

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**ESCUELA DE POSGRADO**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

**Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de  
reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas  
construidas antes de 1997**

Tesis para optar al grado de Magister en Ingeniería Civil

Presenta:

**Gustavo Juan Franklin Loa Canales**

Asesores:

**Dra. Sandra Cecilia Santa Cruz Hidalgo**

**Mg. Juan Alejandro Muñoz Pelaez**

Lima, marzo de 2017

## RESUMEN

Los colegios típicos peruanos fueron construidos con el antiguo código de diseño sismorresistente de 1977, el cual no garantiza la seguridad de la población estudiantil. Los colegios tipo 780 PRE, aproximadamente 12000 edificaciones, son los más representativos construidos siendo casi el 25% del total de colegios del Perú. Estas edificaciones ya que han presentado gran daño en los terremotos pasados teniendo una falla común conocida como columna corta, es decir, columnas esbeltas parcialmente restringidas por paredes de relleno que al ser sometidas al movimiento sísmico sufrieron fallas por corte.

MINEDU y el Banco Mundial ya han presentado una propuesta de reforzamiento sísmico incremental de estos colegios con técnicas de bajo costo con el fin de ejecutar fácilmente en todo el país sin tener ninguna interrupción en su funcionamiento. El proyecto presentó tres técnicas de reforzamiento, consistiendo cada una en tres fases.

El presente trabajo de investigación consistirá en validar las tres opciones de reforzamiento propuestas mediante métodos de análisis no lineal de la estructura: (a) método de espectro de capacidad; y (b) método IDA. Estos se basan en la Ingeniería basada en desempeño, PBEE. Los resultados de estos análisis confirman que se podría implementar un plan masivo de refuerzo incremental para reducir el riesgo de una gran parte de la población estudiantil del Perú. Con el método IDA se estimará la respuesta estructural tanto global y local de la estructura y se estimaran los estados de daño de la estructura para un sismo ocasional y un sismo raro. Además, se estimará los costos de reparación de la estructura actual y reforzada, validando el beneficio económico del reforzamiento.

# TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	i
TABLA DE CONTENIDOS.....	ii
TABLA DE FIGURAS .....	iv
INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO 1:.....	4
MARCO TEÓRICO.....	4
1.1. Metodología del reforzamiento incremental.....	4
1.1.1. Técnicas de reforzamiento tradicionales.....	4
1.1.2. Reforzamiento Incremental.....	5
1.1.3. Normas de reforzamiento.....	6
1.2. Ingeniería basada en objetivos de desempeño.....	6
1.2.1. Reforzamiento por objetivos de desempeño.....	7
1.2.2. Las posibilidades de la Ingeniería orientada al desempeño.....	8
1.3. Metodología para evaluar el desempeño: Método de espectro de capacidad.....	8
1.3.1. Análisis estático no lineal .....	8
1.3.2. Propiedades mecánicas de los materiales .....	9
1.3.3. Comportamiento inelástico .....	10
1.3.4. Sectorización de la curva de capacidad .....	13
1.3.5. Espectro de capacidad.....	13
1.3.6. Demanda Sísmica.....	14
1.3.7. Punto de demanda.....	15
1.4. Metodología para evaluar el desempeño: Análisis Dinámico Incremental (IDA) .....	15
1.4.1. Modelo numérico .....	16
1.4.2. Demanda sísmica .....	17
1.4.3. Respuesta sísmica .....	17
1.4.4. Curva IDA.....	18
1.4.5. Curva IDA promedio .....	18
1.5. Definición de estados de daño locales .....	19
1.5.1. Elementos de concreto armado: placas, columnas y vigas .....	19
1.5.2. Muros de albañilería .....	20
1.5.3. Losas aligeradas .....	21
1.5.4. Elementos no estructurales: ventanas y puertas.....	21

CAPÍTULO 2:	22
MÓDULO TÍPICO DE EDIFICACIONES PÚBLICAS	22
2.1. Características del edificio educativo 780 PRE	22
2.1.1. Estudio de fallas en sismos pasados	23
2.1.3. Análisis del sistema estructural	24
2.2. Técnicas para Reforzamiento Incremental	25
2.2.1. Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzada con mallas (MARM)	25
2.4.2. Reforzamiento mediante incorporación de muros acoplados de concreto armado (IMACA)	26
2.4.3. Reforzamiento con la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos (ACMAC)	27
2.2.4. Reforzamiento de dirección transversal	28
CAPÍTULO 3:	29
VALIDACIÓN DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE ELEMENTOS	29
3.1. Comparación entre modelos numéricos y ensayos realizados	29
3.1.1. Pórtico de ensayo: 780 PRE	29
3.1.2. Pórtico de ensayo: MARM	31
3.1.3. Pórtico de ensayo: ACMAC	32
3.1.4. Pórtico de ensayo: IMACA	33
3.2. Discusión de resultados	34
CAPÍTULO 4:	35
DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	35
4.1. Desempeño sísmico del módulo 780 PRE	35
4.1.1. Dirección longitudinal	35
4.1.2. Dirección transversal	37
4.1.3. Matriz de desempeño	39
4.2. Curvas de capacidad del módulo 780 PRE reforzado	39
4.2.1. Curva de capacidad: MARM fase 1 y 2	39
4.2.2. Curva de capacidad: IMACA fase 1 y 2	40
4.2.3. Curva de capacidad: ACMAC fase 1 y 2	42
4.2.4. Curva de capacidad: MARM, ACMAC y IMACA fase 3	43
4.3. Desempeño sísmico de la estructura reforzada	44
4.3.1. Dirección longitudinal	44
4.3.2. Dirección transversal	45
CAPÍTULO 5:	46
DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL	46

5.1. Curvas IDA de estructura actual.....	46
5.2. Curvas IDA del módulo 780 PRE reforzado .....	47
5.2.1. Desempeño sísmico: MARM.....	47
5.4.2. Desempeño sísmico: IMACA .....	49
5.4.3. Desempeño sísmico: ACMAC.....	50
5.5. Desempeño de la estructura reforzada.....	51
5.5. Comparación de métodos IDA y PUSHOVER .....	52
5.5.1. Factor de demanda .....	53
5.5.2. Comparación curvas IDA y PUSHOVER .....	53
CAPÍTULO 6: .....	56
ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS PROBABLES .....	56
6.1. Estados de daño .....	56
6.1.1. Estado de daño de la estructura actual .....	56
6.1.2. Estado de daño de la estructura reforzada ACMAC fase 1 .....	57
6.1.3. Estado de daño de la estructura reforzada ACMAC fase 2 .....	58
6.2. Curva de perdidas probables.....	59
CONCLUSIONES .....	61
REFERENCIAS .....	63

## TABLA DE FIGURAS

Figura 1.1. Opciones de reducción de riesgo sísmico .....	5
Figura 1.2. Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) del concreto sin confinar y confinado. ....	10
Figura 1.3. Curva esfuerzo-deformación del concreto confinado.....	11
Figura 1.4. Diagrama Momento-Curvatura ( $M - \phi$ ) incluyendo efecto de corte. ....	12
Figura 1.5. Diagrama Momento-Rotación ( $M - \theta$ ).....	12
Figura 1.6. Curva Fuerza-Desplazamiento de muros de albañilería .....	13
Figura 1.7. Sectorización de curva de capacidad según SEAOC.....	13
Figura 1.8. Espectro de demanda para suelo intermedio.....	14
Figura 1.9. Obtención del punto de demanda.....	15
Figura 1.10. Modelo de tipo 780 Pre en programa PERFORM 3D. ....	16
Figura 1.11. Análisis dinámico no lineal: a) registro sísmico; y b) respuesta sísmica.....	18
Figura 1.12. Curva IDA.....	18

Figura 2.1. Edificio escolar tipo 780 Pre (Muñoz et al., 2007).....	22
Figura 2.2. Esquema de planta estructural del edificio educativo 780 PRE .....	23
Figura 2.3. Elevación de pórtico delantero del edificio educativo 780 PRE .....	23
Figura 2.4. Fallas en columnas en módulo 780 PRE durante .....	24
Figura 2.5. (a) Falla tipo cizalla en muro transversal, (b) Volteo de alfeizar, sismo de .....	24
Figura 2.6. Esquema de reforzamiento MARM.....	26
Figura 2.7. Esquema de reforzamiento IMACA .....	27
Figura 2.8. Esquema de elevación de reforzamiento ACMAC.....	28
Figura 2.9. Esquema de reforzamiento de dirección transversal (planta de cimentación).....	28
Figura 3.1. Modelamiento de pórtico 780 Pre: (a) Pórtico 780 Pre; y (b) Modelo de pórtico.	30
Figura 3.2. Comparación de resultado experimental y teórico: Pórtico 780 Pre .....	30
Figura 3.3. Modelamiento de pórtico MARM: (a) Pórtico MARM; y (b) Modelo de pórtico.	31
Figura 3.4. Comparación de resultado experimental y teórico: MARM.....	31
Figura 3.5. Modelamiento de pórtico ACMAC .....	32
Figura 3.6. Comparación de resultado experimental y teórico: MARM.....	32
Figura 3.7. Modelamiento de pórtico IMACA.....	33
Figura 3.8. Comparación de resultado experimental y teórico: MARM.....	33
Figura 4.1. Modelo del módulo 780 PRE: (a) sin junta sísmica; y (b) con junta sísmica.....	35
Figura 4.2. Mecanismo de colapso de colegio 780 PRE:.....	36
Figura 4.3. Curva de capacidad sectorizada del módulo 780–Pre: .....	36
Figura 4.4. Modelo de dirección transversal del módulo 780 PRE.....	37
Figura 4.5. Mecanismo de colapso de modulo.....	38
Figura 4.6. Curva de capacidad de la estructura: dirección transversal .....	38
Figura 4.7. Mecanismo de colapso de estructura reforzada MARM: (a) Fase 1; y (b) Fase 2.	40
Figura 4.8. Curva de capacidad de la estructura reforzada MARM.....	40
Figura 4.9. Mecanismo de colapso de estructura reforzada IMACA: (a) Fase 1; y (b) Fase 2.	41
Figura 4.10. Curva de capacidad de la estructura reforzada IMACA .....	41
Figura 4.11. Mecanismo de colapso de estructura reforzada ACMAC: (a) Fase 1; y (b) Fase 2.	42
.....	
Figura 4.12. Curva de capacidad de la estructura reforzada ACMAC.....	42
Figura 4.13. Mecanismo de colapso de la estructura reforzada .....	43
Figura 4.14. Curva de capacidad de la estructura reforzada .....	43
Figura 4.15. Curvas de capacidad de la estructura reforzada (dirección longitudinal).....	44
Figura 5.1. Curvas IDA de la estructura 780 Pre con juntas adecuadas .....	46

Figura 5.2. Curvas IDA de la estructura 780 PRE sin junta sísmica.....	47
Figura 5.3. Curvas IDA de la técnica MARM: (a) fase 1; y (b) fase 2. ....	48
Figura 5.4. Comparación de curvas IDA de la estructura actual reforzada MARM.....	48
Figura 5.5. Curvas IDA de la técnica IMACA: (a) fase 1; y (b) fase 2. ....	49
Figura 5.6. Comparación de curvas IDA de la estructura actual con la técnica IMACA .....	50
Figura 5.7. Curvas IDA de la técnica ACMAC: (a) fase 1; y (b) fase 2. ....	50
Figura 5.8. Comparación de curvas IDA de la estructura actual con la técnica IMACA .....	51
Figura 5.9. Comparación de curvas IDA.....	51
Figura 5.10. Curvas IDA comparativa entre técnicas de reforzamiento .....	52
Figura 5.11. Comparación curva de capacidad y curva IDA: (a) Estructura 780 Pre actual; y (b) Estructura 780 con juntas sísmicas adecuadas. ....	53
Figura 5.12. Comparación curva de capacidad y curva IDA de estructura reforzada MARM: (a) fase 1; y (b) fase 2.....	54
Figura 5.13. Comparación curva de capacidad y curva IDA de estructura reforzada IMACA: (a) fase 1; y (b) fase 2.....	54
Figura 5.14. Comparación curva de capacidad y curva IDA de estructura reforzada ACMAC: (a) fase 1; y (b) fase 2.....	55
Figura 6.2. Estados de daño locales de la estructura actual 780 PRE: (a) columnas 1er. Piso; (b) columnas 2er. Piso; (c) vigas 1er. Piso; y (d) vigas 2do. Piso. ....	57
Figura 6.3. Estados de daño locales de la estructura reforzada ACMAC fase 1: (a) columnas 1er. Piso; (b) columnas 2er. Piso; (c) vigas 1er. Piso; y (d) vigas 2do. Piso.....	58
Figura 6.4. Estados de daño locales de la estructura reforzada ACMAC fase 2: (a) columnas 1er. Piso; (b) columnas 2er. Piso; (c) vigas 1er. Piso; y (d) vigas 2do. Piso.....	59
Figura 6.5. Curva de pérdidas probables para la estructura actual y reforzada con la técnica ACMAC. ....	59

# INTRODUCCIÓN

Las instituciones educativas tipo 780 son edificaciones de pórticos de concreto armado y muros de albañilería construidas antes de 1997 con la Norma de Diseño Sismo Resistente de 1977 (NDSR 1997). Estas edificaciones han sufrido grandes daños en terremotos pasados de Nazca 1996, Arequipa 2001 y Pisco 2007 básicamente por la excesiva flexibilidad en su eje longitudinal. Esto debido a un problema con la norma NDSR 1977, la cual no tenía una adecuada restricción de desplazamiento.

Estas edificaciones, aproximadamente 12000 (INEI, 2013), representan casi el 25% de edificios educativos en el Perú generando un gran peligro para escolares y profesores. Por tal motivo, el Ministerio de Educación (MINEDU) y el Banco Mundial iniciaron en el 2014 un plan nacional de reforzamiento incremental para los edificios 780 PRE con el fin de disminuir el riesgo sísmico (World Bank, 2016). La Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), a cargo del proyecto, han planteado tres técnicas de reforzamiento incremental con la finalidad de llevar a la estructura al mismo nivel de desempeño sísmico de una edificación esencial.

Investigaciones pasadas ya han estimado la alta vulnerabilidad sísmica en las edificaciones escolares 780 PRE y el comportamiento sísmico adecuado de las edificaciones 780 POST (Aguilar y Astorga 2006, Bocanegra & Martínez 2011, Chacón & Paz 2016, Velásquez 2006). Sin embargo, estos estudios solamente se basaron en el análisis sísmico de la dirección longitudinal de los dos tipos de edificaciones sin considerar el efecto sísmico en la dirección transversal. En el proyecto de reforzamiento incremental si se plantea un reforzamiento en las dos direcciones de la edificación.

El presente trabajo de investigación determinará los objetivos de desempeño del edificio reforzado en dos niveles de demanda sísmica. El desempeño se evaluará mediante métodos de análisis no lineal, Performance Based Earthquake Engineering (PBEE). Éste método se basa en modelos 3D de las edificaciones considerando las propiedades mecánicas de los materiales y las características no lineales de la sección, del elemento y de la estructura para estimar la respuesta estructural ante un evento sísmico.

El desempeño sísmico se estimó con dos métodos de análisis no lineal: (a) Método de espectro de capacidad (análisis estático no lineal) y (b) Análisis dinámico incremental (análisis tiempo-historia no lineal). El método de Espectro de capacidad resulta de realizar un análisis estático no lineal y permite estimar de manera aproximada el desempeño sísmico en base al desplazamiento inelástico de los elementos y las fuerzas generadas. El Análisis Dinámico Incremental (IDA) se basa en análisis tiempo-historia y permiten obtener una respuesta sísmica más real de la estructura ya que se desarrolla con las propiedades dinámicas de la estructura afectando los modos principales de vibración, así como los



periodos formados por el agrietamiento de los elementos. Los análisis tiempo-historia se desarrollan con sismos peruanos y chilenos compatibles con la norma peruana de diseño sismorresistente.

Con el método IDA se podrá estimar la respuesta estructural y los estados de daño de la estructura ante un sismo ocasional y un sismo raro, y se analizará el beneficio en la disminución en daño que se obtendría con los reforzamientos planteados. Basándose en estos datos se relaciona cada estado de daño de los elementos con un costo de reparación para los niveles de intensidad sísmica mencionados y se estima beneficio económico del reforzamiento.

### **Objetivo general:**

El objetivo general del proyecto es evaluar el desempeño sísmico de tres técnicas de reforzamiento en etapas incrementales aplicables en edificaciones educativas peruanas típicas construidas antes de 1997.

### **Objetivos específicos:**

- ❖ Comprender el comportamiento sísmico teórico de la estructura actual y el cambio que generan las tres técnicas de reforzamiento planteadas (World Bank, 2016).
- ❖ Validar las propiedades no lineales de los elementos basándose en resultados experimentales para la creación de modelos numéricos que representen el desempeño real de la estructura.
- ❖ Estimar el desempeño sísmico de la estructura actual y reforzada con las tres técnicas planteadas (World Bank, 2016) mediante el método de Espectro de capacidad.
- ❖ Evaluar el desempeño sísmico mediante el análisis dinámico no lineal y el método IDA.
- ❖ Calcular del daño probable en el edificio actual y reforzado con la técnica seleccionada basándose en el resultado probabilístico del método IDA.

### **Alcance:**

Se comparará el desempeño de la estructura 780 PRE considerando un buen aislamiento entre los elementos estructurales y no estructurales. Se evaluará el desempeño de tres técnicas de reforzamiento incremental mediante los métodos de Espectro de capacidad y se verificará el desempeño sísmico con el método IDA. Además, se estimará la disminución del daño estructural con el planteamiento del reforzamiento y el beneficio en costos de reparación de la estructura luego de un evento sísmico.

### **Hipótesis:**

Se espera un bajo desempeño sísmico de la edificación educativa 780 PRE, tanto sin junta sísmica y con una adecuada junta sísmica.

Se acepta que el análisis estático no lineal brinde resultados conservadores del desempeño de la estructura y que el análisis tiempo-historia proporcione una mejor respuesta estructural.

Se espera que las tres técnicas de reforzamiento planteadas disminuyan el daño estructural y que alcancen un nivel de desempeño cercano al de una edificación esencial.

Además, se espera que, al analizar las pérdidas probables para un evento sísmico, el beneficio del reforzamiento sea similar al costo del reforzamiento.

### **Organización del documento:**

En el primer capítulo se presenta el marco teórico y se explica la metodología de la investigación. Se presenta la metodología del método de Espectro de capacidad, método IDA y las consideraciones para el cálculo de las pérdidas probables.

En el segundo capítulo se presenta las características de la estructura en análisis, así como las tres técnicas de reforzamiento en evaluación.

En el tercer capítulo se presenta la validación de las propiedades de los elementos en base a resultados experimentales. Se presenta los resultados obtenidos de ensayos pseudo-estáticos realizados en la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) y se comparan con los resultados de modelos numéricos para verificar las propiedades asignadas en el modelo matemático.

En el cuarto capítulo se evalúa el sistema sismorresistente de la estructura actual y reforzada. Además, se estima el desempeño de la estructura actual y de las tres técnicas de reforzamiento para las tres fases de reforzamiento.

En el quinto capítulo se presenta la respuesta sísmica obtenida para la estructura actual y reforzada en base a análisis tiempo-historia y la metodología del IDA.

En el sexto capítulo se estima la disminución del daño en la estructura con cada una de las técnicas de reforzamiento y los costos de reparación para la estructura luego de un evento sísmico. Estos cálculos se basan en los resultados del método IDA.

# CAPÍTULO 1: MARCO TEÓRICO

## 1.1. Metodología del reforzamiento incremental

El reforzamiento de edificaciones escolares tiene como objetivo disminuir el riesgo sísmico, con la finalidad de evitar o disminuir incidentes como: muerte y lesiones de los estudiantes, profesores y personal; daño o colapso del edificio; daño y pérdida de mobiliario y la interrupción de programas educativos y operaciones de la escuela.

En el proyecto del Banco Mundial para reforzar de edificaciones escolares 780 PRE (World Bank, 2016) se propuso tres técnicas de reforzamiento incremental. Estas técnicas se basan en una recopilación de propuestas de reforzamiento (escogidos por su facilidad de construcción, costo y cambios arquitectónicos) aplicadas a estos módulos después de eventos sísmicos y que van de acuerdo a las normas de reforzamiento incremental planteados por la Agencia Federal para la Gestión de Emergencias de los Estados Unidos de Norteamérica (FEMA).

### 1.1.1. Técnicas de reforzamiento tradicionales

En el Perú, existen técnicas de reforzamiento tradicionales para estructuras de concreto armado empleadas durante las campañas de rehabilitación y reforzamiento generalmente luego de sismos importantes (Muñoz et al., 2007). Todas las técnicas desarrolladas plantean una separación de los elementos estructurales y la tabiquería mediante una junta sísmica, además de la adición de algún elemento que ayude a rigidizar el sistema sismorresistente. Las técnicas que se presentan a continuación:

- ❖ Inclusión de muros acoplados con vigas de gran peralte: Esta técnica consiste en el reforzamiento de columnas convirtiéndolas en muros y en la adición de vigas de acoplamiento.
- ❖ Inclusión de un nuevo pórtico longitudinal: Se basa en la inclusión de un pórtico complementario en el sentido longitudinal de la edificación.
- ❖ Enchaquetado general de columnas y colocación de aletas de concreto armado: El reforzamiento permite rigidizar los elementos responsables de la poca rigidez lateral de la estructura (las columnas).
- ❖ Cierres de paños con muros de albañilería en los dos ejes longitudinales: La técnica muy práctica consiste en cerrar tres paños con muros de albañilería.

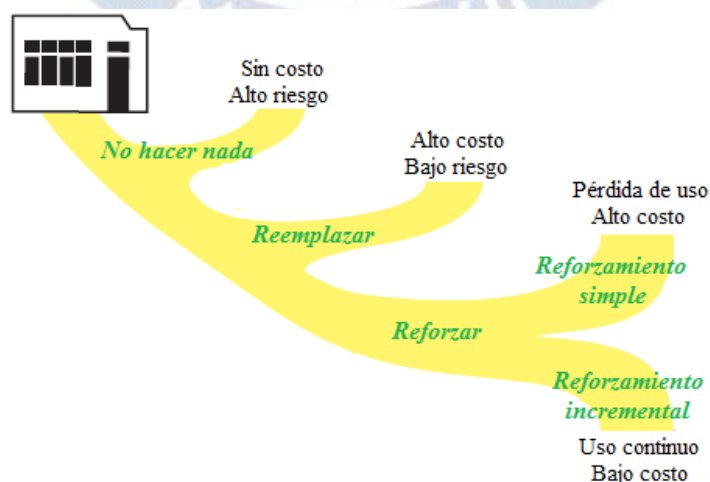
Además de las técnicas mencionadas se han propuesto técnicas diferentes como la incorporación de elementos metálicos mediante pórticos, arriostres en diagonales o también como planchas de acero en bastidores metálicos que ayudarían a rigidizar y disipar energía.

Todas las técnicas mencionadas se enfocan en eliminar el tipo de falla por columna corta y aumentar la rigidez y resistencia de la estructura en la dirección longitudinal. No hay información de algún reforzamiento para la dirección transversal de la estructura. Sin embargo, en el proyecto del Banco Mundial se propone también un reforzamiento para esta dirección que a pesar de tener una buena rigidez lateral presentaría daños por tener una dirección corta y un elevado momento de volteo.

### 1.1.2. Reforzamiento Incremental

El reforzamiento incremental consiste en una serie ordenada de acciones discretas (incrementos) implementadas en un período de tiempo, y siempre que sea posible programadas para que coincidan con los planes de reparaciones, mantenimiento y políticas y planes del gobierno.

El reforzamiento incremental surge como una alternativa para tratar edificaciones con alto riesgo sísmico. Al analizar las posibilidades de reducción de riesgo, la primera posibilidad o la solución más simple es no hacer nada prosiguiendo con el alto riesgo sísmico. La segunda posibilidad es reemplazar la estructura por una estructura nueva con un adecuado sistema sismorresistente. Esta solución reduciría el riesgo, pero tendría un alto costo, además de la pérdida de uso por el tiempo de ejecución de la obra. La tercera posibilidad es reforzar la estructura, teniendo dos caminos: (a) reforzamiento simple: y (b) reforzamiento incremental. El reforzamiento simple es la técnica típica empleada, que involucra un alto costo y una pérdida de uso durante el tiempo de ejecución. Por otro lado, el reforzamiento incremental tiene como objetivo reducir o eliminar los gastos por interrupción de programas educativos siendo la opción óptima para el reforzamiento en edificaciones educativas. En la Figura 1.1 se presenta el esquema planteado por el FEMA (FEMA 395, 2003) para reducir el riesgo sísmico de una edificación.



**Figura 1.1.** Opciones de reducción de riesgo sísmico  
Adaptado de FEMA 395

Para llevar a cabo este proyecto de reforzamiento se debe efectuar una evaluación de las deficiencias del local escolar y plantear una estrategia. FEMA 395 propone una metodología para efectuar el reforzamiento progresivo de edificaciones educativas. Esta metodología consiste en primero definir los objetivos del reforzamiento en múltiples escenarios de peligro, luego establecer el número de etapas de intervención junto a los objetivos que se lograrían en cada una de ellas y finalmente desarrollar un plan de actividades para cada una de las etapas definidas.

### **1.1.3. Normas de reforzamiento**

En Norteamérica existen varios códigos y normas para el reforzamiento sísmico de edificaciones existentes como el ASCE 41, ATC 40, FEMA 274, FEMA 356 y Seismic Retrofit Guidelines. En algunos países de América Latina solo se tiene normas específicas de reforzamiento, mientras que el resto solo tiene acápites dentro de las normas de diseño sismorresistente que se basan en las normas mencionadas anteriormente.

Para el reforzamiento incremental solo existe el FEMA 420, que es una guía de ingeniería para el reforzamiento sísmico incremental subdividida en los artículos del FEMA 395 al 400, cada uno dedicado a un tipo de edificación.

Por otro lado, la norma de diseño sismorresistente peruana acepta el reforzamiento de edificaciones esenciales mediante intervenciones progresivas, sin embargo, no establece ni objetivos ni procedimientos para tal propósito.

## **1.2. Ingeniería basada en objetivos de desempeño**

En décadas pasadas el único objetivo de la ingeniería sismorresistente era evitar el colapso de las edificaciones en sismos severos. En la actualidad, el método ha cambiado y se establecen objetivos de desempeño para diferentes niveles de peligro sísmico. Esta ingeniería basada en el desempeño estima el comportamiento sísmico de la estructura a partir del comportamiento real de los elementos (propiedades lineales y no lineales).

Los objetivos del diseño orientado al desempeño se establecen mediante cuatro niveles de peligro sísmico y cinco niveles de desempeño (SEAOC, 1995). Los niveles de peligro se representan por sismos con periodos de retorno entre 45 y 2475 años. Los sismos se denominan frecuentes, ocasionales, raros y muy raros, y se asocian a los periodos de retornos ( $T_r$ ) de 45, 75, 475 y 2475 años. Los niveles de desempeño se definen de acuerdo al estado de daño que alcanzaría la estructura. Los niveles de desempeño se denominan operacional (sin daño), funcional (daño leve), resguardo o seguridad de vida (daño moderado), cercano al colapso (daño severo) y Colapso (daño extendido, colapsos parciales, estructura irreparable o colapso completo).

