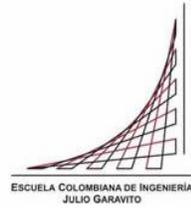


## **Maestría en Ingeniería Civil**

**Capacidad a corte en el plano y fuera del plano en muros de concreto reforzado (fundidos in situ y prefabricados), una revisión del estado del arte.**

**Juan Felipe Santos Rubiano**

**Bogotá, D.C., 29 de mayo de 2024**



**Capacidad a corte en el plano y fuera del plano en muros de  
concreto reforzado (fundidos in situ y prefabricados), una  
revisión del estado del arte.**

**Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con  
énfasis en estructuras**

**Nancy Torres Castellanos, PhD.**

**Director**

**Bogotá, D.C., 29 de mayo de 2024**



La tesis de maestría titulada “Capacidad a corte en el plano y fuera del plano en muros de concreto reforzado (fundidos in situ y prefabricados), una revisión del estado del arte”, presentada por Juan Felipe Santos Rubiano, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural.

*Nancy Torres*

Director del trabajo de grado

Nancy Torres Castellanos, M.Sc., PhD.

Jurado

José Joaquín Álvarez Enciso, M.Sc.

Jurado

Jesús David Ortiz Polanco, PhD.

Bogotá, D.C., 29 de mayo de 2024

## **Dedicatoria**

Dedicado especialmente para mi hermosa familia, con todo el amor del mundo para mi esposa Natalia amor de mi vida, soporte de nuestro hogar y guía en nuestro camino. Para mis adorados hijos Luciana y Federico, la luz de nuestras vidas. A mi mamá Ana Delia por todo su amor, entrega y dedicación, a mi papá Carlos por todo su apoyo, a mis hermanos y al resto de la familia.

## **Agradecimientos**

Quiero extender un agradecimiento sincero a todas las personas que hicieron posible que lograra desarrollar el presente trabajo de grado. A mi esposa Natalia, quien fue el soporte en aquellos momentos difíciles, que con su amor me dio la fuerza y entereza para continuar, a mis hijos Luciana y Federico, que con sus sonrisas, abrazos, besos y palabras han sido el motor para avanzar.

Sin duda un agradecimiento especial para mis padres, que han sido el soporte durante tantos años a nivel familiar, emocional y económico. A mi mamá Ana Delia, que, sin su amor, apoyo y generosidad, no habría podido lograr esto. A mi papá Carlos, gracias por todo su apoyo. A mis hermanos que a lo largo de la vida me han enseñado con su ejemplo, y a todo el resto de la familia que de alguna u otra forma me han apoyado y pusieron su granito de arena en el desarrollo de este proceso.

Un agradecimiento a la profesora Nancy Torres Castellanos, por su disposición y acompañamiento en el desarrollo del presente trabajo.

## Resumen

En el contexto nacional, se ha observado el incremento del uso de los sistemas de muros de carga en concreto reforzado para la construcción de vivienda en todo el país. Para la ciudad de Bogotá en el tercer trimestre del año 2021 el área de obras nuevas iniciadas correspondientes a apartamentos en muros de concreto reforzado fue de 287.120 metros cuadrados, para el tercer trimestre del año 2022 para este mismo ítem fue de 366.810 metros cuadrados y para el tercer trimestre del año 2023 fue de 511.823 metros cuadrados (DANE, 2024). En el tercer trimestre del año 2023, el área de obras nuevas iniciadas correspondientes a apartamentos fue de 3'192.479 metros cuadrados, de ésta, el 52.9% se edificó con el sistema estructural de muros de carga en concreto reforzado y de las 45481 unidades nuevas en proceso correspondientes a apartamentos, el 60.9% corresponden al sistema estructural de muros de carga en concreto reforzado.

El sistema de muros de concreto reforzado ha permitido procesos constructivos muy acelerados que han mostrado ventajas económicas respecto al sistema aporticado o dual (Rochel Awad, 2012). Así mismo Carrillo, Aperador, et al. (2015) encontraron que desde el punto de vista económico los sistemas de muros de concreto reforzado mostraron gran ventaja y favorabilidad respecto a otros sistemas utilizados en la vivienda de interés social tal como lo es la mampostería confinada. Por otro, la mano de obra en los sistemas industrializados ha generado una mayor eficiencia dada la repetición de las tareas asignadas reflejando reducción en los tiempos de trabajo, desperdicios y costos (Carrillo, Aperador, et al., 2015)

El uso de los sistemas de muros de concreto reforzado fundidos in situ ha sido el más utilizado en la industria colombiana para los sistemas de muros portantes, sin embargo, también se ha ejecutado la construcción de proyectos de vivienda mediante sistemas prefabricados de paneles en concreto. Diferentes autores han referenciado algunas ventajas del uso de los sistemas prefabricados de concreto asociados a tiempos de ejecución y rendimientos en obra, por ejemplo, Bustos Carreño (2015) reseñó el control estricto en producción, su rápido montaje en obra y rapidez en la construcción. En el mismo sentido Soto Ardila (2022) encontró mediante un estudio de caso, que el sistema prefabricado en términos de tiempo es más veloz que el sistema industrializado. Sin embargo, respecto al comportamiento estructural del sistema prefabricado se han planteado varios requerimientos respecto a las conexiones de los muros, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente en el Capítulo C.16 resalta que en las estructuras prefabricadas se debe prestar especial atención en el diseño de las conexiones dado que las cargas pueden ser distribuidas siempre y cuando el cortante pueda ser transmitido a través de las juntas, es decir que las conexiones en la base y en las juntas horizontales deben ser diseñadas para transmitir todas las fuerzas y momentos de diseño de tal forma que se pueda garantizar su integridad estructural (AIS, 2010).

Desde el punto de vista estructural considerar al sistema prefabricado de paneles de concreto como un sistema de muros de carga ha sido motivo de discusión por parte de la

comisión asesora permanente. De acuerdo con los registros y anexos del Acta 178 de la comisión (AIS, 2021) se plantean ciertas dudas respecto al desempeño y la poca evidencia experimental en cuanto a la capacidad de rotación de los muros y la transferencia efectiva del cortante entre cada uno de los paneles y en la interfaz panel-cimentación. Así mismo, se indicó que los factores de desempeño  $R_o$  y  $\Omega$  incluidos en la Tabla A.3.1 de la NSR-10 no son consistentes para los sistemas de muros estructurales delgados fundidos en sitio por lo que tampoco lo serían para el sistema prefabricado.

En los diferentes códigos de diseño y construcción a nivel internacional, se han presentado variedad de ecuaciones que intentan describir la capacidad a corte en el plano de los muros teniendo en cuenta el aporte del concreto y del refuerzo. Las variables involucradas (Relación de aspecto  $H/L$ , Relación  $M/VL$ , cuantías de refuerzo horizontal – vertical, espesor del muro y resistencia a la compresión) varían de acuerdo con cada reglamento y esto implicaría una incertidumbre en la predicción de la capacidad a corte en el plano de estos elementos.

El diseño convencional de los muros de concreto reforzado ha contemplado la aplicación de las cargas sísmicas en el plano del muro, esta es una suposición ideal para facilitar los métodos de diseño. Sin embargo, las fuerzas sísmicas pueden presentarse en un ángulo cualquiera con respecto al plano del muro, tal y como se registró en el sismo de Christchurch en el año 2011 en Nueva Zelanda en donde se observó el modo de falla por corte fuera del plano en un muro de concreto reforzado en el Hotel Grand Chancellor (Dunning Thornton Consultants Ltd, 2011). La predicción de la capacidad a corte fuera del plano se ha realizado en forma tradicional analizando la capacidad del muro como si se tratara de una losa maciza en donde el aporte de la resistencia es dado por el concreto únicamente. Sin embargo, este análisis de la capacidad a corte fuera del plano podría no tener en cuenta los factores que podrían dar lugar al desarrollo de este mecanismo de falla.

En el presente trabajo de grado analítico y teórico se ejecutó una búsqueda en las bases de datos internacionales acerca del comportamiento a corte en el plano y fuera del plano de muros de concreto fundidos in situ y muros prefabricados, utilizando los descriptores “Shear Wall”, “Squat Wall” “Slender Wall” “Precast Concrete Walls” “Out of Plane Shear” enfocado a estudios analíticos, numéricos y experimentales. En la revisión de literatura del capítulo III para los muros clasificados como fundidos in situ se documentan 8 factores con influencia en el comportamiento y capacidad a corte en el plano para la tipología de muros robustos (Squat Wall), estos factores se clasificaron en 3 grupos asociados al tipo de carga, materiales y geometría. Para el caso de la tipología de muros esbeltos (Slender Wall) se encontró que existen factores clave que contribuyeron en el desarrollo prematuro de los modos de falla a corte en el plano y fuera del plano en este tipo de tipología. En la revisión de muros prefabricados se verificaron los mecanismos de falla por corte asociados a este tipo de tipología junto con los tipos de conexiones más usados a nivel internacional.

En el capítulo IV se evalúa la precisión de las ecuaciones encontradas en la literatura y códigos de construcción para predecir la capacidad a corte en el plano de muros de concreto para muros rectangulares y muros con aletas, en general se encontró una mayor precisión de las ecuaciones encontradas en la literatura. Finalmente, en el capítulo V se identificó la posibilidad del desarrollo del mecanismo de falla por corte fuera del plano utilizando las metodologías encontradas en la revisión de literatura, se encontró que el uso de espesores de muros reducidos de 10 - 15 cm y/o muros con espesores de 20 a 30 cm con ausencia de refuerzo transversal incrementaron la posibilidad de la aparición de este modo de falla.

## Índice General

Resumen .....	6
1.1. Antecedentes Nacionales e Internacionales .....	30
2.1. Objetivo general .....	39
2.2. Objetivos específicos.....	39
3.1. Teoría general de corte .....	40
3.2. Muros Fundidos In Situ.....	42
3.2.1. Muros Robustos (Squat Walls) .....	44
3.2.1.1. <i>Influencia de la carga cíclica</i> .....	48
3.2.1.2. <i>Influencia de la carga axial a compresión</i> .....	50
3.2.1.3. <i>Influencia de la carga axial a tensión</i> .....	58
3.2.1.4. <i>Influencia en la direccionalidad de la carga sísmica</i> .....	60
3.2.1.5. <i>Influencia de la cuantía de refuerzo vertical y horizontal</i> .....	62
3.2.1.6. <i>Influencia del tipo de refuerzo</i> .....	71
3.2.1.7. <i>Influencia del tipo de concreto</i> .....	78
3.2.1.8. <i>Influencia de los vacíos/aberturas</i> .....	82
3.2.2. Muros esbeltos (Slender Walls) .....	89
3.2.2.1. <i>Influencia del nivel de esfuerzo cortante en el modo de fallo por corte en el plano y fuera del plano</i> .....	92
3.2.2.2. <i>Influencia nivel carga axial a compresión, direccionalidad de la carga sísmica y confinamiento del refuerzo transversal en el modo de falla por corte fuera del plano</i> 97	
3.2.2.3. <i>Influencia de los vacíos/aberturas y refuerzo vertical en el modo de falla por corte en el plano</i> .....	105
3.3. Muros prefabricados.....	109
3.3.1. Tipos de conexiones y su comportamiento a corte en el plano .....	111
3.3.1.1. <i>Llaves de corte</i> .....	115
3.3.1.2. <i>Acopladores mecánicos</i> .....	117
3.3.1.3. <i>Placas de acero y conectores angulares</i> .....	132
3.3.2. Comportamiento de los muros prefabricados bajo cargas y/o fallos fuera del plano 137	
4.1. Ecuaciones Literatura.....	144
4.1.1. Barda et al (1977).....	144

4.1.2.	Wood (1990).....	144
4.1.3.	Hwang et al (2001) .....	146
4.1.4.	Sánchez – Alejandro & Alcocer (2010) .....	148
4.1.5.	Gulec & Whittaker (2011).....	148
4.1.6.	Kassem (2014) .....	150
4.1.7.	Chen et al (2016).....	151
4.1.8.	Adorno - Bonilla (2016).....	151
4.1.9.	Ma et al (2020) .....	153
4.1.10.	Gondia et al (2020).....	153
4.1.11.	Chetchotisak et al (2022) .....	154
4.1.12.	Al-Bayati (2023).....	155
4.2.	Ecuaciones códigos de diseño/construcción.....	157
4.2.1.	Ecuaciones capacidad a corte muro estructural.....	157
4.2.1.1.	<i>ACI 318-19 (Estados Unidos)</i> .....	157
4.2.1.2.	<i>Normas Técnicas Complementarias para el diseño y la construcción de estructuras en concreto 2005 (México)</i> .....	157
4.2.1.3.	<i>INPRES CIRSOC 103 PARTE II: 2005 (Argentina)</i> .....	158
4.2.1.4.	<i>UNIT 1050:2005 (Uruguay)</i> .....	159
4.2.1.5.	<i>NC 207:2003 (Cuba)</i> .....	159
4.2.1.6.	<i>CSA-A23 (Canadá)</i> .....	159
4.2.1.7.	<i>Euro código 8 (Unión Europea)</i> .....	159
4.2.1.8.	<i>IS 456-2000 (India)</i> .....	160
4.2.1.9.	<i>GB 50010-2015 (China)</i> .....	160
4.2.1.10.	<i>SP 63.13330.2012 (Rusia)</i> .....	161
4.2.1.11.	<i>NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda)</i> .....	161
4.2.1.12.	<i>Código diseño estructural japonés AIJ (Japón)</i> .....	161
4.2.2.	Ecuaciones capacidad a corte interfaz cimentación/muro y muro/muro. .	162
4.2.2.1.	<i>ACI 318-19 (Estados Unidos)</i> .....	162
4.2.2.2.	<i>CSA-A23 (Canadá)</i> .....	162
4.2.2.3.	<i>Euro código 8 (Unión Europea)</i> .....	163
4.2.2.4.	<i>JGJ1-2014 (China)</i> .....	163
4.2.2.5.	<i>NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda)</i> .....	163

4.3.	Comparación ecuaciones capacidad a corte muros fundidos in situ con resultados experimentales .....	164
4.3.1.	Resultados muros rectangulares .....	169
4.3.2.	Resultados muros con aletas o elementos de borde.....	182
4.4.	Comparación ecuaciones capacidad a corte muros fundidos in situ con muros prefabricados.....	195
5.1.	Edificación Nueva.....	202
5.2.	Edificaciones existentes .....	215
5.2.1.	Muros de carga 20 pisos.....	217
5.2.2.	Muros de carga 13 pisos.....	219
5.2.3.	Muros de carga 10 pisos.....	221
5.2.4.	Muros de carga 6 pisos.....	223
5.2.5.	Convencional 14 pisos.....	225
6.1.	Conclusiones.....	230
6.2.	Recomendaciones.....	233
6.3.	Sugerencias para futuras investigaciones.....	236
	Referencias Bibliográficas .....	237
	Anexos .....	250

## Índice de tablas

Tabla 1 – Parámetros con mayor influencia encontrados en la literatura para la tipología de muros fundidos in situ en muros robustos (Squat Walls). Fuente: Propia.....	47
Tabla 2 – Degradación resistencia ante cargas cíclicas. Fuente: Adaptado de (Luna et al., 2015) .....	50
Tabla 3 – Influencia nivel carga axial en la capacidad a corte en el plano para muros con relación de aspecto de 0.5. Fuente: Adaptado de (Wei et al., 2022) .....	53
Tabla 4 – Influencia nivel carga axial a tensión en la capacidad a corte en el plano. Fuente: Adaptado de (Ji et al., 2018) .....	59
Tabla 5 – Capacidad máxima a corte en muros robustos. Fuente: Adaptado de (Luna et al., 2015).....	64
Tabla 6 – Influencia refuerzo vertical y horizontal en el modelo de regresión lineal. Fuente: Adaptado de (Kerem Gulec & Whittaker, 2011) .....	65
Tabla 7 – Relación Área Vacío / Área Bruta sección especímenes. Fuente: Adaptado de (Todut et al., 2014) .....	83
Tabla 8 – Parámetros con mayor influencia encontrados en la literatura para la tipología de muros fundidos in situ en muros esbeltos (Slender Walls). Fuente: Propia .....	92
Tabla 9 – División temas muros prefabricados. Fuente: Propia .....	111
Tabla 10 – Tipos de conexiones usadas en muros prefabricados. Fuente: Propia.....	115
Tabla 11 – Tipos de conectores mecánicos en elementos prefabricados. Fuente: Propia .....	117
Tabla 12 – Ductilidad y capacidad de rotación en muro prefabricado con conexión Spliced Sleeve. Fuente: Adaptado de (Xu et al., 2017).....	126
Tabla 13 – Variables consideradas en la predicción de la capacidad a corte en el plano. Fuente: Propia .....	180
Tabla 14 – Resultados para muros rectangulares. Fuente: Propia.....	181
Tabla 15 – Resultados para muros con aletas/elementos de borde. Fuente: Propia.....	193
Tabla 16 – Características principales muro tipo. Fuente: Propia.....	195
Tabla 17 – Capacidades a corte muro tipo. Fuente: Propia.....	196
Tabla 18 – Capacidades teóricas a corte muro tipo. Fuente: Propia .....	198
Tabla 19 – Listado estructuras a analizar mediante los métodos desarrollados por Niroomandi et al. (2019) y Lowes et al. (2019). Fuente: Propia.....	202
Tabla 20 – Características edificación nueva. Fuente: Propia.....	202
Tabla 21 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 20 pisos. Fuente: Propia .....	214
Tabla 22 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 20 pisos. Fuente: Propia .....	218
Tabla 23 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 13 pisos. Fuente: Propia .....	220
Tabla 24 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 10 pisos. Fuente: Propia .....	222

Tabla 25 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 6 pisos. Fuente: Propia.....	224
--	-----

## Índice de Ilustraciones

Ilustración 1 – Clasificación según relación de aspecto muros. Fuente: (Moehle, 2015) ..	31
Ilustración 2 – Fallo por corte en muro de concreto Sismo Kobe, Japón. Fuente: (Muguruma et al., 1995).....	31
Ilustración 3 – Fallo por agrietamiento diagonal en muro de concreto sismo L’Aquila, Italia (a) (b) Fallo por tensión diagonal. Fuente: (Ricci et al., 2009) .....	32
Ilustración 4 – Fallos por corte en muros de concreto sismo de Erciş-Van, Turquía (a) Fallo por tensión diagonal (b) Fallo por compresión diagonal (c) Fallo por tensión diagonal. Fuente: (Earthquake Engineering Research Institute, 2012) .....	32
Ilustración 5 - Muros asociados a falla por corte del sismo 27 febrero 2010 Chile (a) (b) Fallas por tensión diagonal (c) Falla por aberturas y/o vacíos (d) Falla por discontinuidad del elemento. Fuente: (San Bartolomé et al., 2011) (Rojas et al., 2011) .....	33
Ilustración 6 - Muro asociado a falla por corte fuera del plano Hotel Grand Chancellor. Sismo Christchurch, Nueva Zelanda. Fuente: (Dunning Thornton Consultants Ltd, 2011). .....	34
Ilustración 7 - Muro asociado a falla por corte Sismo Christchurch, Nueva Zelanda. Fuente: (Kam & Pampanin, 2011).....	35
Ilustración 8 – Daños en muros prefabricados sismo L’Aquila, Italia (a) Colapso muros (b) Fallo en paneles horizontales y verticales (c) Fallo en anclajes y fijaciones. Fuente: (Toniolo & Colombo, 2012) (Singhal et al., 2019).....	36
Ilustración 9 – Mecanismos de Viga/Arco. Fuente: (Moehle, 2015).....	40
Ilustración 10 – Mecanismos de Viga/Arco. Fuente: (Moehle, 2015).....	41
Ilustración 11 – Tipos de deformación asociados a cada mecanismo de falla en muros de concreto (a) Deformaciones por flexión (b) Deformaciones por corte (c) Deformaciones por deslizamiento (d) Patrón de fisuras. Fuente: (Loa et al., 2022) .....	42
Ilustración 12 – Contribución deformaciones por corte en especímenes clasificados como esbeltos y robustos. Fuente: (López et al., 2021).....	43
Ilustración 13 – Desplazamiento lateral para muro (W5-T5-N0-S1) clasificado como robusto (a) Desplazamiento por flexión (b) Desplazamiento por corte. Fuente: (López et al., 2021).....	43
Ilustración 14 – Modelo puntales y tensores muros robustos (a) Ruta de carga diagonal (b) Ruta de carga horizontal (c) Ruta de carga vertical (d) Modelo puntales y tensores. Fuente: (Hwang et al., 2001).....	45
Ilustración 15 – Proporción de participación de mecanismos en la capacidad a corte en el plano. Fuente: (Chetchotisak et al., 2022).....	46
Ilustración 16 – Modos de falla por corte muros robustos (Squat Walls) (a) Falla por tensión diagonal (b) Falla por compresión diagonal (c) Falla por deslizamiento. Fuente: (Sánchez Alejandro, 2013) .....	46
Ilustración 17 – Comparación carga monotónica y cíclica. Fuente: (Barda et al., 1977)...	48
Ilustración 18 – Degradación resistencia ante carga cíclica. Fuente: (Gulec et al., 2008)	49
Ilustración 19 – Degradación resistencia ante carga cíclica. Fuente: (Luna et al., 2015)..	49

Ilustración 20 – Influencia carga vertical en muros robustos. Fuente: (Hwang et al., 2001)	51
Ilustración 21 – Muros de concreto ensayados bajo carga axial a compresión (a) Distribución refuerzo espécimen ensayado (b) Influencia carga axial en especímenes. Fuente: (Orakcal et al., 2009)	52
Ilustración 22 – Carga lateral máxima especímenes robustos en forma de L. Fuente: (Ma & Li, 2017)	53
Ilustración 23 – Curva carga / desplazamiento para diferentes relaciones de carga axial. Fuente: (C. Jin et al., 2023)	54
Ilustración 24 – Patrón de daños especímenes con relación de carga axial alta (a) SWC1 (b) SWC2 (c) SWC3. Fuente: (C. Jin et al., 2023)	54
Ilustración 25 – Influencia del aumento en el nivel de carga axial en la capacidad máxima a corte para diferentes tipos de longitud de muro. (a) Longitud: 0.8m (b) Longitud: 1.2m (c) Longitud: 1.6m (d) Longitud: 2.4m. Fuente: (L. Jin et al., 2023)	55
Ilustración 26 – Incrementos en los esfuerzos máximos cortantes para diferentes tipos de longitud de muro y diferentes niveles de carga axial. Fuente: (L. Jin et al., 2023)	56
Ilustración 27 – Patrón de fisuras para diferentes niveles de carga axial. Fuente: (L. Jin et al., 2023)	56
Ilustración 28 – Influencia del aumento de los niveles de carga axial en la ductilidad. Fuente: (L. Jin et al., 2023)	57
Ilustración 29 – Análisis paramétrico del incremento de la relación de carga axial en capacidad a corte. Fuente: Adaptado de (Al-Bayati, 2023)	57
Ilustración 30 – Mecanismo de falla por corte/deslizamiento en muros sometidos a carga axial de tensión. Fuente: (Ji et al., 2018)	59
Ilustración 31 – Especímenes robustos sometidos a cargas laterales con diferente ángulo (a) Carga ortogonal a 0° (b) Carga a 45°. Fuente: (Ma & Li, 2017)	60
Ilustración 32 – Curvas Histéresis especímenes sometidos a cargas laterales con diferente ángulo (a) Carga ortogonal sin carga axial (b) Carga a 45° sin carga axial (c) Carga ortogonal con carga axial (d) Carga a 45° con carga axial. Fuente: (Ma & Li, 2017)	61
Ilustración 33 – Perfil de deformación del refuerzo vertical en los especímenes sometidos a carga a 45°. Fuente: (Ma & Li, 2017)	62
Ilustración 34 – (a) Influencia refuerzo horizontal (b) Influencia refuerzo vertical. Fuente: (Barda et al., 1977)	63
Ilustración 35 – Influencia del aumento de la cuantía refuerzo horizontal en la capacidad a corte en el plano para muros con relación de aspecto menores a 1. Fuente: (Wei et al., 2022)	65
Ilustración 36 – Influencia del aumento en la cuantía del refuerzo vertical en la capacidad máxima a corte para diferentes tipos de longitud de muro. (a) Longitud: 0.8m (b) Longitud: 1.2m (c) Longitud: 1.6m (d) Longitud: 2.4m. Fuente: (Miao et al., 2022)	66
Ilustración 37 – Variación de las cuantías de refuerzo horizontal y dimensiones de muros. Fuente: (L. Jin et al., 2023)	67

Ilustración 38 – Influencia del aumento en la cuantía del refuerzo horizontal en la capacidad máxima a corte para diferentes tipos de longitud de muro. (a) Longitud: 0.8m (b) Longitud: 1.2m (c) Longitud: 1.6m (d) Longitud: 2.4m. Fuente: (L. Jin et al., 2023).....	67
Ilustración 39 – Incrementos en los esfuerzos máximos cortantes para diferentes tipos de longitud de muro y diferentes tipos de cuantía horizontal. Fuente: (L. Jin et al., 2023)....	68
Ilustración 40 – Patrón de fisuras para diferentes cuantías de refuerzo horizontal. Fuente: (L. Jin et al., 2023) .....	68
Ilustración 41 – Influencia del aumento en la cuantía del refuerzo horizontal en la ductilidad. Fuente: (L. Jin et al., 2023) .....	69
Ilustración 42 – Análisis paramétrico de la cuantía del refuerzo horizontal en la capacidad a corte. Fuente: Adaptado de (Al-Bayati, 2023) .....	70
Ilustración 43 – Curvas esfuerzo-deformación mallas electrosoldadas (a) malla 4 mm (b) malla 5 mm (c) malla 6 mm (d) malla electrosoldada y refuerzo corrugado convencional. Fuente: (Carrillo et al., 2018) .....	72
Ilustración 44 – Curva carga – deriva en muros robustos Fuente: Adaptado de (Alcocer et al., 2008).....	73
Ilustración 45 – Curva carga – desplazamiento en muros robustos con diferente tipo de refuerzo (a) Muro WSL1 con malla electrosoldada (b) Muro WSL5 con refuerzo corrugado convencional. Fuente: (Hube et al., 2020).....	73
Ilustración 46 – Modo de falla por fractura del refuerzo horizontal en espécimen robusto con refuerzo en malla electrosoldada. Fuente: (Hube et al., 2020) .....	74
Ilustración 47 – Curvas esfuerzo deformación acero resistencia normal (HRB400) y del alta resistencia (HRB600). Fuente: (Chen et al., 2019) .....	75
Ilustración 48 – Capacidad máxima normalizada en función del tipo de refuerzo y sección transversal. Fuente: (Chen et al., 2019).....	76
Ilustración 49 – Curva capacidad máxima vs deriva máxima especímenes con diferentes tipos de refuerzo. Fuente: (Chen et al., 2019).....	77
Ilustración 50 – Curvas Esfuerzo cortante - Deriva (a) Muro con refuerzo Grado 420 MPa (b) Muro con refuerzo Grado 785 MPa. Fuente: (Hung & Hsieh, 2020).....	77
Ilustración 51 – Curvas Esfuerzo cortante - Deriva (a) Muro sin fibras UHPC (b) Muro con fibras UHPFRC. Fuente: (Hung et al., 2017).....	79
Ilustración 52 – Patrón de daños (a) Muro sin fibras UHPC (b) Muro con fibras UHPFRC. Fuente: (Hung et al., 2017) .....	79
Ilustración 53 – Participación mecanismos de falla (a) Muro sin fibras de acero UHPC (b) Muro con fibras de acero UHPFRC. Fuente: (Hung et al., 2017) .....	80
Ilustración 54 – Curvas Esfuerzo cortante - Deriva (a) Muro sin fibras de acero UHPC (b) Muro con fibras de acero UHPFRC. Fuente: (Hung & Hsieh, 2020).....	81
Ilustración 55 – Numero de fisuras desarrolladas para distintos tipos de concreto. Fuente: (Hung & Hsieh, 2020) .....	81
Ilustración 56 – Graficas histéresis para muros con diferentes configuraciones de aberturas (a) 7-E1-T (b) 8-E3-T (c) 10-L1/L3-T. Fuente: (Todut et al., 2014) .....	83

Ilustración 57 – Degradación de rigidez para muros con diferentes configuraciones de aberturas. Fuente: (Todut et al., 2014).....	84
Ilustración 58 – Aplastamiento del concreto en las esquinas de las aberturas. Fuente: (Todut et al., 2014) .....	84
Ilustración 59 – Variación de la ubicación de la abertura para muros robustos (a) W1 (b) W2 (c) W3. Fuente: (Ou et al., 2019) .....	85
Ilustración 60 – Variación de las dimensiones de la abertura para muros robustos (a) W4 - altura (b) W5 – ancho. Fuente: (Ou et al., 2019) .....	85
Ilustración 61 – Patrón de daños debido a la ubicación de la abertura para muros robustos (a) W1 (b) W2 (c) W3. Fuente: (Ou et al., 2019) .....	86
Ilustración 62 – Configuración de ensayo para aplicar cortante puro en los especímenes de concreto (a) Estado de cortante puro ante carga lateral (b) Configuración del ensayo. Fuente: (Tafheem et al., 2022).....	86
Ilustración 63 – Disminución en la capacidad a corte con el incremento del área del vacío en el muro. Fuente: (Tafheem et al., 2022) .....	87
Ilustración 64 – Influencia del refuerzo adicional alrededor de los vacíos en la capacidad a corte. Fuente: (Tafheem et al., 2022).....	88
Ilustración 65 – Distribución fuerzas muros esbeltos. Fuente: (Moehle, 2015).....	89
Ilustración 66 – Mecanismo de falla por corte (a) Patrón de fisuración inicial (b) Patrón de fisuración después de varios ciclos de carga. Fuente: (Moehle, 2015) .....	90
Ilustración 67 – Porcentajes de contribución de las deformaciones asociadas a cada mecanismo de falla. Fuente: (Faraone et al., 2022) .....	91
Ilustración 68 – Relación cortante asociado desarrollo capacidad flexión y máximo cortante registrado experimentalmente. Fuente: (Gulec et al., 2008) .....	93
Ilustración 69 – Resultados modos de falla (a) En función de la demanda por corte (b) En función de la relación de aspecto. Fuente: (Ni & Zhao, 2022) .....	93
Ilustración 70 – Nivel de esfuerzos en la interfaz alma/elemento de borde espécimen con fallo por compresión/corte. Fuente: (Lowe et al., 2019).....	95
Ilustración 71 – Nivel de esfuerzos en relación con el nivel de deriva alcanzada. Fuente: (Lowe et al., 2019) .....	96
Ilustración 72 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal. Fuente: (Lowe et al., 2019) .....	96
Ilustración 73 – Fallo espécimen por deslizamiento diagonal cortante fuera del plano (a) Sección Transversal (b) Alzado (c) Cortes. Fuente: (Paulay & Goodson, 1985) .....	98
Ilustración 74 – Rotura frágil muro esbelto bajo carga axial (a) Fallo del espécimen (b) Sección Transversal. Fuente: (Su & Wong, 2007) .....	98
Ilustración 75 – Pérdida de resistencia en muros esbeltos bajo cargas axiales. Fuente: (Su & Wong, 2007).....	99
Ilustración 76 - Muro asociado a falla por corte fuera del plano Hotel Grand Chancellor. Sismo Christchurch, Nueva Zelanda (a) Vista Frontal (b) Vista Trasera (c) Sección Transversal. Fuente: (Dunning Thornton Consultants Ltd, 2011).....	100

