

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE POSGRADO



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**Evaluación experimental de una propuesta de reforzamiento
estructural para las edificaciones escolares construidas antes
de 1997, Perú**

**Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil,
presentado por:**

Pamela Del Rocio Ramirez Garcia

Asesorado por:

Mg. Juan Alejandro Muñoz Pelaez

Lima, 25 de agosto de 2017

Dedicatoria

Dedico el presente trabajo a mis padres, Roberto y Gabriela, a mis 3 hermanos, a mi abuela Margarita, y a mi tía Verónica. Sin el aliento, colaboración e inspiración de mi familia habría sido imposible llevar con éxito esta dura experiencia.



Agradecimientos

Quiero agradecer al Mg. Alejandro Muñoz Pelaez por aceptarme para realizar esta tesis de maestría bajo su dirección. Su apoyo, su confianza en el trabajo realizado y su capacidad para guiar mis ideas ha sido un aporte invaluable, no solamente en el desarrollo de esta tesis, sino también en mi formación como investigador.

A la Dra. Sandra Santa Cruz y al Mg. Wilson Silva por sus importantes aportes a la realización de esta investigación.

A la Ing. Maricella Durán por su participación activa en los trabajos de laboratorio necesarios para esta investigación.

A todas las personas del laboratorio de estructuras de la PUCP, quienes también colaboraron conmigo activamente durante mis estancias en el laboratorio.

Resumen

El presente trabajo se desarrolla dentro del marco del convenio entre el Banco Mundial, el CISMID y la PUCP, titulado “Propuesta técnica de actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) para incorporar el reforzamiento incremental en las edificaciones escolares tipo 780 construidas antes de 1997”. Esta tesis se centra en el estudio de la respuesta dinámica de dos módulos con características de un aula representativa de un edificio escolar tipo 780 construido antes de 1997 (tipo 780-Pre), sin y con reforzamiento, a través de ensayos en una mesa vibradora unidireccional. El edificio escolar tipo 780-Pre, presenta el problema de columnas cortas y elevada flexibilidad lateral.

La técnica de reforzamiento estudiada consistió en la inserción de diagonales de acero en forma de cruz integrados a un marco de acero entre los pórticos de CA existentes. Además, consistió separar los tabiques de albañilería mediante juntas de una determinada longitud y medida. Los módulos fueron escalados en la proporción de 1:2 debido a la capacidad del simulador de sismos del laboratorio de estructuras de la PUCP. Además, los módulos se construyeron siguiendo el proceso constructivo convencional, tanto los pórticos de CA como las estructuras de refuerzo de acero. Para los ensayos de simulación dinámica (fases) en la mesa vibradora, los módulos se instrumentaron con sensores de desplazamiento lineal y con acelerómetros. Antes de dar inicio a cada fase, se hizo un ensayo de vibración libre. Cada fase corresponde a un desplazamiento nominal de la señal comprimida del registro de aceleraciones correspondiente al terremoto del 31 de Mayo de 1970. Cada módulo fue sometido a cuatro (4) fases y cinco (5) vibraciones libres.

Los resultados de los ensayos demuestran que: (1) Se logró reproducir la falla tipo corte de los edificios escolares 780 - Pre, en el módulo (Módulo 780 - Pre) según lo previsto por el análisis teórico, el módulo después del ensayo no perdió su estabilidad global. (2) Con el sistema de reforzamiento con marcos y diagonales de acero y la liberación de juntas (a partir de 50 cm de la base del parapeto) se evitó la formación de columna corta en el módulo y lo cual dió inicio a la falla por flexo-compresión. (3) El sistema de reforzamiento permitió mejorar considerablemente el desempeño del módulo, reduciendo los daños en cada fase de ensayo de simulación dinámica.

Índice general

Agradecimientos	II
Resumen	III
Lista de figuras	VII
Lista de tablas	X
1. Aspectos generales de la investigación	1
1.1. Objetivos	1
1.1.1. Objetivo general	1
1.1.2. Objetivos específicos	1
1.2. Organización del documento	1
2. Edificaciones educativas del Perú construidas antes de 1997	3
2.1. Los edificios escolares del Perú	3
2.2. Los edificios 780 - Pre	6
2.3. Comportamiento sísmico observado de los edificios escolares tipo 780 - Pre	8
3. El módulo 780 - Pre, para el ensayo de simulación	11
3.1. Características del edificio típico 780 - Pre, estudiado	11
3.2. Técnica de conversión de escalas para modelaje	14
3.3. Diseño del módulo 780 - Pre	14
3.3.1. Geometría y dimensiones del módulo	15
3.3.2. Características de los materiales	16
3.3.3. Representación de los tabiques	16
3.3.4. Diseño del anillo de cimentación	17
3.3.5. Diseño del módulo 780 - Pre	18
3.4. Peso del módulo 780 - Pre	20
3.5. Proceso constructivo	20
3.6. Problemas durante la construcción	22
4. El sistema de reforzamiento para el ensayo de simulación	23
4.1. Técnica de reforzamiento para los edificios escolares	23

4.1.1.	Reforzamientos tradicionales	24
4.1.2.	Reforzamientos con sistemas modernos de protección sísmica	24
4.2.	Técnica de reforzamiento estudiada	32
4.3.	Diseño del reforzamiento de acero	33
4.3.1.	Consideraciones para el diseño	33
4.3.2.	El sistema de reforzamiento de acero	33
4.3.3.	Características de los materiales del sistema de reforzamiento	35
4.3.4.	Diseño del sistema de reforzamiento	35
4.4.	Peso del módulo 780 - Pre, reforzado	36
4.5.	Proceso constructivo del reforzamiento	37
4.6.	Problemas y sugerencias en el proceso de reforzamiento	38
5.	Análisis teórico del módulo 780 – Pre, para el ensayo de simulación	40
5.1.	Objetivos del estudio teórico	40
5.2.	Metodología general	40
5.3.	Determinación de la aceleración que produce el inicio de la interacción con los parapetos	41
5.3.1.	Modelo	41
5.3.2.	Análisis espectral para una aceleración de $1g$	41
5.3.3.	Aceleración de la plataforma del simulador, A_m	42
5.4.	Determinación de la aceleración que produce el inicio de la falla por cortante en las columnas cortas	43
5.4.1.	Modelo	43
5.4.2.	Análisis espectral para $1g$	44
5.4.3.	Aceleración A_m que produce la falla por cortante	44
5.5.	Determinación de la aceleración que produce el inicio de la falla por cortante en las columnas largas	45
5.5.1.	Modelo	45
5.5.2.	Análisis espectral para una aceleración de $1g$	45
5.5.3.	Aceleración A_m que produce la falla por cortante	46
5.6.	Planificación del ensayo de simulación dinámica	46
6.	Análisis teórico del módulo 780 – Pre, reforzado para el ensayo de simulación	48
6.1.	El módulo 780 - Pre, reforzado	48
6.2.	Objetivos del estudio teórico	49
6.3.	Metodología general	49
6.4.	Modelo	49
6.5.	Análisis espectral para $1g$	50
6.6.	Determinación de la aceleración que produce el inicio de la falla en la columna	51
6.7.	Posibilidad de choque para un A_m	51
6.8.	Planificación del ensayo de simulación dinámica	52

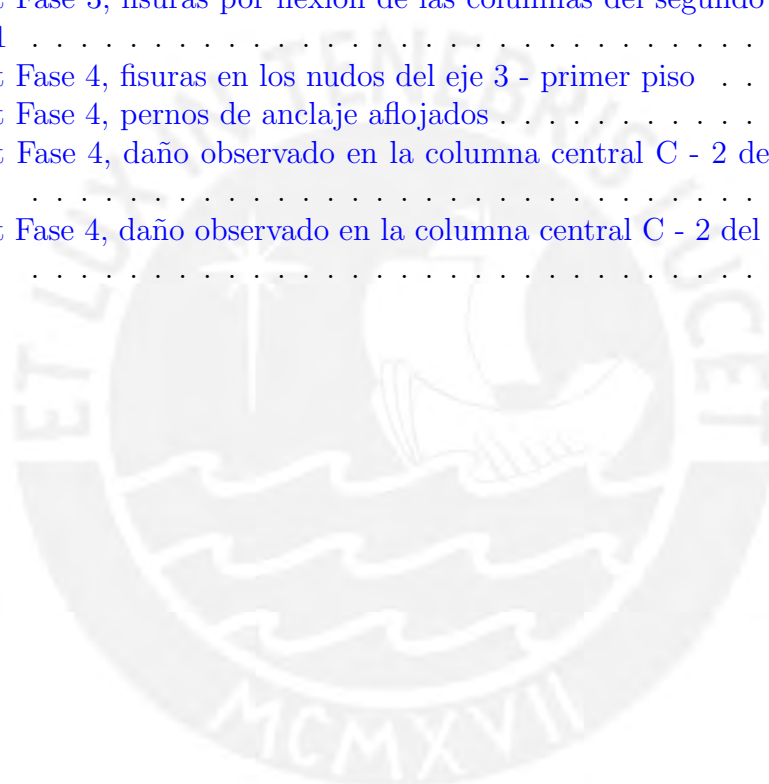
7. Ensayos de simulación dinámica	53
7.1. Dispositivo de ensayo y sistema de referencia	53
7.2. Instrumentación de los módulos	54
7.3. Pesado, Izaje y transporte de los módulos	57
7.3.1. Izaje y transporte de los módulos	57
7.3.2. Peso de los módulos	57
7.4. Ensayos de simulación sísmica	57
7.5. Ensayos de Vibración Libre (V.L)	58
8. Resultados de los ensayos e interpretación	60
8.1. Movimiento de la plataforma	60
8.2. Vibración libre	61
8.3. Desplazamientos laterales a nivel de pisos	64
8.4. Desplazamientos relativos de las columnas a nivel de los parapetos	66
8.5. Desplazamientos relativos entre la columna y el parapeto y la deformación de las diagonales de acero	68
8.6. Aceleración absoluta y factor de amplificación dinámica	70
8.7. Fuerza cortante en la base de las columnas	72
8.8. Fuerza cortante basal versus desplazamiento lateral	73
8.9. Comportamiento observado de los módulos	75
8.9.1. Comportamiento observado del Módulo 780 - Pre	75
8.9.2. Comportamiento observado del Módulo 780 – Pre, reforzado	79
8.10. Interpretación de los resultados	82
8.10.1. Interpretación de los resultados del módulo 780 - Pre	82
8.10.2. Interpretación de los resultados del módulo 780 - Pre, reforzado	83
9. Conclusiones y recomendaciones	84
Anexos	86
I. Planos del edificio 780 - Pre, estudiado	87
II. Diseño del módulo 780 - Pre	97
III.Registro fotográfico de la construcción del módulo 780 - Pre	114
IV. Diseño del módulo 780 - Pre, reforzado	121
V. Registro fotográfico de la construcción del módulo 780 - Pre, reforzado	140
Bibliografía	151

Lista de Figuras

2.1. Edificaciones escolares del Perú	4
2.2. Distribución de edificios escolares de acuerdo con el sistema estructural	5
2.3. Distribución de edificios escolares de acuerdo con el periodo de construcción	5
2.4. Edificaciones escolares 780 - Pre, de 3 aulas por piso	7
2.5. Esquema general del sistema estructural para un edificio escolar 780 - Pre, de 3 aulas	7
2.6. Fallas por columnas cortas en la dirección longitudinal de los edificios escolares tipo 780 - Pre	9
2.7. Falla por cizalle en la dirección transversal de un edificio escolar tipo 780 - Pre (izquierda) y esquema de acciones internas del muro transversal (derecha)	10
3.1. Edificio escolar 780 - Pre, estudiado	11
3.2. Secciones transversales de las columnas	12
3.3. Elevación transversal del Edificio escolar 780 - Pre, estudiado	13
3.4. Espécimen para ensayo: Módulo 780 - Pre	15
3.5. Representación del parapeto de albañilería	17
3.6. Planta de la cimentación del módulo	18
3.7. Asignación de los elementos y aligerado del primer piso del módulo 780 - Pre	19
4.1. Esquema general de una estructura reparada	23
4.2. Reforzamiento con diagonales y marco de acero a una estructura existente de concreto armado	32
4.3. Ubicación del reforzamiento en el módulo	34
4.4. El reforzamiento estudiado	35
4.5. Detalles de los componentes de acero	36
5.1. Estado 1	41
5.2. Espectro de aceleraciones correspondiente a la señal de mayo de 1970, asociada a una aceleración máxima de $1g$ y un grado de amortiguamiento de 5%	42
5.3. Desplazamientos laterales asociados a una aceleración A_m del Eje 1	43

5.4. Estado 2	44
5.5. Estado 3	45
6.1. El Módulo 780 - Pre reforzado	48
6.2. Modelo	50
7.1. Dispositivo de ensayo y sistema de referencia	53
7.2. Ubicación relativa del espécimen sobre la mesa vibradora	54
7.3. Acelerómetros (A_i) y sensores de desplazamiento o LVDT (D_i) usados en ambos módulos	55
7.4. Sensores de desplazamiento o LVDT (D_i) para el Módulo 780 - Pre	56
7.5. Sensores de desplazamiento o LVDT (D_i) para el Módulo 780 - Pre, reforzado	56
7.6. Desplazamiento vs. Tiempo de la señal sísmica “Mayo70” comprimida y repetida dos veces en su extensión.	58
7.7. Desplazamiento vs. Tiempo de la señal de vibración libre - onda de 1.5 mm de amplitud y 0.1 Hz de frecuencia	59
8.1. Desplazamiento de la plataforma durante la fase 1. Amplitud máxima: 7.5 mm	60
8.2. Aceleración de la plataforma durante la fase 1. Amplitud máxima: 0.25g	61
8.3. Aceleración registrada durante el primer ensayo de vibración libre	62
8.4. Variación del periodo natural, T	63
8.5. Variación del amortiguamiento, ζ	63
8.6. Desplazamientos relativos a la mesa vibradora (DR) del Módulo 780 - Pre	64
8.7. Desplazamientos máximos relativos a la mesa vibradora	65
8.8. Desplazamiento relativo a la mesa vibradora de la C - 2 a nivel de los parapetos - Fase 2 del módulo 780-Pre	66
8.9. Desplazamiento relativo a la plataforma de la C - 4 al nivel de los parapetos - Fase 3 del módulo 780-Pre.	67
8.10. Desplazamiento relativo al segundo piso de C - 4 a nivel de los parapetos, fase 4 del módulo 780 - Pre, reforzado	67
8.11. Desplazamientos relativos entre columna y parapeto del módulo 780 - Pre.	68
8.12. Longitud deformada de las diagonales de acero	69
8.13. Historia de aceleraciones de la fase 4 del módulo 780 - Pre, reforzado	70
8.14. Variación del factor de amplificación dinámica de la aceleración	71
8.15. Variación de la fuerza cortante en la base del módulo 780 - Pre	72
8.16. Variación de la fuerza cortante en la base del módulo 780 - Pre, reforzado	73
8.17. Diagrama de la fuerza cortante en la base vs. desplazamiento	74
8.18. Post Fase 1 del Módulo 780 - Pre	75
8.19. Post Fase 2, daño observado en la columna central C - 2 del primer piso	75

8.20. Post Fase 3, inicio de la falla tipo corte de la columna C - 2 del primer piso	76
8.21. Post Fase 3, fisuras por flexión en las columnas del eje C	76
8.22. Post Fase 3, fisuras en la unión entre columna y viga, y en el nudo	77
8.23. Post Fase 4, falla por corte de las columnas centrales C - 2 y C -4 del primer piso	77
8.24. Post Fase 4, fisuras por flexión en la columna C - 3 del primer piso	78
8.25. Post Fase 4, daño observado en la columna central C - 2 del segundo piso	78
8.26. Post Fase 2: Módulo 780 - Pre reforzado	79
8.27. Post Fase 3, fisuras por flexión de las columnas del segundo piso del eje 1	79
8.28. Post Fase 4, fisuras en los nudos del eje 3 - primer piso	80
8.29. Post Fase 4, pernos de anclaje aflojados	80
8.30. Post Fase 4, daño observado en la columna central C - 2 del primer piso	81
8.31. Post Fase 4, daño observado en la columna central C - 2 del segundo piso	81



Lista de Tablas

3.1. Secciones transversales de las vigas y columnas del edificio estudiado .	12
3.2. Factores de escala para el modelo de similitud simple	14
3.3. Secciones transversales del anillo de cimentación	17
3.4. Secciones transversales del módulo 780 - Pre	19
3.5. Peso teórico del módulo 780 - Pre	20
3.6. Resultados de los ensayos de compresión axial en probetas estándar de concreto	22
4.1. Técnicas tradicionales de reforzamiento	25
4.1. Técnicas tradicionales de reforzamiento	26
4.1. Técnicas tradicionales de reforzamiento	27
4.1. Técnicas tradicionales de reforzamiento	28
4.1. Técnicas tradicionales de reforzamiento	29
4.2. Técnicas modernas de reforzamiento.	30
4.2. Técnicas modernas de reforzamiento.	31
4.3. Peso teórico del módulo 780 - Pre, reforzado	37
5.1. Respuesta dinámica asociada a una aceleración máxima de $1g$	42
5.2. Fuerzas internas de la columna corta C - 2	44
5.3. Fuerzas internas en la columna larga C - 4	46
5.4. Aceleraciones máximas de la mesa vibradora	47
6.1. Fuerzas internas máximas de las columnas	50
6.2. Desplazamientos asociada a una aceleración máxima de $1g$	51
6.3. Aceleraciones máximas en la mesa vibradora	52
7.1. Repeticiones en la duración de la señal	58
8.1. Resultados del movimiento de la plataforma	61
8.2. Resultados de los ensayos de vibración libre	62
8.3. Derivas máximas de entrepiso	66
8.4. Aceleraciones absolutas máximas	71
8.5. Valores de F1 y D1	73

Introducción

El Perú se localiza en una de las regiones sísmicas con mayor actividad entre los países del mundo, por lo cual la probabilidad de que ocurran eventos de gran magnitud es alta. A lo largo de la historia de nuestro país, estos eventos sísmicos han provocado daños importantes en las estructuras de las diferentes edificaciones. En particular, en las edificaciones educativas existentes (Muñoz and Tinman, 2001).

En la actualidad, existen 49,516 edificios escolares distribuidos en las zonas urbanas y rurales del país; de los cuales aproximadamente 40,300 fueron construidos antes de 1997 (INEI, 2013a).

Los edificios escolares de concreto armado y/o albañilería construidos antes de 1997 siguieron los lineamientos de la norma sismorresistente de 1977, enfocada en dotar una adecuada resistencia, sin exigencias de control de rigidez lateral e inadecuada junta de separación entre los tabiques y las columnas. Por lo que, los edificios escolares mencionados presentan alta flexibilidad y problemas de columna corta en su dirección longitudinal. El reforzamiento sísmico de aquellas estructuras es un problema de relevante interés en el Perú.

Ante esta problemática vigente, el Estado Peruano a través del Ministerio de Educación (MINEDU), incorporó un Plan Nacional de Infraestructura Educativa (PNIE) que tiene como objetivo el mejoramiento integral de la infraestructura escolar a nivel Nacional. En el marco de dicho objetivo, el MINEDU requirió asistencia técnica al Banco Mundial, en el año 2014, para la elaboración de una “Propuesta técnica de actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) para incorporar el reforzamiento incremental (reforzamiento por etapas) en las edificaciones escolares tipo 780 construidas antes de 1997”.

Para la elaboración de dicha propuesta fue necesario validar varias técnicas de reforzamiento adecuadas para los edificios educativos peruanos. Dentro de este contexto, se realizó el presente estudio con el objetivo de evaluar experimentalmente una técnica de reforzamiento que sirva de forma masiva a los edificios escolares de la costa y sierra del país.

Capítulo 1

Aspectos generales de la investigación

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

El objetivo general del proyecto es reducir la vulnerabilidad de las edificaciones educativas peruanas.

1.1.2. Objetivos específicos

- Recopilar información y escoger un edificio tipo 780 – Pre representativo de la costa.
- Diseñar los especímenes, así como planificar la instrumentación y el ensayo de simulación sísmica.
- Validar un sistema de reforzamiento estructural.

1.2. Organización del documento

- En el segundo capítulo se presentan los tipos de edificaciones escolares a nivel nacional según el sistema estructural y las características de los edificios de concreto armado y/o albañilería, construidos antes de 1997 (edificio 780 – Pre).
- En el tercer capítulo se desarrollan las características de un edificio escolar 780 – Pre, típico. También, se desarrolla el diseño del primer espécimen llamado

“módulo 780 – Pre”, su proceso constructivo y los problemas durante la construcción.

- En el cuarto capítulo se presentan las técnicas de reforzamientos existentes para los edificios escolares 780 – Pre, se desarrolla una técnica aplicable, así como su proceso constructivo, los problemas y las sugerencias en el proceso de reforzamiento en un segundo espécimen, llamado “módulo 780 – Pre, reforzado”.
- En el quinto capítulo se muestra el análisis teórico del primer espécimen para la planificación de su ensayo en la mesa vibradora.
- El sexto capítulo se muestra el análisis teórico del segundo espécimen para la planificación de su ensayo en la mesa vibradora.
- El séptimo capítulo se describe los ensayos de simulación dinámica de ambos especímenes. Se especifica el tipo de ensayo, la señal sísmica, la instrumentación y los ensayos de vibración libre y de simulación sísmica de los especímenes.
- El octavo capítulo se describe el comportamiento cualitativo y cuantitativo de ambos especímenes ensayados.
- El noveno capítulo contiene las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

Capítulo 2

Edificaciones educativas del Perú construidas antes de 1997

2.1. Los edificios escolares del Perú

Por lo general, los locales escolares del Perú se componen de dos o más pabellones de aulas, laboratorios y/o edificios administrativos. Los pabellones son rectangulares de 1 a 5 pisos; tienen dos fachadas longitudinales, una exterior y otra interior, con ventanas altas en el interior y ventanas bajas en el exterior. En algunos casos, los alféizares no están aislados de la estructura sismorresistente.

Actualmente existen 49,516 locales escolares distribuidos en las zonas urbanas y rurales del país (INEI, 2013a). Los sistemas estructurales de estas edificaciones se clasifican en 8 tipos (INEI, 2013b) y se muestran a continuación:

- a) Muros de adobe(A)
- b) Albañilería confinada o armada (AC)
- c) Albañilería sin confinar (ASC)
- d) Estructura de acero (EA)
- e) Estructura de Madera (normalizada) (M)
- f) Pórticos de concreto armado y muros de albañilería (dual) (PCA)
- g) Aulas provisionales (AP)
- h) Construcciones precarias (triplay, tapial, quincha, similares) (CP)

Algunos ejemplos de los edificios escolares existentes en el Perú se muestran en la Figura 2.1.



(a) Edificio escolar de adobe(A)



(b) Edificio Gran unidad escolar (PCA)



(c) Aulas provisionales(AP)



(d) Aula de madera (M)



(e) Edificio escolar 780 - Pre (PCA)



(f) Edificio escolar 780 - Post (PCA)

Figura 2.1: Edificaciones escolares del Perú

Los edificios PCA se clasifican en tres (3) tipos, de acuerdo al periodo en que fueron construidos: los que se construyeron antes de 1,977 se llaman “Gran Unidad Escolar”, las edificaciones desde 1,977 hasta 1,997 se les denominan “módulos 780 – Pre” y desde 1,998 hasta la actualidad son llamados “módulos 780 – Post”.

Las edificaciones 780 – Pre (unos 12,000 edificios) representan el 25% de la infraestructura educativa (CIE, 2013a).

De una muestra de 16,091 edificios escolares ubicados en Lima Metropolitana y El Callao (Banco Mundial, 2014), se estudió la distribución de los edificios escolares de acuerdo con los sistemas estructurales existentes y de acuerdo con la antigüedad de la construcción.

En la Figura 2.2 se observa que Lima cuenta con 3,263 edificios 780 - Pre, que representan el 20 % del total.

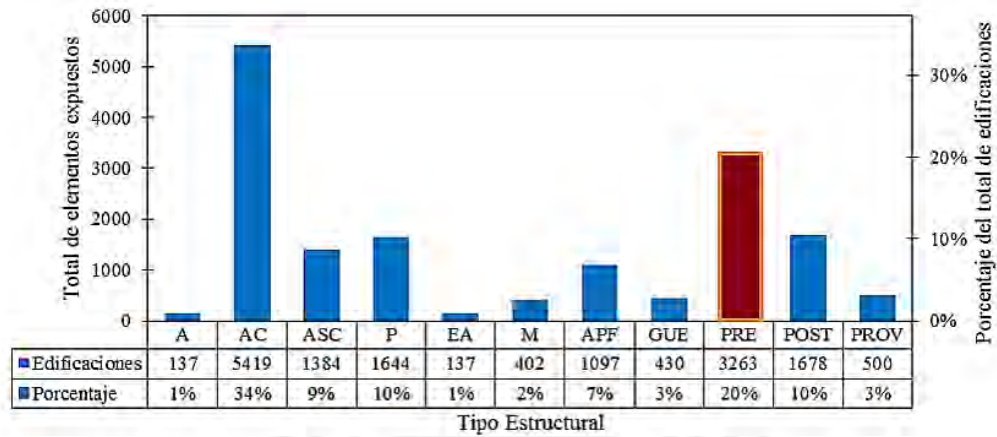


Figura 2.2: Distribución de edificios escolares de acuerdo con el sistema estructural

Fuente: Adaptada de Banco Mundial (2014)

La antigüedad de la estructura está relacionada con el periodo de construcción de la edificación, determinándose tres (3) niveles de antigüedad: “Antes de 1977”, “Entre 1977 y 1998” y “Desde 1998”, tal como lo clasifica el INEI.

La Figura 2.3 muestra que los locales escolares construidos en el periodo de 1977 - 1998 son los más abundantes (51 %).