La Tabla 1.1 muestra los objetivos planteados por el SEAOC mediante una matriz donde las filas corresponden a los niveles de peligro sísmico y las columnas a los niveles de comportamiento deseado.

Cada casillero de la matriz representa el estado de daño que alcanzaría una estructura en un cierto nivel de peligro, y además se muestra el desempeño mínimo que deberían tener estructuras con objetivos básicos y esenciales.

**Tabla 1.1.** Objetivos de reforzamiento según SEAOC

Estado de daño \ Sismo	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cercano al colapso	Colapso
Sismo frecuente (Tr = 45 años)					
Sismo ocasional (Tr = 75 años)					
Sismo raro (Tr = 475 años)					
Sismo muy raro (Tr = 2475 años)					

*Desempeño no aceptable*  
*Objetivos básicos*  
*Objetivos esenciales*

Según la propuesta del SEAOC, las edificaciones comunes (viviendas, oficinas, restaurantes) solo necesitan lograr los objetivos básicos de desempeño, que serían llegar a un nivel funcional para un sismo ocasional y un nivel de resguardo de la vida para un sismo raro. Para edificaciones esenciales como edificaciones educativas (SENCICO, 2016) se exige cumplir los objetivos esenciales, que serían llegar a un estado operacional para un sismo ocasional y a un estado funcional para un sismo raro.

### 1.2.1. Reforzamiento por objetivos de desempeño

Cuando se refuerza una edificación existente se pueden seleccionar los objetivos para cada nivel de peligro dependiendo de la importancia del edificio, de los beneficios sociales y de seguridad que se obtendrían, así como también de los recursos económicos disponibles (FEMA 356, 2000).

El nivel de daño que alcanza una edificación en cada nivel de peligro se puede representar por letras de la “a” a la “p”. Los objetivos de reforzamiento se definen agrupando uno o más estados de daño asociados a cada nivel de peligro. Los objetivos propuestos por FEMA 356 se han dispuesto en cuatro grupos según se presenta en la Tabla 1.2 con colores diferentes.

**Tabla 1.2.** Objetivos de reforzamiento según FEMA 356

		Operacional	Ocupación inmediata	Resguardo de vida	Cerca al colapso
Niveles de peligro sísmico	Tr = 72 años	a	b	c	d
	Tr = 225 años	e	f	g	h
	Tr = 475 años	i	j	k	l
	Tr = 2475 años	m	n	o	p

El grupo de color rojo corresponde a objetivos limitados, donde se pretende evitar el colapso para sismos con 225 años de periodo de retorno y no se persigue reducir el daño en sismos menores y más frecuentes.

Los objetivos básicos de seguridad, grupo de color verde, buscan proteger a las estructuras del colapso ante eventos con periodo de retorno  $T_r=2475$  años y resguardar la vida de sus ocupantes ante eventos con 475 años de periodo de retorno.

Los objetivos superiores de desempeño están representados por el grupo de color violeta donde por ejemplo se pretende que, para un sismo extremo con 2475 años de periodo de retorno, la edificación se mantenga operacional. También se denominan objetivos superiores a una combinación de los objetivos básicos con alguno de los casilleros de color blanco.

Las edificaciones escolares, consideradas como edificaciones esenciales tendrían que ser reforzada para lograr al menos los objetivos básicos “k” y “p” además de “a” ó “b”.

### **1.2.2. Las posibilidades de la Ingeniería orientada al desempeño**

Lograr los objetivos del desempeño para una edificación esencial nueva en una zona de alta sismicidad es una tarea complicada y muchas veces imposible por razones técnicas y económicas. Por ejemplo, para lograr que una edificación de periodo corto no sufra daño en un sismo raro, sería necesario dotarla de una resistencia lateral similar a su peso, a menos que se pueda emplear aislamiento sísmico.

Cuando se trata del reforzamiento de edificaciones existentes, resulta aún más complicado lograr los objetivos de desempeño delineados en este capítulo, debido entre otras razones, a las marcadas limitaciones y restricciones que tiene las edificaciones construidas en décadas pasadas.

### **1.3. Metodología para evaluar el desempeño: Método de espectro de capacidad**

Para estimar el desempeño por este método, se debe conocer la capacidad de la estructura y la demanda a la cual estará sometida. La capacidad se puede determinar mediante un análisis estático no lineal, conocido comúnmente como PUSHOVER, el cual permite obtener la curva de capacidad de la estructura, curva fuerza-desplazamiento. La demanda se presenta mediante un espectro y es obtenida por el estudio de las fuentes sísmicas o mediante los parámetros establecidos en la norma. Entonces el método permite comparar la capacidad con la demanda mediante una intersección de espectros.

El ATC (ATC, 1996) presenta una metodología para estimar el desempeño sísmico basándose en las propiedades de la estructura y el tipo de sismo que la azotará. En las siguientes secciones se presenta la metodología realizada para la estimación del desempeño sísmico, el cual se basó en las recomendaciones del ATC.

#### **1.3.1. Análisis estático no lineal**

El análisis PUSHOVER es una técnica simple para poder determinar la capacidad de una estructura bajo las fuerzas inerciales que podrían ser generadas por un evento sísmico. El análisis consiste en someter a

la estructura a un patrón de cargas laterales que incrementan de manera monótona hasta que se alcanza la capacidad máxima de la estructura. Con este procedimiento se puede identificar la secuencia de agrietamiento, fluencia y falla de los elementos, así como las fuerzas asociadas a un desplazamiento específico de la estructura (curva de capacidad) y el mecanismo de colapso general.

El patrón de cargas afecta directamente la curva de capacidad de la estructura, se puede tomar una distribución lineal, triangular, parabólica o modal. Para el presente análisis se ha tomado una distribución de cargas asociado a la forma modal de fluencia de la estructura.

La principal limitación del análisis PUSHOVER es que solo considera al desplazamiento como causante de daño en la estructura sin tomar en cuenta el efecto de la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas (energía cinética y energía de amortiguamiento viscoso) generadas por la excitación sísmica. Otros efectos que no se toman en cuenta en el análisis son la torsión, carga sísmica vertical y los cambios progresivos que ocurren en las propiedades modales por el agrietamiento de los elementos.

### 1.3.2. Propiedades mecánicas de los materiales

Las propiedades mecánicas de los materiales de la estructura original 780 PRE se consideraron ponderando los resultados de ensayos de diamantinas realizados anteriormente en los laboratorios de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) y de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI). Las propiedades de los elementos de reforzamiento se plantearon con la finalidad de obtener una estructura con un comportamiento dúctil (World Bank, 2016) teniéndose materiales nuevos con mejores características que los antiguos.

En la Tabla 1.3 se presenta las propiedades de los elementos tanto antiguos como nuevos.

**Tabla 1.3.** Propiedades mecánicas de los materiales

Material	Propiedades mecánicas	Elementos antiguos (kg/cm <sup>2</sup> )	Elementos nuevos (kg/cm <sup>2</sup> )
Concreto	Resistencia a la compresión ( $f_c$ )	175	210
	Módulo de elasticidad ( $E_c$ )	198431	217371
Refuerzo	Esfuerzo de fluencia ( $f_y$ )	4200	4200
	Esfuerzo último ( $f_u$ )	7000	7000
	Módulo de elasticidad ( $E_s$ )	2000000	2000000
Albañilería	Resistencia a la compresión ( $f_m$ )	40	40
	Resistencia al corte ( $v_m$ )	6.5	6.5
	Módulo de elasticidad ( $E_m$ )	18000	18000

El concreto especificado en los colegios 780 PRE es de resistencia a la compresión de 175 kg/cm<sup>2</sup>. Para los elementos de reforzamiento se especifica una resistencia mínima de 210 kg/cm<sup>2</sup>. El acero de refuerzo tanto de la estructura actual como el propuesto para reforzamiento tiene un esfuerzo de fluencia de 4200



kg/cm<sup>2</sup>, y un esfuerzo último de 7000 kg/cm<sup>2</sup>. La albañilería considerada fue del tipo King Kong artesanal con una resistencia a la compresión de 35 kg/cm<sup>2</sup> y una resistencia al corte de 5.9 kg/cm<sup>2</sup>.

Los perfiles de acero y las platinas utilizadas en el reforzamiento se han considerado con las propiedades del tipo ASTM A36, los pernos de conexión en la estructura de acero serán tipo ASTM A325 y las soldaduras en planta: E60 XX y E70 XX.

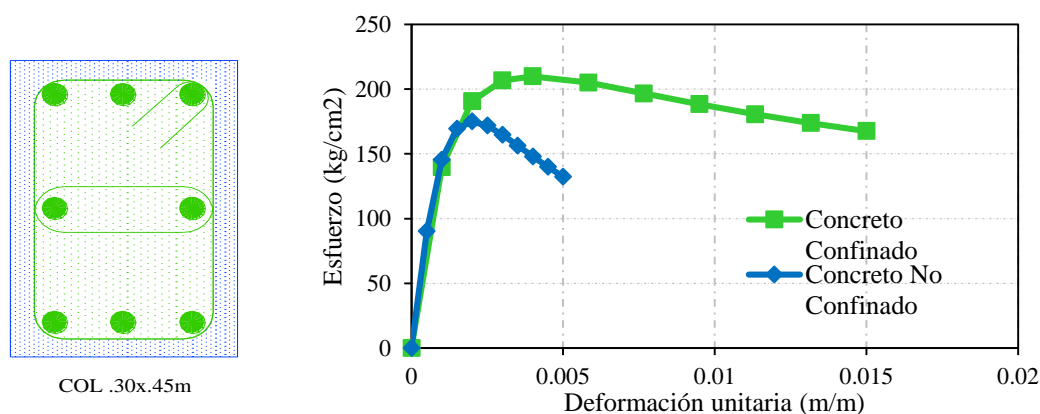
### 1.3.3. Comportamiento inelástico

El comportamiento inelástico de los elementos se representó por rótulas plásticas. Para los elementos de concreto armado (vigas y columnas) se consideró rótulas por flexión tipo Momento flector – Giro ( $M - \theta$ ) en sus extremos. En elementos de albañilería se consideró rótulas por carga axial ( $F - D$ ) para representar su falla a fuerza lateral. Los valores obtenidos para las rótulas se obtuvieron teóricamente y se verificaron según lo que se explicará en el capítulo 3.

Las rótulas tipo  $M - \theta$  resultan de un diagrama momento-curvatura y de la suposición de una longitud de rótula plástica. El diagrama momento-curvatura se obtiene de un análisis de la sección considerando las curvas esfuerzo-deformación del concreto no confinado, concreto confinado y del acero corrugado. La longitud de rótula plástica, en cambio, resulta de una suposición de daño concentrado en los elementos.

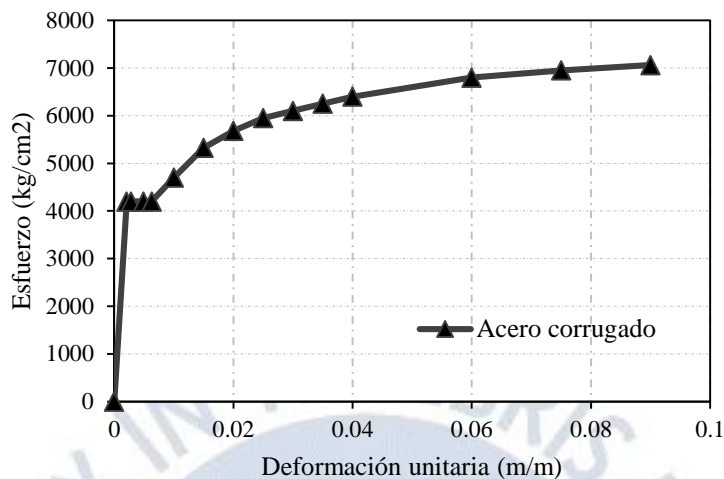
Para idealizar el comportamiento no lineal ( $\sigma - \epsilon$ ) del concreto no confinado y confinado se utilizaron los modelos de Mander. Para el concreto confinado se consideró una deformación máxima de 0.005. En el caso del concreto confinado, la curva esfuerzo-deformación también considera la cuantía de refuerzo transversal y la distribución del fierro longitudinal elevando la deformación de falla. La deformación máxima se considera al inicio de fluencia del estribo, sin llegar más allá de 0.015.

Para el caso de la columna C1 (.30 x .45 m) que se muestra en la Figura 1.2 se llega a un esfuerzo máximo de concreto sin confinar y confinado de 175 y 210 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente. La deformación el concreto confinado llega más allá de 0.015 pero solo se toma el límite de 0.015. En la Figura 1.2 también se muestra las curvas esfuerzo-deformación obtenidas para el concreto confinado y sin confinar.



**Figura 1.2.** Curva esfuerzo-deformación ( $\sigma - \epsilon$ ) del concreto sin confinar y confinado.

Para idealizar el comportamiento del acero corrugado se tomó un modelo en base a los ensayos realizados por Park-Pauley y los valores obtenidos por la PUCP y UNI. Tomando estas consideraciones se trabajó con una deformación máxima unitaria de 0.09, y los esfuerzos de fluencia y últimos mencionados anteriormente (Figura 1.3).

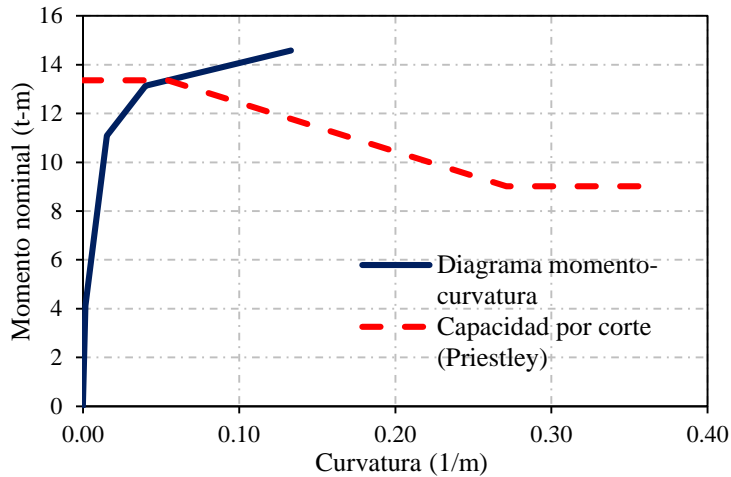


**Figura 1.3.** Curva esfuerzo-deformación del acero corrugado.

La edificación en estudio debería comportarse básicamente a flexión según como fue diseñada (sistema de pórticos de concreto armado), sin embargo, al no contarse con una junta adecuada entre las columnas de concreto armado y la tabiquería se acorta la longitud libre de las columnas. Esto ocasiona que el efecto de corte sea el causante de la falla del elemento.

Para representar el efecto de corte en los modelos numéricos se tomó un método propuesto por Priestley (Priestley, 2007) donde se reduce la ductilidad en los diagramas momento – curvatura ( $M-\phi$ ) basándose en la relación momento flector-fuerza cortante y la resistencia a la tracción diagonal. El método propuesto por Priestley se basa en ensayos experimentales realizados para columnas de concreto armado estimando que en una columna sometida a carga biaxial la resistencia a corte del concreto comienza a disminuir al llegar a la fluencia del acero y se vuelve nula al llegar a una ductilidad de 13.

En la Figura 1.4 se muestra el diagrama momento curvatura de la columna anterior con una altura libre de 0.75 m en doble curvatura considerando el efecto de corte.



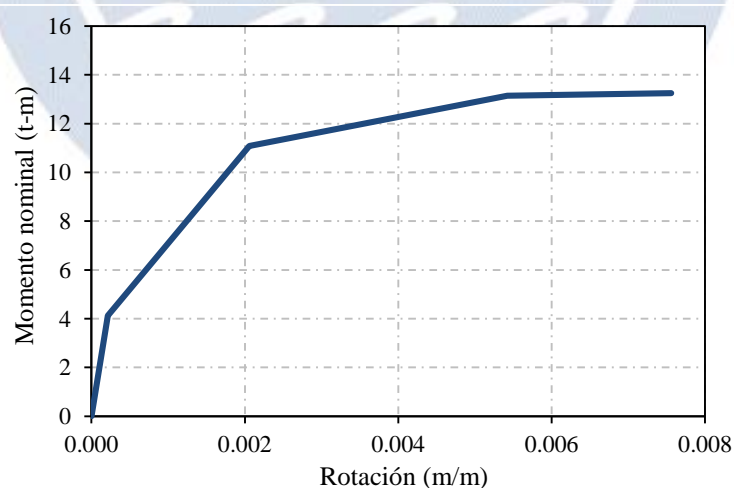
**Figura 1.4.** Diagrama Momento-Curvatura ( $M - \phi$ ) incluyendo efecto de corte.

Para pasar de curvatura a giro se utiliza la longitud de rótula plástica que propone Park:

$$\text{Longitud de rótula plástica } (l_p) = 0.45 h \dots\dots\dots (\text{Ec.1.1})$$

Donde “h” es el peralte del elemento estructural. Con la relación mencionada se puede determinar el giro plástico de la sección con la relación entre giro y curvatura ( $\theta = \phi * l_p$ ). El giro elástico se obtiene del análisis elástico del edificio, pero se puede plantear un elemento en doble curvatura para determinarlo analíticamente.

En la Figura 1.5 se muestra el diagrama momento-giro de la columna anterior en doble curvatura para una altura libre de 0.75 m.



**Figura 1.5.** Diagrama Momento-Rotación ( $M - \theta$ )

Los muros de albañilería y tabiques se modelaron como puntales considerando un comportamiento inelástico a carga axial equivalente a la albañilería sometida a fuerza cortante horizontal. Para este caso se considera una rótula por axial en el centro del elemento. En la Figura 1.6 se muestra la curva fuerza-desplazamiento para un tabique de albañilería de 13 cm de espesor y 2 m de altura.

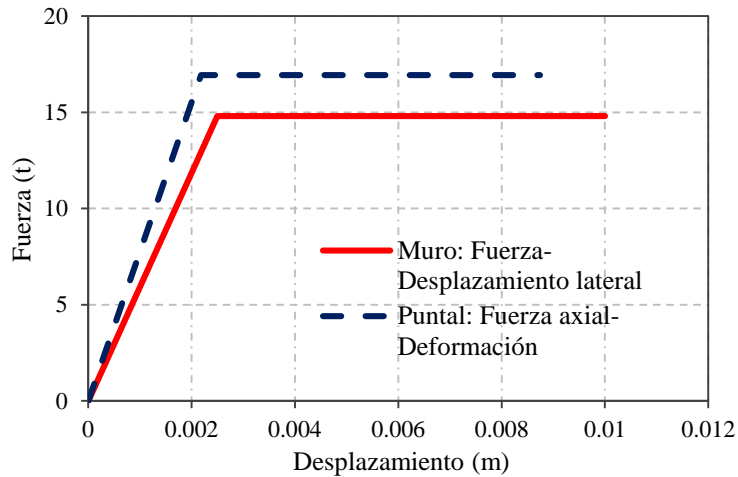


Figura 1.6. Curva Fuerza-Desplazamiento de muros de albañilería

### 1.3.4. Sectorización de la curva de capacidad

Según la metodología del SEAOC, la curva de capacidad se divide en sectores que se asocian a un estado de daño de la estructura (Figura 1.7). La zona elástica ( $\Delta e$ ) corresponde a un estado operacional de la estructura y se determina con el punto de fluencia efectivo mediante una idealización bilineal de la curva de capacidad. La zona inelástica ( $\Delta p$ ) se divide en 4 partes, correspondiente a porcentajes de 30, 30, 20 y 20% a los que se asocian los cuatro últimos niveles de desempeño.

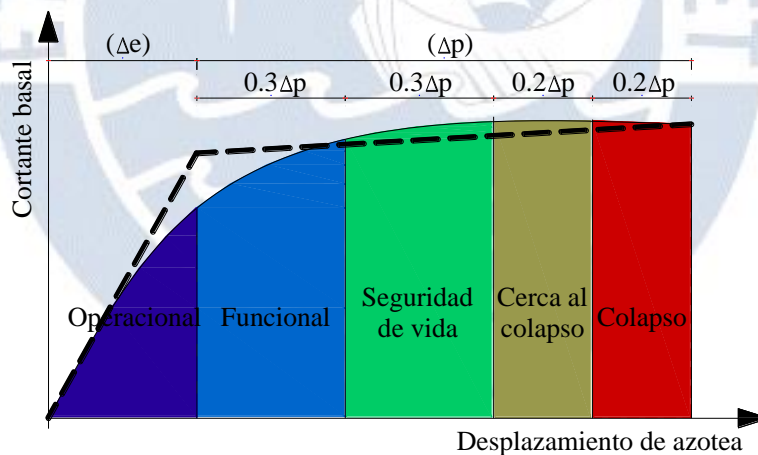


Figura 1.7. Sectorización de curva de capacidad según SEAOC

### 1.3.5. Espectro de capacidad

El espectro de capacidad se obtiene de la curva de capacidad y el modo fundamental elástico de la estructura. Esta curva relaciona la Seudo-Aceleración (SA) y el Seudo-Desplazamiento (SD) basándose en las características de la primera forma modal. Estos se obtienen con la masa participativa y generalizada del primer modo mediante las siguientes ecuaciones:

$$SA = V * \frac{M^*}{L^{*2}} \dots \dots \dots (Ec. 1.2.)$$

$$SD = D * \frac{M^*}{L^*} \dots \dots \dots (Ec. 1.3.)$$

M\*: Masa generalizada del primer modo

L\*: Masa participante del primer modo

### 1.3.6. Demanda Sísmica

Se estudia el desempeño del módulo ante los dos escenarios de peligro sísmico indicados en la Tabla 1.4. Los valores de aceleración se obtuvieron de los estudios realizados de peligro sísmico promedio para la costa peruana debido el plan de reforzamiento se plantea en toda la costa y los valores establecidos en las normas son específicos en algunas zonas críticas.

**Tabla 1.4.** Escenarios de peligro sísmico

Nivel de peligro sísmico	Aceleración en suelo (PGA)	Periodo de retorno (TR)
Sismo ocasional	0.20g	75 años
Sismo raro	0.45g	450 años

Cada nivel de peligro se representa mediante un espectro elástico SA-SD, denominado espectro de demanda, para el cual se toma la forma espectral de la Norma E-030 para un suelo intermedio.

El espectro de demanda se obtuvo como:

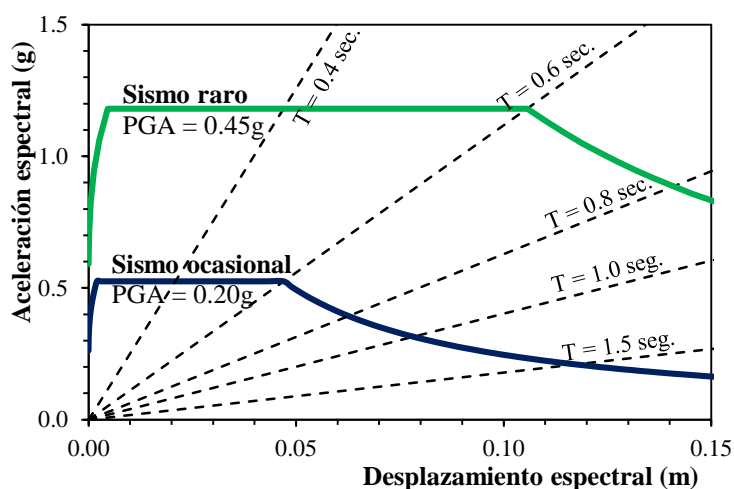
$$SA = Z \times S \times C \dots\dots\dots(Ec.1.4.)$$

Z: Factor de zona (PGA)

C: Forma espectral

S: Factor de suelo

El factor de suelo considerado en el análisis es 1.05 correspondiente a un suelo intermedio por lo que la forma modal C corresponde a una plataforma de máxima aceleración hasta  $T = 0.60$  seg. La Figura 1.8 muestra los espectros considerados en el análisis.



**Figura 1.8.** Espectro de demanda para suelo intermedio

El espectro de demanda utilizado en el método de espectro de capacidad es un espectro de amortiguamiento variable que representa el comportamiento histerético de la estructura mediante un amortiguamiento efectivo ( $\beta_{ef}$ ) correspondiente a cada valor de desplazamiento lateral. Para una estructura con 5% de amortiguamiento inherente, el amortiguamiento efectivo se determina como:

$$\beta_{ef} = 0.05 + k\beta \dots \dots \dots (Ec.1.5.)$$

Según la Ec.1.5., el amortiguamiento efectivo depende directamente del nivel de incursión inelástico (factor  $\beta$ ) y de las características del sistema estructural (comportamiento dúctil o frágil) y la duración del sismo (factor  $k$ ).

### 1.3.7. Punto de demanda

Interceptando los espectros de capacidad y demanda (Figura 1.9) se obtiene el punto de demanda, el mismo que se interpreta como la respuesta que alcanzaría la estructura ante el sismo representado por el espectro de demanda.

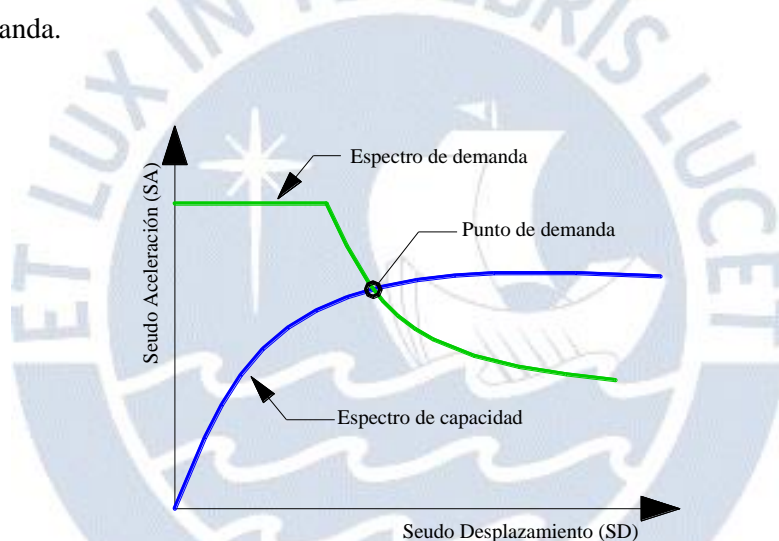


Figura 1.9. Obtención del punto de demanda.

