

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS ESTRUCTURALES OSCILANTES
(ROCKING WALLS) DE CONCRETO: ESTADO DEL ARTE**

**FABIAN EDGARDO SILVA VILLABONA
JESSICA LORENA SEQUEDA CÁCERES**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECAICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2015

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS ESTRUCTURALES OSCILANTES
(ROCKING WALLS) DE CONCRETO: ESTADO DEL ARTE**

**FABIAN EDGARDO SILVA VILLABONA
JESSICA LORENA SEQUEDA CÁCERES**

Proyecto de Grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director

**JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO
Ingeniero Civil, MS.c**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2015

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por permitirme llegar a este punto de mi vida y haberme dado la sabiduría para cumplir mis metas propuestas y por su apoyo y fortaleza para seguir adelante en aquellos momentos de debilidad.

A mis padres Jorge Arturo Silva y Ana Villabona Sepúlveda, por su esfuerzo y apoyo incondicional que me ha permitido cumplir grandes de mis objetivos y metas, entre ellas la de lograr el título de Ingeniero Civil, además por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el trascurso de mi vida y sobre todo por ser el mejor ejemplo a seguir.

A mi tía Martha y a mi abuela Marina por ser parte importante de mi vida, por sus buenos consejos, por los valores que me han inculcado, por haberme apoyado en los momentos más difíciles de mi vida y sobre todo por su paciencia y amor incondicional.

A Lorena por haber sido una excelente compañera de tesis y amiga, por haberme tenido la paciencia necesaria y por motivarme a seguir adelante en los momentos más difíciles.

Al director de proyecto el ingeniero José Miguel Benjumea por su dedicación y compromiso, además por ser el guía que llevo a que el desarrollo de esta investigación fuera todo un éxito.

A mi familia en general, por estar no solo en esta etapa tan importante de mi vida sino en todo momento. A mis amigos por confiar y creer en mí y haber hecho de mi etapa universitaria un trayecto de vivencias que nunca olvidare.

En general a todas las personas que creyeron en mí y han hecho parte de mi formación como persona, mil gracias por brindarme su apoyo que me llevan a conseguir un logro tan importante en mi vida.

Fabian Edgardo Silva Villabona

Éste proyecto contiene parte de mi vida y de muchos sacrificios no solo míos sino de mis padres, mis hermanos, familiares y amigos y por supuesto de Fabián. Tengo la certeza de que ellos me han brindado su amor incondicional y una palabra de aliento para forjar en mí una mujer de grandes pasiones. Aún no tengo claro como comenzar a agradecer por tanto cariño y por tanto apoyo para con mi vida, tengo mi corazón empeñado y trataré de expresar todo el orgullo de sentir que culmina una etapa que marcará mi vida.

A Dios y mis padres gracias por darme la vida, a mi mami Celi porque secó mis lágrimas y me animó en el momento que sentí desfallecer, por forjar a su imagen lo que soy hoy en día; una mujer que lucha por sus sueños. A mi papi por ser un trabajador incansable y por brindarme todo su amor, por ser la niña de sus ojos.

A mis hermanitos Edgar, Cristian, Jonathan y Leito. Porque criarme con ellos fue el mejor regalo que me dieron mis padres, porque gracias a ellos descubrí que no existen imposibles por el hecho de ser mujer. Gracias porque siempre sentí seguridad por tenerlos como hermanos y porque los amo como no se puede amar sino a su propia sangre.

A esos verdaderos amigos porque ellos le han brindado a mi vida ese toque extra de felicidad.

A mi tía Luisa y a sus hijos porque son esa parte extra de mi familia que me ha hecho sentir en casa.

A Fabián, gracias por soportarme, por entenderme y apoyarme en estos meses de duro trabajo; porque sé que soportarme no es tarea fácil y aun así nunca renunció y siguió de mi lado para que este proyecto fuera todo un hecho.

A José Miguel, por ser el mejor director que podría tener, porque sin su apoyo y dedicación este proyecto no hubiera sido posible

A todos mis más sinceros agradecimientos por permitirme hacer parte de sus vidas.

Jessica Lorena Sequeda Cáceres

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	12
1. ANÁLISIS DEL MODELO DE LOS SISTEMAS DE BALANCEO	15
1.1 ANTECEDENTES.	15
2. TIPOS DE MUROS OSCILANTES	21
2.1 MUROS PREFABRICADOS CON POSTENSADO NO ADHERIDO	21
2.1.1 Criterios de Diseño	23
2.2 MUROS PREFABRICADOS ARTICULADOS.	26
2.2.1 Criterios de diseño	28
2.3 MUROS OSCILANTES CON AMORTIGUADORES SUPLEMENTARIOS	29
2.4 MURO OSCILANTE CON CONEXIÓN ARTICULADA (PIN)	34
3. PARÁMETROS QUE AFECTAN LA RESPUESTA SÍSMICA.	38
4. CONCLUSIONES	42
BIBLIOGRAFÍA	44
ANEXOS	52

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Geometría del bloque rígido.	15
Figura 2. Balanceo del bloque con pre-esfuerzo bajo aceleración	18
Figura 3 <i>Comportamiento del muro en las juntas horizontales: (a) Abertura de Paneles, (b) Deslizamiento de Paneles</i>	21
Figura 4. Muro Prefabricado con Postensado	22
Figura 5. Comparación de las derivas del techo obtenidos del análisis dinámico de los muros.	23
Figura 6. Sistema de Muros Prefabricados Articulados “Edificio PRESSS”.	27
Figura 7. Sistema de Disipación de Energía	30
Figura 8. Sistema de Muro oscilante con Puntales de Acero.	31
Figura 9. Diagrama de un muro oscilante con tendones suplementarios	32
Figura 10. Muro oscilante con amortiguadores suplementarios (TCY).	33
Figura 11. Detalle del muro oscilante y su conexión en Pin	35
Figura 12. Sistema de pared marco Pin-apoyado	36
Figura 13. Respuesta de Histéresis de varios sistemas estructurales.	39
Figura 14. Beneficio sísmico del uso de muros oscilantes y amortiguadores de acero.	39

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Comportamiento de Muros Prefabricados con Postensado	52
Anexo B. Criterios De Diseño Muros Prefabricados Con Postensado	54
Anexo C. Normatividad ACI ITG-5.2-09	55
Anexo E. Paso A Paso De Diseño Muros Prefabricados Articulados	67
Anexo F. Derivas Máximas En Un Muro Amortiguado Y No Amortiguado	77
Anexo G. Diagrama De Cuerpo Libre Y Respuesta De Histéresis De Un Muro Apuntalado	78
Anexo H. Comparación De Periodos De Vibración De Una Estructura Convencional Con Un Muro Oscilante	82

RESUMEN:

TITULO: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS ESTRUCTURALES OSCILANTES (ROCKING WALLS) DE CONCRETO: ESTADO DEL ARTE*

AUTORES: FABIAN EDGARDO SILVA VILLABONA
JESSICA LORENA SEQUEDA CÁCERES**

PALABRAS CLAVE: Comportamiento sísmico, muro oscilante, respuesta sísmica, deriva residual, sistema oscilante.

Los eventos sísmicos son unos de los fenómenos naturales más difíciles de controlar y por tal motivo uno de los principales causales de daños en las estructuras con pérdidas no solo económicas sino también humanas, estos daños ponen evidencia la necesidad de los diseñadores de implementar mecanismos que permanezcan estáticos durante su nivel de diseño y proporcionen estabilidad al sistema contra el vuelco, garantizando la integridad y la disipación de la energía dentro de la estructura expuesta a los eventos sísmicos. Como una alternativa para mitigar estos daños se han desarrollado muros con la capacidad de auto-centrado, los cuales se caracterizan por un comportamiento oscilante. Este trabajo tiene como objetivo mostrar un panorama del comportamiento sísmico de los muros oscilantes de concreto (Rocking Walls), mecanismos de control, ventajas y desventajas frente al sistema convencional (unido monolíticamente a la cimentación) y los parámetros que afectan considerablemente la respuesta sísmica del sistema. Además se compilan algunos criterios de diseño que distintos autores han empleado en la configuración de sus estudios. En la revisión literaria se evidenció que al implementar los muros con capacidad de auto-centrado la respuesta total del sistema reduce las derivas residuales y las deformaciones de los elementos críticos de las edificaciones. Los componentes que conforman cada uno de los muros afectan su respuesta, adicionando resistencia a las fuerzas laterales y aumentando la capacidad de disipación de la energía controlando de forma efectiva la deformación de la estructura y por ende el daño de esta. Los tendones no adheridos, el componente más común en los muros, hace que el comportamiento sísmico de la estructura sea elástico durante el movimiento y proporcionan una fuerza de recuperación que previene que los desplazamientos residuales se produzcan.

* Trabajo de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: José Miguel Benjumea Royero.

ABSTRACT

TITULO: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE MUROS ESTRUCTURALES OSCILANTES (ROCKING WALLS) DE CONCRETO: ESTADO DEL ARTE*

AUTORES: FABIAN EDGARDO SILVA VILLABONA
JESSICA LORENA SEQUEDA CÁCERES**

KEYWORDS: Seismic behavior, rocking wall, seismic response, roof drift, rocking system.

The seismic events are one of the most difficult to control natural phenomena and is therefore one of the main causes of damage to structures not only economic but also human losses, these damage put highlights the need for designers to implement mechanisms that remain static level during design and provide system stability against overturning, ensuring the integrity and energy dissipation within the structure exposed to seismic events. As an alternative to mitigate damage these walls have been developed with the ability to self-centering, which are characterized by an oscillating behavior. This work aims to show an overview of the seismic behavior of concrete Rocking Walls, control mechanisms, advantages and disadvantages compared to conventional system (united monolithically at its foundation) and the parameters that considerably affect the seismic response system. Besides some design criteria that different authors have used in the configuration of their studies they are compiled. In the literature review it has demonstrated that the capacity to implement the walls with self-centering the total system response reduces waste and drifts deformations of the critical elements of buildings. The components that make up each of the walls affect its response, adding resistance to lateral forces and increasing the capacity of energy dissipation effectively controlling the deformation of the structure and therefore damage this. Unbonded tendons, the most common in the walls, component makes the seismic performance of the structure during movement is elastic and provides a restoring force that prevents residual displacements occur.

* Degree Work

** Faculty of Physic-Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: José Miguel Benjumea Royero.

INTRODUCCIÓN

Los daños estructurales ocasionados por eventos sísmicos ponen en evidencia la necesidad de los diseñadores de implementar estructuras sismo-resistentes, que proporcionen una reacción controlada a las fuerzas laterales ocasionadas por el sismo y que a su vez sean económicamente viables al reducir al mínimo los daños ocasionados¹

Como una alternativa para mitigar estos daños se han desarrollado estructuras con la capacidad de auto-centrado², las cuales se caracterizan por un comportamiento oscilante durante el evento sísmico y cuando este concluye la estructura vuelve a su posición no deformada sin presentar deriva residual, lo cual muestra una gran ventaja frente a las estructuras que experimentan grandes desplazamientos residuales, debido a que deben ser retiradas de uso y si requieren ser reparados son llevados a mantenimiento durante largos períodos de tiempo³.

Diversos estudios demuestran que los elementos con auto-centrado pueden estar presentes en columnas⁴, conexiones viga-columna⁵, mampostería confinada⁶ ⁷,

¹ SRITHARAN, S., et al. Unbonded Post-Tensioned Rocking Walls for Seismic Resilient Structures. [cited 2015 Octubre 17]; Available from: <https://nees.unr.edu/rocking-walls>.

² FILIATRAULT, A., J. RESTREPO, and C. CHRISTOPOULOS. Development of self-centering earthquake resisting systems. in 13th World Conference on Earthquake Engineering. 2004.

³ EGUCHI, R.T., et al., *Direct economic losses in the Northridge earthquake: a three-year post-event perspective*. Earthquake Spectra, 1998. 14(2): p. 245-264. Eguchi, R.T., et al., *Direct economic losses in the Northridge earthquake: a three-year post-event perspective*. Earthquake Spectra, 1998. 14(2): p. 245-264.

⁴ ROH, H. and A.M. REINHORN, Nonlinear static analysis of structures with rocking columns. Journal of Structural Engineering, 2009.

⁵ STANTON, J., W.C. STONE, and G.S. CHEOK, A hybrid reinforced precast frame for seismic regions. PCI journal, 1997. 42(2): p. 20-32.

⁶ TORANZO, L., et al., *Shake-table tests of confined-masonry rocking walls with supplementary hysteretic damping*. Journal of Earthquake Engineering, 2009. 13(6): p. 882-898.

⁷ Toranzo-Dianderas, L.A., et al. Rocking confined masonry walls with hysteretic energy dissipaters and shake-table validation. in Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering (CD-ROM). 2004.

marcos de acero^{8 9}, entre otros. No obstante, el interés específico de este caso de estudio son los muros oscilantes (Rocking Walls) y aunque este sistema se presenta en elementos de madera¹⁰, el objetivo es realizar una revisión literaria en muros de concreto debido al desempeño excepcional de estos frente a un sismo y como una solución innovadora en el modelo de control de daños recopilar la investigación adelantada por distintos autores en los cuerpos oscilantes.

Los muros oscilantes de concreto, son sistemas que poseen elementos con pre-esfuerzo¹¹, amortiguadores suplementarios¹², y conexión articulada¹³, que le permiten a la estructura recuperar su estado inicial¹⁴. Estos componentes estructurales, son mecanismos oscilantes controlados que están proyectados para permanecer estáticos durante su nivel de diseño y proporcionar estabilidad al sistema oscilante contra el vuelco, garantizando la integridad y la disipación de la energía dentro de la estructura expuesta a los eventos sísmicos¹⁵.

Las características de este sistema se derivan de diversos estudios basados en el comportamiento de los cuerpos durante el sismo y mediante el avance de este documento se presentará una reseña histórica, seguida de los tipos y características de los muros que se han desarrollado, identificando algunas ventajas y desventajas en relación al sistema de muros convencionales (muros unidos monolíticamente a su cimentación). Posteriormente se presentarán los

⁸ CHRISTOPOULOS, C., et al., Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 2002. 128(9): p. 1111-1120.

⁹ BERMAN, J.W. and M. BRUNEAU, Experimental investigation of light-gauge steel plate shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 2005.

¹⁰ PALERMO, A., et al. From theory to practice: design, analysis and construction of dissipative timber rocking post-Tensioning wall system for Carterton Events Centre, New Zealand. in *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal. 2012.

¹¹ TWIGDEN, K., R. HENRY, and Q. MA. Dynamic testing of post-tensioned rocking walls. in *15th World Conference on Earthquake Engineering*. 2012.

¹² KURAMA, Y. C., Seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping. *ACI Structural Journal*, 2000. 97(4).

¹³ QU, Z., et al., Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2012. 41(14): p. 2075-2091.

¹⁴ SRITHARAN, S., et al. Op. Cit.

¹⁵ TWIGDEN, K., R. HENRY, and Q. MA. Op. Cit.

