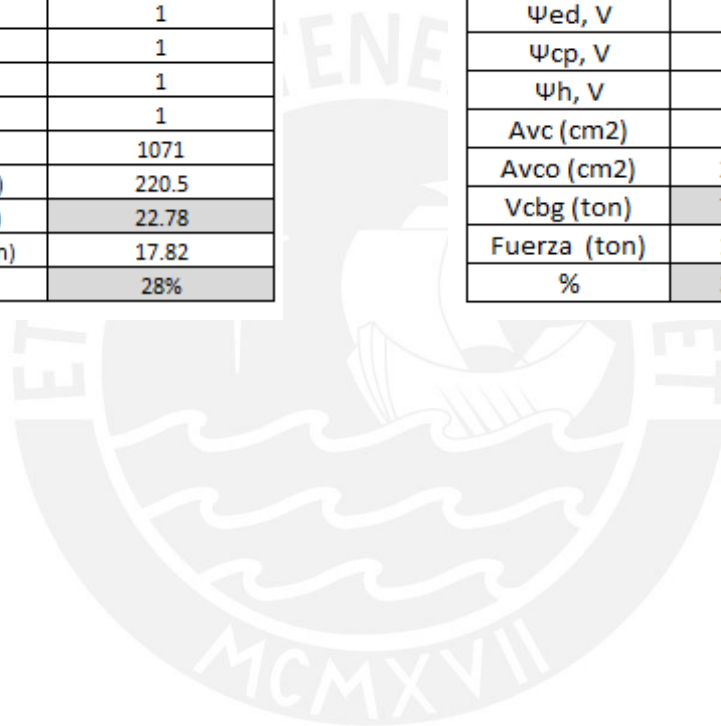
Para pernos en columna:

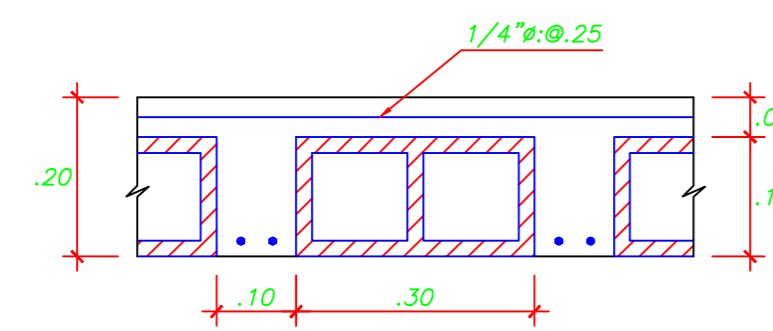
Tabla E21

Sobrerresistencia por arrancamiento del concreto en columna

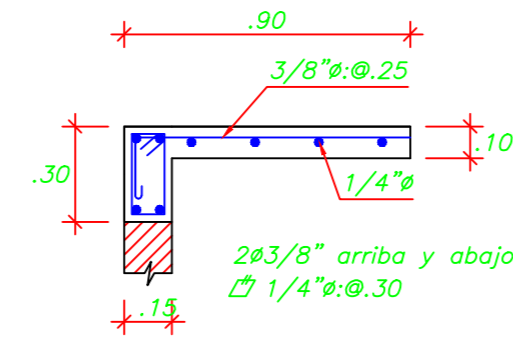
Ca1 (cm)	7
λ_a	1
le	10
fc (kg/cm ²)	210
Pernos	8
Vb (ton)	2.35
$\Psi_{ec, V}$	1
$\Psi_{ed, V}$	1
$\Psi_{cp, V}$	1
Ψ_h, V	1
Avc (cm ²)	1071
Avco (cm ²)	220.5
Vcbg (ton)	22.78
Fuerza (ton)	17.82
%	28%

Ca1 (cm)	7
λ_a	1
fc (kg/cm ²)	210
Vb (ton)	7.94
$\Psi_{ec, V}$	1
$\Psi_{ed, V}$	1
$\Psi_{cp, V}$	1
Ψ_h, V	1
Avc (cm ²)	1071
Avco (cm ²)	220.5
Vcbg (ton)	77.17
Fuerza (ton)	17.82
%	333%