### 1.4. Metodología para evaluar el desempeño: Análisis Dinámico Incremental (IDA)

El método IDA (Vamvatsikos & Cornell, 2002) es un método más sofisticado que el método del Espectro de capacidad para estimar el desempeño sísmico de una estructura. Consiste en someter a la estructura a diferentes registros sísmicos y predecir su respuesta sísmica en base a las propiedades constitutivas y dinámicas de los materiales. Las herramientas más conocidas para realizar un análisis dinámico no lineal son:

**a. Elementos finitos:** Es una herramienta poderosa, pero insostenible en edificaciones por consumir una gran cantidad de hardware, incluso teniendo modelos pequeños. La principal ventaja del método es que permite predecir el estado de daño de los elementos a detalle.

**b. Macro elementos:** El método consiste en utilizar las curvas esfuerzo – deformación y mediante el método de las fibras incorporan modelos histeréticos para diversos elementos (vigas, columnas, muros,

rotulas, cables, etc.). La desventaja de esta herramienta es que no permite predecir de una forma tan exacta la respuesta del sistema estructural. Sin embargo, es ideal para respuestas de desplazamiento (rotaciones, curvaturas, deformaciones de entrepiso, etc.)

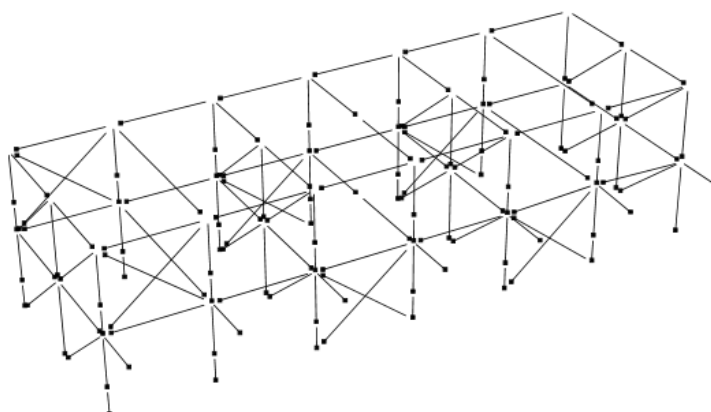
El método IDA permite tener un conocimiento profundo del rango de respuestas vs niveles de aceleración en el suelo "demandas". Permite una mejor comprensión de la respuesta estructural con el incremento de la aceleración en la tierra y de las implicaciones estructurales generadas por grandes niveles de PGA (por ejemplo, cambios en los patrones de deformación pico con la altura, inicio de fluencia y la degradación de la fuerza y sus patrones y magnitudes). En el tiempo de ocurrencia del sismo, los elementos entran también en un ciclo de carga y descarga. Las columnas y las vigas cambian sus rotaciones con el tiempo, mientras las columnas cortas se basan en desplazamientos.

#### 1.4.1. Modelo numérico

Se modeló la estructura siguiendo los procedimientos descritos en el capítulo 1.3.3. Para los elementos de concreto armado se consideró rótulas Momento flector – giro ( $M - \theta$ ) del tipo trilineal considerando los puntos notables de agrietamiento, fluencia y curvatura última. Los elementos de albañilería y acero se modelaron con rótulas tipo fuerza – desplazamiento igual a los considerados en el capítulo 1.3.3.

La principal diferencia con el análisis estático no lineal es la consideración de las propiedades dinámicas de los materiales. Para todos los elementos de concreto armado se utilizó el modelo de histéresis Takeda - Thin con el fin de modelar la degradación ante las cargas cíclicas. En el caso de los elementos de acero se consideró un modelo bilineal sin degradación, esto debido a que los elementos de acero no incursionan de gran forma en el rango inelástico según los resultados del análisis estático.

El modelamiento se realizó en el programa PERFORM 3D (Figura 1.10) por su capacidad para interactuar con MATLAB pudiendo programar con practicidad los datos de entrada y salida.



**Figura 1.10.** Modelo de tipo 780 Pre en programa PERFORM 3D.

### 1.4.2. Demanda sísmica

El peligro en el método IDA se representa mediante registros sísmicos. Cada registro sísmico se escala con el objetivo de obtener la respuesta sísmica de la estructura para diferentes intensidades de demanda. La medida de la demanda sísmica se representa con la respuesta espectral relacionada al periodo inicial de la estructura.

Diversos investigadores utilizan la aceleración máxima del registro (PGA) como indicador de demanda, pero esto sería evaluar una estructura con periodo cero para la aceleración espectral aplicada en la estructura y significaría ignorar el factor de amplificación dinámica en estructuras con bajo periodo. La respuesta espectral se puede representar mediante desplazamiento o deriva de entrepiso.

Para el presente caso de estudio se utilizaron registros sísmicos peruanos y chilenos ocurridos en los últimos años (ver Tabla 1.5). Cada registro se escaló al espectro de diseño de la norma para un suelo intermedio para poder tener un estudio comparable con lo realizado con el análisis estático. El proceso de escalamiento fue simple debido a que todas las estructuras se mantienen en la plataforma de máxima intensidad del espectro.

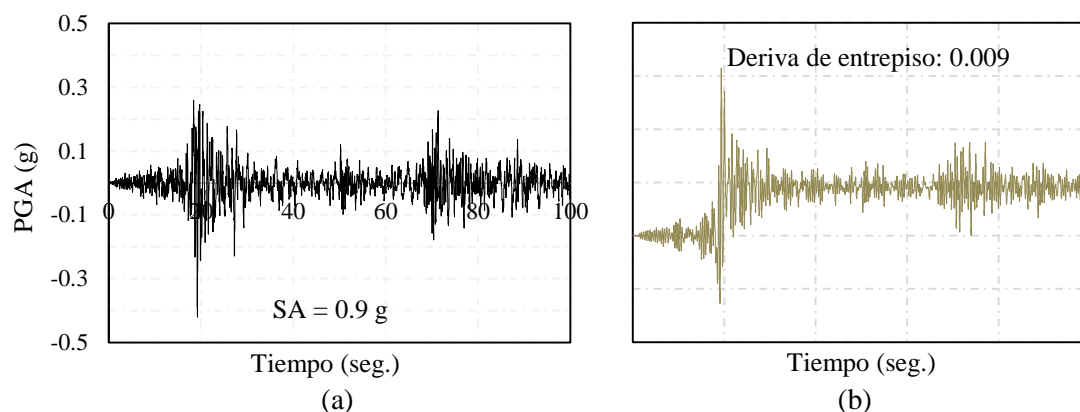
**Tabla 1.5.** Registros sísmicos peruanos y chilenos

Registro sísmico	Fecha	PGA (g) NS – EW	Profundidad focal (km)	Magnitud	Duración (seg.)
Arequipa	23/06/2001	0.30 – 0.22	33	6.9	199
Huaraz	31/05/1970	0.11 - 0.10	64	6.6	45
Lima	03/10/1974	0.20 – 0.18	13	6.6	98
Pisco	15/08/2007	0.28 – 0.34	40	7.0	218
Tarapaca	13/06/2005	0.53 – 0.73	108	7.8	252
Tocopilla	15/11/2007	0.44 – 0.50	40	7.7	71
Concepción	27/02/2010	0.51 – 0.32	30	8.8	180
Angol	27/02/2010	0.89 – 0.52	30	8.8	180

### 1.4.3. Respuesta sísmica

La respuesta de la estructura se representa con factores que indiquen el daño causado por el evento sísmico: desplazamiento, deriva de entrepiso, desplazamiento de azotea, etc. En la Figura 1.11 se presenta el registro sísmico correspondiente a Pisco 2007 escalado a un SA de 0.9 g con una respuesta sísmica correspondiente (deriva de entrepiso).



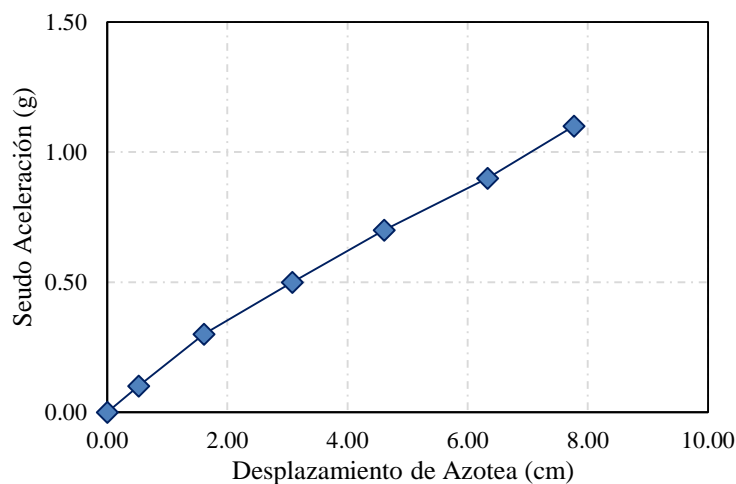


**Figura 1.11.** Análisis dinámico no lineal: a) registro sísmico; y b) respuesta sísmica.

La Figura 1.11 muestra la respuesta sísmica con la incursión en el rango inelástico representado por el desfase en el desplazamiento. Además, se observa un desplazamiento permanente debido a una gran incursión en el régimen plástico.

#### 1.4.4. Curva IDA

La curva IDA representa la respuesta estructural ante diferentes niveles de peligro. Por cada registro sísmico escalado dependiendo de las características de la estructura se obtendrá una curva IDA. En la Figura 1.12 se presenta una curva IDA con demanda de pseudo-aceleración y con el parámetro de respuesta de desplazamiento.



**Figura 1.12.** Curva IDA

La curva obtenida muestra una rigidez inicial mayor debido a que los elementos todavía no entran a un régimen inelástico. Para aceleraciones mayores la rigidez disminuye porque los elementos se agrietan o entran a un estado inelástico.

#### 1.4.5. Curva IDA promedio

Una curva IDA representa la respuesta sísmica de la estructura para un registro sísmico. El método propone el uso mínimo de 7 registros para poder realizar un análisis probabilístico basado en los





**Tabla 1.7.** Costo de reparación de muros de albañilería

Estado de daño	Parámetro de demanda (Carga fuera de su plano):	Parámetro de demanda (Carga en su plano):	Costo de reparación
Daño localizado	Deriva de entrepiso: $D < 0.48\%$	Deriva de entrepiso: $D < 0.125\%$	Muro confinado: S/.410.00 Tabique 1.20 m: S/.215.00 Tabique 2.20 m: S/.320.00
Daño menor	Deriva de entrepiso: $0.48\% < D < 1.25\%$	Deriva de entrepiso: $0.125\% < D < 0.250\%$	Muro confinado: S/.680.00 Tabique 1.20 m: S/.500.00 Tabique 2.20 m: S/.700.00
Daño moderado	Deriva de entrepiso: $1.25\% < D < 1.83\%$	Deriva de entrepiso: $0.250\% < D < 0.375\%$	Muro confinado: S/.1330.00 Tabique 1.20 m: S/.905.00 Tabique 2.20 m: S/.1610.00
Daño severo Colapso	Deriva de entrepiso: $1.83\% < D < 3.06\%$	Deriva de entrepiso: $0.375\% < D < 0.500\%$	Muro confinado: S/.2780.00 Tabique 1.20 m: S/.905.00 Tabique 2.20 m: S/.1610.00

### 1.5.3. Losas aligeradas

Las losas están orientadas horizontalmente y se apoyan sobre las vigas de la dirección transversal. En un evento sísmico en la dirección longitudinal, las vigas transversales no se cargarían sísmicamente entonces no se generaría daño sobre la losa. En un sismo sobre la dirección transversal los elementos de albañilería fallarían primero por lo que las vigas transversales apenas alcanzarían el régimen inelástico y su giro sería mínimo por lo que no habría daño sobre la losa. Entonces para este análisis no se estimará un costo de reparación para las losas aligeradas.

### 1.5.4. Elementos no estructurales: ventanas y puertas

El daño en puertas y ventanas es mínimo para derivas bajas de entrepiso, para el presente caso de estudio se considera un daño a partir de derivas de entrepiso de 1.00 % y se considera un daño grave para derivas de 1.50 %. Estos valores se determinaron a partir de las consideraciones del ATC (ATC, 1996) y de estudios anteriores (Chacón & Paz, 2016) donde se tuvieron derivas altas de entrepiso provocando el inicio de falla de los elementos.

**Tabla 1.8.** Costo de reparación de puertas y ventanas

Estado de daño	Parámetro de demanda:	Costo de reparación
Daño moderado	Deriva de entrepiso: $D > 1.00\%$	Ventanas: S/.6650.00 Puertas: S/.3820.00
Daño severo	Deriva de entrepiso: $D < 1.50\%$	Ventanas: S/.13300.00 Puertas: S/.10700.00

## CAPÍTULO 2: MÓDULO TÍPICO DE EDIFICACIONES PÚBLICAS

En este capítulo se presenta las características arquitectónicas y estructurales de las edificaciones educativas 780 PRE. Se describe también las diversas fallas presentadas en estas estructuras en los terremotos pasados de Nazca 1996, Arequipa 2001 y Pisco 2007. Por último, se presenta la información existente en base a las fuentes del PRONIED y de diversos estudios previos de la UNI y PUCP.

### 2.1. Características del edificio educativo 780 PRE

Son las típicas edificaciones escolares construidas antes de 1997 con forma rectangular, de uno a tres niveles y de dos a cinco aulas por piso, destinados principalmente a aulas, pero también suele ser usado para administrativos y laboratorios. En la Figura 2.1 se muestra un colegio típico 780 PRE con 2 pisos con 3 aulas en cada uno de ellos. Este módulo es el más repetitivo en la costa peruana (INEI, 2013).

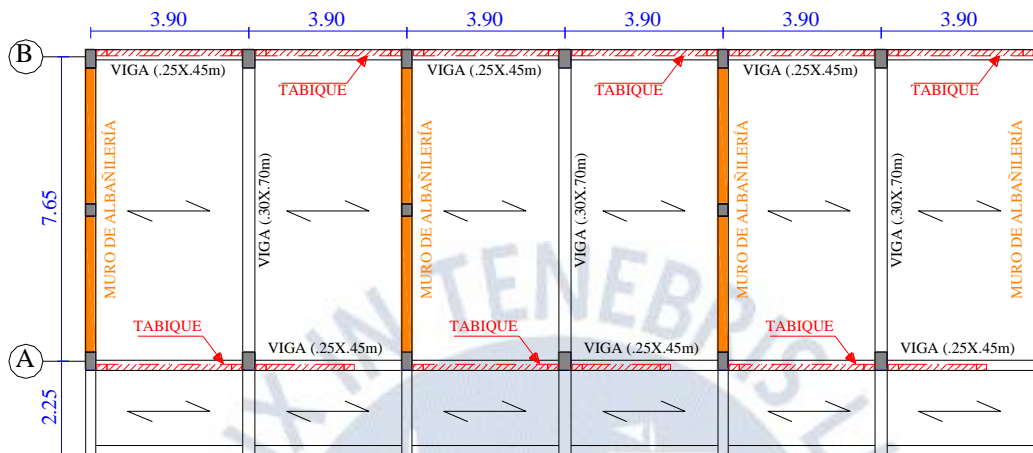


**Figura 2.1.** Edificio escolar tipo 780 Pre (Muñoz et al., 2007)

La distribución clásica es de aulas contiguas que dan al patio en el primer piso y a un corredor en los pisos superiores. El corredor está conectado arquitectónicamente con una escalera para llegar al primer piso. Las aulas son cuadradas de aproximadamente 7.80 m de lado y la altura es de 3.35 m. En la fallada, las ventanas tienen una altura de 1.10m, y en la parte posterior la altura es de 1.60m.

Estas edificaciones se construyeron con la primera Norma Peruana de Diseño Sismorresistente oficializada en 1977. Esta norma subestimaba los desplazamientos laterales de las estructuras permitiendo estructuras con elementos esbeltos además de juntas inadecuadas de separación entre la tabiquería y elementos estructurales. Entonces los colegios 780 PRE consisten en pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal, y de muros de albañilería confinada con pórticos de concreto armado en la dirección transversal. En la Figura 2.2 se muestra un esquema de la planta del sistema estructural del edificio.

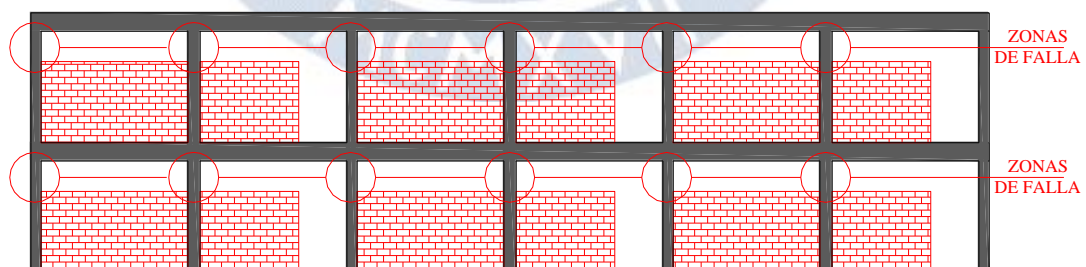
En el sentido longitudinal (ejes A y B), el sistema estructural consta de dos pórticos con vigas de 0.45m de peralte y columnas de 0.45m x 0.30m y 0.45m x 0.25m. En la dirección transversal, el sistema estructural es una combinación de muros de albañilería confinada de 25cm de ancho y pórticos de concreto armado con columnas de 0.30m x 0.45m y vigas de 0.30m x 0.70m. Las losas son aligerados convencionales en una dirección de 20cm de peralte. Los alféizares de las ventanas son tabiques de ladrillo de 13cm de espesor que están unidos o mal separados de la estructura principal.



**Figura 2.2.** Esquema de planta estructural del edificio educativo 780 PRE

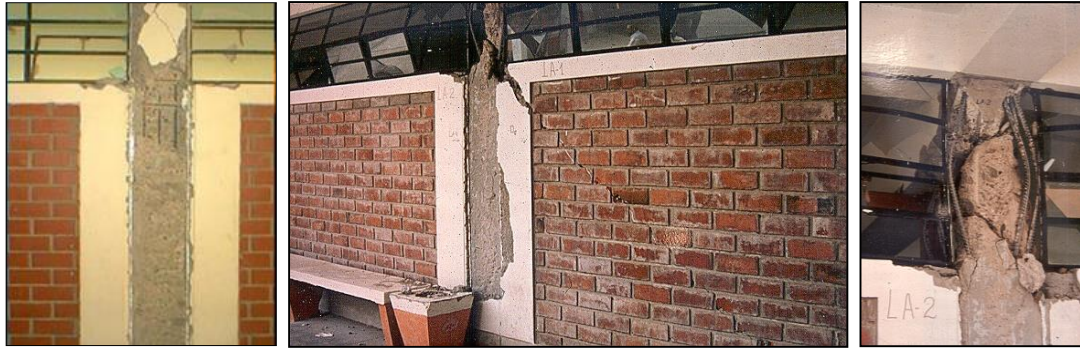
### 2.1.1. Estudio de fallas en sismos pasados

Los edificios escolares tipo 780 PRE han sufrido daños importantes en sismos pasados, debido a la poca rigidez lateral en el sentido longitudinal y a la inadecuada separación entre alféizares y columnas. Con el sismo de Nazca de 1996 se observó que los desplazamientos reales eran mayores que los calculados según NDSR-1977 generando una interacción entre elementos estructurales y no estructurales provocando un daño concentrado en la zona libre de las columnas. En la Figura 2.3 se muestra una elevación de la estructura y se denota la zona de falla típica.



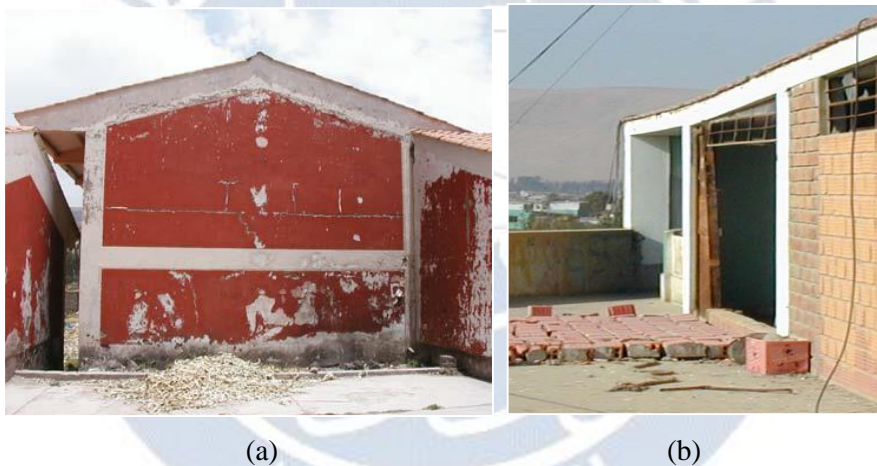
**Figura 2.3.** Elevación de pórtico delantero del edificio educativo 780 PRE

La viga longitudinal de 45 cm de peralte deja una altura típica libre de 75 cm para las columnas de confinamiento de los muros de albañilería. En el caso de las columnas que reciben una viga transversal de 70 cm de peralte, la altura libre es de 50 cm volviéndose más crítica la falla. En la Figura 2.4 se muestra fallas típicas por columna corta observada en el sismo de Nazca 1996.



**Figura 2.4.** Fallas en columnas en módulo 780 PRE durante Sismo de Nazca 1996 (DAI-PUCP, 2007)

El comportamiento en la dirección transversal ha sido aceptable, siendo pocos los casos de falla reportados y perfectamente reparables. Además, se han reportado casos de tabiques que han sufrido deterioro severo y volteo por acciones normales a su plano debido a que no contaban con el confinamiento necesario o simplemente estaban mal anclados. En la Figura 2.5 se muestra una falla de corte cizalla en un muro transversal y el volteo de un alfeizar.



**Figura 2.5.** (a) Falla tipo cizalla en muro transversal, (b) Volteo de alfeizar, sismo de Arequipa 2001. Fuente: Informe DAI –PUCP

### 2.1.3. Análisis del sistema estructural

Se desarrolló el análisis sísmico del módulo 780 PRE empleando el procedimiento espectral de la Norma E-030 y un registro sísmico escalado al espectro. Se supuso un colegio ubicado en la costa peruana (zona sísmica 4:  $Z = 0.45$ ) sobre suelo Intermedio (perfil S2:  $S = 1.05$ ).

Se consideró un peso sísmico igual al total de la carga muerta más el 50% de la carga viva. Los factores de reducción considerados fueron  $R_x = 8$  (pórticos en la dirección longitudinal) y  $R_y = 3$  (albañilería confinada). Se desarrolló también el análisis estático considerando “C” igual a 2.5 (periodo corto).

La Tabla 2.1 muestra los resultados de deformación lateral obtenidos del análisis estático y dinámico.

**Tabla 2.1.** Derivas obtenidas por el Análisis Estático y Dinámico

Análisis elástico	Dirección longitudinal	Dirección transversal
Método estático	17 ‰	2 ‰
Método dinámico	15 ‰	2 ‰

El problema de rigidez se nota en la dirección longitudinal donde se llega a una deriva de 17 ‰ (análisis estático) mucho mayor a la deriva permitida para pórticos de concreto armado (7 ‰). En cambio, en la dirección transversal sólo se llega a una deriva de 2 ‰ que es mucho menor al valor máximo permitido de 5 ‰ para muros de albañilería. Además, este análisis muestra un valor de volteo bastante elevado en los muros transversales, siendo necesario también un refuerzo en la cimentación.

## 2.2. Técnicas para Reforzamiento Incremental

Las tres técnicas desarrolladas consisten en un reforzamiento incremental de tres fases. Las dos primeras tienen como objetivo lograr que el sentido longitudinal tenga un buen desempeño sísmico. Estas fases se basan en la separación de los elementos estructurales y no estructurales con el fin de evitar el mecanismo de falla de columna corta. La tercera fase se asocia al reforzamiento de la dirección transversal debido al problema de levantamiento explicado.

El objetivo de las tres técnicas de reforzamiento es llegar al mismo desempeño sísmico que una edificación esencial. El desempeño sísmico de las tres técnicas se evalúa en el capítulo 3 con el fin de determinar la matriz de desempeño objetivo del reforzamiento progresivo. A continuación, se muestran los esquemas y el procedimiento constructivo de las tres técnicas escogidas. En los anexos se presenta los planos de la edificación actual y el detalle de las técnicas de reforzamiento.

### 2.2.1. Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzada con mallas (MARM)

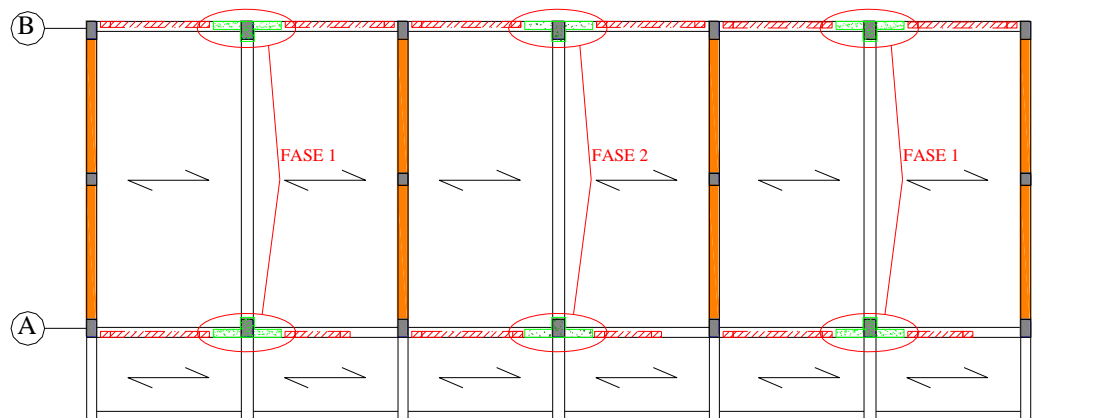
Esta alternativa de reforzamiento consiste en la colocación de muretes de albañilería de 50 cm de longitud confinados con columnetas de 20 cm de ancho a cada lado de una columna. Luego se procede al enchaquetado de todos estos elementos (columneta-murete-columna-murete-columna) mediante una malla electrosoldada Q139 y tarrajeo para así formar un muro compuesto.

El objetivo del reforzamiento es mejorar la rigidez y resistencia del sistema estructural, sin embargo, también disminuye la ductilidad ya que la falla global estará relacionada al desplazamiento máximo de elemento de albañilería reforzada.

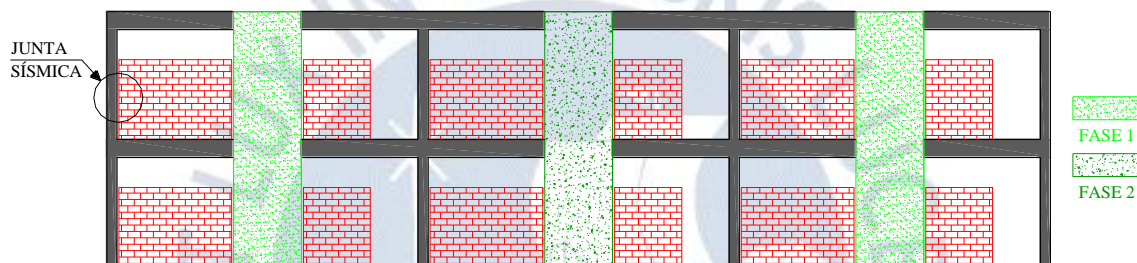
En la primera etapa se considera el reforzamiento de 4 columnas en ambos pisos, mientras que en la segunda fase se refuerzan 2 columnas más. Las ventajas principales de este método son el poco costo que demanda y facilidad de construcción. Además, la experiencia de campo demuestra que ésta técnica logra una adecuada protección ante eventos moderados. La Figura 2.6 muestra el esquema del



reforzamiento en planta y en elevación para la primera y segunda fase de reforzamiento, respectivamente.