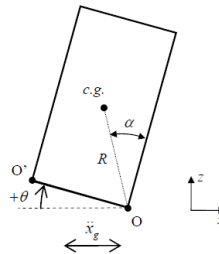
criterios de diseño que los investigadores han tenido como referencia en los casos de estudio; seguido de los parámetros que afectan la respuesta sísmica del sistema en general. Para finalizar, se formularán las conclusiones de la recopilación bibliográfica llevada a cabo.

1. ANÁLISIS DEL MODELO DE LOS SISTEMAS DE BALANCEO

1.1 ANTECEDENTES.

Un gran número de investigadores en el mundo han llevado a cabo estudios que ayuden a comprender el comportamiento de los objetos oscilantes. Algunos de los estudios analíticos sobre la respuesta de balanceo de las estructuras rígidas se han llevado a cabo en^{16 17 18 19 y 20}. En²¹, se describe la respuesta de la vibración de un bloque rígido que oscila alrededor de sus esquinas inferiores, ver **Figura 1**. Este estudio se enfocó en las estructuras de péndulo invertido durante el sismo y su modelo matemático describe el comportamiento de los objetos oscilantes.

Figura 1. Geometría del bloque rígido.



Fuente: DEJONG, M. and E. DIMITRAKOPOULOS, Equivalent rocking systems: Fundamental rocking parameters.

¹⁶ HOUSNER, G.W., The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. Bulletin of the seismological society of America, 1963. 53(2): p. 403-417.

¹⁷ PSYCHARIS, I.N. and P.C. JENNINGS, Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1983. 11(1): p. 57-76.

¹⁸ SPANOS, P.D. and A.S. KOH, Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking. Journal of Engineering Mechanics, 1984.

¹⁹ Yim, C.-S., A.K. CHOPRA, and J. PENZIEN, Rocking response of rigid blocks to earthquakes. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1980. 8(6): p. 565-587.

²⁰ Shiyama, Y., Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1982. 10(5): p. 635-650.

²¹ HOUSNER, G.W

Las ecuaciones de movimiento que describen este balanceo sobre los puntos O y O' pueden ser descritas como:

$$\begin{aligned} I_o \ddot{\theta} + MgR \operatorname{sen}(+\alpha - \theta) &= -M \ddot{x}_g R \operatorname{cos}(+\alpha - \theta); \theta > 0 \\ I_o \ddot{\theta} + MgR \operatorname{sen}(-\alpha - \theta) &= -M \ddot{x}_g R \operatorname{cos}(-\alpha - \theta); \theta < 0 \end{aligned} \quad (1)$$

Donde \ddot{x}_g es la aceleración horizontal del suelo, I_o es el momento de inercia sobre el punto O, θ es el ángulo de oscilación y M es la masa del bloque.

El movimiento de balanceo del cuerpo no comienza hasta que la aceleración del suelo no supera una magnitud mínima definida como:

$$\lambda = \frac{\ddot{x}_g}{g} = \tan \alpha \quad (2)$$

Al reorganizar la ecuación de movimiento usando la función signo (sgn), se obtiene que:

$$\ddot{\theta} = p^2 \left(-\operatorname{sen}[\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta] - \frac{\ddot{x}_g}{g} \operatorname{cos}[\alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \theta] \right) \quad (3)$$

p es el parámetro de frecuencia oscilante.

$$p = \sqrt{\frac{3g}{4R}} \quad (4)$$

Este parámetro es igual a la frecuencia del péndulo del bloque cuando se apoya en su esquina. Con este se reescribe de forma lineal la ecuación (3), realizando pequeñas aproximaciones del ángulo. De esta manera se obtiene la ecuación lineal de movimiento:

$$\ddot{\theta} = p^2 \left(\theta - \alpha \operatorname{sgn}(\theta) - \frac{\dot{x}_g}{g} \right) \quad (5)$$

Cuando el bloque vuelve a su posición inicial $\theta = 0$, se produce el impacto. La energía del impacto puede ser calculada por la conservación del momento angular sobre la esquina que sufre el impacto. La energía disipada está representada por un coeficiente de restitución η , El cual define las velocidades de rotación relativa del bloque, antes y después del impacto, **Figura 1**.

$$\eta = \frac{\theta_{\text{antes del impacto}}}{\theta_{\text{despues del impacto}}} = 1 - \frac{3}{2} \operatorname{sen}^2 \alpha \quad (6)$$

Las ecuaciones (3) ó (5) y (6) definen por completo el movimiento de balanceo. Por lo tanto, los únicos parámetros estructurales necesarios para definir la respuesta del bloque oscilante son p , α , y η ²².

Los estudios llevados a cabo en²³, ampliaron las características del sistema incluyendo flexibilidad estructural junto con balanceo. El tamaño del bloque y su esbeltez, fueron estudiados en²⁴, donde evidenciaron que el bloque puede ser muy sensible a pequeños cambios en relación a estos parámetros.

Así mismo,²⁵ realizó trabajos experimentales en estructuras con marcos de acero, demostrando los beneficios potenciales de permitir el levantamiento parcial en estructuras de auto centrado. En²⁶, se verificó la teoría propuesta en²⁷ con un

²² DEJONG, M. and E. DIMITRAKOPOULOS, Equivalent rocking systems: Fundamental rocking parameters.

²³ MEEK, J.W., Effects of foundation tipping on dynamic response. Journal of the Structural Division, 1975. 101(7): p. 1297-1311.

²⁴ YIM, C.-S., A.K. CHOPRA, and J. PENZIEN Op. Cit.

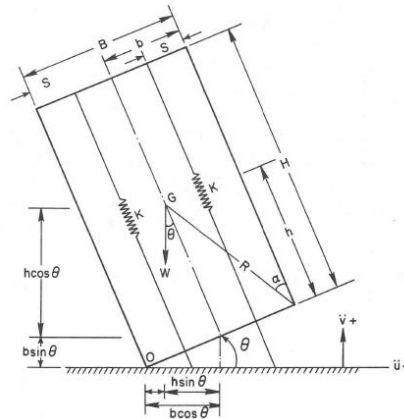
²⁵ HUCKELBRIDGE, A.A., Earthquake simulation tests of a nine story steel frame with columns allowed to uplift. 1977: University of California, Berkeley.

²⁶ Priestley, M., R. Evison, and A. Carr, Seismic response of structures free to rock on their foundations. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1978. 11(3): p. 141-150.

²⁷ HOUSNER, G.W.

modelo estructural simple y se demostró que las condiciones de la fundación no tienen una influencia significativa en la respuesta del balanceo. Más adelante, en ²⁸ se propone mejorar la resistencia del bloque mediante el anclaje de la estructura rígida al suelo utilizando el pre-esfuerzo, **Figura 2**, buscando aumentar la estabilidad del sistema frente al vuelco.

Figura 2. Balanceo del bloque con pre-esfuerzo bajo aceleración



Fuente: ASLAM, M., D.T. SCALISE, and W.G. GOLDEN, Earthquake Rocking Response of Rigid Bodies. Journal of the Structural Division, 1980..

Usando la configuración anterior, ²⁹ puso a prueba una serie de muros prefabricados postensados que contenían espirales confinados cerca a la parte inferior del muro, las cuales aumentaron la ductilidad del sistema. En esta prueba, la estructura presentó un comportamiento sísmico no lineal en el que evidenciaron la degradación de la rigidez y la disipación de la energía.

El mismo concepto de elementos prefabricados de hormigón auto-centrantes que utilizan postensado no adherido se usó en sistemas de conexión viga-columna

²⁸ ASLAM, M., D.T. Scalise, and W.G. Godden, Earthquake rocking response of rigid bodies. Journal of the Structural Division, 1980. 106(2): p. 377-392.

²⁹ MUELLER, P. Experimental Investigation on the Seismic Performance of Precast Walls. in Ninth world conference on earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, Japan. 1988.

en³⁰. Los resultados de este planteamiento proponían una integridad estructural que podría mitigar el costo de reparación de las estructuras después de sismos de gran magnitud.

La investigación experimental llevada a cabo anteriormente permitió que ³¹ propusiera un sistema híbrido en el que el acero de refuerzo se combina con tendones postensados no adheridos en las conexiones viga-columna; éste sistema tenía como finalidad reducir la deriva residual mediante la disipación de energía de histéresis. Usando este concepto, ³² propone una nueva metodología para el diseño denominada “*Damage Avoidance Design*” (DAD). Ésta metodología plantea un diseño de control de daños el cual se caracteriza por su ductilidad y su aislamiento sísmico en la base, permitiendo el balanceo bajo grandes cargas laterales.

Mediante el programa de investigación *Precast Seismic Structural Systems* (PRESSSS) iniciado en los Estados Unidos, se llevó a cabo una investigación significativa en el desarrollo de diseños basados en el control de daños. El programa fundamentó su desarrollo en el informe presentado por ³³, quien investigó e informó sobre el desempeño excepcional de los muros de corte convencionales en varios eventos sísmicos, ocurridos entre 1960 y 1990 en varios países (Chile, Yugoslavia, Venezuela, Estados Unidos, Nicaragua, Rumania, México, entre otros). Al considerar el buen comportamiento de los muros de corte convencional, el programa PRESSSS combinó éste sistema con los beneficios del hormigón prefabricado (velocidad en la construcción, reducción de mano de obra y

³⁰ PRIESTLEY, M.N. and J.R. TAO, Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons. PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. JOURNAL, 1993. 38(1).

³¹ STANTON, J., W.C. STONE, and G.S. CHEOK, Op. Cit.

³² MANDER, J.B. and C.-T. Cheng, Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design. 1997.

³³ FINTEL, M., Shearwalls-an answer for seismic resistance? Concrete International, 1991. 13(7).

encofrado en sitio, entre otros³⁴), con el fin de cumplir dos objetivos fundamentales (1) validar un procedimiento de diseño y (2) desarrollar nuevos conceptos y tecnologías para la construcción de sistemas prefabricados en diversas zonas sísmicas³⁵.

³⁴ YEE, A.A. and P.H.D. ENG, Social and environmental benefits of precast concrete technology. PCI journal, 2001. 46(3): p. 14-19.

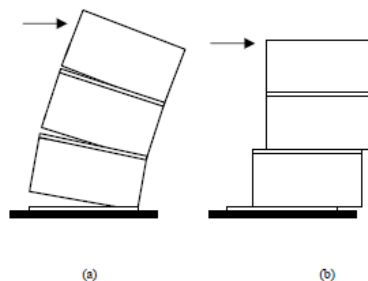
³⁵ NIGEL PRIESTLY, M., Overview of press research program. PCI journal, 1991. 36(4).

2. TIPOS DE MUROS OSCILANTES

2.1 MUROS PREFABRICADOS CON POSTENSADO NO ADHERIDO

El rendimiento de los muros prefabricados con postensado no adherido bajo cargas laterales es controlado por el comportamiento a lo largo de las juntas horizontales, específicamente por la abertura y el deslizamiento de los paneles, ver **Figura 3**. En la abertura de los paneles, el postensado y la gravedad proporcionan una fuerza de recuperación que tiende a cerrar las aberturas entre ellos cuando ocurre la descarga de las cargas laterales. En el deslizamiento de los paneles, no existe ningún mecanismo disponible para proporcionar la restauración de la fuerza requerida para invertir el deslizamiento, como en el caso de la abertura de los paneles; por lo tanto, el deslizamiento es difícil de controlar en un evento sísmico y por consiguiente el muro debe estar diseñado para evitar tal comportamiento^{36 37}.

Figura 3 Comportamiento del muro en las juntas horizontales: (a) Abertura de Paneles, (b) Deslizamiento de Paneles



Fuente: KURAMA, Y.C., Seismic analysis, behavior, and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. 1997.

³⁶ KURAMA, Y.C., Seismic analysis, behavior, and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. 1997.

³⁷ KURAMA, Y., et al., Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. ACI Structural Journal, 1999. 96(4).

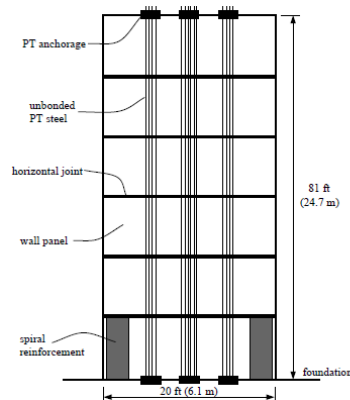
El comportamiento de los muros prefabricados utilizando postensado no adherido se caracteriza por tener las siguientes ventajas bajo carga lateral:

- i) La limitación en la respuesta inelástica de los tendones de postensado introduce una capacidad de auto-centrado.
- ii) La degradación de la rigidez inicial es pequeña.
- iii) La deformación inelástica en el postensado está limitada. Así, la reducción de la fuerza de preesfuerzo durante ciclos de carga más allá del estado de fluencia puede ser controlada.

Para describir el comportamiento sísmico,³⁸ especifica 4 estados como respuesta al desplazamiento del muro ver **Anexo A**.

En³⁹ continúan con el estudio de muros prefabricados con postensado, realizando un análisis mediante el software DRAIN-2DX comparando un muro de concreto reforzado con la misma fuerza, rigidez inicial, capacidad de deriva con el muro de postensado como se observa en la **Figura 4**, la única diferencia fue que el muro de concreto reforzado no tenía la capacidad de auto-centrado.

Figura 4. Muro Prefabricado con Postensado



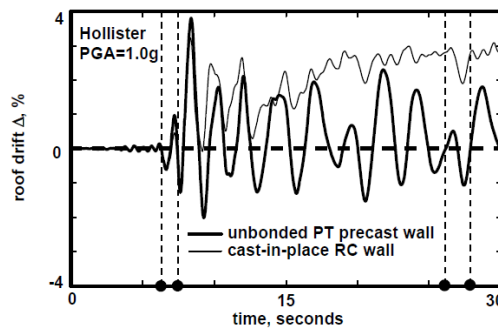
Fuente: KURAMA, Y., et al., Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. ACI Structural Journal, 1999. 96(4).

³⁸ Ibíd.

³⁹ Ibíd.

Al realizar las pruebas se encontró que el muro de concreto reforzado presentaba aproximadamente 3% de deriva residual, mientras que en el muro de postensado con capacidad de auto-centrado era cero, como se muestra en la **Figura 5**.

Figura 5. Comparación de las derivas del techo obtenidos del análisis dinámico de los muros.



Fuente: KURAMA, Y., et al., Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. ACI Structural Journal, 1999. 96(4).

Al comparar la respuesta sísmica de los dos modelos la ventaja del muro prefabricado postensado fue que oscilaba en torno a la posición cero de la deriva, eliminando así el desplazamiento residual. Mientras que el muro convencional acumula una significativa deriva residual.

La principal desventaja del sistema con preesfuerzo es que presenta una deriva máxima en promedio un 38% más que el muro convencional bajo fuerza sísmica, además se presenta gran desprendimiento del hormigón en la parte inferior al muro.