Ilustración 77 – Señales sísmicas Hotel Grand Chancellor (a) Señal 4 de Septiembre de 2010 (b) Señal 22 Febrero 2011. Fuente: (Niroomandi et al., 2022) .....	101
Ilustración 78 – Fuerzas internas en muro con fallo por corte fuera de su plano. Fuente: (Niroomandi et al., 2022). .....	102
Ilustración 79 – Método Analítico para identificar muros propensos a corte fuera del plano. Fuente: (Niroomandi et al., 2019).....	102
Ilustración 80 – Modo de falla en muros en T bajo carga bidireccional. Fuente: (Wang et al., 2023).....	103
Ilustración 81 – Deformaciones en aleta de muro bajo carga bidireccional. Fuente: (Wang et al., 2023).....	104
Ilustración 82 – Efecto de la discontinuidad en la sección transversal en toda la altura. Fuente: (Maffei et al., 2014).....	106
Ilustración 83 – Daños por corte en el plano en muros de concreto Sismo 27 de Febrero de 2010, Chile debido a la influencia de vacíos/aberturas de los niveles superiores (a) Edificio Centro Mayor, Concepción (b) Edificio Torre Mayor (c) Edificio Marina del Sol. Fuente: (Maffei et al., 2014).....	107
Ilustración 84 – Propuesta de mitigación de esfuerzo cortante en zona de discontinuidad debido a aberturas y/o vacíos. Fuente: (Maffei et al., 2014).....	108
Ilustración 85 – Curva fuerza/desplazamiento para una conexión dúctil en estructura prefabricada. Fuente: (Singhal et al., 2019) .....	109
Ilustración 86 – Muros prefabricados usados para estructuras de parqueo. Fuente: (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010).....	109
Ilustración 87 – Modos de fallo en juntas de muros prefabricados (a) Fraccionamiento del concreto (b) Extracción del refuerzo (c) Aplastamiento del concreto (d) Deslizamiento por corte en superficie vertical (e) Deslizamiento por corte en superficie horizontal. Fuente: (Belletti et al., 2013).....	112
Ilustración 88 – Mecanismos de resistencia al corte en las juntas (a) Superficie no rugosa (b) Superficie rugosa. Fuente: (Moehle, 2015).....	113
Ilustración 89 – Ubicación conexiones en muros prefabricados. Fuente: (Elsayed et al., 2018) .....	114
Ilustración 90 – Deterioro en junta de construcción por deslizamiento. Fuente: (Moehle, 2015) .....	115
Ilustración 91 – Conexión llaves de corte RSK (a) Esquema general espécimen (b) Esquema conexión llaves de corte (c) Especimen ensayado en laboratorio Fuente: (Soudki et al., 1995).....	116
Ilustración 92 – Deslizamiento para diferentes tipos de conexión. Fuente: (Soudki et al., 1995) .....	117
Ilustración 93 – Tipos de acopladores mecánicos en elementos prefabricados (a) Acopladores Roscados (Threaded Couplers) (b) Acopladores Articulados (Swaged Couplers) (c) Acopladores Inyectados (Grouted Sleeve Couplers). Fuente: (Khedmatgozar Dolati, 2021) .....	118

Ilustración 94 – Deriva máxima en muros con acopladores roscados y articulados (a) Acoplador Roscado en muro 1 (b) Acoplador Articulado en muro 2 (c) Grafico Fuerza – Deriva muro 1 (d) Grafico Fuerza – Deriva muro 2. Fuente: (Neupane, 2023) .....	119
Ilustración 95 – Conexiones Grouted Sleeve (a) Spliced Sleeve (b) Lap-Spliced con restricción en el anclaje (c) Lap-Spliced con fuelle metálico. Fuente: (Zhi et al., 2017) ..	120
Ilustración 96 – Conexión Tipo Lap Spliced con fuelle metálico y malla metálica extendida. Fuente: (Zhi et al., 2017).....	120
Ilustración 97 – Conexión Spliced Sleeve (a) Esquema Spliced Sleeve RS (b) Esquema Spliced Sleeve no adherido RSU (c) Funda metálica. Fuente: (Soudki et al., 1995) .....	121
Ilustración 98 – Conexiones Spliced Sleeve (a) Curva Carga – Desplazamiento (b) Máximo Deslizamiento. Fuente: (Soudki et al., 1995) .....	122
Ilustración 99 – Conexión Tipo Spliced Sleeve en interfaz base - muro (a) Prefabricado TW1 – TW2 (b) Mixto TW3 – TW4 (c) Detalle acoplador en junta. Fuente: (Peng et al., 2016) .....	123
Ilustración 100 – Conexión Tipo Spliced Sleeve en interfaz base - muro (a) Muro fundido In Situ SW1 (b) Muro prefabricado TW1. Fuente: (Peng et al., 2016) .....	124
Ilustración 101 – Influencia tipo superficie vertical (a) Superficie con ranura vertical escalonada (b) Superficie rugosa (c) Fisuras muro con ranura vertical TW3 (d) Fisuras muros con superficie rugosa TW4. Fuente: (Peng et al., 2016).....	125
Ilustración 102 – Conexión Tipo Spliced Sleeve en interfaz base – muro (a) Muro prefabricado TW1 (b) Muro fundido in situ SW1 (c) Detalle conexión. Fuente: (Xu et al., 2017) .....	125
Ilustración 103 – Conexión Tipo Spliced Sleeve en interfaz base – muro con diferentes porcentajes de refuerzo anclado. Fuente: (Cheng et al., 2023).....	126
Ilustración 104 – Fuerza lateral máxima registrada para especímenes con diferentes porcentajes de refuerzo anclado. Fuente: (Cheng et al., 2023).....	127
Ilustración 105 – Modos de fallo conexión Grouted Sleeve (a) Rotura del refuerzo (b) Extracción del refuerzo. Fuente: (Xue et al., 2023) .....	128
Ilustración 106 – Diagrama esquemático defectos conexión Grouted Sleeve (a) Totalmente Inyectada anclaje 8db (b) Inyectada 75% anclaje de 6db (c) Inyectada 50% anclaje de 4db (d) Sin Inyectar anclaje 0 db. Fuente: (Xiao et al., 2021).....	129
Ilustración 107 – Fallo por extracción de la barra y fractura del refuerzo en conexiones Grouted Sleeve. Fuente: (Xiao et al., 2021) .....	130
Ilustración 108 – Extracción por corte del grouting entre los relieves de refuerzo. Fuente: (Elsayed et al., 2018).....	131
Ilustración 109 – Rotura del acoplador. Fuente: (Elsayed et al., 2018) .....	131
Ilustración 110 – Conexión con pernos roscados y placa de acero entre muros prefabricados. Fuente: (Brunesi & Nascimbene, 2017) .....	132
Ilustración 111 – Fallos por pandeo/corte en pernos roscados. Fuente: (Brunesi & Nascimbene, 2017).....	133

Ilustración 112 – Conexión placa atornillada (a) Esquema 3D (b) Montaje del espécimen en laboratorio (c) Conexión en ambos extremos de la interfaz muro – cimentación. Fuente: (Pan et al., 2021) .....	134
Ilustración 113 – Ciclos histéresis deslizamiento en la base para conexión placa atornillada. Fuente: (Pan et al., 2021) .....	134
Ilustración 114 – Conexión horizontal en la interfaz muro- cimentación mediante conectores angulares de acero. Fuente: (Yang et al., 2023) .....	135
Ilustración 115 – Deslizamiento en la interfaz muro - cimentación para la conexión con conectores angulares de acero. Fuente: (Yang et al., 2023) .....	135
Ilustración 116 – Sección Transversal Muros dobles prefabricados (a) Esquema general (b) Fotografía prototipos (c) Configuración 1 con extensión del refuerzo longitudinal traslapada (d) Configuración 2 con barras individuales traslapadas (e) Configuración 3 con barras individuales traslapadas confinadas (f) sección transversal espécimen fundido in situ (g) Sección Transversal espécimen prefabricado. Fuente: (Gu et al., 2022).....	138
Ilustración 117 – Sección Transversal Muros dobles prefabricados unidos mediante conectores de corte tipo cercha en celosía. Fuente: (Singhal et al., 2021).....	139
Ilustración 118 – Deflexión fuera del plano espécimen prefabricado con doble panel. Fuente: (Singhal et al., 2021).....	140
Ilustración 119 – Fallo por compresión/corte fuera del plano espécimen prefabricado. Fuente: (Neupane, 2023).....	141
Ilustración 120 – Dispersiones resultados pruebas capacidad a corte (a) Estudio desarrollado por (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010) (b) Estudio desarrollado por (Luna et al., 2015). Fuente: (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010) (Luna et al., 2015) .....	143
Ilustración 121 – Resultados ensayos especímenes. Fuente: (Barda et al., 1977).....	144
Ilustración 122 – Límite inferior propuesto para resistencia al corte. Fuente: (Wood, 1990) .....	145
Ilustración 123 – Límite inferior propuesto para resistencia al corte por el método cortante por fricción. Fuente: (Wood, 1990).....	145
Ilustración 124 – Modelo puntales y tensores. Fuente: (Hwang et al., 2001).....	146
Ilustración 125 – Correlación capacidades medidas /estimadas modelo puntal – tensor. Fuente: (Hwang et al., 2001).....	147
Ilustración 126 – Correlación capacidad estimada regresión/ medida (a) Muro Rectangular (b) Muro con elementos de borde y aletas. Fuente: (Kerem Gulec & Whittaker, 2011) ..	149
Ilustración 127 – Correlación esfuerzo cortante estimado / medido. Fuente: (Kassem, 2014) .....	151
Ilustración 128 – Correlación esfuerzo cortante estimado / medido (a) Muros rectangulares (b) Muros con aletas. Fuente: (Adorno-Bonilla, 2016) .....	152
Ilustración 129 – Correlación capacidad estimada / medida. Fuente: (Ma et al., 2020) ..	153
Ilustración 130 – Correlación capacidad estimada / medida. Fuente: (Gondia et al., 2020) .....	154
Ilustración 131 – Correlación capacidad a corte medida / estimada modelo puntal-tensor. Fuente: (Chetchotisak et al., 2022) .....	155

Ilustración 132 – Correlación capacidad a corte estimada / medida. Fuente: (Al-Bayati, 2023) .....	156
Ilustración 133 – Tipos de sección transversal base de datos (a) Sección rectangular (b) Sección con elementos de borde/Aletas. Fuente: (Zhang et al., 2022) .....	164
Ilustración 134 – Histogramas muros rectangulares (a) Resistencia a la compresión (b) Relación de aspecto (c) Cuantía de refuerzo horizontal (d) Cuantía de refuerzo vertical. Fuente: Propia .....	166
Ilustración 135 – Histogramas muros con aletas/elementos de borde (a) Resistencia a la compresión (b) Relación de aspecto (c) Cuantía de refuerzo horizontal (d) Cuantía de refuerzo vertical. Fuente: Propia .....	168
Ilustración 136 – Resultados grupo 1 para muros rectangulares con ecuaciones códigos de construcción (a) IS 456 - 2000 (India) (b) ACI 318-19 (Estados Unidos) (c) MCBC-04 (México). Fuente: Propia.....	171
Ilustración 137 – Resultados grupo 1 para muros rectangulares con ecuaciones códigos de construcción (a) AIJ-99 (Japón). Fuente: Propia .....	171
Ilustración 138 – Resultados grupo 2 para muros rectangulares con ecuaciones códigos de construcción (a) CSA-A23 (Canadá) (b) NC 207- 03 (Cuba) (c) NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda) (d) UNIT 1050 - 05 (Uruguay) (e) GB 50010-2015 (China) (f) SP 63.13330.2012 (Rusia) (g) CIRSOC 103 -05 (Argentina) (h) EC-8 (Europa). Fuente: Propia .....	174
Ilustración 139 – Resultados grupo 1 para muros rectangulares con ecuaciones literatura (a) Kassem (2014) (b) Gondia et al. (2020) (c) Hwang et al. (2001) (d) Sánchez-Alejandro & Alcocer (2010). Fuente: Propia.....	176
Ilustración 140 – Resultados grupo 2 para muros rectangulares con ecuaciones literatura (a) Al-Bayati (2023) (b) Barda et al. (1977) (c) Wood (1990) (d) Chetchotisak et al. (2022) (e) Ma et al. (2020) (f) Adorno-Bonilla (2016) (g) Chen et al. (2016) (h) Kerem Gulec & Whittaker (2011). Fuente: Propia .....	179
Ilustración 141 – Resultados grupo 1 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones códigos de construcción (a) AIJ-99 (Japón). Fuente: Propia .....	183
Ilustración 142 – Resultados grupo 1 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones códigos de construcción (a) ACI 318-19 (Estados Unidos) (b) MCBC-04 (México). Fuente: Propia.....	184
Ilustración 143 – Resultados grupo 2 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones códigos de construcción (a) IS 456 - 2000 (India) (b) NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda) (c) CIRSOC 103 -05 (Argentina) (d) NC 207- 03 (Cuba) (e) CSA-A23 (Canadá) (f) GB 50010-2015 (China) (g) UNIT 1050 - 05 (Uruguay) (h) SP 63.13330.2012 (Rusia) (i) EC-8 (Europa). Fuente: Propia .....	187
Ilustración 144 – Resultados grupo 1 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones literatura (a) Chetchotisak et al. (2022) (b) Al-Bayati (2023) (c) Kerem Gulec & Whittaker (2011) (d) Barda et al. (1977). Fuente: Propia.....	190
Ilustración 145 – Resultados grupo 2 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones literatura (a) Ma et al. (2020) (b) Kassem (2014) (c) Gondia et al. (2020) (d)	

Hwang et al. (2001) (e) Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010) (f) Adorno-Bonilla (2016) (g) Wood (1990) (h) Chen et al. (2016). Fuente: Propia .....	192
Ilustración 146 – Capacidades a corte muro tipo (a) ACI 318-19 (Estados Unidos) (b) CSA-A23 (Canadá) (c) EC-8 (Europa) (d) GB 50010-2015 (China) (e) NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda). Fuente: Propia.....	197
Ilustración 147 – Capacidades a corte muro tipo (a) ACI 318-19 (Estados Unidos) (b) CSA-A23 (Canada) (c) EC-8 (Europa) (d) GB 50010-2015 (China) (e) NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda). Fuente: Propia.....	199
Ilustración 148 – Planta estructural edificación nueva. Fuente: Propia.....	202
Ilustración 149 – Espectro elástico de aceleraciones. Fuente: Propia.....	203
Ilustración 150 – Derivas estructura nueva. Fuente: Propia .....	205
Ilustración 151 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia .....	206
Ilustración 152 – Muros identificados bajo el método de Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia .....	206
Ilustración 153 – Verificación elementos de borde en muros (a) Muro 14 (b) Muro 5 (c) Muro 6 (d) Muro 7 (e) Muro 10 (f) Muro 11 (g) Muro 13 (h) Muro 16 (i) Muro 17 (j) Muro 19. Fuente: Propia .....	214
Ilustración 154 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia .....	215
Ilustración 155 – Estructuras existentes (a) Muros de carga 6 pisos (b) Muros de carga 10 Pisos (c) Muros de carga 13 Pisos (d) Muros de carga 20 Pisos (e) Convencional 14 Pisos. Fuente: Propia.....	217
Ilustración 156 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia .....	218
Ilustración 157 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia .....	219
Ilustración 158 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia .....	220
Ilustración 159 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia .....	221
Ilustración 160 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia .....	222
Ilustración 161 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia .....	223
Ilustración 162 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia .....	224
Ilustración 163 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia .....	225
Ilustración 164 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia .....	226

Ilustración 165 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia ..... 227

## Índice de Ecuaciones

Ecuación 1 – Mecanismo de viga y arco. ....	41
Ecuación 2 – Calibración modelo Kerem Gulec & Whittaker (2011). ....	64
Ecuación 3 – Expresión propuesta por Barda et al. (1977). ....	144
Ecuación 4 – Expresión propuesta por Wood (1990). ....	145
Ecuación 5 – Expresión propuesta por Wood (1990). ....	145
Ecuación 6 – Expresión propuesta por Hwang et al. (2001). ....	147
Ecuación 7 – Expresión propuesta por Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010). ....	148
Ecuación 8 – Expresión propuesta por Kerem Gulec & Whittaker (2011). ....	149
Ecuación 9 – Expresión propuesta por Kerem Gulec & Whittaker (2011). ....	149
Ecuación 10 – Expresión propuesta por Kassem (2014). ....	150
Ecuación 11 – Expresión propuesta por Kassem (2014). ....	150
Ecuación 12 – Expresión propuesta por Chen et al. (2016). ....	151
Ecuación 13 – Expresión propuesta por Adorno-Bonilla (2016). ....	152
Ecuación 14 – Expresión propuesta por Adorno-Bonilla (2016). ....	152
Ecuación 15 – Expresión propuesta por Ma et al. (2020). ....	153
Ecuación 16 – Expresión propuesta por Gondía et al. (2020). ....	154
Ecuación 17 – Expresión propuesta por Chetchotisak et al. (2022). ....	155
Ecuación 18 – Expresión propuesta por Al-Bayati (2023). ....	156
Ecuación 19 – Expresión propuesta por Al-Bayati (2023). ....	156
Ecuación 20 – Expresión incluida en ACI 318-19 (Estados Unidos). ....	157
Ecuación 21 – Expresión incluida en Normas Técnicas Complementarias para el diseño y la construcción de estructuras en concreto 2005 (México). ....	158
Ecuación 22 – Expresión incluida en Normas Técnicas Complementarias para el diseño y la construcción de estructuras en concreto 2005 (México). ....	158
Ecuación 23 – Expresión incluida en Normas Técnicas Complementarias para el diseño y la construcción de estructuras en concreto 2005 (México). ....	158
Ecuación 24 – Expresión incluida en INPRES CIRSOC 103 PARTE II: 2005 (Argentina). ....	158
Ecuación 25 – Expresión incluida en INPRES CIRSOC 103 PARTE II: 2005 (Argentina). ....	158
Ecuación 26 – Expresión incluida en INPRES CIRSOC 103 PARTE II: 2005 (Argentina). ....	159
Ecuación 27 – Expresión incluida en UNIT 1050:2005 (Uruguay). ....	159
Ecuación 28 – Expresión incluida en NC 207:2003 (Cuba). ....	159
Ecuación 29 – Expresión incluida en CSA-A23 (Canadá). ....	159
Ecuación 30 – Expresión incluida en Euro código 8 (Unión Europea). ....	159
Ecuación 31 – Expresión incluida en Euro código 8 (Unión Europea). ....	160
Ecuación 32 – Expresión incluida en IS 456-2000 (India). ....	160
Ecuación 33 – Expresión incluida en IS 456-2000 (India). ....	160
Ecuación 34 – Expresión incluida en GB 50010-2015 (China). ....	160
Ecuación 35 – Expresión incluida en SP 63.13330.2012 (Rusia). ....	161

Ecuación 36 – Expresión incluida en NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda).....	161
Ecuación 37 – Expresión incluida en Código diseño estructural japonés AIJ (Japón). ...	161
Ecuación 38 – Expresión incluida en ACI 318-19 (Estados Unidos).....	162
Ecuación 39 – Expresión incluida en CSA-A23 (Canadá). ....	162
Ecuación 40 – Expresión incluida en Euro código 8 (Unión Europea).....	163
Ecuación 41 – Expresión incluida en JGJ1-2014 (China).....	163
Ecuación 42 – Expresión incluida en NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda).....	163
Ecuación 43 – Relación profundidad eje neutro/longitud muro.....	204
Ecuación 44 – Capacidad a flexión muro rectangular. ....	204
Ecuación 45 – Verificación elementos de borde.....	204

## Lista de símbolos y abreviaturas

$a_s$  = profundidad de la zona de compresión en la base de muro [ $mm$ ]

$A$  = factor de eficiencia refuerzo vertical [-]

$ARL$  = relación de carga axial en el muro [%]

$AVG$  = valor promedio de los datos de una muestra [-]

$A_{eff}$  = área efectiva de la sección transversal para muros con aletas [ $mm^2$ ]

$A_g$  = área bruta de la sección transversal del muro [ $mm^2$ ]

$A_{str}$  = área del puntal de compresión [ $mm^2$ ]

$A_{eb}$  = área refuerzo vertical del elemento de borde del muro [ $mm^2$ ]

$A_f$  = área refuerzo vertical de la aleta del muro [ $mm^2$ ]

$A_h$  = área refuerzo horizontal del muro [ $mm^2$ ]

$A_v$  = área refuerzo vertical del muro [ $mm^2$ ]

$B$  = factor de eficiencia refuerzo horizontal [-]

$COV$  = coeficiente de variación de los datos de una muestra [-]

$c$  = profundidad del eje neutro [ $mm$ ]

$d$  = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal [ $mm$ ]

$d_w$  = distancia horizontal entre la fuerza de tensión y compresión [ $mm$ ]

$E_c$  = modulo de elasticidad del concreto [ $N/mm^2$ ]

$E_s$  = modulo de elasticidad del acero [ $N/mm^2$ ]

$f'_c$  = esfuerzo resistente máximo a compresión del concreto [ $N/mm^2$ ]

$f'_t$  = esfuerzo resistente máximo a tensión del concreto [ $N/mm^2$ ]

$f_{yeb}$  = esfuerzo de fluencia del acero vertical del elemento de borde del muro  $[N/mm^2]$

$f_{yv}$  = esfuerzo de fluencia del acero vertical del muro  $[N/mm^2]$

$f_{yh}$  = esfuerzo de fluencia del acero horizontal del muro  $[N/mm^2]$

$f_{yf}$  = esfuerzo de fluencia del acero longitudinal de la aleta del muro  $[N/mm^2]$

$F_h$  = resistencia del puntal generado por la cuantía de refuerzo horizontal  $[N]$

$F_v$  = resistencia del puntal generado por la cuantía de refuerzo vertical  $[N]$

$G_c$  = módulo de cortante del concreto  $[N/mm^2]$

$H$  = altura total del muro  $[mm]$

$I_g$  = inercia bruta del muro  $[mm^4]$

$K_h$  = coeficiente correspondiente al refuerzo horizontal del muro  $[-]$

$K_v$  = coeficiente correspondiente al refuerzo vertical del muro  $[-]$

$K_H$  = coeficiente horizontal del balanceo de fuerzas  $[-]$

$K_V$  = coeficiente vertical del balanceo de fuerzas  $[-]$

$M$  = momento en la base del muro  $[N * mm]$

$n_c$  = esfuerzo de tensión normalizado en el concreto  $[-]$

$l_f$  = longitud de la aleta del muro  $[mm]$

$P_u$  = carga axial ultima del muro  $[N]$

$R_{max}$  = deriva máxima  $[%]$

$s$  = separación del refuerzo  $[mm]$

$SD$  = desviación estandar de los datos de una muestra  $[-]$

$t$  = espesor del muro  $[mm]$

$t_f$  = espesor de la aleta del muro  $[mm]$

$V$  = cortante en la base del muro  $[N]$

$V_{nc}$  = capacidad a cortante en el plano proporcionada por el mecanismo de puntal diagonal [N]

$V_w$  = capacidad a cortante en el plano proporcionada por el mecanismo de cercha [N]

$V_c$  = capacidad a cortante en el plano proporcionada por el concreto [N]

$V_s$  = capacidad a cortante en el plano proporcionada por el acero [N]

$V_n$  = capacidad nominal a cortante en el plano del muro [N]

$V_i$  = capacidad nominal a cortante en el plano del muro proporcionada en la interfaz cimentación-muro [N]

$V_{flexión}$  = cortante asociado al desarrollo de la capacidad a flexión del muro [N]

$V_{ensayo}$  = cortante máximo en el plano obtenido mediante un ensayo experimental [N]

$V_{teorico}$  = cortante máximo en el plano obtenido mediante una expresión teórica [N]

$V_{ecuación}$  = cortante máximo en el plano obtenido mediante las expresiones incluidas en el capítulo 4. [N]

$z_w$  = distancia entre aletas del muro [mm]

$\alpha_c$  = coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro [–]

$\lambda$  = coeficiente de ablandamiento del puntal de compresión [–]

$\theta$  = ángulo formado entre la ruta de carga diagonal y horizontal del modelo puntal – tensor [°]

$\gamma_h$  = fracción del cortante horizontal que es transferido por el tirante horizontal en ausencia del tirante vertical. [–]

$\gamma_v$  = fracción del cortante vertical que es transferido por el tirante vertical en ausencia del tirante horizontal. [–]

$\eta_h$  = factor de eficiencia del refuerzo horizontal  $\left[ \frac{N}{mm^2} \right]$

$\eta_v$  = factor de eficiencia del refuerzo vertical  $\left[ \frac{N}{mm^2} \right]$

$\rho_v$  = cuantía del refuerzo vertical del muro [–]

$\rho_h$  = cuantía del refuerzo horizontal del muro [–]

$\rho_f$  = cuantía del refuerzo longitudinal de la aleta del muro [-]

$\rho_{eb}$  = cuantía del refuerzo longitudinal del elemento de borde del muro [-]

$\vartheta$  = factor de eficacia de la resistencia a la compresión [-]

$\mu$  = coeficiente de fricción [-]

$\delta_u$  = desplazamiento en la parte superior del muro [mm]

## Capítulo I. Introducción.

### 1.1. Antecedentes Nacionales e Internacionales.

Las prácticas establecidas en los códigos de diseño y construcción a nivel mundial han tenido como objetivo principal la protección de la vida. Las estructuras y sus elementos se han diseñado para que puedan soportar diferentes tipos de solicitaciones a lo largo de su vida útil como lo son las cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento, empujes de terreno y cargas sísmicas entre otras. Dependiendo del tipo de solicitación los reglamentos han definido criterios de diseño para cada tipo de comportamiento.

En el caso de las estructuras que están localizadas en zonas sísmicas, a diferencia de la cuantificación de las demás solicitaciones, se ha presentado una incertidumbre por el desconocimiento de las acciones máximas a las cuales pueda verse sometida ante las fuerzas sísmicas. En el ámbito nacional se ha identificado que el 87% por ciento de la población habita en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia (AIS, 2010), por lo tanto, la definición de las cargas sísmicas ha tomado mayor relevancia en el diseño estructural.

Los criterios del diseño sismorresistente incluidos en los códigos de diseño se han basado en estudios de amenaza sísmica y estudios de microzonificación. De esta forma, ha sido posible definir los movimientos sísmicos de diseño de acuerdo con la ubicación de cada estructura y se han fijado límites de comportamiento estructural. En el caso en donde se superen los niveles de resistencia establecidos inicialmente, se espera que la estructura sea capaz de desarrollar fallas de tipo dúctil y evitar los fallos frágiles en los elementos estructurales de tal modo que se evite el colapso de la edificación (Rochel Awad, 2012).

Por este motivo es común que en los reglamentos de diseño de estructuras sismorresistentes se especifique el diseño de los elementos estructurales para que la falla sea dúctil y se presente por flexión antes que por corte dada la incertidumbre que se genera en el comportamiento de las fallas a corte. En la falla por flexión cuando las secciones son controladas por tracción, el acero de refuerzo fluye antes de que el concreto falle por compresión generando una falla dúctil en donde por ejemplo en el caso de una viga se espera un aviso previo de falla con deflexión y agrietamiento excesivo.

En el caso específico de los muros de concreto reforzado, de acuerdo con resultados experimentales se ha encontrado que las deformaciones por corte gobiernan el comportamiento de aquellos muros en los que la relación de aspecto (relación entre la altura del muro y su longitud) es baja ( $H/L < 2$ ). Estos muros son capaces de transmitir el esfuerzo cortante de forma eficiente a través de puntales de compresión en dirección de la cimentación. En el caso contrario, los muros esbeltos ( $H/L \geq 2$ ) no pueden resistir eficazmente el corte horizontal mediante un puntal de compresión diagonal (Moehle, 2015) tal y como se presenta en la Ilustración 1. Los modos de falla de aquellos muros controlados por corte en el plano corresponden a mecanismos asociados a agrietamiento

inclinado por tensión o compresión diagonales y deslizamiento alrededor de la base del muro (Sánchez Alejandre, 2013).

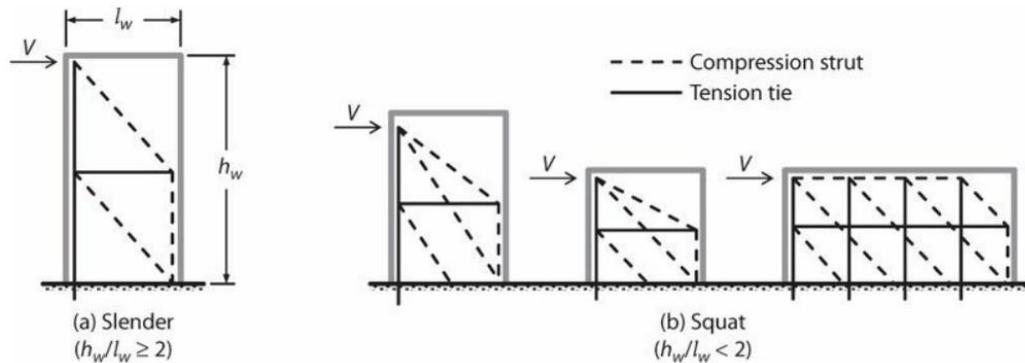


Ilustración 1 – Clasificación según relación de aspecto muros. Fuente: (Moehle, 2015)

Por otro lado, los eventos sísmicos que han afectado los muros de concreto y han generado fallas frágiles por corte en el plano y fuera de su plano, han originado el desarrollo de estudios teóricos y experimentales que han tenido como finalidad entender el comportamiento de los mecanismos de falla enumerados previamente. El daño de las edificaciones ha estado relacionado con los métodos de diseño adoptados en la época en la cual fueron construidas. En el caso del sismo ocurrido en la ciudad de Kobe, Japón el 17 de enero de 1995 se evidenciaron daños por corte en muros de concreto atribuidos al refuerzo insuficiente y a la construcción inadecuada para la época en que fueron construidas las estructuras como se evidencia en la Ilustración 2 (Muguruma et al., 1995).