(a) Esquema de planta estructural



(b) Elevación eje A

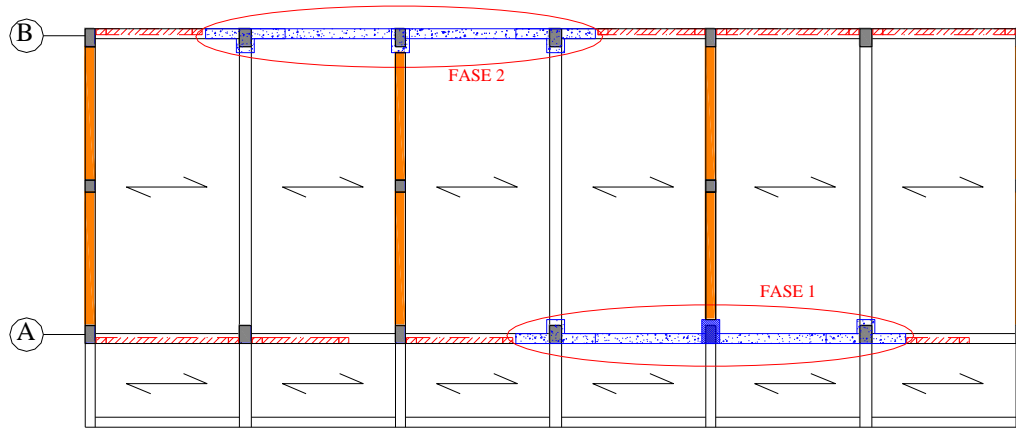
**Figura 2.6.** Esquema de reforzamiento MARM

#### 2.4.2. Reforzamiento mediante incorporación de muros acoplados de concreto armado (IMACA)

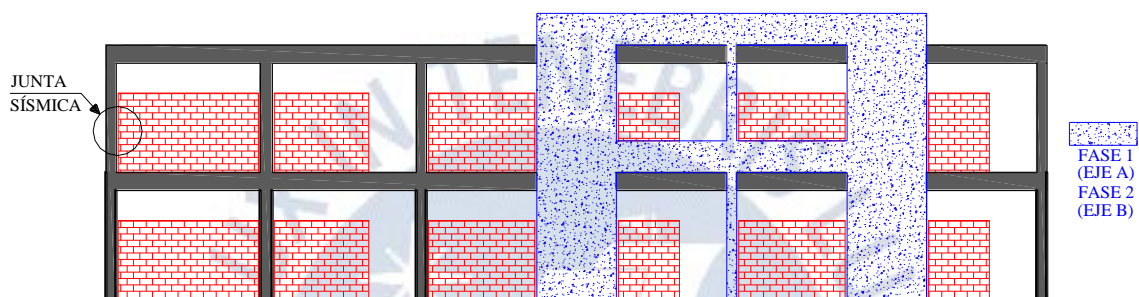
Esta alternativa consiste en reforzar tres columnas continuas de los ejes longitudinales, aumentando el tamaño de la columna central a .45x.60 m y convirtiendo las adyacentes en muros de concreto (.30x2.00m). Además, las zapatas de los elementos estructurales nuevos tienen un reforzamiento adicional en su zapata ya que se generará cargas axiales debido al sismo.

Éste reforzamiento tiene como objetivo rigidizar y aumentar la resistencia de la estructura en ambos pisos. En la primera fase se reforzará solo el eje delantero (eje A) de la edificación, mientras que en la segunda fase se reforzará el pórtico posterior (eje B).

Su principal ventaja es el gran aumento del desempeño de la estructura ya que rigidiza y aumenta la resistencia de cada piso. Sin embargo, un problema es el tiempo de construcción y la mano de obra para concretar el refuerzo. La Figura 2.7 muestra el esquema del reforzamiento en planta y en elevación para la primera y segunda fase de reforzamiento, respectivamente.



(a) Esquema de planta estructural



(b) Elevación eje A

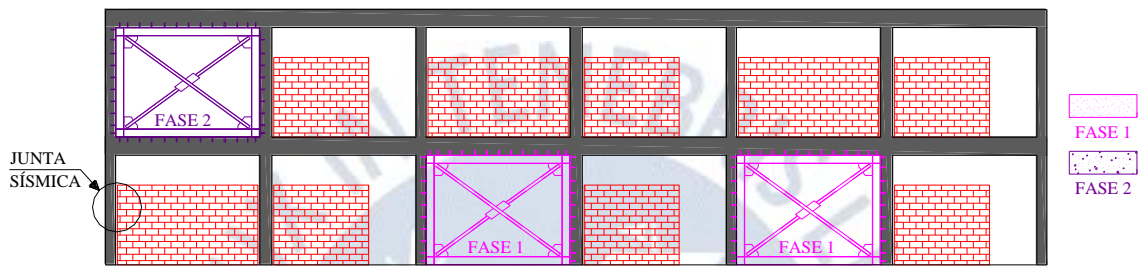
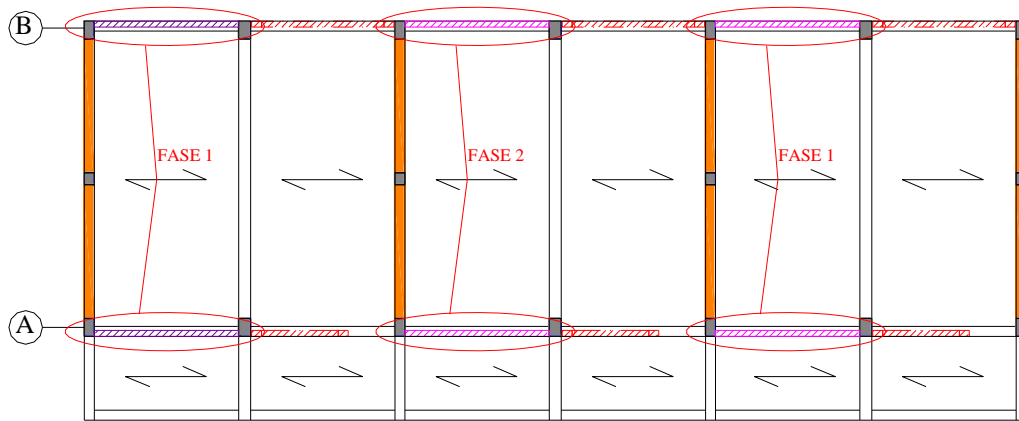
**Figura 2.7.** Esquema de reforzamiento IMACA

### 2.4.3. Reforzamiento con la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos (ACMAC)

El reforzamiento consiste en la adición de marcos de acero con arriostres concéntricos dentro de los pórticos de concreto armado. Los arriostres son secciones tubulares rectangulares HSS 2.5"x2.5"x3/16", los que apuntalan al pórtico metálico. Los marcos metálicos están formados por perfiles W8x18 de acero estructural A-36, de manera que tanto vigas como columnas formen un cinturón que se conectará al pórtico de concreto armado mediante conectores de corte 1/2" de diámetro. Esta solución aliviará las fuerzas puntuales sobre el marco de concreto armado protegiendo así el nudo.

El objetivo de este reforzamiento es mejorar la rigidez y la resistencia de la edificación con la finalidad de mejorar el desempeño sísmico. En la primera fase se colocará dos marcos de acero por cada eje del primer piso. El principal problema de ésta fase es que el segundo piso no mejorará su resistencia y sería el causante de la falla del sistema estructural. En la segunda fase se añade un marco de acero en el segundo piso mejorando su desempeño, así como el desempeño global de la estructura.

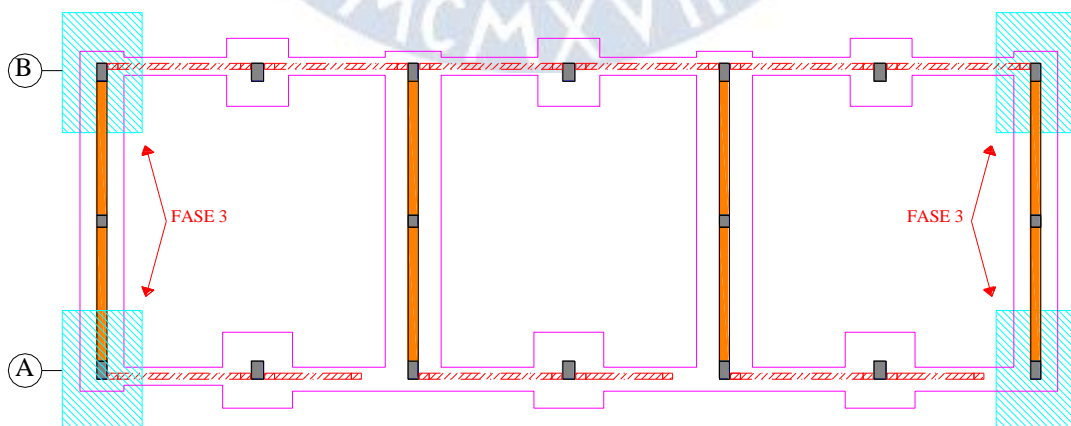
El principal beneficio de este reforzamiento es el tiempo de colocación, el cual sería de solo unos días. Su desventaja es el costo siendo el de mayor precio de las tres soluciones presentadas. La Figura 2.8 muestra el esquema del reforzamiento en planta y en elevación para la primera y segunda fase de reforzamiento, respectivamente.



**Figura 2.8.** Esquema de elevación de reforzamiento ACMAC

### 2.2.4. Reforzamiento de dirección transversal

La tercera fase de reforzamiento consiste en eliminar el problema que generaría el sismo en la dirección transversal. Se observa que las zapatas actuales son pequeñas impidiendo a los muros llegar al nivel de fuerza de diseño reduciendo y la capacidad del sistema en esa dirección. Entonces se refuerza las zapatas de los muros extremos, aumentando la capacidad a fuerza lateral reduciendo los esfuerzos sobre el suelo de acuerdo a su capacidad admisible.



**Figura 2.9.** Esquema de reforzamiento de dirección transversal (planta de cimentación)

## **CAPÍTULO 3:**

# **VALIDACIÓN DE COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE ELEMENTOS**

La calibración de modelos numéricos a través de ensayos estáticos y dinámicos se ha convertido en un método de gran importancia en el análisis por desempeño. Los ensayos se realizan con la finalidad de conocer el comportamiento sísmico real de los elementos estructurales considerados en el análisis sísmico teórico. Los parámetros de ductilidad, resistencia y rigidez de los elementos se verifican con la finalidad de validar los parámetros de entrada en los modelos no lineales.

Los elementos estructurales son cuatro pórticos a escala real ensayados en la Universidad Nacional de Ingeniería. Los ensayos realizados son tipo cuasi-estáticos, en donde se somete a la estructura a desplazamientos cíclicos controlados, en donde el desplazamiento máximo era dependiente de la falla de la estructura.

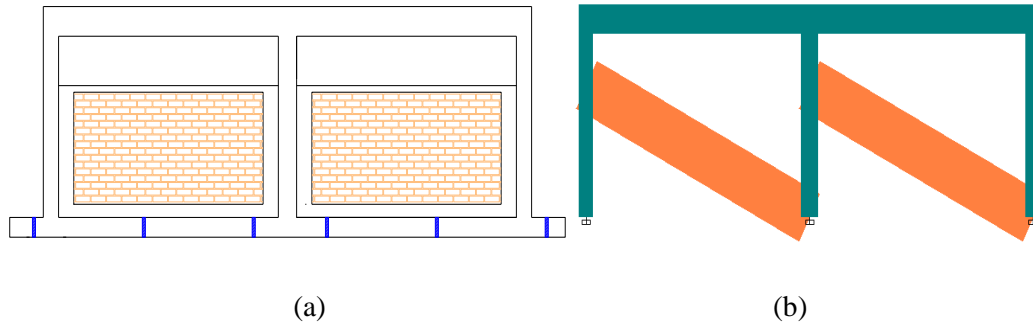
El primer pórtico era correspondiente al módulo actual con la finalidad de representar la falla típica de columna corta en las edificaciones 780 Pre durante los sismos pasados. Los tres pórticos restantes corresponden al pórtico anterior reforzado con cada una de las técnicas planteadas: MARM; ACMAC; y IMACA. En la modelación numérica de los pórticos se consideró las mismas propiedades consideradas en los modelos descritos en el capítulo 1.

### **3.1. Comparación entre modelos numéricos y ensayos realizados**

#### **3.1.1. Pórtico de ensayo: 780 PRE**

Este pórtico representa el comportamiento de la estructura actual 780 PRE: elementos de concreto armado interactuando con los elementos de albañilería (tabiques) generando el problema de columna corta. El pórtico (Figura 3.1a) consiste en tres columnas de concreto armado, dos extremas de dimensiones .45x.25 m y una central de .45x.30 m, unidas por vigas de .60x.45 m y una viga de cimentación de 1.00x.30 m.

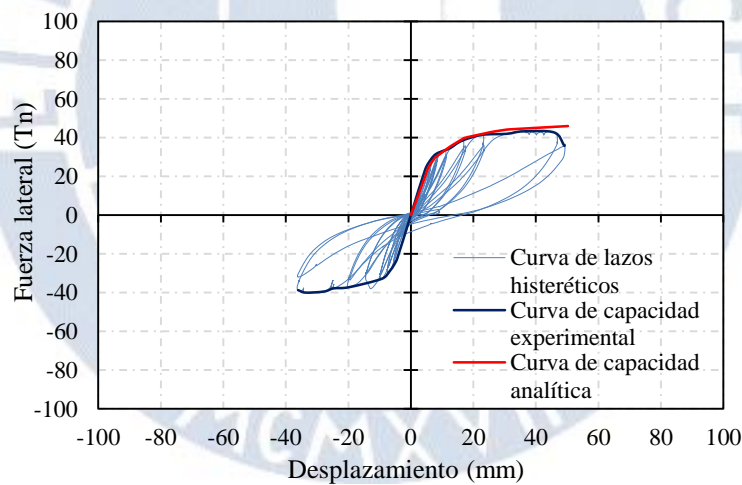
En este caso las columnas interactúan con la tabiquería de 2.00 m de altura considerándose el modelamiento con puntales (Figura 3.1b) mencionado en el capítulo 2.



**Figura 3.1.** Modelamiento de pórtico 780 Pre: (a) Pórtico 780 Pre; y (b) Modelo de pórtico.

La predicción para el pórtico es la falla de la columna en su zona libre (falla por columna corta). Según el análisis de la sección la falla consistiría en grietas por flexión seguidas de grietas por corte originando la falla del elemento. En las columnas laterales también se originaría daño debido a la interacción de las columnas con los tabiques, pero no sería tan crítico debido a que en un ciclo interactúa con el elemento no estructural y en el otro se comporta como una columna con su altura libre total.

En la Figura 3.2 se muestra los resultados de los ensayos comparados con la curva de capacidad obtenida del análisis PUSHOVER al pórtico.



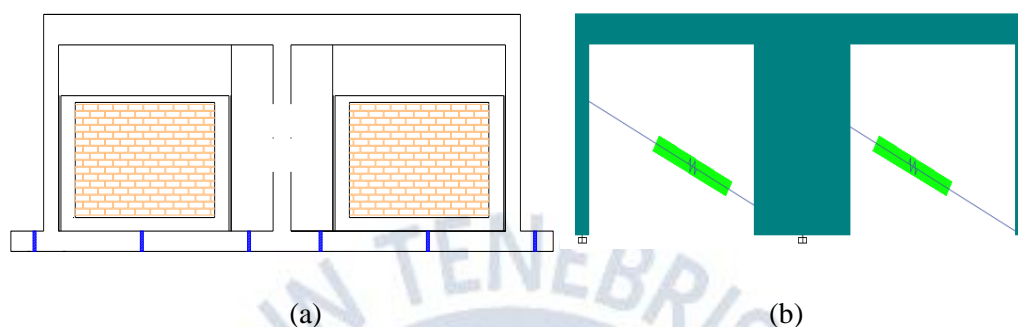
**Figura 3.2.** Comparación de resultado experimental y teórico: Pórtico 780 Pre

El espécimen llega a un desplazamiento lateral de 50 cm en el ciclo positivo, pero no ocurre lo mismo en el ciclo negativo debido a una falla en la zona inferior de las columnas consecuencia de la poca longitud de anclaje de los fierros longitudinales.

No existe diferencia entre la resistencia lateral experimental y la calculada en el modelo teórico, a excepción de la parte final donde el desplazamiento de falla según el modelo teórico es 50 cm y el obtenido del ensayo es 46 cm.

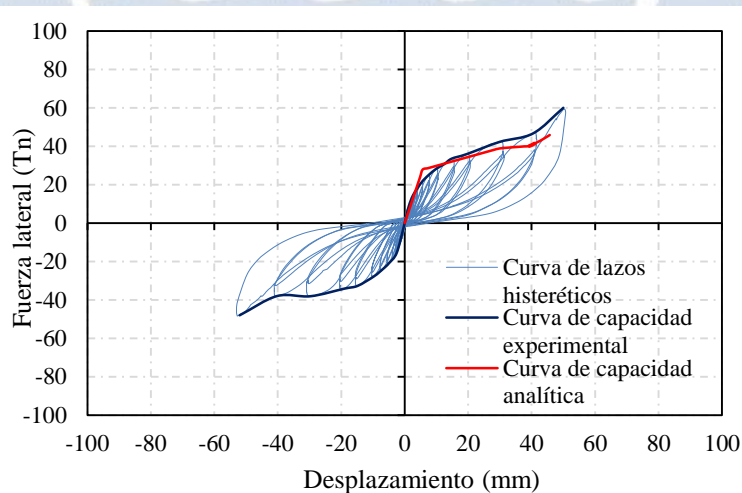
### 3.1.2. Pórtico de ensayo: MARM

El pórtico es equivalente al módulo 780 Pre reforzado con la técnica MARM en la columna central (Figura 3.3a). Además, se coloca una junta sísmica de 4 cm entre los elementos estructurales y la tabiquería. Se utilizó un elemento tipo link para representar el comportamiento no lineal del tabique que comienza a interactuar con las columnas cuando éstas llegan a 4 cm un desplazamiento lateral (Figura 3.3b). La Figura 3.3 muestra el esquema del pórtico MARM comparado con el modelo teórico.



**Figura 3.3.** Modelamiento de pórtico MARM: (a) Pórtico MARM; y (b) Modelo de pórtico.

La falla para este pórtico sería en el elemento de albañilería reforzada debido a su menor ductilidad de desplazamiento comparado con los elementos de concreto armado. Además, al interactuar la tabiquería con los elementos estructurales se genera una concentración de esfuerzos que aumentan la fuerza cortante en la parte superior del elemento reforzado generando su falla. En la Figura 3.4 se muestra los resultados de los ensayos comparados con la curva de capacidad del modelo numérico.

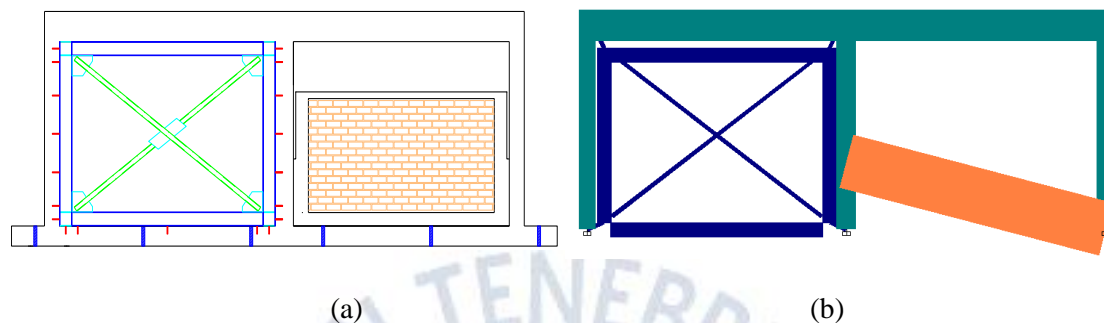


**Figura 3.4.** Comparación de resultado experimental y teórico: MARM

El pórtico ensayado llegó a una resistencia y ductilidad mayor al estimado por el modelo numérico. En el ensayo se llegó a 50 cm de desplazamiento y a una resistencia lateral de 60 Tn. En cambio, el modelo numérico estima que el pórtico llegue a un desplazamiento de 44 cm asociado a una resistencia lateral de 46 Tn. La diferencia es un poco más notoria en resistencia por lo que se debería ajustar el valor de resistencia del muro de albañilería reforzada.

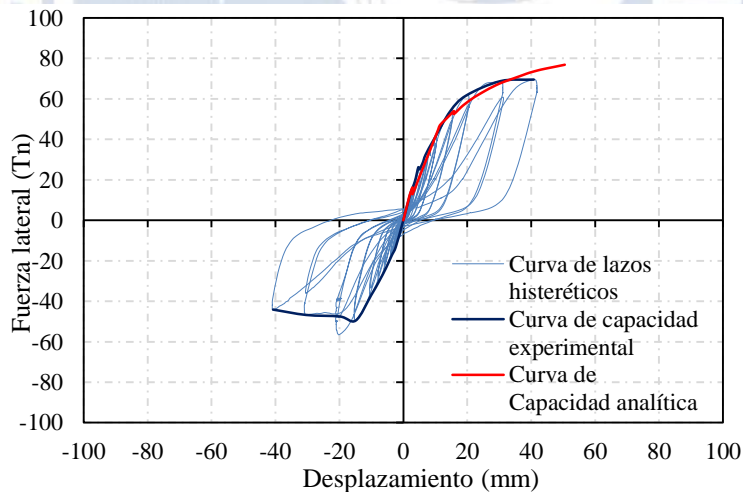
### 3.1.3. Pórtico de ensayo: ACMAC

El pórtico corresponde al pórtico 780 Pre reforzado con la alternativa ACMAC (Figura 3.5a). El pórtico se refuerza en un paño con arriostres metálicos en reemplazo de un tabique de albañilería, además se coloca una junta sísmica de 4 cm a partir de una altura de 1.00 m. En la Figura 3.5 se presenta el esquema del pórtico ACMAC comparado con el modelo teórico.



**Figura 3.5.** Modelamiento de pórtico ACMAC

Según el modelo numérico la falla sería por flexión en la zona libre de la columna central debido a la restricción del tabique que interactúa con la columna reduciendo la ductilidad del pórtico. En la Figura 3.6 se presenta los resultados obtenidos del ensayo del pórtico ACMAC comparado con la curva de capacidad del modelo numérico.

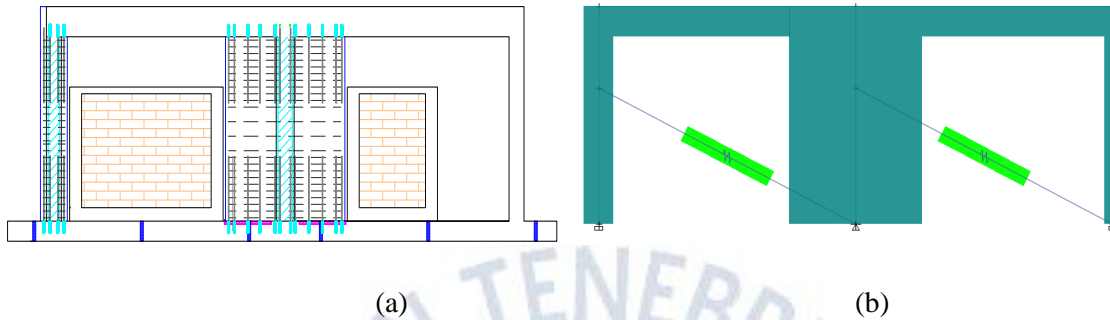


**Figura 3.6.** Comparación de resultado experimental y teórico: MARM

El pórtico ACMAC ensayado llegó a una ductilidad menor al estimado con el modelo numérico. En el pórtico ensayado se llegó a un desplazamiento máximo de 41 cm y a una resistencia de 71 Tn. En el modelo numérico se estimó hasta 51 cm de desplazamiento asociado a una resistencia lateral de 77 Tn. En el ensayo se obtuvo un desplazamiento menor debido a una falla en los pernos de anclaje del marco de acero, sin embargo, hasta este punto se observan resultados casi similares entre el pórtico ensayado y la curva de capacidad teórica.

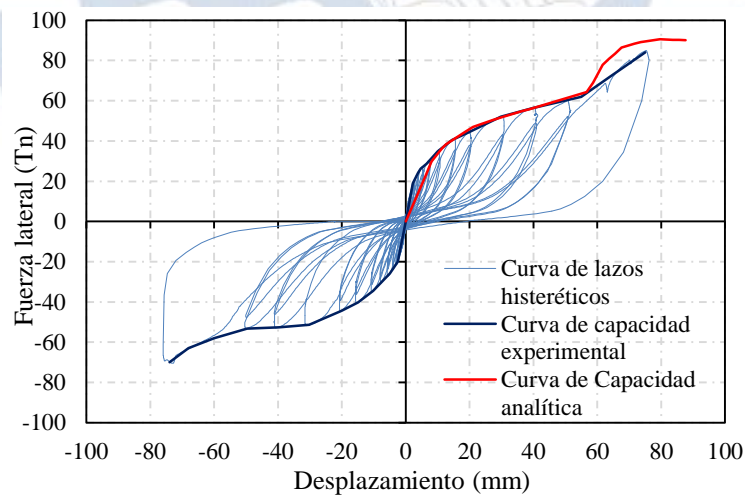
### 3.1.4. Pórtico de ensayo: IMACA

El módulo 780 Pre se refuerza en una columna extrema y la columna con la técnica IMACA (Figura 3.7a). Además, se coloca una junta sísmica entre los elementos estructurales y la tabiquería. Los fierros del muro reforzado IMACA no anclan en la viga de cimentación por lo que solo se considera un empotramiento parcial en la zona inferior del muro (Figura 3.7b).



**Figura 3.7.** Modelamiento de pórtico IMACA

El colapso del pórtico se produciría por la falla por flexión en las columnas laterales, mientras que el muro no entraría en fluencia en ninguno de los extremos al igual que las vigas. Además, la interacción del tabique en el desempeño de la estructura no conllevaría a una falla en la zona superior del muro debido a su elevada capacidad a corte y flexión. En la Figura 3.8 se compara los resultados obtenidos del ensayo del pórtico IMACA con la curva de capacidad obtenida del modelo numérico.