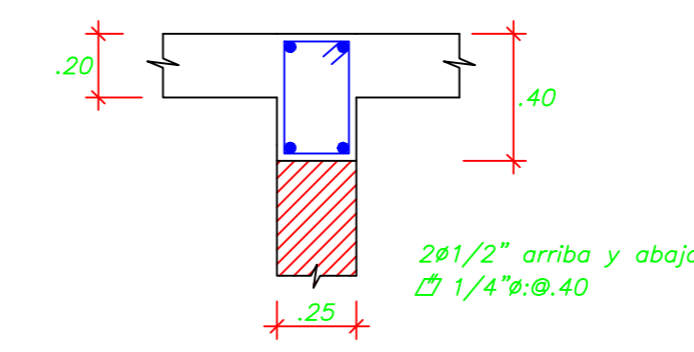




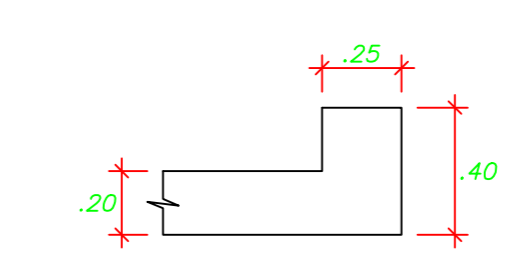
ALIGERADOS



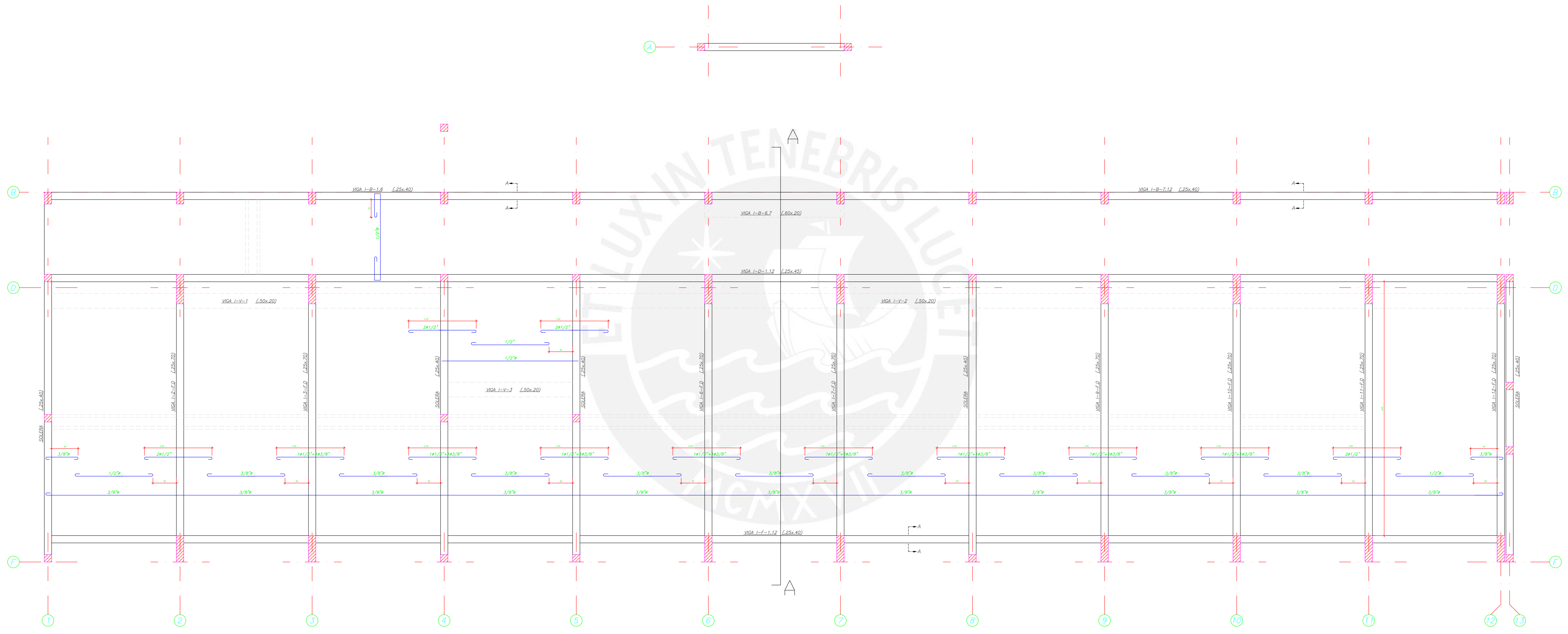
ALERO PARA CASILLEROS



SOLERA (.25x.40)

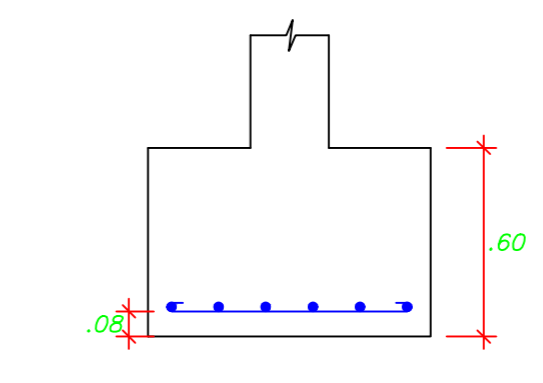
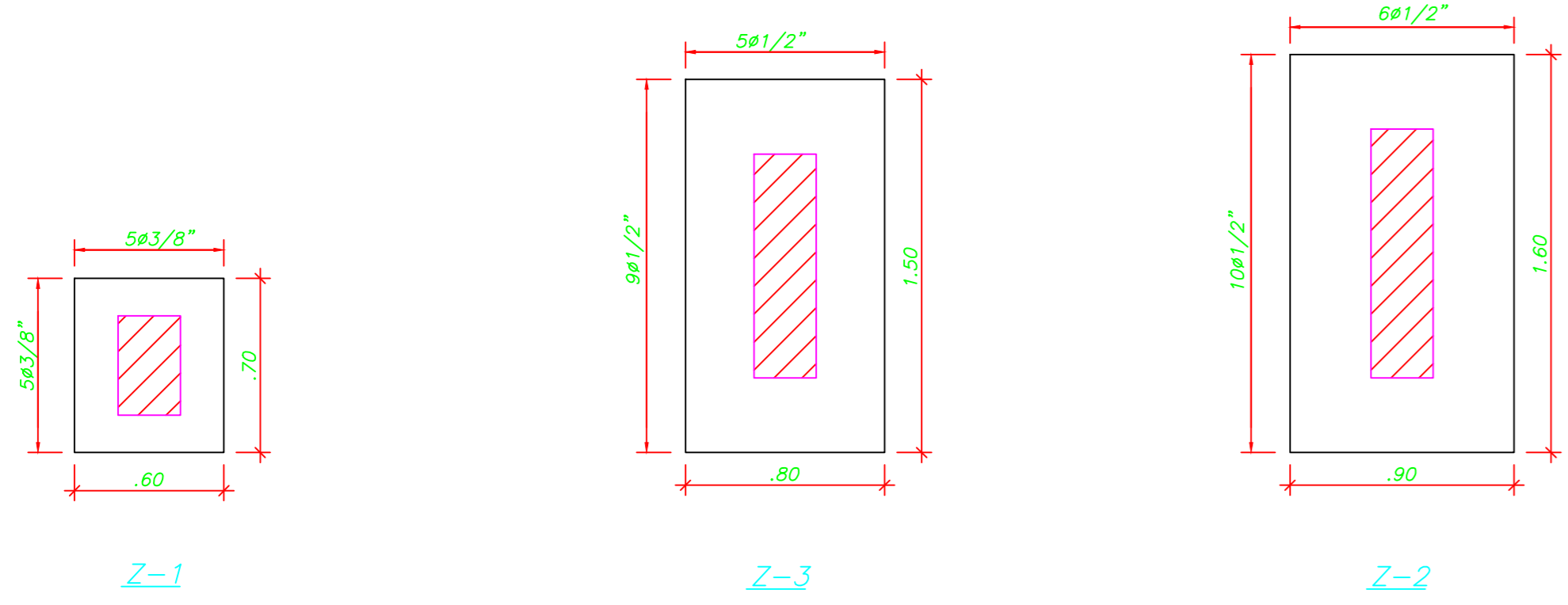