2.1.1 Criterios de Diseño Kurama en ⁴⁰ y ⁴¹, propone un enfoque de diseño sísmico, con el fin de permitirle al diseñador especificar y predecir el

⁴⁰ *Ibíd.*

⁴¹ KURAMA, Y., et al., Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. PCI journal, 1999. 44(3): p. 72-89.

comportamiento de los muros prefabricados no adheridos bajo una fuerza sísmica. En consecuencia, este procedimiento requiere la identificación de los niveles de desempeños sísmicos, los estados límites y la demanda de la estructura.

El enfoque de diseño utiliza dos niveles de desempeño sísmicos para satisfacer adecuadamente los diversos estados límites de diseño.

1. Movimiento del suelo a Nivel de Diseño
 - a. Demanda del cortante basal, V_{des}
 - b. Demanda máxima de deriva de techo, Δ_{des}
 - c. Demanda máxima de deriva. δ_{des}

2. Movimiento del suelo a Nivel de Supervivencia
 - a. Demanda máxima de deriva, Δ_{sur}
 - b. Demanda máxima cortante basal, V_{max}

1. Criterio para la capacidad de cortante basal en el estado de fluencia V_{llp} .

$$\varphi_f V_{llp} \geq V_{des} = Q_{des}/R \quad (7)$$

Donde Φ_f es el factor de reducción tal como se define en la norma (ACI 318), Q_{des} es la demanda de cortante basal para el movimiento del suelo a nivel de diseño, R es el factor de modificación de respuesta.

2. Criterio para la capacidad de cortante basal en el estado de ablandamiento, V_{ell}

$$V_{ell} \geq V_{des} = Q_{des}/R \quad (8)$$

3. Criterio para la capacidad de deriva en el estado de fluencia Δ_{llp} .

$$\Delta_{llp} \geq \Delta_{des} \quad (9)$$

Donde Δ_{des} es la demanda máxima de deriva de techo esperada bajo el movimiento de suelo a nivel de diseño.

4. Criterio para la deriva máxima bajo el movimiento del suelo a nivel de diseño δ_{des} .

$$\delta_{des} \leq \delta_{all} \quad (10)$$

Donde δ_{all} es la deriva permitida

5. Criterio para la capacidad de deriva de techo en el estado de falla Δ_{csc} .

$$\Delta_{csc} \geq \Delta_{sur} \quad (11)$$

Donde Δ_{sur} es la demanda máxima de deriva de techo esperada bajo el nivel de supervivencia.

6. Criterio para la longitud y la altura de la región con espiral confinada cerca de la base.

$$\Delta_{ctc} \geq \Delta_{csc} \quad (12)$$

Donde Δ_{ctc} , es la capacidad de deriva de techo correspondiente al aplastamiento de concreto y Δ_{csc} es la capacidad de deriva de techo en el estado de falla.

7. Criterio para la capacidad de cortante, V_{ss}

$$\phi_s V_{ss} \geq V_{max} \quad (13)$$

Donde ϕ_s es el factor de reducción de la capacidad de cortante tal como se define por la norma (ACI 318) y V_{max} es la demanda de cortante basal máxima esperada bajo el movimiento del suelo a nivel de supervivencia.

8. Criterio para la deriva máxima de techo bajo el movimiento del nivel de supervivencia, Δ_{sur}

$$\Delta_{sur} \leq \Delta_g = 2.5\% \quad (14)$$

Donde Δ_g , es la deriva máxima de techo que puede ser sostenido por la carga de gravedad.

Los autores establecen un procedimiento de diseño con el objetivo de cumplir todos los criterios establecidos anteriormente **Anexo B**.

Además, el grupo de tecnologías del ACI publicaron un documento⁴², donde se establecen requerimientos para el diseño de muros prefabricados con postensado no adherido, con base a diversos trabajos experimentales y analíticos realizados hasta la fecha de su publicación **Anexo C**.

2.2 MUROS PREFABRICADOS ARTICULADOS.

El concepto básico del sistema de muros oscilantes es permitir que se eleven individualmente en la base en un sismo significativo y que vuelvan a su posición vertical después que el evento ha concluido. El postensado contribuye en la resistencia al momento de vuelco. En general, los muros prefabricados articulados

⁴² ITG, A., Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 and Commentary. 2009, ACI ITG-5.2-09, American Concrete Institute: Farmington Hills, MI.

usan el mismo concepto de muros prefabricados con postensado no adherido, con la excepción de que el sistema de muro articulado contiene dos o más muros que están conectados horizontalmente, ver **Figura 6**⁴³. La conexión entre los muros se realiza a lo largo de la altura del muro utilizando conectores llamados UFP “*U-shaped Flexure Plate*”⁴⁴, los cuales contribuyen significativamente a la disipación de la energía, y por lo tanto tienen capacidad para reducir la deriva residual y gran amplitud en los ciclos dinámicos en comparación con los muros prefabricados individuales mencionados anteriormente.

Figura 6. Sistema de Muros Prefabricados Articulado “Edificio PRESSS”.



Fuente: NIGEL PRIESTLEY, M., et al., Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. PCI journal, 1999. 44(6): p. 42-67.

En ⁴⁵ ⁴⁶ ⁴⁷, realizaron pruebas sísmicas que evidenciaron un buen comportamiento de la estructura. Durante los ensayos no se observaron daños estructurales y

⁴³ THOMAS, D.J. and S. SRITHARAN, An Evaluation of Seismic Design Guidelines Proposed for Precast Jointed Wall Systems. 2004.

⁴⁴ SCHULTZ, A. and R. MAGANA, Seismic behavior of connections in precast concrete walls. ACI Special Publication, 1996. 162.

⁴⁵ NAKAKI, S.D. and R.E. ENGLEKIRK, PRESSS Industry Seismic Workshops: Concept Development. PCI JOURNAL, 1991. 36(5): p. 54-61.

hubo menor desprendimiento de hormigón en la parte inferior del muro comparado con el sistema de la sección 3.1, además presentó baja deriva residual (0,06%) y concluyeron que el edificio había respondido dentro de la capacidad de servicio y rendimiento para los eventos sísmicos de hasta 1,5 veces el sismo de diseño.

Sin embargo, en el informe ⁴⁸ mencionan el daño que se presentó en las losas de piso, ocasionado por el desplazamiento del edificio, ya que los pisos al actuar como diafragmas, son elemento críticos, y en los sistemas articulados la abertura que se produce entre las vigas y columnas tiene la capacidad para romper los pisos. Las observaciones de este daño en el diafragma es menos significativo que un edificio convencional de concreto reforzado y por lo cual el edificio lo clasifican como adecuado dentro de la tecnología de construcción de control de daños.

2.2.1 Criterios de diseño El sistema de muro prefabricado articulado (Edificio PRESSS) fue diseñado usando el procedimiento de diseño de ⁴⁹ **Anexo D** y en base a esto, tras la finalización de la investigación experimental, en ⁵⁰ publicaron algunos criterios y propusieron un paso a paso de diseño.

Para llevar a cabo el diseño se tienen en cuenta las siguientes recomendaciones.

1. Las fuerzas de diseño y límites de deriva son conocidos, seleccionados para satisfacer los criterios del código.

⁴⁶ NAKAKI, S.D., J.F. STANTON, and S. SRITHARAN, An overview of the PRESSS five-story precast test building. PCI journal, 1999. 44(2): p. 26-39.

⁴⁷ SRITHARAN, S., S. PAMPANIN, and J. CONLEY, Design verification, instrumentation and test procedures, PRESSS-3: The five-story precast test building, Vol. 3-3. ISUERI-Ames Report ERI-04425, Department of Civil and Construction Engineering, 2002.

⁴⁸ BUCHANAN, A.H., et al., Base Isolation and Damage-Resistant Technologies for Improved Seismic Performance of Buildings. 2011.

⁴⁹ GALUSHA, J.G., Precast, Post-Tensioned Concrete Walls Designed to Rock Precast, Post-Tensioned Concrete Walls Designed to Rock M.S Thesis, Department of Civil Engineering, University of Washington, 1999.

⁵⁰ STANTON, J.F. and S.D. NAKAKI, Design Guidelines for Precast Concrete Seismic Structural Systems (PRESSS). Department of Civil Engineering, University of Washington, 2002. Report No. 01/03-09 (UW Report No. SM 02-02).

2. La longitud del muro ($l_{w,tot}$), la altura del muro (h_w) y el espesor del muro, son tomados a partir de los planos arquitectónicos y cálculos preliminares.
3. Se recomienda que los paneles del muro sean todos del mismo tamaño.
4. Los conectores de corte deben ser tratados como rígido-plásticos, se sugiere que el material de los conectores sea en acero inoxidable ya que presenta 2,5 veces mayor capacidad de fricción que un acero A36⁵¹.
5. El acero postensado debe alcanzar la fluencia a la deriva de diseño.

En **Anexo E**, se introduce el paso a paso de diseño propuesto por ⁵².

2.3 MUROS OSCILANTES CON AMORTIGUADORES SUPLEMENTARIOS

Como se mencionó en el numeral 3.1, los muros prefabricados con postensado no adherido tienen características sísmicas deseables, pero el mayor inconveniente de este sistema, es el incremento de la deriva lateral como resultado de la poca disipación de energía. Por estos motivos, ⁵³ propone un sistema de disipación suplementaria para este tipo de muros, que está compuesto de amortiguadores que se colocan en elementos en diagonal (puntales) en el plano del muro **Figura 7**, con el fin de reducir la deriva sin que se pierdan las características favorables del sistema.

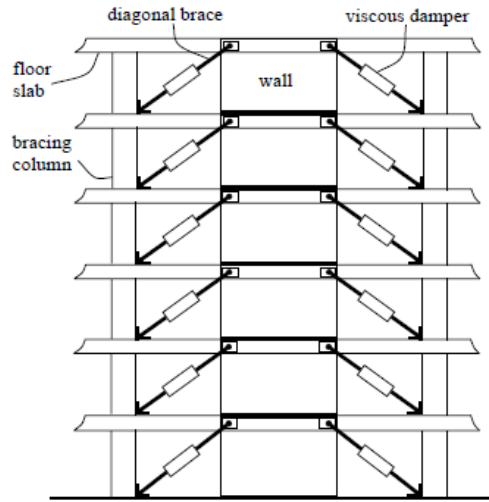
Los elementos que soportan los amortiguadores están anclados en un extremo al muro y en el otro a la columna, donde se conecta a la columna el autor propone que deben estar diseñados para desplazarse lateralmente con el muro y resistir las fuerzas inducidas por el amortiguador.

⁵¹ SCHULTZ, A. and R. Magana, Op. Cit.

⁵² STANTON, J.F. and S.D. NAKAKI, Op. Cit.

⁵³ KURAMA, Y.C. Op. Cit.

Figura 7. Sistema de Disipación de Energía



Fuente: KURAMA, Y.C., Seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping. ACI Structural Journal, 2000. 97(4).

En ⁵⁴, realizaron pruebas dinámicas con diferentes coeficientes de amortiguamiento y utilizando siete eventos sísmicos compararon un muro amortiguado y un muro con postensado no adherido (no amortiguado). **Anexo F** muestra las derivas máximas ocurridas en la comparación de los dos muros. La principal ventaja del sistema es que los amortiguadores son eficaces para reducir la deriva, logrando así evitar daños importantes en los muros. En promedio, el máximo valor de la deriva para el muro amortiguado es 0.86% un valor que es muy cercano al objetivo de deriva en el estado de fluencia de 0.84%, a diferencia del promedio para el muro no amortiguado que es de 2.4%.

Siguiendo la configuración anterior de amortiguación suplementaria en forma de brazo, en ⁵⁵ ⁵⁶ proponen una metodología de diseño con puntales de acero, apoyados en la parte superior del muro. En estos puntales se incorporan

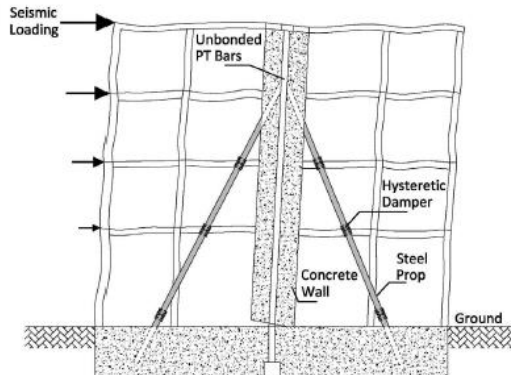
⁵⁴ *Ibíd.*

⁵⁵ NICKNAM, A. and A. FILIATRAULT, Seismic Design and Testing of Propped Rocking Wall Systems.

⁵⁶ NICKNAM, A. and A. FILIATRAULT, Numerical evaluation of seismic response of buildings equipped with propped rocking wall systems. 2014.

amortiguadores para que cuando ocurra el evento sísmico se activen para disipar la energía, ver **Figura 8**. Estos muros representan una ampliación del sistema que se ha utilizado en la reparación sísmica de varios edificios en San Francisco (EE.UU) ⁵⁷.

Figura 8. Sistema de Muro oscilante con Puntales de Acero.



Fuente: NICKNAM, A. and A. FILIATRAULT, Seismic Design and Testing of Propped Rocking Wall Systems.

El comportamiento de este sistema bajo carga lateral depende principalmente de dos componentes, (1) los tendones de postensado y (2) los amortiguadores. En **Anexos G** se presenta el comportamiento de histéresis bajo carga cíclica.

También sugieren que las siguientes condiciones se deben satisfacer para un buen comportamiento del sistema.

1. La capacidad de auto-centrado $\lambda \geq 1$.
2. Se debe cumplir una relación del eje neutro con la longitud del muro: $c/lw \leq 0.15$.
3. El muro debe extenderse a la altura total del edificio.
4. Se recomienda una relación (hw/lw) entre 3 y 6.

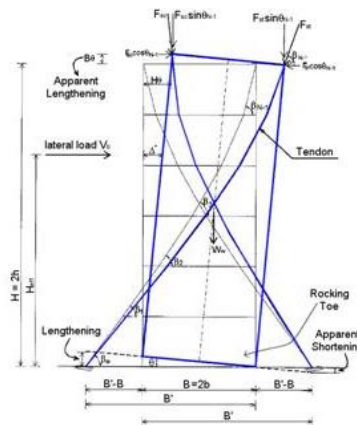
⁵⁷ WOLFE, J., D. MAR, and S. TIPPING, Propped Shear Walls; Combining Steel Braces And Concrete Shear Walls for Seismic Strengthening of Existing Buildings. Modern steel construction, American Institute of Steel Construction, Chicago, USA, 2001.

5. El espesor del muro para limitar el esfuerzo cortante en el hormigón se recomienda entre: $3\sqrt{f'_c}$ and $5\sqrt{f'_c}$; (f'_c en ksi).
6. La superficie horizontal necesaria para montar los puntales de acero se rige por las limitaciones arquitectónicas. Sin embargo recomiendan que el ángulo de inclinación debe estar entre 60 y 70 grados. En general los puntales deben estar conectados lo más cerca posible a la parte superior del muro.