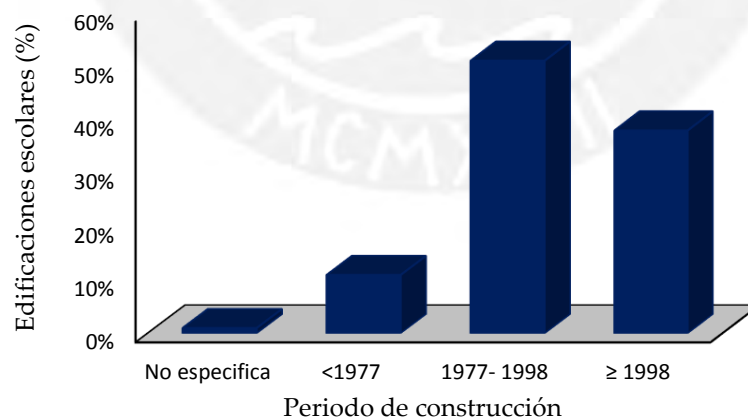


Figura 2.3: Distribución de edificios escolares de acuerdo con el periodo de construcción

Fuente: Adaptada de Banco Mundial (2014)

Los edificios escolares construidos antes de 1,977 utilizando adobe, acero, albañilería

confinada o armada, albañilería sin confinar o madera (normalizada) presentan baja calidad de construcción. La baja calidad de construcción se debió a la falta de control de calidad y supervisión técnica.

Después, los que se construyeron desde 1977 pueden presentar baja/media/alta calidad dependiendo del ejecutor de la obra. A continuación se presentan algunos ejemplos.

Los edificios 780 Pre y Post fueron construidos y supervisados por entidades cooperantes, empresas privadas, gobiernos locales o el gobierno nacional; por lo que se consideran de media/alta calidad.

Las construcciones precarias y las aulas provisionales construidas hasta 1,997 son consideradas construcciones informales de baja calidad. No obstante, las aulas provisionales después de 1,997 se construyeron utilizando madera de buena calidad.

2.2. Los edificios 780 - Pre

Los edificios escolares tipo 780 – Pre, fueron construidos entre los años de 1,977 y 1,997 y siguieron los lineamientos de la norma sismorresistente de 1,977 enfocada en dotar una adecuada resistencia, sin exigencias de control de rigidez lateral e inadecuada junta de separación para los elementos no estructurales.

Un edificio 780 – Pre, es un pabellón que consta de una planta arquitectónica rectangular de 2 a 5 aulas continuas en cada piso y son de 1 a 3 pisos. Dispone de dos fachadas en su dirección longitudinal, con ventanas en ambas fachadas: hacia la zona exterior se ubican los alféizares bajos y hacia la zona interior los alféizares altos. Igualmente, los edificios de dos pisos o más, tienen un corredor a lo largo del edificio.

Tienen características arquitectónicas similares con algunas variaciones entre la costa, sierra y selva. Por ejemplo, para la zona de la costa, el techo del edificio es horizontal, mientras que en la sierra y la selva son inclinados, tal como se muestran en la Figura 2.4.



(a) Edificio de un piso en la sierra



(b) Edificio de dos pisos en la sierra



(c) Edificio de un piso en la costa



(d) Edificio de dos pisos en la costa

Figura 2.4: Edificaciones escolares 780 - Pre, de 3 aulas por piso

El sistema estructural de los edificios 780 – Pre, consiste de pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal y muros de albañilería confinada en la dirección transversal como se aprecia en la Figura 2.5.

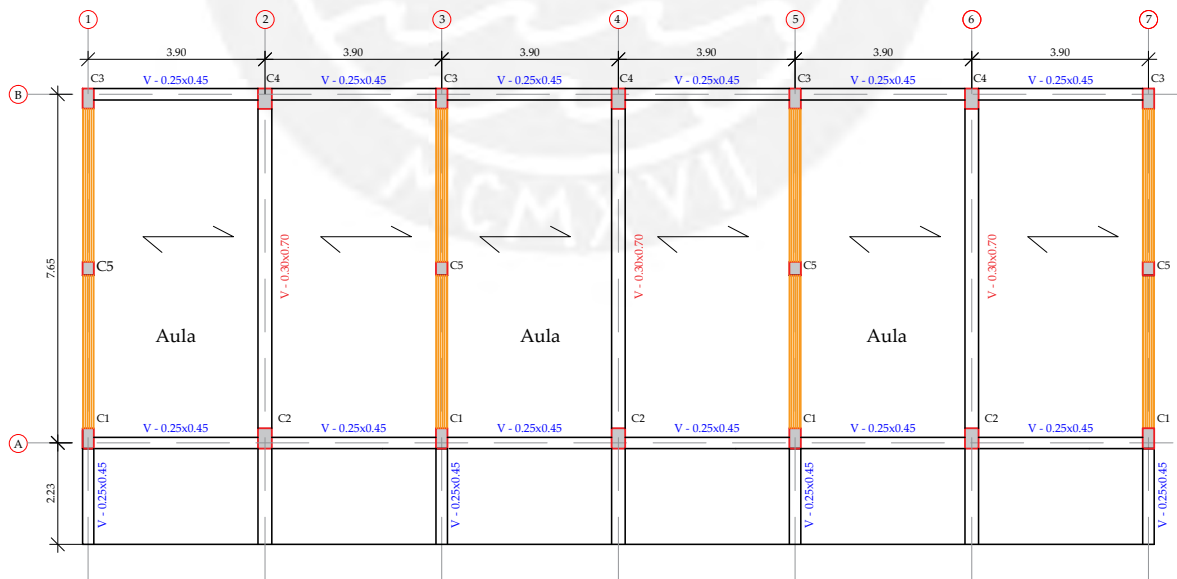


Figura 2.5: Esquema general del sistema estructural para un edificio escolar 780 – Pre, de 3 aulas

Fuente: elaboración propia

Estos edificios fueron construidos con concreto de baja resistencia a compresión y con albañilería confinada de baja resistencia a compresión axial y corte. La resistencia nominal a compresión del concreto (f'_c) es de 17.5 MPa (175 kg/cm²) y las unidades de albañilería fueron hechas a máquina y podían tener vacíos que no excedan del 25 % de su volumen.

Un edificio 780 – Pre, representativo de la costa presenta aulas de 7.80 m de largo, un ancho de corredor de 2.10m, alturas de entresijos de 3.15 m, alturas de alféizares altos de 2.0 m y de alféizares bajos de 1.30 m. Presenta juntas sísmicas de 1/2" para separar los alféizares de las columnas, sin embargo existen registros de juntas sísmicas más pequeñas por una inadecuada separación.

Las losas aligeradas son de concreto armado de espesor 0.20 m, reforzados en la dirección longitudinal del edificio. Además, el techo está conformado por vigas rectangulares de concreto armado, de 0.25x0.45 m y de 0.30x0.70 m como se aprecia en la Figura 2.5.

Los muros de albañilería confinada son de espesor 0.25 m (Ejes 1, 3, 5 y 7), y las columnas rectangulares son de concreto armado de 0.25x0.45 m (C1 y C3), de 0.30x0.45 m (C2 y C4) y de 0.25x0.25 m (C5).

Los elementos no estructurales constituyen los alféizares de espesor 0.15 m hechos de ladrillos de arcilla, las columnetas de concreto de sección 0.25x0.15 m y las vigas de amarre de sección 0.25x0.20 m.

2.3. Comportamiento sísmico observado de los edificios escolares tipo 780 - Pre

En los sismos de 1,966 y 1,970, las edificaciones escolares de Lima, Ancash y La Libertad fueron afectadas por el comportamiento de las columnas restringidas con los alféizares de las ventanas, produciéndose el efecto de columna corta. En esos años, los alféizares de las ventanas estaban adosados a las columnas e incluso era una práctica constructiva común.

Luego del sismo de 1,970, la norma sísmica peruana (primera norma) publicada en 1,977 con vigencia hasta 1,997, asignó una junta sísmica comprendida entre 1/2" a 1". Durante este periodo de tiempo, el estado peruano construyó los edificios escolares tipo 780 – Pre.

En los últimos sismos ocurridos en el Perú (años 1,996, 2,001 y 2,007) se registró daños en los edificios escolares tipo 780 – Pre, los cuales observados en la dirección longitudinal correspondieron a la falla por tracción diagonal, llamado comúnmente falla de columna corta (Figura 2.6).



(a) Edificio escolar 780 - Pre, con daños



(b) Falla por corte y pandeo de barras longitudinales



(c) Pérdida de recubrimiento de las barras de acero y junta sísmica inadecuada

Figura 2.6: Fallas por columnas cortas en la dirección longitudinal de los edificios escolares tipo 780 – Pre

Fuente: Tomada por W. Silva

Los daños observados en los locales escolares tipo 780 – Pre, por acciones sísmicas en la dirección transversal, conformada por muros de albañilería confinada, correspondieron a algunos casos de cizalle horizontal, tracción diagonal y aplastamiento en los extremos por acción de puntal (Muñoz et al., 2007) como se muestra en la Figura 2.7.

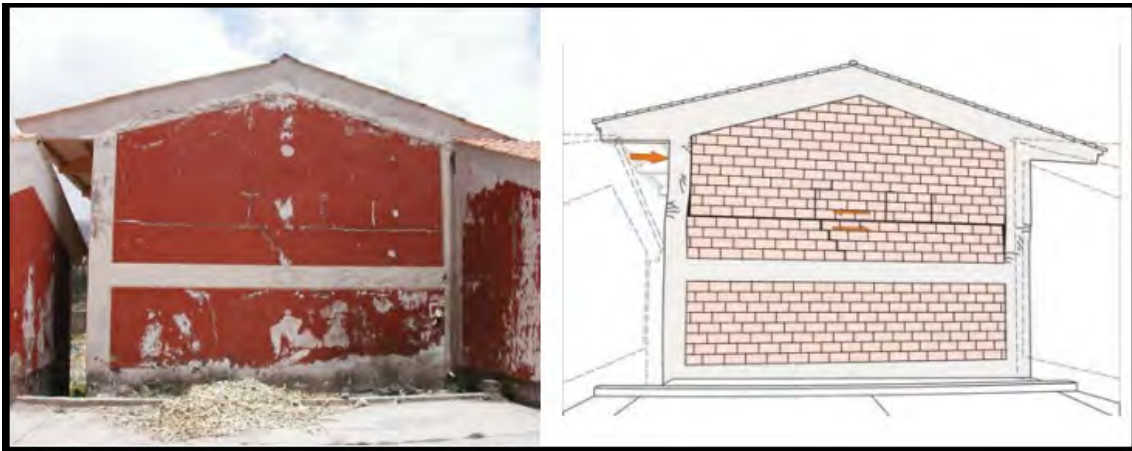


Figura 2.7: Falla por cizalle en la dirección transversal de un edificio escolar tipo 780 – Pre (izquierda) y esquema de acciones internas del muro transversal (derecha)

Fuente: Muñoz et al. (2007)

Capítulo 3

El módulo 780 - Pre, para el ensayo de simulación

3.1. Características del edificio típico 780 – Pre, estudiado

El edificio típico 780 – Pre, estudiado consta de dos (2) pisos con tres (3) aulas por piso, con techos horizontales y un corredor en voladizo en el techo del primer piso. El edificio está ubicado en la costa peruana. La Figura 3.1 muestra las características del edificio en planta.

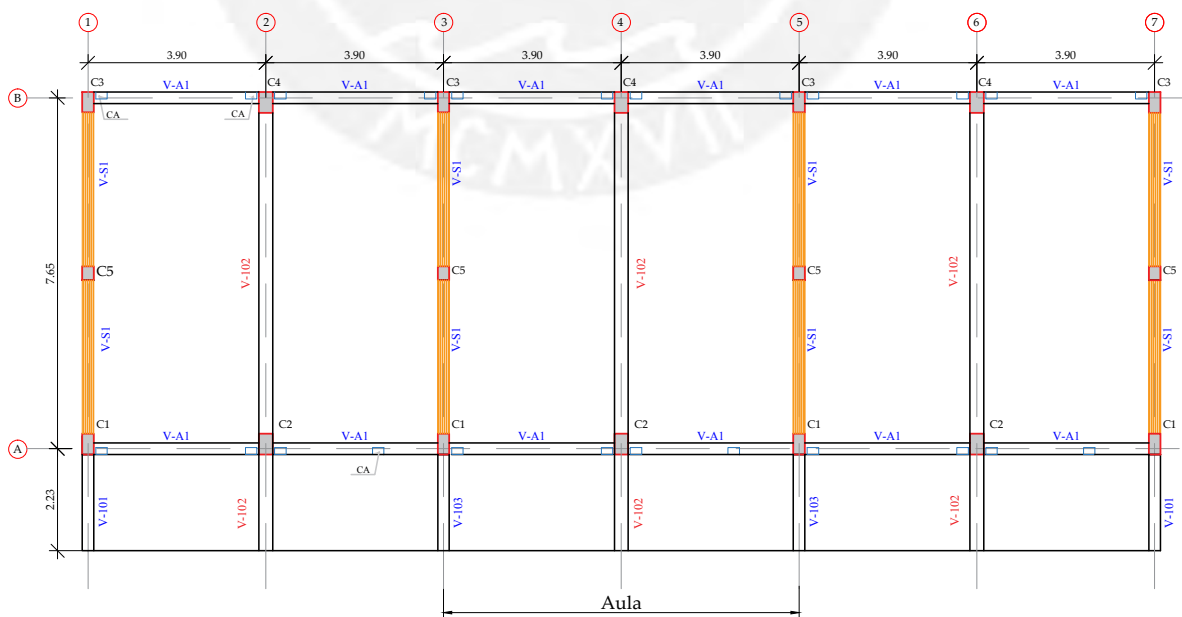


Figura 3.1: Edificio escolar 780 - Pre, estudiado

La estructura está conformado por dos (2) ejes de pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal y por cuatro (4) ejes de muros de albañilería confinada en la dirección transversal.

Las secciones transversales y su refuerzo de acero de las vigas y columnas se muestran en la Tabla 3.1 y en el anexo 1, tienen recubrimientos de 3.0 cm y las columnas de amarre 2.0 cm.

Tabla 3.1: Secciones transversales de las vigas y columnas del edificio estudiado

Elemento	Acero longitudinal	Acero transversal y su distribución
V - 101 (0.25 x 0.45 m)	Sup: 2 $\phi 1/2''$ + 2 $\phi 5/8''$ (bastón) Inf: 2 $\phi 1/2''$	1 $\square 3/8''$ 1 @ 0.05, 7 @ 0.10 y rto @ 0.20 m c/e.
V - 102 (0.30 x 0.70 m)	Sup: 2 $\phi 5/8''$ + bastón (variable) Inf: 2 $\phi 5/8''$ + 2 $\phi 3/4''$ (bastón)	1 $\square 3/8''$ 1 @ 0.05, 12 @ 0.10, 1 @ 0.15 y rto @ 0.20 m c/e.
V - 103 (0.25 x 0.45 m)	Sup: 2 $\phi 1/2''$ + 5 $\phi 5/8''$ (bastón) Inf: 2 $\phi 1/2''$	1 $\square 3/8''$ 1 @ 0.05, 7 @ 0.10 y rto @ 0.20 m c/e.
V - S1 (0.25 x 0.45 m)	Sup: 2 $\phi 1/2''$ Inf: 2 $\phi 1/2''$	1 $\square 1/4''$ 1 @ 0.05, 5 @ 0.10 y rto @ 0.25 m c/e.
V - A1 (0.25 x 0.45 m)	Sup: 2 $\phi 5/8''$ + 2 $\phi 5/8''$ (bastón) Inf: 2 $\phi 5/8''$ + 1 $\phi 5/8''$ (bastón)	1 $\square 3/8''$ 1 @ 0.05, 7 @ 0.10 1 @ 0.15 y rto @ 0.20 m c/e.
C - 1 (0.25 x 0.45 m)	6 $\phi 3/4''$	2 $\square 3/8''$ 1 @ 0.05, 10 @ 0.10, 1 @ 0.15 y rto @ 0.25 m c/e
C - 2 (0.25 x 0.45 m)	8 $\phi 3/4''$	2 $\square 3/8''$ 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 1 @ 0.15 y rto @ 0.25 m c/e
C - 3 (0.25 x 0.45 m)	6 $\phi 5/8''$	2 $\square 3/8''$ 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 1 @ 0.15 y rto @ 0.25 m c/e.
C - 4 (0.25 x 0.45 m)	8 $\phi 3/4''$	2 $\square 3/8''$ 1 @ 0.05, 5 @ 0.10, 1 @ 0.15 y rto @ 0.25 m c/e
C - 5 (0.25 x 0.45 m)	4 $\phi 1/2''$	1 $\square 1/4''$ 1 @ 0.05, 5 @ 0.10 y rto @ 0.25 m c/e
C - A (0.15 x 0.25 m)	4 $\phi 3/8''$	1 $\square 1/4''$ 1 @ 0.05, 5 @ 0.10 y rto @ 0.20 m c/e

La distribución del acero en las secciones de las columnas se muestran en la Figura 3.2.

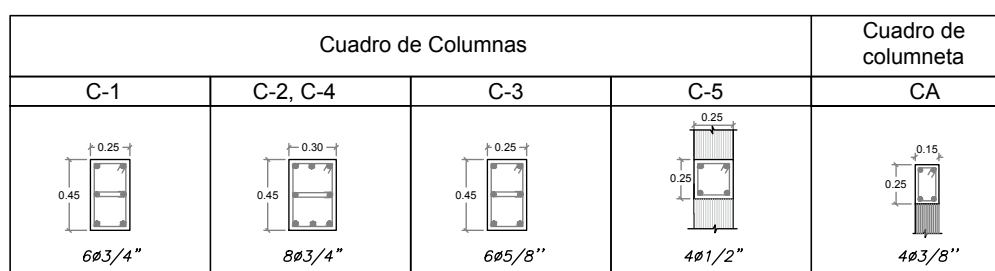


Figura 3.2: Secciones transversales de las columnas

Los muros de albañilería, de 0.25 m de espesor, son confinados por las columnas extremas que forman parte de los pórticos longitudinales y por una columna intermedia.

Los parapetos de albañilería, de 0.15 m de espesor, se encuentran ubicados en la dirección longitudinal del edificio. La altura de los parapetos altos es de 1.90 m y de los parapetos bajos es de 1.30 m; tal como se muestra en la Figura 3.3. Además, estos parapetos se encuentran aislados de la estructura principal mediante juntas de 1/2".

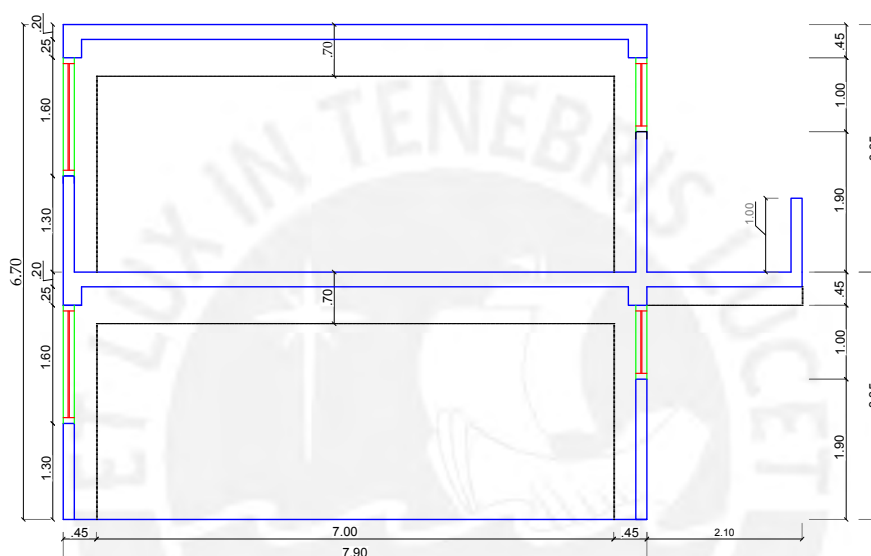


Figura 3.3: Elevación transversal del Edificio escolar 780 - Pre, estudiado

Unidad: Metro (m).

Los parapetos y los muros de albañilería fueron construidos con unidades sólidas, asentadas con pasta de mortero en proporción volumétrica 1:1:5 (cemento:cal:arena). Las juntas, tanto horizontales como verticales, tienen 1.5 cm de espesor.

Los muros de albañilería confinada tienen cimentación corrida, las columnas de los pórticos de concreto armado tienen zapatas aisladas sin vigas de cimentación y los parapetos se encuentran apoyados en sobrecimientos.

Las características de los materiales empleados en la construcción de la estructura son: la resistencia a compresión del concreto igual a 17.5 MPa (175 kg/cm²), el esfuerzo de fluencia nominal del acero corrugado igual a 420 MPa (4200 kg/cm²), la resistencia característica a compresión axial de la albañilería igual a 4 MPa (40 kg/cm²) y la resistencia característica de la albañilería al corte igual a 0.65 MPa (6.5 kg/cm²), para muros de albañilería confinados.

3.2. Técnica de conversión de escalas para modelaje

Los especímenes de ensayo fueron escalados en la proporción 1:2 debido a que la capacidad de la mesa vibradora de la PUCP es de 16 tonf.

Se empleó una técnica de similitud simple para diseñar los módulos o especímenes de ensayo, para los cuales se trabajó con las mismas resistencias de los materiales y se escalaron sus dimensiones.

En la Tabla 3.2 se presentan las ecuaciones y los factores de escala (divisores) utilizados para pasar de las características reales a las características del modelo (Tomažević and Velechovsky, 1992).

Tabla 3.2: Factores de escala para el modelo de similitud simple

Cantidad	Ecuación	Factor de escala (divisores)
Longitud (L)	$S_L = L_P/L_M$	S_L
Deformación (ε)	$S_\varepsilon = \varepsilon_P/\varepsilon_M$	1
Esfuerzo (σ)	$S_\sigma = \sigma_P/\sigma_M$	1
Peso específico (γ)	$S_\gamma = \gamma_P/\gamma_M$	1
Fuerza (F)	$S_F = S_L^2 * S_\sigma$	S_L^2
Tiempo (t), Periodo (T)	$S_t = S_T = S_L(S_g S_\varepsilon/S_\sigma)^{1/2}$	S_L
Desplazamiento (d)	$S_d = S_L * S_\varepsilon$	S_L
Masa (m)	$S_m = S_g * S_L^3$	S_L^3
Aceleración (a)	$S_a = S_F/S_m$	$1/S_L$

Teniendo en cuenta que el factor de escala fue 2 ($S_L = 2$), la duración de la señal real (T) debe reducirse a la mitad y la aceleración de la señal real debe duplicarse para los modelos a escala 1:2.

La señal real utilizada fue obtenida del registro de aceleraciones de la estación del Parque de la Reserva (Lima) correspondiente al terremoto del 31 de mayo de 1,970, ocurrido en el departamento de Ancash. El registro utilizado es la componente N82E.

3.3. Diseño del módulo 780 – Pre

Los especímenes de ensayo representan un aula de un edificio 780 - Pre, típico. A uno de ellos se le aplicó el reforzamiento de acero. Estos módulos se le denominaron “Módulo 780 - Pre” y “Módulo 780 - Pre, reforzado”, que corresponden a un módulo sin y con reforzamiento respectivamente.

3.3.1. Geometría y dimensiones del módulo

Las dimensiones del módulo fueron reducidas a la mitad debido al factor de escala 2. La geometría y las dimensiones del módulo se indican en la Figura 3.4.

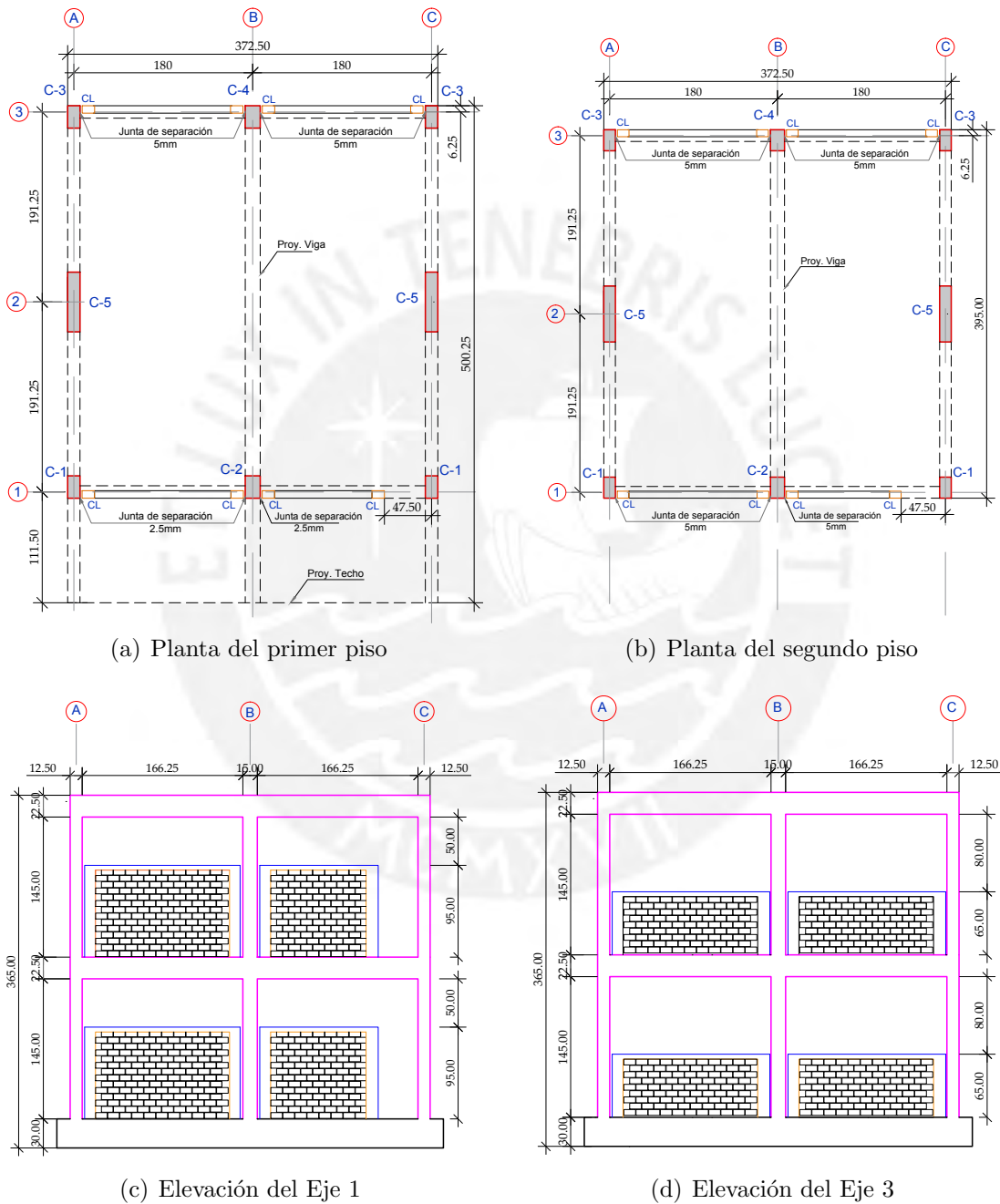


Figura 3.4: Espécimen para ensayo: Módulo 780 - Pre

Unidad: Centímetro (cm).