CORTE A-A

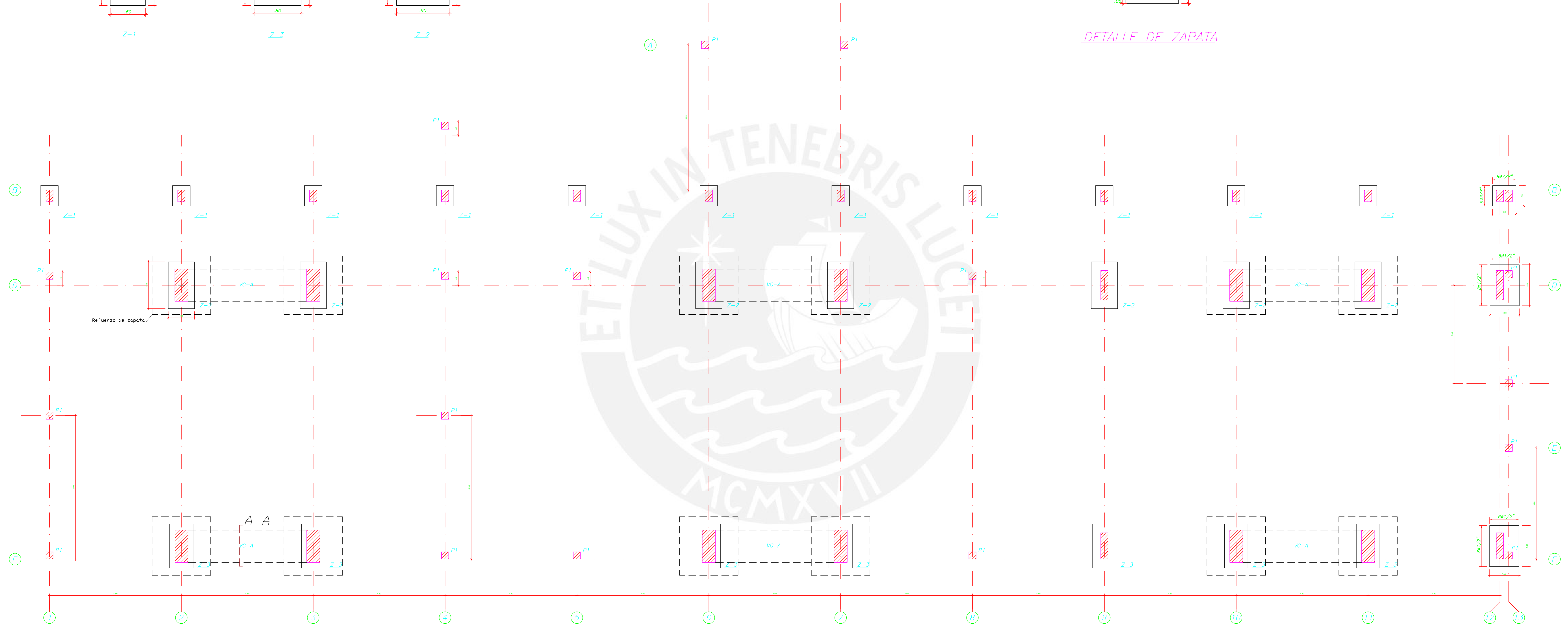


$f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

CILLONIZ - OLAZABAL - URQUIAGA			
INGENIEROS CONTRATISTAS			
OBRA : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE INGENIERÍA			
PLANO : ENCOFRADOS DEL PRIMER PISO EJES 1-12			
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA
		1:50 - 1:25 - 1:10	
			E-1



DETALLE DE ZAPATA

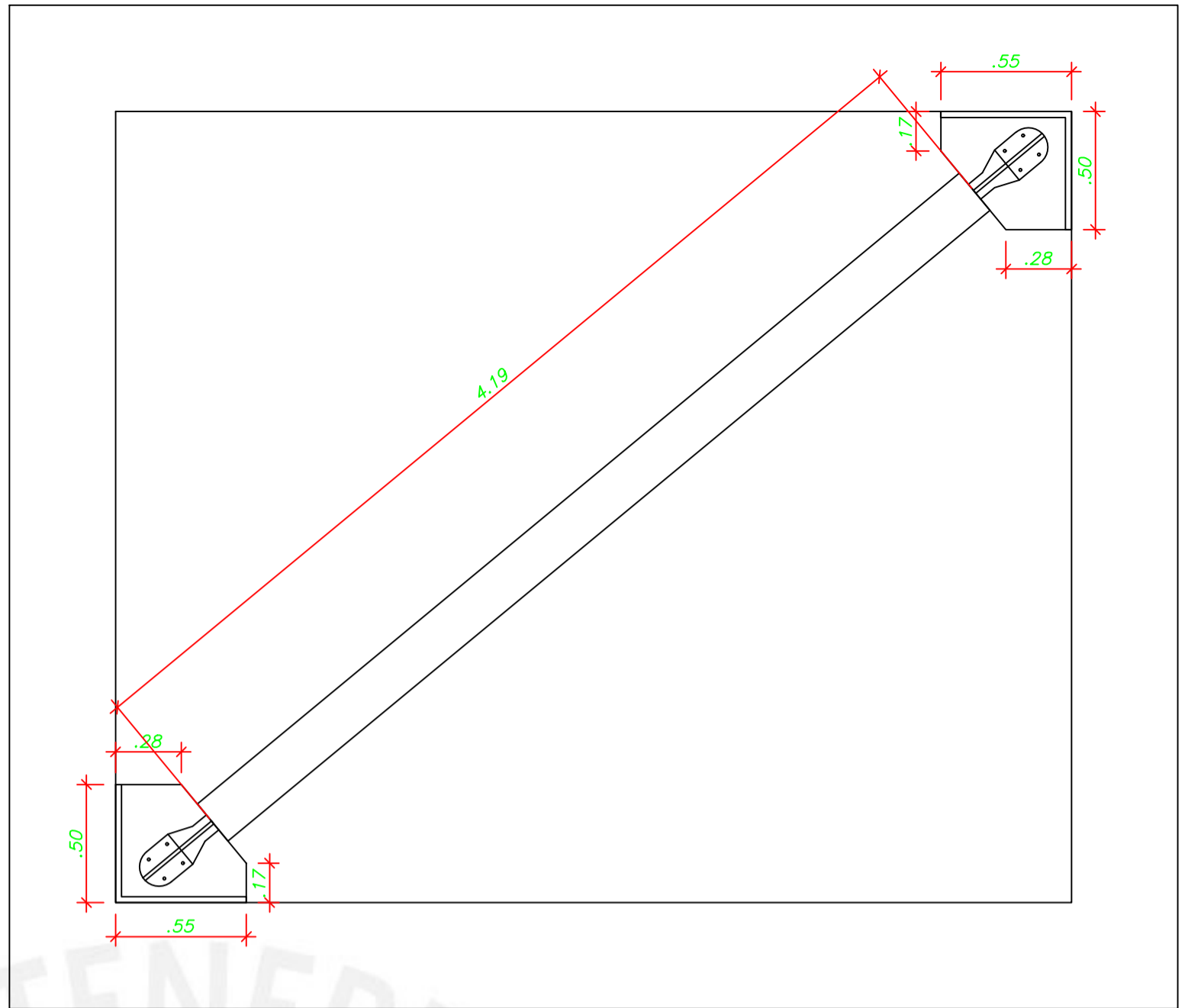
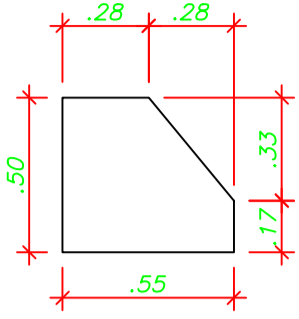