En **Anexos G**, los autores plantean un paso a paso de diseño.

En ⁵⁸, se propone otro tipo de amortiguación suplementaria para superar fácilmente la deficiencia de los muros prefabricados mediante la introducción de tendones en el sistema en general. ⁵⁹ propuso que dichos tendones cubran la estructura para que coincidan con la forma del diagrama de momentos inducidos, como se logra apreciar en la **Figura 9**.

Figura 9. Diagrama de un muro oscilante con tendones suplementarios



Fuente: AJRAB, J.J., G. PEKCAN, and J.B. MANDER, Rocking wall-frame structures with supplemental tendon systems. Journal of Structural Engineering, 2004. 130(6): p. 895-903.

⁵⁸ AJRAB, J.J., G. PEKCAN, and J.B. MANDER, Rocking wall-frame structures with supplemental tendon systems. Journal of Structural Engineering, 2004. 130(6): p. 895-903.

⁵⁹ PEKCAN, G., J.B. MANDER, and S.S. CHEN, Experiments on steel MRF building with supplemental tendon system. Journal of structural engineering, 2000. 126(4): p. 437-444.

El concepto general del sistema observado en la **Figura 9**, implica la interacción de un muro oscilante con un sistema de disipación de energía suplementaria de varios tendones con preesfuerzo que le dan al muro la capacidad de sufrir grandes deformaciones al disipar de forma eficiente la energía.

En el estudio analítico llevado a cabo por ⁶⁰, observaron que la estructura del muro no sufrió daños inducidos por el balanceo y que el nivel de preesfuerzo no tiene un impacto significativo sobre la respuesta de la estructura, aunque si sugieren que estos deben llevar cierta tensión para evitar la holgura durante los ciclos inversos.

Siguiendo la filosofía de diseño de control de daños y la búsqueda de dispositivos de disipación que sean fáciles de reemplazar, ⁶¹propone el uso de amortiguadores de acero, que son diseñados para comportarse en tensión y compresión (TCY)

Figura 10.

Figura 10. Muro oscilante con amortiguadores suplementarios (TCY).



Fuente: MARRIOTT, D., et al., Dynamic testing of precast, post-tensioned rocking wall systems with alternative dissipating solutions. 2008.

⁶⁰ Ibíd.

⁶¹ MARRIOTT, D., et al., Dynamic testing of precast, post-tensioned rocking wall systems with alternative dissipating solutions. 2008.

Los dispositivos externos se conectan al muro con soportes de acero rígido y son atornillados a una placa de acero que es fijada al lado del muro con un epóxico de alta resistencia en ambas superficies colocándose dos placas de acero por cada cara del muro. Durante las pruebas realizadas observaron que los dispositivos proporcionan una solución muy atractiva que ofrece una protección contra el desprendimiento del hormigón en la base.

En general todas las configuraciones de los dispositivos de amortiguamiento suplementario presentan un comportamiento muy estable y eficiente sin daños físicos en el cuerpo del muro. Además, los sistemas planteados reducen la demanda del momento contra el vuelco en la base del muro, reduciendo así el tamaño de la fundación y por ende su costo. Cuando el sismo ha concluido, estos dispositivos de disipación de energía permiten ser inspeccionados y si es necesario remplazados fácilmente, aumentando la velocidad de reparación con respecto a los sistemas convencionales ya que estos son colocados externamente.

2.4 MURO OSCILANTE CON CONEXIÓN ARTICULADA (PIN)

Con el propósito de eliminar los desprendimientos de hormigón en la base del muro ⁶², ⁶³, ⁶⁴ y ⁶⁵ proponen e implementan un “pin” abierto prefabricado a partir de acero fundido que es colocado en la base para evitar este tipo de daño. La

⁶² QU, Z., et al.

⁶³ QU, Z., L. Ye, and A. Wada. Seismic damage mechanism control of RC ductile frames from a stiffness point of view. in 8th International Conf. on Urban Earth Eng., Tokyo, Japan. 2011.

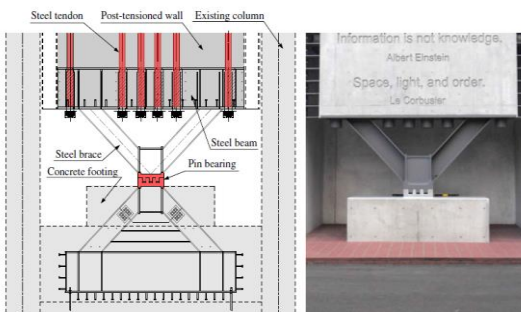
⁶⁴ WADA, A., et al. Seismic retrofit using rocking walls and steel dampers. in Proc. ATC/SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures. 2009.

⁶⁵ WADA, A., Y. UCHIYAMA, and S. MOTOYUI. Seismic retrofit of existing RC building with rocking wall-Part 1: Retrofit plan and steel damper experiment. in Summaries of technical papers of annual meeting, Architectural Institute of Japan. 2010..

adición del pasador elimina la interacción del suelo que fue sugerida por ⁶⁶ como una fuente importante de amortiguación.

La **Figura 11** presenta la conexión en pin del muro oscilante que descansa en una base a la que se anclan los tendones; esta base es una viga que se apoya en dos pares opuestos de brazos conectados en el centro por una conexión de pasador en forma de diente, y se compone de dos piezas separadas que se entrelazan con varios dientes lo cual permite la traslación lateral, pero no la rotación ya que el pin se diseña para resistir la fuerza a cortante y no momentos. Para esta conexión se recomienda que el ángulo de la deriva pico debe ser $< 1/250$ rad para prevenir la falla por cortante de la estructura. La parte inferior de la conexión está encerrada en una base de hormigón armado.

Figura 11. Detalle del muro oscilante y su conexión en Pin

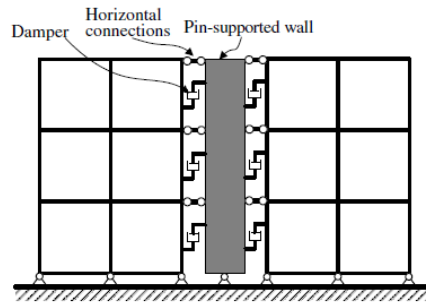


Fuente: WADA, A., et al. Seismic retrofit using rocking walls and steel dampers. in Proc. ATC/SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures. 2009.

El cuerpo del muro se conecta a la estructura en general mediante conexiones horizontales que se distribuyen en cada nivel de piso a lo largo de la altura del edificio entre el muro de apoyo en pin y las columnas adyacentes. Estos conectores son amortiguadores diseñados específicamente para resistir grandes deformaciones y contribuir a la disipación de energía **Figura 12**.

⁶⁶ Ajrab, J.J., G. Pekcan, and J.B. Mander Op. Cit.

Figura 12. Sistema de pared marco Pin-apoyado



Fuente: QU, Z., et al., Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2012. 41(14): p. 2075-2091.

Para evitar la elevación de los muros a causa de las fuerzas de amortiguación, lo que podría conducir a la separación de estas paredes del pasador, los amortiguadores de acero siempre están dispuestos a ambos lados de los muros, de modo que las fuerzas de amortiguación forman una fuerza par y la resultante vertical en el muro se vuelve insignificante. Además, el movimiento vertical del suelo induce fuerzas que pueden ser resistidas por los amortiguadores; la fuerza total de rendimiento de los amortiguadores es más de cinco veces el peso propio de un muro con conexión en pin.

Los resultados del análisis llevado a cabo por ⁶⁷ demuestran que con la protección del apoyo en pin y los amortiguadores de acero, el daño a la estructura puede ser reducido. Sin embargo, algunas partes, como las columnas que se conectan con los amortiguadores de acero, podrían estar sujetas a condiciones de carga más severas.

En ⁶⁸, recomiendan que para evitar las grietas en el muro se utilicen 6 unidades de tendones post-tensados con un preesfuerzo de control equivale a un 68% de la resistencia nominal a tracción del tendón, esto con el fin de obtener una respuesta efectiva de presfuerzo de más de 18000KN por cada muro. El pasador de acero

⁶⁷ WADA, A., et al. Op. Cit.

⁶⁸ QU, Z., et al. Op. Cit.

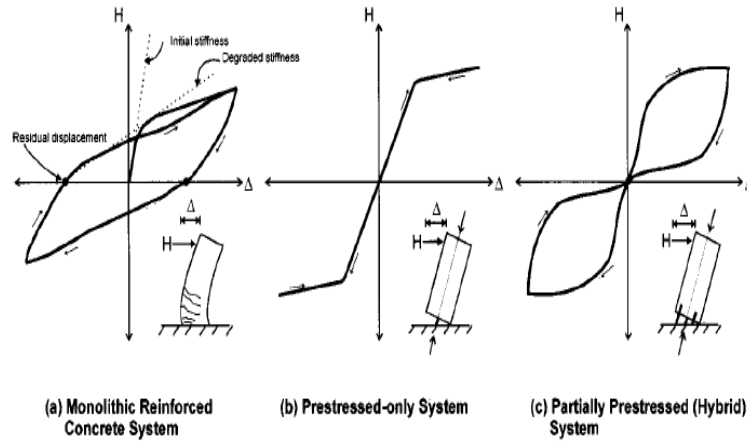
no debe tener un límite elástico nominal menor a 325 Mpa, los dientes del pasador deben ser achatados, y los de la pieza de abajo deben ser más largos que aquellos en la pieza superior para crear un pequeño hueco que permita la rotación de la pieza superior.

3. PARÁMETROS QUE AFECTAN LA RESPUESTA SÍSMICA.

Como se ha evidenciado al iniciar el concepto de muros oscilantes el inconveniente que se presentaba era grandes derivas máximas por la falta de dispositivos de disipación de energía, esto llevó a la implementación de nuevos mecanismos para reducir la respuesta sísmica.

Los componentes que conforman cada uno de los muros afectan su respuesta, adicionando resistencia a las fuerzas laterales y aumentando la capacidad de disipación de la energía controlando de forma efectiva la deformación de la estructura y por ende el daño de esta. Los tendones no adheridos, el componente más común en los muros, hace que el comportamiento sísmico de la estructura sea elástico durante el movimiento y proporcionan una fuerza de recuperación que previene que los desplazamientos residuales se produzcan; pero a pesar del buen comportamiento que presentan, no aportan una buena disipación de energía como se puede observar en la **Figura 13(b)**; es por este motivo que incorporaron elementos a los muros que proporcionan un amortiguamiento de histéresis que reduce la respuesta de la estructura frente a la excitación sísmica y preservan la capacidad de auto centrado proporcionada por los tendones, esta unión de componentes recibe el nombre de sistemas híbridos **Figura 13(c)**.

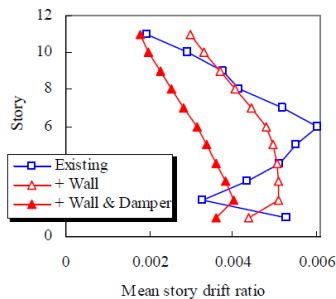
Figura 13. Respuesta de Histéresis de varios sistemas estructurales.



Fuente: HOLDEN, T., J. RESTREPO, and J.B. MANDER, Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls. Journal of Structural Engineering, 2003. 129(3): p. 286-296.

Lo anterior se puede evidenciar en la **Figura 14** donde se observa claramente cómo el uso de muros oscilantes y amortiguadores de acero (sistema híbrido) hace que la estructura (el instituto tecnológico Suzukakedai de Tokyo en Japón) presente un comportamiento más uniforme en las derivas máximas ante eventos sísmicos.

Figura 14. Beneficio sísmico del uso de muros oscilantes y amortiguadores de acero.



Fuente: WADA, A., et al. Seismic retrofit using rocking walls and steel dampers. in Proc. ATC/SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures. 2009.

Para investigar los parámetros que afectan el rendimiento de las estructuras con preesfuerzo se ha evaluado el efecto que tienen aspectos como la ubicación del tendón y la longitud de la base del muro. Se ha evidenciado que la respuesta al desplazamiento se controla de manera eficaz si existe una tensión previa en los tendones si esta tensión no es la correcta como se evidencio en ⁶⁹, puede provocar una fuerza de restauración inadecuada, dando lugar a elevaciones excesivas , deslizamientos horizontales y degradación de la rigidez.

Los estudios demuestran que al aumentar la base del muro se presenta una distribución más uniforme de las derivas de entrepiso, sin embargo analizaron que el rendimiento global no es significativamente sensible al ancho ⁷⁰. Sin embargo, ⁷¹ realizó pruebas con bloques rígidos para estudiar la respuesta sísmica, lo cual evidenció que la relación de altura con la base del muro (H/B), a medida que aumenta el tamaño del bloque (es decir a medida que aumenta la distancia desde la esquina hasta el centroide del muro, R) será más estable frente a un movimiento sísmico, ver **Figura 1**. También evidenciaron que una ligera convexidad en la base de los muros o en la superficie de apoyo puede invalidar los resultados de la respuesta sísmica del muro.

Así mismo, se han evaluado otros parámetros como la rigidez y la altura. En ⁷², analizaron la relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez inicial las cuales reflejan la capacidad de disipación de energía, de esta manera el desplazamiento se reduce al aumentar los valores de rigidez. Debido a la altura, en ⁷³ se encontró que al comparar un muro oscilante con un muro convencional los primeros periodos se incrementan en 2 segundos (35%) y 2,6 segundos (59%) en la

⁶⁹ SMITH, B.J., Y.C. KURAMA, and M.J. Mcginnis, Behavior of precast concrete shear walls for seismic regions: Comparison of hybrid and emulative specimens. *Journal of Structural Engineering*, 2012. 139(11): p. 1917-1927.

⁷⁰ AJRAB, J.J., G. PEKCAN, and J.B. MANDER

⁷¹ ASLAM, M., D.T. SCALISE, and W.G. GODDEN

⁷² Christopoulos, C., A. Filiatrault, and B. Folz, Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 2002. 31(5): p. 1131-1150.

⁷³ Zhou, Y., R. Li, and X. Lu, Earthquake-resilient Tall Buildings Using Rocking Walls.

dirección (Y) y (X) respectivamente como se evidencia en el **Anexo H**, incrementando en un 30% la deriva de entrepisos.

4. CONCLUSIONES

Una de las ventajas más relevantes que se han presentado en los ensayos realizados por diferentes autores en los muros oscilantes con respecto a los muros convencionales es la reducción en las derivas residuales debido a la contribución del postensado, ya que este le brinda la capacidad de auto-centrado y permite que la estructura regrese a su posición no deformada después del sismo. Por el contrario, el sistema convencional puede presentar grandes desplazamientos residuales, ocasionando la pérdida total del muro acarreado gran costo y tiempo en la reparación.