La base del espécimen es un viga rígida donde se anclan las columnas de concreto armado y se asientan los parapetos de albañilería.

Las columnas de C – 1 a C – 4 representan las columnas del aula representativa y las placas pequeñas, C – 5, simulan los muros de albañilería confinada de la estructura real y sirvió para aliviar el peso del módulo y controlar la torsión en planta durante el ensayo.

Los parapetos de albañilería estuvieron separados de las columnas y se determinaron como la mitad de la separación real. La separación real de juntas del edificio estudiado es de 1/2" ($\approx 1\text{cm}$) y por tanto la separación de juntas para el módulo 780 – Pre, fue de 5 mm, pero también en el edificio estudiado existían algunas juntas más pequeñas, por lo que se optó en el módulo una junta de 2.5 mm en los parapetos altos del primer piso.

3.3.2. Características de los materiales

Las características de los materiales que se adoptaron para el diseño de ambos módulos fueron idénticas al edificio estudiado y fueron:

- Las características del concreto armado para las vigas, columnas y losas fueron: un peso específico de 2400 kg/m^3 , una resistencia a compresión de diseño de 175 kg/cm^2 y se adoptó un módulo de elasticidad (E_c) de $200,000\text{ kg/cm}^2$. Además, para las vigas del anillo de cimentación se optó por una mayor resistencia a compresión del concreto de 350 kg/cm^2 , se asumió un módulo de elasticidad de $281,000\text{ kg/cm}^2$. El módulo de corte se calculó como $E_c/2.3$.
- Para el refuerzo de acero corrugado se consideró una resistencia nominal, $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad, $E_s = 2,000\,000\text{ kg/cm}^2$.
- Para la albañilería se consideró un peso específico de 1800 kg/m^3 , se adoptó un módulo de elasticidad igual a $E_m = 20,400\text{ kg/cm}^2$ y el módulo de corte se calculó como $G_m = 0.4E_m$. También se consideró la resistencia a compresión de las pilas igual a $f'_m = 4\text{ MPa} = 40\text{ kg/cm}^2$.

3.3.3. Representación de los tabiques

Para simular los parapetos de albañilería (tabique), se emplearon unidades recortadas de ladrillo “caravista”. Estas unidades recortadas representan la mitad del tamaño del ladrillo empleado en el edificio estudiado.

El ladrillo caravista utilizado tiene las dimensiones de $6 \times 12 \times 24\text{ cm}$ y de cada uno se obtuvieron 3 unidades: dos de $6 \times 7.5 \times 12\text{ cm}$ y otro de $6 \times 9 \times 12\text{ cm}$.

Para los parapetos del módulo se utilizaron las unidades de 6 x 7.5 x 12 cm y fueron asentados en aparejo de soga; es decir, el espesor de muro fue de 7.5 cm como se muestra en la Figura 3.5.

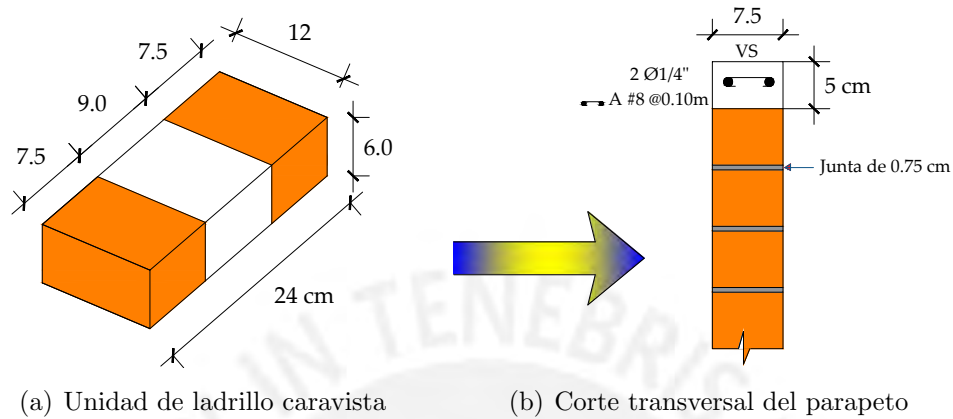


Figura 3.5: Representación del parapeto de albañilería

Unidad: Centímetro (cm).

Se empleó mortero en una proporción volumétrica de 1:4 (cemento:arena) y un espesor de juntas horizontales y verticales de 0.75 cm. Los parapetos fueron confinados por columnas y vigas de amarre, de 0.075 x 0.125 m y 0.075 x 0.05 m respectivamente. La conexión entre la columna de amarre y el parapeto de albañilería fue un endentado de aproximadamente 3 cm.

3.3.4. Diseño del anillo de cimentación

La cimentación del módulo 780 – Pre, se representó mediante una viga rígida de concreto armado y se le denominó “anillo de cimentación”.

El diseño del anillo de cimentación se hizo bajo esfuerzos admisibles de acuerdo con la norma vigente de concreto armado (NTE E.060, 2009) y se muestra en el anexo 2. Las secciones obtenidas se muestran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Secciones transversales del anillo de cimentación

Elemento	Acero longitudinal	Acero transversal y su distribución
VC - 1 (0.305 x 0.30 m)	8 ϕ 5/8"	1 \square 3/8" @ 0.25 m
VC - 2 (0.30 x 0.30 m)	8 ϕ 5/8"	1 \square 3/8" @ 0.25 m

La distancia entre los ejes A y C se redujo con la finalidad de fijar el módulo en la mesa vibradora a través de los agujeros perforados en el anillo tal como se indica en la Figura 3.6.

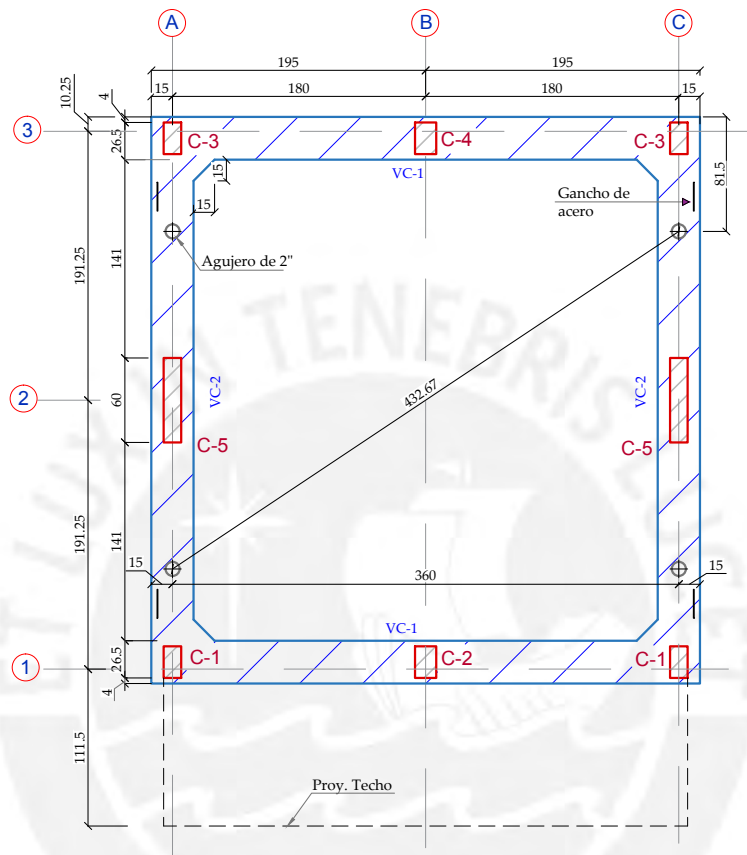


Figura 3.6: Planta de la cimentación del módulo

Unidad: Centímetro (cm).

3.3.5. Diseño del módulo 780 - Pre

El diseño de las columnas del módulo consistió en disponer aproximadamente las mismas cuantías de acero existentes en las columnas del edificio escolar estudiado, de tal manera que se genere los mismos esfuerzos cortantes en el rango elástico.

El diseño de las vigas del módulo consistió en escalar en la proporción 1:8, la capacidad máxima a flexión de las vigas del edificio 780 - Pre, estudiado.

La asignación de los elementos del módulo se muestra en la Figura 3.7 y los resultados del diseño se indican en la Tabla 3.4, desarrollado en el anexo 2.

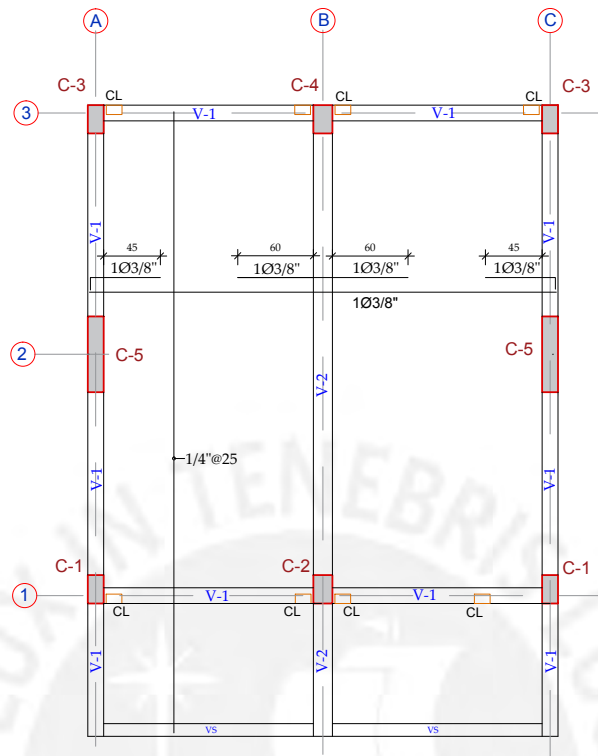


Figura 3.7: Asignación de los elementos y aligerado del primer piso del módulo 780 - Pre

Tabla 3.4: Secciones transversales del módulo 780 - Pre

Elemento	Acero Longitudinal	Acero transversal y su distribución	
V - 1 (0.125 x 0.225 m)	Sup: 4 $\phi 6\text{mm}$ Inf: 3 $\phi 6\text{mm}$	1 \square $\phi 6\text{mm}$	1 @ 0.03, 7 @ 0.05 y rto @ 0.10 m c/e
V - 2 (0.15 x 0.35 m)	Sup: 3 $\phi 8\text{mm}$ Inf: 3 $\phi 8\text{mm}$	1 \square $\phi 6\text{mm}$	1 @ 0.03, 7 @ 0.05, y rto @ 0.15 m c/e
V - S (0.075 x 0.05 m)	2 $\phi 6\text{mm}$	1 \square Alambre # 8mm	@ 0.075 m
C - 1 (0.125 x 0.225 m)	6 $\phi 3/8''$	2 \square 6mm	1 @ 0.03, 10 @ 0.04 y rto @ 0.15 m c/e
C - 2, C - 4 (0.15 x 0.225 m)	8 $\phi 1/2''$	1 \square 6mm	1 @ 0.03, 5 @ 0.10 y rto @ 0.15 m c/e
C - 3 (0.125 x 0.225 m)	6 $\phi 8\text{mm}$	1 \square 6mm	1 @ 0.03, 10 @ 0.04 y rto @ 0.15 m c/e
C - 5 (0.125 x 0.60 m)	12 $\phi 3/8''$	2 \square 8mm	1 @ 0.03, 6 @ 0.10 y rto @ 0.25 m c/e
C - L (0.075 x 0.05 m)	4 $\phi 6\text{mm}$	1 \square Alambre #8	@ 0.075 m

3.4. Peso del módulo 780 - Pre

La capacidad de carga máxima del puente grúa es de $16 \pm 0.5 \text{ tonf}$. Esto es un condicionante para el peso del espécimen cargado. El peso teórico total del módulo 780 - Pre (12.61 tonf) más el dispositivo mecánico de izaje (2.70 tonf), suma 15.31 tonf. Esta carga está dentro del rango que puede accionar el puente grúa. La Tabla 3.5 muestra el peso teórico del módulo 780 - Pre.

Tabla 3.5: Peso teórico del módulo 780 - Pre

Elemento	Peso en kgf (Tonf)
Losa 2do Piso	2346(2.35)
Losa 1er Piso	2992(2.99)
C - 1	452(0.45)
C -2, C - 4	543(0.54)
C - 3	452(0.45)
C - 5	1206(1.21)
Parapetos Altos	799(0.80)
Parapetos bajos	625(0.63)
Subtotal	
Módulo 780 - Pre	9415(9.42)
Cimentación (Anillo de cimentación)	3190(3.19)
Total	
Peso Teórico del módulo	12605(12.61)

3.5. Proceso constructivo

El proceso constructivo adoptado es similar al seguido en la construcción de los edificios educativos tipo 780 - Pre. El proceso constructivo tuvo la siguiente secuencia:

- Construcción del anillo de cimentación, dejando anclado el refuerzo vertical de las columnas y columnetas.

Primero se habilitó y colocó la madera del fondo de las vigas de cimentación. Segundo: se habilitó y colocó el acero de refuerzo tanto de las vigas de cimentación como de las columnas y columnetas y se terminó el encofrado de las vigas. Tercero: se procedió al vaciado del concreto, vibrado de la mezcla y la extracción de cuatro (4) probetas estándar para su ensayo posterior. Por

último, una vez desencofrado el anillo de cimentación se procedió al curado con agua y chute durante 7 días.

- Construcción de las columnas hasta el nivel de fondo de las vigas del primer techo.

Habiendo sido colocados los refuerzos verticales de las columnas, hechas de una sola pieza desde el anillo de cimentación hasta el segundo techo; se procedió a habilitar y colocar los estribos hasta el nivel del fondo de la viga del primer piso. Segundo: se encofró todas las columnas y se verificó la verticalidad. Tercero se procedió al vaciado del concreto, al vibrado de la mezcla y la extracción de tres (3) probetas estándar para su ensayo posterior. Por último, una vez desencofradas las columnas se procedió al curado con agua y chute durante 7 días.

- Construcción de la losa aligerada de techo y vigas peraltadas del primer piso.

Primero se habilitó el fierro y la madera para el encofrado del techo y las vigas del primer piso. Segundo se colocó y niveló el encofrado, el ladrillo de relleno y la armadura de acero. Tercero se procedió al vaciado del concreto, al vibrado de la mezcla y la extracción de dos (2) probetas estándar para su ensayo. Por último, una vez endurecido el concreto se procedió al curado con agua durante 7 días.

- Construcción de las columnas del segundo nivel.

Se repitió el mismo procedimiento seguido para las columnas del primer nivel.

- Construcción de la losa aligerada de techo y vigas peraltadas del segundo piso.

Se repitió el mismo procedimiento seguido para el techo y vigas del primer nivel.

- Construcción de los tabiques de albañilería.

Primero se habilitó el fierro y la madera para las vigas soleras de los tabiques de albañilería. Segundo: se colocaron los estribos de las columnetas. Tercero: se asentaron los ladrillos recortados controlando la altura de las hiladas con escantillón y su verticalidad con la plomada. La mezcla del mortero fue hecha manualmente en seco. Cuarto: se colocó el fierro de las vigas soleras y se encofraron estos juntos con las columnetas. Finalmente se vació el concreto y al siguiente día se procedió a desencofrar.

En el Anexo 3 se presentan fotos que ilustran el proceso constructivo del módulo 780 – Pre y en la Tabla 3.6 se muestra los resultados de los ensayos de compresión axial en probetas estándar de concreto a los 28 días.

Tabla 3.6: Resultados de los ensayos de compresión axial en probetas estándar de concreto

Elemento	Probeta N°	Esfuerzo (kg/cm ²)	Esfuerzo promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coefficiente de variación (%)
Cimentación	1	366.80	380.50	10.27	2.70
	2	380.40			
	3	391.50			
	4	383.10			
Columnas del primer piso	1	229.30	231.70	4.11	1.77
	2	229.30			
	3	236.40			
Columnas del segundo piso	1	256.80	251.80	7.11	2.82
	2	246.70			
Techo aligerado del primer piso	1	383.50	357.00	37.53	10.51
	2	330.50			
Techo aligerado del segundo piso	1	304.70	307.00	3.32	1.08
	2	309.40			
	3	319.30			

3.6. Problemas durante la construcción

Tuvimos algunos problemas durante el proceso de construcción de los módulos. Estos se debieron, básicamente, a las pequeñas dimensiones que resultaron al aplicar el escalamiento. A continuación se describen estos problemas:

- Dificultades para el vaciado del concreto: se eliminó la posibilidad de que se produzcan atoros (y que resulten cangrejeras) por el tamaño del agregado grueso y el espaciamiento de la armadura de fierro. Se incorporó un aditivo plastificante a la mezcla de concreto, con el fin de mejorar su trabajabilidad. Así se consiguió un slump de 7". El tamaño máximo del agregado grueso fue controlado por los tres cuartos del espaciamiento libre entre barras de refuerzo, 1 cm, diámetro 3/8". Además, el vaciado de las columnas se realizó utilizando baldes pequeños ya que las secciones son pequeñas. Igualmente, no se pudo usar el vibrador eléctrico, por lo que se utilizaron una varilla lisa y comba de goma. Los resultados fueron buenos: no hubo ninguna cangrejera.
- El trabajo de la colocación del acero longitudinal en vigas resultó ser muy difícil y lento. Hubo una concentración importante de barras en las zonas de encuentro de vigas y columna.

Capítulo 4

El sistema de reforzamiento para el ensayo de simulación

4.1. Técnica de reforzamiento para los edificios escolares

Seleccionar una técnica adecuada de reforzamiento de una estructura, implica analizar el comportamiento actual de la estructura y el desempeño que se busca. Una decisión importante es considerar el aporte del sistema de refuerzo para la demanda sísmica de manera parcial o completa pero básicamente manteniéndose en niveles elásticos (Figura 4.1).

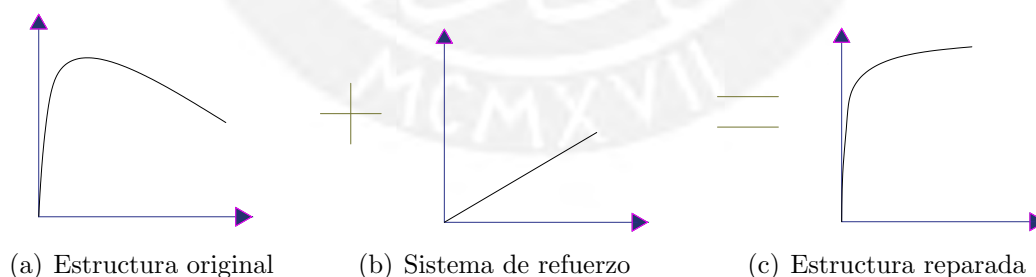


Figura 4.1: Esquema general de una estructura reparada

La mayoría de las técnicas de reforzamiento y/o rehabilitación logran incrementar la resistencia y la masa respecto de la estructura original. Además de obtener una disminución del periodo, lo que dependiendo del tipo de suelo donde se desplante y el peligro sísmico de la zona, demandaría una mayor resistencia y ductilidad para la estructura reforzada.

Por lo que la utilidad de una técnica de reforzamiento consiste en garantizar una adecuada resistencia, rigidez y ductilidad para algún evento sísmico futuro (NTE E.030, 2016) . En caso contrario, la técnica de reforzamiento debe ser descartada.

Las técnicas de reforzamiento que se consideran actualmente, se han clasificado como reforzamientos tradicionales y reforzamientos mediante sistemas modernos de protección sísmica.

4.1.1. Reforzamientos tradicionales

Estas técnicas tradicionales buscan aumentar la rigidez y resistencia de la estructura mediante la inclusión de nuevos elementos sismorresistentes. Elementos de concreto armado, muros de albañilería o acero estructural, por ejemplo. Con aquellas técnicas se puede formar un sistema de pórticos, sistema de marcos o de manera individual, aumentando las dimensiones de vigas y columnas existentes.

En la Tabla 4.1 se muestran varias técnicas de reforzamiento tradicionales aplicables a los módulos 780 – Pre, se describen y analizan brevemente.

4.1.2. Reforzamientos con sistemas modernos de protección sísmica

Se trata de tecnología cuya efectividad para mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras ya ha sido probada. Las más conocidas en el Perú, aunque con poco tiempo en el mercado local, son los disipadores de energía y los refuerzos de fibras de carbono. Ambos sistemas mejoran notablemente el comportamiento antisísmico de las estructuras. En la Tabla 4.2 se muestra una breve descripción de las técnicas mencionadas.

Tabla 4.1: Técnicas tradicionales de reforzamiento

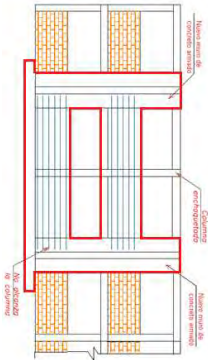
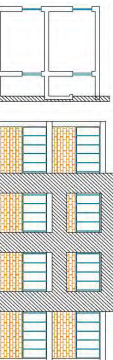
Nombre	Descripción	Objetivos	Costo
<p>T - 1 <i>Reforzamiento mediante la incorporación de muros acoplados de concreto armado</i></p> 	<p>Consiste en incorporar muros y vigas (vigas de acoplamiento) de concreto armado en las fachadas longitudinales (Muñoz et al., 2007).</p>	<p>Permite incrementar la resistencia y rigidez global de la estructura existente. Pretende prevenir el colapso en sismos raros (Tr=475 años) y reducir significativamente los daños en sismos frecuentes (Tr=45 años) (Muñoz et al., 2007).</p>	<p>Aunque se requiere de trabajos previos de demolición de los muros de fachada; lo que ocasiona la necesidad de acarreo y eliminación de desmonte, el costo del reforzamiento está definido por los volúmenes de trabajo y materiales. El costo de la mano de obra y de los materiales es relativamente bajo porque todos se encuentran disponibles en el mercado nacional.</p>
<p>T - 2 <i>Reforzamiento mediante la inclusión de un pórtico sísmico complementario y la intervención de columnas</i></p> 	<p>Consiste en construir un pórtico de concreto armado (Pórtico Sísmico Complementario, PSSC) en el borde exterior del corredor o pasillo (fachada delantera). Además, reforzar todas las columnas de la fachada posterior incrementando la sección transversal (Muñoz et al., 2007).</p>	<p>Permite incrementar la resistencia y rigidez global de la estructura existente. Se lograría prevenir el colapso en sismos raros (Tr=475 años) y reducir significativamente los daños en sismos frecuentes (Tr=45 años) (Muñoz et al., 2007).</p>	<p>El costo será definido por los volúmenes de concreto en cimentación, columnas y vigas del pórtico. Los volúmenes de trabajo y materiales son cantidades intermedias entre lo que se necesitaría hacer entre muros acoplados e intervención total de las columnas, con menos demolición, acarreo y eliminación.</p>

Tabla 4.1: Técnicas tradicionales de reforzamiento


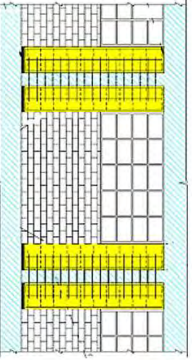
Nombre	Descripción	Objetivos	Costo
<p>T - 3 <i>Reforzamiento mediante la intervención de columnas</i></p> 	<p>Consiste en el encamisado de concreto de las columnas que soportan las vigas transversales y el remplazo de nuevas columnas en las columnas de confinamiento (forman el confinamiento de los muros de albañilería). Los nuevos elementos son de forma T (Muñoz et al., 2007).</p>	<p>Permite incrementar la resistencia y rigidez global de la estructura existente. Se lograría prevenir el colapso en sismos raros ($Tr=475$ años) y reducir significativamente los daños en sismos frecuentes ($Tr=45$ años) (Muñoz et al., 2007).</p>	<p>El costo de la mano de obra y de materiales es relativamente bajo ya que son fáciles de conseguir en todo el Perú. Los volúmenes de concreto, encofrado y fierro son pequeñas cantidades, incluso los aditivos específicos necesarios son de bajo costo.</p>
<p>T - 4 <i>Reforzamiento mediante la adición de nuevas columnas de concreto armado</i></p> 	<p>Consiste en adicionar nuevas columnas de concreto armado a ambos lados de las columnas existentes de las fachadas longitudinales, conectadas mediante pasadores que los atraviesan (Banco Mundial, 2014).</p>	<p>Con esta técnica de reforzamiento se lograría prevenir el colapso y el daño severo en niveles de peligro intermedio. ($Tr=100$ años) (Banco Mundial, 2014).</p>	<p>El costo de la mano de obra y de materiales es relativamente bajo ya que son fáciles de conseguir en todo el Perú. Los volúmenes de concreto, encofrado y fierro son pequeñas cantidades.</p>

Tabla 4.1: Técnicas tradicionales de reforzamiento

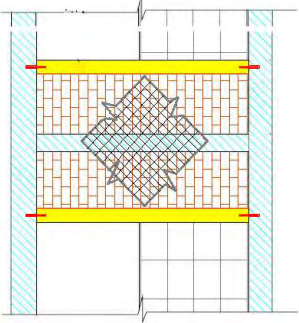
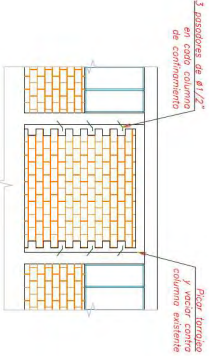
Nombre	Descripción	Objetivos	Costo
<p>T - 5 <i>Reforzamiento mediante muretes de albañilería reforzados con malla en ambas caras</i></p> 	<p>Consiste en colocar muretes de albañilería, reforzados con malla electrosoldada por ambas caras del muro (aparejo de cabeza), junto a las columnas de las fachadas longitudinales del edificio. Los muretes quedarían confinados con columnetas que se anclan a las vigas con pasadores (CISMID, 2015).</p>	<p>Permite incrementar la resistencia y rigidez global de la estructura existente. Con esta técnica de reforzamiento se lograría prevenir el colapso y el daño severo en niveles de peligro intermedio (Tr = 100 años) (Muñoz et al., 2007).</p>	<p>Es una técnica económica porque no implica grandes volúmenes de concreto ni encofrados ni hierro. El insumo de ladrillo KK es de mayor incidencia en la ejecución del reforzamiento bajo esta técnica.</p>
<p>T - 6 <i>Reforzamiento mediante el cierre de paños con muros de albañilería</i></p> 	<p>Consiste en construir algunos muros de albañilería de 25 cm de espesor, cerrando algunos vanos de ventanas de los dos ejes longitudinales del edificio. Los nuevos muros serán enmarcados por columnetas y vigas, las columnetas estarán junto con las columnas existentes retirando su recubrimiento y unidos por pasadores (Banco Mundial, 2014).</p>	<p>Permite incrementar la rigidez global de la estructura existente. Con esta técnica de reforzamiento se lograría prevenir el colapso y el daño severo en niveles de peligro intermedio (Tr = 100 años) (Banco Mundial, 2014).</p>	<p>Es una técnica muy económica porque no implica grandes volúmenes de concreto ni encofrados ni hierro. El insumo de ladrillo KK es barato en todo el Perú. Además, es el insumo de mayor incidencia en la ejecución de los trabajos bajo esta técnica.</p>

Tabla 4.1: Técnicas tradicionales de reforzamiento



Nombre	Descripción	Objetivos	Costo
<p>T - 7 <i>Reforzamiento mediante la adición de componentes de arriostres de acero</i></p> 	<p>Consiste en colocar perfiles metálicos como arriostres entre las columnas de las fachadas longitudinales del edificio (Terán A, 2006).</p>	<p>Permite incrementar la resistencia y rigidez global de la estructura existente. Además, provee un adecuado comportamiento frente a sismos severos (Terán, 2006).</p>	<p>Los costos comparativos en relación a otras intervenciones resultan estar en un rango intermedio. Los precios de la mano de obra y de los materiales son más elevados de los que se usaría para concreto, albañilería.</p>
<p>T - 8 <i>Reforzamiento de columnas y/o vigas con planchas de acero</i></p> 	<p>Consiste reforzar las columnas y/o vigas mediante bandadas de acero unidas o encaμισetado con planchas compuestas de acero. Las planchas de acero deben ser preparadas con chorro de arena o lijado eléctrico (Oviedo, 2001).</p>	<p>Permite incrementar la resistencia y rigidez global de la estructura existente. Además provee un adecuado comportamiento frente a sismos severos (Oviedo, 2001).</p>	<p>Los costos comparativos en relación a otras intervenciones resultan estar en un rango intermedio. Los precios de la mano de obra y de los materiales son más elevados de los que se usaría para concreto o albañilería. Además, se requiere tiempo de fabricación de las planchas de acero y elaboración de las piezas necesarias.</p>

Tabla 4.1: Técnicas tradicionales de reforzamiento

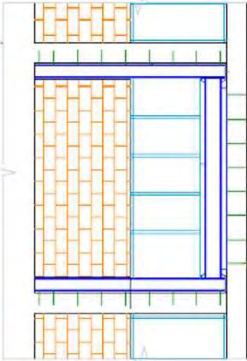
Nombre	Descripción	Objetivos	Costo
<p>T - 9 Reforzamiento mediante la incorporación de pórticos metálicos</p> 	<p>Consiste en colocar pórticos metálicos en la dirección de las fachadas longitudinales del edificio. Los pórticos metálicos deben estar anclados a las vigas y columnas existentes (Banco Mundial, 2014).</p>	<p>Permite incrementar la resistencia y rigidez global de la estructura existente. Provee un adecuado comportamiento frente a sismos severos (Banco Mundial, 2014).</p>	<p>Los costos comparativos en relación a otras intervenciones resultan estar en un rango intermedio. Los precios de la mano de obra y de los materiales son más elevados de los que se usaría para concreto y albanilería. Además, son fáciles de conseguir en el Perú.</p>

Tabla 4.2: Técnicas modernas de reforzamiento.