NOTA.- LAS COLUMNAS P1 VAN ANCLADAS AL CIMENTO

$f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$
 $w_t = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$

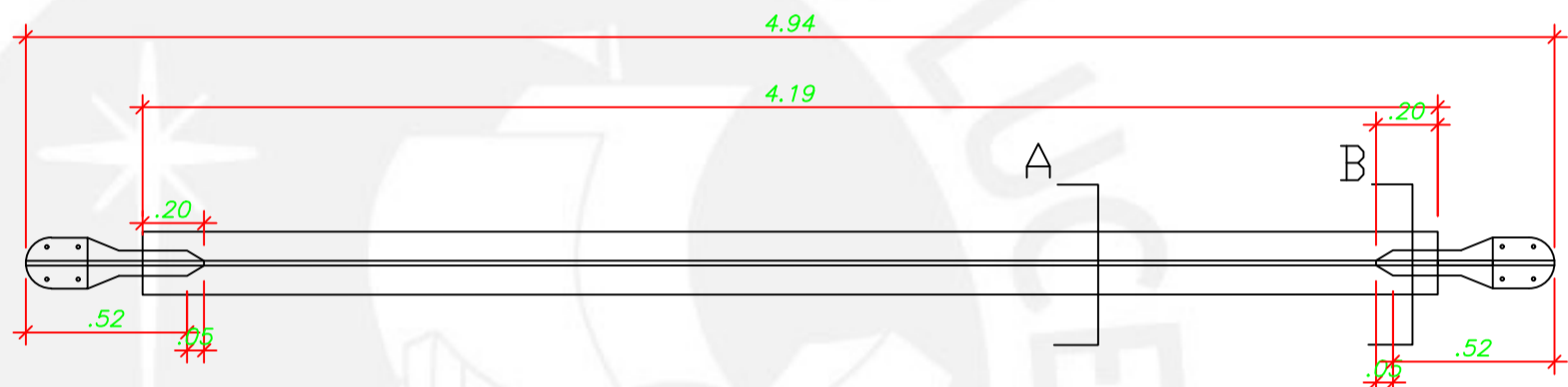
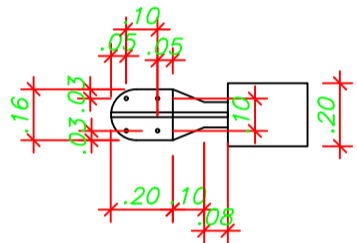
CILLONIZ - OLAZABAL - URQUIAGA INGENIEROS CONTRATISTAS				
Modificado por: BARRIGA CACERES, DIANA VERANO DIAZ, DIEGO <i>Tesis Reforzamiento del Pabellón A</i>				
OBRA : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE INGENIERÍA				
PLANO : Cimentaciones EJES 1-12				
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA	E-0
		1:50-1:25-1:10	28-12-21	

PLACA GUSSET (e=2.54cm)



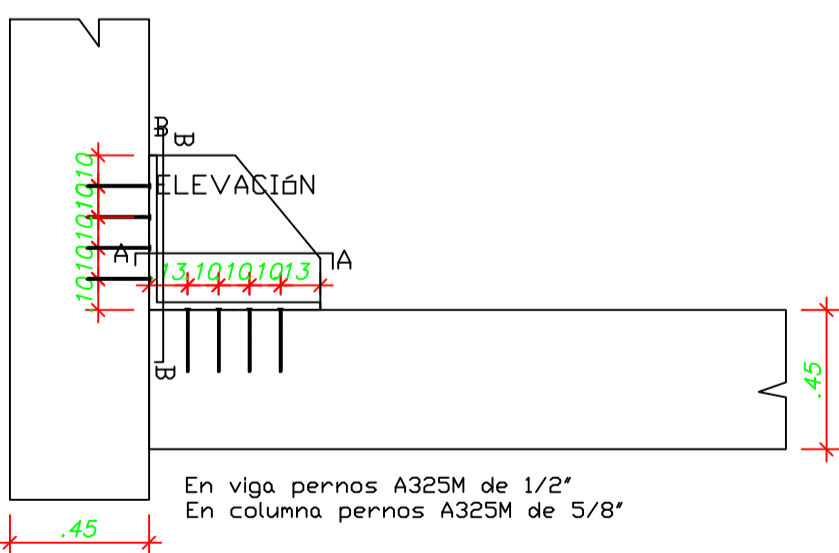
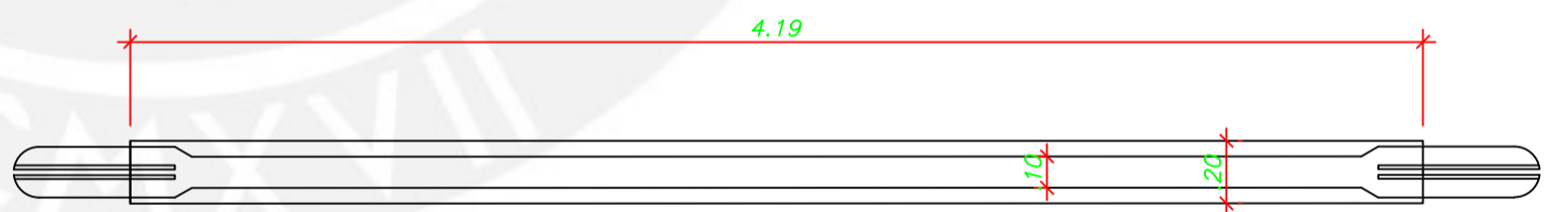
ELEVACION BRB