Al comparar la respuesta sísmica del muro oscilante con relación al muro convencional se evidenció en las pruebas dinámicas realizadas por diversos autores que la ventaja del muro de balanceo radica en que este oscila en torno a la posición cero de la deriva, mientras que el muro convencional acumula una significativa deriva residual. El inconveniente más común que presentaban los muros oscilantes fueron las derivas significativas durante el sismo; es por esto que diferentes autores han propuesto mecanismos de disipación de energía que permitan controlar esta falencia. Estos mecanismos además contribuyen con una rápida reparación, debido a que pueden ser inspeccionados fácilmente y si requieren ser reemplazados, hacerlo de manera que no afecte el uso de la estructura.

En las pruebas experimentales realizadas los muros oscilantes que tenían su base plana no presentaron daños visibles en el cuerpo principal de los muros, mientras que en los extremos de la base presentan desprendimientos del concreto hasta distancias mayores que el recubrimiento. Es por eso que se recomienda proporcionar un refuerzo en espiral, cambiar el material del muro a acero, o

cambiar su configuración usando el sistema en conexión en pin, el cual no presenta este tipo de daños gracias a la configuración de su base.

Se observa claramente las ventajas de permitir el balanceo del muro, como la reducción de las derivas residuales, cortantes y momentos del muro, así como también en la demanda de la fundación. Estos aspectos observados en el muro oscilante reducen costos constructivos en comparación con lo que ocurriría en un muro de base fija.

BIBLIOGRAFÍA

AJRAB, Jack J., PEKCAN Gokhan., and MANDER John B., Rocking wall-frame structures with supplemental tendon systems. En: Journal of Structural Engineering, 2004. 130(6): p. 895-903.

ASLAM, M., SCALISE, D.T., and GODDEN, W.G., Earthquake rocking response of rigid bodies. En: Journal of the Structural Division, 1980. 106(2): p. 377-392.

ASLAM, M., SCALISE, D.T., and GODDEN, W.G., Earthquake Rocking Response of Rigid Bodies. En: Journal of the Structural Division, 1980.

BERMAN, J.W. and M. BRUNEAU, Experimental investigation of light-gauge steel plate shear walls. En: Journal of Structural Engineering, 2005.

BUCHANAN, Andrew H., BULL, Des., DHAKAL, Rajesh., MACRAE, Greg., PALERMO, Alessandro., PAMPANIN, Stefano., Base Isolation and Damage-Resistant Technologies for Improved Seismic Performance of Buildings. En: Department of Civil and Natural Resources Engineering, University of Canterbury, 2011.

CHRISTOPOULOS, C., FILIATRAULT, A., and FOLZ, B., Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems. En: Earthquake engineering & structural dynamics, 2002. 31(5): p. 1131-1150.

CHRISTOPOULOS, C., et al., Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames. En: Journal of Structural Engineering, 2002. 128(9): p. 1111-1120.

DEJONG, M.J., and DIMITRAKOPOULOS, E.G., Equivalent rocking systems: Fundamental rocking parameters. En: 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012.

EGUCHI, R.T., et al., Direct economic losses in the Northridge earthquake: a three-year post-event perspective. En: Earthquake Spectra, 1998. 14(2): p. 245-264.

FILIATRAULT, A., J. RESTREPO, and C. CHRISTOPOULOS. Development of self-centering earthquake resisting systems. En: 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.

FINTEL, M., Shearwalls-an answer for seismic resistance?. En: Concrete International, 1991. 13(7).

GALUSHA, J.G., Post-Tensioned Concrete Walls Designed to Rock Precast, Post-Tensioned Concrete Walls Designed to Rock M.S Thesis. En: Department of Civil Engineering, University of Washington, 1999.

HOLDEN, T., RESTREPO, J., and MANDER, J.B., Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls. En: Journal of Structural Engineering, 2003. 129(3): p. 286-296.

HOUSNER, G.W., The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. En: Bulletin of the seismological society of America, 1963. 53(2): p. 403-417.

HUCKELBRIDGE, A.A., Earthquake simulation tests of a nine story steel frame with columns allowed to uplift. En: Berkeley, University of California, 1977.

ISHIYAMA, Y., Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations. En: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1982. 10(5): p. 635-650.

ITG, ACI., Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 and Commentary. En: ACI ITG-5.2-09, American Concrete Institute: Farmington Hills, MI. 2009

KURAMA, Yahya., SAUSE, R., PESSIKI, S., and LU, L., Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. En: ACI Structural Journal, 1999. 96(4).

KURAMA, Yahya., PESSIKI, S., SAUSE, R., ., and LU, L., Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. En: PCI Journal, 1999. 44(3): p. 72-89.

KURAMA, Yahya., Seismic analysis, behavior, and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. En: ACI Structural Journal, 1997.

KURAMA, Yahya., Seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping. En: ACI Structural Journal, 2000. 97(4).

MANDER, J.B. and CHENG, C-T., Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design. En: National Center for Earthquake Engineering Research, 1997.

MARRIOTT, D., PAMPANIN, S., BULL, D., and PALERMO, A., Dynamic testing of precast, post-tensioned rocking wall systems with alternative dissipating solutions. En: The New Zealand Society for Earthquake Engineering, 2008.

MEEK, J.W., Effects of foundation tipping on dynamic response. En: Journal of the Structural Division, 1975. 101(7): p. 1297-1311.

MUELLER, P., Experimental Investigation on the Seismic Performance of Precast Walls. En: Ninth world conference on earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, Japan. 1988.

NAKAKI, S.D., and R.E. ENGLEKIRK, Presss Industry Seismic Workshops: Concept Development. En: PCI JOURNAL, 1991. 36(5): p. 54-61.

NAKAKI, S.D., STANTON, J.F., and SRITHARAN, S., An overview of the Presss five-story precast test building. En: PCI journal, 1999. 44(2): p. 26-39.

NICKNAM, A. and FILIATRAULT, A., Numerical evaluation of seismic response of buildings equipped with propped rocking wall systems. En: 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Frontiers of Earthquake Engineering, 2014.

NICKNAM, A. and FILIATRAULT, A., Seismic Design and Testing of Propped Rocking Wall Systems. En: 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012.

NIGEL PRIESTLEY, M., et al., Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building. En: PCI journal, 1999. 44(6): p. 42-67.

NIGEL PRIESTLY, M., Overview of press research program. En: PCI journal, 1991. 36(4).

PALERMO, A., et al. From theory to practice: design, analysis and construction of dissipative timber rocking post-Tensioning wall system for Carterton Events Centre, New Zealand. En: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012.

PEKCAN, G., MANDER, J.B., and CHEN, S.S., Experiments on steel MRF building with supplemental tendon system. En: Journal of structural engineering, 2000. 126(4): p. 437-444.

PRIESTLEY, M., EVISON, R., and CARR, A., Seismic response of structures free to rock on their foundations. En: Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1978. 11(3): p. 141-150.

PRIESTLEY, M.N. and TAO, J.R., Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons. En: PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. JOURNAL, 1993. 38(1).

PSYCHARIS, I.N., and JENNINGS, P.C., Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift. En: Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1983. 11(1): p. 57-76.

QU, Z., et al., Pin-supported walls for enhancing the seismic performance of building structures. En: Earthquake engineering & structural dynamics, 2012. 41(14): p. 2075-2091.

QU, Z., YE, L., and WADA, A., Seismic damage mechanism control of RC ductile frames from a stiffness point of view. En: 8th International Conf. on Urban Earth. Eng., Tokyo, Japan, 2011.

ROH, H. and A.M. REINHORN, Nonlinear static analysis of structures with rocking columns. En: Journal of Structural Engineering, 2009.

SALINAS, R., Evaluación del desempeño sísmico de sistemas estructurales innovadores. Tesis de doctorado. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México. Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. Ingeniería Civil-Ingeniería Sísmica, 2013.

SCHULTZ, A., and MAGANA, R., Seismic behavior of connections in precast concrete walls. En: ACI Special Publication, 1996. 162.

SMITH, B.J., Y.C. KURAMA, and M.J. MCGINNIS, Behavior of precast concrete shear walls for seismic regions: Comparison of hybrid and emulative specimens. En: Journal of Structural Engineering, 2012. 139(11): p. 1917-1927.

SPANOS, P.D. and KOH, A.S., Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking. En: Journal of Engineering Mechanics, 1984.

SRITHARAN, S., et al. Unbonded Post-Tensioned Rocking Walls for Seismic Resilient Structures. [cited 2015 Octubre 17]; Available from: <https://nees.unr.edu/rocking-walls>.

SRITHARAN, S., PAMPANIN, S., and CONLEY, J., Design verification, instrumentation and test procedures, PRESS-3: The five-story precast test building, Vol. 3-3. ISUERI-Ames Report ERI-04425, Department of Civil and Construction Engineering, 2002.

STANTON, J., STONE, W.C., and CHEOK, G.S., A hybrid reinforced precast frame for seismic regions. En: PCI journal, 1997. 42(2): p. 20-32.

STANTON, J.F. and S.D. NAKAKI, Design Guidelines for Precast Concrete Seismic Structural Systems (PRESS). En: Department of Civil Engineering, University of Washington, 2002. Report No. 01/03-09 (UW Report No. SM 02-02).

THOMAS, Derek J. and SRITHARAN, Sri, An Evaluation of Seismic Design Guidelines Proposed for Precast Jointed Wall Systems. En: Iowa State University, Digital Repository, 2004.

TORANZO, L., et al., Shake-table tests of confined-masonry rocking walls with supplementary hysteretic damping. En: Journal of Earthquake Engineering, 2009. 13(6): p. 882-898.

TORANZO-DIANDERAS, L.A., et al., Rocking confined masonry walls with hysteretic energy dissipaters and shake-table validation. En: Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering (CD-ROM), 2004.

TWIGDEN, K., HENRY, R., and MA, Q., Dynamic testing of post-tensioned rocking walls. En: 15th World Conference on Earthquake Engineering. 2012.

WADA, A., et al., Seismic retrofit using rocking walls and steel dampers. En: Proc. ATC/SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, 2009.

WADA, A., UCHIYAMA, Y., and MOTOYUI, S., Seismic retrofit of existing RC building with rocking wall-Part 1: Retrofit plan and steel damper experiment. En: Summaries of technical papers of annual meeting, Architectural Institute of Japan, 2010.

WOLFE, J., MAR, D., and TIPPING, S., Propped Shear Walls; Combining Steel Braces And Concrete Shear Walls for Seismic Strengthening of Existing Buildings. En: Modern steel construction, American Institute of Steel Construction, Chicago, USA, 2001.

YEE, A.A. and P.H.D. ENG, Social and environmental benefits of precast concrete technology. En: PCI journal, 2001. 46(3): p. 14-19.

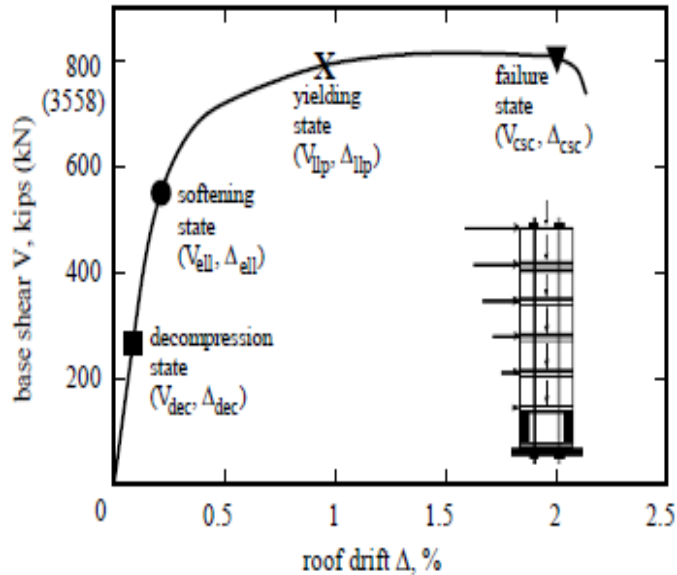
YIM, C.-S., A.K. CHOPRA, and J. PENZIEN, Rocking response of rigid blocks to earthquakes. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1980. 8(6): p. 565-587.

ZHOU, Y., R. Li, and X. LU, Earthquake-resilient Tall Buildings Using Rocking Walls.

ANEXOS

Anexo A. Comportamiento de Muros Prefabricados con Postensado

Figura 1. Comportamiento de Muros Prefabricados Postensados bajo cargas laterales y de gravedad



Fuente: KURAMA, Y., et al., Lateral load behavior and seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls. ACI Structural Journal, 1999. 96(4).

1. Estado de Descompresión: es el punto donde se da inicio de la abertura a lo largo de la junta horizontal entre el muro y la fundación.
2. Estado de Ablandamiento: Este estado se identifica por el comienzo de una significativa reducción de la rigidez lateral del muro, debido a la abertura a lo largo de las juntas horizontales y comportamiento no lineal del hormigón en compresión.
3. Estado de Fluencia (se alcanza a 0.84% de deriva): es el punto cuando el preesfuerzo alcanza el límite de proporcionalidad.

4. Estado de Falla (se alcanza a 2% de deriva): se identifica la falla a flexo-compresión del muro que se produce como resultado del aplastamiento del hormigón confinado.

Anexo B. Criterios De Diseño Muros Prefabricados Con Postensado

Los autores establecen un procedimiento de diseño con el objetivo de cumplir todos los criterios establecidos anteriormente.

1. Seleccionar las dimensiones del muro (altura, longitud, espesor, etc.)
2. Establecer la tensión inicial en el postensado (f_{pi}). A un valor deseado, generalmente 55% a 65% de la resistencia a la rotura del acero postensado.
3. Determinar el área de postensado (A_p) cumpliendo el criterio de diseño 2 mencionado anteriormente.
4. Comprobar el criterio de diseño 1, para asegurar que el área seleccionada de postensado y la longitud del muro son adecuados.
5. Comprobar el criterio de diseño 4 y 8 para asegurar que δ_{des} es menor o igual a 1,5% y Δ_{sur} menor o igual 2,5% donde (δ_{des} , Δ_{sur}) son funciones de la longitud (lw) y el espesor (tw) del muro.
6. Comprobar el criterio de diseño 3 para asegurar que el refuerzo inicial y la ubicación del acero postensado es apropiado.
7. Comprobar el criterio de diseño 7 para satisfacer la capacidad de cortante.

Comprobar los criterios de diseño 5 y 6 para asegurar suficiente refuerzo en espiral. (Recomiendan que se proporcione el refuerzo en espiral al menos una cuarta parte de la longitud del muro en cada esquina y a una altura de al menos un piso).

De acuerdo a este documento, las características básicas del muro autocentrado son:

- a) Los tendones de postensado están colocados dentro de un ducto simple ubicado en el eje central vertical del muro o en dos o más ductos colocados simétricamente a cada lado del eje central vertical, dentro del 10% de la longitud del muro desde el eje central.
- b) las barras disipadoras de energía son dispuestas en dos conjuntos colocados simétricamente alrededor del eje central vertical, cruzando la interface entre la parte inferior del muro y la cimentación.