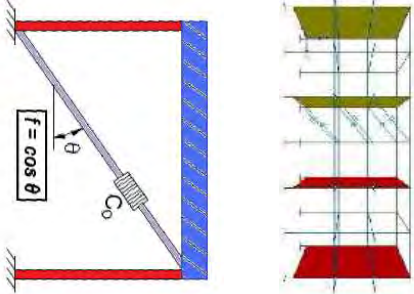
Nombre	Descripción	Objetivos	Costo
<p>T - 10 <i>Reforzamiento con fibras de carbono</i></p> 	<p>Es un polímero 10 veces más resistente a la tracción que el acero corrugado (35,500 kg/cm² vs 4200 kg/cm²). Consiste en envolver con una o varias capas de láminas de fibra de carbono colocadas alrededor o debajo de las secciones a reforzar; ya sean vigas, muros o columnas de concreto (Tantaleán, 2002).</p>	<p>Incrementa la resistencia a la flexión en el sentido longitudinal del elemento a reforzar y resistencia al corte en las caras laterales de la sección transversal del elemento. Para muros de concreto o albañilería, este tipo de refuerzo ayuda a soportar las cargas de compresión o las cargas laterales que puedan presentar (Tantaleán, 2002).</p>	<p>El costo es relativamente alto comparado con las técnicas tradicionales. El costo de la mano de obra podría ser significativamente más alto porque se requiere de cuadrillas conformadas por operarios calificados, con experiencia y pericia certificadas, siempre bajo la supervisión de un ingeniero civil entrenado en esta técnica. En el Perú, la mano de obra calificada se concentra, básicamente, en Lima; ocasionando costos de traslado y estadía en los lugares atendidos.</p>

Tabla 4.2: Técnicas modernas de reforzamiento.

Nombre	Descripción	Objetivos	Costo
<p>T - 11 <i>Reforzamiento con disipadores de Energía</i></p> 	<p>Consiste en colocar dispositivos de disipación de energía, usualmente patentados, en las fachadas longitudinales del edificio (Oviedo, 2006).</p>	<p>Provee un control de las derivas de entrepiso y mantiene a los elementos del sistema aporticado en el rango elástico. Las deformaciones de los pórticos se mantendrán en un nivel aceptable (Oviedo, 2006).</p>	<p>El costo es relativamente alto comparado con las técnicas tradicionales para edificios bajos. El costo de la mano de obra es mayor comparado con las técnicas tradicionales porque se requiere de personal calificado y capacitado para la instalación de estos dispositivos. En cuanto a los costos de los materiales también resultan ser altos porque los elementos amortiguadores o disipadores no son fabricados en el Perú. Esto ocasiona, necesariamente, mayor tiempo de ejecución de los trabajos de reforzamiento por el tiempo de fabricación de los elementos y su importación.</p>

4.2. Técnica de reforzamiento estudiada

El reforzamiento a emplear para los edificios escolares estuvo en función de las características de la estructura y de los sistemas estructurales de reforzamiento existentes.

El reforzamiento consistió de diagonales concéntricas de acero, integradas a un marco de acero entre los marcos de concreto armado de la estructura existente como se muestra en la Figura 4.2. Adicionalmente, en la estructura existente se hicieron juntas de separación entre los parapetos de albañilería y las columnas de concreto, a una determinada longitud y espesor.

Esta técnica permite reducir la demanda sísmica debido a que las diagonales concéntricas aportan una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos (Crisafulli, 2012).

Esta técnica tiene bajo impacto, tanto sobre la arquitectura del edificio como sobre la funcionalidad y continuidad de las actividades escolares. Requiere de muy poco tiempo de intervención y permite fabricar los componentes de acero en taller y luego montarlos en obra con alteraciones mínimas de la actividad que se desarrolla durante la construcción.

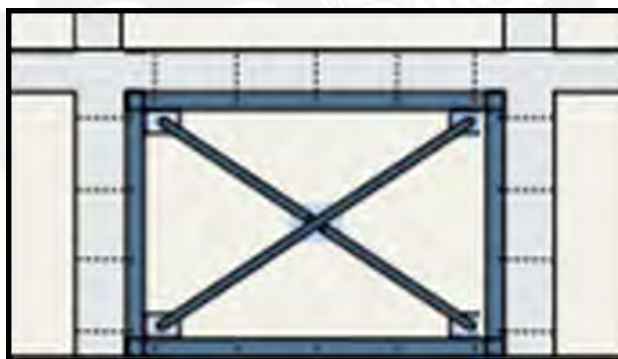


Figura 4.2: Reforzamiento con diagonales y marco de acero a una estructura existente de concreto armado

4.3. Diseño del reforzamiento de acero

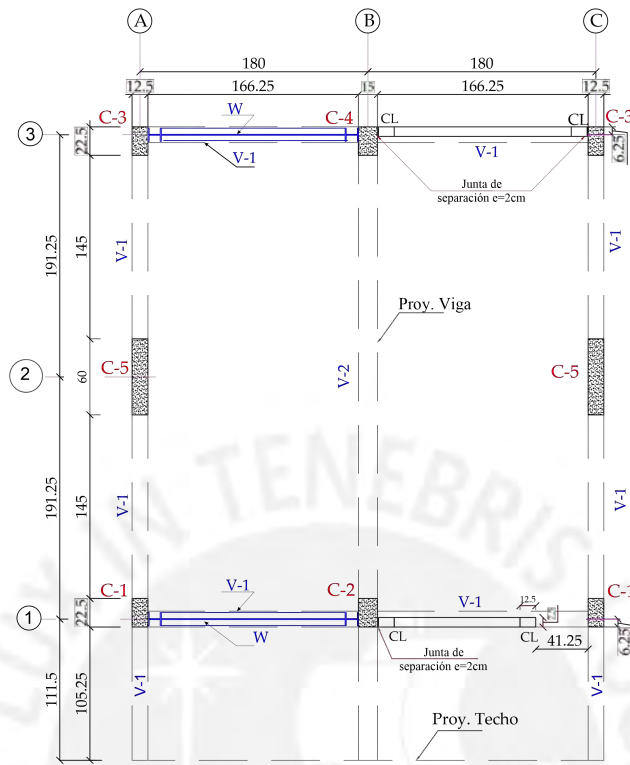
4.3.1. Consideraciones para el diseño

Se consideraron los siguientes criterios estructurales:

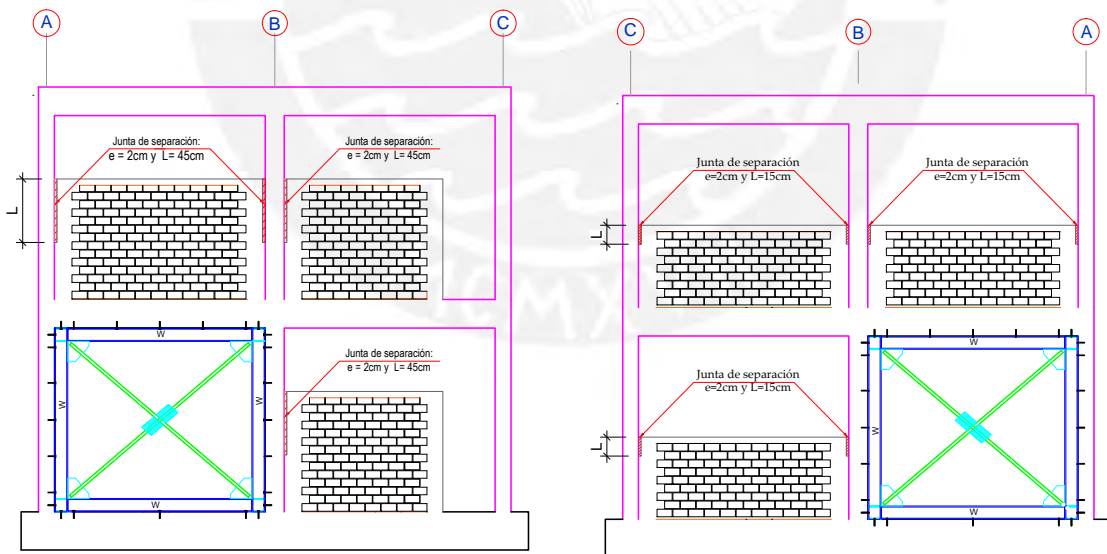
- Cuidar la esbeltez de las diagonales. Los valores sugeridos por la Norma E.090 son kL/r menores a 200. Esto depende del número esperado de ciclos plásticos. En un caso que se requiera muchos ciclos es conveniente usar $kL/r \ll 200$.
- Valores de la demanda de curvatura baja para las diagonales. Dotar a las diagonales radios de giro altos con la cual se evita su pandeo.
- El sistema de la estructura de refuerzo tiene que ser muy rígida y el sistema de la estructura existente debe mantenerse con un comportamiento elástico.
- Considerar ángulos de las diagonales de acero que estén comprendidas entre 30° y 60° . Caso contrario, se desarrollan esfuerzos internos en las diagonales o en el pórtico que son desproporcionados y el sistema pierde eficiencia.
- Lograr que en cada plano resistente las diagonales se dispongan de forma tal que la respuesta del sistema sea aproximadamente simétrica (en términos de resistencia y rigidez) cuando la estructura se expone a acciones laterales cíclicas.

4.3.2. El sistema de reforzamiento de acero

El reforzamiento de acero se ubicó en los ejes 1 y 3 entre los ejes A y B, y las juntas de separación fueron de 2 cm entre los parapetos y las columnas de concreto, con longitudes (L) de 45 cm y 15 cm en los ejes 1 y 3 respectivamente como se muestra en la Figura 4.3.



(a) Planta del primer piso



(b) Elevación del eje 1

(c) Elevación del eje 3

Figura 4.3: Ubicación del reforzamiento en el módulo

Unidad: Centímetros.

4.3.3. Características de los materiales del sistema de reforzamiento

Las propiedades de los elementos de refuerzo, basados en la norma de estructuras metálicas (NTE E.090, 2016) son:

- Acero estructural a emplearse en planchas, perfiles y tubos: Acero ASTM A36, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36 ksi).
- Soldadura de arco protegido. Electrodo AWS serie E70XX (70 ksi).
- Conectores de corte de alta resistencia, diámetro 1/4", ASTM A108, $f_y = 2090 \text{ kg/cm}^2$ (30 ksi).
- Epóxico de inyección: alta resistencia al escurrimiento, curado rápido y especial para anclaje de pernos.

4.3.4. Diseño del sistema de reforzamiento

El criterio fundamental para el diseño de este sistema de reforzamiento es limitar la ocurrencia del pandeo global en las diagonales comprimidas, con lo cual la estructura no tiene posibilidades de disipar energía en forma significativa.

El diseño del sistema de reforzamiento de acero se hizo de acuerdo con la Norma E.090 y se muestra en el anexo 4. En términos generales, las diagonales forman una estructura reticulada y se unen en los extremos del pórtico de acero a través de soldaduras en las cartelas. El pórtico de acero tuvo conexiones a momento entre sus componentes y fue conectado a través de pernos en la estructura de concreto.

En las Figuras 4.4 y 4.5 se presentan las características y detalles de los componentes de acero.

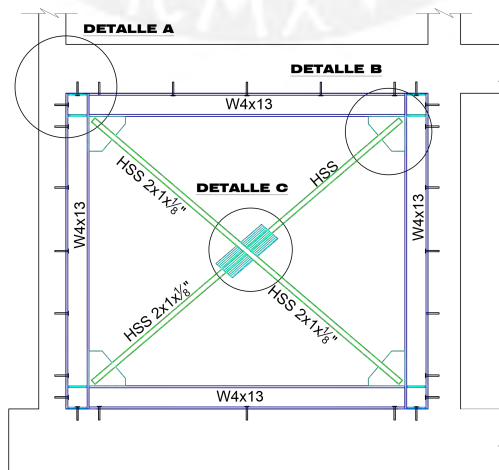


Figura 4.4: El reforzamiento estudiado

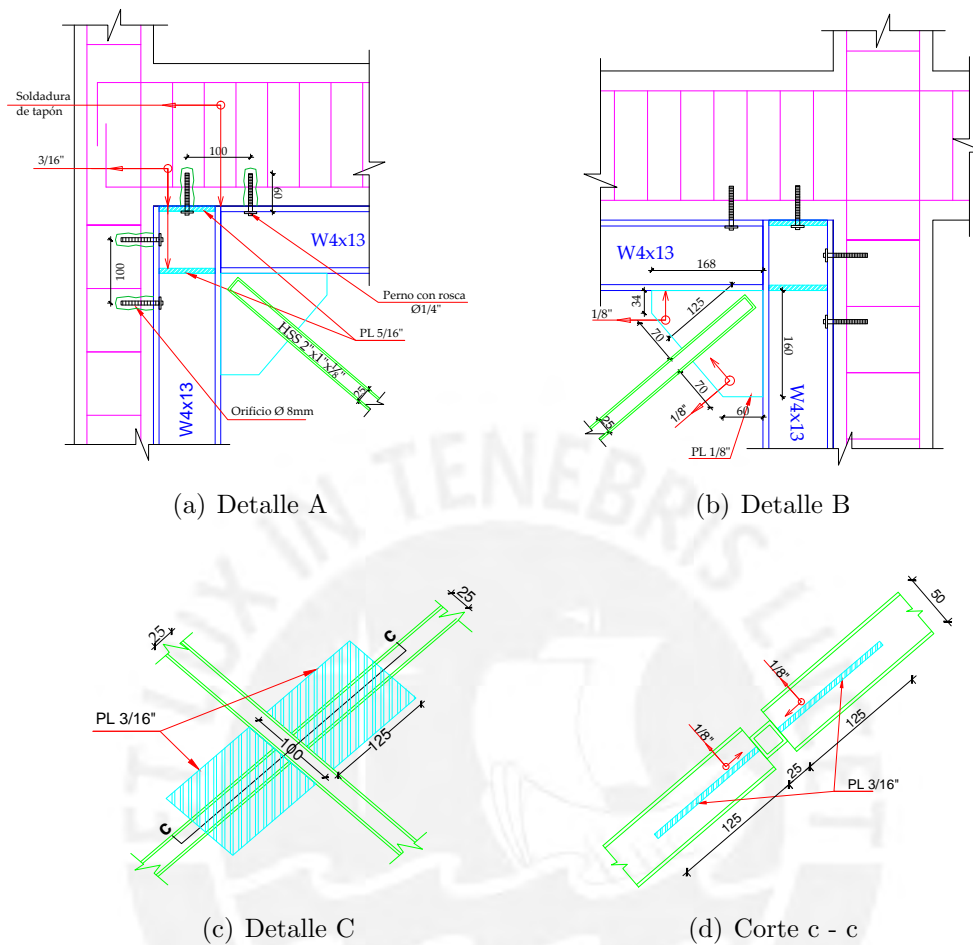


Figura 4.5: Detalles de los componentes de acero

Unidad: Milímetros.

4.4. Peso del módulo 780 - Pre, reforzado

El peso teórico del módulo 780 - Pre, reforzado (12.50 tonf) más el dispositivo mecánico de izaje (2.70 tonf), suma 15.20 tonf. Esta carga está dentro del rango que puede accionar el puente grúa (carga máxima: $16 \pm 0.5 \text{ tonf}$). La Tabla 4.3 muestra el peso teórico del módulo obtenido del peso propio de los elementos.

Tabla 4.3: Peso teórico del módulo 780 - Pre, reforzado

Elemento	Peso en kgf (Tonf)
Losa 2do Piso	2346(2.35)
Losa 1er Piso	2992(2.99)
C - 1	452(0.45)
C -2, C - 4	543(0.54)
C - 3	452(0.45)
C - 5	1206(1.21)
Parapeto Alto	572(0.57)
Parapeto bajo	469(0.47)
Elementos de acero	275(0.28)
Subtotal	
Módulo 780 - Pre	9306(9.31)
Cimentación (Anillo de cimentación)	3190(3.19)
Total	
Peso total	12497(12.50)

4.5. Proceso constructivo del reforzamiento

El proceso constructivo desarrollado para el reforzamiento del módulo fue el siguiente:

- a) Se demolió los parapetos en los vanos donde se instalarían los marcos metálicos. Paralelamente en un taller externo se ejecutó la habilitación y corte de los componentes que forman el pórtico y las diagonales de acero; preparados con dimensiones ideales especificados en los planos de reforzamiento. La longitud de las columnas de acero fue la altura del vano y de las vigas de acero fue la distancia horizontal entre las dos columnas de acero (Figura 4.5).
- b) Se trazó los puntos de anclaje, en las columnas y vigas de concreto armado. Seguidamente se perforó los puntos con taladro percutor y broca de 8 mm. Algunos puntos fueron nuevamente trazados porque el taladro llegó al fierro longitudinal de la columna o viga de concreto.
- c) Se emplantilló los puntos de anclaje ya perforados, en las columnas y vigas de acero. Seguidamente se perforó los puntos con taladro y broca de 8 mm.
- d) Se limpió las cavidades en el concreto utilizando compresora y pistola de aire comprimido, de manera que quedaron libres de polvo y partículas sueltas. Esto con el fin de garantizar la buena adherencia del pegamento epóxico.

e) Se montó los elementos metálicos y se colocó los pernos de anclaje:

Este paso comprende las secuencias de limpieza de los pernos en toda su longitud, relleno completo de las perforaciones con un pegamento epóxico siguiendo las indicaciones del fabricante del mismo, montaje de las columnas de acero y colocación y fijación de los pernos, montaje de las vigas de acero y colocación y fijación de los pernos, colocación y ajuste de las tuercas y arandela plana de los pernos utilizando una llave de boca (con torque de ajuste manual).

- f) Se soldó con filete de 3/16" los rigidizadores (planchas de 5/16") de las columnas de acero.
- g) Se soldó las uniones entre la columna y la viga de acero con soldadura de tapón.
- h) Se soldó las cartelas (planchas de 3/16") en las zonas extremas y media de ambas diagonales armadas en forma de cruz, luego se soldó las cartelas al pórtico acero con soldadura de filete de 1/8".
- i) Finalmente se limpió, se aplicó la pintura base y la pintura esmalte en los pórticos de acero.

En el Anexo 5 se presentan las fotos que ilustran los detalles constructivos del reforzamiento.

4.6. Problemas y sugerencias en el proceso de reforzamiento

Se tuvieron problemas con el sistema de reforzamiento de acero realizado a pie de obra y fueron los siguientes:

- Las perforaciones para anclajes en la cara inferior de las vigas de concreto resultaron difíciles por la posición incómoda del operador del taladro. La solución es contar con una mano de obra altamente calificada y con un taladro con guía para conseguir una perforación recta y perpendicular al eje de la viga superior.
- Se presentó una pequeña diferencia entre las dimensiones finales del pórtico de concreto y las del pórtico de acero debido a que la estructura de acero no fue preparado de acuerdo con las dimensiones reales de obra sino con las dimensiones especificadas en los planos.

Si se tratara de una sola obra, la habilitación y preparación de los componentes de acero podría ser ejecutada al pie de obra, para entregar medidas precisas, como por ejemplo se debió hacer en este módulo.

Pero para una aplicación masiva, la preparación y habilitación del pórtico y las diagonales de acero deben ser ejecutadas en un taller externo; para después

ser transportados, montados y fijados a la estructura de concreto existente con una tolerancia de alrededor de 1" y relleno con un mortero nivelante de alta calidad. La altura del vano es regulado con el peralte del sobrecimiento nuevamente construido para que sea igual a la altura del marco de acero. El ancho del vano es regulado con el mortero nivelante con tolerancia de 1" para que sea igual al ancho del marco de acero.



Capítulo 5

Análisis teórico del módulo 780 – Pre, para el ensayo de simulación

5.1. Objetivos del estudio teórico

El primer objetivo del estudio fue determinar el nivel de aceleración en la plataforma de ensayo para la cual se produciría la interacción con los parapetos (choque entre las columnas y los parapetos).

El segundo objetivo fue determinar el nivel de aceleración que produciría el inicio de la falla por cortante en las columnas cortas y, además, en las columnas más largas.

5.2. Metodología general

Primero se hizo un análisis espectral de la estructura para determinar el nivel de aceleración de la plataforma del simulador que lograría el choque de los pórticos con los parapetos, para la cual se utilizó un modelo elástico (estado 1) de pórticos prescindiendo de los parapetos.

Luego, se hizo otro análisis espectral usando otro modelo (estado 2) considerando la interacción de los parapetos altos como puntales diagonales para determinar el nivel de aceleración a partir de la cual se inicia la falla por cortante en las columnas cortas.

Finalmente, para determinar el nivel de aceleración que produce el inicio de la falla por cortante en las columnas más largas, se desarrolló otro análisis espectral utilizando otro modelo (estado 3) considerando tanto los parapetos altos como los parapetos bajos.

5.3. Determinación de la aceleración que produce el inicio de la interacción con los parapetos

5.3.1. Modelo

Se desarrolló un modelo elástico de sólo pórticos prescindiendo de los parapetos. Las vigas y las columnas se modelaron como elementos unidireccionales y las losas aligeradas como diafragmas rígidos en su plano. La Figura 5.1 muestra la estructura modelada en el estado 1.

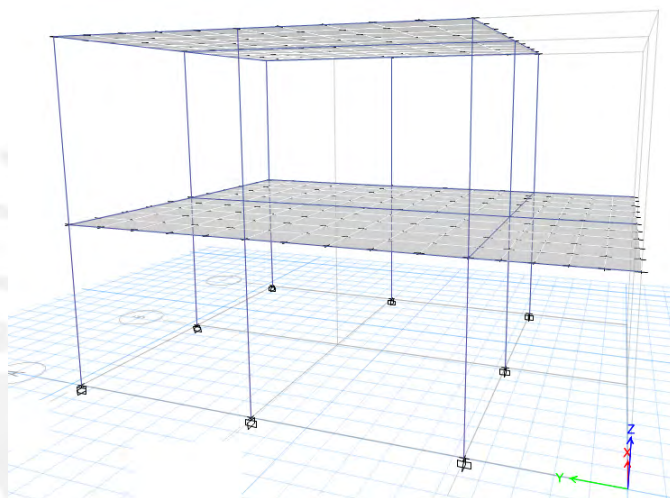


Figura 5.1: Estado 1

5.3.2. Análisis espectral para una aceleración de $1g$

El espectro de aceleraciones mostrado en la Figura 5.2 corresponde al sismo de ensayo, asociado a una aceleración máxima (A_m) de $1g$ y a un grado de amortiguamiento de 5%.