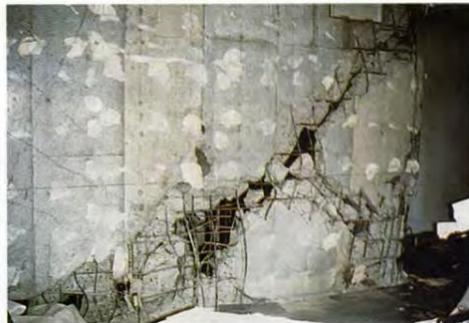


Ilustración 2 – Fallo por corte en muro de concreto Sismo Kobe, Japón. Fuente: (Muguruma et al., 1995)

En la ciudad de L'Aquila en Italia el 6 de abril del año 2009 un sismo de magnitud ( $M_w:6.3$ ) generó afectaciones y daños en muros de concreto debido a procedimientos de diseño que no se orientaron adecuadamente para evitar los mecanismos de falla frágiles (Ricci et al., 2009). En la Ilustración 3 se observan las fallas generadas por agrietamiento diagonal extendido debido a un bajo porcentaje de refuerzo longitudinal y transversal.



(a)



(b)

Ilustración 3 – Fallo por agrietamiento diagonal en muro de concreto sismo L'Aquila, Italia (a) (b) Fallo por tensión diagonal. Fuente: (Ricci et al., 2009)

Otro caso en donde se evidenció el efecto adverso por corte en los muros de concreto fue el sismo que ocurrió en la ciudad de Erciș-Van, Turquía el día 23 de Octubre de 2011 con magnitud ( $M_w:7.1$ ) en donde se identificaron fallos por tensión y compresión diagonales tal y como se evidencia en la Ilustración 4, los fallos fueron atribuidos a la posición inadecuada de los muros en la planta estructural lo cual generó grandes torsiones evidenciándose una vulnerabilidad en estos elementos (Earthquake Engineering Research Institute, 2012).



(a)



(b)



(c)

Ilustración 4 – Fallos por corte en muros de concreto sismo de Erciș-Van, Turquía (a) Fallo por tensión diagonal (b) Fallo por compresión diagonal (c) Fallo por tensión diagonal. Fuente: (Earthquake Engineering Research Institute, 2012)

En el caso del sismo ocurrido el 27 de febrero de 2010 en Chile de magnitud ( $M_w:8.8$ ) se produjo un nivel considerable de daños estructurales en edificios de concreto reforzado, en especial se manifestaron fallas de muros estructurales de varias edificaciones. En la

Ilustración 5 se presentan varios ejemplos de daños encontrados por corte en este tipo de elementos, en las imágenes (a) y (b) se observan fisuras por cortante debido a la tensión diagonal y en las imágenes (c) y (d) se observan daños en segmentos de muros verticales debido a la concentración de esfuerzos de corte debido a las aberturas y discontinuidades de los muros de concreto.



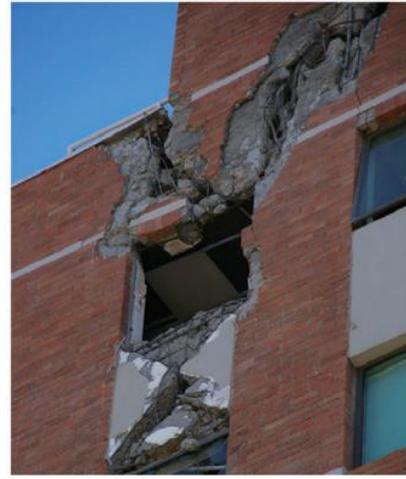
(a)



(b)



(c)



(d)

Ilustración 5 - Muros asociados a falla por corte del sismo 27 febrero 2010 Chile (a) (b) Fallas por tensión diagonal (c) Falla por aberturas y/o vacíos (d) Falla por discontinuidad del elemento. Fuente: (San Bartolomé et al., 2011) (Rojas et al., 2011)

Para el caso presentado en el sismo de Christchurch el día 2 de Febrero de 2011 en Nueva Zelanda con magnitud ( $M_w:6.2$ ), se evidenció el colapso del muro D5-6 por falla por corte fuera del plano en la estructura del Hotel Grand Chancellor (Ver Ilustración 6) en donde se identificaron factores clave que afectaron la vulnerabilidad de este elemento tales como: alta carga axial por el área soportada, irregularidad en altura, transferencia de corte de las vigas al muro, traslapos no confinados, relación de esbeltez insuficiente, confinamiento insuficiente en la base, acciones sísmicas concurrentes en ambas direcciones de análisis (Dunning Thornton Consultants Ltd, 2011).



Ilustración 6 - Muro asociado a falla por corte fuera del plano Hotel Grand Chancellor. Sismo Christchurch, Nueva Zelanda. Fuente: (Dunning Thornton Consultants Ltd, 2011).

También en la Ilustración 7 se presenta el daño severo por corte ocasionado por el sismo de Christchurch en un muro esbelto perteneciente a una edificación residencial de nueve pisos, de acuerdo con Kam & Pampanin (2011) debido al aparente aumento de la sofisticación en el diseño y el análisis estructural de las últimas décadas, donde un gran porcentaje de los muros construidos en Nueva Zelanda se han clasificado como muros delgados con un nivel mínimo de refuerzo y un nivel más alto de relación de carga axial lo que influyó en la respuesta de estos elementos en este evento sísmico.



Ilustración 7 - Muro asociado a falla por corte Sismo Christchurch, Nueva Zelanda. Fuente: (Kam & Pampanin, 2011)

Con respecto a las estructuras prefabricadas también se han registrado daños atribuidos al comportamiento de las conexiones entre sus componentes durante los eventos sísmicos. En la Ilustración 8 se pueden observar los daños producidos en muros prefabricados durante el evento sísmico ocurrido en la ciudad de L'Aquila, Italia. Se observó el colapso de paneles prefabricados en estructuras industriales, debido a conexiones inadecuadas y desarrollo de fuerzas laterales en las conexiones no consideradas inicialmente en los diseños (Toniolo & Colombo, 2012) (Singhal et al., 2019).



(a)



(b)



(c)

Ilustración 8 – Daños en muros prefabricados sismo L'Aquila, Italia (a) Colapso muros (b) Fallo en paneles horizontales y verticales (c) Fallo en anclajes y fijaciones. Fuente: (Toniolo & Colombo, 2012) (Singhal et al., 2019)

A nivel nacional la evaluación del desempeño de muros de concretos prefabricados y sus conexiones se ha realizado de forma experimental. A inicios del presente siglo, se ejecutaron varios ensayos experimentales que fueron presentados a la comisión asesora del reglamento en su momento, con el fin de obtener la aprobación de sistemas

prefabricados. Se realizaron dos ensayos de edificios a escala natural en la ciudad de Cali y Bogotá.

En la ciudad de Cali se ensayaron dos edificios de 5 pisos, los muros contaban con espesores entre 8 y 10 cm, con refuerzo en las dos direcciones en donde el refuerzo vertical no sobresalía de los muros y la vinculación se realizaba por medio del refuerzo de las juntas verticales entre paneles. Estos edificios fueron ensayados aplicando un cortante basal de casi 120 Ton. Durante la ejecución del ensayo no se observaron fisuras y se determinó que la estructura había permanecido en el rango elástico (García Reyes, 2003).

En la ciudad de Bogotá se realizó un ensayo bajo carga unidireccional de un edificio prefabricado de 5 pisos con muros de un espesor de 8 cm, la conexión vertical entre los paneles se ejecutó mediante soldadura entre las barras horizontales que sobresalían de los paneles y una barra vertical en la junta. De los ensayos se pudo establecer que las fisuras aparecieron en primera instancia en la junta superior de los paneles en la zona del edificio donde el momento de vuelco produce compresión. Los niveles de deriva alcanzados fueron aceptables desde el punto de vista de las condiciones de servicio de la edificación (García Reyes, 2003).

Por otro lado, se ha evidenciado muros de concreto que se han visto sometidos a eventos sísmicos con fallas frágiles por corte en el plano, fuera de su plano y en sus conexiones en el caso de los muros prefabricados, la variabilidad e incertidumbre en la predicción de la capacidad a corte de estos elementos, las dudas respecto al desempeño sísmico de las conexiones y la capacidad de rotación de los muros prefabricados junto con la transferencia efectiva del cortante entre cada uno de los paneles son variables que han motivado el planteamiento de este trabajo de grado. Los efectos de las variables previamente mencionadas pueden tener como resultado que se generen fallas frágiles desencadenando un posible deterioro en el sistema estructural resistente de las edificaciones que cuentan con muros de concreto reforzado en los sistemas estructurales comúnmente utilizados en el contexto local, dado que la rigidez y resistencia de muros de concreto con fallas a corte se degrada rápidamente, y su capacidad de disipar energía se debilita (L. Jin et al., 2023).

Por lo tanto, con la finalidad de evaluar las variables que tienen mayor incidencia en la capacidad a corte en el plano y fuera del plano de muros de concreto fundidos in situ y prefabricados, se dividió el trabajo de grado de la siguiente forma:

El trabajo de grado se dividió en seis capítulos, se incluye este **capítulo I** introductorio.

En el **capítulo II** se presenta el objetivo general y los objetivos específicos.

En el **capítulo III** se presenta la revisión del estado del arte del comportamiento a corte en el plano y fuera del plano de los muros de concreto reforzado fundidos in situ y prefabricados basados en estudios numéricos, analíticos y/o experimentales.

En el **capítulo IV** se presenta un resumen de las ecuaciones encontradas en la literatura y códigos de diseño/construcción que intentan predecir la capacidad a corte en el plano en los muros de concreto reforzado junto con su comparación para determinar la influencia de los parámetros relevantes en la respuesta por corte en el plano y la efectividad de las ecuaciones usadas a nivel local.

En el **capítulo V** se presenta el análisis de la incidencia de las variables involucradas en la respuesta por corte fuera del plano en los muros de concreto reforzado a nivel local mediante los métodos analíticos encontrados en la revisión del estado del arte del capítulo III.

Finalmente, en el **capítulo VI** se presentan los principales resultados y conclusiones de acuerdo con el objetivo de investigación del presente trabajo presentado en el capítulo II.

## **Capítulo II. Objetivos de la investigación**

### **2.1. Objetivo general**

Identificar la variabilidad de la capacidad a corte en el plano y la posibilidad de falla por fuera del plano en los muros de concreto reforzado delgado en el ámbito local, basado en los códigos mundiales y resultados experimentales tomados del estado del arte.

### **2.2. Objetivos específicos**

- Evaluar el estado del arte teórico y experimental de muros de concreto reforzado (fundidos in situ y prefabricados) gobernados por el comportamiento de corte en el plano y fuera del plano.
- Comparar las diferentes metodologías y/o procesos establecidos a nivel nacional e internacional que definen la capacidad al corte en el plano de muros de concreto reforzado (fundidos in situ y prefabricados).
- Evaluar mediante modelos analíticos la incidencia de las variables involucradas en la respuesta por corte fuera del plano en los muros de concreto reforzado a nivel local (fundidos in situ).

### Capítulo III. Estado del arte

A continuación, se presenta la revisión del estado de arte teórico y experimental, relacionado con los muros de concreto reforzado gobernados por el comportamiento de corte en el plano y fuera del plano. De las investigaciones experimentales la mayoría de los ensayos se ejecutaron bajo condiciones que imponen una mayor respuesta por corte en el plano de los especímenes, sin embargo, también se incluyeron, ensayos y estudios asociados a la respuesta por corte fuera del plano. Si bien la mayoría de estos ensayos fueron cíclicos a carga lateral, también se registraron ensayos monotónicos.

Dado que en el presente trabajo de grado se realizó la revisión del comportamiento de corte para muros fundidos in situ y para muros prefabricados, el presente capítulo se dividió en tres secciones. Inicialmente, de forma breve en el numeral 3.1 se abordaron los conceptos básicos del comportamiento a corte en elementos de concreto reforzado, posteriormente en los numerales 3.2 y 3.3 se discutieron los aspectos más relevantes y con mayor influencia encontrados en la literatura para cada una de las tipologías de muros fundidos in situ y prefabricados respectivamente. En ambos casos se incluyó la revisión en el comportamiento a corte en el plano y fuera del plano.

#### 3.1. Teoría general de corte

En general, las bases del comportamiento a corte en los elementos estructurales de concreto reforzado se han verificado experimentalmente a partir de su estudio en los elementos tipo viga. Se presentan dos mecanismos para la transferencia del cortante conocidos como mecanismo de viga y mecanismo de arco (Moehle, 2015).

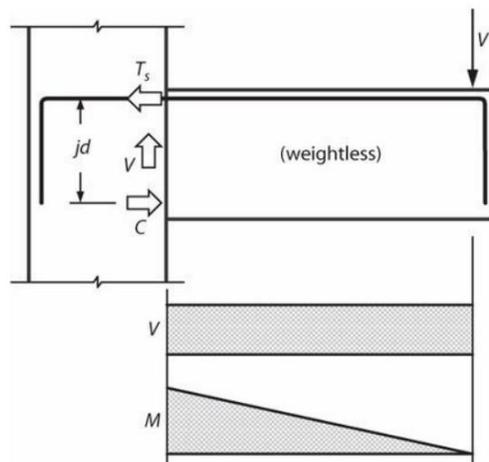


Ilustración 9 – Mecanismos de Viga/Arco. Fuente: (Moehle, 2015)

De acuerdo con los diagramas de fuerzas internas presentados en la Ilustración 9 se puede inferir que el cortante está expresado como la variación del momento en toda la

longitud del elemento. Es decir, la variación de la fuerza de tensión ( $T_s$ ) y del brazo de momento ( $jd$ ) en toda la longitud.

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(T_s * jd)}{dx} = \frac{d(T_s)}{dx} jd + \frac{d(jd)}{dx} T_s$$

Ecuación 1 – Mecanismo de viga y arco.

El mecanismo de viga está representado por la variación de la fuerza ( $T_s$ ) en toda la longitud con el brazo de momento ( $jd$ ) constante en toda la longitud, mientras que el mecanismo de arco la fuerza ( $T_s$ ) es constante en toda la longitud y la variación se presenta en el brazo de momento ( $jd$ ).

Ambos mecanismos actúan en los elementos de concreto reforzado, uno es posiblemente más influyente que el otro dependiendo de la geometría del elemento. Para el caso general de las vigas dependiendo de su altura y de la distancia entre apoyo y el punto de la aplicación de la carga el mecanismo de arco puede empezar a ser menos efectivo en vigas esbeltas tal y como se representa en la Ilustración 10.

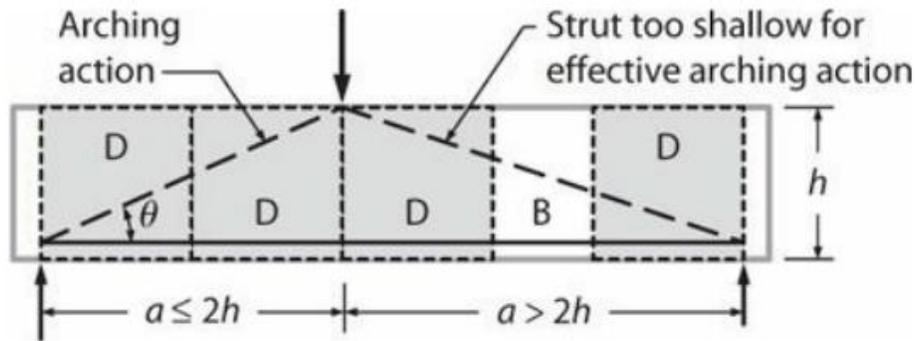


Ilustración 10 – Mecanismos de Viga/Arco. Fuente: (Moehle, 2015)

Dependiendo de las condiciones de apoyo y la configuración geométrica del elemento, los tramos de las vigas se han clasificado como regiones Tipo B o Tipo D (B donde se aplica la teoría de Navier Bernoulli - Secciones planas permanecen planas y D zonas de discontinuidad, donde ya no es tan exacto aplicar la metodología tradicional de análisis). Las vigas esbeltas pueden tener Regiones B y D, y la capacidad de corte está controlada por las regiones B si las regiones B y D tienen geometría y refuerzo similar. En el caso de las regiones B las expresiones semi-empíricas encontradas en los códigos de diseño son utilizadas para realizar el diseño por corte. En vigas altas, únicamente se pueden tener regiones D. En estas regiones D en donde las fuerzas internas no son uniformes el método puntal-tensor se ha utilizado para la comprensión de los requisitos de diseño de esfuerzos cortantes (Moehle, 2015).

### 3.2. Muros Fundidos In Situ

La comprensión del comportamiento a corte en muros estructurales se ha interpretado con los mismos conceptos que se mencionaron en el anterior numeral. La diferencia nuevamente radica en la forma geométrica del elemento estructural y como la relación altura/longitud del muro estructural marca la tendencia del comportamiento estructural del elemento. La relación de aspecto  $H/L$  es la variable determinante para clasificar los muros como esbeltos (*Slender walls*) o robustos (*Squat Walls*) siendo  $H$  la altura del muro y  $L$  su longitud. En general es usualmente aceptado que los muros se clasifiquen como esbeltos cuando su relación de aspecto es mayor 3 y se cataloguen como robustos cuando son iguales o menores a 2 (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010), sin embargo, los límites de clasificación pueden variar y también se ha encontrado que cuando la relación de aspecto es mayor a 2 ya los muros pueden clasificarse como esbeltos (Moehle, 2015). Este límite de clasificación con base en la relación de aspecto ha sido establecido para definir que tanto aportan las deformaciones por cada mecanismo de falla en los muros de concreto de acuerdo con su geometría, en la Ilustración 11 se presentan los tipos de desplazamientos asociados con cada mecanismo de falla.

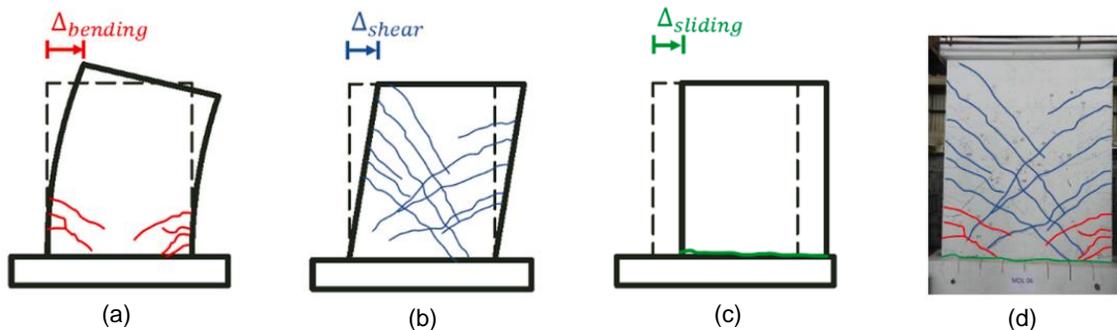


Ilustración 11 – Tipos de deformación asociados a cada mecanismo de falla en muros de concreto (a) Deformaciones por flexión (b) Deformaciones por corte (c) Deformaciones por deslizamiento (d) Patrón de fisuras. Fuente: (Loa et al., 2022)

En los ensayos experimentales ejecutados por Wei et al. (2022) en muros de concreto clasificados como robustos ( $H/L < 2$ ) se encontró que para relaciones de aspecto de 0.5 el 100% de la deformación estuvo asociada al corte en la etapa final de falla, para especímenes con relación de aspecto de 0.75 se encontró que el 85% de la deformación estuvo asociada al corte y que para especímenes con relación de aspecto de 1 cerca del 70% estuvo asociada al corte, resultados similares se encontraron por López et al. (2021) en donde se desarrolló un modelo analítico para simular la respuesta no lineal de muros clasificados como robustos y esbeltos. Tal y como se presenta en la Ilustración 12 se evidenció que la contribución de las deformaciones por cortante se hizo importante en muros robustos (relaciones de aspecto menores a 2) que corresponden a las líneas rellenas con porcentajes entre el 50% y 90%, en el caso de los muros clasificados como

esbeltos con relaciones de aspecto mayores a 2 (líneas punteadas) este porcentaje de participación fue menor con porcentajes entre el 10 y 40%.

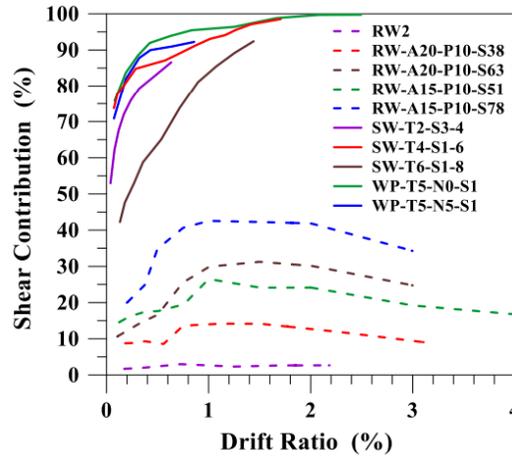


Ilustración 12 – Contribución deformaciones por corte en especímenes clasificados como esbeltos y robustos. Fuente: (López et al., 2021)

De igual forma, en la Ilustración 13 se presentan los desplazamientos laterales asociados a la flexión y el corte para el espécimen WP-T5-N0-S1 en donde se evidenció que los desplazamientos por flexión apenas alcanzaron un 20% del desplazamiento total asociado al corte reflejando una importante participación de los desplazamientos asociados al corte en concordancia con lo reseñado en la Ilustración 12.

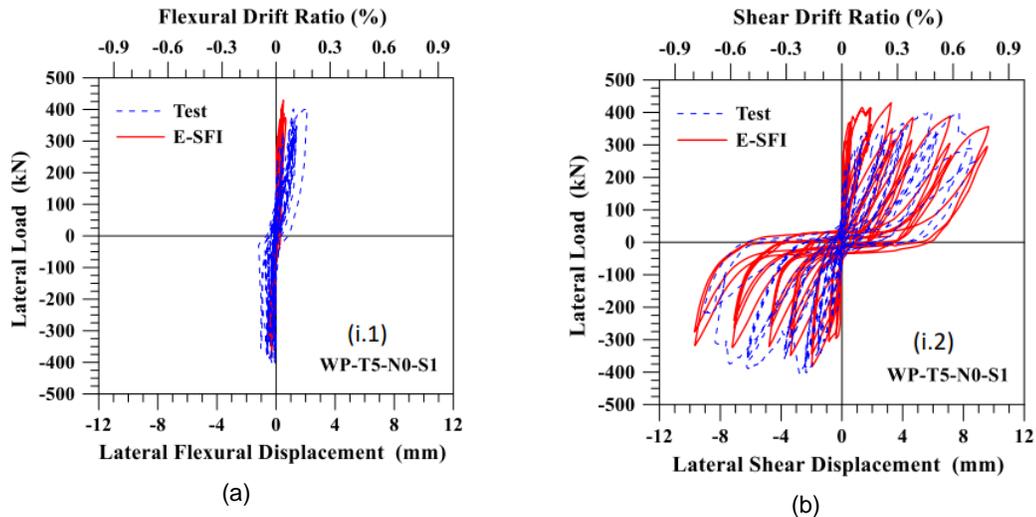


Ilustración 13 – Desplazamiento lateral para muro (W5-T5-N0-S1) clasificado como robusto (a) Desplazamiento por flexión (b) Desplazamiento por corte. Fuente: (López et al., 2021)

Por consiguiente, se evidenció que en la transición de muros robustos a muros esbeltos el porcentaje de participación de las deformaciones asociadas al corte empezó a disminuir y

por flexión se hizo mayor, por lo tanto, el comportamiento desarrollado para cada tipo de muro con base en la relación de aspecto influyó en el desempeño asociado a cada mecanismo de falla. De acuerdo con lo expuesto anteriormente y las diferencias que se pueden encontrar en el comportamiento de los muros clasificados como robustos o esbeltos la revisión del comportamiento al corte para muros fundidos in situ se dividió en dos secciones para el presente numeral. En el numeral 3.2.1 se analizan los aspectos más relevantes y con mayor influencia encontrados en la literatura para las tipologías de muros fundidos in situ clasificados como muros robustos (*Squat Walls*), posteriormente en el numeral 3.2.2 se analizan los aspectos más relevantes y con mayor influencia encontrados en la literatura para la tipologías de muros fundidos in situ clasificados como muros esbeltos (*Slender Walls*).

### **3.2.1. Muros Robustos (Squat Walls)**

Estos muros son capaces de transmitir eficazmente el esfuerzo cortante y tienden a resistir las fuerzas laterales mediante un mecanismo de puntales de compresión diagonales en dirección a los cimientos en las que el concreto y el refuerzo vertical/horizontal resisten las fuerzas de corte (Moehle, 2015). Se ha encontrado que los muros con relaciones de aspecto entre 1.5 y 2.5 pueden exhibir un comportamiento no lineal bajo cargas laterales, por lo tanto, el enfoque tradicional basado en la teoría en donde las secciones planas permanecen planas y que adopta el mecanismo de cercha podría no ser aplicable al diseño de miembros con relaciones de aspecto bajas y moderadas. En estos casos la metodología de puntal-tensor resulta ser un método de diseño efectivo en muros donde se presentan las regiones D con discontinuidades obteniendo diseños seguros y conservadores (Zhi et al., 2017).

Con la adopción del método de puntales y tensores, se ha desarrollado el estudio del flujo de fuerzas dentro de un elemento estructural para determinar la localización y cantidad de refuerzo necesario para resistir las cargas de diseño, este método idealiza el flujo de fuerzas en los miembros internos cargados uniaxialmente (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010), el puntal diagonal refleja la trayectoria principal para el desarrollo de esfuerzos en el muro, por lo tanto, ha sido razonable asumir que la carga axial de compresión participa más en el mecanismo del puntal de compresión que en el mecanismo de cercha, por lo tanto, la contribución del mecanismo diagonal esta parcialmente gobernado por la carga axial de compresión (Chetchotisak et al., 2022). En el caso de Hwang et al. (2001) se propuso un modelo de puntales y tensores para determinar la capacidad a corte en el plano en muros robustos asociados a la falla por compresión diagonal. Se consideró que la mejor opción para modelar el flujo de fuerzas en un muro robusto es con los puntales de compresión representando el flujo de esfuerzos de compresión en el concreto y los tensores representando el acero de refuerzo una vez se ha desarrollado el primer patrón de agrietamiento en el muro tal y como se puede observar en la Ilustración 14. Se establecieron 3 rutas de carga en el alma del muro (Diagonal, Horizontal y Vertical) que resisten las fuerzas de corte con los mecanismos de resistencia de puntales y tensores incluidos en cada ruta de carga.

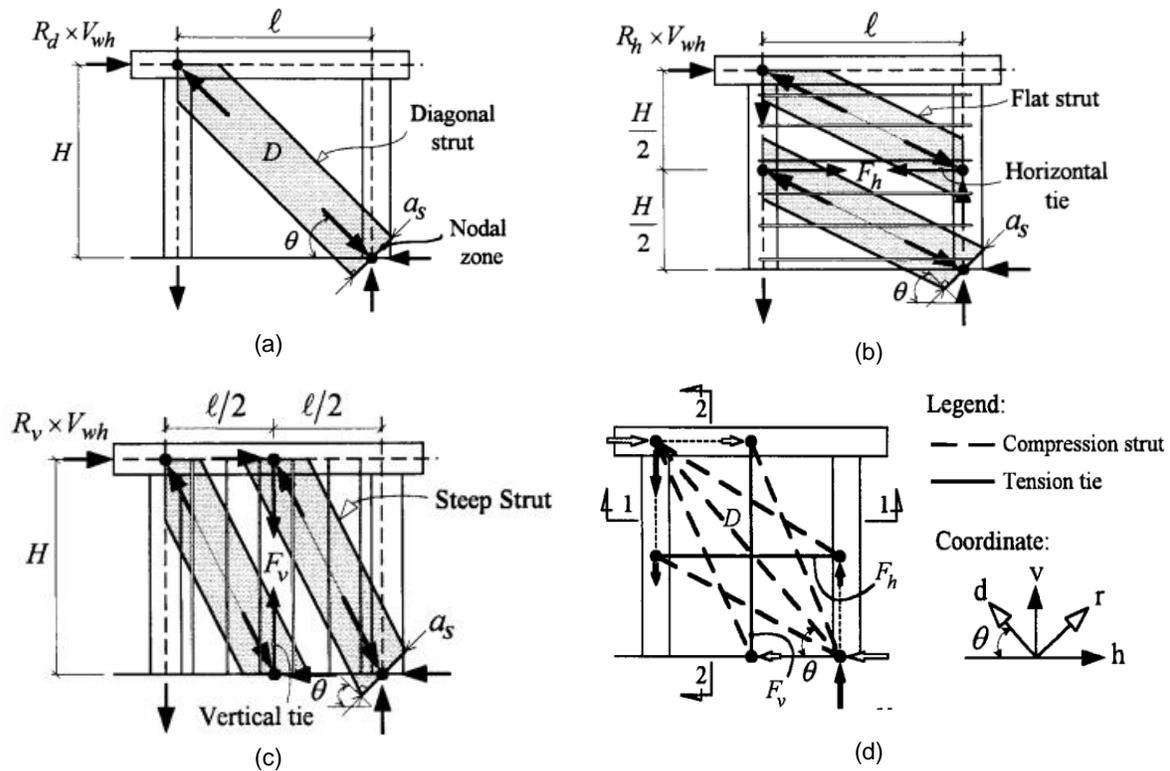


Ilustración 14 – Modelo puntales y tensores muros robustos (a) Ruta de carga diagonal (b) Ruta de carga horizontal (c) Ruta de carga vertical (d) Modelo puntales y tensores. Fuente: (Hwang et al., 2001)

En general la mayoría de los modelos que intentan predecir la capacidad a corte han considerado la contribución del concreto y el acero. La capacidad que ofrece el concreto es obtenida a partir de tendencias de resultados experimentales y la capacidad que ofrece el acero de refuerzo se ha basado en la metodología del mecanismo de cercha en donde se asumen fisuras a 45 grados y que todo el refuerzo horizontal que atraviesan esas fisuras inclinadas alcanza la fluencia en su capacidad máxima (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010), sin embargo, de acuerdo con Ni et al. (2019) la mayoría de los códigos existentes ha ignorado el uso de la metodología de puntales y tensores en la capacidad a corte de muros de concreto, conduciendo a resultados conservadores. En general las discrepancias entre ambas metodologías se han encontrado en la distribución de los esfuerzos, en la metodología del mecanismo de cercha se ha asumido que el estado de esfuerzos en la parte central es uniforme mientras que en la metodología de los puntales diagonales y tensores el esfuerzo de compresión se concentra a lo largo de las trayectorias de los puntales de concreto en lugar de distribuirse uniformemente en toda la longitud del muro (Kassem, 2014).