Detalle de Conexion

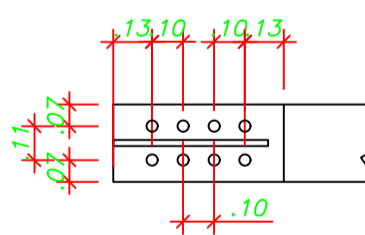


CORTE A CORTE B

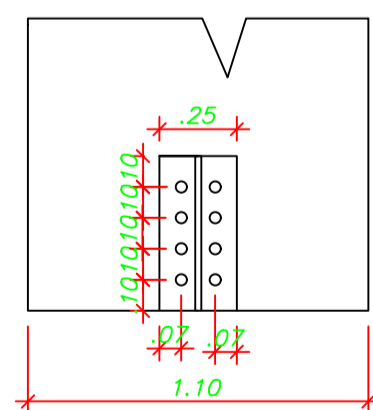
PLANTA BRB



CORTE A-A



CORTE B-B



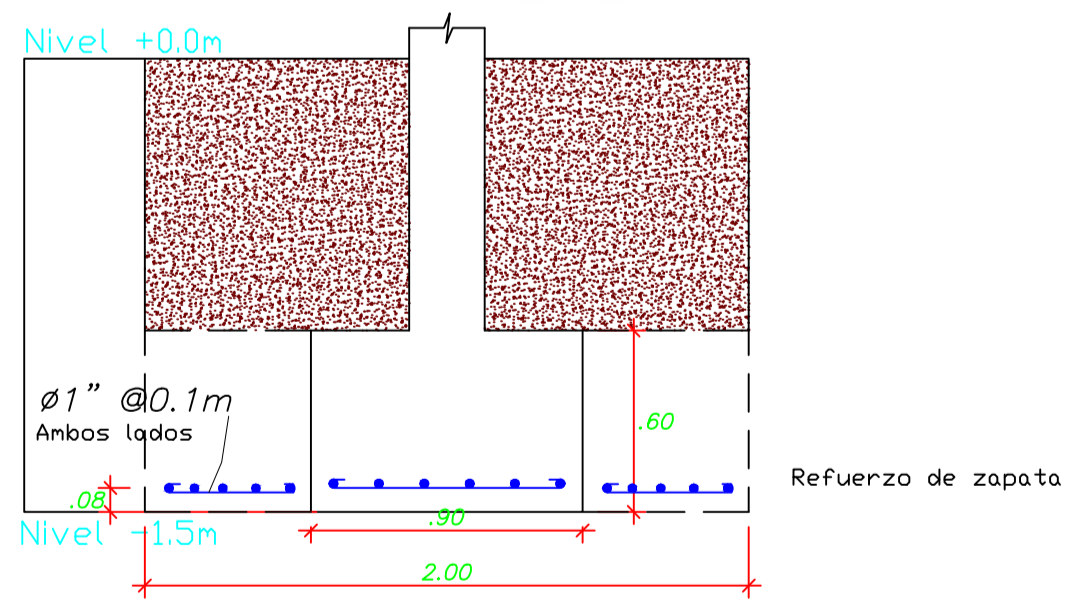
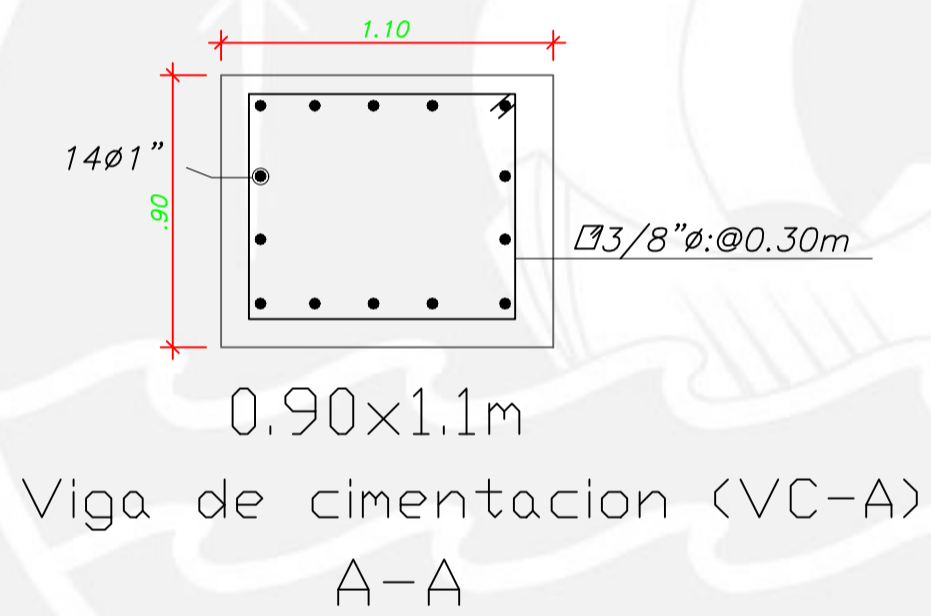
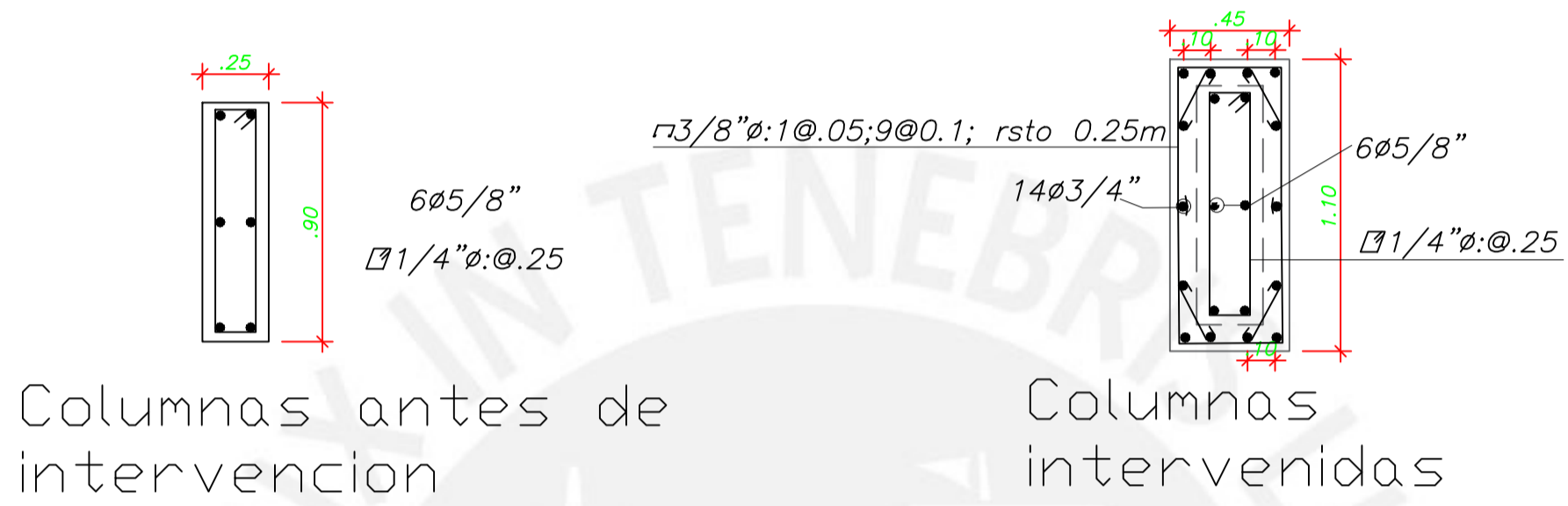
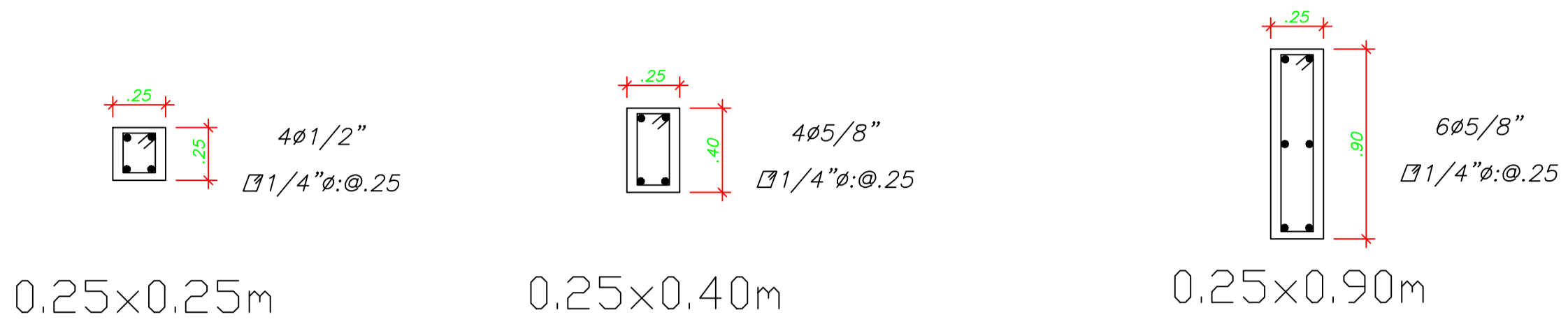
BARRIGA CACERES, DIANA
VERANO DIAZ, DIEGO