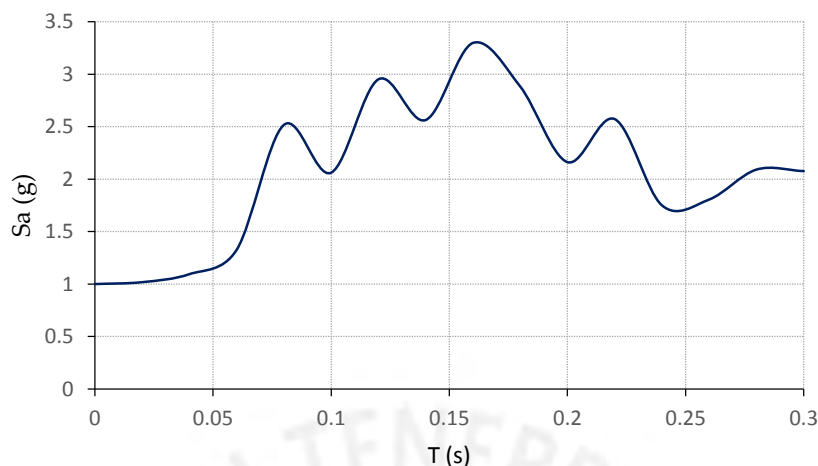


Figura 5.2: Espectro de aceleraciones correspondiente a la señal de mayo de 1970, asociada a una aceleración máxima de $1g$ y un grado de amortiguamiento de 5%

El modo fundamental obtenido del análisis de modos y frecuencias en la dirección del ensayo presenta un periodo de vibración de 0.15 seg con una masa participativa del 89% .

Los desplazamientos (D_i) obtenidos del análisis espectral en la dirección del ensayo (Eje 1 y 3) se muestran en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Respuesta dinámica asociada a una aceleración máxima de $1g$

Piso	Eje 1	Eje 3
	D_i (mm)	D_i (mm)
2	28.02	27.44
1	13.54	13.21

5.3.3. Aceleración de la plataforma del simulador, A_m

La aceleración máxima de la plataforma del simulador (A_m) que produciría un desplazamiento lateral en las columnas se puede estimar a partir de proporciones aritméticas entre las relaciones de desplazamiento lateral y aceleración máxima de $1g$ de la plataforma.

En la Figura 5.3 se muestra los valores de A_m que producen los choques de los parapetos en el primer y segundo piso contra la columna corta C - 2. Los parapetos del primer y segundo piso se separaron 2.5 mm y 5 mm respectivamente.

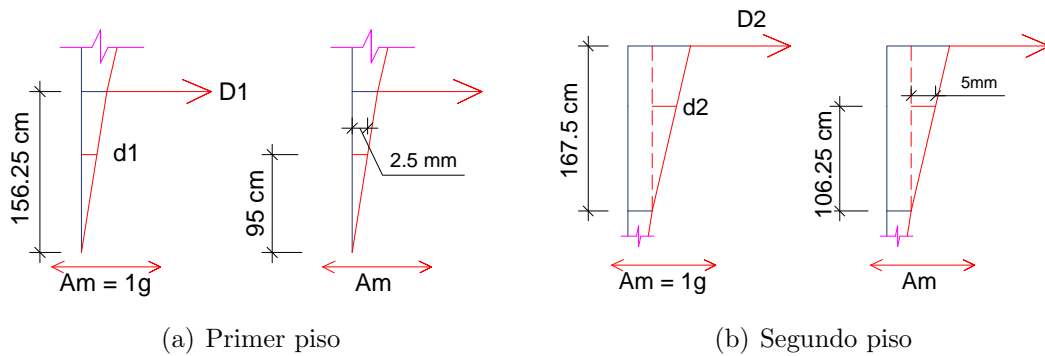


Figura 5.3: Desplazamientos laterales asociados a una aceleración A_m del Eje 1

Para una aceleración de $1g$ de la plataforma se obtuvo un desplazamiento de la columna C - 2 de 8.27 mm a la altura del parapeto ($h = 0.95$ m) del primer piso. Por tanto, la aceleración en la plataforma que produciría el desplazamiento de 2.5 mm (junta) de la columna C - 2 a la altura de 0.95 m es del orden de $0.30g$.

5.4. Determinación de la aceleración que produce el inicio de la falla por cortante en las columnas cortas

5.4.1. Modelo

Se desarrolló un modelo elástico de pórticos considerando que las columnas cortas del eje 1 chocan contra los parapetos altos, mientras que las columnas largas del eje 3 no chocan aún. Tal como se muestra en la Figura 5.4, se usaron puntales diagonales para modelar los parapetos.

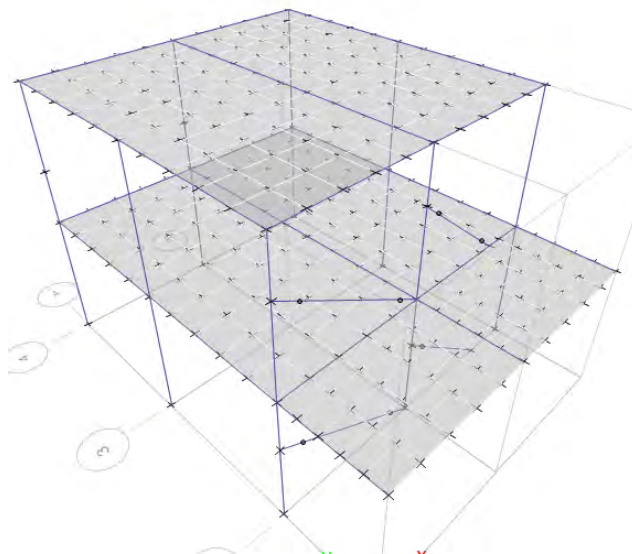


Figura 5.4: Estado 2

5.4.2. Análisis espectral para 1g

El espectro de aceleraciones fue el mismo utilizado en el estado 1, mostrado en la Figura 5.2.

Las fuerzas internas en la columna corta C - 2 que se obtuvieron del análisis espectral para una aceleración máxima de 1g de la plataforma, se muestra en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Fuerzas internas de la columna corta C - 2

Piso	V_u (ton)	M_u (ton.m)
2	3.25	0.71
1	7.6	1.40

5.4.3. Aceleración A_m que produce la falla por cortante

La columna corta C - 2 tiene una capacidad resistente a cortante (V_n) igual a 5.40 ton y una capacidad resistente a flexión (M_n) igual a 2.7 ton.m.

Asumiendo que se van a formar rótulas plásticas en los extremos de la columna corta debido al momento flector (M_n), se tendrá que la fuerza asociada al mecanismo de falla por flexión sería $V(M_n) = 2 M_n / h = 2 \times 2.7 / 0.50 = 10.8 \text{ ton}$.

Al resultar que la capacidad resistente a cortante es largamente menor a la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión, la columna corta C - 2 fallaría por cortante.

La aceleración que lograría producir esta falla por cortante en el primer piso, sería del orden de $(5.4/7.6) \times 1g = 0.72g$.

5.5. Determinación de la aceleración que produce el inicio de la falla por cortante en las columnas largas

5.5.1. Modelo

Se desarrolló un modelo elástico de pórticos considerando que las columnas de los ejes 1 y 3 chocan contra los parapetos, tal como se muestra en la Figura 5.5.

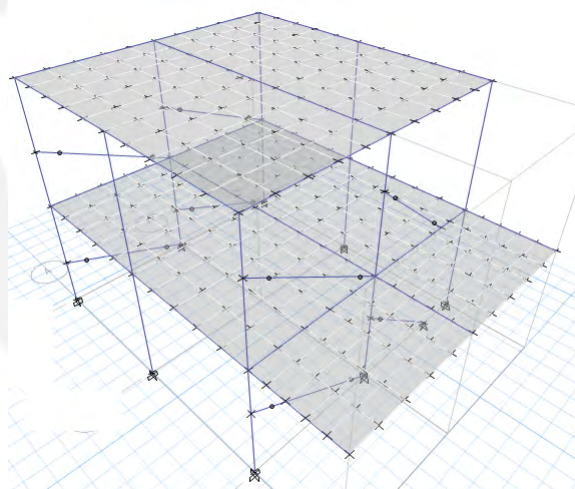


Figura 5.5: Estado 3

5.5.2. Análisis espectral para una aceleración de $1g$

Las fuerzas internas de la columna larga C - 4 que se obtuvieron del análisis espectral para una aceleración máxima de $1g$ de la plataforma, se muestra en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3: Fuerzas internas en la columna larga C - 4

Piso	V_u (ton)	M_u (ton.m)
2	2.8	1.0
1	4.4	1.3

5.5.3. Aceleración A_m que produce la falla por cortante

La columna larga C - 4 tiene una capacidad resistente a cortante (V_n) igual a 5.50 ton y una capacidad resistente a flexión (M_n) igual a 2.7 ton.m.

Asumiendo que se van a formar rótulas plásticas en los extremos de la columna larga debido al momento flector (M_n), se tendrá que la fuerza asociada al mecanismo de falla por flexión sería $V(M_n) = 2 M_n / h = 2 \times 2.7 / 0.80 = 7.0 \text{ ton}$.

Al resultar que la capacidad resistente a cortante es menor a la fuerza cortante asociada al mecanismo de falla por flexión, la columna larga C - 4 fallaría por cortante.

La aceleración que lograría producir esta falla por cortante en el primer piso, sería del orden de $(5.4/4.4) \times 1g = 1.23g$.

5.6. Planificación del ensayo de simulación dinámica

El plan general de los ensayos en la mesa vibradora consta de cuatro (4) fases que corresponden cada una a un desplazamiento nominal de la señal de ensayo, cuyas amplitudes máximas están asociadas a aceleraciones máximas. Las aceleraciones de la mesa vibradora, A_m , fueron planificadas de la siguiente manera:

Del análisis teórico se obtuvo que para una aceleración de la plataforma del orden de 0.30g se produciría la interacción con los parapetos. Por tanto se decidió usar para las dos primeras fases, valores de aceleración de 0.25g donde se tendría que verificar el comportamiento elástico y 0.45g para observar el inicio del problema de interacción.

Una tercera fase permitiría el inicio de la falla por fuerza cortante en las columnas cortas, los resultados indicaron que se hacía con una aceleración del orden de 0.72g. Por tanto se decidió usar una aceleración de 0.75g con el fin de verificar que se haya producido los primeros daños por fuerza cortante en la columna corta C - 2.

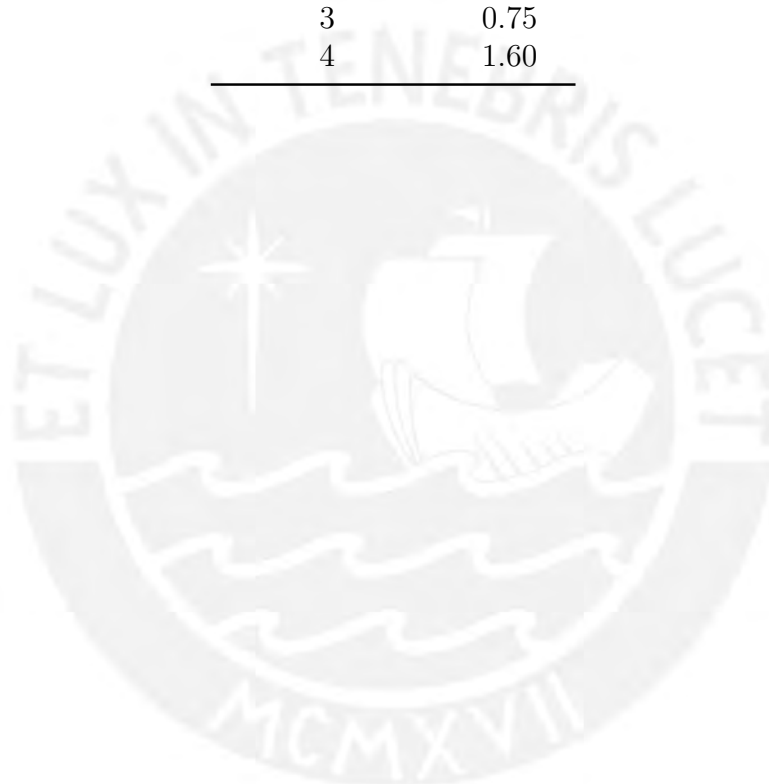
Para observar el inicio de la falla por corte en las columnas más largas, los resultados indicaron que se hacía con una aceleración de alrededor de 1.23g. Por tanto se decidió

dar una última fase con una aceleración de $1.6g$ con el fin de verificar que se hayan producido daños por fuerza cortante en la columna larga C - 4.

La Tabla 5.4 muestra las aceleraciones de la mesa vibradora, A_m , planificadas para el módulo sin reforzar correspondiente al sismo de ensayo.

Tabla 5.4: Aceleraciones máximas de la mesa vibradora

Fase de ensayo	A_m (g)
1	0.25
2	0.45
3	0.75
4	1.60



Capítulo 6

Análisis teórico del módulo 780 – Pre, reforzado para el ensayo de simulación

6.1. El módulo 780 - Pre, reforzado

El sistema de reforzamiento mediante los marcos de acero y las diagonales concéntricas, se colocó en el primer piso del módulo y en los ejes 1 y 3, sustituyendo un parapeto en cada eje. Además, se habilitaron juntas de 2 cm en la parte alta de los parapetos existentes desde el punto B hasta 50 cm sobre el piso, tal como se muestra en la Figura 6.1.

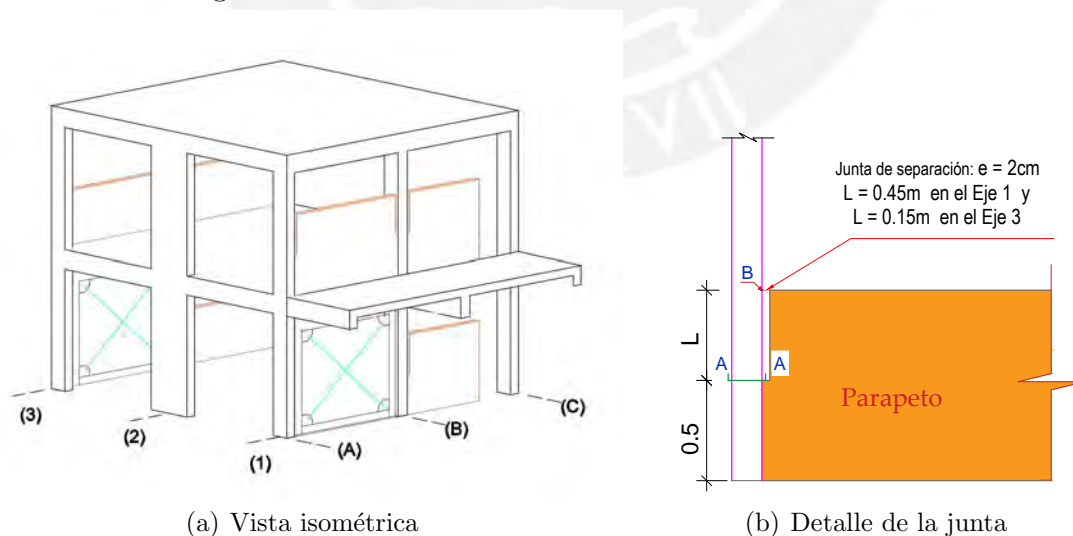


Figura 6.1: El Módulo 780 - Pre reforzado

6.2. Objetivos del estudio teórico

El primer objetivo del estudio fue determinar el nivel de aceleración máxima de la plataforma que produciría la falla de la columna por flexo - compresión o por cortante.

Finalmente, el segundo objetivo fue estudiar la posibilidad de choque en el punto B entre la columna y el parapeto usando el nivel de aceleración máxima de la plataforma.

6.3. Metodología general

Se hizo un análisis espectral de la estructura considerando un modelo elástico de pórticos con la interacción de puntales diagonales que simulan la parte baja de los parapetos que se encuentran unidos a la columna. Se identificaron las fuerzas internas de las columnas centrales de los ejes 1 y 3.

Luego se determinó la capacidad a momento flector y a cortante de las columnas y utilizando sencillos procedimientos de escalamiento, se determinó la aceleración máxima en la plataforma que coparía la capacidad de flexión o cortante de las columnas.

Finalmente, se calculó el desplazamiento de la columna a la altura del parapeto, en el punto B, para estudiar la posibilidad de choque usando el nivel de aceleración máxima de la plataforma.

6.4. Modelo

Se desarrolló un modelo elástico de la estructura usando elementos unidireccionales para las vigas y columnas, de concreto y acero, y puntales diagonales para los parapetos hasta la zona A - A, parte baja de los parapetos. El modelo se muestra en la Figura 6.2.

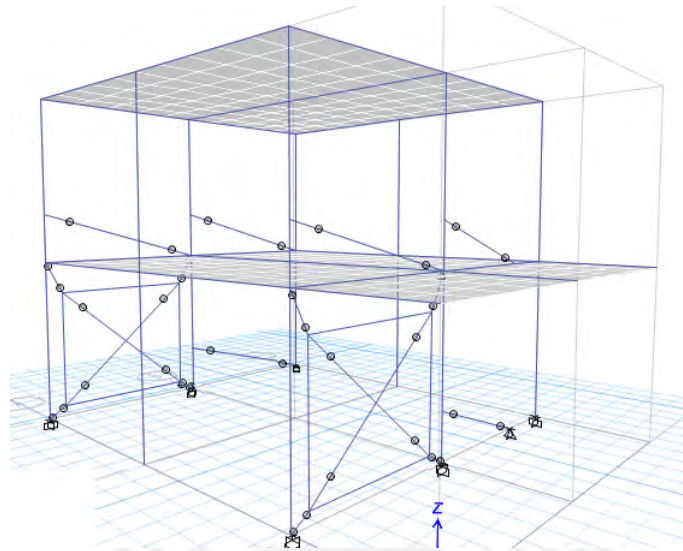


Figura 6.2: Modelo

6.5. Análisis espectral para 1g

El modo fundamental obtenido del análisis de modos y frecuencias en la dirección del ensayo presenta un periodo de vibración de 0.11 *seg* con una masa participativa del 65 %.

Luego se hizo un análisis espectral del modelo considerando una aceleración máxima de 1g de la plataforma y se determinó las fuerzas y los desplazamientos en la dirección del ensayo (Eje 1 y 3), (Tablas 6.1 y 6.2 respectivamente).

Tabla 6.1: Fuerzas internas máximas de las columnas

	Piso	V_u (ton)	M_u (ton.m)
C - 2	2	2.85	1.5
	1	0.9	0.4
C - 4	2	2.3	1.3
	1	0.7	0.35

Tabla 6.2: Desplazamientos asociada a una aceleración máxima de $1g$

Nivel	D_i (mm)		
	Eje 1	Eje 3	
2	Nivel 2	6.25	5.69
	Punto B	1.80	1.72
1	Nivel 1	1.35	1.24
	Punto B	0.63	0.21

6.6. Determinación de la aceleración que produce el inicio de la falla en la columna

Las columnas largas C - 2 y C - 4 tienen una capacidad resistente a cortante (V_n) igual a 5.50 ton y una capacidad resistente a flexión (M_n) igual a 2.7 ton.m .

Para la columna C - 2 del segundo piso, la aceleración máxima en la plataforma que lograría producir la falla por flexo - compresión sería del orden de $(2.7/1.5) \times 1g = 1.8g$ y la falla por cortante se produciría alrededor de $(5.5/2.85) \times 1g = 1.95g$.

Para la columna C - 4 del segundo piso, la falla por flexo - compresión se produciría bajo una aceleración máxima en la plataforma del orden de $2g$ y la falla por cortante se produciría en el orden de $2.4g$.

En el primer piso, la falla por flexo - compresión se produciría bajo una aceleración de la plataforma del orden de $6g$.

Al haber determinado que la primera falla de las columnas sucedería por flexo - compresión, se calculó el nivel de aceleración máxima en la plataforma que mantendría las columnas elásticas. Si la capacidad resistente a la flexión en el punto de la fluencia del acero es 2.16 ton.m , la aceleración sería del orden de $(2.16/1.5) \times 1g = 1.4g$ para la columna C - 2 y $1.65g$ para la columna C - 4.

6.7. Posibilidad de choque para un A_m

Los máximos desplazamientos de las columnas se producen en el segundo piso. El desplazamiento relativo máximo del punto B de la columna C - 2, que se obtuvo del análisis espectral para $1g$ de aceleración máxima en la plataforma, es 2 mm , por lo que para una aceleración A_m que produciría la falla por flexo - compresión en la columna, en el orden de $1.8g$, sería 4 mm . Por tanto, las juntas de separación de 20 mm , exceden largamente a los desplazamientos relativos y las columnas no chocarían con los parapetos durante el ensayo.

6.8. Planificación del ensayo de simulación dinámica

Se optó para usar las mismas fases de ensayo que para el módulo sin reforzar, con fines de comparación. Las fases que se usaron en el módulo se detallan en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3: Aceleraciones máximas en la mesa vibradora

Fase	Am (g)
1	0.25
2	0.45
3	0.75
4	1.60

Del análisis teórico, se obtuvo que las columnas centrales fallarían por flexo-compresión. Para la columna C - 2, el inicio de la falla por flexo-compresión sucedería para una aceleración máxima de la plataforma del orden de $1.8g$ y su comportamiento elástico sería hasta para $1.4g$. Para la columna C - 4, el comienzo de la falla por flexo compresión sucedería para una aceleración del orden de $2g$ y su comportamiento elástico sería hasta para $1.65g$.

Por tanto, durante el ensayo en las tres (3) primeras fases se espera un comportamiento elástico de las columnas y en la última fase se espera el inicio de la fluencia del acero de las columnas.

Capítulo 7

Ensayos de simulación dinámica

7.1. Dispositivo de ensayo y sistema de referencia

Los módulos se ensayaron en un simulador de sismos o mesa vibradora uniaxial (Figura 7.1) que funciona con una plataforma de 18 *tonf* de peso que se desplaza horizontalmente sobre una estructura de soporte. La mesa vibradora tiene una capacidad de hasta 16 *tonf* y una amplitud de desplazamiento de hasta 150 mm.

En ambos lados del espécimen se instalaron marcos metálicos (marcos de referencia) unidos rígidamente al suelo para medir la respuesta de desplazamiento del espécimen respecto del suelo.

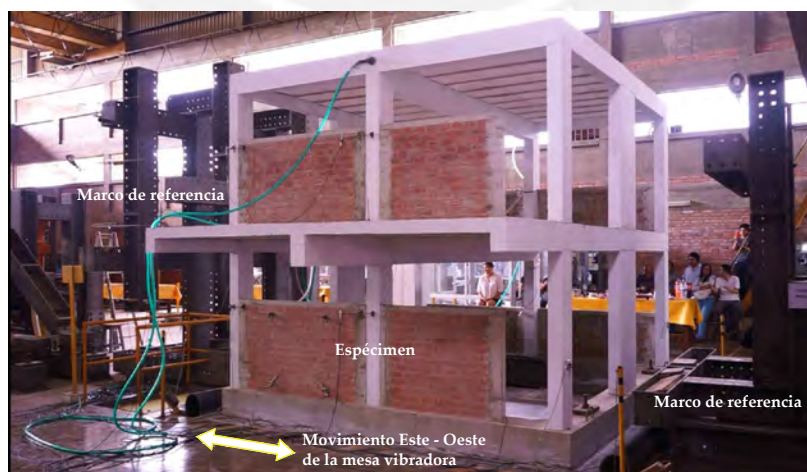


Figura 7.1: Dispositivo de ensayo y sistema de referencia

Los módulos se ensayaron en la dirección Este - Oeste tal como se muestra esquemáticamente en la Figura 7.2.

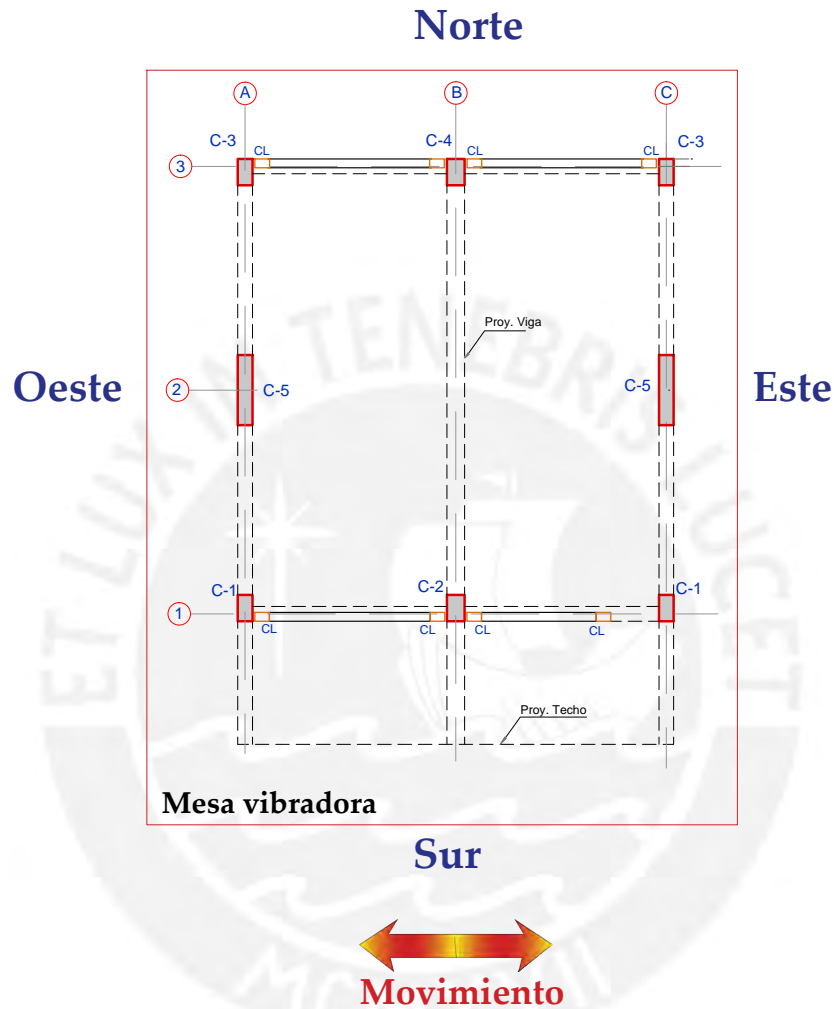


Figura 7.2: Ubicación relativa del espécimen sobre la mesa vibratoria

7.2. Instrumentación de los módulos

Durante los ensayos se utilizaron 7 acelerómetros, A0 a A6, para medir las aceleraciones absolutas y, además, 29 sensores de desplazamiento lineal o LVDT (linear variable displacement transducers), D0 a D28.