El postensado no adherido tiene dos objetivos principales

- a) El acero de presfuerzo debiera permanecer elástico durante el sismo básico de diseño, de modo que fuerce al muro a regresar a su posición inicial luego del sismo.
- b) La fricción inducida por el postensado y la carga de gravedad en el muro transfiere el cortante horizontal en la interface entre el muro y la cimentación, o entre los paneles prefabricados que componen el muro.

Las barras disipadoras de energía tienen tres funciones principales

- a) Es la primera fuente de disipación de energía del muro durante un evento sísmico.
- b) Contribuye a la resistencia a flexión del muro

- c) Puede resistir los desplazamientos del muro fuera de su plano en el caso excepcional que los anclajes de postensado se deslicen durante un evento inesperado. Debido a que la capacidad de deformación de las barras disipadoras parecen controlar la capacidad máxima o la capacidad de distorsión del muro, se recomienda que las barras disipadoras estén colocadas lo más cerca posible del eje central vertical del muro.

Entre los requerimientos básicos a tomar en cuenta en el diseño de los muros se encuentran los siguientes.

Requerimientos Generales

- a) Los materiales a usar en los muros y los ductos para los cables y las barras disipadoras deben cumplir los requerimientos del reglamento ACI-318.
- b) En el acero de presfuerzo, las deformaciones calculadas no deberán exceder de 0.01 para la distorsión de diseño para el muro, θ_{dis} . Esfuerzos efectivos en el cable (después de las pérdidas) menores que 0.3 f_{pu} no son recomendados.
- c) El concreto de los muros tendrá un valor de f'_c no menor que 28 MPa .
- d) La superficie de contacto de la cimentación con el muro debe ser preparada con un mortero de contracción nula; el mortero deberá contener al menos 0.1% en volumen de fibras, conforme al ASTM C1-107. Las fibras pueden ser de polipropileno o acero.
- e) Distorsión total. La distorsión límite está definida por la ecuación, expresada en porcentaje:

$$0.90 \leq 0.80 \left(\frac{Hw}{Lw} \right) + 0.50 \leq 3.00 (\%) \quad (1)$$

Donde H_w y L_w son la altura y la longitud del muro, respectivamente. La distorsión total de diseño, θ_{dis} , y la distorsión de piso, no deberá exceder de dos tercios de la distorsión límite calculada con la ecuación (1).

El muro será diseñado para tener una capacidad de distorsión, θ_{Lmax} , igual o mayor que la distorsión límite definida en la ecuación (1).

- f) La capacidad de distorsión de la estructura será al menos igual a la capacidad de distorsión de los muros, tanto a nivel global como de cada piso.
- g) Los muros serán de espesor constante en toda su altura y tendrán una relación altura-longitud, H_w/L_w , igual o mayor que 0.5.
- h) Bajo movimientos horizontales, el muro será diseñado para girar alrededor de su base con un movimiento esencialmente de cuerpo rígido.
- i) Bajo el sismo básico de diseño, la zona de contacto entre el muro y la cimentación será la única zona donde el comportamiento no lineal es permitido.
- j) Los tendones de presfuerzo serán concéntricos. Las fuerzas en los tendones serán tales que brinden una fuerza de sujeción suficiente para resistir, sin deslizamiento, la fuerza lateral en el muro cuando la resistencia probable a flexión del muro es alcanzada. Asimismo, las fuerzas máximas en los tendones, en el nivel de distorsión de diseño, θ_{Ldis} , serán menores que la resistencia especificada a la fluencia del acero de presfuerzo, f_{py} .

Para asegurar que la estructura no presente deformaciones permanentes después de un sismo importante, los tendones deben mantenerse elásticos durante el sismo básico de diseño. Se necesita que la fuerza de postensado sea suficiente para causar la fluencia a compresión de las barras disipadoras,

de modo que la abertura entre el muro y la cimentación se cierre después del evento sísmico.

- k) La mitad del refuerzo para disipación de energía será colocada a cada lado del eje central vertical del muro. El refuerzo tendrá la capacidad de proveer una relación de disipación de energía relativa de 1/8. La relación de disipación de energía relativa es el cociente entre la energía disipada en un ciclo de histéresis por los elementos disipadores de energía y la energía máxima que teóricamente puede ser disipada por la estructura en el mismo ciclo de histéresis.

Requerimientos de Diseño.

- a) Fuerza de postensado. Se debe emplear la siguiente expresión:

$$A_{ps} + f_{se} + 0.9 D_C = A_s f_u \quad (2)$$

El lado derecho de la expresión (2) representa la capacidad a rotura de las barras disipadoras. A_{ps} es el área de acero de presfuerzo y D_C es el peso propio del muro más las cargas permanentes. El valor de f_{se} así como la ubicación de las barras disipadoras serán tales que se presente la fluencia en el disipador antes que el postensado alcance el 95% del esfuerzo.

- b) Las barras disipadoras proveerán por lo menos el 25% de la capacidad a flexión del muro en la interface muro-cimentación. La longitud de desarrollo es $25 db$ en acero corrugado.
- c) La resistencia nominal al corte y el refuerzo por corte del muro serán calculados según las disposiciones del ACI-318. La capacidad a cortante del muro y el cortante en la interface muro-cimentación no serán menores que el cortante asociado a la capacidad a flexión del muro en la interface muro-

cimentación. El cortante nominal en la interface podrá calcularse con la expresión:

$$V_{ni} = \mu_c C \quad (3)$$

C es la fuerza de compresión en el muro y $\mu_c = 0.50$, salvo valor justificado con pruebas de laboratorio. El factor de resistencia en corte es $\phi = 0.75$.

d) La resistencia nominal a flexión y carga axial del muro serán calculados según las disposiciones del ACI 318. La capacidad a flexión no será menor que el momento flector calculado para una distorsión igual a la distorsión de diseño, θL_{dis} . La resistencia nominal en la interface muro-cimentación para θL_{dis} , será calculada aplicando condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

e) La resistencia probable a flexión del muro, M_{pr} , y la correspondiente distorsión máxima, θL_{max} , serán calculadas aplicando condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones (ver **Figura 2**). La deformación en el disipador en tensión, ϵ_s , será calculada con la expresión:

$$\epsilon_s = \frac{\Delta_s}{L_s + \alpha_b d_b} \quad (4)$$

L_s es la longitud libre de la barra disipadora, d_b el diámetro de la barra, α_b es un coeficiente de longitud adicional, que varía en un rango de 2.0 a 5.5. ϵ_s no será mayor que 0.85 veces la deformación en rotura de la barra.

La deformación en el acero de prefuerzo, ϵ_{prs} , se calcula con:

$$\epsilon_{prs} = \epsilon_{se} \Delta_s + \frac{\Delta_{prs}}{L_{ups}} \quad (5)$$

L_{ups} es la longitud libre del tendón y ϵ_{se} es la deformación inicial del tendón. El esfuerzo máximo en el tendón, f_{prs} , no debe exceder a f_{py} .

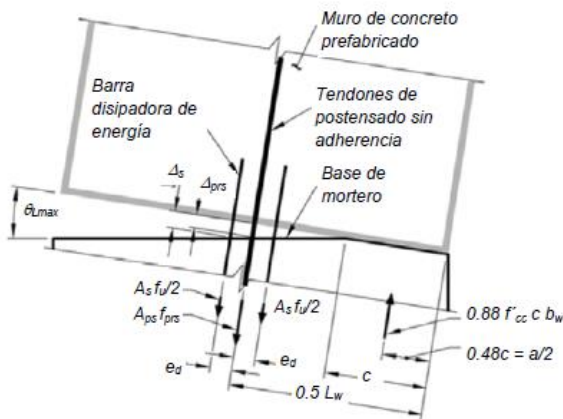
La resistencia probable a flexión, M_{pr} , es la suma de las contribuciones de las barras disipadoras, M_s , y los tendones de postensado, M_{prs} .

$$M_s = A_s f_u \left(\frac{L_w - a}{2} \right) \quad (6)$$

$$M_{prs} = A_{ps} f_{prs} \left(\frac{L_w - a}{2} \right) \quad (7)$$

Donde $a = \beta c$, y f_{prs} es el esfuerzo en los tendones correspondiente a Δ_{prs} .

Figura 2. Variables para el cálculo de la resistencia probable para el muro.



f) Se recomienda que la distancia de las barras disipadoras al eje central vertical, e_d , sea tal que:

$$\frac{L_w - e_d}{L_w + e_d} > 0.78 \quad (8)$$

Esto implica que ed sea menor que $0.062 Lw$, para asegurar que el esfuerzo en las barras disipadoras pueda ser considerado de la misma magnitud, f_u , para los dos grupos.

- g) El concreto comprimido será confinado mediante refuerzo transversal siguiendo las disposiciones del ACI-318. El refuerzo transversal estará distribuido horizontalmente desde la fibra extrema en compresión una distancia no menor que $0.95 c$, y no menor que 12" (305 mm, no aplicable en el caso de los especímenes en miniatura del presente estudio), donde c es la profundidad del eje neutro.
- h) Para el cálculo de los esfuerzos de compresión en el concreto, se puede usar una distribución rectangular equivalente de esfuerzos, definido por:

Un esfuerzo de $0.92 f'_{cc}$, distribuido uniformemente en una zona de compresión rectangular hasta $0.96 c$, desde la fibra extrema en compresión.

El valor de f'_{cc} se define con la **Tabla 1** a partir de la relación entre la resistencia del concreto f_c y el esfuerzo de confinamiento efectivo lateral, f'_L .

$$f'_L = 0.35 \rho_s f_{yt} \quad \text{con estribos rectangulares} \quad (9)$$

ρ_s es la relación entre el volumen del refuerzo por confinamiento y el volumen del concreto confinado y f_{yt} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

Tabla 1. Resistencia del núcleo a la resistencia del concreto en función del confinamiento lateral.

f'_L/f_c	0.036	0.072	0.108	0.144	0.180
f'_{cc}/f_c	1.23	1.43	1 60	1.76	1.90

Se recomienda un valor de $\beta = 0.96$ para un rango de $f'c$ entre 28 a 55 MPa

- i) La distorsión máxima, θ_{Lmax} , no excederá el valor de la distorsión en la cual se alcanza la deformación máxima útil en la fibra extrema en compresión.

$$\theta_{Lmax} < \frac{\varepsilon_{cMAX} Lp}{c} \quad (10)$$

$$\varepsilon_{cMAX} = 0.004 + 4.6 \varepsilon_{sut} \left(\frac{f'_L}{f'_{cc}} \right) \quad (11)$$

ε_{sut} es la deformación última del refuerzo transversal y Lp es la altura efectiva de la rótula plástica al pie del muro, donde $Lp = 0.06 Hw$.

- j) La resistencia especificada a la compresión del mortero en la zona de contacto de la cimentación con el muro será no menor que la resistencia a la compresión del concreto del muro. La resistencia a la compresión del concreto confinado, f'_{cc} , no excederá de 2.5 veces la resistencia especificada a la compresión del mortero⁷⁴.

⁷⁴ SALINAS, R., Evaluación del desempeño sísmico de sistemas estructurales innovadores. 2013, Tesis de Doctorado.

Anexo D. Procedimiento De Diseño Muros Prefabricados Articulados

1. Seleccionar la configuración del sistema del muro: la altura del muro (H_t), longitud del sistema del muro (B) y número de paneles (n).
2. Seleccionar un valor para α , el coeficiente de auto-centrado, dentro del rango recomendado de 1,0 a 1,2.
3. Establecer las propiedades del material, módulo de elasticidad del acero postensado (E_p), límite elástico del acero postensado (f_{py}) y la resistencia a la compresión del hormigón (f'_c).
4. Calcular el ancho de cada panel del muro (b)

$$b = \frac{B}{n} \quad (12)$$

5. Especificar los datos de construcción: Número de pisos (n_{story}), la altura de cada piso (H_{story}), peso de cada piso (W_{story}), y la rotación de diseño (θ_{design}).
6. Calcular las cargas sísmicas y así calcular el cortante basal de diseño (V_b) y el momento de vuelco (M_{ot}).
7. Seleccione una estimación de β , el coeficiente de reducción de momento en el rango sugerido de 0,9 a 1,0. (Esto explica el hecho de que el muro no gira en su esquina).
8. Calcular el esfuerzo inicial del postensado.

$$f_{p0} = f_{py} - \left(\frac{b\beta}{2} \theta_{\text{design}} \right) \frac{E_p}{H_t} \quad (13)$$

9. Asumir un espesor del muro (t) con el fin de calcular el peso del panel (W)

10. Calcular el panel del muro postensado:

$$P_{p0} = \left(\frac{M_{ot} - \frac{nWb\beta(1+\alpha)}{2\alpha}}{\frac{nb\beta(1+\alpha)}{2\alpha} + \frac{nE_p}{f_{p0}H_t} \left(\frac{b\beta}{2}\right)^2 \theta_{design}} \right) \quad (14)$$

11. Determinar el área del acero postensado:

$$A_p = \frac{P_{p0}}{f_{p0}} \quad (15)$$

12. Calcular la fuerza cortante entre los paneles en la dirección vertical de los muros

$$F = \frac{nP_{tot}\beta}{\alpha(2n-2)} \quad (16)$$

13. Calcular el momento de despegue (M_{lo}), Momento neto ($M_{r,net}$) y el momento nominal (M_n)

$$M_{lo} = \frac{nP_{tot}b\beta}{2} + (n-1)bF \quad (17)$$

$$M_{r,net} = \frac{nP_{tot}b\beta}{2} - (n-1)b \quad (18)$$

$$M_n = M_{ot} \quad (19)$$

14. Calcular la amortiguación del sistema (ζ).

Si los conectores entre paneles son dispositivos de fricción:

$$\zeta_{friction} = \left(\frac{2}{\pi}\right) \frac{2\theta_{design}(M_{lo}-M_{r,net})}{4\theta_{design} M_n} = \frac{M_{lo}-M_{r,net}}{\pi M_n} \quad (20)$$

Si los conectores entre paneles son UFP (Placas flexibles)

$$\zeta_{ufp} = 0.625\zeta_{friction} \quad (21)$$

15. Comprobar el espesor del muro; puede ser necesario la iteración para que cumpla la hipótesis del paso 9.

16. Comprobar si β es igual a la asumida en el paso 7, iterar si es necesario.

Un procedimiento de diseño también fue desarrollado para el diseño de placas de flexión en forma de U (UFP):

1. Determinar la fuerza cortante (F) que es resistido por UFP.
2. Seleccione el número de UFP (N_{ufp}) y determinar la fuerza en cada UFP (V).

$$V = \frac{F}{N_{ufp}} \quad (22)$$

3. Determinar las propiedades del material, tensión de fractura ($\epsilon_{fracture}$) y el esfuerzo de rotura (F_u).
4. Seleccionar la tensión máxima (ϵ_{max}) a la que el UFP será sometido, es recomendado para seleccionar este valor entre $0,25\epsilon_{fracture}$ y $0,5 \epsilon_{fracture}$ basada en 2 in la longitud calibrada.
5. Seleccionar un ancho de UFP (b)
6. Calcular el espesor UFP

$$t \geq \frac{2V}{bF_u \varepsilon_{max}} \quad (23)$$

7. Determinar el radio medio de UFP

$$R \geq \frac{t}{2 \varepsilon_{max}} \quad (24)$$

Anexo E. Paso A Paso De Diseño Muros Prefabricados Articulados

1. Establecer las siguientes propiedades de los materiales: Limite elástico (f_{py}), el módulo de elasticidad (E_p) del material postensado, la fuerza de conectores de corte, la resistencia a la compresión del concreto (f'_c), y la fuerza de la lechada de cemento (f'_g) que se colocará entre los paneles y la fundación.
2. Determinar el cortante basal de diseño (V_{des}) y la deriva de diseño (θ_{des})
3. Seleccionar el número de paneles (n) con las siguientes consideraciones: la elongación del tendón postensado, la fuerza lateral y la amortiguación.
4. Establecer las siguientes constantes:

- La longitud del panel (l_w)

$$l_w = \frac{l_{w,tot}}{n} \quad (25)$$

- Incremento de la tensión del tendón de postensado entre cero deriva y deriva de diseño ($\Delta f_{p\infty}$).

$$\Delta f_{p\infty} = 0.5 E_p \theta_{des} \frac{l_w}{h_u} \quad (26)$$

Donde h_u es la longitud del tendón de postensado no adherido.