Tesis Reforzamiento del Pabellón A

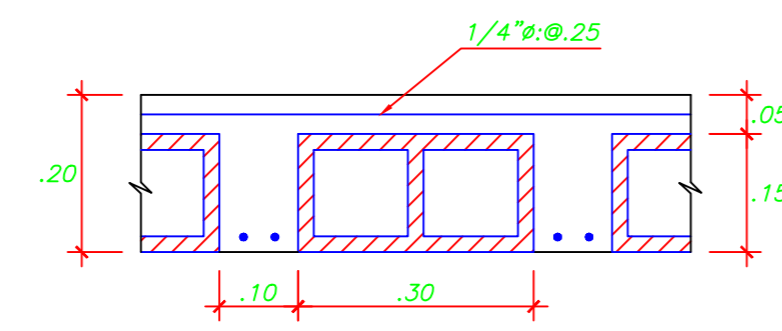
OBRA : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE INGENIERÍA

PLANO :
Detalles del BRB y conexión

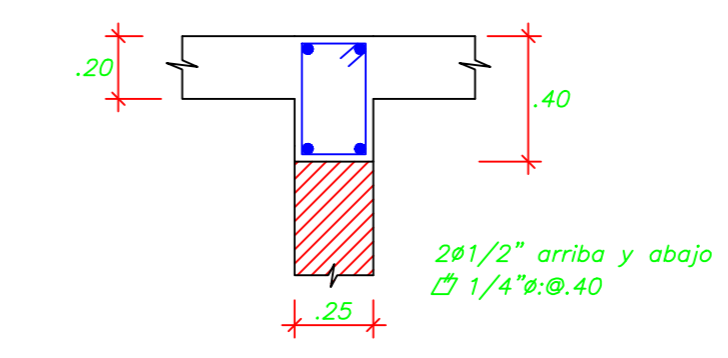
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA
		1:25	21-02-22



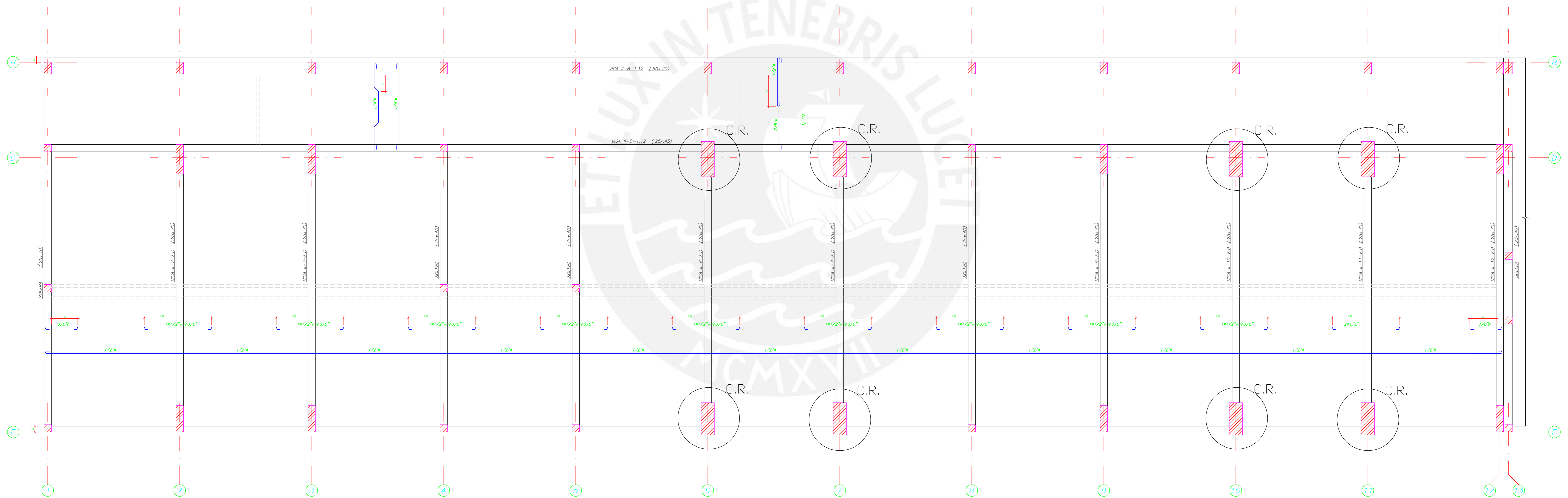
BARRIGA CACERES, DIANA VERANO DIAZ, DIEGO <i>Tesis Reforzamiento del Pabellón A</i>			
OBRA : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE INGENIERÍA			
PLANO : Detalles y cortes			
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA
		1:25	28-12-21