La mesa vibratoria tiene instalados A0 y D0, y en ambos módulos se usaron los siguientes LVDT's: D1 a D6, D8, D10, D12, D14, D16, D18, D20, D22 y D23 a D26 y, además los A1 a A6. Estos instrumentos se muestran en la Figura 7.3.

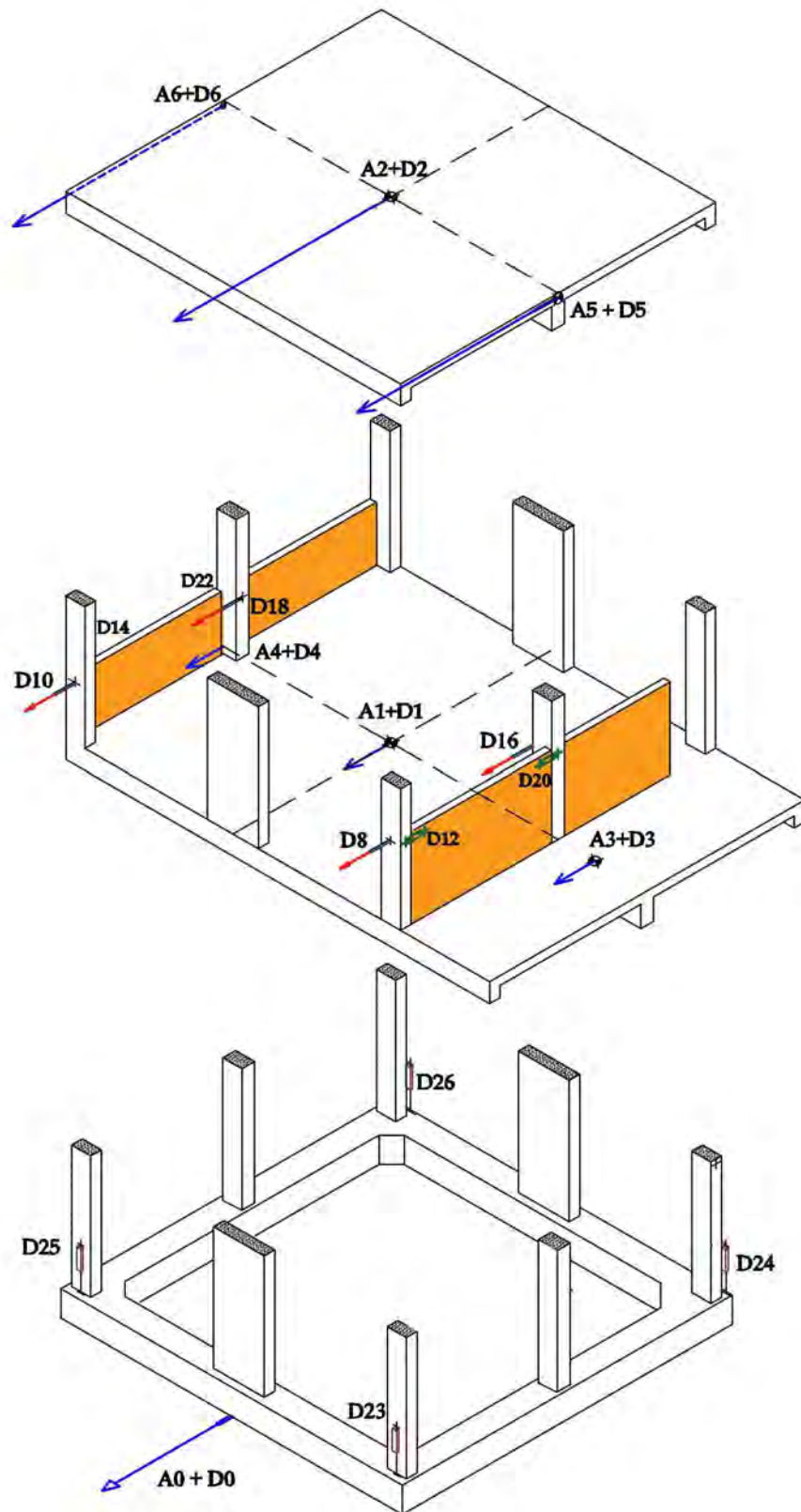


Figura 7.3: Acelerómetros (A_i) y sensores de desplazamiento o LVDT (D_i) usados en ambos módulos

Los instrumentos que difieren en las ubicaciones entre ambos módulos son los LVDT's D7, D9, D11, D13, D15, D17, D19, D21, D27 y D28 mostrados en las Figuras 7.4 y 7.5.

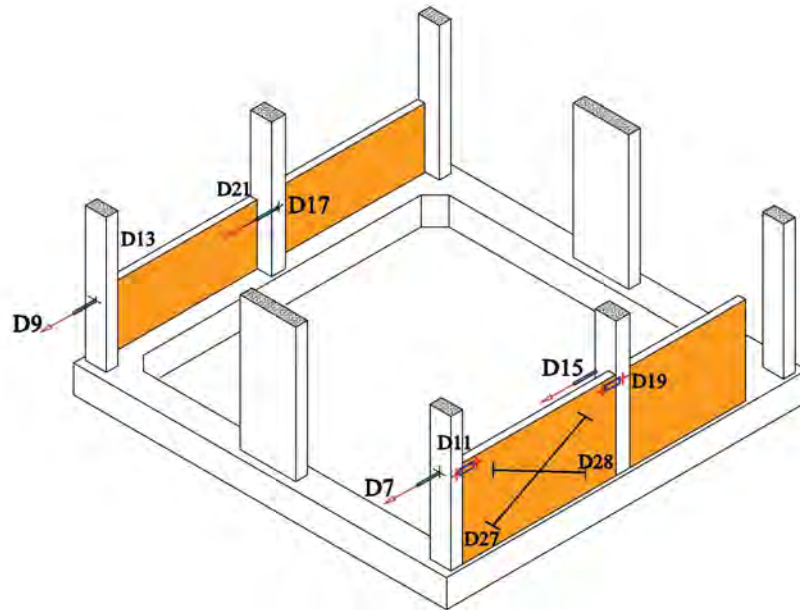


Figura 7.4: Sensores de desplazamiento o LVDT (D_i) para el Módulo 780 - Pre

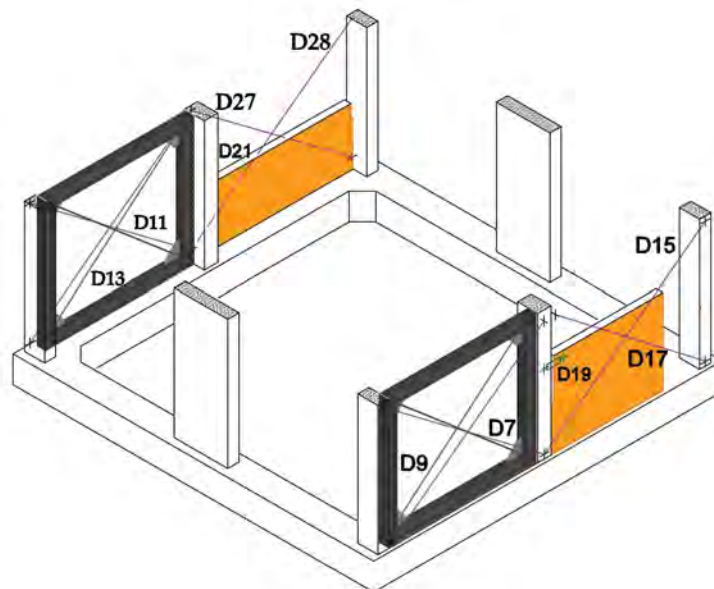


Figura 7.5: Sensores de desplazamiento o LVDT (D_i) para el Módulo 780 - Pre, reforzado

7.3. Pesado, Izaje y transporte de los módulos

7.3.1. Izaje y transporte de los módulos

Los módulos fueron transportados desde el patio de construcción hasta la mesa vibradora mediante un sistema de fajas conectadas a una polea y fueron cargados por un puente grúa de capacidad de 16 ton (35.3 kip). Antes de ser colocados sobre la mesa vibradora, fueron pesados en una balanza electrónica.

Los módulos presentan una excentricidad de masa causada por el voladizo, se compensó esta excentricidad colocando un peso muerto (contrapeso) anclado en la mesa vibradora en el lado opuesto de la masa excéntrica con fines preventivos y de preservación de la integridad y operatividad del sistema de simulación sísmica.

7.3.2. Peso de los módulos

Se registraron los pesos del anillo de cimentación y del módulo montado sobre el anillo, se tiene para el módulo - Pre: 3.39 *tonf* y 12.81 *tonf* respectivamente y para el módulo 780 - Pre, reforzado: 3.36 *tonf* y 12.94 *tonf* respectivamente.

De los pesos registrados se calculó el peso del módulo sin el anillo, se obtuvo para el módulo 780 - Pre: 9.42 *tonf* y para el módulo 780 - Pre, reforzado: 9.58 *tonf*.

Además, se determinó el peso total sobre la plataforma del simulador. Al módulo 780 - Pre, se le colocó un contrapeso de 610 *kgf* haciendo un peso total de 13.42 *tonf* y al módulo 780 - Pre, reforzado; se le colocó un contrapeso de 850 *kg* haciendo un peso total de 13.80 *tonf*.

7.4. Ensayos de simulación sísmica

La señal sísmica empleada fue derivada del registro de aceleraciones correspondiente al terremoto del 31 de mayo de 1970 denominada señal “Mayo70”; el registro corresponde a la componente N 82° E y se obtuvo en Lima en la estación del parque de La Reserva. Durante los ensayos, la señal “Mayo70” ($f = 3.22$ Hz) fue comprimida en el tiempo en un factor igual a 2, es decir, el paso de tiempo de la señal (Δt) fue dividido entre 2 ($\Delta t/2 = 0.005$ seg.).

El ensayo de simulación sísmica se organizó en 4 fases de ensayo; en cada una de las cuales se usaron repeticiones continuadas del acelerograma comprimido.

La Figura 7.6 muestra la señal sísmica “Mayo70” comprimida y repetida dos veces en su duración.

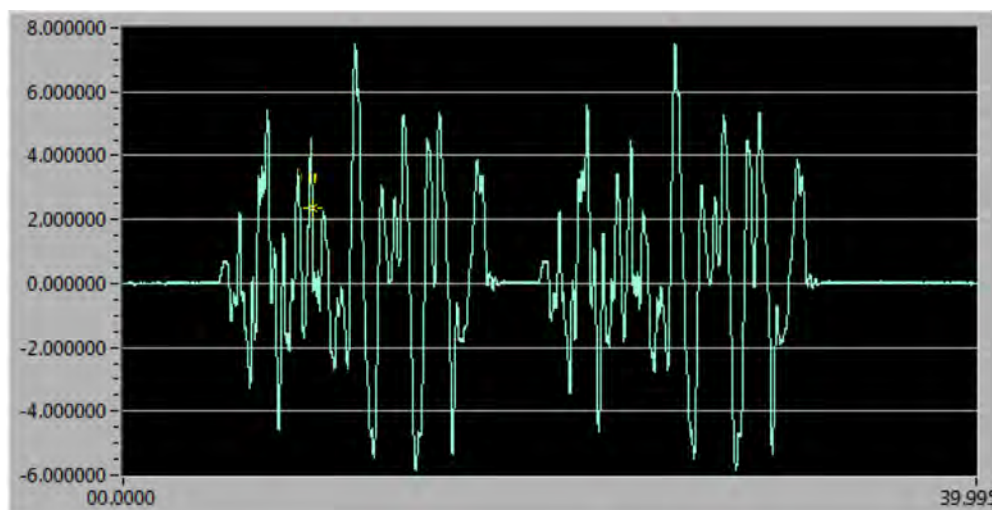


Figura 7.6: Desplazamiento vs. Tiempo de la señal sísmica “Mayo70” comprimida y repetida dos veces en su extensión.

La amplitud máxima del movimiento de la plataforma fue creciente de fase a fase como se muestra en la Tabla 7.1, junto al número de repeticiones de la señal “Mayo70”.

Tabla 7.1: Repeticiones en la duración de la señal

Fase de ensayo	Número de repetición	Dmáx plataforma (mm)
1	2	8
2	2	15
3	2	25
4	3	60

7.5. Ensayos de Vibración Libre (V.L)

Para cada ensayo de vibración libre (V.L) se aplicó 4 pulsos a la plataforma del simulador de sismos. La amplitud del movimiento de la plataforma de cada pulso fue de 1.5 mm administrado cada 5 seg (Figura 7.7).

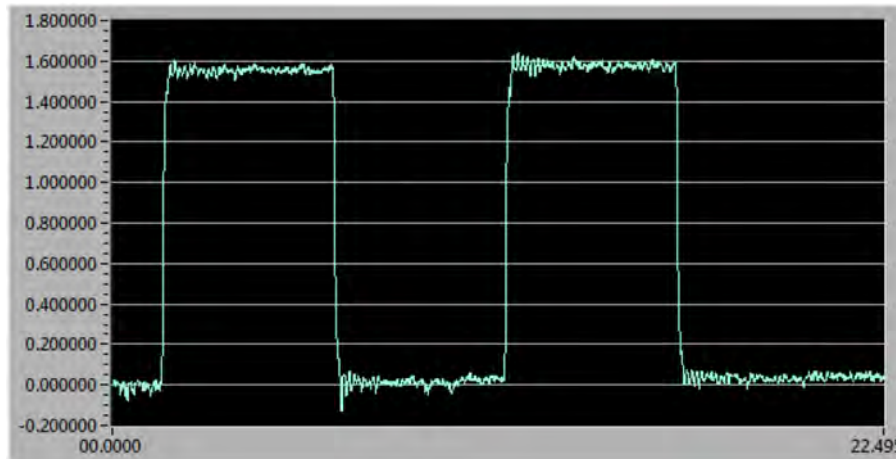


Figura 7.7: Desplazamiento vs. Tiempo de la señal de vibración libre - onda de 1.5 mm de amplitud y 0.1 Hz de frecuencia

Los ensayos de V.L se hicieron antes de cada fase de ensayo de simulación sísmica y luego de la fase final de simulación. De estos ensayos se obtuvieron el periodo fundamental y el amortiguamiento.

Capítulo 8

Resultados de los ensayos e interpretación

8.1. Movimiento de la plataforma

Los desplazamientos máximos de la mesa vibradora planificados fueron: 8, 15, 25 y 60 mm para cada una de las fases, pero se obtuvieron valores ligeramente diferentes. Las Figuras 8.1 y 8.2 muestran las historias del desplazamiento y de la aceleración de la plataforma para la fase 1 del módulo 780 - Pre.

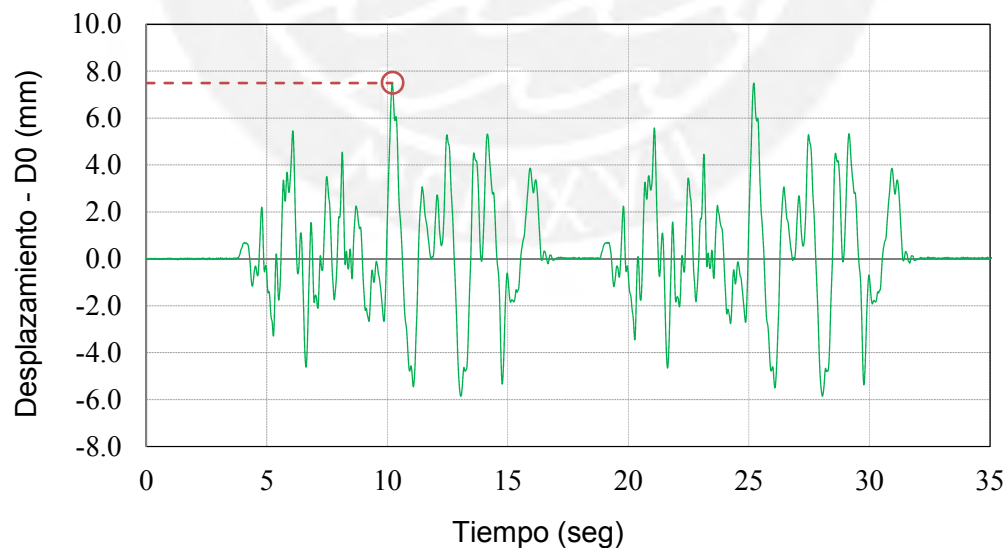


Figura 8.1: Desplazamiento de la plataforma durante la fase 1. Amplitud máxima: 7.5 mm

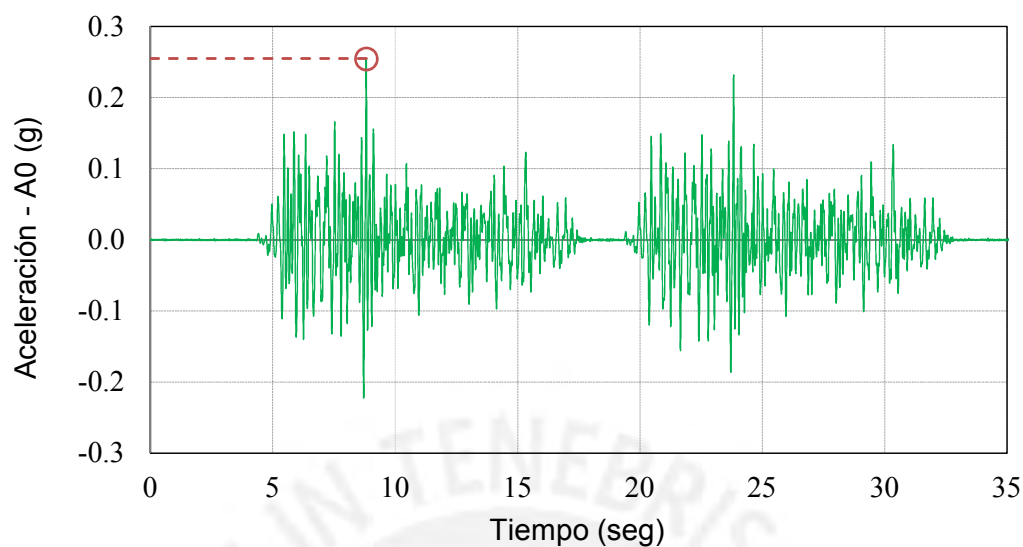


Figura 8.2: Aceleración de la plataforma durante la fase 1. Amplitud máxima: 0.25g

Para las diferentes fases de ensayo de los módulos sin y con reforzamiento, la Tabla 8.1 muestra los valores máximos del desplazamiento y de la aceleración de la plataforma.

Tabla 8.1: Resultados del movimiento de la plataforma

Fase de ensayo	Módulo 780 - Pre		Módulo 780 - Pre, reforzado	
	D0 (mm) máximo	A0 (g) máximo	D0 (mm) máximo	A0 (g) máximo
Fase 1	7.5	0.25	7.3	0.26
Fase 2	14.3	0.46	14.7	0.59
Fase 3	23.8	0.74	29.7	1.10
Fase 4	56.6	1.60	58.1	1.74

8.2. Vibración libre

La Figura 8.3 muestra la historia de aceleración registrada durante el primer ensayo de vibración libre (Pre - Fase 1) del módulo 780 - Pre.

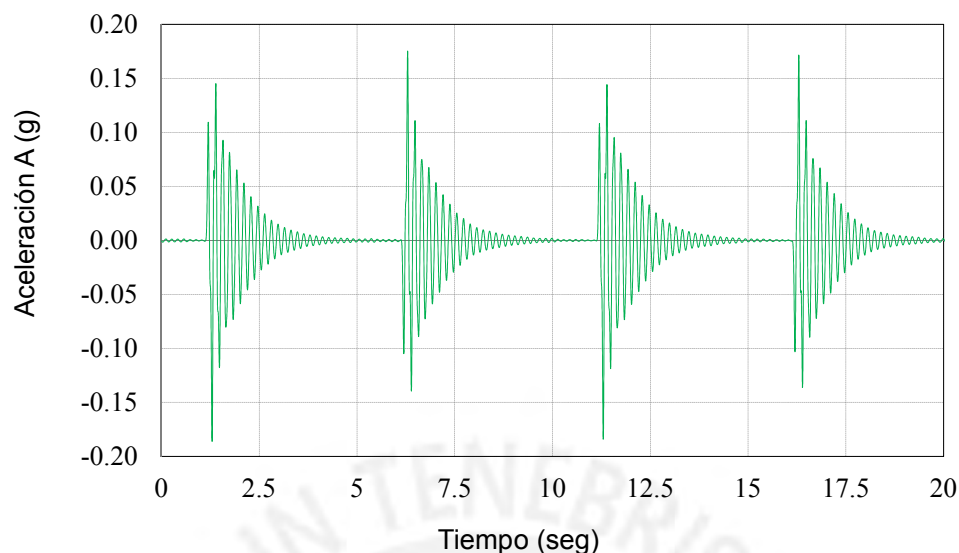


Figura 8.3: Aceleración registrada durante el primer ensayo de vibración libre

De las historias de aceleración registradas en cada ensayo de vibración libre (V.L) se obtuvieron el periodo y el amortiguamiento, que se muestran en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2: Resultados de los ensayos de vibración libre

Ensayo de V.L	Pre - F1	Post F1	Post F2	Post F3	Post F4
Módulo 780 - Pre					
T (seg)	0.14	0.19	0.21	0.24	0.34
ζ (%)	2.90	4.55	5.75	6.62	7.63
Módulo 780 - Pre, reforzado					
T (seg)	0.10	0.11	0.13	0.16	0.18
ζ (%)	4.87	5.21	6.77	8.57	9.31

Las Figuras 8.4 y 8.5 muestran la variación del periodo y del amortiguamiento de los módulos sin y con reforzamiento.

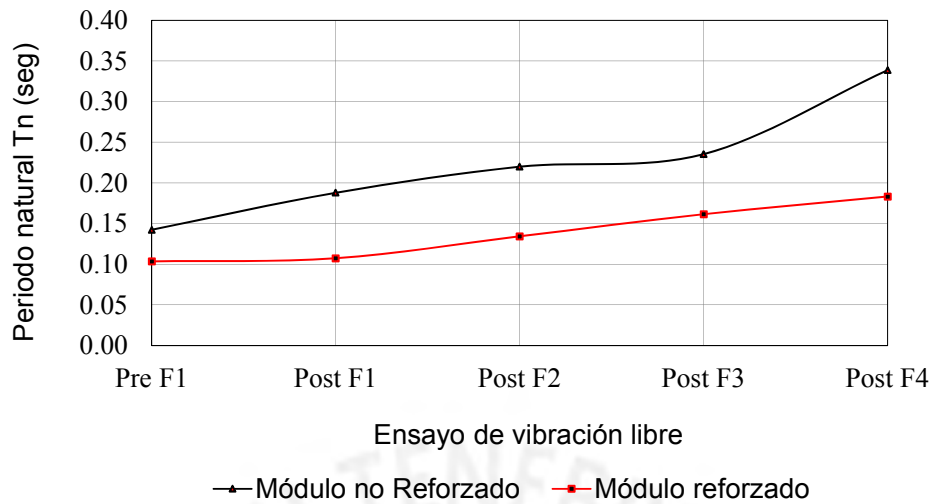


Figura 8.4: Variación del periodo natural, T

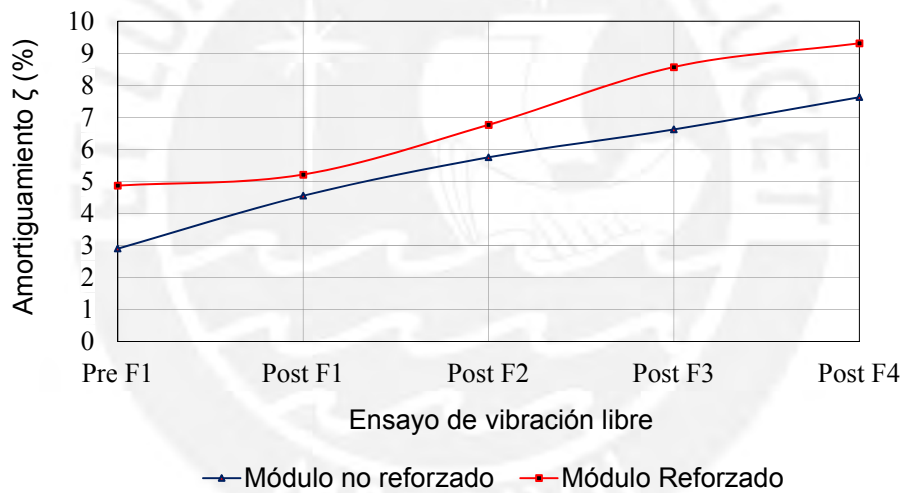


Figura 8.5: Variación del amortiguamiento, ζ

Se observa que conforme se incrementa la severidad del sismo, tanto el periodo natural de vibrar (T) como el amortiguamiento (ζ) se incrementan debido a la degradación de la rigidez lateral de los pórticos.