En estudios realizados recientemente, Chetchotisak et al. (2022) validaron el porcentaje de contribución a la resistencia por corte utilizando las metodologías reseñadas en los párrafos anteriores (metodología del mecanismo de puntales - tensores y la metodología del mecanismo de cercha). Tal y como se presenta en la Ilustración 15 se encontró que el

porcentaje de contribución con la metodología del mecanismo de los puntales diagonales y tensores (datos en color amarillo) abarcó aproximadamente entre 50 y 100% de contribución al corte para muros con relaciones de aspecto entre 0 y 1.5, mientras que la contribución con la metodología del mecanismo de cercha (datos en color rojo y azul) fue menor al 50%, para muros con relaciones de aspecto entre 1.5 y 2.0 el mecanismo de cercha comenzó a tener una participación ligeramente mayor por encima del 25% debido a que estos valores se ubicaron en la zona de transición entre muros robustos y esbeltos en donde las deformaciones por flexión comienzan a incrementar su influencia.

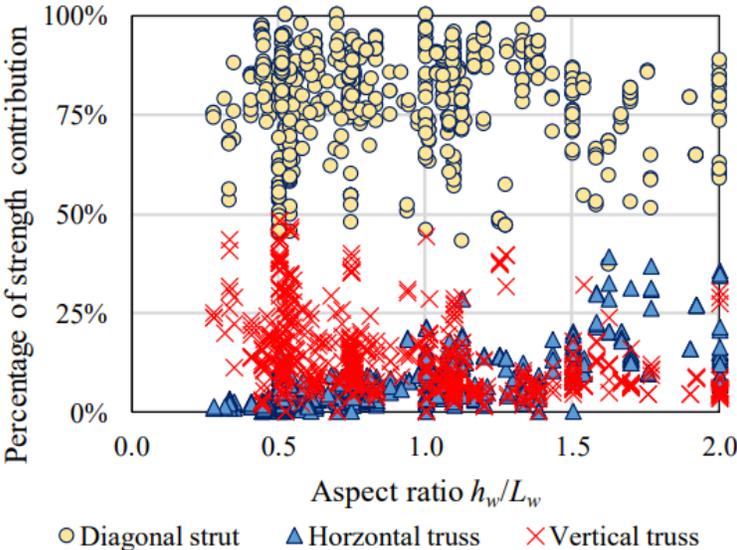


Ilustración 15 – Proporción de participación de mecanismos en la capacidad a corte en el plano. Fuente: (Chetchotisak et al., 2022)

Los modos de falla observados en muros controlados por corte han presentado en ensayos experimentales fisuras inclinadas en el alma por tensión o compresión diagonal y degradación de la capacidad a corte horizontal en la base del muro por deslizamiento tal y como se observa en la Ilustración 16.

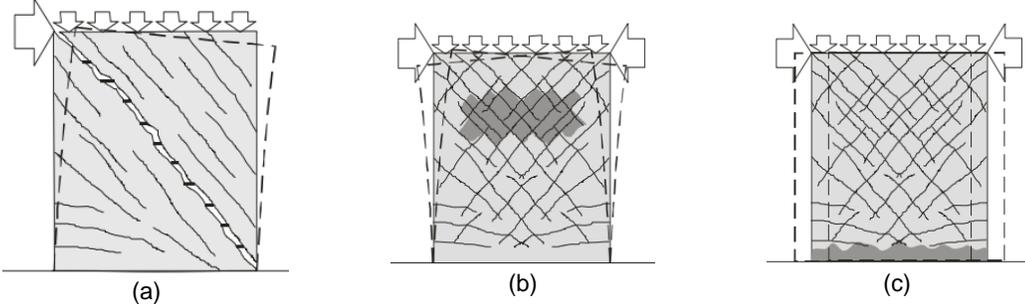


Ilustración 16 – Modos de falla por corte muros robustos (Squat Walls) (a) Falla por tensión diagonal (b) Falla por compresión diagonal (c) Falla por deslizamiento. Fuente: (Sánchez Alejandre, 2013)

Experimentalmente se ha encontrado que el fallo por tensión diagonal se presenta para esfuerzos cortantes del orden de  $0.25\sqrt{f'c}$  en MPa, mientras que los fallos por deslizamiento se presentan cuando se alcanzan valores entre  $0.24\sqrt{f'c} - 0.57\sqrt{f'c}$  (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010). En el caso del fallo por tensión diagonal, se ha observado que el refuerzo horizontal tiende a cerrar las fisuras, pero si este refuerzo es insuficiente un plano de falla diagonal puede ocurrir después de la fluencia del refuerzo, en donde los esfuerzos principales de tensión en el concreto son mayores a su capacidad (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010). Sin embargo, la viabilidad de este mecanismo de falla depende de cómo la fuerza de corte haya sido aplicada en la parte superior, en el caso de estructuras con losas y vigas que hacen parte del sistema de resistencia y que transmiten la fuerza al resto del muro, es posible que se evite el fallo por tensión diagonal (Moehle, 2015).

Para el fallo por compresión diagonal, se ha encontrado que este se presenta bajo cargas cíclicas debido al aplastamiento de los puntales diagonales de compresión dado que el daño progresa de un puntal de compresión a otro, llevando al aplastamiento que se extiende a través de toda la longitud del muro, de acuerdo con Zhang et al. (2022) los muros con elementos de borde tienen una mayor cuantía de refuerzo en sus esquinas, por lo tanto, se provee una mayor capacidad a flexión en el muro que incrementa las demandas a cortante en el muro por lo que se ha observado que son más propensos a fallas por compresión diagonal. En el caso del fallo por deslizamiento, si el refuerzo vertical cede ante cargas laterales, la tensión residual del refuerzo puede provocar grietas a lo largo de la interfaz muro-cimentación o en otras juntas de construcción (Moehle, 2015).

A continuación, se incluyen los aspectos más relevantes y con mayor influencia encontrados en la literatura para la tipología de muros fundidos in situ en muros robustos (*Squat Walls*), es decir muros que tienen relación de aspecto menor a 2. Se encontraron 8 parámetros con influencia organizados en 3 grupos, parámetros relacionados con las cargas, parámetros relacionados con los materiales y parámetros relacionados con la geometría.

Tabla 1 – Parámetros con mayor influencia encontrados en la literatura para la tipología de muros fundidos in situ en muros robustos (*Squat Walls*). Fuente: Propia

ID	Grupos	Numeral	Parámetro
1	Cargas	3.2.1.1	Influencia de la carga cíclica
2		3.2.1.2	Influencia de la carga axial a compresión
3		3.2.1.3	Influencia de la carga axial a tensión
4		3.2.1.4	Influencia en la direccionalidad de la carga sísmica
5	Materiales	3.2.1.5	Influencia de la cuantía de refuerzo vertical y horizontal
6		3.2.1.6	Influencia del tipo de refuerzo
7		3.2.1.7	Influencia del tipo de concreto
8	Geometría	3.2.1.8	Influencia de los vacíos/aberturas.

### 3.2.1.1. Influencia de la carga cíclica

Ensayos experimentales en muros de concreto reforzado robustos se han realizado para verificar la influencia de la carga cíclica en comparación de la carga monotónica en términos de la capacidad máxima a corte en el plano de los elementos. En las investigaciones llevadas a cabo por Barda et al. (1977) se analizó la influencia de la variación del tipo de carga en la respuesta de los especímenes de concreto. En la Ilustración 17 se puede observar la influencia del tipo de carga en la respuesta de 3 especímenes ensayados que contaban con relaciones de aspecto de 0.5 y cuantía de refuerzo horizontal y vertical de 0.5%, de acuerdo con los resultados obtenidos se encontró que los especímenes sujetos a inversiones de carga presentaron una disminución del 10% en su capacidad a corte respecto a los especímenes que fueron ensayados con carga monotónica en una sola dirección.

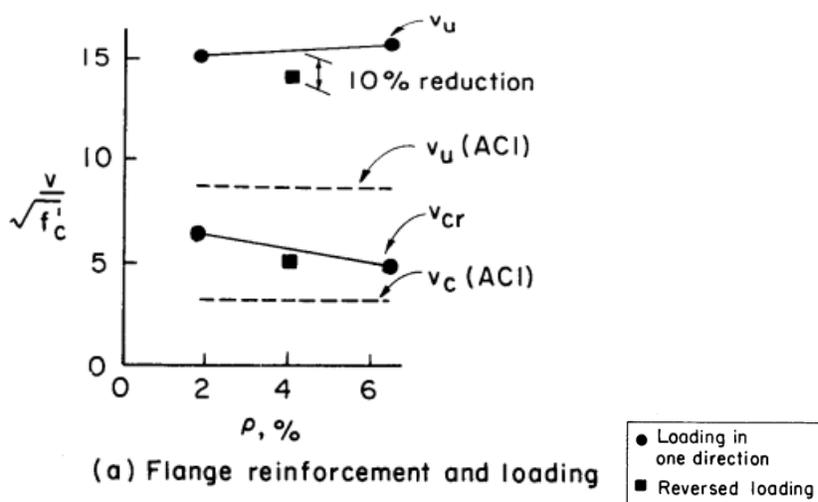


Ilustración 17 – Comparación carga monotónica y cíclica. Fuente: (Barda et al., 1977)

Es de vital importancia conocer el pico máximo de resistencia y la degradación que puedan experimentar las estructuras dado que pueden verse sometidas a múltiples ciclos de deformación más allá del límite de fluencia en el evento sísmico, de acuerdo con Ni & Zhao (2022) la prueba de carga cíclica es la forma más común de investigar el comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado, en donde la carga lateral simula el efecto del terremoto, por este motivo, en diversos estudios se evaluó el efecto de las cargas cíclicas en muros robustos que tienen relaciones de aspecto menores a 2, en Gulec et al. (2008) a partir de la recolección de ensayos experimentales realizados por otros autores de 120 muros clasificados como robustos se pudo observar que para ciclos repetidos de carga en muros con relaciones de aspecto menores a 1 se encuentran los mayores porcentajes de pérdida de resistencia en comparación con relaciones de aspecto entre 1 y 2, para este grupo de muros en el segundo ciclo de carga se alcanzó el 73% de

la resistencia máxima y ya para el tercer ciclo apenas un 43% de la resistencia máxima de registro tal y como se evidencia en la Ilustración 18.

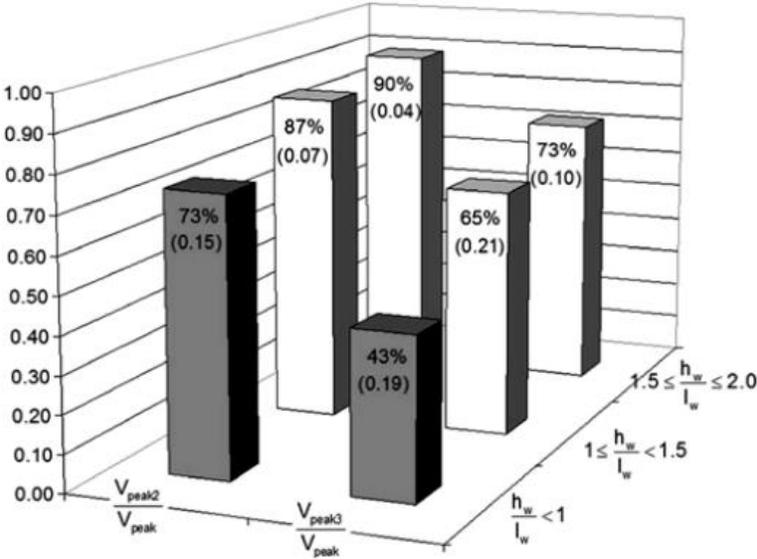


Ilustración 18 – Degradación resistencia ante carga cíclica. Fuente: (Gulec et al., 2008)

Del mismo modo, en Luna et al. (2015) se encontraron resultados similares a los obtenidos por Gulec et al. (2008) en los ensayos experimentales realizados a 12 especímenes de muros de concreto reforzado, clasificados como robustos con relaciones de aspecto entre 0.33 y 1, en estos ensayos se calculó el pico máximo para cada ciclo de carga tal y como se refleja en la Ilustración 19.

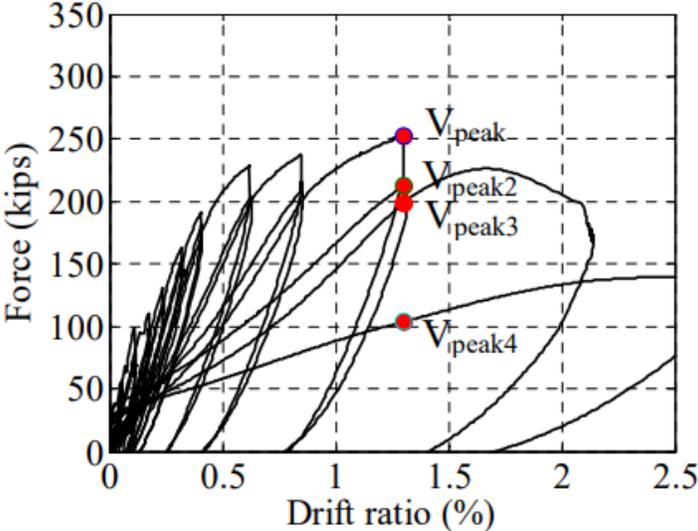


Ilustración 19 – Degradación resistencia ante carga cíclica. Fuente: (Luna et al., 2015)

En la Tabla 2 para los 12 especímenes ensayados se incluye la relación entre la capacidad de ciclo de carga evaluado respecto a la capacidad máxima en el ciclo inicial de carga de tal forma que se pudo evaluar la pérdida de capacidad hasta último ciclo de carga ( $V_{peak4}$ ) encontrando que la capacidad máxima en este ciclo alcanzó en promedio aproximadamente el 40 % de la resistencia inicial.

Tabla 2 – Degradación resistencia ante cargas cíclicas. Fuente: Adaptado de (Luna et al., 2015)

Muro	$V_{peak2}/V_{peak}$	$V_{peak3}/V_{peak}$	$V_{peak4}/V_{peak}$
SW1	0.84	0.79	0.41
SW2	0.79	0.70	-
SW3	0.60	0.42	0.13
SW4	0.72	0.67	0.33
SW5	0.92	0.40	-
SW6	0.86	0.79	0.34
SW7	0.84	0.75	0.46
SW8	0.80	0.68	0.45
SW9	0.86	0.80	0.33
SW10	0.92	0.90	0.47
SW11	0.82	0.75	0.52
SW12	0.77	0.73	0.44

En resumen, con los resultados obtenidos en los estudios referenciados se evidencia la incidencia de la carga cíclica en comparación con la carga monotónica en la disminución en la capacidad a corte en el plano de los muros, de manera similar, se observó que la influencia de la carga cíclica en muros robustos es más significativa para muros con relaciones de aspecto menores a la unidad donde se registraron disminuciones de hasta un 60% de la resistencia inicial, los múltiples ciclos de deformación en este tipo de muros reflejaron una mayor degradación que influye en su capacidad final durante el evento sísmico.

Dado que la tendencia de los muros clasificados como robustos al ser gobernados por las deformaciones por corte es tener fallas de tipo frágil, se hace necesario contemplar el efecto de la degradación acelerada de la capacidad a corte en el plano para evitar el colapso súbito dado que el comportamiento durante el evento sísmico no solo responde a la capacidad máxima del elemento estructural sino a la respuesta global del elemento conforme el número de ciclos de inversiones de carga aumente.

### **3.2.1.2. Influencia de la carga axial a compresión**

La incidencia de la carga axial a compresión para muros clasificados como robustos en la contribución de la capacidad a corte en el plano ha sido estudiada por varios autores utilizando diferentes metodologías. A través de modelos analíticos y utilizando bases de datos de resultados experimentales se ha estudiado este efecto como es el caso de Hwang et al. (2001) en donde el efecto de la carga axial se analizó para 8 muros de concreto, clasificados como robustos con relación de aspecto de 0.45, resistencia a la compresión de 21 MPa, cuantías de refuerzo horizontal y vertical entre 0.3 y 0.8%, y una

carga vertical entre 1 y 3 Ton. En la Ilustración 20 se relacionan los resultados de estos 8 especímenes a los cuales se les calculó el porcentaje de incidencia de la carga axial en la capacidad máxima a corte en el plano calculada a través de modelo analítico, se encontró que aproximadamente una quinta parte de la resistencia a corte se debe a la influencia de la carga axial, de acuerdo con Hwang et al. (2001) este efecto se produjo por la ampliación de la profundidad del puntal de compresión del modelo referenciado.

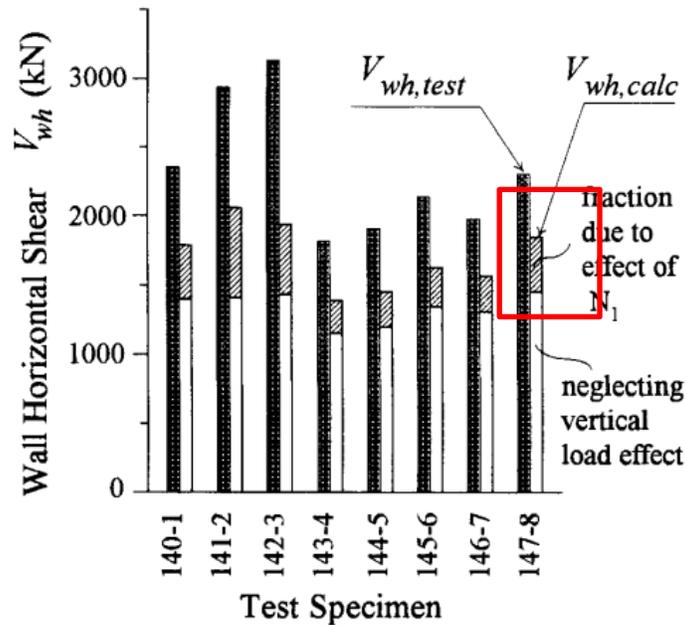


Ilustración 20 – Influencia carga vertical en muros robustos. Fuente: (Hwang et al., 2001)

Los autores evaluaron el efecto de la carga axial a compresión utilizando bases de datos de otros estudios y por medio de modelos analíticos se verificó la influencia de este parámetro en la capacidad a corte en el plano de los muros. Por otra parte, Orakcal et al. (2009), Ma & Li (2017), Wei et al. (2022) y C. Jin et al. (2023) realizaron otras investigaciones mediante ensayos experimentales para un número fijo de especímenes con la misma configuración geométrica y de refuerzo en donde la única variable fue la carga axial a compresión. En los dos primeros ensayos la relación de carga axial a compresión ( $ARL$ ) que está definida como la relación entre la carga axial  $P_u$  y el producto del área de la sección transversal del muro y la resistencia a la compresión  $A_g f'_c$  se mantuvo entre el 5 y 10%, por el contrario, en los dos últimos estudios se evaluó el efecto de cargas axiales altas a compresión en un rango entre 20% y 60%.

Orakcal et al. (2009) evaluaron la influencia de la variación de los niveles de carga axial para 6 especímenes mediante ensayos experimentales utilizando la misma configuración geométrica y de refuerzo, los especímenes contaban con una relación de aspecto de 0.9, cuantías de refuerzo horizontal de 0.28% y vertical de 0.23%, espesor de 15 cm y resistencia a la compresión de 30 MPa. En la Ilustración 21 imagen (a) se incluyó la

distribución del refuerzo del espécimen tipo y en la imagen (b) la relación entre las capacidades obtenidas experimentalmente y las capacidades obtenidas a partir de las ecuaciones sugeridas por el FEMA 356 correspondientes a la normativa ACI-318 (Ver Ecuación 20), los especímenes que se ensayaron sin carga axial no tuvieron ninguna diferencia en términos de capacidad a corte respecto a los resultados obtenidos con las ecuaciones referenciadas, por el contrario, los especímenes con carga axial a compresión de  $5\%A_gf'c$  y  $10\%A_gf'c$  registraron un aumento del 60 y 90% respectivamente en comparación con las ecuaciones referenciadas, lo que evidenció dos aspectos importantes, el primero de ellos que la carga vertical si influyó en el aumento de la capacidad ultima a corte en el plano de los elementos y la segunda que las ecuaciones del ACI-318 no lograron predecir adecuadamente dicha capacidad dado que en sus parámetros de cálculo no tienen en cuenta la variable de carga axial.

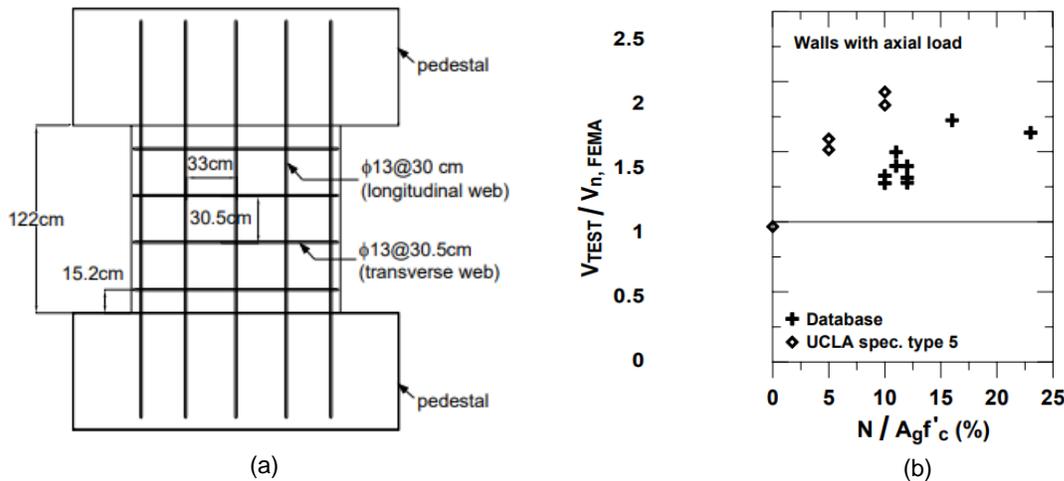


Ilustración 21 – Muros de concreto ensayados bajo carga axial a compresión (a) Distribución refuerzo espécimen ensayado (b) Influencia carga axial en especímenes. Fuente: (Orakcal et al., 2009)

De manera similar a Orakcal et al. (2009) en Ma & Li (2017) evaluaron la influencia de la variación de los niveles de carga axial para 4 especímenes con forma de “L” mediante ensayos experimentales utilizando la misma configuración geométrica y de refuerzo, los especímenes contaban con una relación de aspecto de 0.67, cuantías de refuerzo horizontal de 0.71% y vertical de 1.12%, espesor de 10 cm y resistencia a la compresión de 35 MPa. En la Ilustración 22 se incluyen los resultados obtenidos para los especímenes sin carga axial (identificados con LP0) y con carga axial de  $5\%A_gf'c$  (identificados con LP5), aquellos especímenes que se fallaron sin carga axial obtuvieron los valores más bajos respecto a los especímenes con la carga axial del  $5\%A_gf'c$  para los cuales se identificó un aumento del 19% y 23% de la capacidad ultima a corte.

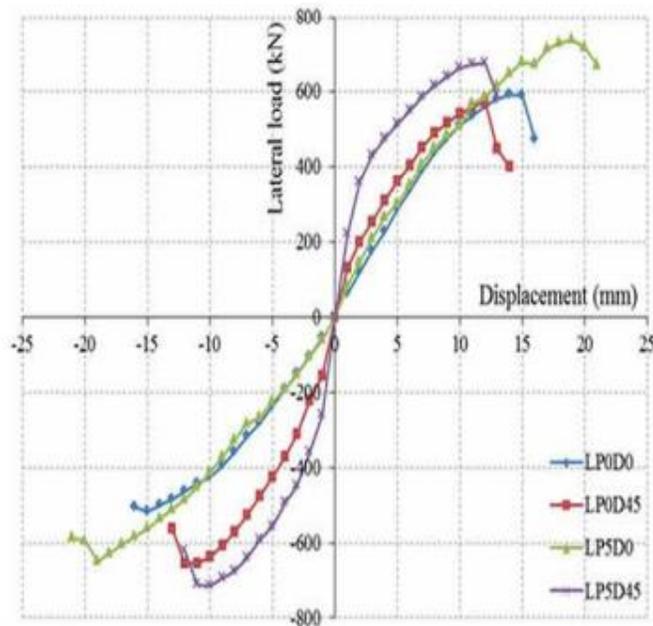


Ilustración 22 – Carga lateral máxima especímenes robustos en forma de L. Fuente: (Ma & Li, 2017)

Como se mencionó previamente el efecto de la relación de carga axial alta a compresión en muros robustos se evaluó en estudios más recientes como los desarrollados por Wei et al. (2022) y C. Jin et al. (2023). En el caso de Wei et al. (2022) se fallaron 4 especímenes con relación de aspecto de 0.5, con la misma cuantía de refuerzo horizontal y vertical de 1.16%, y la única variable fue el nivel de carga axial en el muro. En la Tabla 3 se incluyen los resultados obtenidos en donde se evidenció un aumento en la capacidad máxima a corte en el plano conforme se aumentó el nivel de carga axial a compresión del orden del 4 y 15 % con el aumento de la relación de carga axial del 30% al 50%. De acuerdo con los autores este hecho se atribuyó a que el esfuerzo vertical de compresión generado por la carga axial compensó parte de la tensión producida por el momento de flexión que conduce a un retardo en la aparición de las fisuras y a un aumento en el área efectiva a corte del concreto en la zona de compresión, incrementando su capacidad a corte.

Tabla 3 – Influencia nivel carga axial en la capacidad a corte en el plano para muros con relación de aspecto de 0.5. Fuente: Adaptado de (Wei et al., 2022)

Espécimen	Relación de carga axial (ARL) ( $P_u/Ag*f'_c$ )	Capacidad a corte en el plano (kN)	Incremento
W1	30%	1230.75	-
W2	30%	1221.38	-
W5	50%	1280.97	4%
W6	50%	1400.60	15%

C. Jin et al. (2023) evaluaron el efecto de la carga axial alta en 3 especímenes con relación de aspecto de 1.25, cuantía de refuerzo horizontal de 0.58% y cuantía de refuerzo vertical de 0.65%. El espécimen SWC1 fue sometido a una carga axial del  $20\%A_gf'_c$ , el espécimen SWC2 del  $40\%A_gf'_c$  y el espécimen SWC3 del  $60\%A_gf'_c$ , los resultados obtenidos reflejaron que los incrementos en la capacidad a corte en el plano cuando la carga axial fue alta alcanzaron solo el incremento en un 2% como se observa en la Ilustración 23.

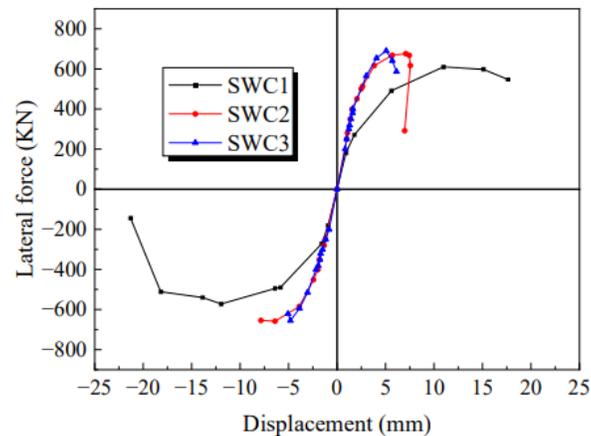


Ilustración 23 – Curva carga / desplazamiento para diferentes relaciones de carga axial. Fuente: (C. Jin et al., 2023)

Este bajo incremento en la capacidad de corte se atribuye al efecto significativo de la alta carga axial que generó un severo modo de fallo por aplastamiento del concreto (especimen SWC3) y su fallo fue más abrupto generando una desalineación fuera del plano por deslizamiento debido al daño por compresión tal y como se observa en la Ilustración 24 (Imagen c), este hecho se ve reflejado en la disminución de la ductilidad de 3.78 para el espécimen SWC1 a 1.73 para el espécimen SWC3.

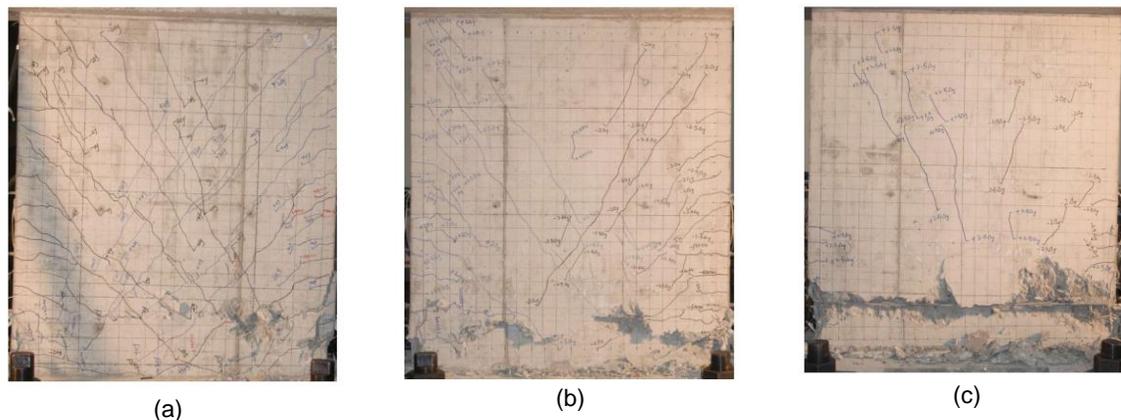


Ilustración 24 – Patrón de daños especímenes con relación de carga axial alta (a) SWC1 (b) SWC2 (c) SWC3. Fuente: (C. Jin et al., 2023)

De acuerdo con Ahmed et al. (2023) el análisis no lineal por elementos finitos puede proporcionar una simulación precisa de la respuesta de los muros de concreto, así como complementar los ensayos experimentales para proporcionar una mejor comprensión de los mecanismos de respuesta y los modos de fallo, por este motivo en estudios recientes también se ha extendido el uso de estas herramientas para constatar los resultados obtenidos de forma experimental. L. Jin et al. (2023) en su investigación utilizaron un método de modelación para explorar la falla a cortante en el plano de muros de concreto, sujetos a cargas laterales y axiales teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales, se realizaron 16 simulaciones para verificar la influencia de la carga axial a compresión en el comportamiento y capacidad de los muros clasificados como robustos (relación de aspecto igual a 1) variando el nivel de carga axial y dimensiones de los muros. Los resultados obtenidos se evaluaron en términos de capacidad, patrón de fisuración y ductilidad. En la Ilustración 25 se evidencia que en todas las simulaciones ejecutadas se obtuvo un incremento en la capacidad a corte en el plano conforme se incrementó la relación de carga axial hasta un 40% para todos los tipos de longitudes analizadas (800 mm – 1200 mm – 1600 mm – 2400 mm).