- Momento de diseño (M_{des})

$$M_{des} = V_{des} h_{eff} \quad (27)$$

Donde V_{des} es el cortante basal de diseño y h_{eff} es la altura sobre la fundación donde actúa la resultante de la carga lateral sobre el muro.

- Peso del panel (W_{panel})

$$W_{panel} = 1_w t_w h_w \gamma_c \quad (28)$$

- Peso total (W).

$$W = W_{panel} + 1_w W_{floor} \quad (29)$$

Donde W_{floor} es la carga vertical distribuida en el muro en la base de todos los pisos.

- Capacidad de compresión del panel de muro (C_c)

$$C_c = 1_w t_{w,eff} (K_1 f'_g) \quad (30)$$

Donde $t_{w,eff}$ es el espesor efectivo del panel de muro en la resistencia a fuerzas de compresión, K_1 es la tensión uniforme en el bloque de tensión equivalente.

- Fuerza en los conectores de corte ($F_{sc,net}$)

$$F_{sc,net} = F_{sc,left} - F_{sc,right} \quad (31)$$

Donde $F_{sc,left}$ y $F_{sc,right}$ son las fuerzas de rendimiento total de todos los conectores de cortante en las articulaciones verticales en el lado izquierdo y derecho de los paneles del muro respectivamente.

Además, se da a entender que $F_{sc,left}$ y $F_{sc,right}$ son iguales a F_{sc} y 0 para los muros iniciales y finales.

5. Seleccionar el Área de refuerzo del tendón (A_p) y la tensión inicial de presforzado (f_{p0}).
6. Establecer las condiciones en el momento en que la base del muro empieza a despegarse de la fundación (cero deriva, también se conoce como el punto de descompresión)

- Fuerza inicial en el tendón preesforzado (P_0)

$$P_0 = A_p f_{p0} \quad (32)$$

- Fuerza Axial total en un panel del muro (N_0)

$$N_0 = P_0 + W \quad (33)$$

- Reacción a la compresión en un panel del muro. (C_0)

$$C_0 = N_0 + F_{sc,net} \quad (34)$$

- Definir la distancia desde la cara de compresión a la fuerza de Compresión como $\alpha_0 l_w$,

$$\alpha_0 = 0.5 \frac{C_0}{C_c} \quad (35)$$

- Definir el eje neutro $\eta_0 l_w$,

$$\eta_0 = 2 \frac{\alpha_0}{\beta_1} \quad (36)$$

Donde β_1 es la longitud del bloque de tensión equivalente.

- Relación de la resistencia de diseño de los conectores de corte a la carga vertical.

$$k_0 = \frac{F_{sc}}{N_0} \quad (37)$$

Donde F_{sc} es la fuerza total de fluencia de todos los conectores de corte en una articulación vertical.

7. Estas condiciones establecidas en el Paso 6 se pueden determinar para la deriva de diseño (θ_{des}) usando un método iterativo (**las ecuaciones 27 a 30**). Hay que tener en cuenta que la diferencia entre las ecuaciones **(33) hasta (36)** y las ecuaciones **(38), hasta (41)** son para la deriva cero y se denota "0" y "des" para la deriva de diseño.

$$N_{des} = P_{des} + W \quad (38)$$

Donde un valor asumido para P_{des} , la fuerza en el tendón de postensado en θ_{des} , se debe para la primera etapa del proceso de iteración. El valor de la Ecuación **45a** puede ser utilizado en etapas posteriores.

$$C_{des} = N_{des} + F_{sc,net} \quad (39)$$

$$\eta_{des} = 0.5 \frac{C_{des}}{c_1} \quad (40)$$

$$\eta_{des} = 2 \frac{\alpha_{des}}{\beta_1} \quad (41)$$

- Además la elongación del postensado (Δp), se puede obtener:

$$\Delta_p = \theta_{des} 1_w (0.5 - \eta_{des}) \quad (42)$$

- Incremento de la tensión entre la deriva cero y la deriva de diseño (Δf_p):

$$\Delta f_p = E_p \frac{\Delta_p}{h_u} = \Delta f_{p\infty} (1 - 2\eta_{des}) \quad (43)$$

- La tensión total en el acero postensado ($f_{p,des}$), se puede determinar a partir de:

$$f_{p,des} = (f_{p0} + \Delta f_p) \leq f_{py} \quad (44)$$

Donde f_{py} es el límite elástico del tendón postensado y se toma como el valor máximo de $f_{p,des}$

- La fuerza en el tendón de postensado en la deriva de diseño ahora se puede determinar:

$$P_{des} = A_p f_{p,des} \quad (45a)$$

Paso 7 debe iterar hasta P_{des} converge a la asumida en la ecuación (5).

Una forma no iterativo también se presentó para P_{des} .

$$P_{des} = \frac{A_p \left[f_{p0} + \Delta f_{p\infty} \left(1 - \frac{W + F_{sc,net}}{0.5 \beta_1 C_c} \right) \right]}{1 + \frac{A_p \Delta f_{p\infty}}{0.5 \beta_1 C_c}} \leq A_p f_{py} \quad (46b)$$

8. Utilizando las condiciones de nivel de diseño calcular la capacidad de momento de un panel individual. ($M_{cap,panel}$):

$$M_{cap,panel} = 1_w \left(c_{des} (0.5 - \alpha_{des}) + 0.5 (F_{sc,left} + F_{sc,right}) \right) \quad (47)$$

9. Calcular el momento total resistente del sistema de muro ($M_{cap, wall}$). Cada panel debe ser diseñado usando los pasos 1-8, y luego la capacidad de total de momento. Los paneles se pueden resumir en conjunto para determinar la capacidad total de momento:

$$M_{cap,wall} = \sum M_{cap,panel} \quad (48)$$

10. Verificar que el sistema del muro cumple con los siguientes criterios:

$$\rho_{MOM} = \frac{M_{des}}{M_{cap,wall}} \quad (49)$$

Que comprueba la relación demanda/capacidad de momento de vuelco en el panel.

$$\rho_{fp0} = \frac{f_{p0}}{(f_{py} - \Delta f_p)} \leq 1.0 \quad (50)$$

Que comprueba la relación de tensiones para asegurar que el tendón de postensado no cede a la máxima deriva.

$$\rho_{UPL} = K_0 \leq 1.0 \quad (51)$$

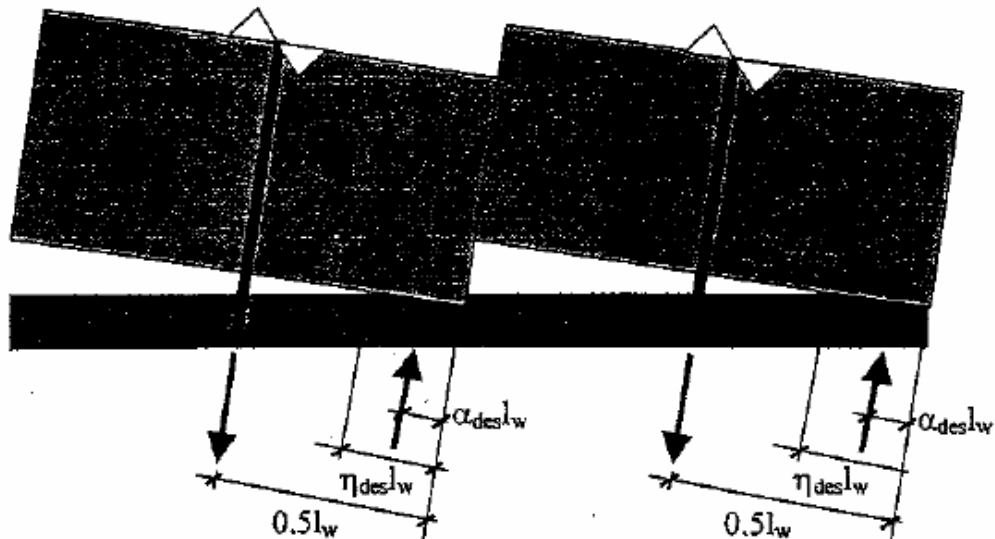
Que comprueba la proporción de la fuerza de elevación para sujetar un panel con el fin de asegurar que no se eleve.

$$\rho_{ZRD} = k_0 \frac{(n-1+2\alpha_{0,ave}k_0)}{n(0.5-\alpha_{0,ave})} \leq 1.0 \quad (52)$$

Es el parámetro para controlar la deriva residual.

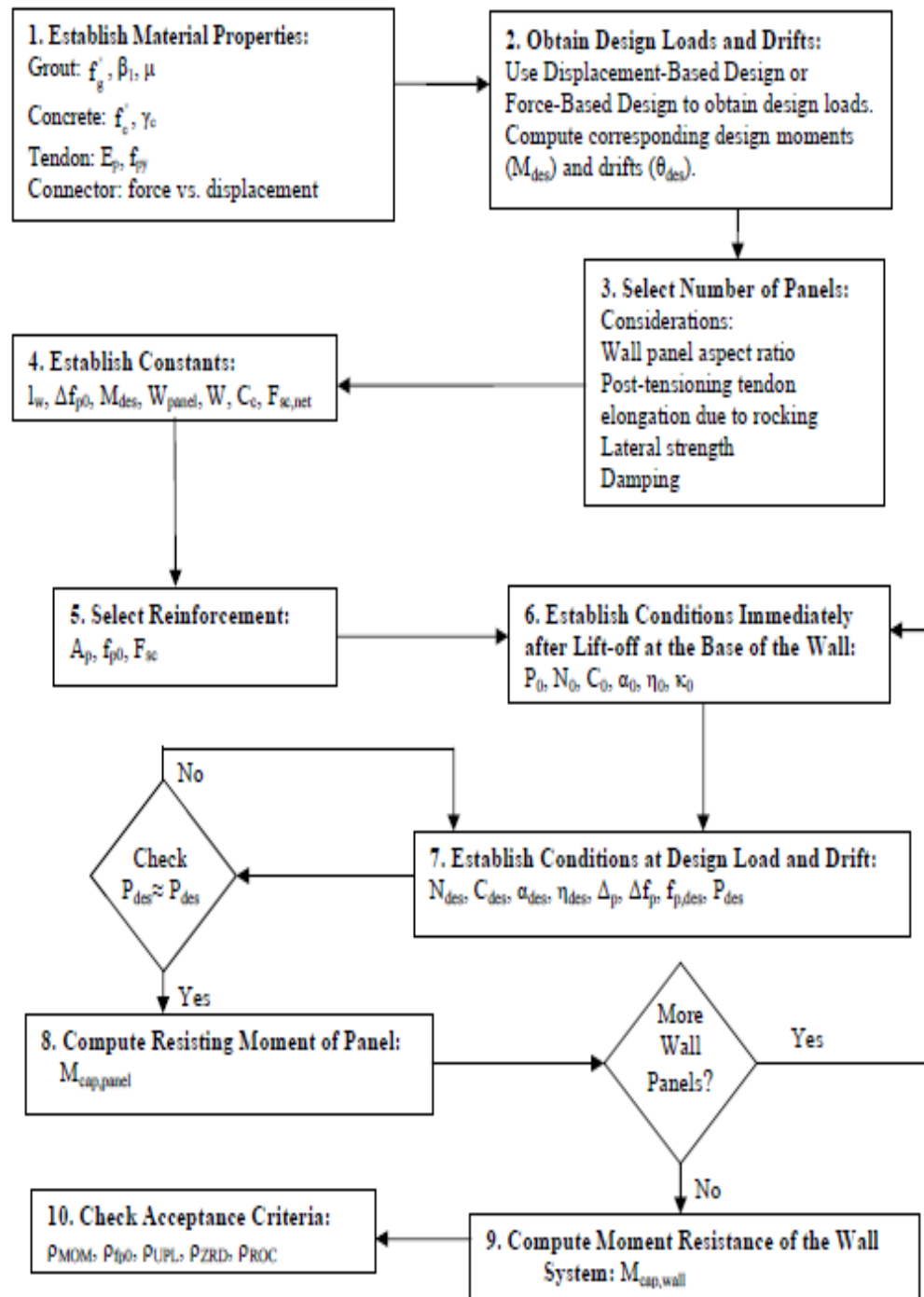
$$\rho_{ROC} = \frac{k_0 l_w}{\mu_{heff}} \left((0.5 - \alpha_{0,ave}) \frac{(n-1+2\alpha_{0,ave}k_0)}{n} \right) \leq 1.0 \quad (53)$$

Figura 3. Localización de las fuerzas en el sistema de muros prefabricados articulados con postensado no adherido.



El esquema básico del enfoque de diseño de descrito anteriormente puede resumirse como se muestra en forma de diagrama de flujo en la **Figura 4**

Figura 4. Diagrama de flujo de procedimiento de diseño



También incluyen pasos para el diseño de conectores en forma de U (UFP), que es el conector de corte en el sistema de muros articulados, pero cualquier conector de corte que tenga la fuerza y la capacidad de deformación requerida puede ser utilizado para conectar los paneles de muros prefabricados.

Utilizando equilibrio del conector de corte determinar la capacidad de momento plástico el conector de corte (M_{sc}) mediante el uso de las dimensiones del conector y el esfuerzo en la placa bajo condiciones plásticas ($f_{sc,des}$), una ecuación para la resistencia al corte de un solo conector UFP (V_{sc}) se puede derivar.

$$V_{sc} D_{sc} = 2M_{sc} \quad (54)$$

Donde D_{sc} es el diámetro del conector UFP. (Véase en la **Figura 5**).