Para el módulo 780 - Pre, se obtuvieron los periodos de vibración inicial y final 0.14 y 0.34 *seg* respectivamente y como la masa del módulo es constante, puede estimarse el cambio entre la rigidez lateral inicial y final como:

$$\frac{K_f}{K_i} = \left(\frac{T_i}{T_f}\right)^2 = \left(\frac{0.14}{0.34}\right)^2 \approx 0.17$$

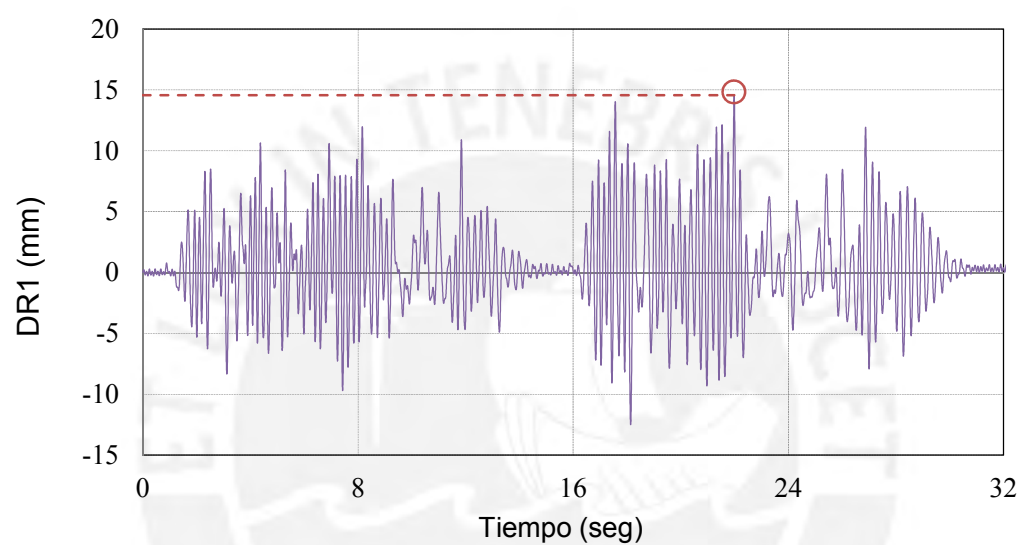
Respecto al amortiguamiento, el cambio se estimó como:

$$\frac{\zeta_f}{\zeta_i} = \frac{7.63}{2.9} \approx 2.6$$

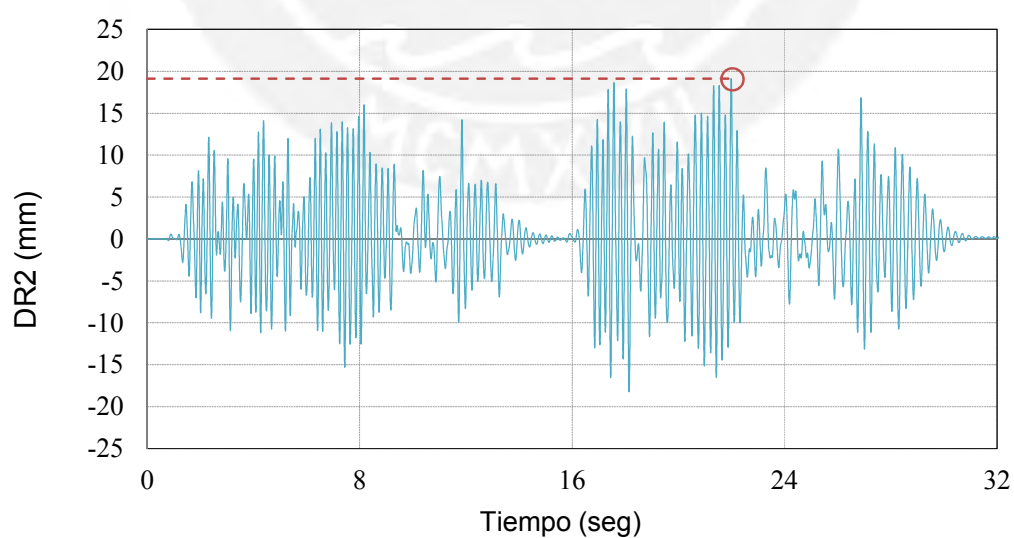
Para el módulo reforzado, se estimó la rigidez lateral final como 0.31 de su rigidez lateral inicial y el amortiguamiento final como 1.9 de su amortiguamiento inicial.

8.3. Desplazamientos laterales a nivel de pisos

Se presenta en la Figura 8.6 los desplazamientos relativos a la plataforma del primer y segundo piso del eje 1, registrados en la fase 3 del ensayo del módulo 780 - Pre.



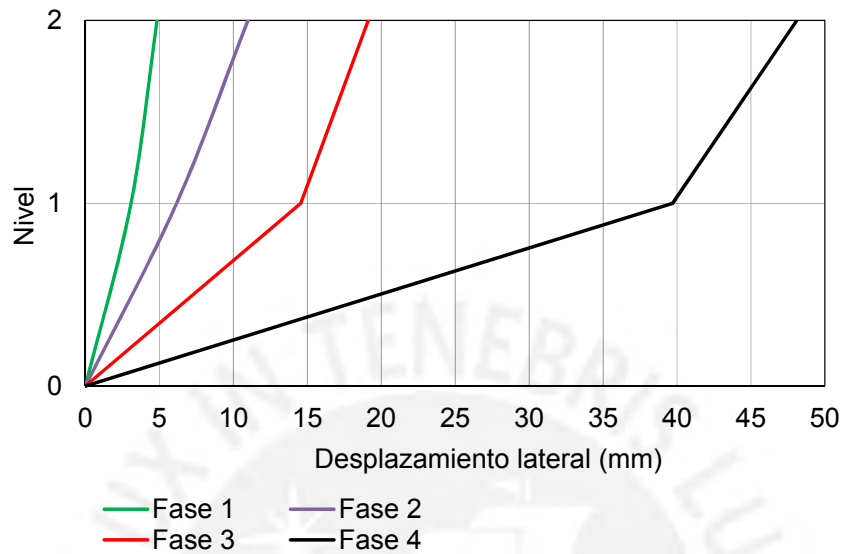
(a) Primer piso



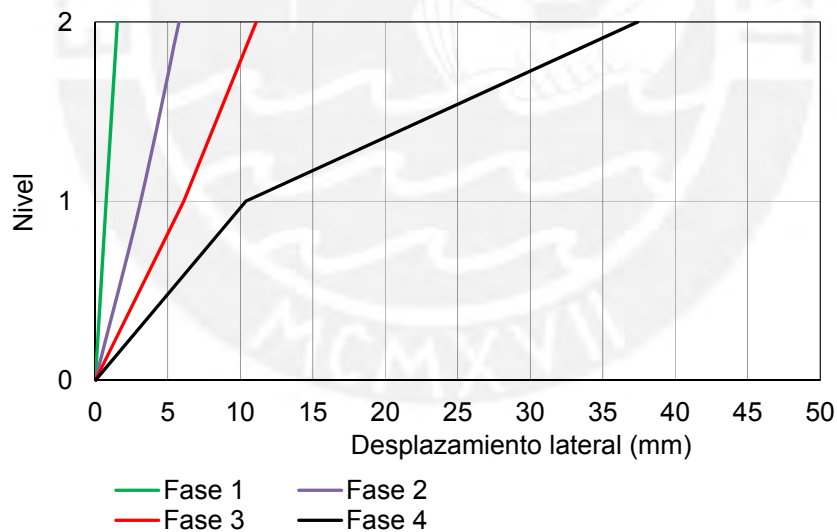
(b) Segundo piso

Figura 8.6: Desplazamientos relativos a la mesa vibradora (DR) del Módulo 780 - Pre

De las historias de desplazamientos relativos a la plataforma registrados se obtuvieron los valores máximos, los cuales fueron presentados en la Figura 8.7.



(a) Módulo 780 - Pre



(b) Módulo 780 - Pre, reforzado

Figura 8.7: Desplazamientos máximos relativos a la mesa vibradora

En la Tabla 8.3 se presentan las derivas de entrepisos de los dos niveles del pórtico del eje 1 determinadas mediante la ecuación 8.1, donde: Δ es el desplazamiento de entrepiso y h es la altura de entrepiso. Para los módulos, $h = 1.45$ m.

$$\gamma = \frac{\Delta}{h} \quad (8.1)$$

Tabla 8.3: Derivas máximas de entrepiso

Fase	Módulo 780 - Pre				Módulo 780 - Pre, reforzado			
	Piso 1		Piso 2		Piso 1		Piso 2	
	Δ (mm)	γ (%)	Δ (mm)	γ (%)	Δ (mm)	γ (%)	Δ (mm)	γ (%)
Fase 1	3.1	0.21	2.0	0.14	0.7	0.05	0.8	0.06
Fase 2	6.2	0.43	5.4	0.37	3.1	0.22	2.7	0.18
Fase 3	14.6	1.0	8.47	0.58	6.1	0.42	5.8	0.40
Fase 4	39.7	2.70	11.3	0.78	10.39	0.87	43.4	2.99

8.4. Desplazamientos relativos de las columnas a nivel de los parapetos

La Figura 8.8 muestra la historia de desplazamiento relativo a la plataforma de la columna central C - 2 a la altura del parapeto adyacente del primer piso, del ensayo de simulación de la fase 2 del módulo sin reforzar.

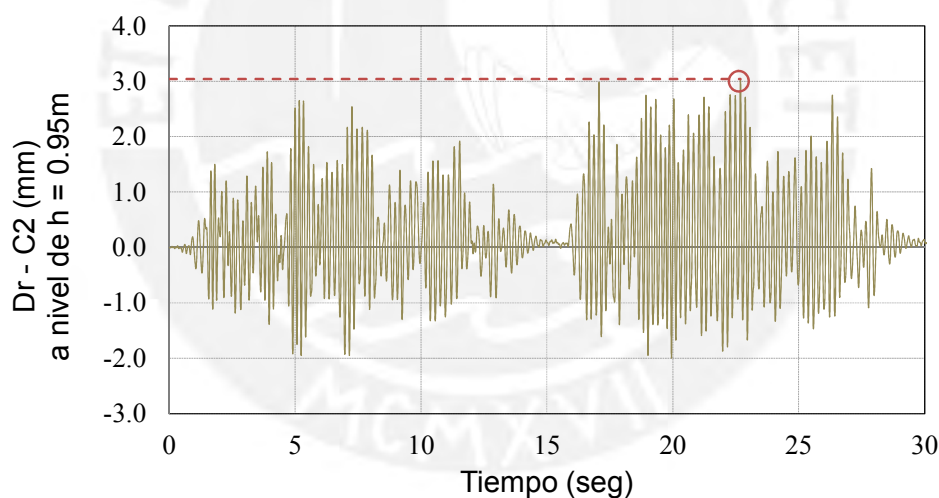


Figura 8.8: Desplazamiento relativo a la mesa vibradora de la C - 2 a nivel de los parapetos - Fase 2 del módulo 780-Pre

La Figura 8.9 muestra la historia de desplazamiento relativo a la plataforma de la columna central C - 4 a la altura del parapeto adyacente del primer piso, del ensayo de simulación de la fase 3 del módulo sin reforzar.

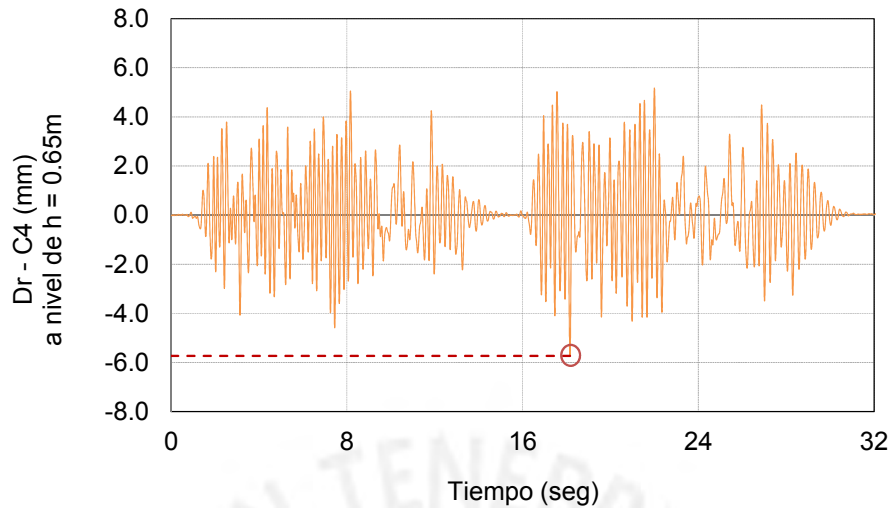


Figura 8.9: Desplazamiento relativo a la plataforma de la C - 4 al nivel de los parapetos - Fase 3 del módulo 780-Pre.

Se observa en las Figuras 8.8 y 8.9 que el desplazamiento lateral máximo a nivel de los parapetos de la columna C - 2 fue 3 mm alcanzado en la fase 2 y de la columna C - 4 fue 5.7 mm alcanzado en la fase 3. Las columnas C - 2 y C - 4 estaban separadas de los parapetos adyacentes mediante juntas de 2.5 mm y 5 mm respectivamente. Por lo que, la interacción columna - parapeto se inició en la fase 2 para la columna C - 2 y se inició en la fase 3 para la columna C - 4.

De los resultados del módulo reforzado, la Figura 8.10 muestra la historia de desplazamiento relativo al segundo piso de la columna C - 4, a la altura de los parapetos adyacentes durante la cuarta fase de ensayo.

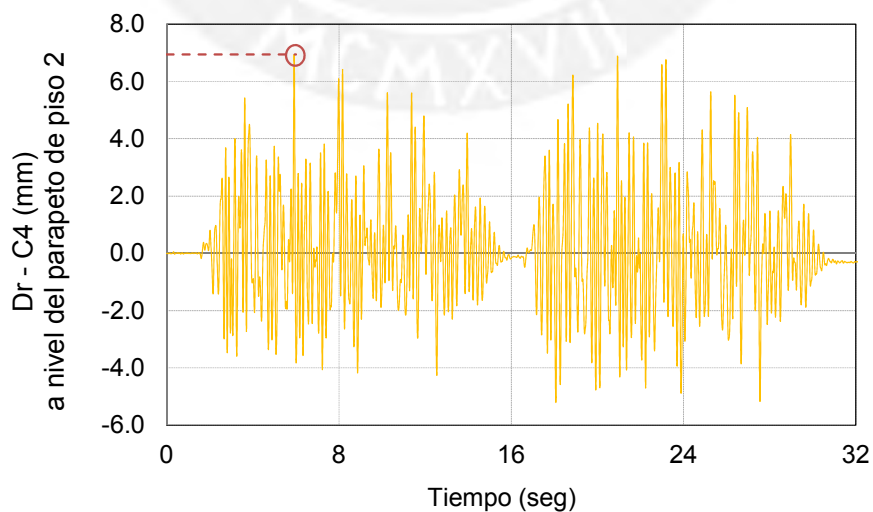
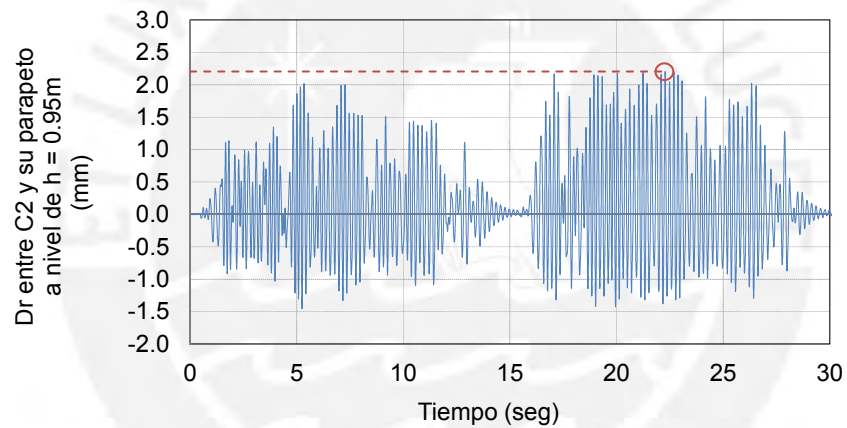


Figura 8.10: Desplazamiento relativo al segundo piso de C - 4 a nivel de los parapetos, fase 4 del módulo 780 - Pre, reforzado

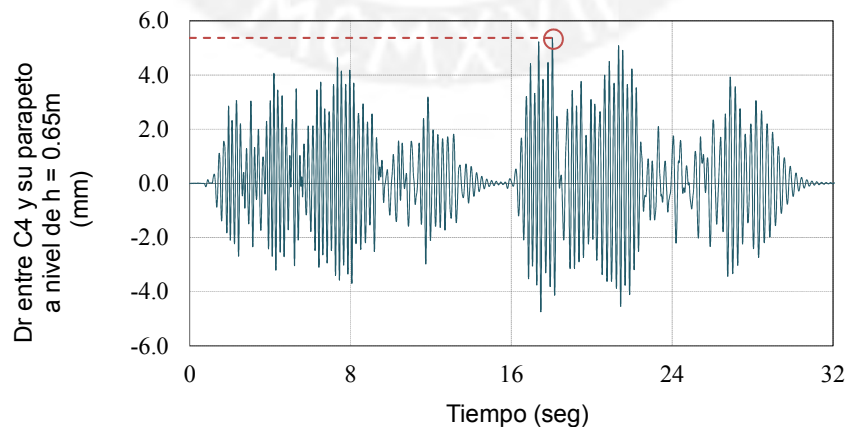
Como se observa en la Figura 8.10, el máximo desplazamiento lateral obtenido fue menor que la junta de separación entre la columna y el parapeto (20 mm). Por lo que, no se produjeron choques durante el ensayo.

8.5. Desplazamientos relativos entre la columna y el parapeto y la deformación de las diagonales de acero

De los resultados del módulo sin reforzar, la Figura 8.11 muestra las historias de los desplazamientos relativos de las columnas C - 2 y C - 4 con los parapetos adyacentes del primer piso, en las fases 2 y 3 respectivamente donde se producen las primeras interacciones.



(a) Fase 2, desplazamiento relativo entre C - 2 y el parapeto



(b) Fase 3, desplazamiento relativo entre C - 4 y el parapeto

Figura 8.11: Desplazamientos relativos entre columna y parapeto del módulo 780 - Pre.

Se observa que los desplazamientos relativos máximos fueron mayores a las juntas de separación existentes (juntas de 2.5 mm y 5 mm para la columna C - 2 y C - 4, respectivamente), por lo que se produjeron las primeras interacciones entre columna-parapeto.

La Figura 8.12 presenta las longitudes deformadas de las diagonales de acero del módulo reforzado, uno para el eje 1 y otro para el eje 3 de la cuarta fase.

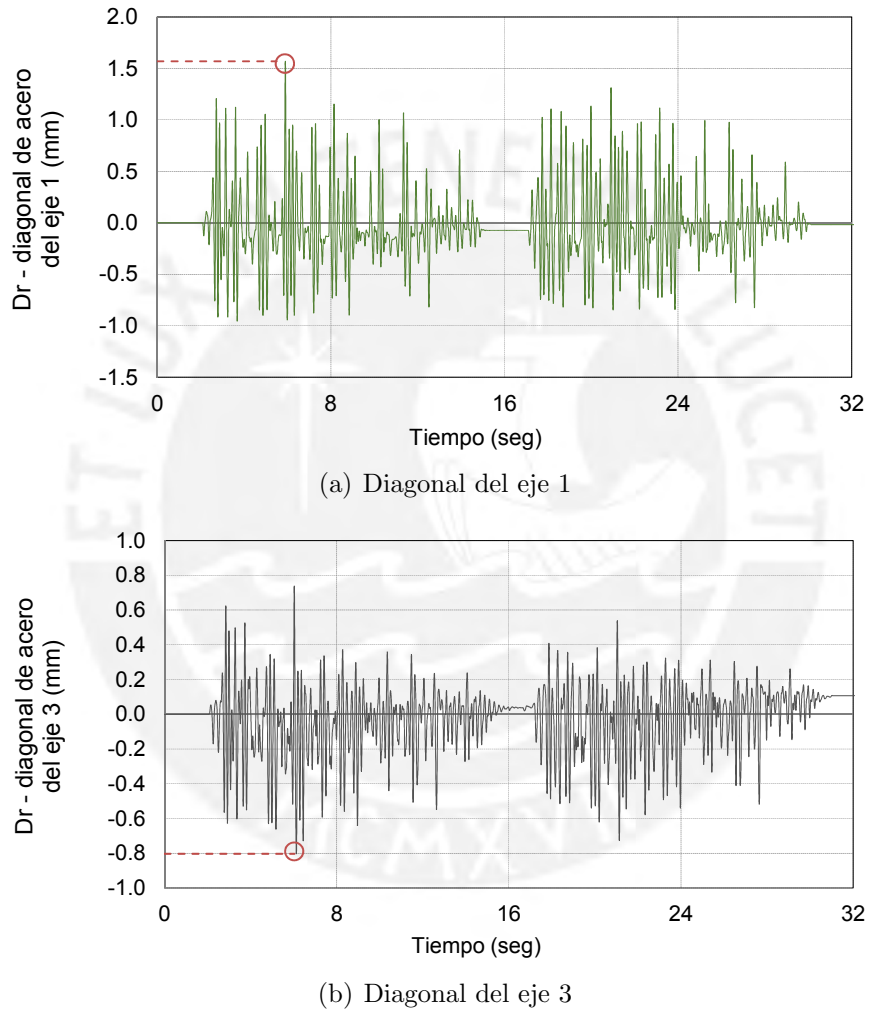


Figura 8.12: Longitud deformada de las diagonales de acero

Se observa que el alargamiento de las diagonales de acero de los ejes 1 y 3, fue de 1.57 mm y 0.8 mm durante la última fase. Por lo que la componente horizontal del desplazamiento de las diagonales correspondientes fue: $\Delta_{L1} = 1.57/\cos 40.5^\circ \approx 2.06$ mm; $\Delta_{L2} = 0.8/\cos 40.5^\circ \approx 1.05$ mm respectivamente.

Estos desplazamientos estuvieron en el rango elástico, puesto que el valor máximo en el rango elástico es: $1450 \times 2530 / (2E+06 \text{ Sen} 40.5^\circ \times \text{Cos} 40.5^\circ) \approx 3.7$ mm.

8.6. Aceleración absoluta y factor de amplificación dinámica

La Figura 8.13 muestra las historias de aceleración de la plataforma y del techo del módulo reforzado de la cuarta fase. La aceleración absoluta máxima del techo fue $3.66g$ y de la plataforma fue $1.74g$, lo que significa que el módulo amplificó en 2.10 veces la aceleración pico que recibió en su base (plataforma del simulador).

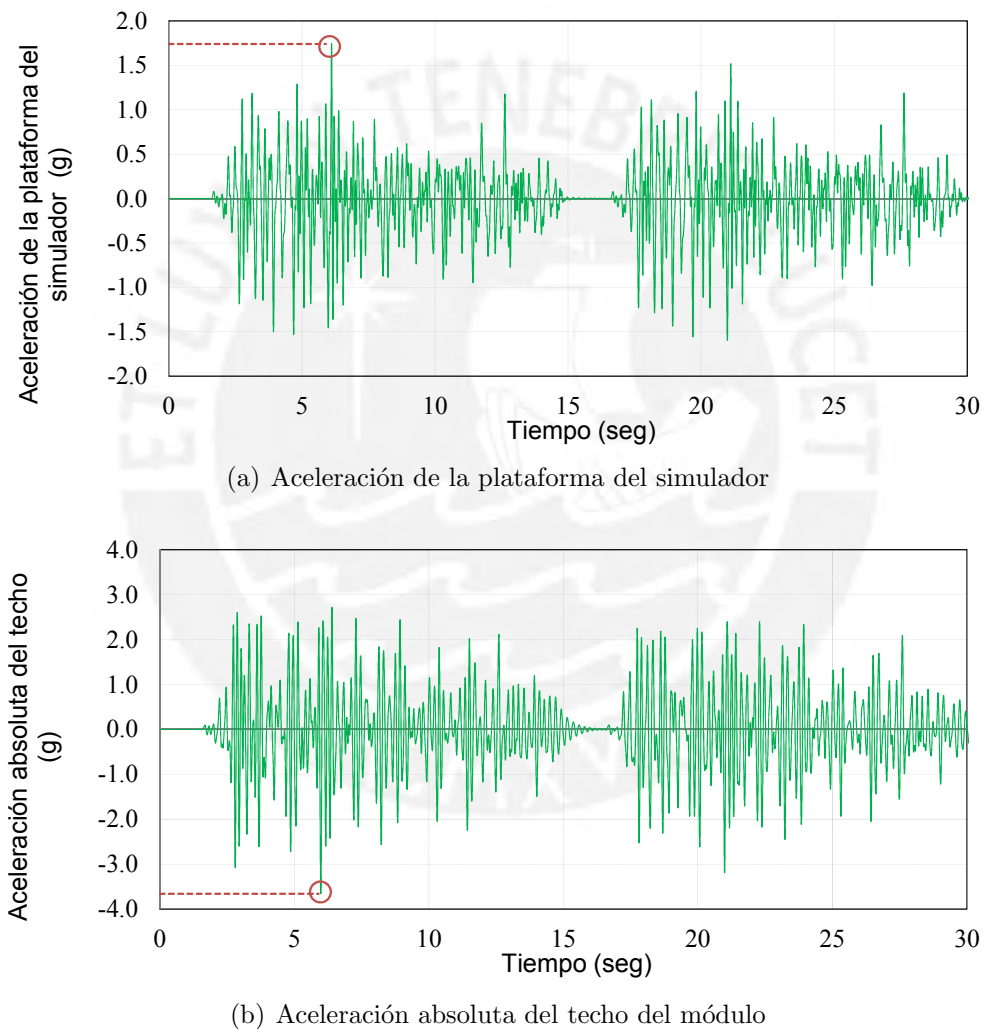


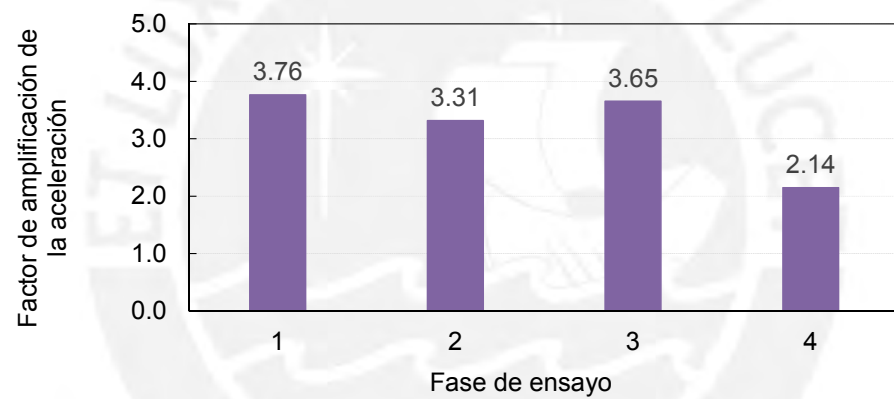
Figura 8.13: Historia de aceleraciones de la fase 4 del módulo 780 - Pre, reforzado

Para las diferentes fases de ensayo de los módulos sin y con reforzamiento, la Tabla 8.4 muestra las aceleraciones máximas, tanto de la mesa vibradora (A0) como del techo del módulo (A2), y el factor de amplificación dinámica de la aceleración pico de la plataforma (FD), calculado como la razón $A2 : A0$.