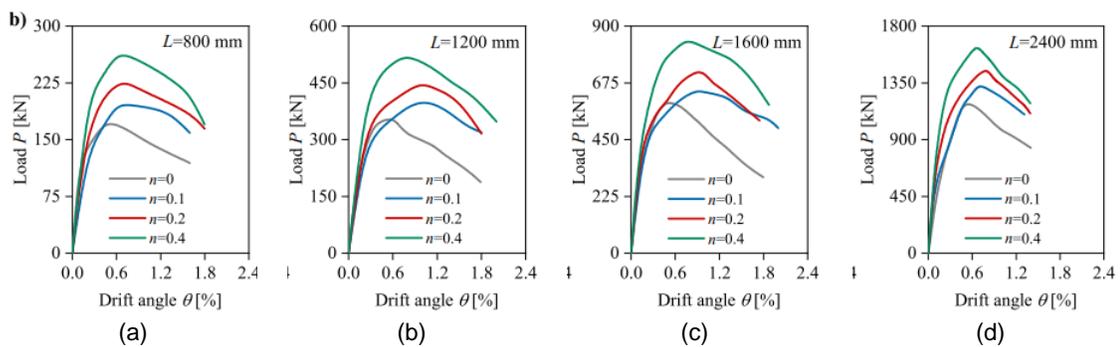


Ilustración 25 – Influencia del aumento en el nivel de carga axial en la capacidad máxima a corte para diferentes tipos de longitud de muro. (a) Longitud: 0.8m (b) Longitud: 1.2m (c) Longitud: 1.6m (d) Longitud: 2.4m. Fuente: (L. Jin et al., 2023)

De manera similar en la Ilustración 26 se puede observar que los mayores incrementos en los esfuerzos máximos de corte se produjeron cuando la fuerza axial pasó de 0 a 20%, en los muros se registraron aumentos de 31%, 25%, 21% y 20% para los muros de 0.8 – 1.2 – 1.6 – 2.4 m respectivamente mientras que cuando se aumentó del 20% al 40% los incrementos fueron tan solo de 16%,17%,17%,12% respectivamente.

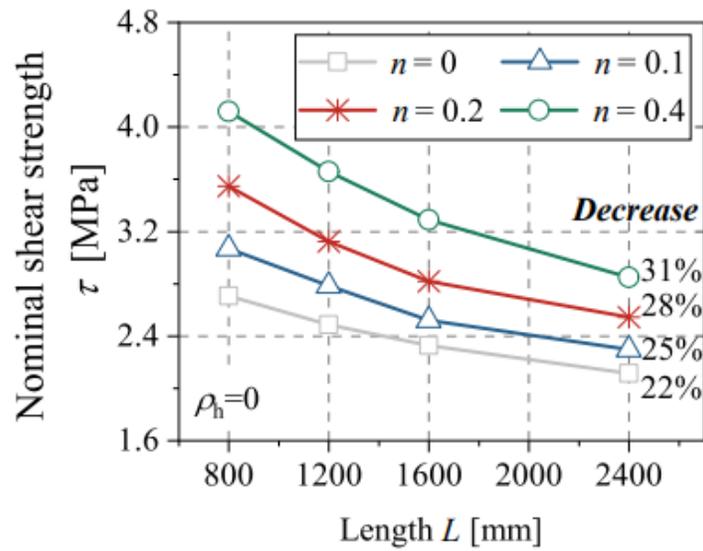


Ilustración 26 – Incrementos en los esfuerzos máximos cortantes para diferentes tipos de longitud de muro y diferentes niveles de carga axial. Fuente: (L. Jin et al., 2023)

También se analizó el comportamiento del patrón de fisuras y la ductilidad con la variación de los niveles de carga axial y se encontró que cuando la relación de carga axial es baja (0%-10%), las fisuras presentaron una distribución uniforme por todo el muro y cuando aumentó a 40% la aparición y el desarrollo de fisuras inclinadas se concentró en la parte central tal y como se observa en la Ilustración 27.

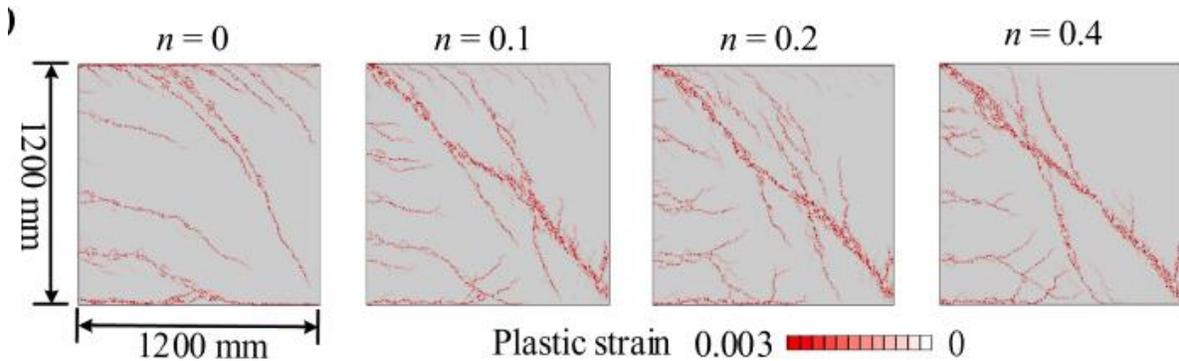


Ilustración 27 – Patrón de fisuras para diferentes niveles de carga axial. Fuente: (L. Jin et al., 2023)

En el caso de la ductilidad se presentó una disminución con el aumento de la relación de carga axial, el coeficiente de ductilidad se redujo un 20% cuando se aumentó la relación de carga axial de 0 a 40% como se observa en la Ilustración 28. Estos resultados coinciden con lo encontrado experimentalmente con C. Jin et al. (2023) en términos de disminución de fisuras y pérdida de ductilidad que fue equivalente al modo de fallo por aplastamiento abrupto del concreto en el espécimen con mayor carga axial (Ver Ilustración 24-c).

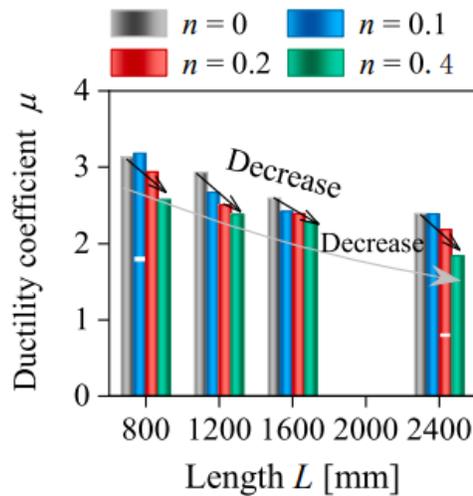


Ilustración 28 – Influencia del aumento de los niveles de carga axial en la ductilidad. Fuente: (L. Jin et al., 2023)

Recientemente se desarrollaron nuevas técnicas para estudiar la influencia de diferentes variables en la contribución a la capacidad máxima al corte en el plano de los muros de concreto. En el caso de Al-Bayati (2023) se utilizó una técnica de tratamiento de datos denominada red neuronal artificial la cual consistió en numerosos componentes de procesamiento (“neuronas”) que trabajaron conjuntamente para abordar un problema específico, en este caso esta técnica se utilizó para ejecutar un análisis paramétrico que determinó la influencia de la relación de carga axial a compresión en la respuesta máxima por capacidad en muros rectangulares, en la Ilustración 29 se presentan los resultados de este efecto y se evidenció que el incremento de la capacidad por corte se mantuvo en forma ascendente hasta una relación de carga axial del 20% sin embargo después de superar este valor el incremento en la carga axial tuvo una disminución progresiva de la capacidad a corte en el plano.

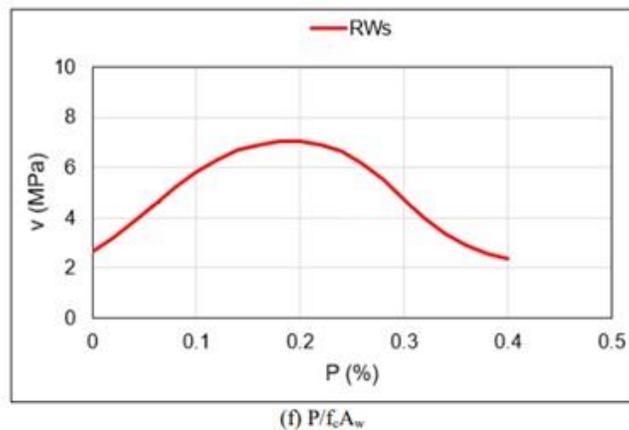


Ilustración 29 – Análisis paramétrico del incremento de la relación de carga axial en capacidad a corte. Fuente: Adaptado de (Al-Bayati, 2023)

Los resultados encontrados en todos los estudios referenciados anteriormente utilizaron diferentes metodologías de análisis y a pesar de haberse desarrollado en diferentes épocas indicaron que la carga axial a compresión si tuvo incidencia e influyó en la respuesta global por corte en el plano para muros clasificados como robustos dado que se produjo un aumento en la resistencia a corte en los especímenes ensayados. Así mismo se encontró que la influencia de este parámetro fue importante y alcanzó incrementos entre el 20 y 30% para relaciones de carga axial hasta del 20%, por el contrario, una vez se incrementó la relación de carga axial por encima del 20% se observó un punto de cambio en el comportamiento dado que los incrementos de la capacidad disminuyeron gradualmente y alcanzaron máximo un valor del 17%.

En este sentido, se encontró que aquellos especímenes ensayados bajo carga axial alta experimentaron un efecto negativo y desarrollaron modos de falla por aplastamiento de forma abrupta con poca ductilidad a pesar de haber incrementado su capacidad a corte en una menor proporción que los especímenes de menor carga axial en los ensayos experimentales y en las simulaciones de los modelos no lineales. Este hecho remarcó la importancia de limitar los niveles de carga axial en los muros robustos dado que, al tener poca ductilidad y haber desarrollado pocas fisuras los muros estructurales no dieron aviso del modo de falla abrupto y frágil que posteriormente desarrollaron.

Finalmente, también se encontró que algunas de las ecuaciones que buscan predecir la capacidad última a corte de los elementos que no contemplaron este parámetro dentro de sus análisis y tuvieron una menor precisión en la predicción de la capacidad a corte en el plano generando una gran dispersión respecto a los resultados obtenidos experimentalmente.

### **3.2.1.3. Influencia de la carga axial a tensión**

Las estructuras al estar sometidas a movimientos fuertes del terreno pueden desarrollar la combinación de fuerzas axiales de tensión y esfuerzos cortantes como es el caso de los muros acoplados cuando se presentan las fuerzas laterales (Ji et al., 2018). En estudios recientes se ha estudiado el efecto de las cargas axiales de tensión en los modos de falla, rigidez y capacidad de muros robustos bajo cargas cíclicas.

Los autores Ji et al. (2018) evaluaron seis especímenes con las mismas características geométricas y de refuerzo con relación de aspecto de 0.9, cuantía de refuerzo horizontal de 0.37% y de refuerzo vertical del 0.58%. La variable evaluada fue el esfuerzo de tensión normalizado en el concreto  $n_c$ , los especímenes SW1-SW2 fueron ensayados con bajas fuerzas de tensión ( $n_c < 1$ ), el espécimen SW3 fue ensayado a fuerza de tensión moderada ( $1 < n_c < 2$ ), los especímenes SW4-SW5 ensayados bajo fuerzas de tensión altas ( $n_c > 2$ ) y el espécimen SW6 no se ensayó con carga axial de tensión. Los modos de falla observados para los especímenes con ( $n_c < 2$ ) se caracterizaron por presentar una falla por corte/deslizamiento caracterizado por el desarrollo completo de la resistencia al corte y la transición al fallo por deslizamiento a lo largo de la base del muro como se

observa en la Ilustración 30, este mecanismo se desarrolló dado que el momento flector aumentó en la base del muro a medida que las fuerzas de corte aumentaron y se desarrollaron grietas horizontales debido a la combinación de la fuerza de tensión axial y el momento flector, bajo carga cíclica, las fisuras horizontales por flexión se extendieron desde ambos bordes y finalmente se desarrolló en forma continua y aproximadamente horizontal una superficie de deslizamiento (Ji et al., 2018). Los especímenes ensayados bajo fuerzas de tensión altas reflejaron una falla total por deslizamiento, en el caso del espécimen sin carga axial de tensión desarrolló un modo de falla por tensión diagonal en donde no se presentó deslizamiento.

En la Tabla 4 se presentan los resultados de la máxima capacidad a corte en el plano para todos los especímenes ensayados, se observó una influencia significativa de la carga axial de tensión en la reducción de la capacidad, en el caso de los especímenes SW4 y SW5 que se sometieron a altas cargas axiales de tensión tuvieron una reducción de su capacidad entre un 67 y 76 % respectivamente, para el caso de los especímenes donde se ensayaron con cargas axiales de tensión bajas se alcanzó una reducción de la capacidad de hasta un 33%.

Tabla 4 – Influencia nivel carga axial a tensión en la capacidad a corte en el plano. Fuente: Adaptado de (Ji et al., 2018)

<i>ID Especímen</i>	<i>Esfuerzo de tensión normalizado en el concreto <math>n_c</math></i>	<i>Capacidad a corte (kN)</i>		<i>Promedio disminución (%)</i>
<b>SW6</b>	0	1173.2	-1276.0	-
<b>SW5</b>	> 2	281.5	-302.0	76%
<b>SW4</b>	> 2	337.0	-460.0	67%
<b>SW3</b>	1 a 2	567.5	-567.0	54%
<b>SW2</b>	< 1	822.8	-812.0	33%
<b>SW1</b>	< 1	960.2	-907.8	24%

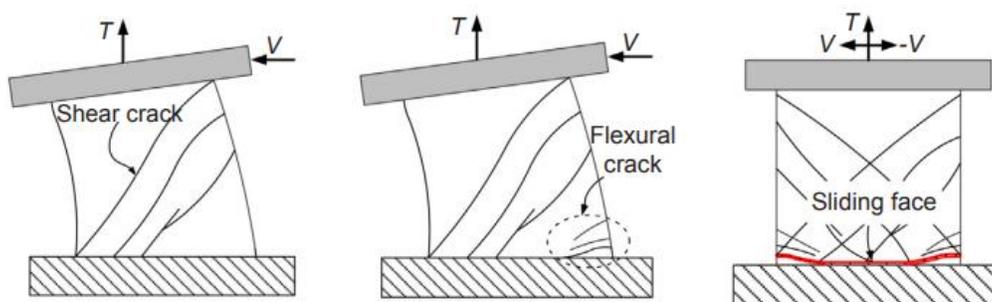


Ilustración 30 – Mecanismo de falla por corte/deslizamiento en muros sometidos a carga axial de tensión. Fuente: (Ji et al., 2018)

Como conclusión, se encontró que el efecto de las cargas de tensión originó un desempeño desfavorable en los modos de fallo y capacidad de los especímenes, se evidenció un cambio en el modo de falla de tensión diagonal a deslizamiento completo en

la base de los muros acompañado con una reducción significativa de la capacidad a corte de casi del 80% para cargas axiales de tensión altas y de casi un 30% para cargas de tensión bajas. Por lo tanto, se evidencia que esta es una condición bastante desfavorable que pueden presentar este tipo de muros bajo algunas configuraciones estructurales durante los eventos sísmicos, debido a esto es importante no solo contemplar que elementos podrían asumir las fuerzas de tensión en caso de que se lleguen a presentar, sino también limitar los niveles a los cuales puede llegar para evitar los efectos desfavorables previamente mencionados e impedir que se generen fallas frágiles desencadenando un posible deterioro en el sistema estructural resistente de las edificaciones que cuentan con muros de concreto reforzado clasificados como robustos.

### 3.2.1.4. Influencia en la direccionalidad de la carga sísmica.

La direccionalidad de la carga sísmica en muros robustos se ha estudiado a partir de la verificación del desempeño de estos elementos que han sido usados generalmente en edificaciones de baja altura y en plantas de centrales nucleares. En estudios recientes como el desarrollado por Ma & Li (2017) se analizó como fue la variación de la respuesta sísmica en muros robustos en forma de L cuando cambia la dirección de la carga cíclica lateral, se ensayaron 4 especímenes con una relación de aspecto de 0.67 sometidos a diferentes niveles de carga axial; ( $5\%A_gf'c$ ) en dos de los especímenes y en los otros dos bajo carga axial igual a cero. Dos especímenes se sometieron a carga ortogonal y dos especímenes se sometieron a carga a  $45^\circ$  respecto al alma tal y como se puede observar en la Ilustración 31.

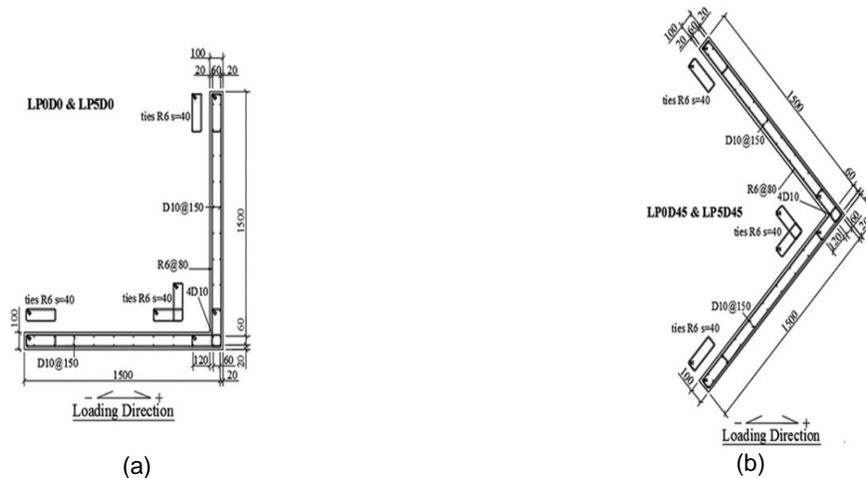


Ilustración 31 – Especímenes robustos sometidos a cargas laterales con diferente ángulo (a) Carga ortogonal a  $0^\circ$  (b) Carga a  $45^\circ$ . Fuente: (Ma & Li, 2017)

En esta investigación se encontró que los especímenes con carga a  $45^\circ$  desarrollaron una mayor inclinación de las fisuras diagonales en el alma, con ángulos de  $48^\circ$  y  $58^\circ$ , las cuales en su mayoría correspondieron a fisuras por cortante, por el contrario en los especímenes con carga ortogonal una gran parte de las fisuras fueron por flexión-

cortante, además se evidenció que los especímenes sujetos a carga ortogonal tuvieron una mayor capacidad de deformación respecto a los especímenes con carga a 45° mientras que se encontraron reducciones en términos de capacidad a corte del orden del 5 y 8.5% al cambiar de carga ortogonal a carga a 45° como se puede observar en la Ilustración 32.

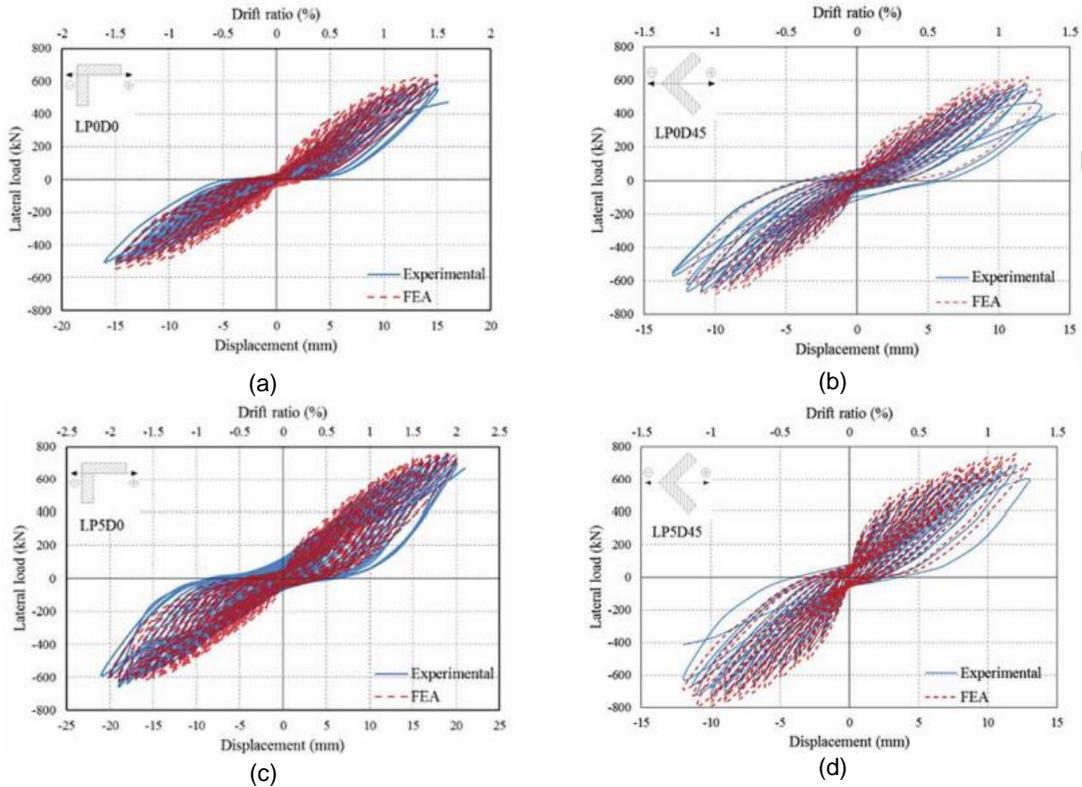


Ilustración 32 – Curvas Histéresis especímenes sometidos a cargas laterales con diferente ángulo (a) Carga ortogonal sin carga axial (b) Carga a 45° sin carga axial (c) Carga ortogonal con carga axial (d) Carga a 45° con carga axial. Fuente: (Ma & Li, 2017)

De acuerdo con Ma & Li (2017) es inapropiado asumir que todo el refuerzo longitudinal de la aletas es igualmente efectivo para resistir las cargas laterales dado que las deformaciones del refuerzo longitudinal mostraron una tendencia decreciente a medida que la distancia respecto al alma aumentaba, en la Ilustración 33 se puede evidenciar que en los especímenes con carga a 45° se registraron las mayores lecturas en las zonas más cercanas al alma, este fenómeno llamado “Shear Lag Effect” evidenció un retardo de corte significativo que existe en las aletas de los especímenes teniendo un efecto de la disminución en la capacidad a carga y deformación de los especímenes con carga a 45°.

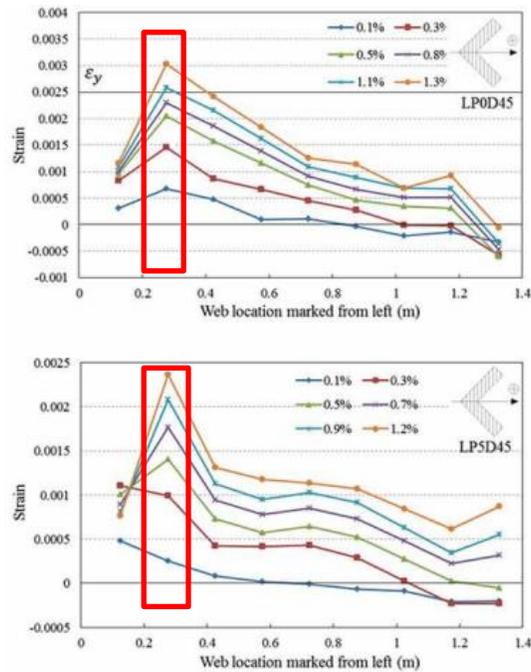


Ilustración 33 – Perfil de deformación del refuerzo vertical en los especímenes sometidos a carga a 45°. Fuente: (Ma & Li, 2017)

En resumen, los efectos de la direccionalidad de carga sísmica a 45° se reflejaron en el aumento del patrón de fisuras por cortante, la disminución de la capacidad de deformación y capacidad a corte en los especímenes ensayados. Los resultados encontrados demostraron que el efecto de la direccionalidad de la carga sísmica tiene influencia en el desempeño global y comportamiento a corte de los muros de concreto y que los métodos tradicionales bajo los cuales la carga sísmica se asume en la dirección principal de cada muro no necesariamente reflejan el comportamiento real de estos elementos en términos de patrón de fisuras, capacidad y deformación, por lo tanto, se hace necesario contemplar estos efectos en los métodos actuales de análisis de los códigos de construcción y diseño.

### 3.2.1.5. Influencia de la cuantía de refuerzo vertical y horizontal

Uno de los parámetros con influencia en la predicción de la capacidad a corte en el plano de los muros de concreto ha sido el acero de refuerzo, las cuantías de refuerzo vertical  $\rho_v$  y horizontal  $\rho_h$  son variables tenidas en cuenta en los códigos de diseño y construcción en donde se establecen valores mínimos de refuerzo para estas cuantías. En el contexto local, en el reglamento NSR-10 se establece una cuantía mínima de 0.0025 para el refuerzo horizontal, de acuerdo con Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010) este refuerzo ha tenido por objeto mantener la resistencia a cortante del muro en principio para la primera fisura inclinada por tensión diagonal y el porcentaje mínimo de refuerzo en el alma se ha derivado de calcular el esfuerzo principal a tensión en la primera fisura inclinada en el alma.

En el caso del refuerzo vertical de acuerdo con Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010) el mecanismo de resistencia en muros robustos ha establecido que el refuerzo vertical es necesario para mantener el equilibrio de las fuerzas internas. Si se acepta que las fuerzas de corte son resistidas por puntales inclinados desarrollados entre el alma del muro, las fuerzas en los puntales inclinados deben ser balanceadas por el refuerzo vertical, este fenómeno ha sido tenido en cuenta en los códigos de diseño y construcción exigiendo un porcentaje del refuerzo vertical similar al refuerzo horizontal (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010).

Diversos autores han estudiado la influencia y contribución del refuerzo vertical y horizontal en la capacidad a corte de los muros de concreto reforzado denominados robustos, en Barda et al. (1977) los autores desarrollaron los primeros ensayos experimentales en donde se analizó la influencia de la variación del refuerzo vertical y horizontal en muros clasificados como robustos dado que contaban con relaciones de aspecto entre 0.25 y 1. En la Ilustración 34 se puede observar el comportamiento obtenido para especímenes con relación de aspecto igual a 0.5, en la imagen (a) los dos especímenes comparados tenían igual cuantía de refuerzo vertical  $\rho_v$  (0.5%) y se varió la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$  de 0 a 0.5% y el efecto de esta variación no tuvo un efecto adicional en la capacidad a corte, en la imagen (b) los dos especímenes comparados tenían la misma cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$  (0.5%) y se varió la cuantía de refuerzo vertical  $\rho_v$  de 0 a 0.5%, en este caso la variación del refuerzo vertical si reflejó un aumento significativo en la capacidad a corte en casi 1.8 veces la capacidad inicial.

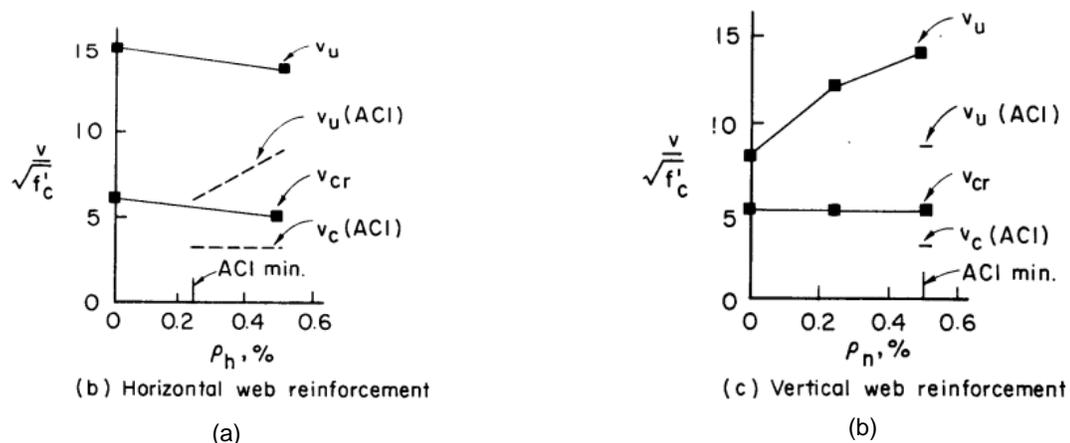


Ilustración 34 – (a) Influencia refuerzo horizontal (b) Influencia refuerzo vertical. Fuente: (Barda et al., 1977)

Resultados similares a los obtenidos por Barda et al. (1977) se obtuvieron en Luna et al. (2015) en donde se analizó la variación del refuerzo horizontal y vertical para especímenes con relación de aspecto menor a 1, los especímenes SW8 y SW9 tenían una relación de aspecto de 0.54 y ambos contaban con una cuantía de refuerzo vertical  $\rho_v$  de 1.5% y para la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$ , el espécimen SW8 contaba con 1.5% y el espécimen SW9 tuvo una disminución a 0.67%, los resultados obtenidos para la capacidad máxima a corte en el plano alcanzada para estos dos especímenes en los

ensayos experimentales fue similar como se puede observar en la Tabla 5, lo que indicó que el efecto en la variación de la cuantía del refuerzo horizontal en estos dos especímenes fue baja.