ALIGERADOS

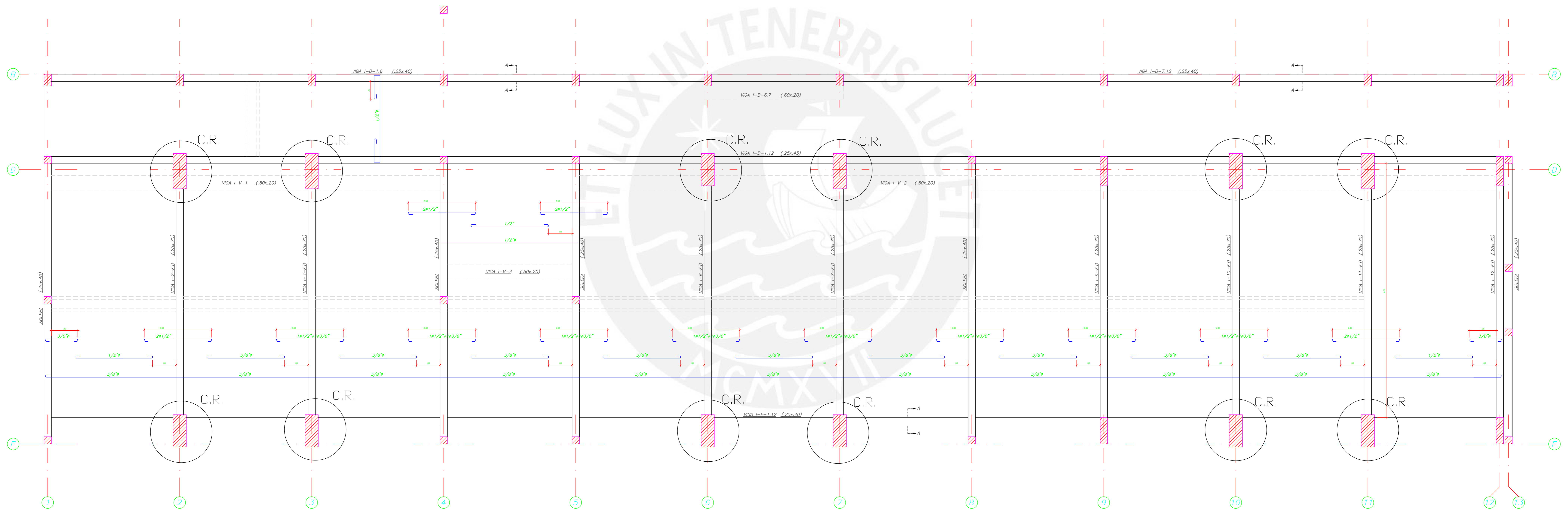
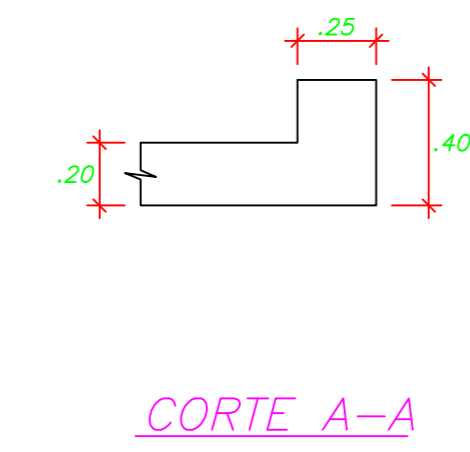
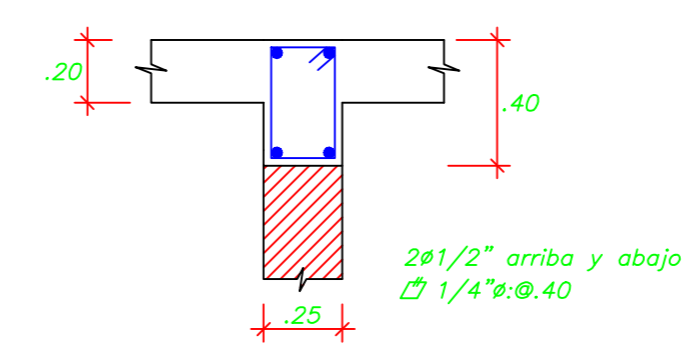
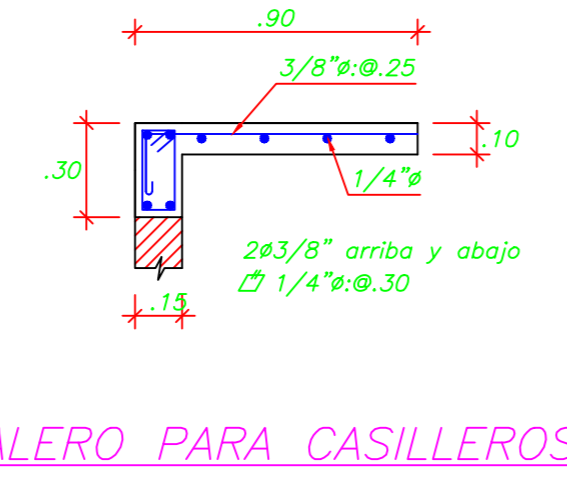
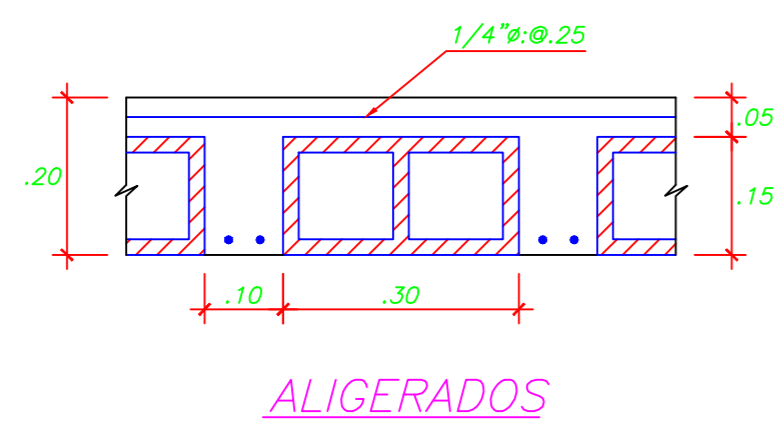