**Figura 3.8.** Comparación de resultado experimental y teórico: MARM

El pórtico IMACA muestra una alta ductilidad y resistencia tanto experimentalmente como analíticamente. La diferencia se presenta en el desplazamiento último, en donde se obtiene 85 cm experimentalmente y 90 cm con la estimación del modelo numérico.



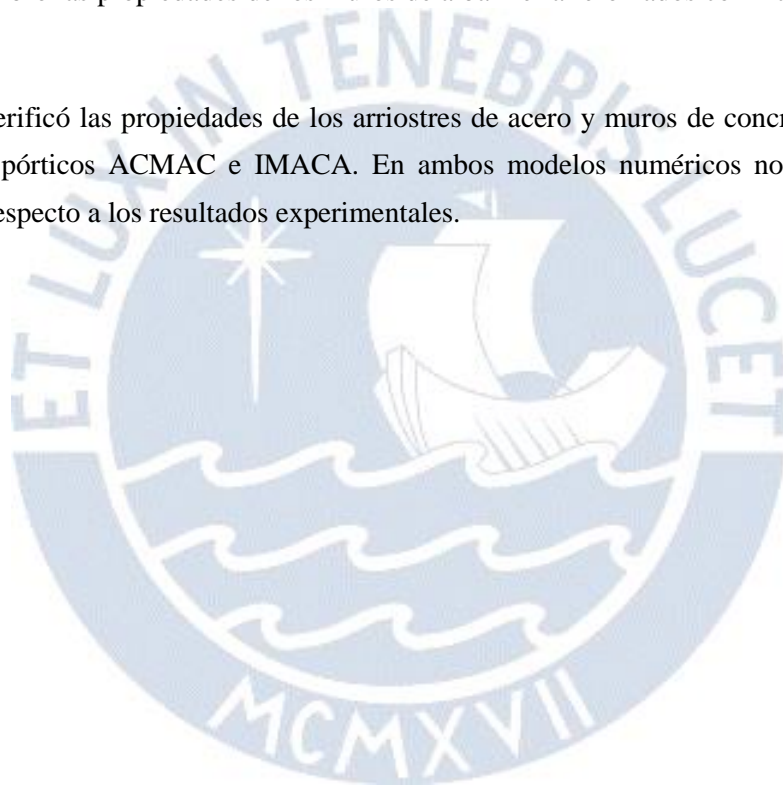
### 3.2. Discusión de resultados

El objetivo de los ensayos cuasi-estáticos era calibrar los modelos numéricos con la estimación del comportamiento no lineal real de los elementos estructurales: (a) Elementos de concreto armado; (b) Muros de albañilería; (c) Muro de albañilería reforzado con mallas; (d) Arriostres de acero; y (e) Muro de concreto armado.

La respuesta analítica del pórtico 780 Pre tuvo una diferencia del 8% en desplazamiento comparada con los resultados obtenidos experimentalmente verificándose y validándose las propiedades no lineales de los elementos de concreto armado y de los muros de albañilería.

La mayor diferencia (14%) en desplazamientos se produjo en los pórticos MARM. Basándose en estos resultados se calibró las propiedades de los muros de albañilería reforzados con mallas hasta igualar la resistencia.

Asimismo, se verificó las propiedades de los arriostres de acero y muros de concreto armado con los ensayos de los pórticos ACMAC e IMACA. En ambos modelos numéricos no se llegó al 8% de diferencia con respecto a los resultados experimentales.



## CAPÍTULO 4:

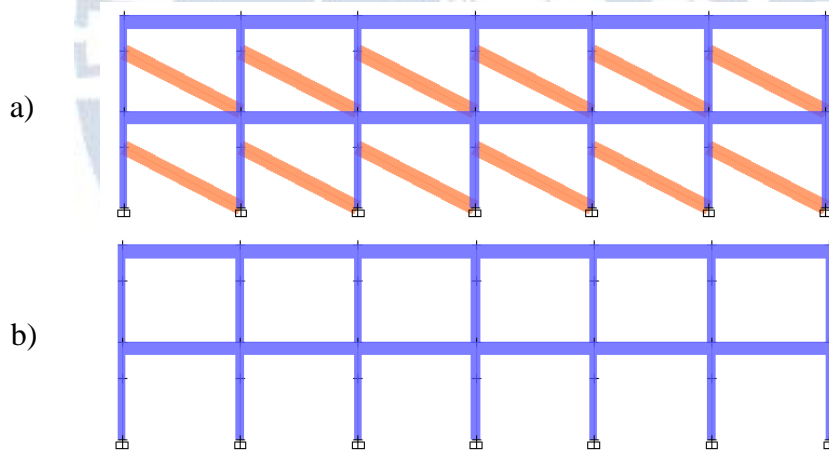
# DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En este capítulo se presenta la estimación del desempeño sísmico de la edificación actual y de la edificación reforzada con las tres técnicas mencionadas en el capítulo 2. Con ese fin se realiza un análisis estático no lineal (PUSHOVER) para cada una de las edificaciones mencionadas. Además, se propone los objetivos de desempeño para el plan de reforzamiento.

### 4.1. Desempeño sísmico del módulo 780 PRE

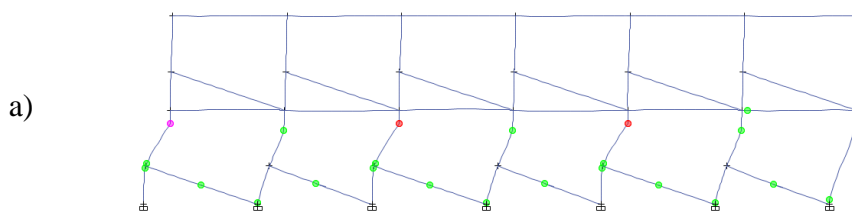
#### 4.1.1. Dirección longitudinal

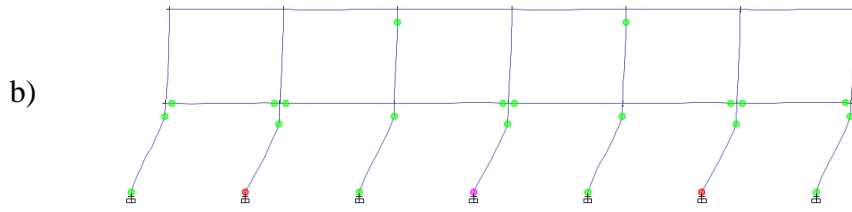
Para evaluar esta dirección se realizaron dos modelos: (a) sin considerar junta sísmica; y (b) considerando una adecuada junta sísmica. La Figura 4.1 muestra los dos modelos desarrollados en el programa ETABS 2015 para estimar el comportamiento de la estructura actual.



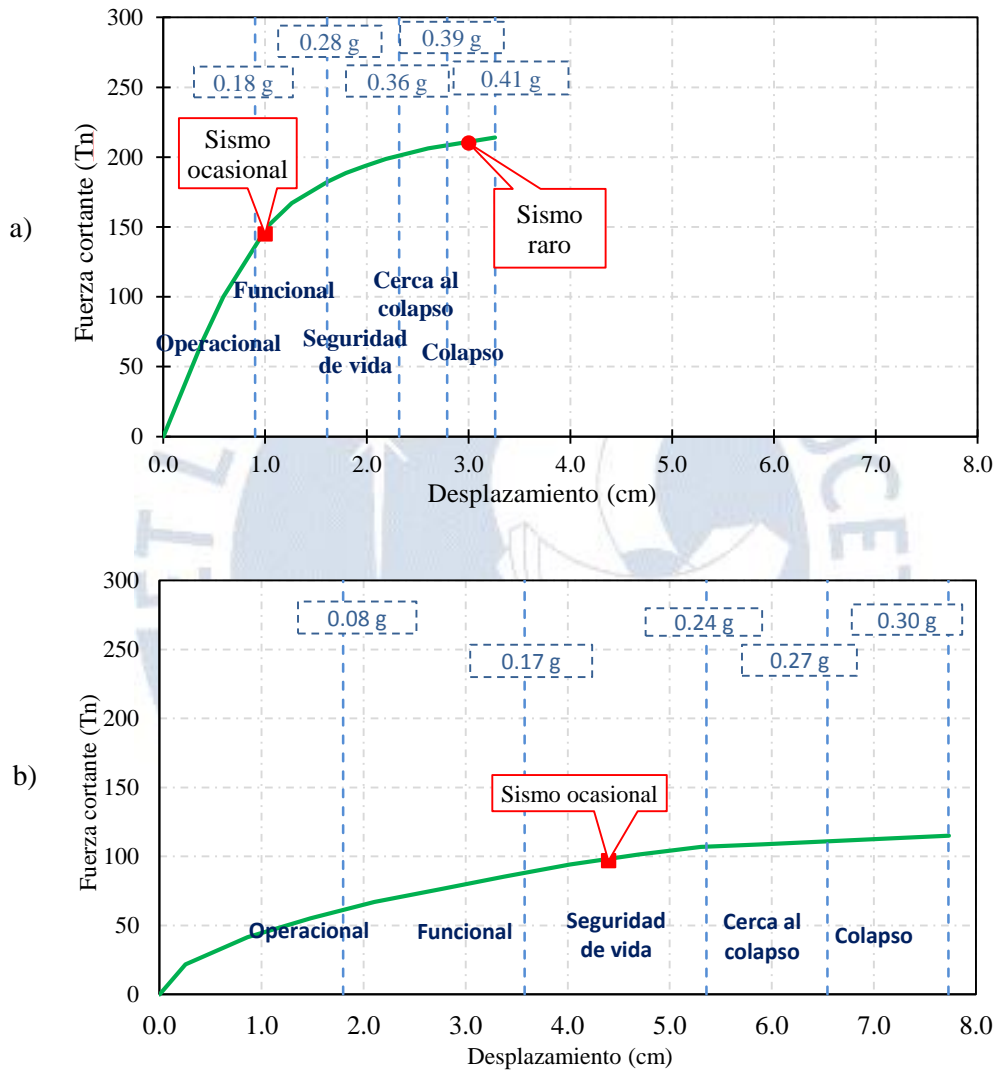
**Figura 4.1.** Modelo del módulo 780 PRE: (a) sin junta sísmica; y (b) con junta sísmica.

En la Figura 4.2 se muestra el mecanismo de falla de la estructura 780 PRE con y sin juntas adecuadas. Además, en la Figura 4.3 se presenta la curva de capacidad obtenida para las estructuras 780 PRE.





**Figura 4.2.** Mecanismo de colapso de colegio 780 PRE:  
(a) sin junta sísmica; y (b) con junta sísmica.



**Figura 4.3.** Curva de capacidad sectorizada del módulo 780-Pre:  
(a) sin junta sísmica; y (b) con junta sísmica.

La estructura con las juntas adecuadas (sistema dúctil) presenta un sistema muy flexible para acciones sísmicas. La falla de la estructura es debido a la falla de las columnas del primer piso por flexión. En la estructura actual sin junta sísmica (sistema frágil) la falla se presenta en la altura libre de las columnas del primer piso. La falla se da por corte en estas columnas.

El análisis de desplazamiento incremental de la estructura actual sin juntas adecuadas (interacción con los tabiques) estima que el ingreso al régimen inelástico de la estructura actual se produce por

agrietamiento en la zona de columnas cortas y para un desplazamiento del orden de 11 mm. La capacidad máxima de carga de 214 ton, se alcanza para el máximo desplazamiento lateral de azotea de 37 mm (Figura 4.3). La falla está relacionada a la ruptura de tracción diagonal en las columnas cortas.

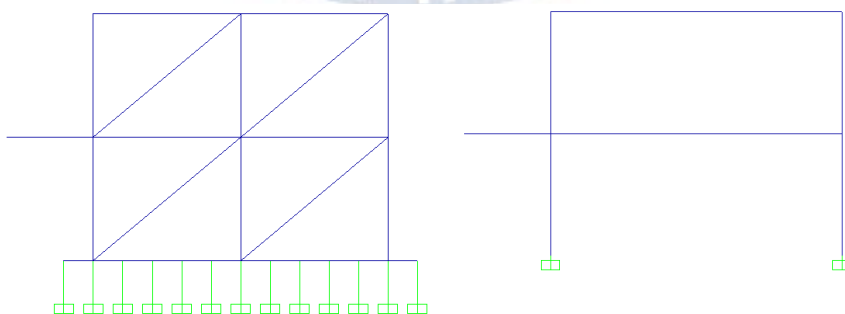
En cambio, la estructura con juntas sísmicas adecuadas alcanza el estado inelástico a un desplazamiento efectivo de 1.80 cm relacionado a una fuerza cortante de 62 Tn. La resistencia máxima para este caso es 115 Tn asociada a un desplazamiento máximo de 7.73 cm.

Los resultados indican la estructura actual sin juntas adecuadas tendría un mejor desempeño sísmico que la estructura con juntas sísmicas adecuadas. La aceleración (PGA) de falla del primer caso llega a 0.41 g mayor al segundo que llega a 0.30 g. La resistencia máxima alcanzada para el módulo actual llega a 214 Tn, en cambio la estructura con solo pórticos llegaría solamente a 115 Tn, indicando que el aporte de la tabiquería a la resistencia por corte es de aproximadamente 99 Tn. El gran problema de la estructura actual es su falla por corte que genera una baja ductilidad comparada con la estructura con sólo pórticos.

Se evaluó el desempeño sísmico para los dos niveles de peligro sísmico considerados (ocasional y raro). Los resultados de este estudio muestran que un sismo ocasional ( $PGA = 0.20$  g) ocasionaría que la estructura alcance un nivel de daño funcional, mientras que para un sismo raro ( $PGA = 0.45$  g) la estructura ya habría colapsado. Además de los puntos de demanda para los dos niveles de peligro anotados, se calcularon las aceleraciones pico del suelo asociadas a los desplazamientos que definen los cambios en los estados de daño. Estos valores se indican en la curva de capacidad.

#### 4.1.2. Dirección transversal

El sistema sismorresistente de la dirección transversal es bueno, sin embargo, la cimentación no es la adecuada para soportar las cargas de compresión y tracción generadas por la acción sísmica. Basado en esto, se modeló la estructura considerando el efecto del suelo. Para esto se consideró una estructura sobre suelo con capacidad admisible de  $1 \text{ kg/cm}^2$  y una capacidad sísmica de  $2 \text{ kg/cm}^2$ . En la Figura 4.4 se muestra los modelos utilizados para los sistemas resistentes a momento de la dirección transversal.



**Figura 4.4.** Modelo de dirección transversal del módulo 780 PRE.

En esta dirección se incluyó el efecto del suelo sobre el comportamiento de la estructura con elementos tipo LINK. Estos elementos representan la capacidad del suelo a esfuerzos de compresión y tracción. En la Figura 4.5 se muestra el mecanismo de falla de la estructura 780 PRE en su dirección transversal.

Los muros de los extremos comenzarían a sufrir deformaciones no esperadas por la poca capacidad de la cimentación, entonces los pórticos longitudinales serían los que se encargarían de soportar esta estabilidad del elemento, pero llegaría el punto donde ya no podría soportar más y todo el edificio fallaría. En la Figura 4.6 se presenta la curva de capacidad obtenida.

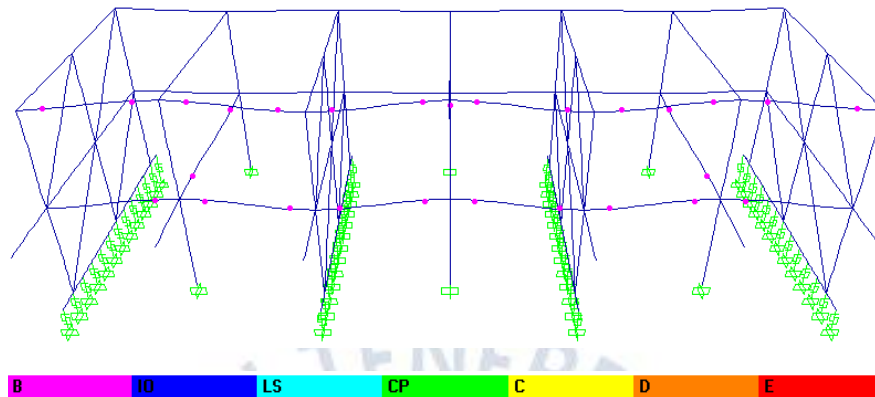


Figura 4.5. Mecanismo de colapso de módulo

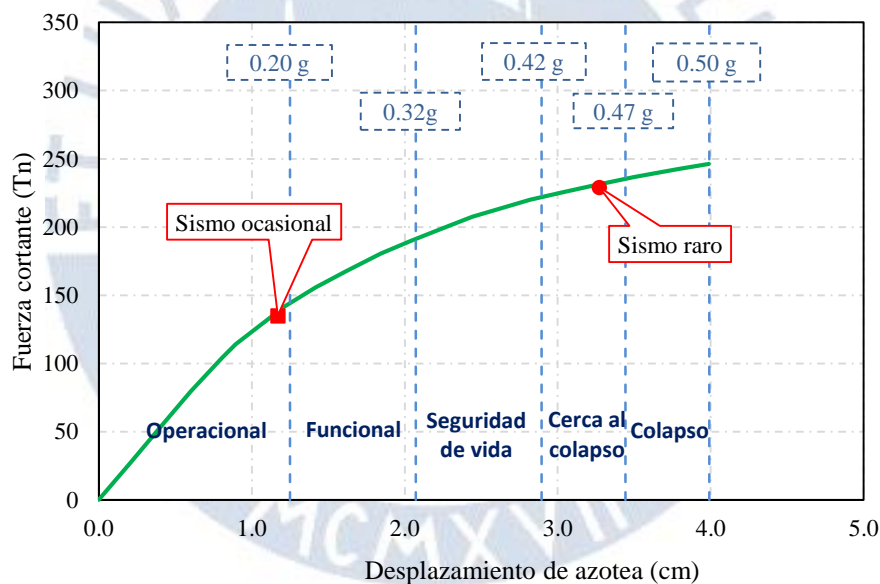


Figura 4.6. Curva de capacidad de la estructura: dirección transversal

Los resultados indican la estructura llegaría a un desplazamiento máximo de 4.10 cm asociado a una resistencia máxima de 246 Tn. Esta resistencia no llega a la capacidad máxima de la estructura debido a que la estructura comienza a rotar antes de que los muros de albañilería entren en su etapa inelástica.

El desplazamiento de fluencia efectiva está asociado a un PGA de 0.20 g y el desplazamiento máximo sería con un PGA de 0.50g. Además, en el gráfico se observa que un PGA de 0.20 g (sismo ocasional) ocasionaría que la estructura alcanzara un nivel de daño operacional, mientras que para un sismo de 0.45g (sismo raro) la estructura ya estaría llegando al colapso.

### 4.1.3. Matriz de desempeño

La Tabla 4.1 resume los resultados del análisis de desempeño. Los cuadros de color rojo indican el desempeño de la estructura antes los dos niveles de peligro sísmico mencionados y el color celeste indica el desempeño esperado para una edificación esencial.

**Tabla 4.1.** Matriz de Desempeño del Módulo 780 Pre

Tipo 780 PRE <span style="color: red;">■</span> Estructura esencial <span style="color: blue;">■</span>		Estado de daño				
		Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Prevención al colapso	Colapso
Nivel de intensidad sísmica	Sismo ocasional PGA = 0.20 g					
	Sismo raro PGA = 0.45 g					

Como se observa, el desempeño en un sismo ocasional podría calificarse como aceptable para una edificación común, más no así para una edificación educativa. En cuanto al desempeño en un sismo raro, el comportamiento sería inaceptable aun si se tratara de una edificación común.

### 4.2. Curvas de capacidad del módulo 780 PRE reforzado

En este acápite se hace una aproximación al desempeño que se podría lograr para el módulo 780 PRE reforzado con las tres técnicas de reforzamiento mencionadas en el capítulo 2. Las tres soluciones constan de tres fases:

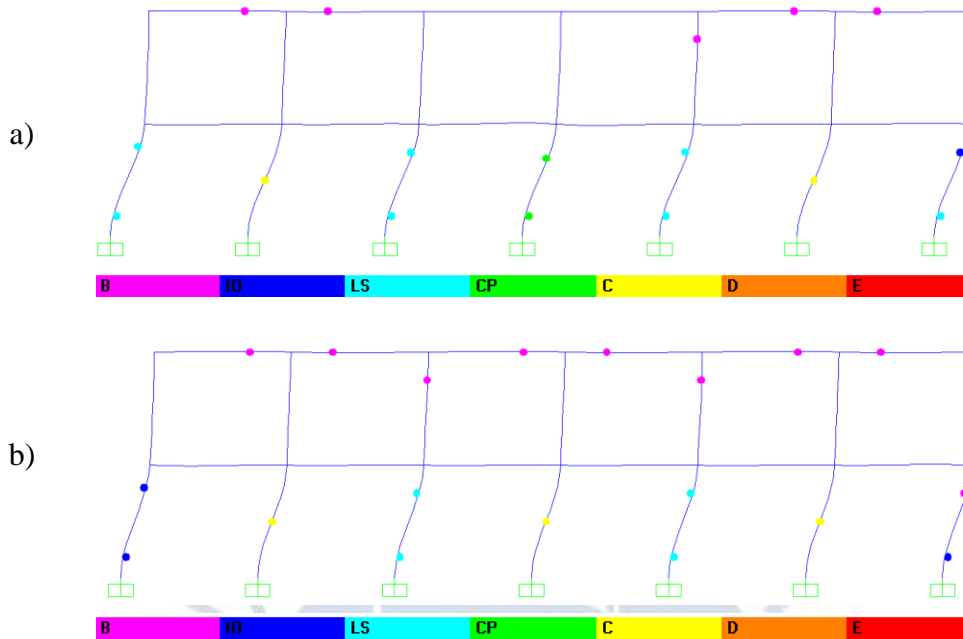
- ❖ Primera fase: El objetivo es alcanzar el desempeño de una estructura común en la dirección longitudinal.
- ❖ Segunda fase: El objetivo es alcanzar el desempeño de una estructura esencial en su dirección longitudinal.
- ❖ Tercera fase: Esta fase tiene como objetivo reforzar la dirección transversal con el objetivo de llegar al desempeño adecuado.

Las tres técnicas de reforzamiento tienen el mismo objetivo, pero tratan de soluciones distintas. La tercera fase de reforzamiento es la misma para las soluciones planteadas, teniendo como objetivo el reforzamiento de la dirección transversal.

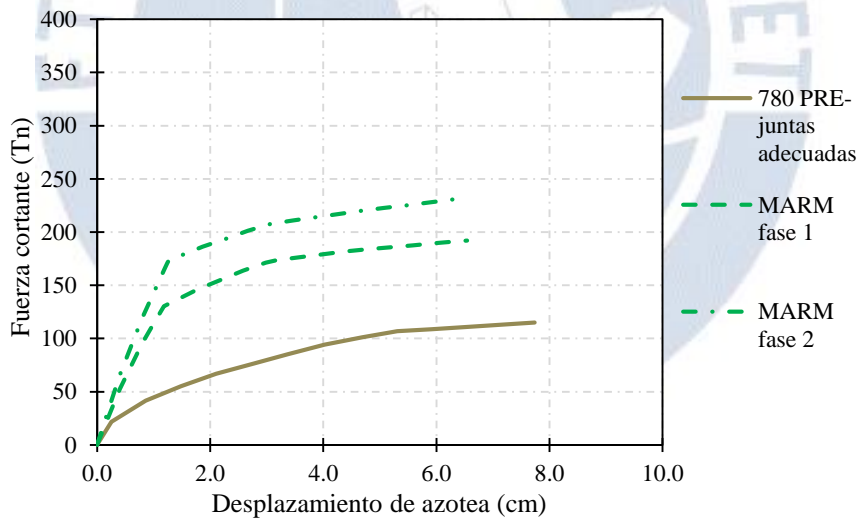
#### 4.2.1. Curva de capacidad: MARM fase 1 y 2

El mecanismo de colapso de la estructura reforzada MARM (Figura 4.7) está asociado a la falla del elemento compuesto de reforzamiento dado que no es un elemento tan dúctil como las columnas de concreto armado. Sin embargo, este elemento es el responsable del incremento de rigidez y resistencia

de la estructura. En la Figura 4.8 se muestra la curva de capacidad obtenida para las dos fases de reforzamiento.



**Figura 4.7.** Mecanismo de colapso de estructura reforzada MARM: (a) Fase 1; y (b) Fase 2.



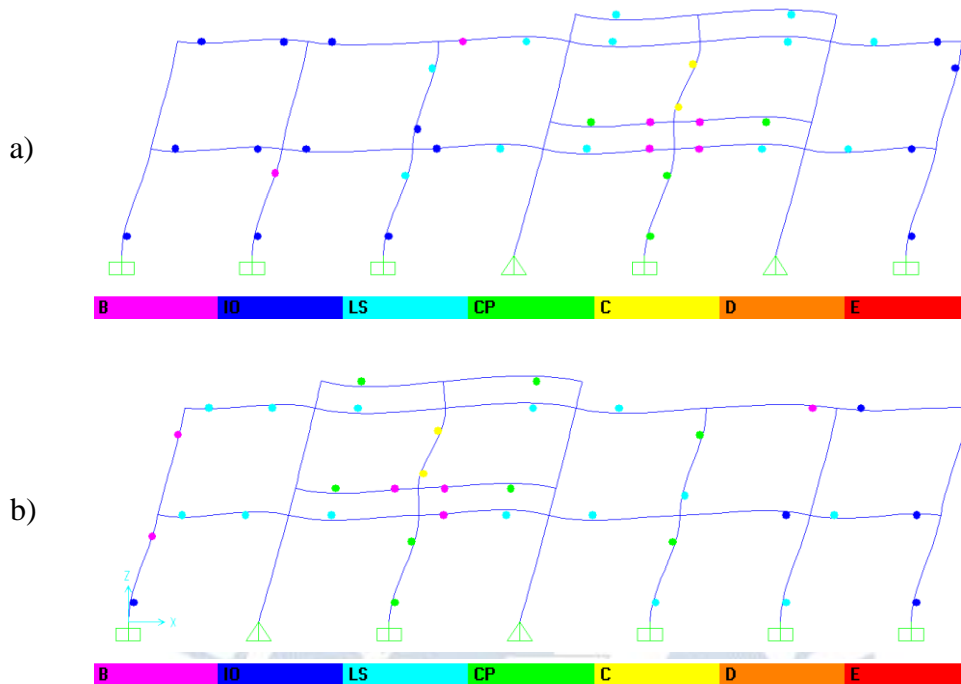
**Figura 4.8.** Curva de capacidad de la estructura reforzada MARM

MARM aumenta la resistencia lateral de 115 Tn hasta 192 Tn y 231 Tn para la primera y segunda fase de reforzamiento, respectivamente. En desplazamientos se llega hasta 6.50 cm en ambas fases de reforzamiento, menor a la estructura sin reforzar como era de suponerse.