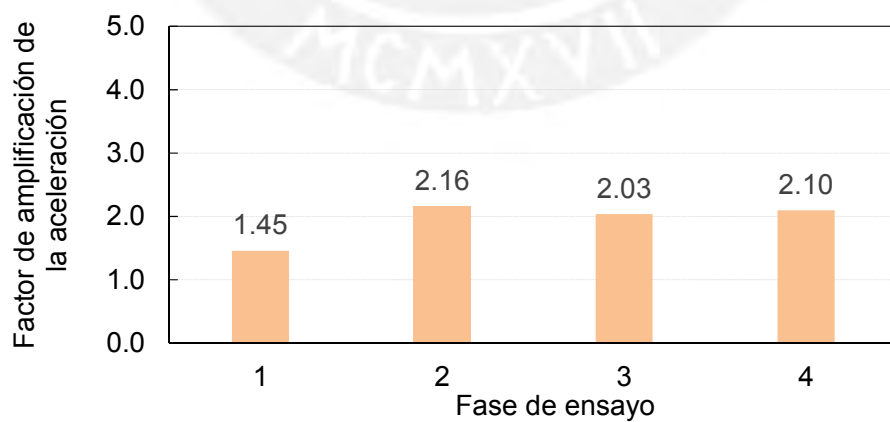
Tabla 8.4: Aceleraciones absolutas máximas

		Fase			
		1	2	3	4
Módulo 780 - Pre	A (g) mesa	0.25	0.46	0.75	1.60
	A (g) Techo	0.96	1.52	2.72	3.44
	FD	3.76	3.31	3.65	2.14
Módulo 780 - Pre, reforzado	A (g) mesa	0.26	0.59	1.10	1.74
	A (g) Techo	0.38	1.28	2.25	3.66
	FD	1.45	2.16	2.03	2.10

En la Figura 8.14 se presentan las variaciones de la amplificación dinámica durante las fases de ensayo de los dos módulos.



(a) Módulo 780 - Pre



(b) Módulo 780 - Pre, reforzado

Figura 8.14: Variación del factor de amplificación dinámica de la aceleración

Se observa que el módulo 780 - Pre presentó una elevada amplificación de la aceleración de la plataforma durante las tres primeras fases, superando el valor asumido de 2.5 para una edificación de periodo corto.

En cambio, el módulo 780 - Pre, reforzado amplificó de forma creciente durante las fases 1 y 2, y después se mantuvo en una ligera variación durante las siguientes fases, sin superar el valor de 2.5.

8.7. Fuerza cortante en la base de las columnas

Para las diferentes fases de ensayo de ambos módulos, las Figuras 8.15 y 8.16 muestran la fuerza cortante máxima en la base de las columnas del primer piso (F), obtenida mediante la ecuación 8.2.

$$F = F_a - (M_m + M_c)A_0 \quad (8.2)$$

Donde:

F_a = Fuerza producida por el actuador dinámico sobre la mesa vibradora.

M_m = masa de la plataforma de la mesa vibradora (18 tonf).

M_c = masa del anillo de cimentación (anclado a la plataforma).

A_0 = aceleración de la mesa vibradora.

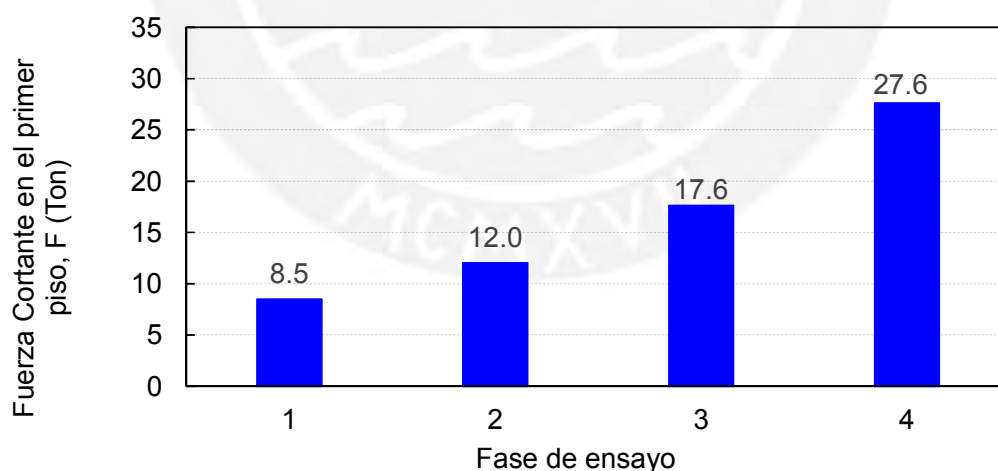


Figura 8.15: Variación de la fuerza cortante en la base del módulo 780 - Pre

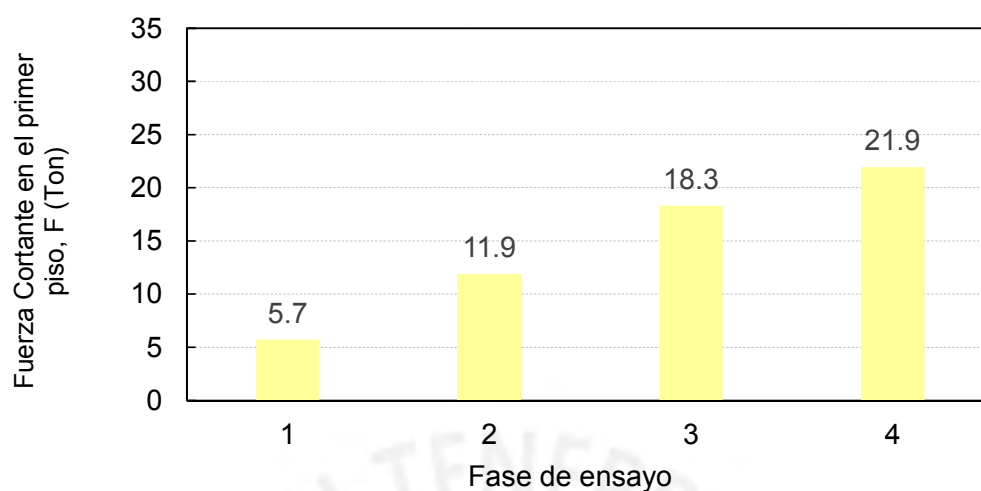


Figura 8.16: Variación de la fuerza cortante en la base del módulo 780 - Pre, reforzado

8.8. Fuerza cortante basal versus desplazamiento lateral

La Tabla 8.5 muestra la fuerza cortante máxima en la base de las columnas (F1) y su correspondiente desplazamiento lateral del techo del primer piso (D1), para cada fase de ensayo.

Tabla 8.5: Valores de F1 y D1

	Módulo 780 - Pre		Módulo 780 - Pre, reforzado	
	F1 (ton)	D1 (mm)	F1 (ton)	D1 (mm)
Fase 1	8.49	3.30	5.72	1.0
Fase 2	12.05	4.80	11.88	3.03
Fase 3	17.65	12.69	18.31	6.49
Fase 4	27.62	37.31	21.94	21.62

Para cada una de las fases de ensayo de los módulos sin y con reforzamiento, la Figura 8.17 presenta la curva Fuerza cortante de la base (F) vs. Desplazamiento lateral del primer piso (D1).

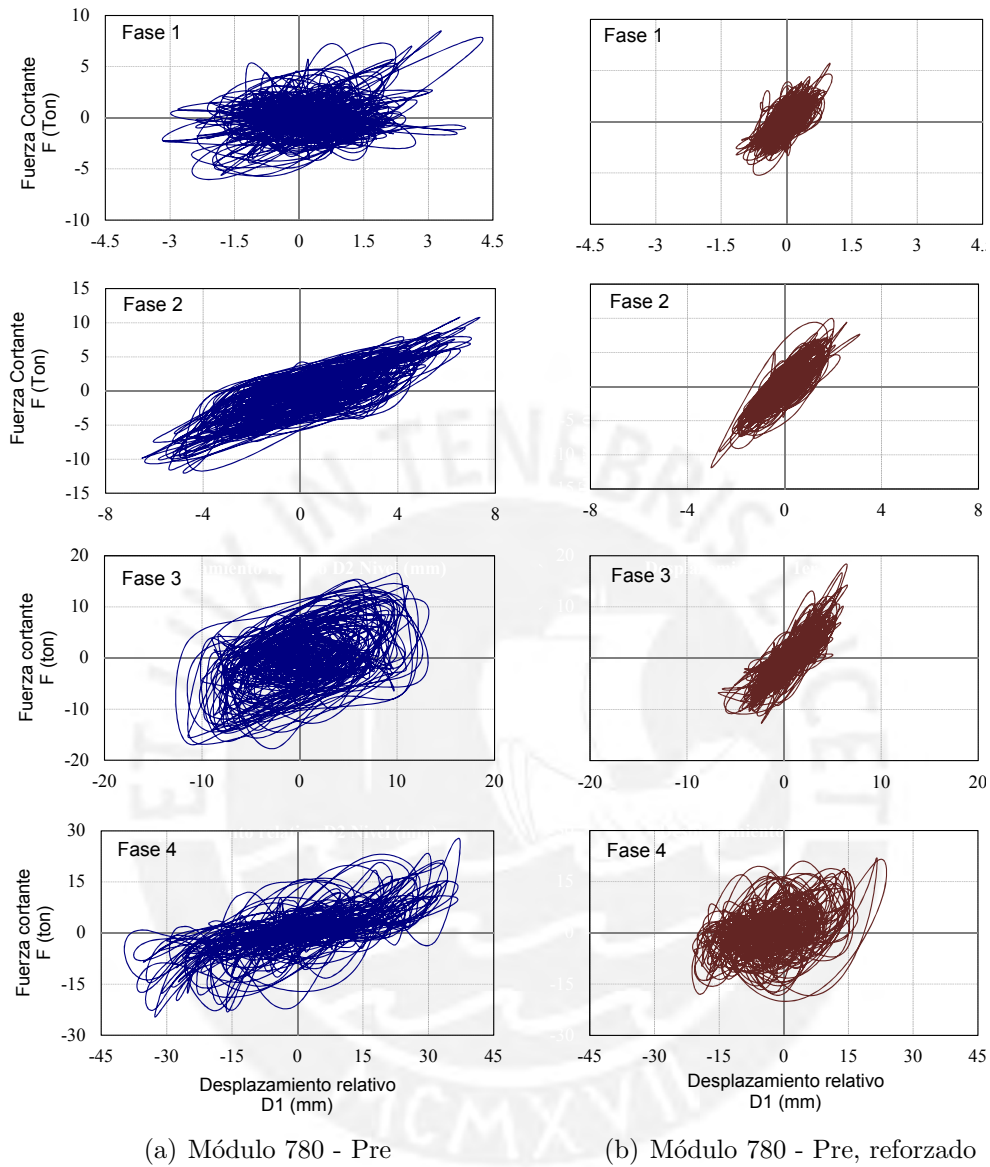


Figura 8.17: Diagrama de la fuerza cortante en la base vs. desplazamiento

8.9. Comportamiento observado de los módulos

El comportamiento observado en las cuatro (4) fases del ensayo sísmico simulado se desarrolló de la siguiente manera:

8.9.1. Comportamiento observado del Módulo 780 - Pre

En la fase 1, se observó que el módulo no presentó daños (Figura 8.18).



Figura 8.18: Post Fase 1 del Módulo 780 - Pre

En la fase 2, se observó la primera interacción de la columna central C - 2 y los tabiques adyacentes del primer piso como se muestra en la Figura 8.19.



Figura 8.19: Post Fase 2, daño observado en la columna central C - 2 del primer piso

En la fase 3, se observó el inicio de la falla por cortante de la columna corta C - 2 con fisuras del orden de un milímetro en las caras paralelas al movimiento (Figura 8.20).

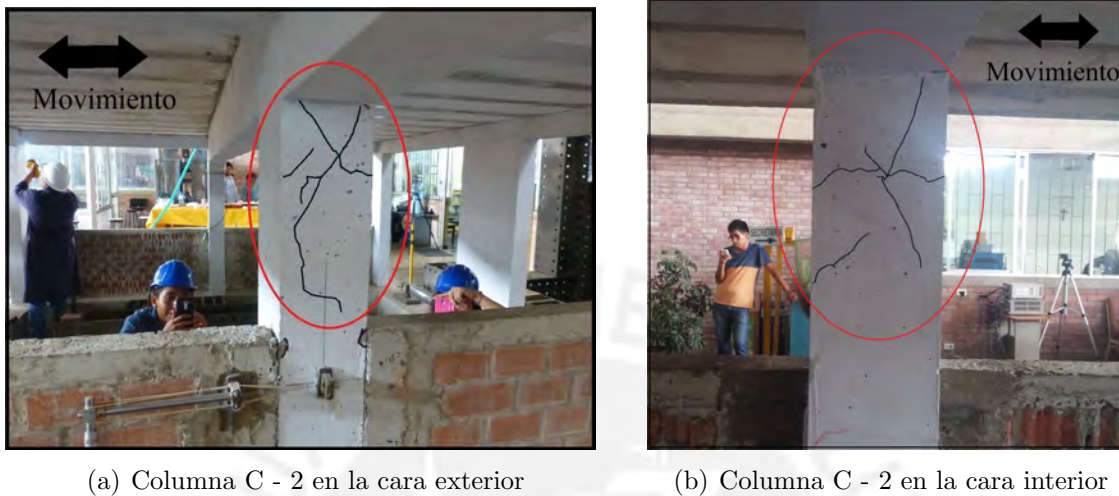


Figura 8.20: Post Fase 3, inicio de la falla tipo corte de la columna C - 2 del primer piso

También en la fase 3, se observaron fisuras por flexión en la mayoría de las columnas en las caras perpendiculares al movimiento que se prolongaron inclusive en las otras caras (Figura 8.21).

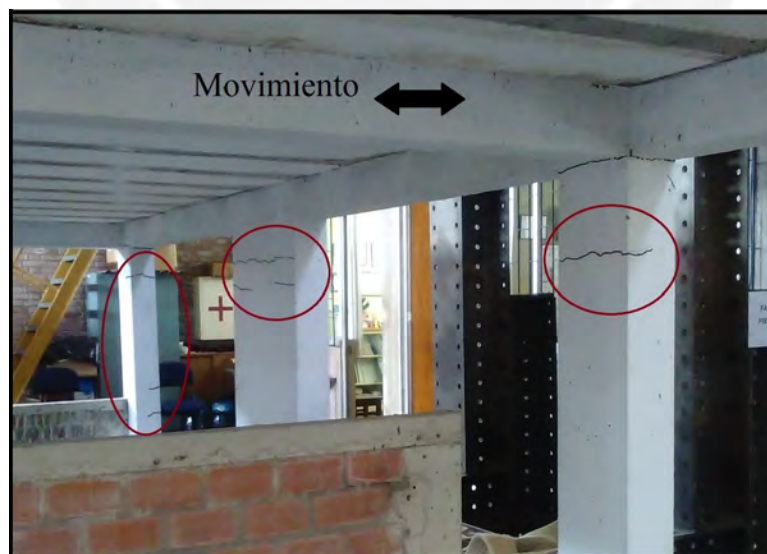


Figura 8.21: Post Fase 3, fisuras por flexión en las columnas del eje C

Se observaron fisuras en la fase 3, en la unión entre columna y viga, y en el nudo del primer piso como se muestran en la Figura 8.23.



(a) Fisuras en la unión entre la columna C - 1 y las vigas del primer piso

(b) Fisuras en el nudo A-3 del primer piso

Figura 8.22: Post Fase 3, fisuras en la unión entre columna y viga, y en el nudo

En la fase 4 se produjo el daño severo en la columna corta C - 2 del primer piso con desprendimiento del concreto del recubrimiento y la explosión del concreto del núcleo (Figura 8.23(a)). En la columna más larga C - 4, el patrón de grietas siguió una falla de tipo cortante y flexión con mucho menor daño que la columna C-2 debido a su mayor longitud (Figura 8.23(b)).



(a) Columna central C - 2

(b) Columna central C - 4

Figura 8.23: Post Fase 4, falla por corte de las columnas centrales C - 2 y C -4 del primer piso

Se observaron en la fase 4, fisuras por flexión en las columnas extremas en las caras perpendiculares al movimiento (Figura 8.24).



Figura 8.24: Post Fase 4, fisuras por flexión en la columna C - 3 del primer piso

En la fase 4, se observó la primera interacción de la columna central C - 2 y los tabiques adyacentes del segundo piso (Figura 8.25).



Figura 8.25: Post Fase 4, daño observado en la columna central C - 2 del segundo piso

8.9.2. Comportamiento observado del Módulo 780 – Pre, reforzado

En las fases 1 y 2, el módulo reforzado no presentó daño alguno (Figura 8.26).



Figura 8.26: Post Fase 2: Módulo 780 - Pre reforzado

En la fase 3, se formaron fisuras por flexión de aproximadamente 0.05 mm en las columnas del segundo piso en las caras perpendiculares al movimiento como se muestra en la Figura 8.27.



Figura 8.27: Post Fase 3, fisuras por flexión de las columnas del segundo piso del eje 1

En la fase 4, se formaron fisuras en los nudos A-3 y C-3 del primer piso (Figura 8.28) con un patrón similar al observado en el módulo 780 - Pre sin reforzar.



(a) Fisuras en el nudo: entre los ejes C y 3

(b) Fisuras en el nudo: entre los ejes A y 3

Figura 8.28: Post Fase 4, fisuras en los nudos del eje 3 - primer piso

Durante la fase 4, se observaron que algunos pernos de anclaje se “aflojaron”, los que se hallaban tanto en las vigas como en las columnas de acero (Figura 8.29).



(a) Pernos en la viga inferior de acero

(b) Pernos en la columna de acero

Figura 8.29: Post Fase 4, pernos de anclaje aflojados

La columna central C - 2 presentó daño en el inicio de la junta de separación tanto en el primer como en el segundo piso, tal como se muestran en las Figuras 8.30 y 8.31.

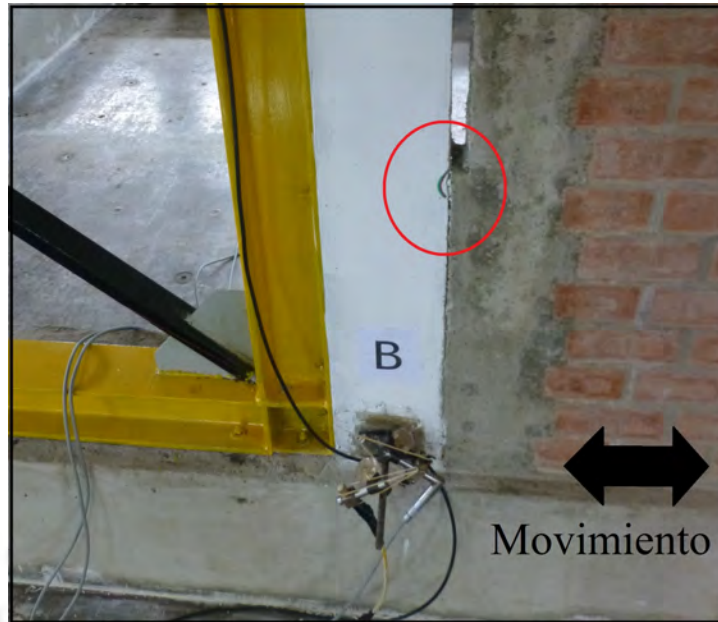


Figura 8.30: Post Fase 4, daño observado en la columna central C - 2 del primer piso

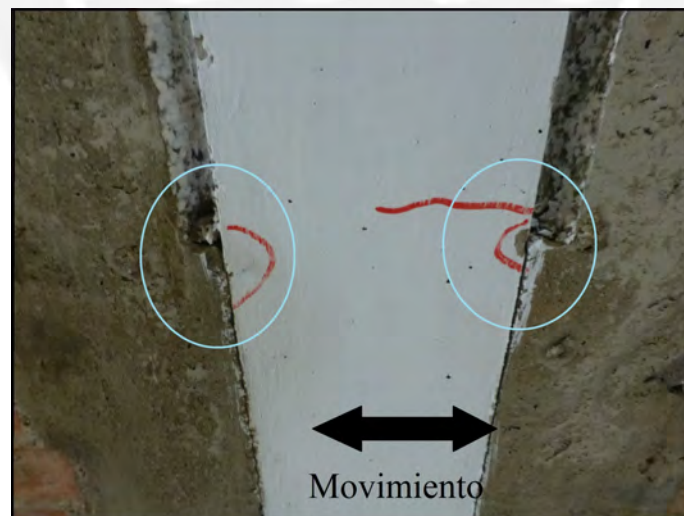


Figura 8.31: Post Fase 4, daño observado en la columna central C - 2 del segundo piso

8.10. Interpretación de los resultados

8.10.1. Interpretación de los resultados del módulo 780 - Pre

Del ensayo de vibración libre se obtuvo un periodo inicial igual a 0.14 *seg*, similar al valor obtenido del análisis teórico ($T = 0.15 \text{ seg}$) con un margen de excedencia del 7%. Del ensayo se obtuvo un amortiguamiento inicial igual a 2.90% el cual no coincidió con el valor asumido en los cálculos (5%). A partir del segundo ensayo de V.L, la estructura ingresó al rango de comportamiento inelástico, en donde los periodos estuvieron en el rango de 0.19 a 0.34 *seg* y los amortiguamientos se hallaron en el rango de 4.55 a 7.63%.

De la primera fase de ensayo de simulación dinámica se obtuvieron como desplazamientos laterales máximos del primer y segundo piso, los valores de 3.1 mm y 5.0 mm respectivamente; estos valores fueron similares a los valores esperados por el análisis teórico (3.4 mm y 7 mm respectivamente). Los desplazamientos inelásticos alcanzados experimentalmente en las otras fases de ensayo, estuvieron entre 5 a 40 mm para el primer piso y entre 10 a 50 mm para el segundo piso.

Teóricamente, primero se estimó la aceleración máxima de la plataforma que produciría un desplazamiento lateral de la columna central C - 2 a la altura del parapeto adyacente igual a la junta de separación (2.5 mm) y se obtuvo un valor del orden de 0.30*g*. Experimentalmente, en la primera fase de 0.25*g* no se registraron daños en el módulo y en la segunda fase de 0.46*g* se registraron daños en la columna C - 2 por la interacción de esta columna con los parapetos adyacentes.

Después se estimó la aceleración máxima del simulador que coparía primero la capacidad resistente a cortante de la columna corta C - 2 ($V_n = 5.4 \text{ ton}$), en el orden de 0.72*g*. Experimentalmente en la tercera fase de 0.75*g* se registró la falla tipo corte en la columna corta con fisuras del orden de 1 mm.

Finalmente del análisis teórico, se estimó la aceleración máxima de la plataforma que coparía primero la capacidad resistente a cortante de la columna C - 4 ($V_n = 5.4 \text{ ton}$), en el orden de 1.25*g*. Experimentalmente en la cuarta fase de 1.60*g* se registró las grietas por corte en la columna C - 4 con algunas fisuras por flexión, para esta fase se produjo en la columna corta C - 2 la explosión del concreto del núcleo.

8.10.2. Interpretación de los resultados del módulo 780 - Pre, reforzado

Del primer ensayo de vibración libre en el módulo reforzado, se obtuvo un periodo igual a 0.10seg, parecido al valor obtenido del análisis teórico ($T = 0.11 \text{ seg}$). Se obtuvo de este ensayo un amortiguamiento igual a 4.87%, similar al valor asumido en los cálculos (5%). En los posteriores ensayos de V.L, los periodos estuvieron en el rango de 0.11 a 0.18 seg y los amortiguamientos estuvieron en el rango de 5.2 a 9.3%.

Experimentalmente en la primera fase, los desplazamientos laterales máximos del primer y segundo piso fueron 0.75 mm y 1.56 mm respectivamente; estos fueron similares a los valores esperados por el análisis teórico (0.35 mm y 1.63 mm respectivamente). Para las otras fases, experimentalmente los desplazamientos estuvieron en el rango de 3 a 10 mm para el primer piso y en el rango de 5 a 33 mm para el segundo piso.

Se estimó que las columnas centrales fallarían por flexo-compresión, en el orden de 1.40g ocurriría el inicio de la fluencia de la columna central C - 2 y en el orden de 1.80g coparía la capacidad resistente a flexión ($M_n = 2.7\text{ton.}$).

Experimentalmente, en las dos primeras fases (0.26g y 0.59g respectivamente) no se registró ningún daño, en la tercera fase de 1.10g apareció el patrón de grietas por flexión con fisuras crecientes en la cuarta fase de 1.74g en las columnas centrales del segundo piso. En esta cuarta fase, algunos pernos se aflojaron haciendo que los marcos de acero no siguieran el mismo desplazamiento lateral del primer piso.

Capítulo 9

Conclusiones y recomendaciones

- Se logró reproducir la falla tipo corte de los edificios escolares 780 - Pre, en el módulo (Módulo 780 - Pre) según lo previsto por el análisis teórico.
- Se logró estimar la aceleración pico de la plataforma para cada fase de ensayo que produciría primero el problema de interacción entre la columna central y el parapeto, luego el inicio de la falla por cortante de la columna corta central (C - 2) y después de la columna más larga central (C - 4) sin afectar la estabilidad global del módulo en su estado final.
- El sistema de reforzamiento permitió mejorar considerablemente el desempeño del módulo, reduciendo los daños en cada fase de ensayo de simulación dinámica.
- Con el sistema de reforzamiento con marcos y diagonales de acero y la liberación de juntas (a partir de 50 cm de la base del parapeto) se evitó la formación de columna corta en el módulo y lo cual da inicio a la falla por flexo-compresión.
- El tipo de falla del módulo reforzado dejó de ser frágil y se logró un comportamiento de falla por flexo-compresión en las columnas.
- Experimentalmente, los pernos de anclaje se aflojaron del módulo en la última fase de 1.74g, lo cual los desplazamientos laterales fueron considerables; a pesar de esto, el desplazamiento lateral de la fase fue controlado. Se recomienda revisar el diseño de los pernos de anclaje.
- Se registró en el módulo reforzado en la cuarta fase de 1.74g daños en las columnas centrales del segundo piso a nivel del inicio de las juntas de separación con los parapetos. Se recomienda que se haga la limpieza de las juntas en toda la altura de los parapetos para evitar este tipo de daño en las columnas.
- Incorporar el sistema de reforzamiento en el segundo piso para evitar el

agrietamiento de las columnas del segundo piso.

- Se sugiere revisar el procedimiento constructivo del sistema de reforzamiento para simplificar y hacerlo de aplicación masiva a nivel nacional.
- Finalmente, los resultados expresan que el sistema de reforzamiento utilizado puede tener éxito para el uso masivo en las edificaciones escolares tipo 780 - Pre, ya que se comprobó experimentalmente que funcionó muy bien.