Tabla 5 – Capacidad máxima a corte en muros robustos. Fuente: Adaptado de (Luna et al., 2015)

Muro	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SW7	SW8	SW9	SW10	SW11	SW12
Capacidad a corte (kN)	1125	2504	2082	1005	3329	2535	1414	2771	2816	2349	1886	1851
Deriva (%)	1.3	1.3	2.1	1.1	0.9	0.8	0.4	0.7	0.8	0.6	0.6	1.2
Relación Aspecto	0.94	0.54	0.54	0.54	0.33	0.33	0.33	0.54	0.54	0.54	0.54	0.54
Espesor (mm)	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
f'c (MPa)	24.8	48.3	53.8	29.0	29.6	26.2	26.2	24.1	29.6	31.7	34.5	34.5

En los estudios referenciados previamente se analizó la variación de las cuantías de refuerzo horizontal y vertical para un número de especímenes determinado con las mismas características dimensionales, por otra parte, en otros estudios se ha evaluado la influencia del refuerzo vertical y horizontal recolectando registros de ensayos experimentales ejecutados por otros autores. En el caso del estudio desarrollado por Kerem Gulec & Whittaker (2011) se verificó la influencia de diferentes parámetros en la respuesta por capacidad a corte en el plano a través de modelos que usan regresiones no lineales utilizando los resultados de ensayos experimentales de 227 especímenes de concreto con las siguientes características: relaciones de aspecto menores o iguales a 2 clasificando a los especímenes como muros robustos, refuerzo simétrico que no contó con refuerzo adicional para controlar el fallo por deslizamiento, espesores de especímenes entre 60 y 160 mm, resistencia a la compresión de los especímenes en un rango entre 10 MPa – 58.3 MPa.

Por medio de la Ecuación 2 presentada a continuación y de acuerdo con los coeficientes  $\beta$  del modelo de regresión no lineal se comparó la incidencia de varios parámetros de la siguiente forma, los coeficientes  $\beta_1$  y  $\beta_2$  se asociaron con la resistencia a la compresión del concreto, el coeficiente  $\beta_3$  con el refuerzo vertical, el coeficiente  $\beta_4$  con el refuerzo horizontal, el coeficiente  $\beta_5$  con el refuerzo vertical de los elementos de borde, el coeficiente  $\beta_6$  con la carga axial y el coeficiente  $\beta_7$  con la relación de aspecto.

$$V_m = \frac{\beta_1 * f'c^{\beta_2} * A_{eff} + \beta_3 * A_v * f_{yv} + \beta_4 * A_h * f_{yh} + \beta_5 * A_{eb} * f_{yeb} + \beta_6 * P_u}{\frac{H^{\beta_7}}{L}}$$

Ecuación 2 – Calibración modelo Kerem Gulec & Whittaker (2011).

Los resultados encontrados por Kerem Gulec & Whittaker (2011) a través de los coeficientes  $\beta$  asociados a los parámetros del refuerzo horizontal y vertical se observan en la Tabla 6, el coeficiente  $\beta_4$  asociado al refuerzo horizontal reflejó que este parámetro fue el de menor influencia para la calibración de los modelos con base en los resultados de

capacidad a corte en el plano de los 227 especímenes, al contrario, los demás parámetros si reflejaron una influencia en la respuesta global como lo fue el caso del refuerzo vertical con el parámetro  $\beta_3$ , por esta razón los autores desarrollaron una ecuación predictiva de la capacidad a corte en el plano de muros robustos en cuyo caso no tuvo en cuenta el aporte del refuerzo horizontal y si del refuerzo vertical junto con los demás parámetros analizados.

Tabla 6 – Influencia refuerzo vertical y horizontal en el modelo de regresión lineal. Fuente: Adaptado de (Kerem Gulec & Whittaker, 2011)

<b>Modelo</b>	<b><math>\beta_1</math></b>	<b><math>\beta_2</math></b>	<b><math>\beta_3</math></b>	<b><math>\beta_4</math></b>	<b><math>\beta_5</math></b>	<b><math>\beta_6</math></b>	<b><math>\beta_7</math></b>
1	1.29	0.50	0.26	0.04	0.20	0.39	0.58
2	0.014	1.00	0.28	0.05	0.22	0.40	0.64

No obstante, en estudios desarrollados recientemente, se encontró evidencia del aporte del refuerzo horizontal en el aumento de la capacidad a corte en muros robustos. En el caso de Wei et al. (2022) a través de ensayos experimentales de 4 especímenes con relación de aspecto de 0.5 bajo carga axial del 30% y con la misma cuantía de refuerzo vertical 1.16% se analizó la influencia de la variación de la cuantía del refuerzo horizontal. En la Ilustración 35 se muestran los resultados donde se evidenció un aumento en la capacidad máxima a corte en el plano conforme se aumentó la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$ . Se registró un aumento del 66% con el aumento de 0.75% (W9) a 1.16% (W1) y un aumento del 9% con el aumento de 1.16% (W1) a 1.68% (W10) lo que indicó un aumento significativo hasta la cuantía horizontal del 1.2%.

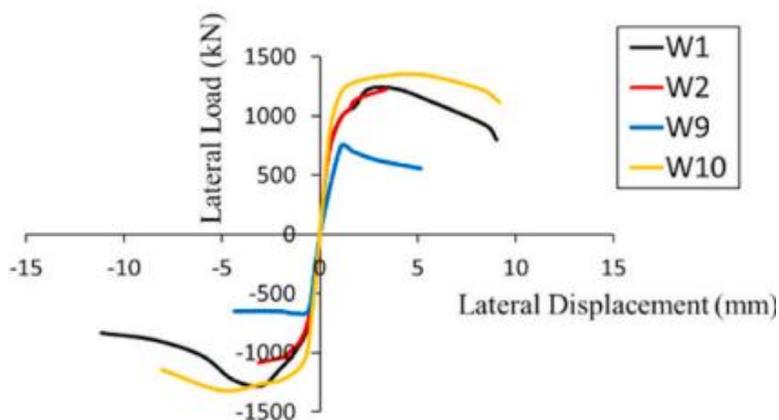


Ilustración 35 – Influencia del aumento de la cuantía refuerzo horizontal en la capacidad a corte en el plano para muros con relación de aspecto menores a 1. Fuente: (Wei et al., 2022)

De igual forma mediante el análisis por elementos finitos también se ha verificado el efecto de la variación de las cuantías de refuerzo vertical y horizontal en muros clasificados como robustos, recientemente Miao et al. (2022) y L. Jin et al. (2023)

utilizaron un método de modelación para explorar la falla a cortante en el plano de muros de concreto sujetos a cargas laterales y axiales teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y evaluando la variación del refuerzo vertical y horizontal respectivamente. Por su parte Miao et al. (2022) realizaron 24 simulaciones para verificar la influencia del refuerzo vertical en el comportamiento y capacidad de los muros clasificados como robustos (relaciones de aspecto de 1 y 1.5) variando la cuantía de refuerzo vertical  $\rho_v$  y manteniendo constante la cuantía de refuerzo horizontal, en la Ilustración 36 se observa que la influencia de la variación del refuerzo vertical se vio reflejada en un aumento de la capacidad a corte en el plano con el incremento de la cuantía del refuerzo vertical de 0% a 0,5%, sin embargo cuando la variación se realizó del 0.5% a 1.0% no se obtuvo un aumento en la capacidad a corte. Esto demostró que una vez se alcanzó una cierta cantidad de refuerzo vertical en el muro, el efecto adicional del refuerzo vertical desapareció.

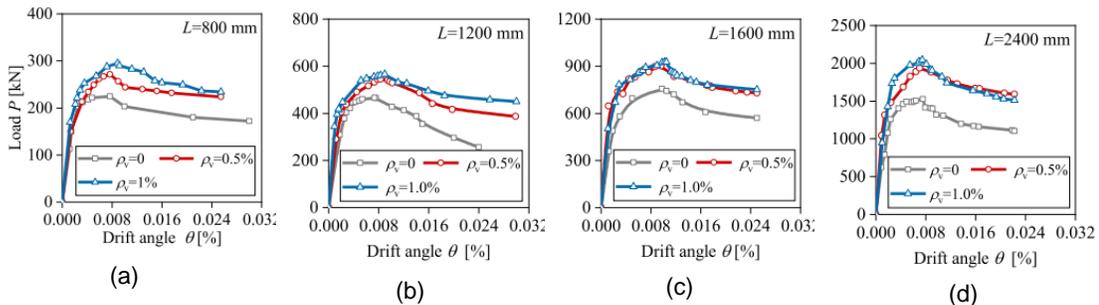


Ilustración 36 – Influencia del aumento en la cuantía del refuerzo vertical en la capacidad máxima a corte para diferentes tipos de longitud de muro. (a) Longitud: 0.8m (b) Longitud: 1.2m (c) Longitud: 1.6m (d) Longitud: 2.4m. Fuente: (Miao et al., 2022)

Por otro lado, los autores L. Jin et al. (2023) realizaron 16 simulaciones para verificar la influencia del refuerzo horizontal en el comportamiento y capacidad de los muros clasificados como robustos (relación de aspecto igual a 1) variando la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$  y dimensiones de los muros tal y como se puede observar en la Ilustración 37. La cuantía vertical en todas las simulaciones fue constante y la carga axial fue cero.

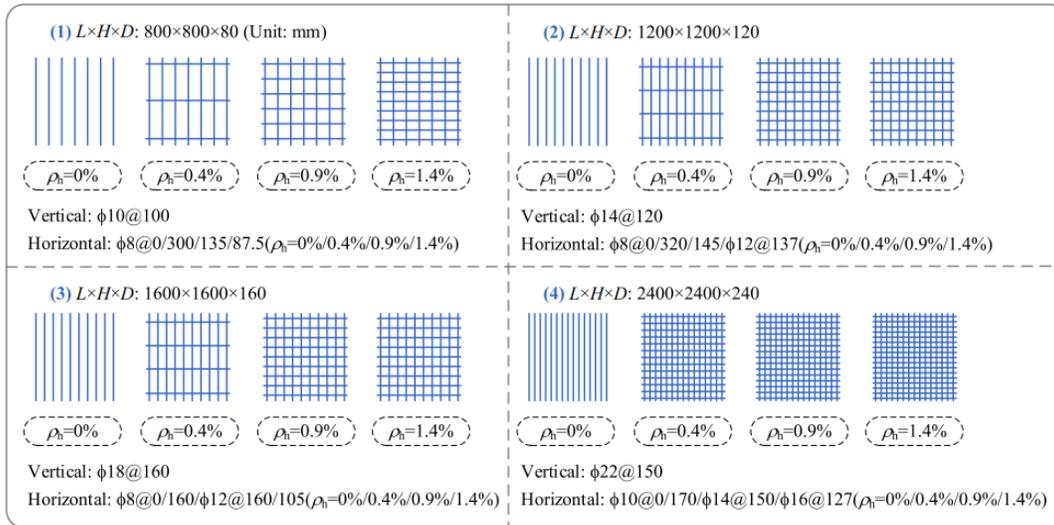


Ilustración 37 – Variación de las cuantías de refuerzo horizontal y dimensiones de muros. Fuente: (L. Jin et al., 2023)

Los resultados obtenidos se evaluaron en términos de capacidad, patrón de fisuración y ductilidad. En la Ilustración 38 se evidencia un incremento en la capacidad a corte en el plano conforme se incrementó la cuantía de refuerzo horizontal para las simulaciones realizadas en los 4 tipos de longitudes evaluadas (0.8 m – 1.2 m – 1.6 m – 2.4m), de igual forma se puede observar que para los especímenes cuyas simulaciones consideraron una cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h = 0\%$ , se reflejó una disminución más rápida de la capacidad conforme se aumentó el nivel de deriva en comparación con los especímenes en donde las simulaciones consideraron una cuantía de refuerzo horizontal de  $\rho_h = 1.4\%$  en donde se reflejó una disminución mas lenta en la capacidad a corte.

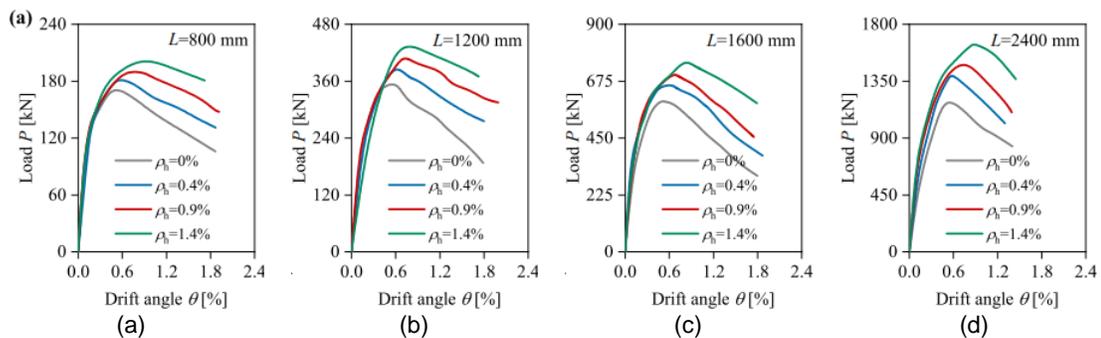


Ilustración 38 – Influencia del aumento en la cuantía del refuerzo horizontal en la capacidad máxima a corte para diferentes tipos de longitud de muro. (a) Longitud: 0.8m (b) Longitud: 1.2m (c) Longitud: 1.6m (d) Longitud: 2.4m. Fuente: (L. Jin et al., 2023)

De manera similar en la Ilustración 39 se puede observar el incremento del esfuerzo cortante para diferentes longitudes, cuando el refuerzo horizontal se incrementó de 0 a

1.4% en muros de longitudes de 0.8 – 1.2- 1.6 -2.4 m incrementándose el esfuerzo cortante en un 16%, 22%, 28% y 35% respectivamente, lo que indicó que, así todos los muros tuvieran el mismo incremento de refuerzo y la misma relación de aspecto, el incremento en la capacidad se hizo más efectivo en especímenes con longitud y altura mayor.

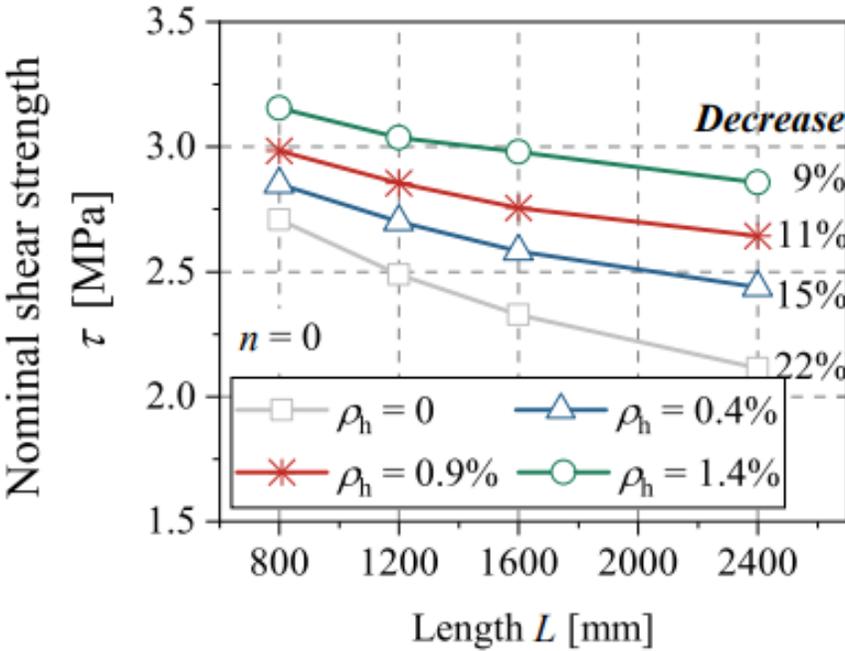


Ilustración 39 – Incrementos en los esfuerzos máximos cortantes para diferentes tipos de longitud de muro y diferentes tipos de cuantía horizontal. Fuente: (L. Jin et al., 2023)

También se analizó el comportamiento del patrón de fisuras y la ductilidad con la variación de la cuantía del refuerzo horizontal, se evidenció que el incremento del refuerzo horizontal permitió una distribución más uniforme de las fisuras en toda el área del muro tal y como se presenta en la Ilustración 40.

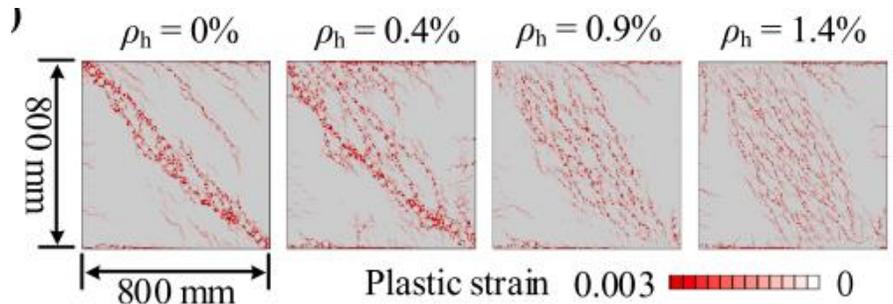


Ilustración 40 – Patrón de fisuras para diferentes cuantías de refuerzo horizontal. Fuente: (L. Jin et al., 2023)

Así mismo las simulaciones realizadas registraron un aumento del 30% en la ductilidad de los modelos cuando la cuantía de refuerzo horizontal  $\rho_h$  tuvo un incremento del 0% al 1.4% tal y como se presenta en la Ilustración 41.

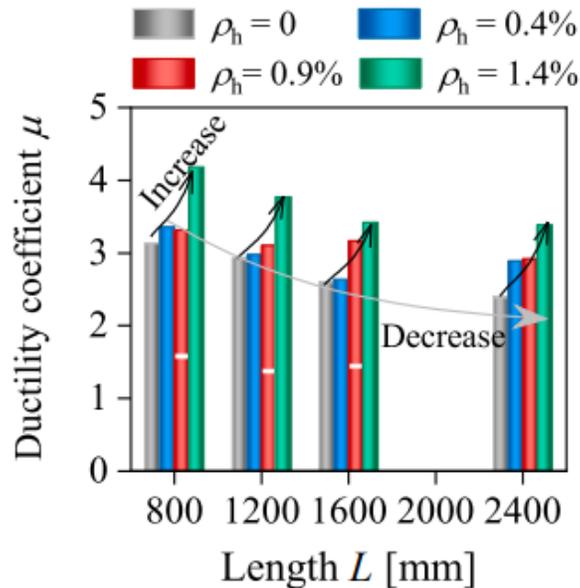


Ilustración 41 – Influencia del aumento en la cuantía del refuerzo horizontal en la ductilidad. Fuente: (L. Jin et al., 2023)

Recientemente se han desarrollado nuevas técnicas para estudiar la influencia de diferentes variables en la contribución a la capacidad máxima al corte en el plano de los muros de concreto. En el caso de Al-Bayati (2023) se ejecutó un análisis paramétrico que determinó la influencia de las cuantías de refuerzo vertical y horizontal en la respuesta máxima por capacidad en muros rectangulares, en la Ilustración 42 se observa que este parámetro influyó en el aumento de la capacidad a corte hasta el límite de cuantía horizontal del 1.2% después de este valor el aumento de la cuantía horizontal reflejó un deceso en la capacidad a corte, de manera similar se reportó que el aumento de la cuantía de refuerzo vertical aumentó la capacidad hasta valores de cuantía de 1.5% después de este valor su eficacia en el aumento de la capacidad se limitó.

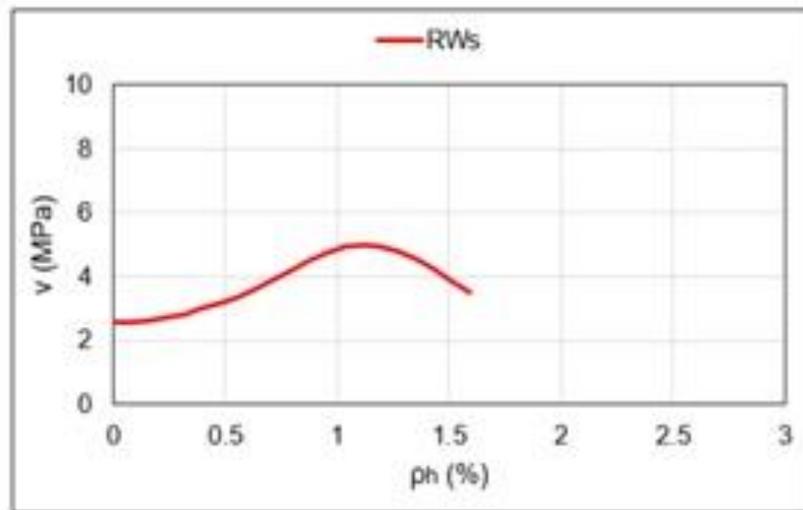


Ilustración 42 – Análisis paramétrico de la cuantía del refuerzo horizontal en la capacidad a corte. Fuente: Adaptado de (Al-Bayati, 2023)

En conclusión, con los resultados obtenidos en los diferentes estudios referenciados llevados a cabo por diferentes autores, bajo diversas metodologías de análisis y en diferentes épocas se han evidenciado resultados que no se pueden encaminar en una misma dirección. En el caso de los resultados registrados en Barda et al. (1977), Kerem Gulec & Whittaker (2011) y Luna et al. (2015) el refuerzo horizontal no tuvo una influencia significativa en la capacidad a corte en muros clasificados como robustos, sin embargo, en estudios desarrollados recientemente si se encontró que tanto el refuerzo vertical como el horizontal tuvieron influencia en el aumento de la capacidad a corte en el plano hasta ciertos límites de cuantía de acuerdo con lo reportado por Wei et al. (2022), Miao et al. (2022), L. Jin et al. (2023) y Al-Bayati (2023). Cabe anotar que el desempeño global del muro esta dado por la contribución de múltiples variables como lo son el espesor del muro, la resistencia a la compresión junto con el efecto de las cuantías de refuerzo.

En el caso de los estudios desarrollados por L. Jin et al. (2023), Miao et al. (2022) y Al-Bayati (2023) sus resultados han permitido evidenciar las posibilidades que han brindado el uso de metodologías alternas como la modelación por elementos finitos y técnicas de tratamiento de datos como las redes neuronales artificiales para comprender la influencia de los parámetros de la cuantía del refuerzo vertical y horizontal no solo en la capacidad máxima a corte en el plano sino en el desempeño global de los muros de concreto clasificados como robustos, por ejemplo en comparación con los resultados desarrollados por Barda et al. (1977) que si bien fueron importantes para iniciar con el análisis de estos parámetros fueron desarrollados hace mucho tiempo y el número de muestras para obtener los resultados fue menor.

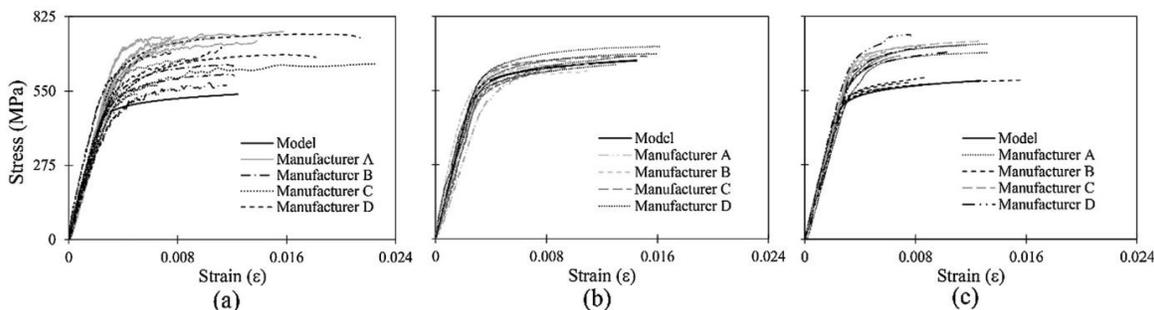
El refuerzo horizontal evidenció mejoras en el desempeño global de los muros en varios aspectos referenciados por L. Jin et al. (2023) de acuerdo con los resultados obtenidos a

través de las simulaciones de elementos finitos, el primero de ellos fue que con el aumento de la cuantía de refuerzo horizontal se observó una disminución más lenta de la capacidad de corte en el plano y el segundo que el patrón de fisuras en el muro se hizo más uniforme limitando la posibilidad del fallo por corte debido a la tensión diagonal, esto en concordancia con lo referenciado por Hube et al. (2020) y Zhang et al. (2022) los cuales han reseñado que es importante la inclusión de una cuantía mínima de refuerzo horizontal para evitar el fallo por tensión diagonal que está asociado y se ha observado en muros con insuficiente refuerzo horizontal y con espesores reducidos, caracterizado por una fisura diagonal de esquina a esquina con la fluencia o fractura de los refuerzos horizontales.

### 3.2.1.6. Influencia del tipo de refuerzo

El tipo de refuerzo comúnmente utilizado en los elementos de concreto reforzado ha sido el refuerzo convencional corrugado, en el caso de los muros de concreto reforzado con la finalidad de maximizar los espacios útiles de las edificaciones, reducir la cantidad de material e industrializar la construcción se ha optado por el uso de espesores reducidos para estos elementos y el uso de malla electrosoldada fabricada a partir de alambres delgados de acero formados en frío como refuerzo principal a cortante en el alma (Arteta et al., 2018).

Por consiguiente, el crecimiento en el uso de este tipo de refuerzo a nivel local ha generado que diversos autores hayan estudiado su comportamiento e incidencia en la respuesta global de los elementos estructurales en los cuales se ha utilizado. En Carrillo et al. (2018) se ejecutó un estudio experimental en donde se evaluaron las propiedades mecánicas de diferentes mallas electrosoldadas producidas en Colombia, en la Ilustración 43 se incluyeron las curvas esfuerzo-deformación para 3 diámetros diferentes de alambres de malla electrosoldada, para todos los diámetros ensayados se identificó su alta resistencia (imágenes a, b y c), sin embargo, también se evidenció la baja capacidad de deformación alcanzada en comparación con el refuerzo convencional corrugado (imagen d).



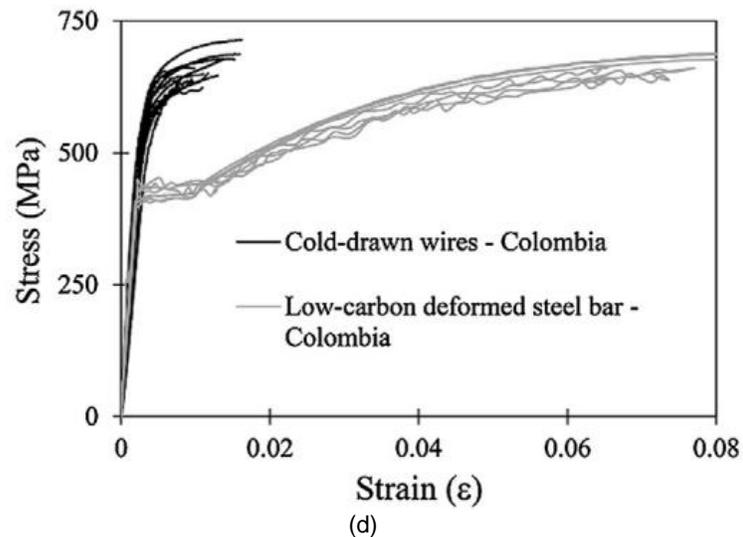


Ilustración 43 – Curvas esfuerzo-deformación mallas electrosoldadas (a) malla 4 mm (b) malla 5 mm (c) malla 6 mm (d) malla electrosoldada y refuerzo corrugado convencional. Fuente: (Carrillo et al., 2018)

La evaluación de este tipo de refuerzo también se ha verificado experimentalmente, en el caso de los ensayos desarrollados por Alcocer et al. (2008) se verificó el comportamiento de los muros utilizando refuerzo convencional corrugado y refuerzo de malla electrosoldada. Se ensayaron 6 especímenes (3 con malla electrosoldada y 3 con refuerzo convencional corrugado) clasificados como muros robustos dado que su relación de aspecto ( $H/L$ ) fue de 0.5, con espesores de 10 cm y una resistencia a la compresión de 15 MPa, los ensayos fueron cíclicos con carga vertical constante y un esfuerzo axial promedio de 0.25 MPa equivalente a una relación de carga axial del 2%, la cuantía vertical y horizontal fue la misma en los especímenes dispuesta en una capa de refuerzo en el centro del muro. En la Ilustración 44 se puede observar que los especímenes fabricados con malla electrosoldada (identificados con la letra “m” minúscula) registraron los niveles de deriva más bajos en comparación de los especímenes que fueron elaborados con refuerzo corrugado convencional que alcanzaron valores de deriva entre (1 – 1.5%), del mismo modo, se identificó que dos de los 3 especímenes con malla electrosoldada no registraron deformaciones después de alcanzar la carga lateral máxima en el plano y experimentaron una falla frágil, evidencia de la baja ductilidad de este tipo de refuerzo en concordancia con los resultados encontrados por Carrillo, Lizarazo, et al. (2015) donde se observó la fractura de los alambres debido a la limitada capacidad de deformación de la malla electrosoldada.

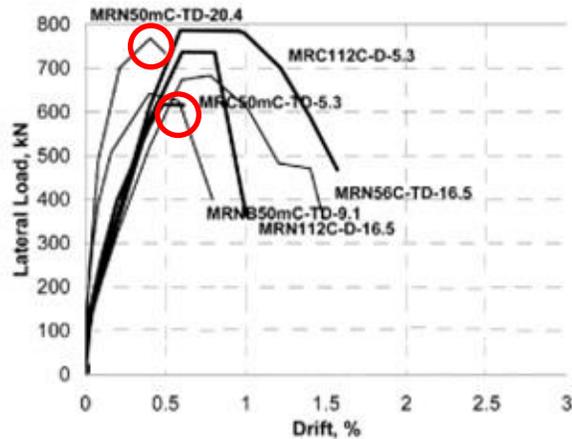


Ilustración 44 – Curva carga – deriva en muros robustos Fuente: Adaptado de (Alcocer et al., 2008)

De manera similar a Alcocer et al. (2008) en ensayos desarrollados recientemente como el caso de Hube et al. (2020), se evaluó el efecto del uso de refuerzo de malla electrosoldada y refuerzo corrugado convencional en 1 sola capa de refuerzo para muros clasificados como robustos con relación de aspecto de 1 y con espesores de 8 - 10 cm comúnmente utilizados en la práctica nacional. Los ensayos se desarrollaron bajo carga cíclica y sin carga axial con la comparación de dos especímenes (WSL1 con malla electrosoldada y WSL5 con refuerzo corrugado convencional) con la misma cuantía de refuerzo horizontal y vertical de 0.002. Se verificó el modo de falla de los dos especímenes y su capacidad máxima a corte en el plano, como se observa en la Ilustración 45 la diferencia en términos de capacidad máxima a corte en el plano no tuvo una diferencia sustancial y apenas se registraron diferencias entre el 2 - 7 % a pesar de la menor capacidad a fluencia de las barras corrugadas, por el contrario, en términos de deriva ultima se registraron aumentos del 19 y 76% cuando se cambió el refuerzo en malla a refuerzo corrugado convencional.