- La capacidad de momento (M_{sc}):

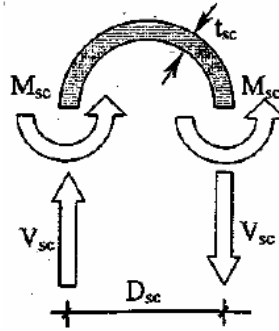
$$M_{sc} = \left(\frac{b_{sc} t_{sc}^2}{4} \right) f_{sc,des} \quad (55)$$

Donde b_{sc} es el ancho y t_{sc} es el espesor del conector UFP.

Además, $f_{sc,des}$ puede obtenerse mediante el uso de deformación del UFP:

$$\varepsilon_{sc,des} = \frac{t_{sc}}{D_{sc}} \quad (56)$$

Figura 5. Fuerzas que actúan en un conector UFP.



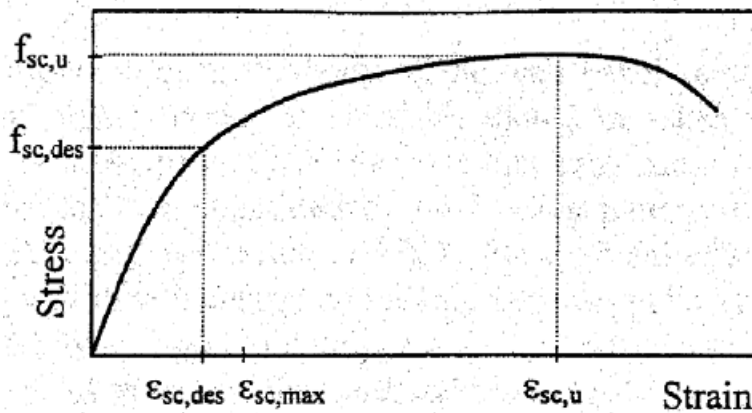
Tener en cuenta que $\epsilon_{sc,des}$ se limita a un valor de $\epsilon_{sc,max}$ Ver **figura 6** que se define como:

$$\epsilon_{sc,max} = \frac{\epsilon_{sc,u}}{3} \quad (57)$$

A partir de F_{sc} requerido, el número de conectores de corte (n_{sc}) puede determinarse como:

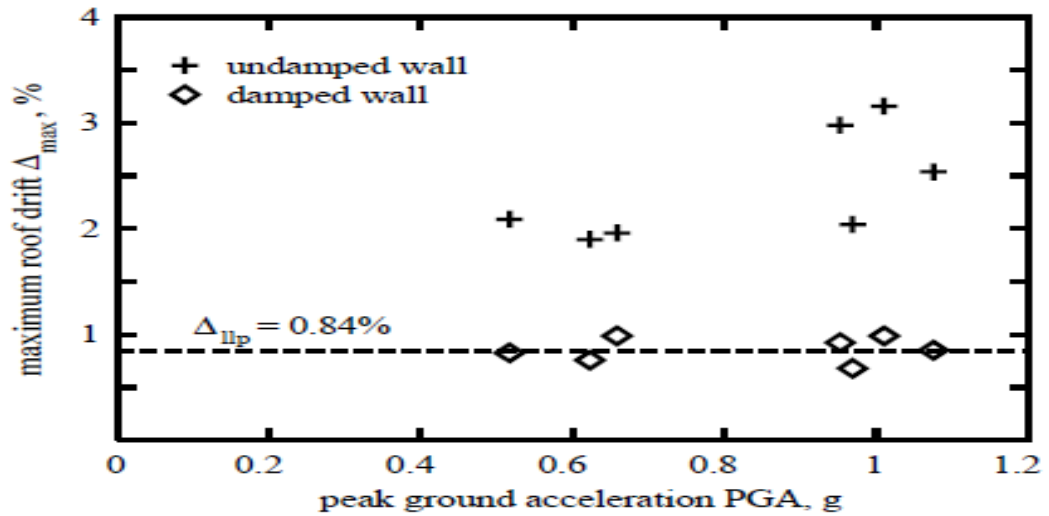
$$n_{sc} = \frac{F_{sc}}{V_{sc}} \quad (58)$$

Figura 6. Grafica esfuerzo-deformación



Anexo F. Derivas Máximas En Un Muro Amortiguado Y No Amortiguado

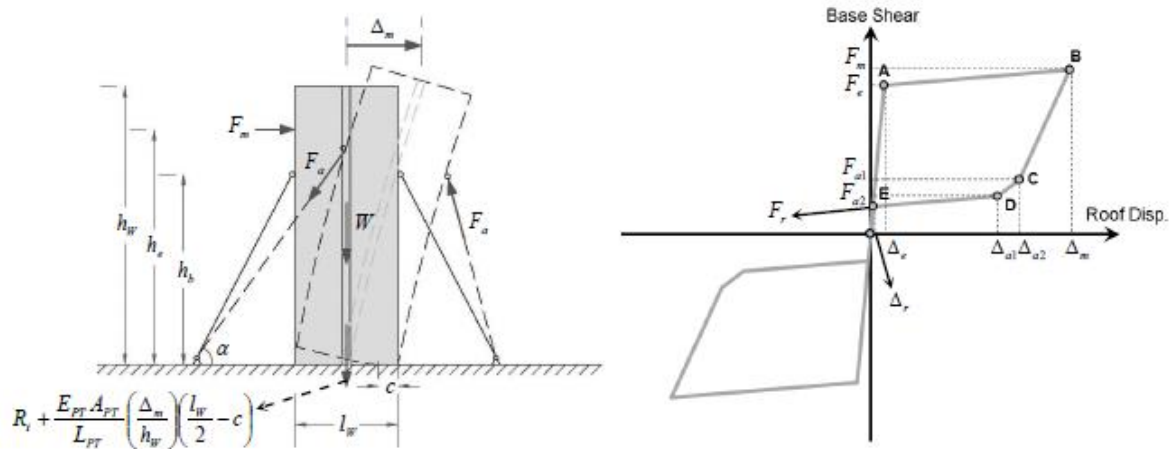
Figura 7. Derivas Máximas en el Muro Amortiguado y Muro No Amortiguado.



Fuente: KURAMA, Y.C., Seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping. ACI Structural Journal, 2000. 97(4).

Anexo G. Diagrama De Cuerpo Libre Y Respuesta De Histéresis De Un Muro Apuntalado

Figura 8. Diagrama de cuerpo libre y respuesta de histéresis.



Como se observa en la **Figura 8**, la respuesta de histéresis es gobernado por cinco coordenadas de Fuerza-desplazamiento (A, B, C, D y E). Para cada una de estas coordenadas en la figura de Fuerza-Desplazamiento se resumen en la Tabla.

Tabla 2. Resumen para los diferentes estados de la respuesta de Histéresis.

Point	Roof Displacement	Base Shear
A	$\Delta_e = \frac{1}{2} \left[\frac{h_w^3}{3 E_c I_g h_e} \left(\frac{(W+R_1)(l_w-c)}{2} + F_a(2h_b \cos \alpha + l_w \sin \alpha) \right) \times \frac{h_w}{h_e} \right]$	$F_e = F_m - \left(\frac{E_{PT} A_{PT} l_w^2}{4 h_w h_e L_{PT}} - \frac{W+R_1}{2 h_e} \right) (\Delta_m - \Delta_e)$
B	Δ_m	$F_m = \frac{1}{h_e} \left((W+R_1) \left(\frac{l_w-c}{2} - \frac{\Delta_m}{2} \right) + 2 F_a h_b \cos \alpha + F_a l_w \sin \alpha + \frac{E_{PT} A_{PT}}{L_{PT}} \left(\frac{\Delta_m}{h_w} \right) \left(\frac{l_w}{2} - c \right) \left(\frac{l_w-c}{2} \right) \right)$
C	$\Delta_{a1} = \Delta_m - \frac{F_a h_w}{k_b (l_w \sin \alpha + h_b \cos \alpha)}$	$F_{a1} = F_m - 2 \left[\frac{1}{h_w h_e} \left(k_b (l_w \sin \alpha + h_b \cos \alpha)^2 + k_b (h_b \cos \alpha)^2 \right) + \left(\frac{E_{PT} A_{PT}}{L_{PT}} \right) \frac{l_w^2}{4} - \frac{(W+R_1) h_w}{2} \right] (\Delta'_{a1})$
D	$\Delta_{a2} = \Delta_m - \frac{F_a h_w}{k_b h_b \cos \alpha}$	$F_{a2} = F_m - 2 \left[\frac{1}{h_w h_e} \left(k_b (h_b \cos \alpha)^2 \right) + \left(\frac{E_{PT} A_{PT}}{L_{PT}} \right) \frac{l_w^2}{4} - \frac{(W+R_1) h_w}{2} \right] (\Delta'_{a2} - \Delta'_{a1})$
E	$\Delta_r = \frac{F_r}{F_e} \Delta_e$	$F_r = \frac{F_{a2} L_{PT} - E_{PT} A_{PT} (\Delta_m - 2 \Delta_{a2})}{L_{PT} - \frac{E_{PT} A_{PT} \Delta_e}{F_e}}$

El auto-centrado de un se produce si la fuerza residual F_r , es positiva. Esta condición se puede describir en términos de una relación, λ como:

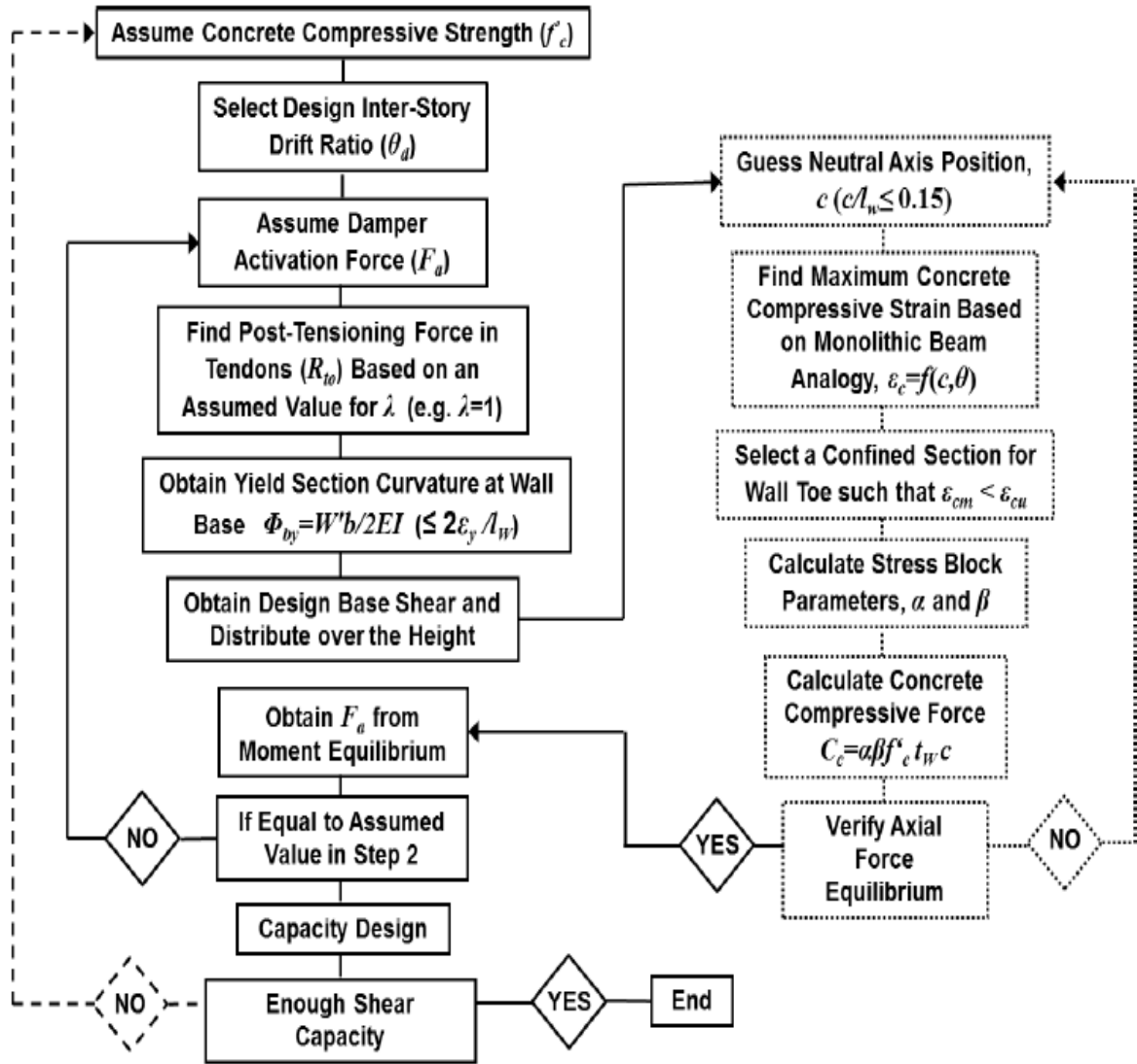
$$\lambda = \frac{F_e + F_r}{F_e - F_r} \geq 1 \quad (59)$$

En las ecuaciones que se presentan en la Tabla:

Tabla 3. Parámetros estructurales predefinidos para el sistema.

	Parameter	Description
Material Properties	f'_c	Compressive strength of unconfined concrete
	f_y	Yield strength of non-prestressed reinforcement
	f_u	Ultimate strength of non-prestressed reinforcement
	f_{y-PT}	Yield strength of prestressed reinforcement
	f_{u-PT}	Ultimate strength of non-prestressed reinforcement
Geometric Characteristics	h_w	Wall total height
	l_w	Wall length
	t_w	Wall thickness
	α	Steel props inclination angle
	h_b	Steel props vertical height
	h_e	Height of resultant first mode lateral force
	l_{PT}	Unbonded length of prestressed reinforcement

Figura 9. Diagrama de flujo para el procedimiento iterativo para el sistema de RW con puntales



La metodología descrita anteriormente se enfatiza en un procedimiento de diseño iterativo en la plataforma Matlab, el procedimiento incluye dos principales bucles iterativos. El bucle en el lado derecho del diagrama de flujo busca equilibrio de fuerzas axiales en el sistema de muros oscilantes apuntalados. El bucle interno en el lado izquierdo del diagrama busca el momento de equilibrio. El bucle exterior

final sobre el lado izquierdo implica un procedimiento de diseño para evitar falla a flexión y a cortante en el concreto del muro a la máxima respuesta.

Anexo H. Comparación De Periodos De Vibración De Una Estructura Convencional Con Un Muro Oscilante

Figura 10. Periodos de vibración de las estructuras, Estructura A: Muro convencional, Estructura B: Muro oscilante. Unid (s)

Modos	Estructura A (dirección modal)	Estructura B (dirección modal)
1	5.79 (Y)	7.82 (Y)
2	4.38 (X)	6.98 (X)
3	1.68 (T)	1.95 (Y)
4	1.55 (Y)	1.68 (T)
5	1.07 (X)	1.39 (X)
6	0.67 (Y)	0.78 (Y)
7	0.65 (T)	0.65 (T)
8	0.46 (X)	0.52 (X)
9	0.40 (T)	0.42 (Y)