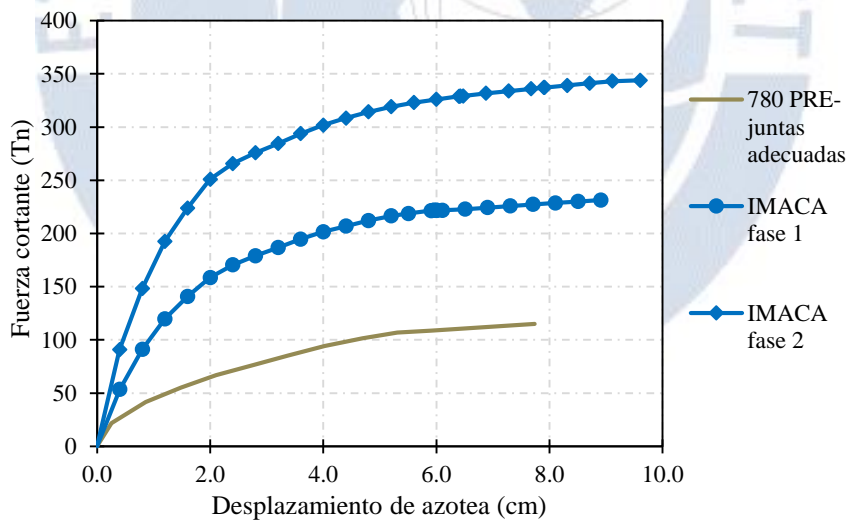
#### 4.2.2. Curva de capacidad: IMACA fase 1 y 2

El mecanismo de colapso de la estructura reforzada IMACA (Figura 4.9) está relacionado a la falla de los elementos de reforzamiento. La columna nueva sería la causante de la falla global de la estructura, esto debido a que en el segundo piso sólo tiene una altura libre de 1.75 m que reduciendo la capacidad

de desplazamiento del segundo piso. En la Figura 4.10 se muestra la curva de capacidad obtenida para las dos fases de reforzamiento.



**Figura 4.9.** Mecanismo de colapso de estructura reforzada IMACA: (a) Fase 1; y (b) Fase 2.



**Figura 4.10.** Curva de capacidad de la estructura reforzada IMACA

La técnica IMACA incrementa de gran forma la resistencia lateral de la estructura llegando a 231 Tn y 343 Tn para la primera y segunda fase de reforzamiento, respectivamente. La estructura reforzada concentra la rigidez y resistencia en los elementos de refuerzo produciéndose la falla también en estos elementos. En desplazamientos se llega hasta 8.90 cm y 9.60 cm en la primera y segunda fase, respectivamente.



### 4.2.3. Curva de capacidad: ACMAC fase 1 y 2

En la técnica de reforzamiento ACMAC los elementos de acero incrementan la rigidez y resistencia de la estructura. El mecanismo de colapso de la estructura reforzada con esta técnica (Figura 4.11) está relacionado a la falla de las columnas del primer y segundo piso.

En la primera fase solo se refuerza el primer piso de la edificación, por lo que la falla se produce en el segundo piso. En esta fase no se produce un aumento significativo de la resistencia debido a que un piso sigue manteniendo la esencia de la estructura antigua. En la segunda fase se refuerza también el segundo piso por lo que la falla se reparte en ambos pisos. El problema en la segunda fase es que la carga axial disminuye la ductilidad de las columnas generando la falla en el primer piso. En la Figura 4.12 se muestra la curva de capacidad obtenida para las dos fases de reforzamiento.

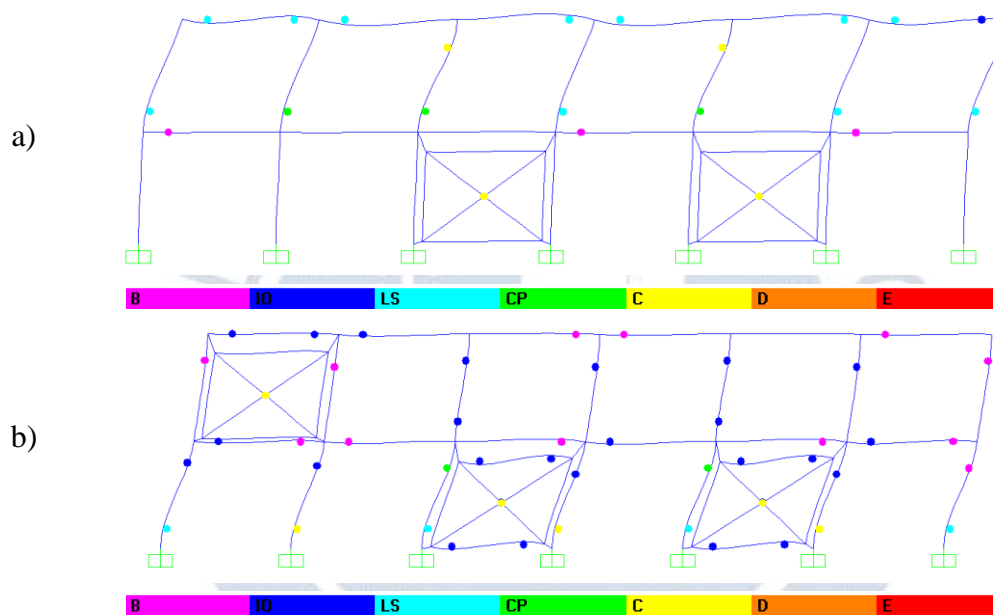


Figura 4.11. Mecanismo de colapso de estructura reforzada ACMAC: (a) Fase 1; y (b) Fase 2.

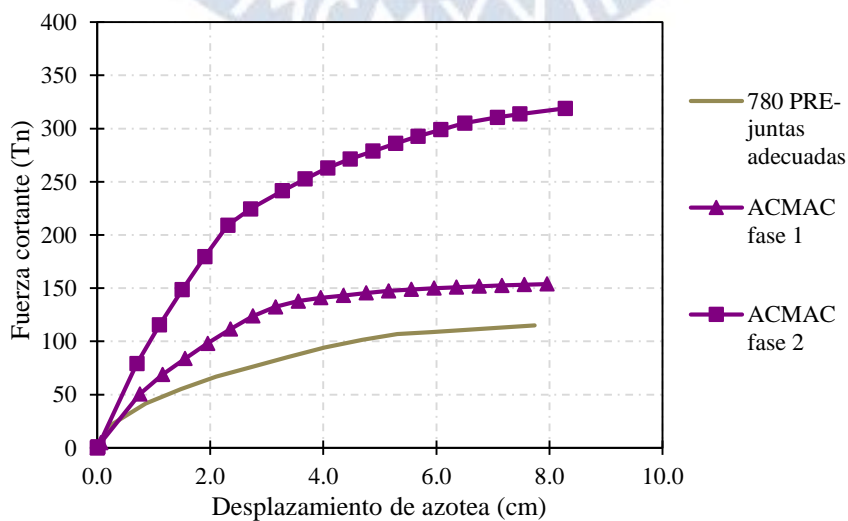
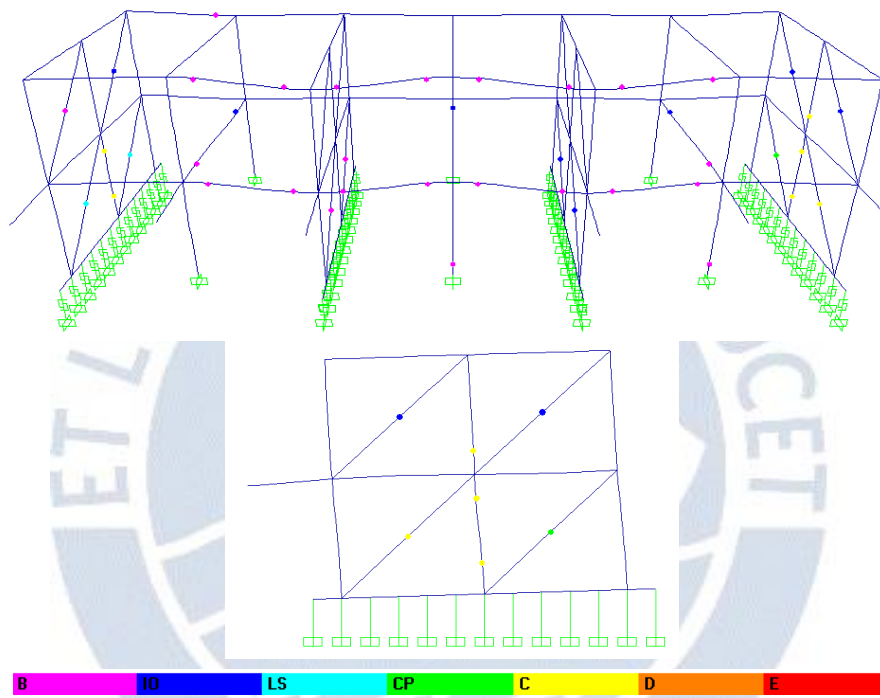


Figura 4.12. Curva de capacidad de la estructura reforzada ACMAC

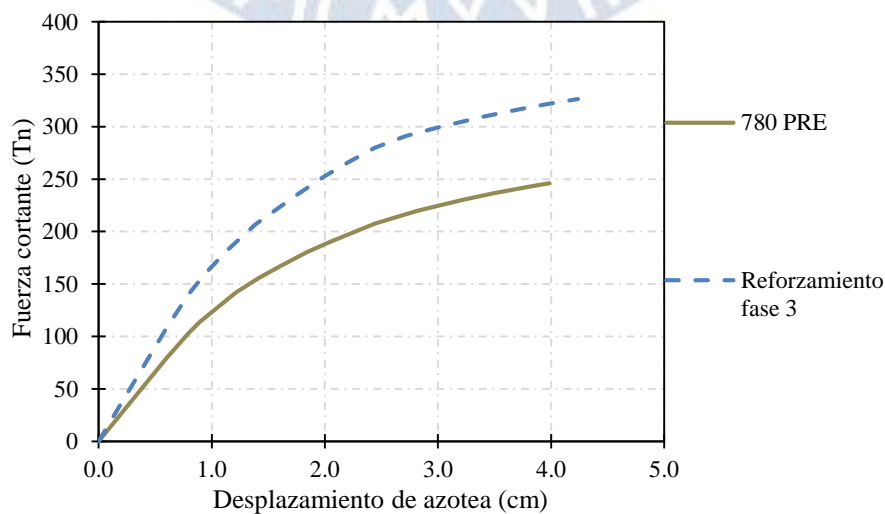
ACMAC incrementa la resistencia lateral de la estructura a 154 Tn y 319 Tn para la primera y segunda fase de reforzamiento, respectivamente. La estructura reforzada llegaría a un desplazamiento de 8.00 cm y 8.30 cm en la primera y segunda fase, respectivamente.

#### 4.2.4. Curva de capacidad: MARM, ACMAC y IMACA fase 3

Esta fase de reforzamiento tiene como objetivo mejorar el desempeño en la dirección transversal. El mecanismo de colapso cambia con el refuerzo de las zapatas, permitiendo que los muros desarrollen su fuerza lateral de diseño y asociándose la falla de la estructura a estos elementos (Figura 4.13). En la Figura 4.14 se muestra la curva de capacidad obtenida.



**Figura 4.13.** Mecanismo de colapso de la estructura reforzada



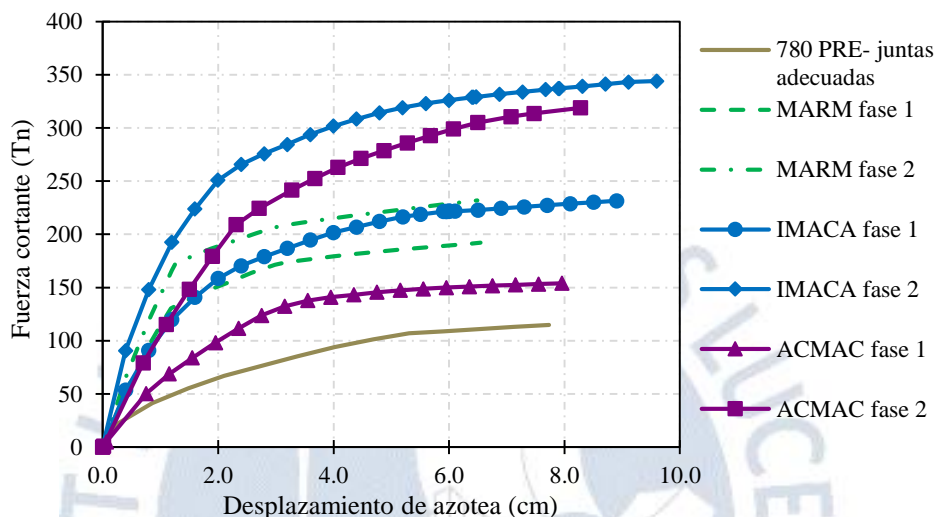
**Figura 4.14.** Curva de capacidad de la estructura reforzada

El reforzamiento mejora el desempeño de la estructura subiendo la resistencia máxima hasta 326 Tn asociado a un desplazamiento de 4.24 cm.

### 4.3. Desempeño sísmico de la estructura reforzada

#### 4.3.1. Dirección longitudinal

La Figura 4.15 presenta las curvas de capacidad obtenidas para las tres opciones de reforzamiento mencionadas.



**Figura 4.15.** Curvas de capacidad de la estructura reforzada (dirección longitudinal).

El módulo 780 PRE con la tabiquería adecuadamente aislada tendría un rango inelástico importante, pero una resistencia y una rigidez inadecuadas. Esta estructura no cumple con el desempeño adecuado de una estructura esencial. Sin embargo, las tres técnicas de reforzamiento permiten incrementar la resistencia de la estructura y prácticamente mantener el rango de desplazamientos inelásticos que tendría el módulo 780 Pre con juntas adecuadas. La solución con mejor desempeño sísmico sería la estructura reforzada con la técnica IMACA. La solución ACMAC también demuestra una gran mejora en el desempeño. En cambio, MARM tiene el desempeño más bajo de las técnicas en estudio.

Para la evaluación del desempeño sólo se consideraron los niveles de peligro sísmico ocasional y raro. La Tabla 4.2 muestra el desempeño de las cuatro alternativas de reforzamientos analizados.

**Tabla 4.2.** Desempeño de las tres alternativas de reforzamiento: dirección longitudinal

Tipo 780 Pre Estructura esencial		Estado de daño				
		Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Prevención al colapso	Colapso
Nivel de intensidad sísmica	Sismo ocasional PGA = 0.20 g	2	1			
	Sismo raro PGA = 0.45 g		2	1		

Las tres técnicas de reforzamiento cumplen con el objetivo de alcanzar el desempeño de una estructura esencial. Con la primera intervención se podría lograr estados de Resguardo de vida y Funcional para los sismos raros y ocasionales respectivamente. Con la segunda intervención se lograría un desempeño Funcional y Operacional para los niveles de sismo considerados.

### 4.3.2. Dirección transversal

Con la tercera fase de reforzamiento también se cumple con el objetivo planteado: llegar a un estado operacional ante un sismo ocasional y a un estado funcional para un sismo raro. En la Tabla 4.3 se presenta la matriz de desempeño de la dirección transversal.

**Tabla 4.3.** Desempeño de las tres alternativas de reforzamiento: dirección transversal

Tipo 780 Pre Estructura esencial		Estado de daño				
		Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Prevención al colapso	Colapso
Nivel de intensidad sísmica	Sismo ocasional PGA = 0.20 g	3				
	Sismo raro PGA = 0.45 g		3			



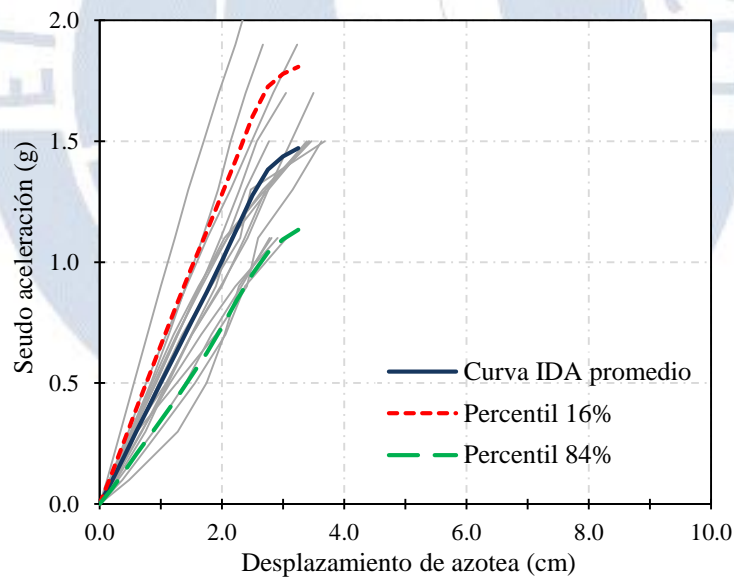
## CAPÍTULO 5:

# DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

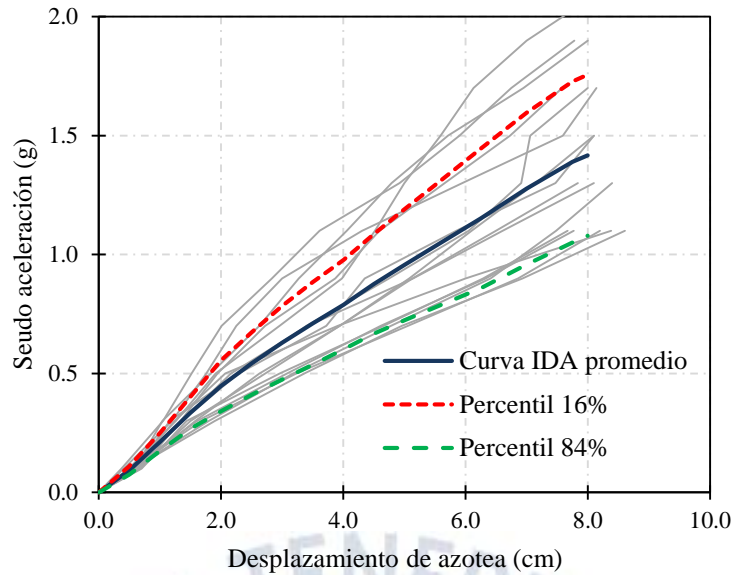
### 5.1. Curvas IDA de estructura actual

El mecanismo de colapso (fuerza de los elementos y desplazamiento de falla) obtenido para la estructura actual fue similar al obtenido mediante el análisis PUSHOVER. En las Figura 5.1 y Figura 5.2 se presentan las curvas IDA obtenidas para la estructura actual sin juntas sísmicas y con una junta sísmica adecuada. Además, se muestra las curvas IDA promedio y las curvas de confiabilidad 16% y 84%.

Las figuras muestran que la estructura actual llega al colapso a un desplazamiento de aproximadamente 3.2 cm relacionado a una pseudo-aceleración de 1.47 g. La estructura con juntas sísmicas adecuadas tiene una mayor ductilidad llegando a un desplazamiento de 8.0 cm asociado a un nivel de demanda menor de 1.42 g. Éstos resultados demuestran que la alta flexibilidad de la estructura es un grave problema que generaría una falla a los mismos bajos niveles de demanda sísmica que la estructura actual.



**Figura 5.1.** Curvas IDA de la estructura 780 Pre con juntas adecuadas



**Figura 5.2.** Curvas IDA de la estructura 780 PRE sin junta sísmica

De las curvas IDA presentadas se puede observar lo siguiente:

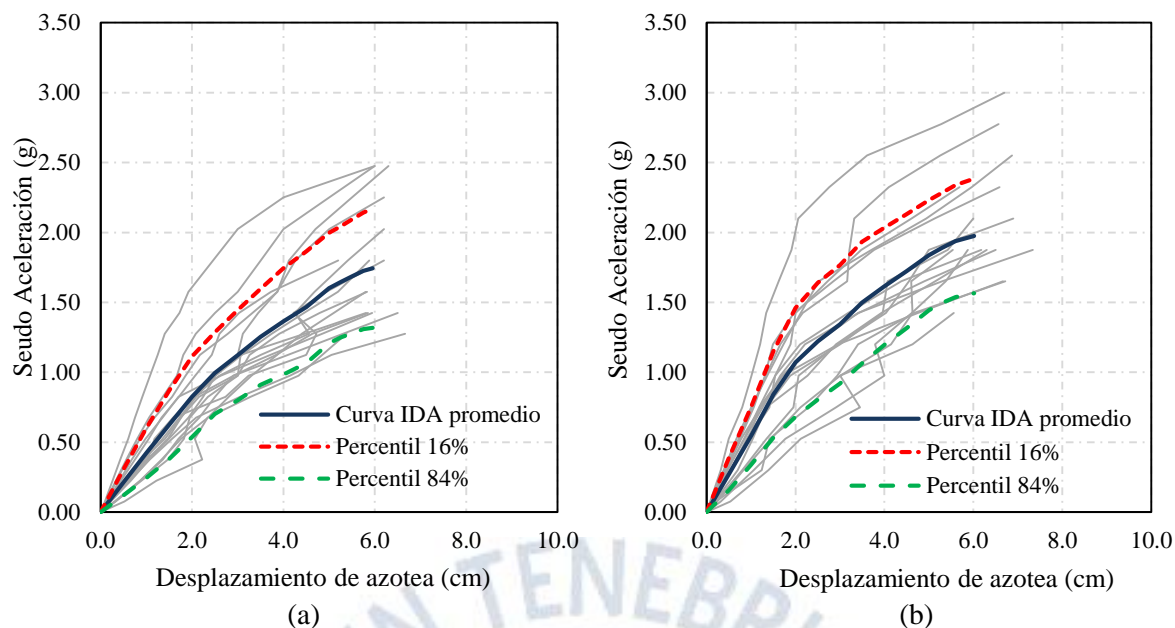
- ❖ Cada registro sísmico tiene una rigidez inicial única, muy parecida a la rigidez elástica de la estructura. Además, se observó que la mayoría de curvas presenta una caída de rigidez que se debe a la incursión en el rango inelástico.
- ❖ Algunos registros mantienen una pendiente constante a lo largo de la demanda incremental, mientras que otros presentan una “platea” o en otros casos se presenta el fenómeno de la “resurrección”.
- ❖ Se comprueba que es posible plantear una respuesta probabilística ya que todas las curvas tienen respuestas muy parecidas.

## 5.2. Curvas IDA del módulo 780 PRE reforzado

### 5.2.1. Desempeño sísmico: MARM

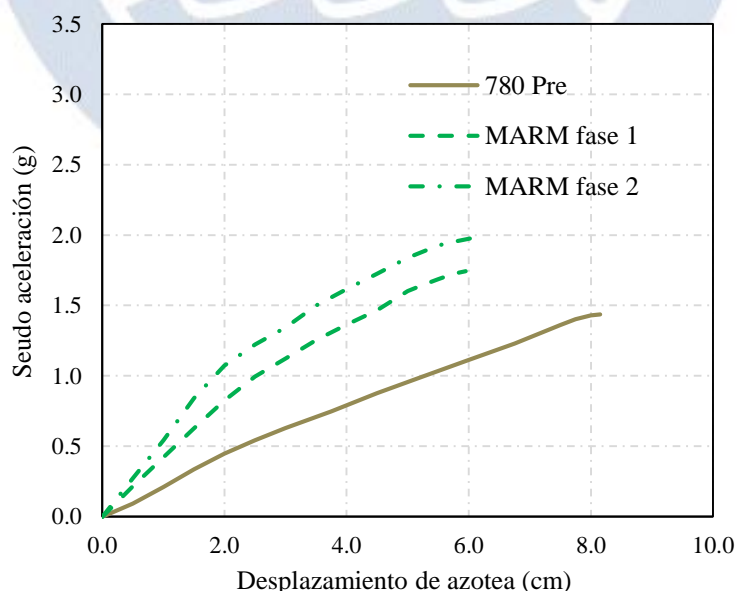
La característica de la técnica de reforzamiento MARM es permitir que la estructura disipe energía sísmica por medio de los elementos de concreto (similar a la estructura actual 780 PRE) y los elementos de refuerzo compuestos de albañilería.

En la Figura 5.3 se presenta las curvas IDA obtenidas para esta técnica en las dos etapas de reforzamiento.



**Figura 5.3.** Curvas IDA de la técnica MARM: (a) fase 1; y (b) fase 2.

Las curvas presentan una mayor dispersión que las obtenidas para la estructura actual 780 PRE. Considerando una confiabilidad del 50%, la estructura reforzada MARM llegaría a la falla a una pseudo-aceleración de 2.32 g con un desplazamiento de 6.0 cm en la primera fase. En la segunda fase sólo se observa un aumento de la pseudo-aceleración relativa a la falla llegando hasta 2.63 g. En la Figura 5.4 se compara las curvas IDA obtenidas para la estructura actual y para la estructura reforzada MARM en las dos fases de intervención. Es notable el aumento de rigidez inicial de con el reforzamiento llegándose al triple y al cuádruple de la rigidez de la estructura 780 Pre.



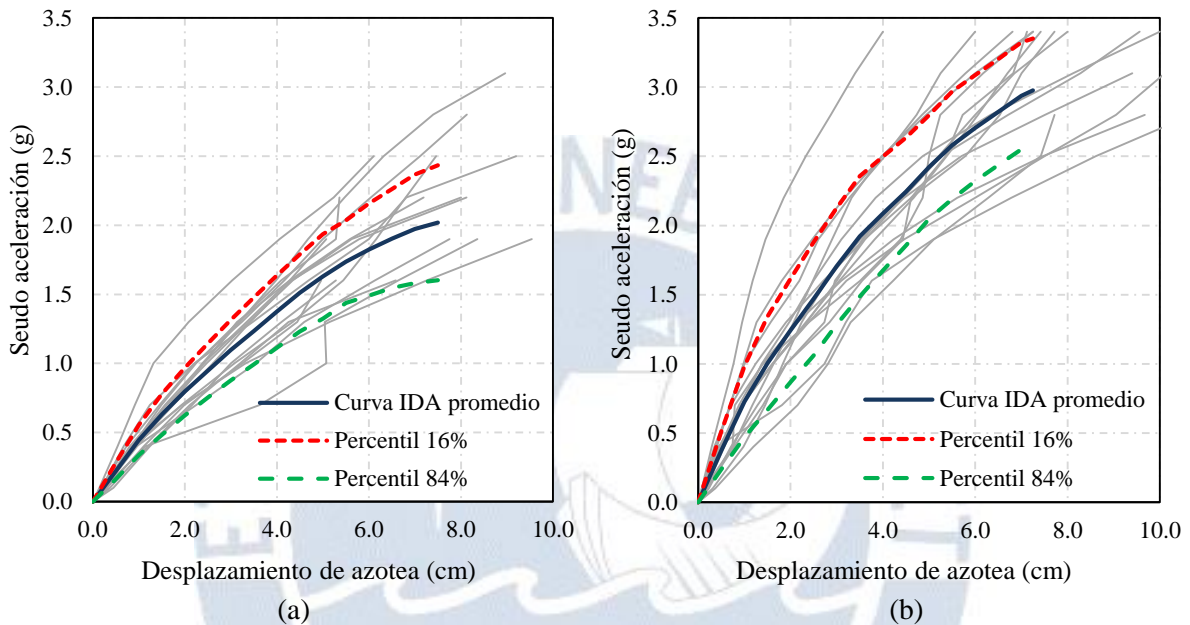
**Figura 5.4.** Comparación de curvas IDA de la estructura actual reforzada MARM

Del gráfico se puede obtener que la rigidez secante final para la estructura reforzada MARM para las dos fases de intervención es aproximadamente el 65% de la rigidez inicial ( $T = 0.25$  seg. a  $0.56$  seg.) en

la primera fase de intervención, en la segunda fase el periodo inicial es 0.22 seg. llegando a 0.53 seg. en el momento de falla global de la estructura.