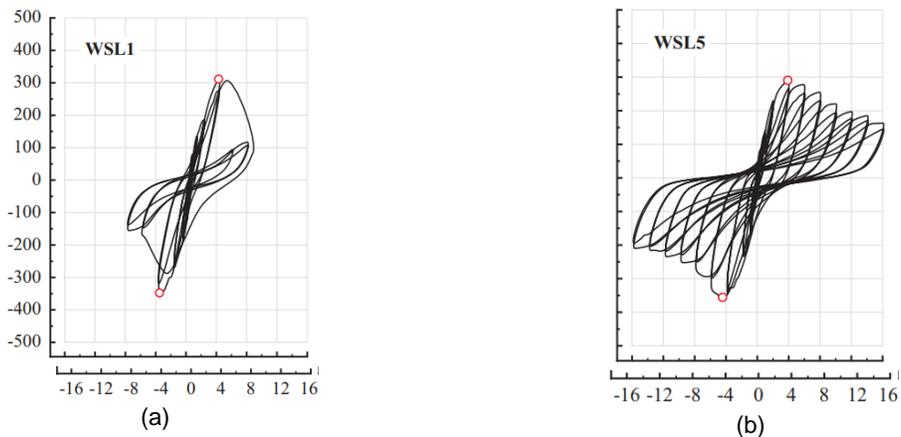


Ilustración 45 – Curva carga – desplazamiento en muros robustos con diferente tipo de refuerzo (a) Muro WSL1 con malla electrosoldada (b) Muro WSL5 con refuerzo corrugado convencional. Fuente: (Hube et al., 2020)

En la Ilustración 46 se presenta el modo de falla súbito debido a la fractura del refuerzo horizontal que experimentó el muro con malla electrosoldada que condujo a la rápida degradación de resistencia después de alcanzar su máxima capacidad, este tipo de falla súbita por fractura del refuerzo horizontal se mantuvo a pesar de haber evaluado el aumento de la cuantía de refuerzo horizontal de 0.0020 a 0.0026 que generó un incremento en la capacidad a corte en un 35% sin embargo, este aumento en el refuerzo horizontal no compensó la falta de ductilidad de la malla electrosoldada ya que ambos especímenes sufrieron una falla frágil súbita.



Ilustración 46 – Modo de falla por fractura del refuerzo horizontal en espécimen robusto con refuerzo en malla electrosoldada. Fuente: (Hube et al., 2020)

Adicional a lo evaluado experimentalmente, en Hube et al. (2020) también se desarrolló un modelo analítico en donde se analizó el uso de ambos tipos de refuerzo para estructuras de vivienda de dos niveles, los resultados encontrados señalaron que las estructuras que contaban con refuerzo corrugado convencional tuvieron un mejor desempeño dado que la probabilidad de colapso calculada en estas estructuras era de una quinta parte respecto a las edificaciones que contaban con malla electrosoldada. Resultados similares se obtuvieron en Correal (2024) en donde se verificó que el sistema de muros de concreto reforzado DMO cumplió con los requisitos de la metodología del FEMA P695 cuando se utilizó el refuerzo de barras corrugadas dúctiles, mientras que los muros diseñados con refuerzo de malla electrosoldada no cumplieron con los márgenes de seguridad del FEMA P695 debido a la poca deformación del material.

Como se describió previamente las investigaciones reseñadas en este numeral obedecieron a la tendencia observada a nivel local y en países latinoamericanos, del uso masivo que se ha observado de la malla electrosoldada como refuerzo principal a cortante en muros de concreto, sin embargo, a nivel internacional se han observado otras tendencias como es el caso de países como China en donde se ha impulsado el uso de refuerzo de alta resistencia y su uso se ha propagado desde que en el año 2013 se incluyó el uso del refuerzo de alta resistencia denominado HRB600 en la normativa del país GB 50010-2015 (Chen et al., 2019). Este tipo de refuerzo HRB600 corresponde a un acero de alta resistencia con esfuerzo de fluencia de 600 MPa, mientras que el refuerzo

de resistencia normal es denominado HRB400 que corresponde a refuerzo con esfuerzo de fluencia de 400 MPa, en la Ilustración 47 se presentan las curvas esfuerzo-deformación para los dos tipos de refuerzo comúnmente utilizados en China, donde se evidencia una mayor resistencia, pero menor ductilidad en el acero HRB600.

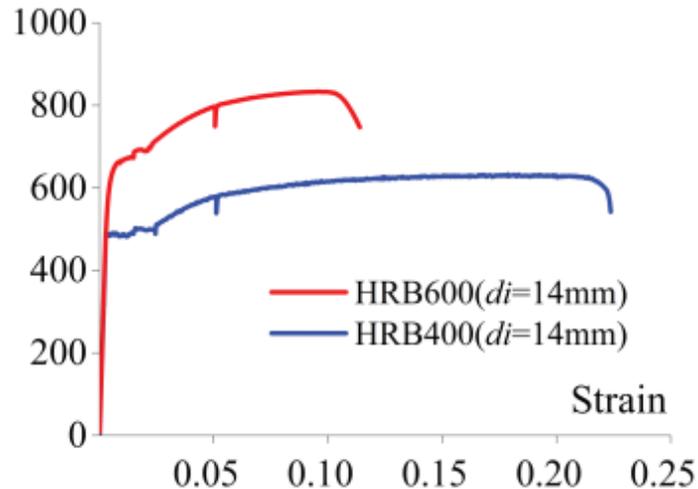


Ilustración 47 – Curvas esfuerzo deformación acero resistencia normal (HRB400) y del alta resistencia (HRB600). Fuente: (Chen et al., 2019)

En los ensayos experimentales desarrollados por Chen et al. (2019) se realizó la comparación del uso del refuerzo de alta resistencia (HRB600) con respecto al acero de resistencia normal (HRB400) para muros con diferente configuración geométrica (Muros en I, con elementos de borde y en forma de T) con relaciones de aspecto de 1 y 1.5 clasificando los muros como especímenes robustos. La equivalencia entre los especímenes con cada tipo de refuerzo se logró igualando el producto de la cuantía (vertical, horizontal y elemento de borde) con el esfuerzo de fluencia de cada material. En la Ilustración 48 se puede observar el comportamiento en la capacidad de los muros en función del refuerzo utilizado y forma geométrica, se encontró una disminución de la capacidad a corte en el plano para los muros con refuerzo de alta resistencia (HRB 600) en comparación con el refuerzo de resistencia normal (HRB400), registrándose disminuciones del 21%, 2% y 7% para los muros clasificados en forma de I, con elemento de borde y en forma de T respectivamente.

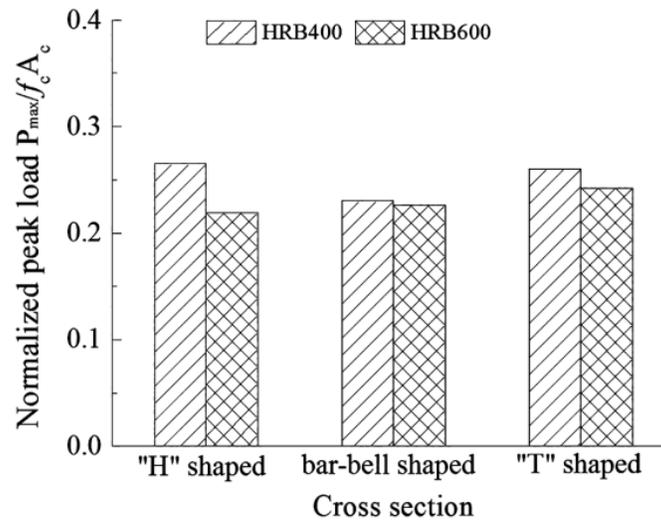


Ilustración 48 – Capacidad máxima normalizada en función del tipo de refuerzo y sección transversal. Fuente: (Chen et al., 2019)

De acuerdo con Chen et al. (2019) el uso de aceros de alta resistencia en los muros de concreto ha sido benéfico para mejorar los niveles de deriva máxima, para las 3 configuraciones geométricas ensayadas se evidenció este comportamiento. En el caso de los muros con forma de I con refuerzo de alta resistencia se alcanzó una mayor deformación última tal y como se evidencia en la Ilustración 49 en donde el espécimen con refuerzo HRB600 (HSW2) obtuvo el doble de la deriva máxima alcanzada por el espécimen con refuerzo HRB400 (CSW1). Los ciclos de histéresis para estos dos especímenes en la fase inicial de carga fueron similares, sin embargo, cuando la carga horizontal alcanzó el nivel máximo de resistencia al corte el espécimen HSW2 logró obtener mayores deformaciones en el refuerzo, esto se debió a que los niveles de esfuerzos registrados en el refuerzo horizontal en la carga máxima fueron diferentes para ambos especímenes, los niveles registrados en el refuerzo HRB600 (CSW2) fueron inferiores aproximadamente un 30% respecto al refuerzo HRB400 (CSW1), lo que permitió que el espécimen (CSW2) tuviera mayor capacidad de deformación antes de su falla a diferencia del espécimen (CSW1).

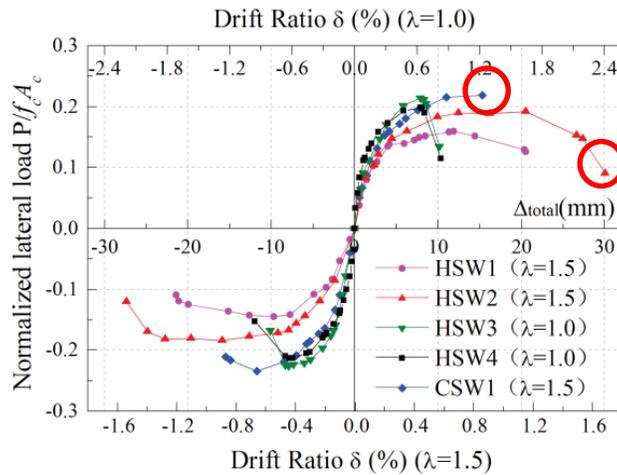


Ilustración 49 – Curva capacidad máxima vs deriva máxima especímenes con diferentes tipos de refuerzo.  
Fuente: (Chen et al., 2019)

El uso de refuerzo de alta resistencia también se ha estudiado en concretos de alto desempeño, en Hung & Hsieh (2020) se encontró que el cambio de refuerzo de esfuerzo de fluencia 420 MPa a 785 MPa tuvo influencia en la mejora en el mantenimiento de la capacidad de corte bajo inversiones de desplazamiento. Se redujo la degradación de la resistencia de un 56% a un 28% después de haber completado 3 ciclos de carga hasta una deriva de 1.5% para dos especímenes con relación de aspecto de 0.73 tal y como se presenta en la Ilustración 50.

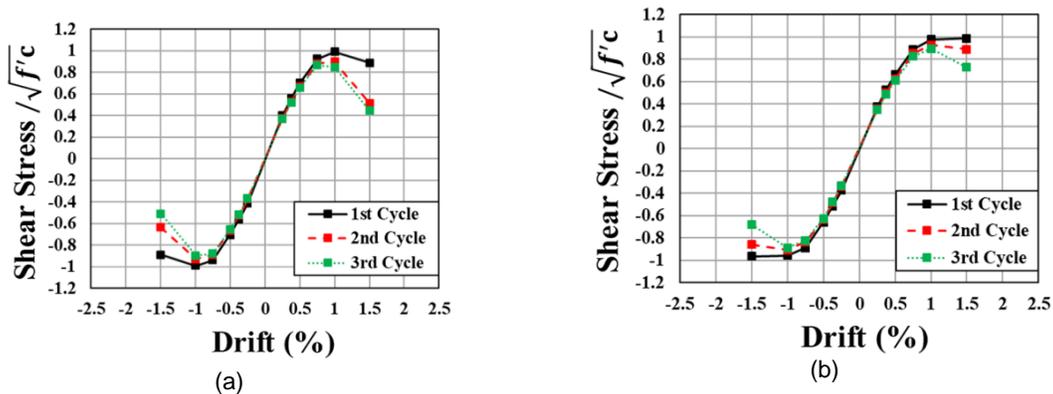


Ilustración 50 – Curvas Esfuerzo cortante - Deriva (a) Muro con refuerzo Grado 420 MPa (b) Muro con refuerzo Grado 785 MPa. Fuente: (Hung & Hsieh, 2020)

En conclusión, el uso y cambio del tipo de refuerzo demostró una incidencia significativa en el comportamiento y desempeño global de muros de concreto clasificados como robustos, por un lado, los resultados de ensayos experimentales realizados a especímenes con refuerzo en malla electrosoldada demostraron un comportamiento deficiente en comparación a los especímenes con refuerzo corrugado convencional, en primera medida la diferencia en capacidad máxima a corte no fue sustancialmente mayor

para los especímenes con refuerzo en malla a pesar de tener un esfuerzo de fluencia mayor, en términos de ductilidad los especímenes con malla electrosoldada exhibieron un modo de falla frágil y súbito con pocas fisuras debido a la fractura del refuerzo horizontal evidenciando poca capacidad de deformación y una degradación acelerada de la capacidad a corte en el plano, además, los modelos analíticos arrojaron una probabilidad de colapso 5 veces mayor para las edificaciones con malla respecto a las edificaciones con refuerzo convencional.

En concordancia con lo referenciado anteriormente no se encontró una relación de beneficio entre el uso extensivo de este tipo de refuerzo y su desempeño desde el punto de vista estructural, como se ha mencionado previamente los muros clasificados robustos han reflejado tendencia a desarrollar modos de falla por corte, por lo que, utilizar un tipo de refuerzo que haya incrementado los efectos de los modos de falla súbitos no debería ser la directriz en las tendencias de materiales usados para este tipo de elementos.

Por el contrario, las tendencias en el uso refuerzos de alta resistencia han mostrado diversas mejoras en el comportamiento de los muros robustos, se encontró que la capacidad de deformación aumentó casi el doble respecto al acero de resistencia normal a pesar de tener una capacidad de corte ligeramente menor, también se encontró que este refuerzo de alta resistencia disminuyó la degradación tras varios ciclos de inversión de carga. Estas mejoras sumado a lo señalado por Chen et al. (2019) en cuanto a las ventajas en la disminución del refuerzo requerido y la sección transversal evitando la congestión del refuerzo hacen que el uso del refuerzo de alta resistencia se posicione como una opción benéfica desde el punto de vista estructural para los muros catalogados como robustos.

### **3.2.1.7. Influencia del tipo de concreto**

Los patrones de daño dominados por los modos de falla por corte han causado que los muros robustos disminuyan rápidamente su rigidez y capacidad. La respuesta histerética cuando hay inversiones de desplazamiento ha limitado significativamente la capacidad de disipación de energía y ductilidad de los muros (Hung & Hsieh, 2020). Debido a esto en ensayos recientes se ha estudiado el efecto del uso de concretos de alta resistencia (HSC) y concretos de ultra alta-resistencia (UHPC - UHPFRC) en muros catalogados como robustos en función de la mejora en los modos de falla, capacidad a corte en el plano y ductilidad.

En Hung et al. (2017) se evaluó el uso de los concretos de ultra alta-resistencia sin y con fibras cortas de acero (UHPC - UHPFRC) en dos especímenes que fueron sometidos a un esfuerzo cortante del orden de  $0.83\sqrt{f'c}$  con las siguientes características dimensionales: espesor de 160 mm, longitud de 1.5 m y altura de 1.1 m para una relación de aspecto ( $H/L$ ) de 0.73. Los especímenes se reforzaron con acero de alta resistencia con un esfuerzo de fluencia 785 MPa con la misma cuantía de refuerzo horizontal y vertical (1.1%), la resistencia a la compresión del espécimen sin fibras fue de 158 MPa mientras

que en el espécimen con fibras fue de 115 MPa. En la Ilustración 51 se presentan las curvas de esfuerzo cortante - deriva para ambos especímenes, el espécimen sin fibra de acero (UHPC) alcanzó un esfuerzo  $0.70\sqrt{f'_c}$  con una disminución abrupta de la capacidad a corte en el primer ciclo a casi  $0.30\sqrt{f'_c}$  mientras que el espécimen que contó con fibra de acero (UHPRFC) alcanzó casi un 20% del esfuerzo máximo al que fue sometido  $1.0\sqrt{f'_c}$  y en el primer ciclo de carga no registró disminución de su capacidad a corte.

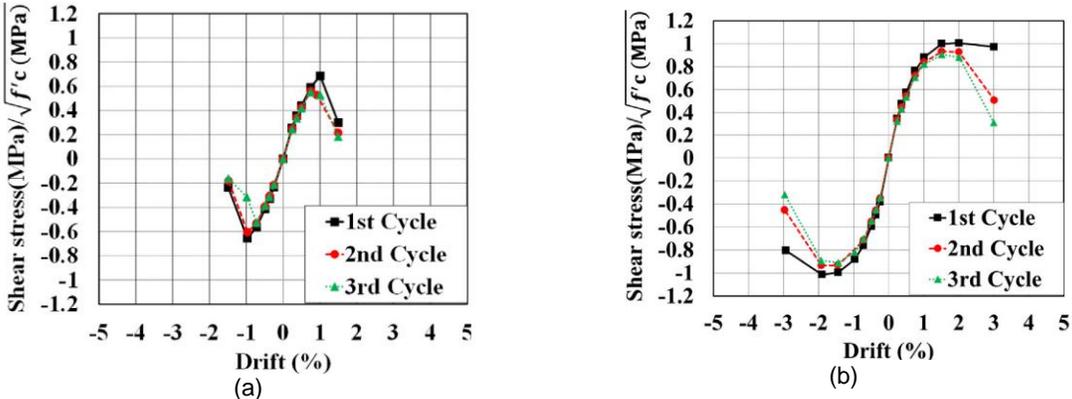


Ilustración 51 – Curvas Esfuerzo cortante - Deriva (a) Muro sin fibras UHPC (b) Muro con fibras UHPRFC. Fuente: (Hung et al., 2017)

Esto evidenció que el uso de fibras cortas de acero embebidas en el concreto impulsó un cambio en el modo de fallo del espécimen pasando de corte a flexión, tal y como se observa en el patrón de daños incluido en la Ilustración 52 donde se registró un mayor número de fisuras para el espécimen con fibra (UHPRFC).

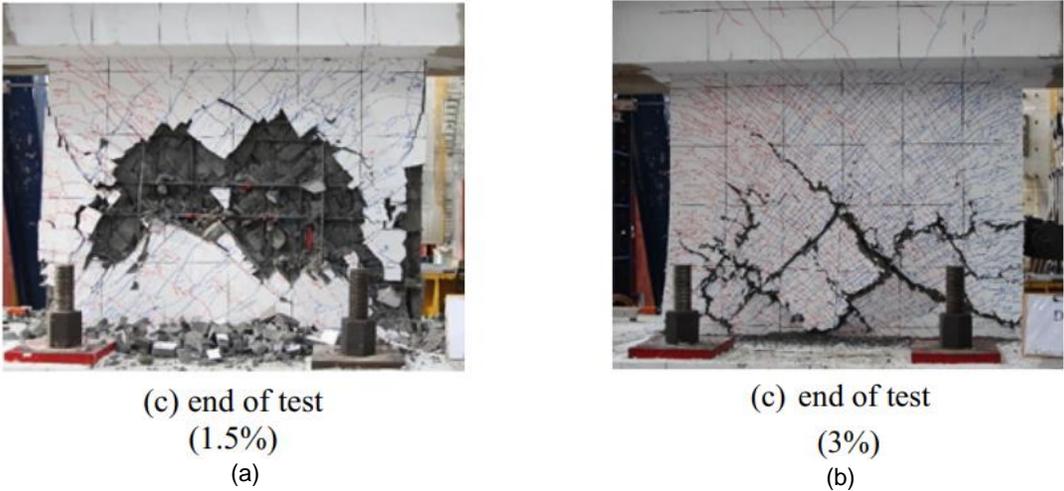


Ilustración 52 – Patrón de daños (a) Muro sin fibras UHPC (b) Muro con fibras UHPRFC. Fuente: (Hung et al., 2017)

Además, con los resultados incluidos en la Ilustración 53 se comprobó que el espécimen que contó con el refuerzo con fibras de acero (UHPFRC) exhibió un comportamiento dúctil dado que los porcentajes cuantificados por flexión estuvieron entre un 10 y 20% por encima de los asociados al corte con una deriva máxima asociada del 3%, en comparación con el espécimen sin fibras que apenas alcanzó una deriva máxima del 1% junto con un porcentaje de participación del corte por encima del 10% respecto a la flexión.

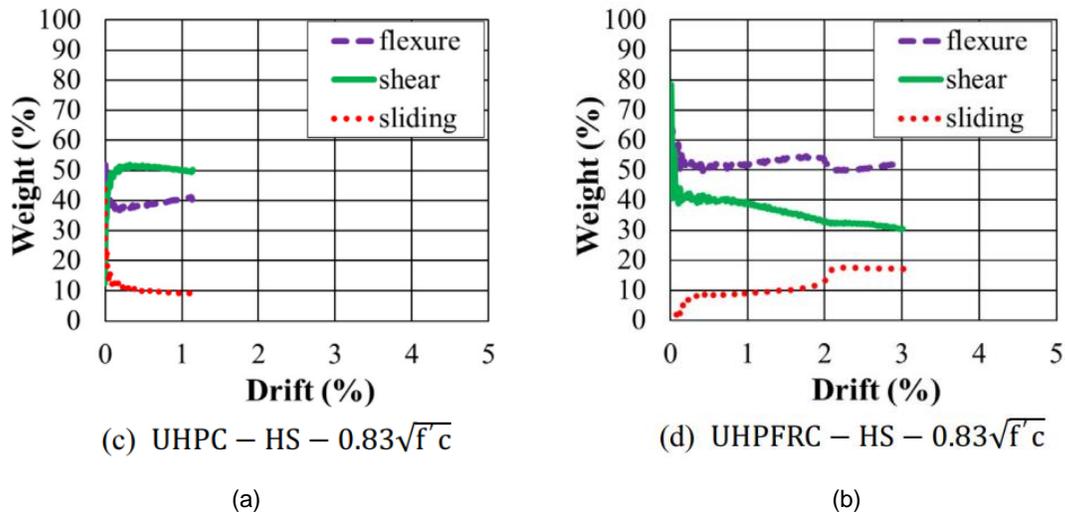


Ilustración 53 – Participación mecanismos de falla (a) Muro sin fibras de acero UHPC (b) Muro con fibras de acero UHPFRC. Fuente: (Hung et al., 2017)

Resultados similares a los descritos previamente se obtuvieron en Hung & Hsieh (2020), en donde se fallaron 2 especímenes con las siguientes características dimensionales: espesor de 160 mm, longitud de 1.5 m y altura de 1.1 m para una relación de aspecto ( $H/L$ ) de 0.73. Los especímenes se reforzaron con acero de alta resistencia con un esfuerzo de fluencia 785 MPa con la misma cuantía de refuerzo vertical y horizontal de 0.3%, la resistencia a la compresión del espécimen sin fibras fue de 114 MPa mientras que en el espécimen con fibras fue de 93 MPa. En la Ilustración 54 se observa que el uso de concreto de ultra alta resistencia con fibras de acero (UHPFRC) disminuyó la pérdida de capacidad a corte después de varios ciclos de carga a comparación con el espécimen que no tenía fibras, el cual tuvo una disminución de su capacidad en casi un 60% tras tres ciclos de carga acompañado con extensas fisuras de corte localizadas y fragmentación significativa del concreto en el alma y las esquinas del muro.

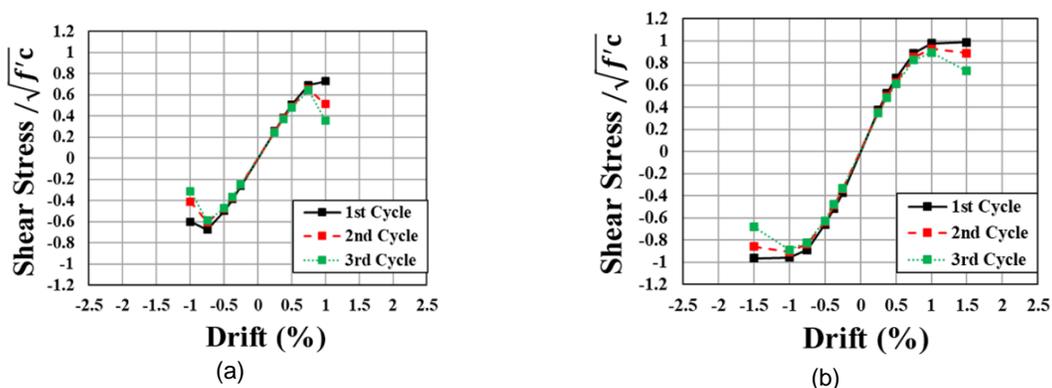


Ilustración 54 – Curvas Esfuerzo cortante - Deriva (a) Muro sin fibras de acero UHPC (b) Muro con fibras de acero UHPRFC. Fuente: (Hung & Hsieh, 2020)

En la Ilustración 55 se observa la cuantificación de fisuras evidenciándose que, para los especímenes con concreto de ultra alta resistencia reforzado con fibras (UHPRFC) se alcanzó casi el doble de fisuras reflejando que este material tiene una ductilidad superior que pudo absorber una gran cantidad de deformación una vez se produjo la fisura principal.

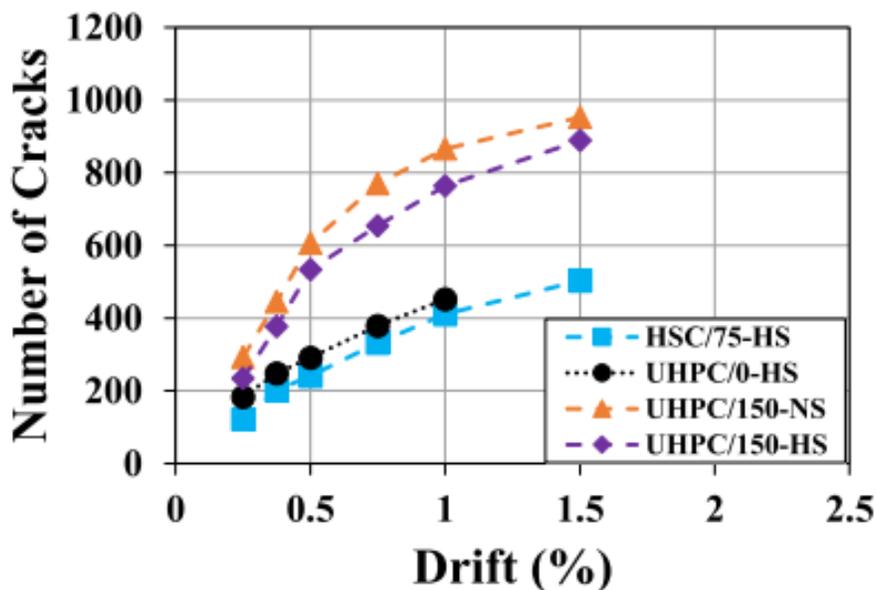


Ilustración 55 – Numero de fisuras desarrolladas para distintos tipos de concreto. Fuente: (Hung & Hsieh, 2020)

En conclusión, en relación con lo referenciado anteriormente se encontró una relación de beneficio entre el uso de este tipo de concreto y su desempeño desde el punto de vista estructural. El uso del concreto de alta resistencia reforzado con fibras de acero (UHPRFC) ha demostrado mediante los resultados experimentales un comportamiento

diferente al usualmente observado en muros clasificados como robustos dominados por la falla a cortante.

Factores como la disminución de la degradación acelerada en la capacidad a corte en el plano, la ductilidad reflejada en los especímenes al generarse una gran cantidad de fisuras, el cambio del modo de falla usualmente predominante a corte por un modo de falla a flexión con niveles de esfuerzo cortante altos  $0.83\sqrt{f'c}$ , la tolerancia al daño observada bajo cargas cíclicas frenando el desprendimiento del concreto en el alma, evidencian los numerosos aportes no solo en términos de capacidad máxima a corte sino en el desempeño global en ductilidad que tiene el uso de este tipo de concreto logrando que se posicione como una opción benéfica desde el punto de vista estructural para los muros catalogados como robustos.

De igual forma los máximos niveles de esfuerzo cortante en el plano registrados ( $1.0\sqrt{f'c}$ ) sin desarrollar una falla frágil pusieron en evidencia que en el límite superior establecido por ACI 318-19 (American Concrete Institute, 2019) de  $0.66\sqrt{f'c}$  podría considerarse un aumento en este factor con el uso de concretos de alta resistencia y alto rendimiento que tengan fibras cortas de acero (UHPFRC) sin poner en detrimento el desempeño de estos elementos.

### **3.2.1.8. Influencia de los vacíos/aberturas**

La forma y características geométricas de los muros estructurales en general han estado sujetas a la configuración arquitectónica planteada para cada edificación, en algunos casos en las fachadas de edificaciones o particiones internas los muros de concreto son divididos en segmentos de muros verticales (Wall Piers) debido a las aberturas y/o vacíos, de acuerdo con Tafheem et al. (2022). Los vacíos se han creado debido a requerimientos funcionales en las edificaciones tales como, pequeñas ventanas para ventilación, ductos o grandes vacíos para puertas. Por consiguiente, es común encontrar este tipo de configuraciones en muros que hacen parte del sistema de resistencia sísmica de las edificaciones y su estudio ha sido analizado por diversos autores en donde se ha evaluado la incidencia de las aberturas y/o vacíos en la capacidad a corte de estos elementos.

En el caso de Todut et al. (2014) se estudió el desempeño de muros de concreto que contaban con diferentes configuraciones de aberturas y/o vacíos en su geometría y que fueron sometidos a cargas horizontales cíclicas con carga axial constante, los seis especímenes ensayados tenían un espesor de 10 cm, cuantía de refuerzo horizontal proporcionada por refuerzo convencional corrugado ( $\rho_h = 0.0015$ ) y refuerzo en malla electrosoldada ( $\rho_h = 0.0013$ ) con resistencias a la compresión entre 12 MPa y 30 MPa. En la Tabla 7 se presentan los valores correspondientes a la relación (Área vacío/ Área bruta) para cada uno de los 6 especímenes ensayados.