SOLERA (25x40)



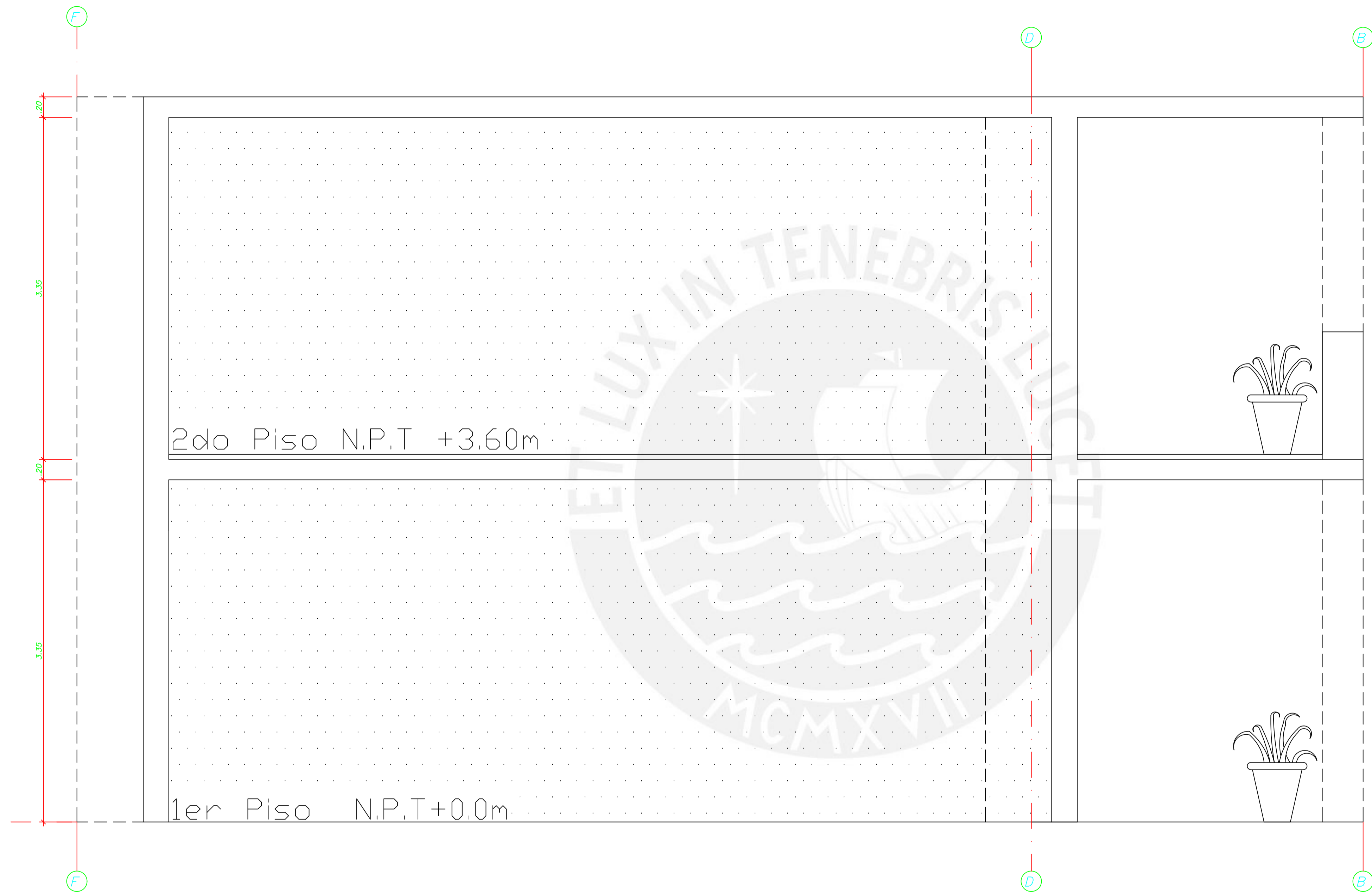
$f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

CILLONIZ - OLAZABAL - URQUIAGA INGENIEROS CONTRATISTAS				
Modificado por: BARRIGA CACERES, DIANA VERANO DIAZ, DIEGO <i>Tesis Reforzamiento del Pabellón A</i>				
OBRA : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE INGENIERÍA				
PLANO : ENCOFRADOS DEL PRIMER PISO CON COLUMNAS REFORZADAS EJES 1-12				
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA	E-4
		1:50 - 1:25 - 1:10	28-12-21	



$f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

CILLONIZ - OLAZABAL - URQUIAGA INGENIEROS CONTRATISTAS				
Modificado por: BARRIGA CACERES, DIANA VERANO DIAZ, DIEGO <small>Tesis Reforzamiento del Pabellón A</small>				
OBRA : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE INGENIERIA				
PLANO : ENCOFRADOS DEL PRIMER PISO CON COLUMNAS REFORZADAS EJES 1-12				
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA	E-3
		1:50-1:25-1:10	28-12-21	



BARRIGA CACERES, DIANA VERANO DIAZ, DIEGO <i>Tesis Reforzamiento del Pabellón A</i>			
OBRA : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FACULTAD DE INGENIERÍA			
PLANO : Corte A-A			
DISEÑO	DIBUJO	ESCALA	FECHA
		1:25	28-12-21