### 5.4.2. Desempeño sísmico: IMACA

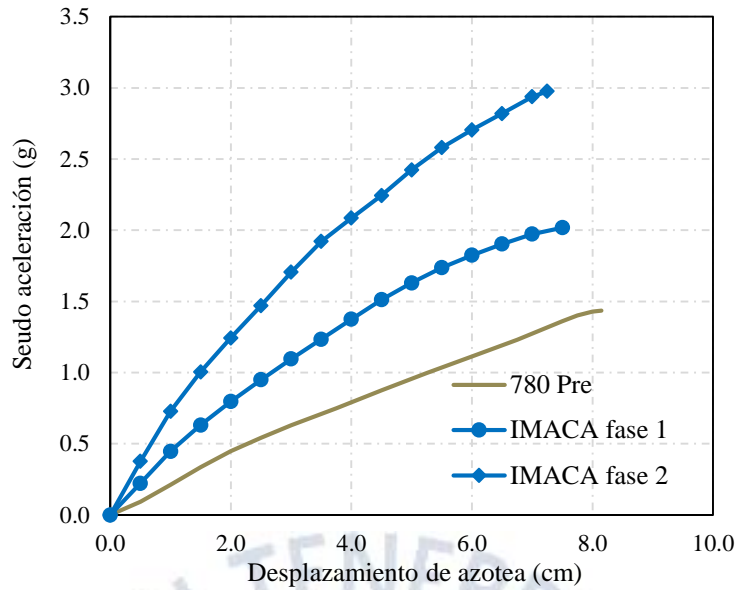
Esta técnica de reforzamiento tiene la característica de disipar energía por medio de los elementos de concreto armado (antiguos y nuevos) contando con el beneficio que la alta rigidez de los elementos de reforzamiento permite tener una rigidez del sistema alto para controlar desplazamientos. En las Figura 5.5 se presenta las curvas IDA obtenidas para la estructura actual y reforzada con la técnica IMACA.



**Figura 5.5.** Curvas IDA de la técnica IMACA: (a) fase 1; y (b) fase 2.

La estructura reforzada IMACA llegaría a la falla a un desplazamiento de 7.5 cm asociado a una demanda seudo-aceleración de 2.02 g en la primera etapa de reforzamiento. Para la segunda fase se llegaría a una seudo-aceleración de 2.98 g a un desplazamiento de 7.3 cm. En la Figura 5.6 se compara las curvas IDA obtenidas para la estructura actual y para la estructura reforzada IMACA en las dos fases de intervención.

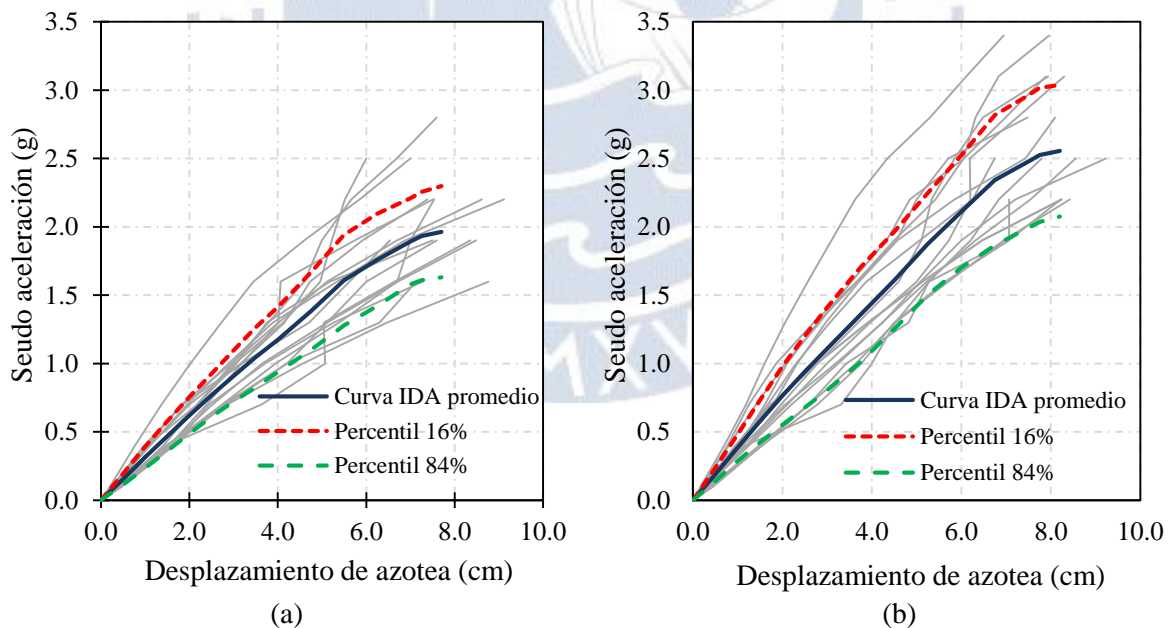




**Figura 5.6.** Comparación de curvas IDA de la estructura actual con la técnica IMACA

**5.4.3. Desempeño sísmico: ACMAC**

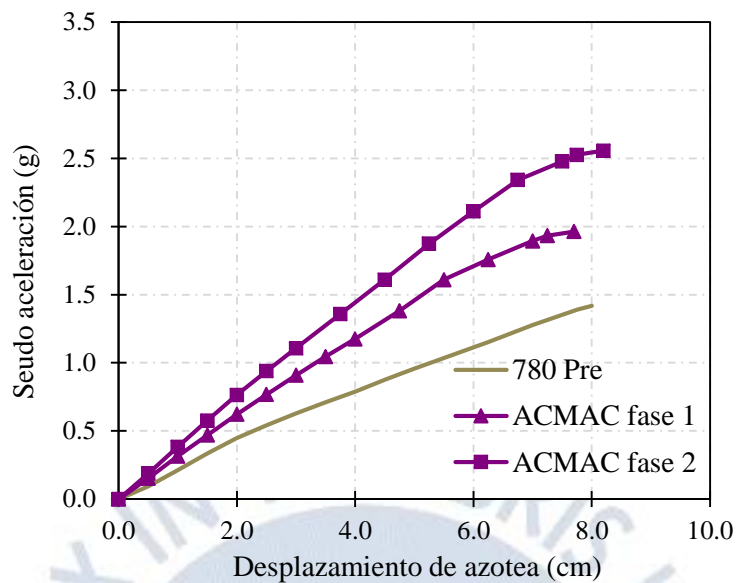
La técnica de reforzamiento ACMAC disipa energía por los elementos de acero y también por los elementos antiguos. Los elementos de reforzamiento permiten tener una rigidez adecuada hasta grandes deformaciones.



**Figura 5.7.** Curvas IDA de la técnica ACMAC: (a) fase 1; y (b) fase 2.

Considerando una confiabilidad del 50%, la estructura reforzada MARM llegaría a la falla a una pseudo-aceleración de 2.32 g con un desplazamiento de 6.0 cm en la primera fase. En la segunda fase sólo se observa un aumento de la pseudo-aceleración relativa a la falla llegando hasta 2.63 g. En la Figura 5.8 se compara las curvas IDA obtenidas para la estructura actual y para la estructura reforzada MARM en las

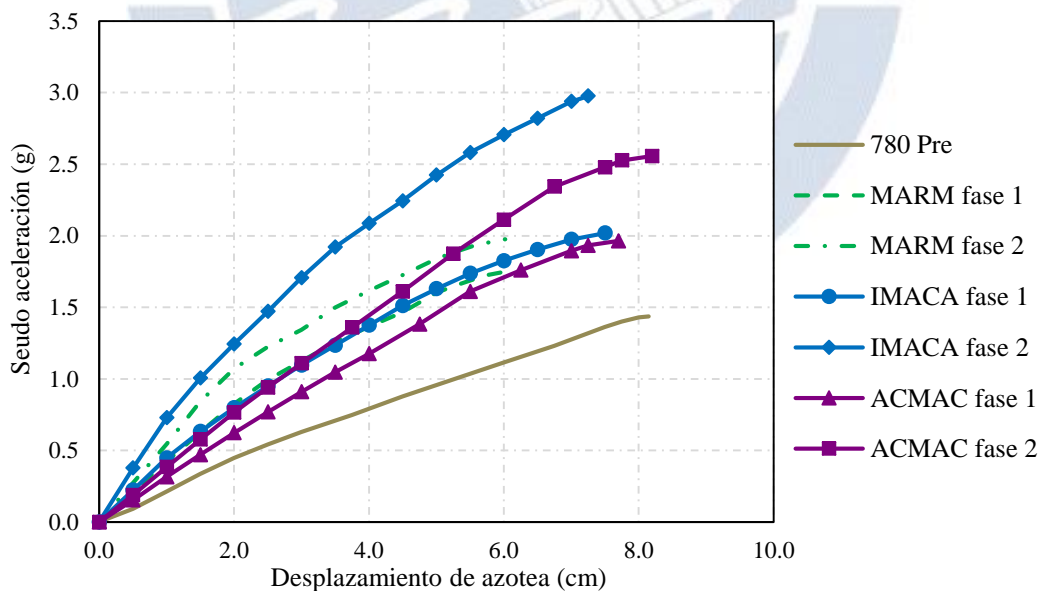
dos fases de intervención. Es notable el aumento de rigidez inicial de con el reforzamiento llegándose al triple y al cuádruple de la rigidez de la estructura 780 PRE.



**Figura 5.8.** Comparación de curvas IDA de la estructura actual con la técnica ACMAC

### 5.5. Desempeño de la estructura reforzada

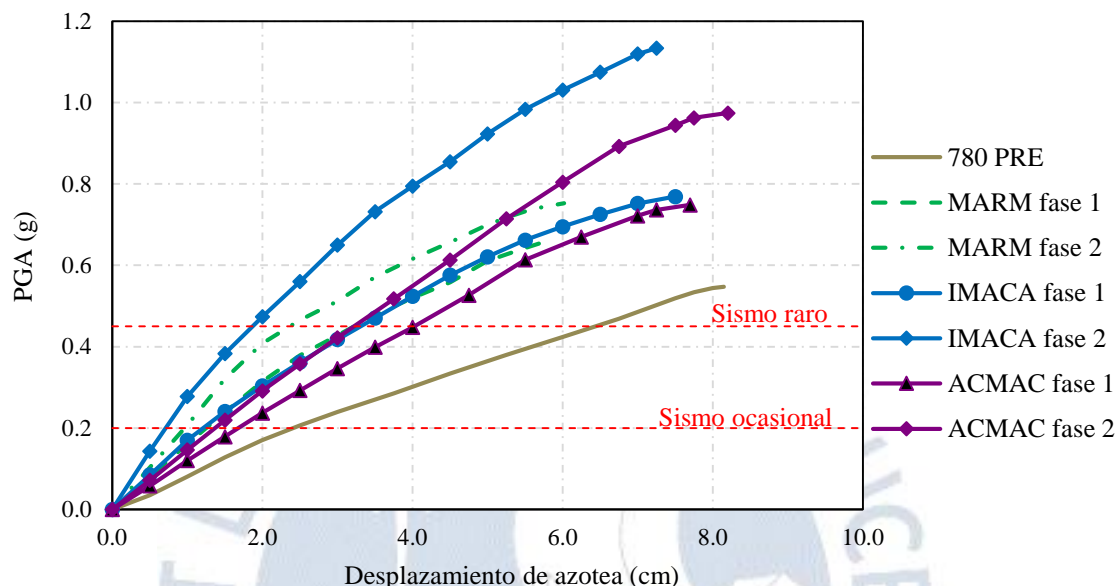
En la Figura 5.9 se presenta las curvas IDA promedio obtenidas para la estructura actual y reforzada con las tres técnicas mencionadas.



**Figura 5.9.** Comparación de curvas IDA

La estructura reforzada con la técnica IMACA es la que tendría un mejor reforzamiento en la primera y segunda fase de reforzamiento. El reforzamiento ACMAC es el reforzamiento que también tendría un buen desempeño según lo planteado y más abajo estaría el reforzamiento MARM.

Se puede relacionar directamente la demanda de pseudo-aceleración de la curva IDA con la aceleración máxima del suelo PGA a partir del espectro de diseño de la norma peruana (Ec. 1). Al tratarse de estructuras con periodos cortos el factor de relación se puede tomar como 2.625 resultante del factor de forma del espectro C igual a 2.5 y del factor de suelo 1.05. En la Figura 5.10 se muestra las curvas IDA con la demanda expresada como la aceleración del suelo mostrando también la demanda relacionada al sismo raro y sismo ocasional.



**Figura 5.10.** Curvas IDA comparativa entre técnicas de reforzamiento

Se observa que con cualquier técnica de reforzamiento se llegaría como máximo a la mitad de desplazamiento para un sismo raro en su segunda fase de intervención. En la Tabla 5.4 siguiente se resume los resultados obtenidos para el sismo ocasional y raro.

**Tabla 5.4.** Estado de estructuras ante sismo raro y ocasional

Intensidad sísmica	% $\Delta u$						
	Estructura 780 PRE	MARM fase 1	MARM fase 2	IMACA fase 1	IMACA fase 2	ACMAC fase 1	ACMAC fase 2
Sismo ocasional	31%	21%	17%	18%	10%	23%	17%
Sismo raro	80%	55%	38%	43%	25%	52%	35%

Según los resultados del análisis IDA, la estructura reforzada con cualquiera de las técnicas estaría en un nivel de desempeño operacional para un sismo ocasional (0.20g) y para un sismo raro (0.45g) se llegaría a un nivel funcional. Los resultados son mejores que los obtenidos mediante el análisis PUSHOVER como era de esperarse ya que el PUSHOVER es un método conservador.

### 5.5. Comparación de métodos IDA y PUSHOVER

El mecanismo de falla estimado para las edificaciones por los métodos PUSHOVER e IDA es similar debido a la regularidad de la estructura (factor de participación del modo principal longitudinal es del 95%). La principal diferencia se enfoca en que el PUSHOVER considera el amortiguamiento de la

estructura dependiendo del tipo de la estructura, en cambio el análisis IDA toma en cuenta también los ciclos de histéresis volviéndose un análisis más detallado.

### 5.5.1. Factor de demanda

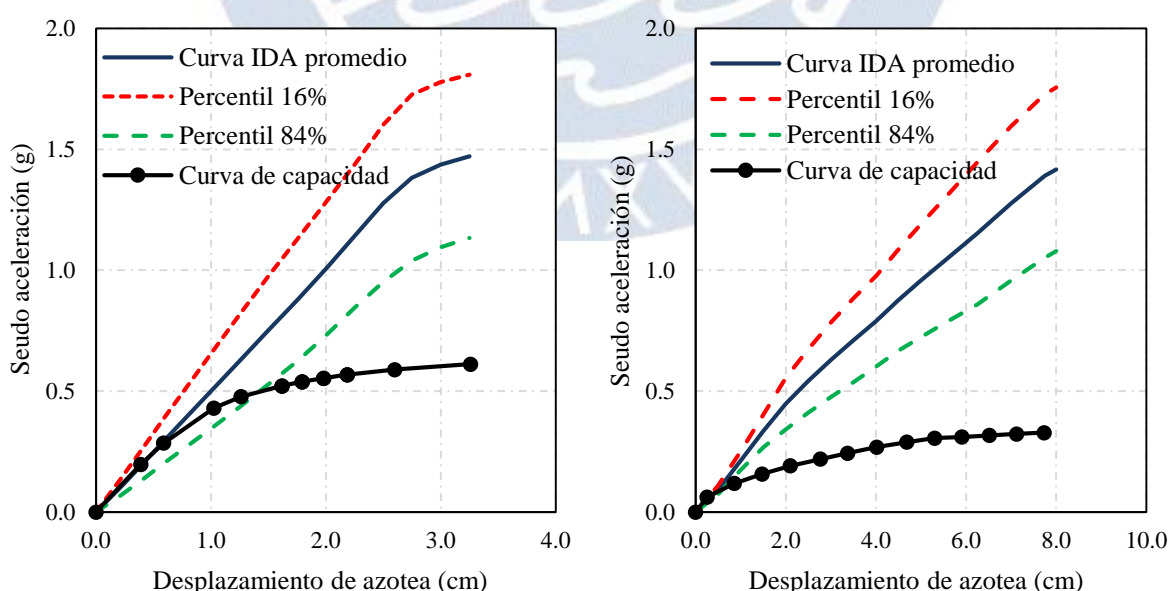
Los métodos PUSHOVER e IDA se presentaron con demandas diferentes. Para el primero caso, la demanda se estableció mediante el espectro peruano para un suelo intermedio (Suelo 2 según Norma E-030), en cambio para el segundo la demanda se relacionó con registros sísmicos escalados. Entonces el índice de demanda para el análisis PUSHOVER se relacionó con un PGA, mientras para el análisis IDA, este se relacionó con una SA relativa al periodo elástico de la estructura.

Mediante la ecuación (1) se puede relacionar directamente la demanda establecida para los dos métodos por tratarse de estructuras con periodos bajos. Entonces se puede considerar los factores del suelo 2 ( $C=2.5$  y  $S=1.05$ ). En la siguiente tabla se resume los valores obtenidos de pseudo-aceleración (SA) y aceleración del suelo (PGA) considerando.

### 5.5.2. Comparación curvas IDA y PUSHOVER

Se puede relacionar también en un mismo gráfico las curvas IDA y las curvas de capacidad. El factor de pseudo-aceleración obtenido se toma como la fuerza cortante basal (obtenida de la curva de capacidad) sobre la masa de la estructura ( $SA = V/M$ ). Esta gráfica solo relaciona en la curva IDA los estados de daño obtenidos con el método de espectro de capacidad.

Se comparó los resultados obtenidos por cada análisis para la estructura actual sin juntas y con juntas sísmicas.

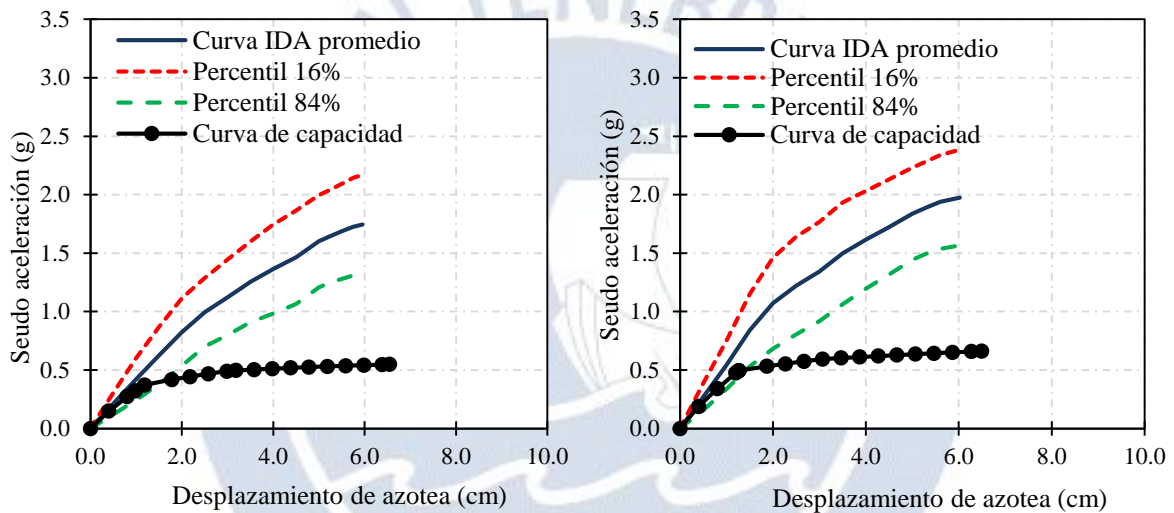


**Figura 5.11.** Comparación curva de capacidad y curva IDA: (a) Estructura 780 Pre actual; y (b) Estructura 780 con juntas sísmicas adecuadas.

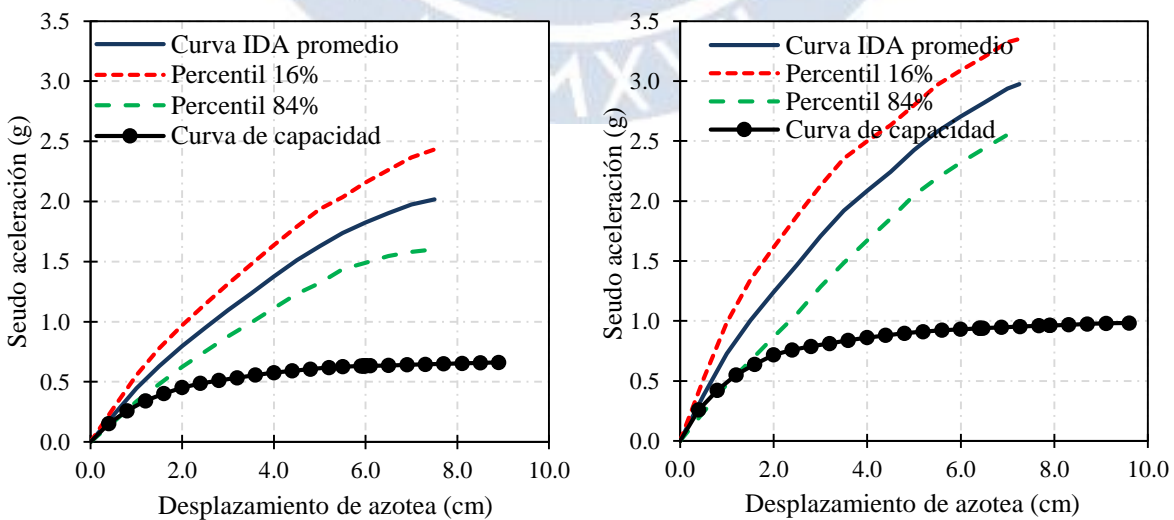
Las curvas obtenidas muestran que el desplazamiento de falla es el mismo para los dos métodos de análisis. Se obtuvo con el método PUSHOVER que el PGA relacionado con la falla es de 0.41 g. Para el análisis IDA, la pseudo-aceleración de falla (confiabilidad del 50%) obtenida fue de 1.47g que se relaciona con un PGA de 0.56 g. De similar forma se estimó las curvas para la estructura actual con una junta sísmica adecuada y para la estructura reforzada.

Se obtuvo que la estructura 780 Pre considerando juntas sísmicas falla a una pseudo-aceleración de 1.42 g que se relaciona a un PGA de 0.53 g, también mayor al obtenido por el método de espectro de capacidad (PGA de 0.41 g).

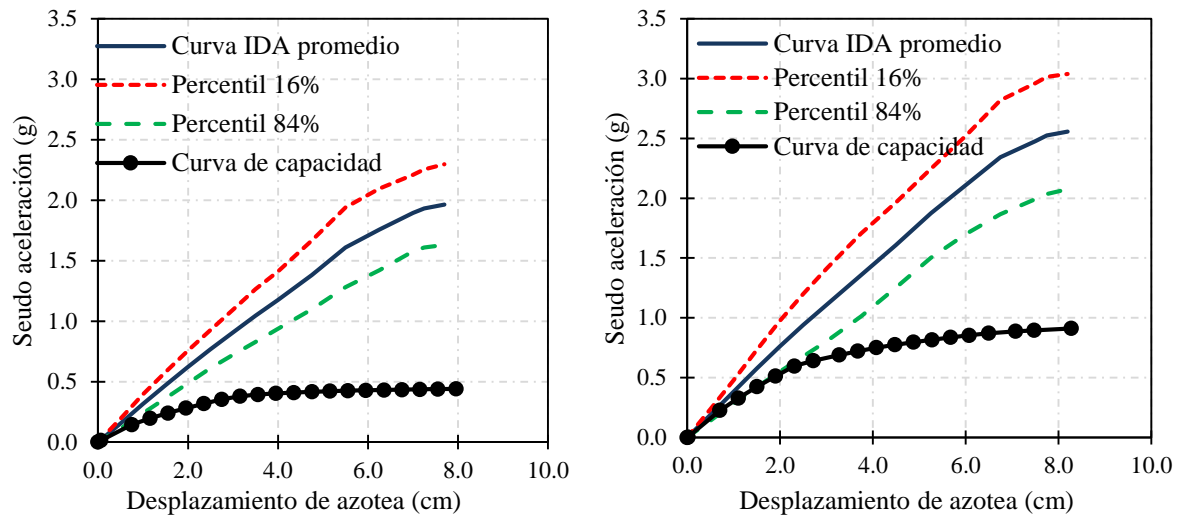
Se comparó también las curvas para la estructura reforzada con las tres técnicas de reforzamiento (Figura 5.12, Figura 5.13 y Figura 5.14). En estas figuras se muestra la similitud de resultados para la fase elástica y par el desplazamiento de falla de la estructura.



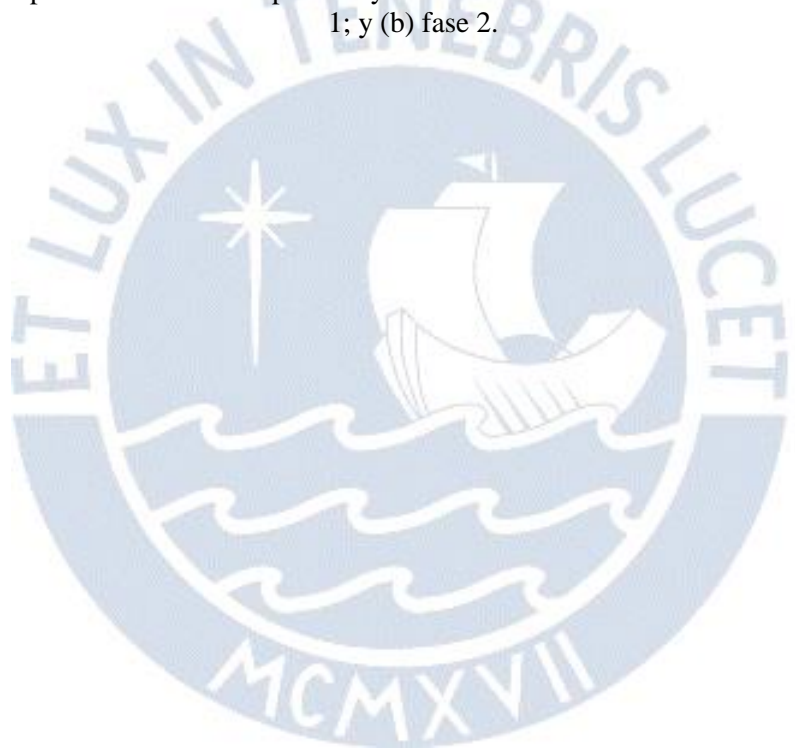
**Figura 5.12.** Comparación curva de capacidad y curva IDA de estructura reforzada MARM: (a) fase 1; y (b) fase 2.



**Figura 5.13.** Comparación curva de capacidad y curva IDA de estructura reforzada IMACA: (a) fase 1; y (b) fase 2.



**Figura 5.14.** Comparación curva de capacidad y curva IDA de estructura reforzada ACMAC: (a) fase 1; y (b) fase 2.



## CAPÍTULO 6:

# ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS PROBABLES

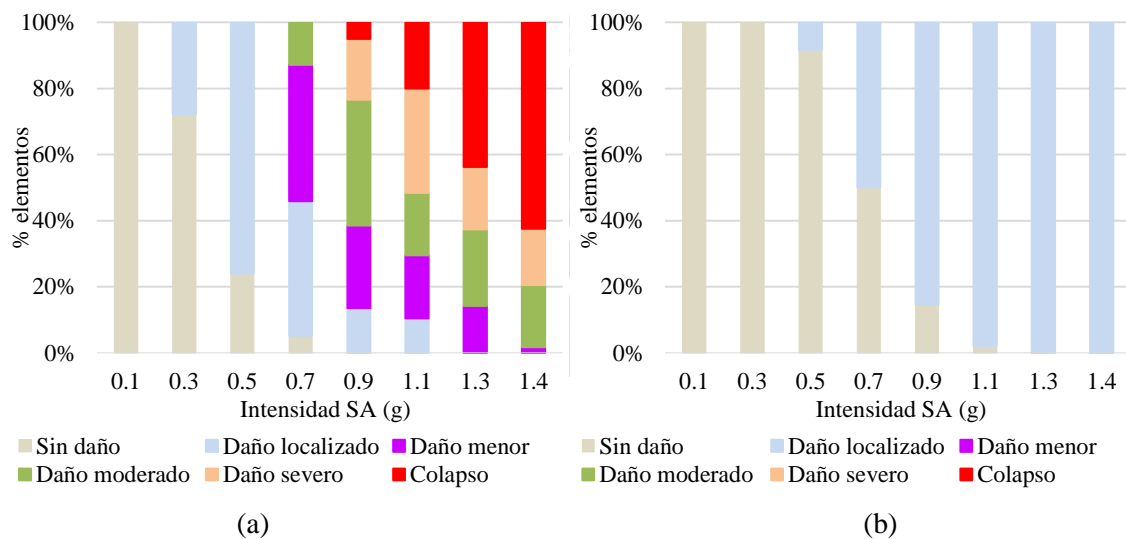
En este capítulo se presenta el cálculo de las pérdidas esperadas para la estructura actual y reforzada con la técnica ACMAC, dado que esta es la técnica con la que se proyecta reforzar las edificaciones 780 PRE (World Bank, 2016).

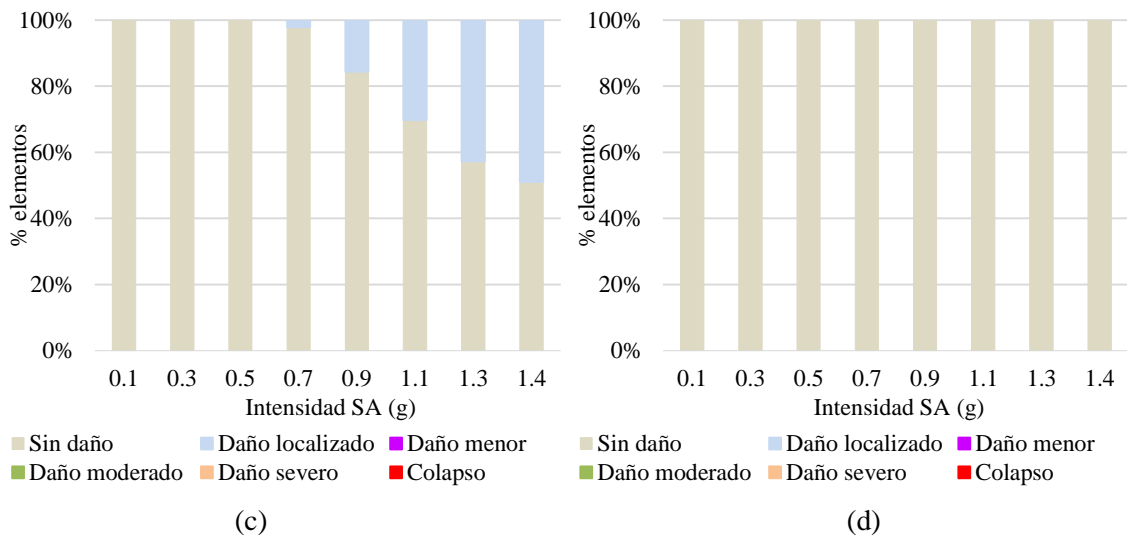
### 6.1. Estados de daño

A partir de los resultados del método IDA (capítulo 5) y de la definición de los estados de daño locales (capítulo 1) se puede estimar el estado de daño de los elementos de la estructura actual y reforzada con los tres métodos.

#### 6.1.1. Estado de daño de la estructura actual

En la Figura 6.1 se muestra el estado de daño de las columnas y vigas para diferentes niveles de pseudo-aceleración. Como ya se había estimado con el análisis estático y dinámicos, el daño se concentra en las columnas del primer piso y sólo hay un leve daño en las vigas del primer piso.





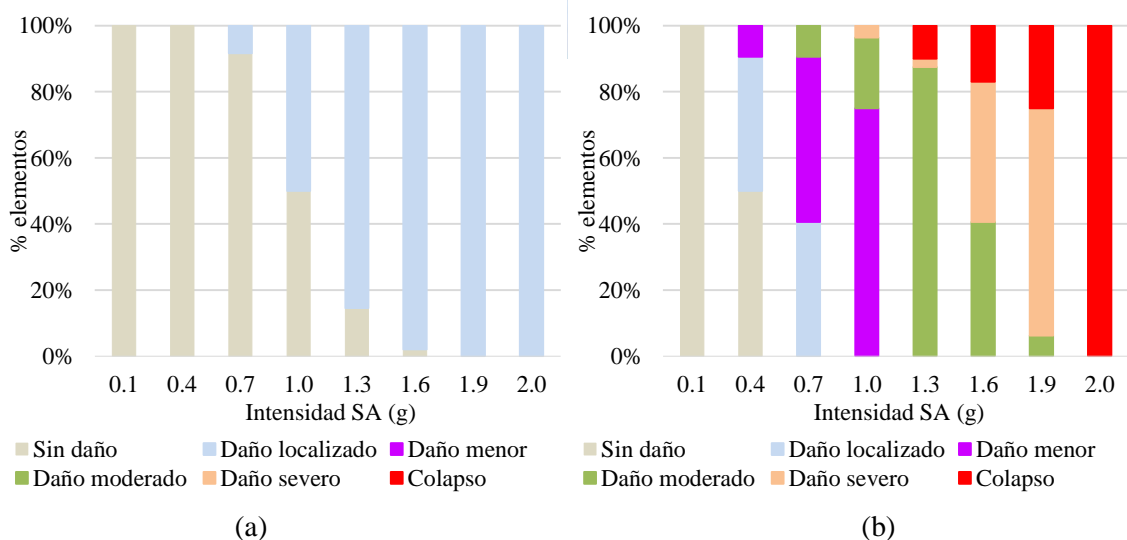
**Figura 6.1.** Estados de daño locales de la estructura actual 780 PRE: (a) columnas 1er. Piso; (b) columnas 2er. Piso; (c) vigas 1er. Piso; y (d) vigas 2do. Piso.

El análisis de los estados de daño se realiza hasta una pseudo-aceleración de 1.40 g que se relaciona directamente con el colapso de la estructura. Se observa también que ya hay una probabilidad de colapso de las columnas del primer para una pseudo-aceleración de 0.90 g.

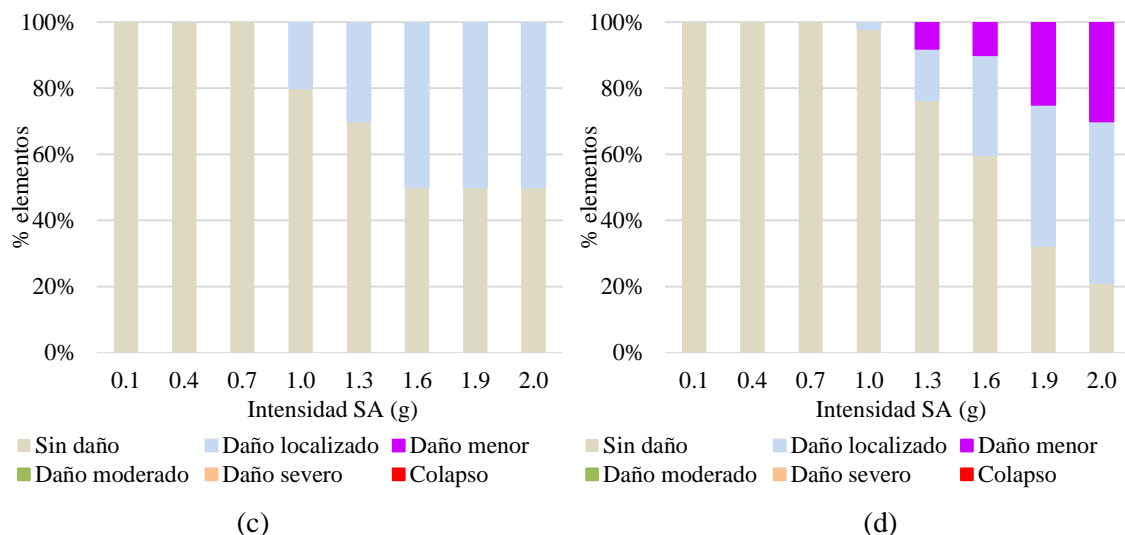
Un sismo ocasional, relacionado para una pseudo-aceleración de 0.55 g, implicaría solo daños localizados en los elementos. Para un sismo raro, pseudo-aceleración de 1.18g, ya se tendría daño moderado y severo en las columnas del segundo piso, sin embargo, los elementos como las vigas y columnas del primer piso apenas alcanzarían un daño localizado.

### 6.1.2. Estado de daño de la estructura reforzada ACMAC fase 1

En la Figura 6.2 presenta los estados de daño para la estructura reforzada con la técnica ACMAC con la primera fase de intervención.







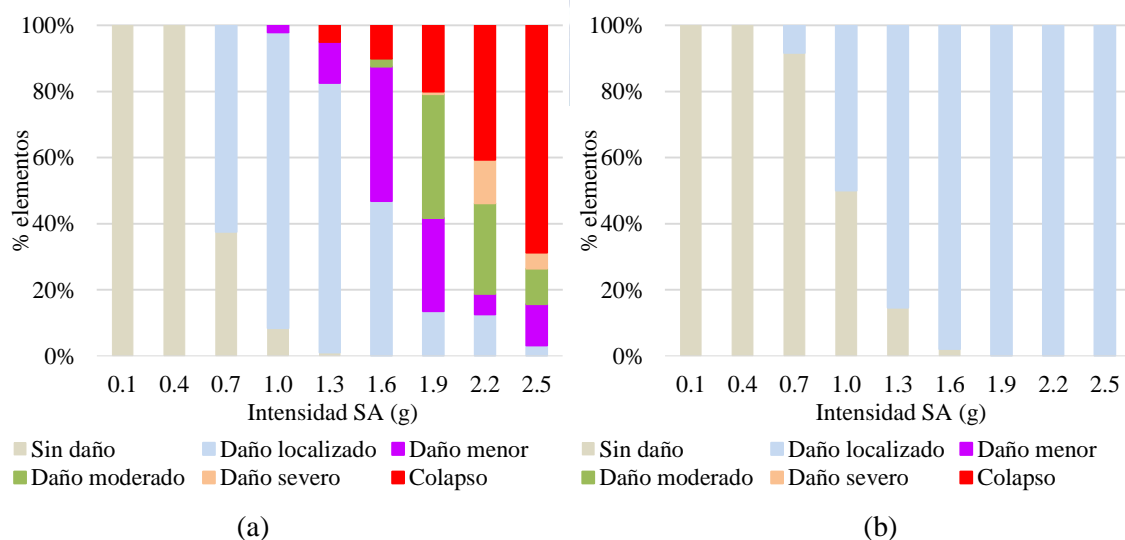
**Figura 6.2.** Estados de daño locales de la estructura reforzada ACMAC fase 1: (a) columnas 1er. Piso; (b) columnas 2er. Piso; (c) vigas 1er. Piso; y (d) vigas 2do. Piso.

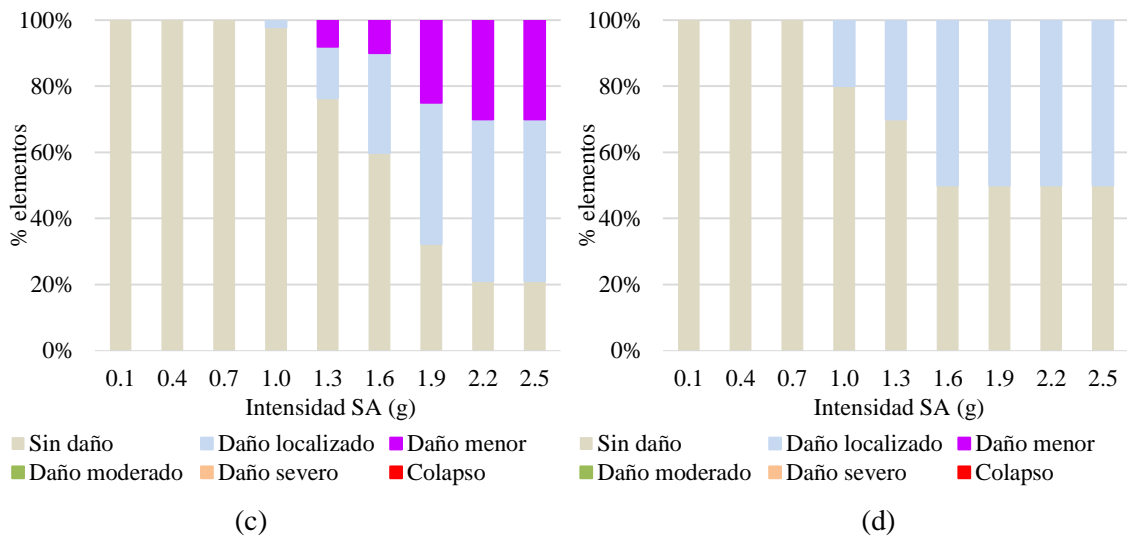
La máxima aceleración estimada para la estructura es 1.90 g, ya que en una aceleración de 2.00 g la probabilidad de colapso es muy alta. Recién a una pseudo-aceleración de 1.30 g se observa una probabilidad de colapso.

Para un sismo ocasional, las columnas del primer y segundo piso presentarían un daño menor, y para un sismo raro igualmente habría un daño moderado en las columnas del segundo piso y daño localizado en las columnas del primer piso y vigas de los dos pisos.

### 6.1.3. Estado de daño de la estructura reforzada ACMAC fase 2

En la Figura 6.3 se presenta los estados de daño para la estructura reforzada con la técnica ACMAC con las dos primeras fases de intervención.





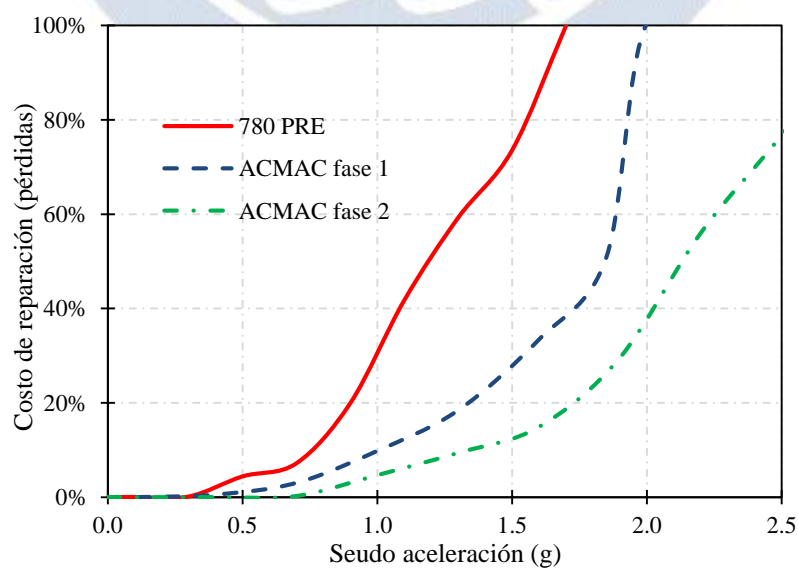
**Figura 6.3.** Estados de daño locales de la estructura reforzada ACMAC fase 2: (a) columnas 1er. Piso; (b) columnas 2er. Piso; (c) vigas 1er. Piso; y (d) vigas 2do. Piso.

A una pseudo-aceleración de 1.30 g se observa una probabilidad de colapso en las columnas del primer piso, y recién a una pseudo-aceleración de 2.50 g, la estructura tendría una alta probabilidad de colapso.

Para un sismo ocasional, las columnas del primer piso presentarían un daño menor, y para un sismo raro igualmente habría daño localizado y poco daño moderado en las columnas del primer piso y daño localizado en las columnas del primer piso y vigas de los dos pisos.

## 6.2. Curva de pérdidas probables

En la Figura 6.4 se presenta la curva de pérdidas probables para la estructura basado en los estados de daño locales y el análisis del costo de reparación.

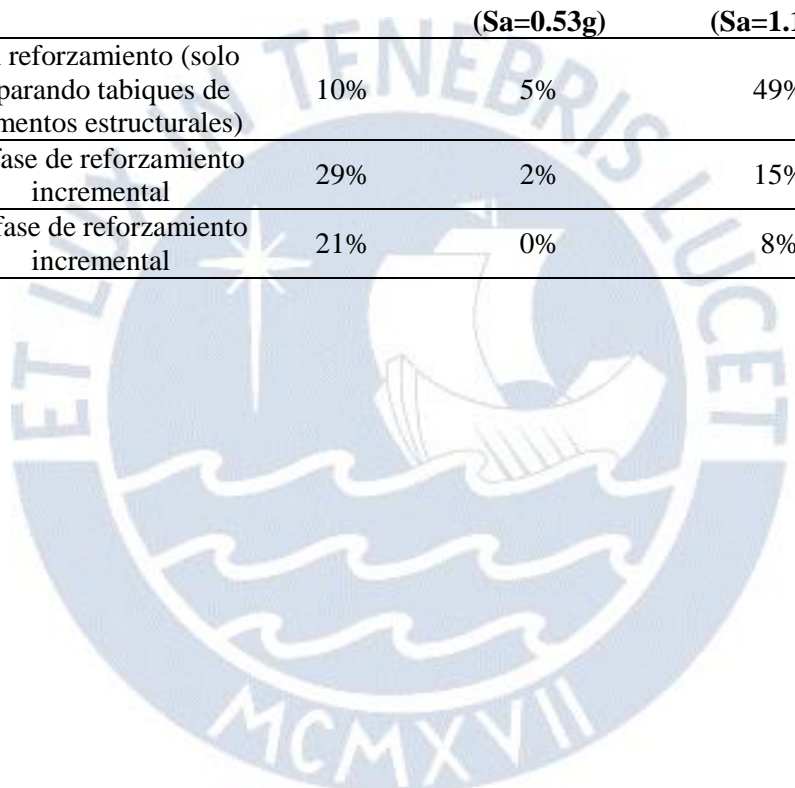


**Figura 6.4.** Curva de pérdidas probables para la estructura actual y reforzada con la técnica ACMAC.

Tabla 6.1 resume los resultados de los costos de reparación para un sismo ocasional y un sismo raro. Para la primera fase de reforzamiento se disminuye los costos de reparación de 5% a 2% para un sismo ocasional y de 49% a 15% para un sismo raro. La segunda fase de reforzamiento reduce los costos de reparación a menos de 5% a nada para un sismo ocasional y de 10% a 6% para un sismo raro. Esto demuestra que el mayor impacto económico es para la primera fase de reforzamiento. Para una pseudo-aceleración de 2g, la primera fase tendría un costo de reparación de 100%, y en la segunda solo sería el 40%.

**Tabla 6.1.** Costos de reparación en futuros eventos sísmicos

<b>Estructura</b>	<b>Costo inicial</b>	<b>Costo de reparación en sismo ocasional (Sa=0.53g)</b>	<b>Costo de reparación en sismo raro (Sa=1.18 g)</b>
Sin reforzamiento (solo separando tabiques de elementos estructurales)	10%	5%	49%
1 <sup>ra</sup> fase de reforzamiento incremental	29%	2%	15%
2 <sup>da</sup> fase de reforzamiento incremental	21%	0%	8%



## CONCLUSIONES

Se ha estimado que la estructura actual con o sin juntas adecuadas no tiene un adecuado desempeño sísmico debido a que el sistema estructural actual es muy flexible ocasionando grandes desplazamientos en sismos de poca intensidad. El desempeño de la estructura actual no alcanza siquiera el nivel esperado para una estructura común por lo que se justifica el reforzamiento. Además, se podría generar un problema mayor al liberar las juntas ya que si las columnas no cuentan con el refuerzo transversal necesario la capacidad a flexión de las columnas sería mucho menor a lo estimado y colapsaría incluso ante sismos ocasionales.

Un aspecto importante encontrado en la investigación fue que la dirección transversal de los módulos 780 PRE no tiene el desempeño sísmico esperado. En sismos ocasionales si cumple con el nivel de desempeño de la una edificación esencial, sin embargo, para un sismo raro la cimentación no tendría la capacidad necesaria para soportar el nivel de fuerza lateral de los muros disminuyendo su capacidad resistente. Esto ha sido obviado en investigaciones pasadas dando resultados nada conservadores.

A partir del análisis de pérdidas probables se estimó que una primera fase de reforzamiento disminuye la pérdida esperada del 49% al 15% justificando la primera fase de reforzamiento. Sin embargo, la disminución para la segunda fase es del 15% al 8% con un costo de intervención del 21% del costo de la estructura. Entonces se concluye que el reforzamiento óptimo consistiría en solo la primera fase basándose en el análisis costo-beneficio para la estructura.

El método del espectro de capacidad permitió estimar de manera adecuada el desempeño de la estructura actual y reforzada. Fue un método muy práctico para plantear el reforzamiento de la estructura ya que permite estimar las fuerzas en los componentes y los mecanismos de falla para estructuras regulares. El método IDA es más sofisticado para el análisis no lineal ya que además de tomar en cuenta las propiedades dinámicas es el método más adecuado para el análisis de respuesta puesto que brinda la cantidad de datos necesario para realizar un análisis probabilístico de las pérdidas en el edificio. Ambos métodos estiman que con cualquiera de los reforzamientos la estructura podría solo llegar a un de daño operacional y funcional para un sismo ocasional y raro, respectivamente.

La curva de pérdidas probables muestra la gran mejora que tendría la estructura con la técnica de reforzamiento ACMAC, llegando a reducir a menos del 10% el daño esperado para un sismo raro. Además, se muestra un daño del 5% para la estructura actual durante un ocasional y un daño del 49% para un sismo raro. Este resultado se verifica con las fallas vistas luego de los eventos sísmicos pasados que tienen un nivel intermedio entre un sismo ocasional y raro.

Basándose en el análisis numérico se validaron tres técnicas de reforzamiento incrementales propuestos en un estudio previo (World Bank, 2016). Las técnicas de reforzamiento incrementales son fácilmente aplicables y pueden reducir los costos de reparación asociados al daño estructural en sismos y pueden

evitar los modos de fallo indeseables producidos por el efecto de columna corta. El impacto de las fases de reforzamiento elemental dependerá del nivel de intensidad.

Los resultados son preliminares y los siguientes pasos son incluir un enfoque probabilístico de la estimación de los daños y costos de reparación. Es necesario además realizar un análisis costo-beneficio para evaluar el impacto real de adaptación gradual frente al reequipamiento convencional.



**REFERENCIAS**

- Applied Technology Council (ATC). (1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building." *Report No. ATC-40*, Redwood City, CA.
- Banazadeh M., H. P. Sani, and M. Gholhaki, "Decision-making analysis for seismic retrofit based on risk
- CISMID (2015). "Peligro Sísmico para la Costa del Perú" Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, Lima, Perú.
- Federal Emergency Management Agency. (2003). "NEHRP Incremental Seismic Rehabilitation of School Building: K-12" Report No. FEMA 395, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). "NEHRP prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building." Report No. FEMA 356, Building Seismic Safety Council, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Instituto Nacional de Estadística Informática (INEI), and Ministerio de Educación (MINEDU) (2013). "Censo de Infraestructura Educativa (CIE)." Lima, Perú.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., and Park R. (1998). "Observed Stress-Strain Model for Confined Concrete" *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 114 (8), pp 1827-1849.
- Muñoz A, Jurado C, Navarro L. (2007). "Técnicas de Reforzamiento de Bajo Costo para Edificios Escolares Peruanos." *XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*. México.
- Muñoz A, Blondet M. (2007). "Reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares peruanas en alto riesgo." *Informe DAI-PUCP*.
- Pauley T., Priestley M.J.N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings.", John Wiley, Inc. 1992.
- Priestley M.J.N., Calvi G., and Kowalsy M. (2007), "Displacement-based seismic design of structures.", IUSS Press, Pavia, Italy.
- SEAOC. (1995). "Vision 2000: Performance based seismic design of buildings." Structural Engineers Association of California, Sacramento CA.
- SENCICO. (2006). "Norma Técnica Peruana E.070 Albañilería." Reglamento nacional de edificaciones, Perú.
- SENCICO. (2009). "Norma Técnica Peruana E.060 Concreto Armado." Reglamento nacional de edificaciones, Perú.
- SENCICO. (2016). "Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente." Reglamento nacional de edificaciones, Perú.
- Vamvatsikos, D. and Cornell C.A. (2002). "Incremental dynamic analysis" *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002. 31(3): p. 491-514.
- Williams M.S., and Sexsmith R.G. (1995). "Seismic damage indices for concrete structures: a state of the art review." *Earthquake spectra*, vol. 11, no. 2, pp. 319-349.
- World Bank. (2016). "Proposed update of the National Building Regulations to incorporate the incremental reinforcement in type 780 school buildings built before 1997." Lima, Perú.
- Yang T. Y., Moehle J., Stojadinovic B., and Der Kiureghian A., (2009) "Performance evaluation of structural systems: theory and implementation.", *Journal of Structural Engineering*, vol. ASCE. 135(10), pp. 1146-1154.