Tabla 7 – Relación Área Vacío / Área Bruta sección especímenes. Fuente: Adaptado de (Todut et al., 2014)

ID Especímen	Área vacío (m <sup>2</sup> )	Área bruta (m <sup>2</sup> )	Relación (Área vacío /Área bruta)
PRCWP (7-E1-T)	1.35	6.77	20%
PRCWP (8-E3-T)	3.15	6.77	46%
PRCWP (10-L1/L3-T)	1.75	6.77	25%
PRCWP (11-L1 -T)	0.75	6.77	11%
PRCWP (12-E1 -T)	1.35	6.77	20%

En la Ilustración 56 e Ilustración 57, se presenta la respuesta global de los muros bajo los ensayos desarrollados en términos de capacidad a corte en el plano y rigidez, se evidenció que los especímenes con mayores dimensiones de aberturas (Ver Tabla 7) (8-E3-T) y (10-L1/L3-T) reflejaron una reducción significativa en la capacidad a corte y rigidez en comparación con los especímenes que contaban con áreas de aberturas menores.

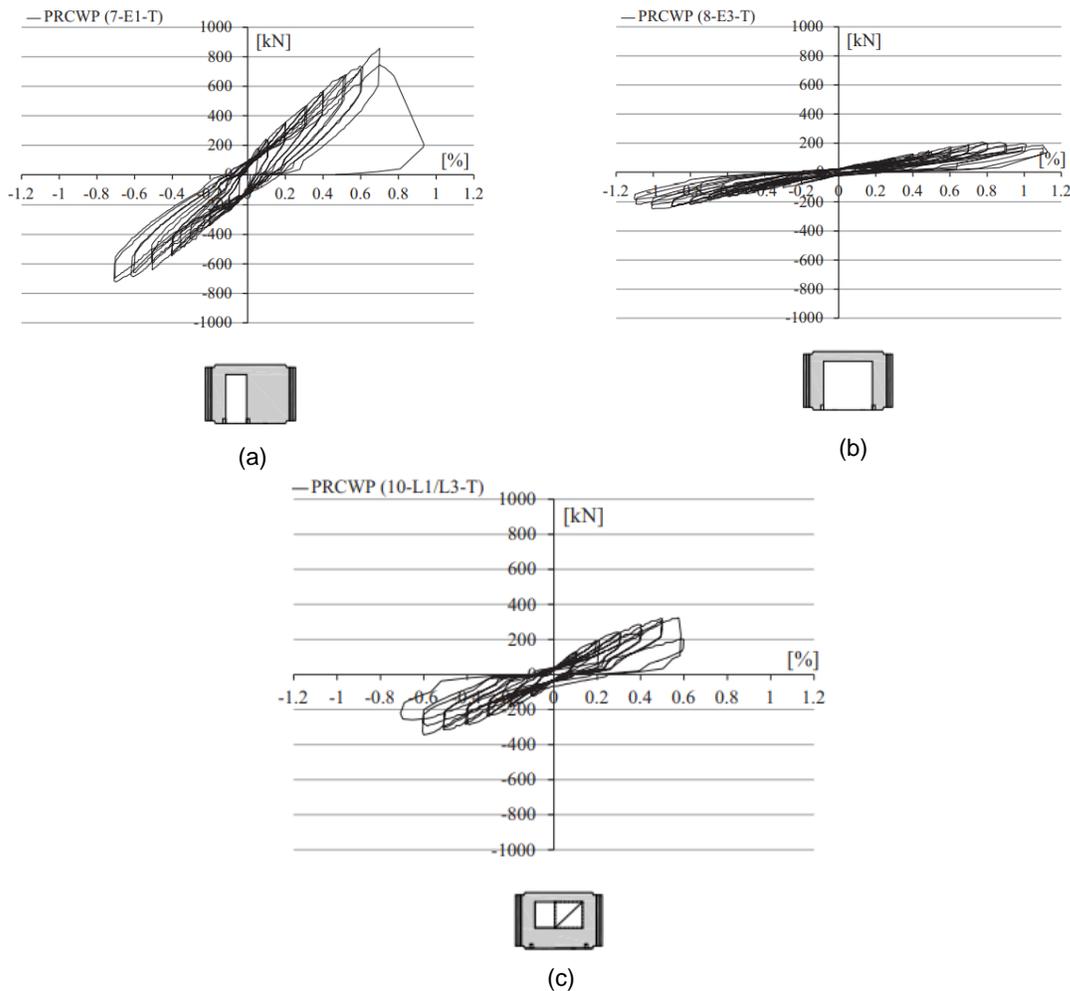


Ilustración 56 – Graficas histéresis para muros con diferentes configuraciones de aberturas (a) 7-E1-T (b) 8-E3-T (c) 10-L1/L3-T. Fuente: (Todut et al., 2014)

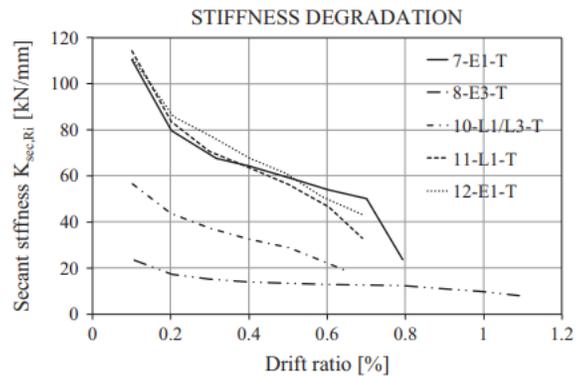


Ilustración 57 – Degradación de rigidez para muros con diferentes configuraciones de aberturas. Fuente: (Todut et al., 2014)

Asimismo, los tipos de falla observados en estos especímenes fueron el aplastamiento del concreto en las esquinas de los vacíos donde se presentó la fluencia del refuerzo tal y como se evidencia en la Ilustración 58.



Ilustración 58 – Aplastamiento del concreto en las esquinas de las aberturas. Fuente: (Todut et al., 2014)

En estudios recientes, la evaluación de la influencia de las aberturas y vacíos se centró en encontrar que ubicación espacial del vacío y variación de dimensiones genera un comportamiento más deficiente en el elemento en función del patrón de daños y fisuración, así como en la pérdida de capacidad a corte en el plano del muro. En Ou et al. (2019) se evaluaron los parámetros descritos anteriormente con los resultados experimentales de 5 especímenes clasificados como robustos con una relación de aspecto de 0.71, que fueron reforzados con cuantía vertical y horizontal de 0.55% y ensayados sin carga axial. En la Ilustración 59 se puede observar los especímenes W1-W2-W3 que tenían el mismo vacío y la variable que se consideró fue su ubicación.

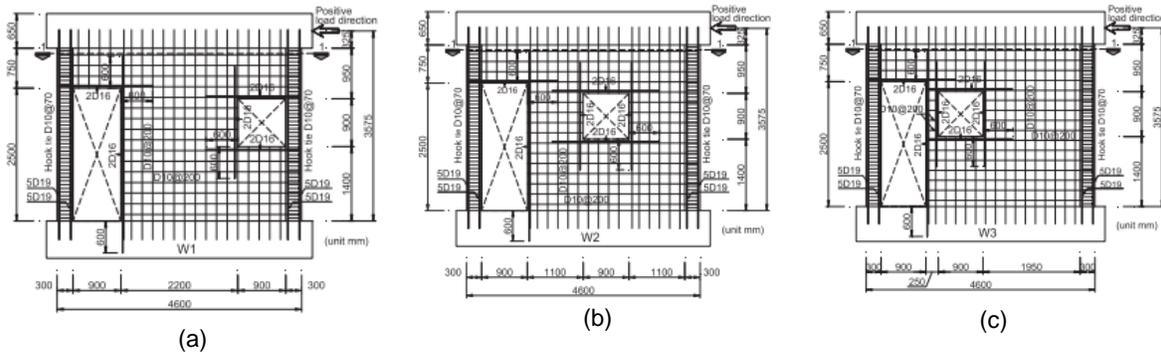


Ilustración 59 – Variación de la ubicación de la abertura para muros robustos (a) W1 (b) W2 (c) W3. Fuente: (Ou et al., 2019)

De igual forma, en la Ilustración 60 se pueden observar el esquema de los especímenes W4-W5 que estaban ubicados en la misma posición, pero se varió la altura en el muro W4 y el ancho en el muro W5. El área total de los vacíos respecto al área total del muro fue del 21% (W1 a W3), 24% (W4) y 29% (W5).

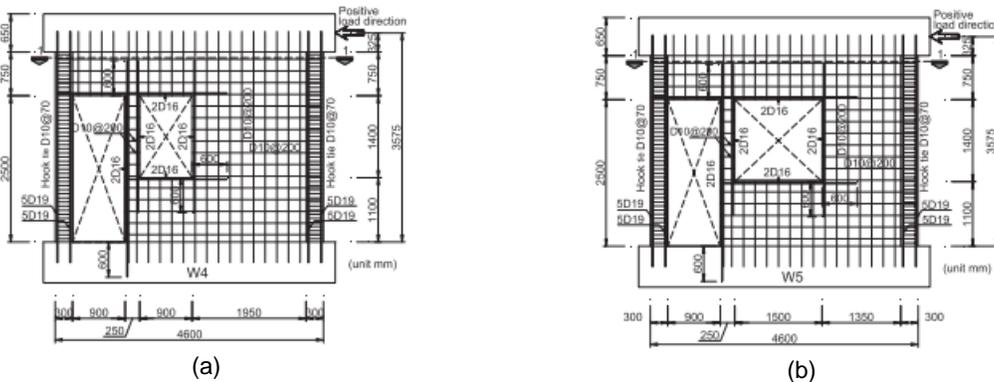


Ilustración 60 – Variación de las dimensiones de la abertura para muros robustos (a) W4 - altura (b) W5 – ancho. Fuente: (Ou et al., 2019)

Los resultados obtenidos señalaron que la mayoría de las fisuras y daños se produjeron entre segmentos críticos del muro cuando el vacío se ubicó en la mitad del muro (especimen W2), a comparación de los especímenes W1 y W3 en donde se ubicó una sola zona de fisuras y daños recurrente tal y como se observa en la Ilustración 61, además, el promedio de la máxima capacidad a corte en el plano del espécimen W2 fue menor a los especímenes W1 y W3 en un 11 y 9% respectivamente, esto se debe a que los especímenes W1 y W3 tuvieron una relación altura longitud mayor que el espécimen W2 y transfirieron la carga con un puntal diagonal menos inclinado (Ou et al., 2019). El impacto del incremento de la longitud de la abertura fue mayor que el de la altura, el promedio de la capacidad a corte del muro W4 fue menor un 10% respecto al muro W3 con un aumento de altura de la abertura del 55% entre esos dos especímenes, mientras que el promedio de la capacidad a corte del muro W5 fue menor un 38% respecto al muro W4 con aumento de la longitud del 67% entre esos dos especímenes, lo que indicó que el

incremento de la longitud del vacío redujo más la capacidad a corte del muro que el incremento en la altura del muro.

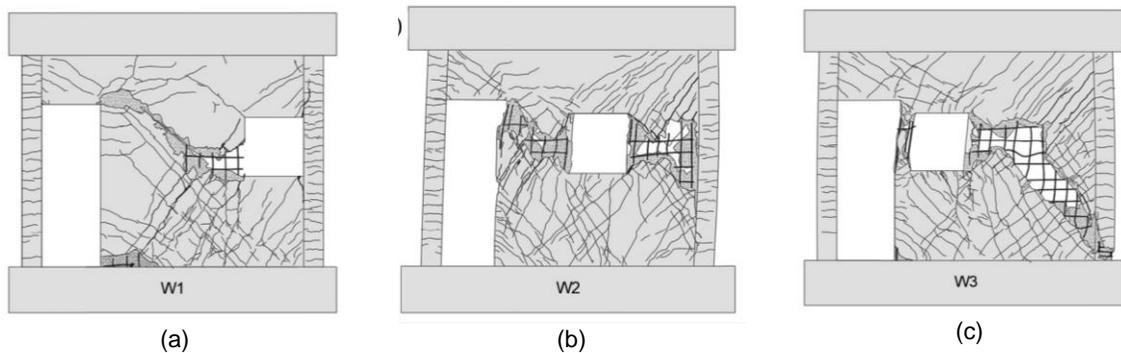


Ilustración 61 – Patrón de daños debido a la ubicación de la abertura para muros robustos (a) W1 (b) W2 (c) W3. Fuente: (Ou et al., 2019)

A diferencia del estudio referenciado anteriormente donde se evaluó la incidencia de una de las dos dimensiones del vacío, en Tafheem et al. (2022) se estudió el efecto de la ampliación de las dos dimensiones del vacío ubicado en la parte central del muro y el efecto del refuerzo adicional alrededor del vacío en la capacidad a corte de los especímenes. Se fallaron 6 especímenes con relación de aspecto de 1 y cuantía de refuerzo horizontal y vertical del 1.3%, en la Ilustración 62 se presenta la configuración del ensayo bajo el cual se aplicaron cargas cíclicas de cortante puro, de los 6 especímenes, uno de los especímenes se ensayó sin abertura y fue denominado (SS), en otros 3 especímenes denominados (S80) – (S160) – (S240) se incrementó el área del vacío respecto al área total de muro en un porcentaje de 1.8% - 7.1% y 16% respectivamente, finalmente en los últimos 2 especímenes denominados (S80A) y (S160A) se incluyó refuerzo adicional alrededor de la abertura y se mantuvieron la mismas dimensiones de los especímenes S80 y S160.

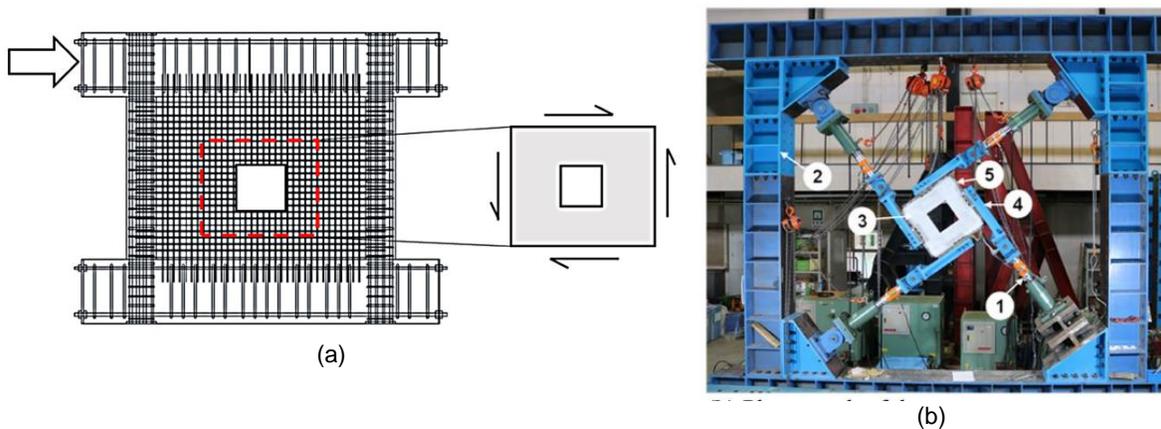


Ilustración 62 – Configuración de ensayo para aplicar cortante puro en los especímenes de concreto (a) Estado de cortante puro ante carga lateral (b) Configuración del ensayo. Fuente: (Tafheem et al., 2022)

Los resultados obtenidos reflejaron una disminución de la capacidad a corte en el plano del 11%, 21% y 37% conforme se aumentó el área del vacío en los especímenes (S80) – (S160) – (S240) respectivamente como se puede observar en la Ilustración 63.

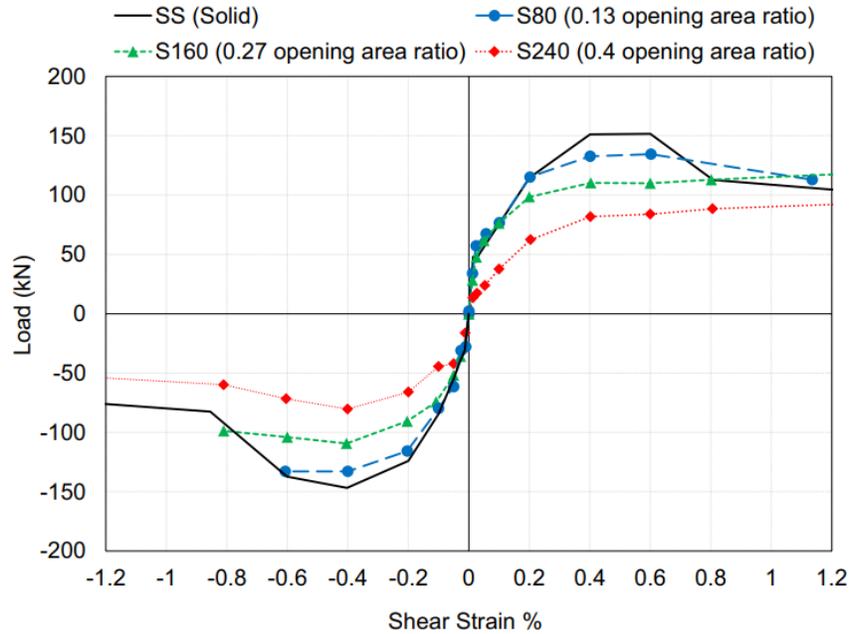


Ilustración 63 – Disminución en la capacidad a corte con el incremento del área del vacío en el muro. Fuente: (Tafheem et al., 2022)

De igual forma, el efecto del refuerzo adicional fue significativo dado que se registró un incremento del 20% y del 32% en la capacidad a corte en el plano para los especímenes que fueron reforzados (S80A) y (S160A) con respecto a los que no tenían ningún refuerzo (S80) – (S160) (Ver Ilustración 64) e inclusive registraron valores de capacidad superiores en un 6.5% y 2.5% respecto al espécimen que no tenía ningún vacío (SS).

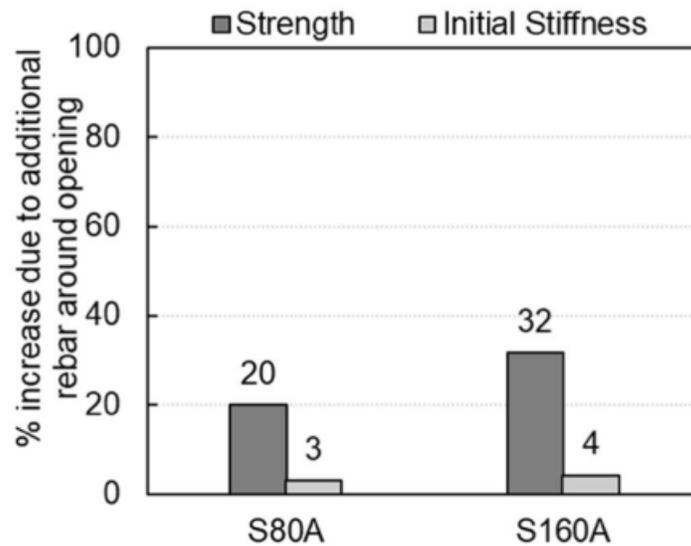


Ilustración 64 – Influencia del refuerzo adicional alrededor de los vacíos en la capacidad a corte. Fuente: (Tafheem et al., 2022)

La restricción total de los vacíos en este tipo de elementos ha sido limitada debido a las configuraciones arquitectónicas o los requerimientos funcionales de las edificaciones, como se evidenció en los estudios referenciados, el desempeño de los muros clasificados como robustos dado que su relación de aspecto ( $H/L$ ) ha sido menor a 2 se ha visto afectado por los vacíos con la disminución de su capacidad a corte, conforme se aumentaba el área de la abertura con las consecuentes afectaciones de zonas críticas como las esquinas de las aberturas en los patrones de daño observados.

Se encontró que la ubicación de los vacíos en la parte central del muro incidió en una mayor disminución de la capacidad a corte en el plano y un mayor patrón de daños, de igual forma se encontró que el incremento de la longitud del vacío redujo más la capacidad a corte del muro que el incremento en la altura del muro, así mismo, el efecto del refuerzo alrededor de los vacíos tuvo un aporte significativo entre el 20 y 30% en el incremento de la capacidad a corte de los especímenes y se encontró que el efecto del refuerzo adicional equiparó las capacidades a corte de los muros con vacíos respecto a la capacidad del espécimen sin vacío. Por lo tanto, los hallazgos enumerados previamente también han permitido establecer orientaciones que pueden ser usadas para fijar parámetros que determinen una menor afectación en el desempeño de los muros desde la concepción y ubicación menos crítica de los vacíos en la parte arquitectónica como en la parte estructural con la inclusión del refuerzo adicional alrededor de las aberturas.

### 3.2.2. Muros esbeltos (Slender Walls)

De acuerdo con Moehle (2015) se ha observado que los muros clasificados como esbeltos no son capaces de resistir eficazmente el esfuerzo cortante horizontal mediante un solo puntal diagonal de compresión desde el punto de aplicación de la carga hasta el punto de apoyo, por lo tanto, la fuerza cortante se distribuye en varios puntales de compresión diagonales, donde la componente horizontal de estos puntales es soportada por el refuerzo horizontal y la componente vertical es resistida por las fuerzas de compresión y tensión por flexión de los elementos de borde junto con el refuerzo vertical del alma del muro tal y como se observa en la Ilustración 65.

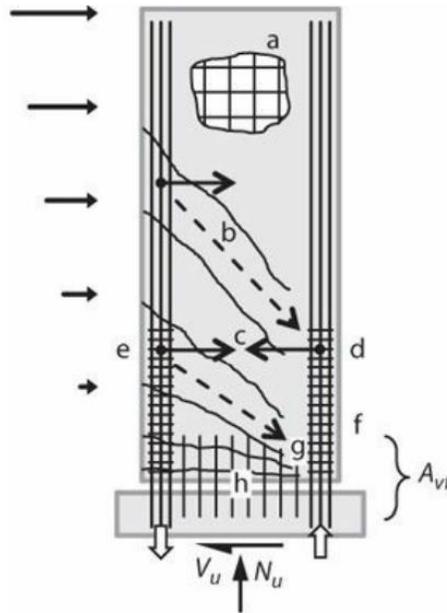


Ilustración 65 – Distribución fuerzas muros esbeltos. Fuente: (Moehle, 2015)

En la Ilustración 66 se presenta el esquema del desarrollo del mecanismo de resistencia a corte bajo cargas laterales en muros clasificados como esbeltos, en el inicio de las cargas laterales se generan un par de fuerzas en los extremos del muros y experimentalmente se ha encontrado que las fisuras se presentan en el extremo del muro donde la fuerza de tensión aparece y el cortante es resistido por toda la longitud del muro (Imagen a), una vez las deformaciones por flexión entran en el rango inelástico la mayoría del cortante debe ser resistido por el otro extremo del muro en donde el par de fuerzas genera la compresión junto con una concentración de esfuerzos en esa zona (Imagen b). Esto junto con la deformación inelástica del refuerzo vertical del alma resulta en una reducción de la resistencia al aplastamiento del alma con el aumento del desplazamiento lateral (Moehle, 2015).

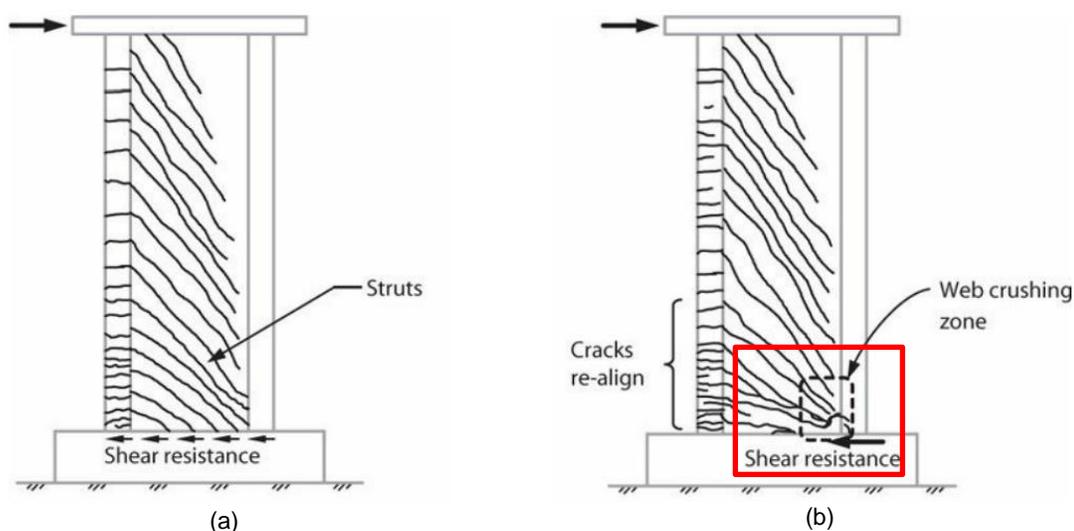


Ilustración 66 – Mecanismo de falla por corte (a) Patrón de fisuración inicial (b) Patrón de fisuración después de varios ciclos de carga. Fuente: (Moehle, 2015)

La capacidad a corte en este tipo de elementos ha estado limitada por la resistencia al aplastamiento del alma, este modo de falla se ha desarrollado cuando los esfuerzos de compresión en los puntales diagonales de compresión alcanzan su máxima capacidad, por lo tanto, un límite superior fue establecido para la capacidad a cortante de muros esbeltos (Moehle, 2015).

Durante el evento sísmico se espera que el modo de falla de los muros esbeltos sea por flexión dado que la fluencia por cortante no se ha considerado aceptable ya que se ha reducido la capacidad inelástica por debajo de los valores esperados, sin embargo, los efectos de la carga cíclica en elementos esbeltos por flexión han producido degradación de los mecanismos de resistencia al corte con eventuales fallos por esta sollicitación (Moehle, 2015). Es común que en los reglamentos y códigos de diseño de estructuras sismorresistentes se especifique el diseño de los elementos estructurales para que la falla sea dúctil y que la flexión controle la respuesta sísmica inelástica y que los modos de falla por corte sean suprimidos hasta que suficiente energía sea disipada en la fluencia por flexión en las regiones críticas de los diferentes elementos estructurales, por ende, el modo de fallo referenciado previamente no es el modo de falla esperado inicialmente en las estructuras que cuentan con muros clasificados como esbeltos.

Tal y como ha sido referenciado por Lowes et al. (2019) las edificaciones que cuentan con muros clasificados como esbeltos que han sido usados para resistir cargas sísmicas y que fueron diseñados teniendo como comportamiento principal la respuesta en flexión no han exhibido daño significativo por corte o falla por cortante como la reseñada en los párrafos anteriores. Para muros en los que se ha proporcionado una mayor capacidad al corte respecto a la capacidad a flexión, la práctica común ha sido suponer que la fluencia se produce solo en la flexión mientras que a corte se conserva la rigidez original desarrollando un modo de fallo dúctil.

No obstante, esta suposición y la interacción entre las componentes de deformación por corte y flexión se ha debatido por diferentes autores en estudios recientes, de acuerdo con López et al. (2021) el comportamiento global de muros de concreto reforzado ha estado influenciado tanto por las componentes de deformación asociadas a la flexión como las asociadas al cortante, y en ambos tipos de deformaciones se ha observado comportamiento no lineal para asegurar la ductilidad ante cargas extremas (Petrone et al., 2021). Según lo observado por Faraone et al. (2022) suponer una rigidez constante a corte es asumir que las deformaciones por corte se mantienen constantes después de la fluencia a flexión, la respuesta experimental ha indicado un aumento en las deformaciones por corte debido a la interacción entre las deformaciones por corte y flexión independiente del diseño por capacidad, este hecho quedó reflejado mediante la respuesta experimental realizada a un muro clasificado como esbelto con las siguientes características: relación de aspecto de 2, relación de carga axial del 7.5%, cuantía de refuerzo vertical 1.0%, cuantía de refuerzo horizontal 0.6%, cuantía de refuerzo vertical y horizontal del elemento de borde de 2.2 y 1.25% respectivamente. En la Ilustración 67 se presentan los porcentajes de contribución de las deformaciones por corte y flexión en función de los niveles de deriva registrados para el espécimen referenciado con base en el registro experimental y a los valores obtenidos a través de un modelo de acoplamiento corte-flexión, se observó que antes de la aparición de una no linealidad significativa (0.5% de deriva), la distribución de las componentes por corte y flexión concordaron con los resultados experimentales, sin embargo, después de la fluencia la contribución del corte fue casi el 25% del desplazamiento total para una deriva del 3%.

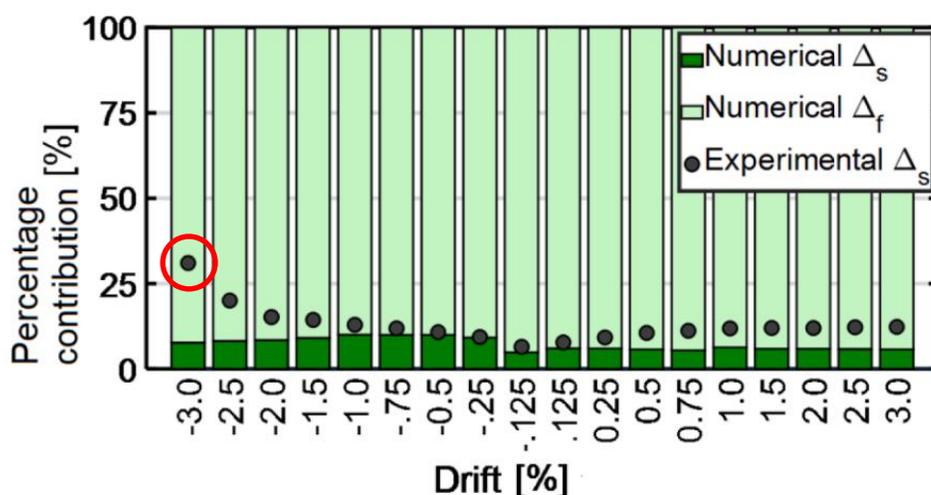


Ilustración 67 – Porcentajes de contribución de las deformaciones asociadas a cada mecanismo de falla.  
Fuente: (Faraone et al., 2022)

Por lo tanto, se evidenció que el modelo analítico no logró capturar la respuesta no lineal a cortante después de la fluencia en la interacción de ambos tipos de deformaciones y que las deformaciones por corte contribuyeron en aproximadamente una cuarta parte del desplazamiento total de muro indicando que a pesar de que la respuesta desarrollada del

muro haya sido dominada en gran medida por la flexión pueden aparecer deformaciones no lineales por corte que influyen en el comportamiento final del muro y el modo de fallo presentado, dado que el comportamiento global de los muros está definido por ambas componentes de deformación.

A continuación, se incluyen los aspectos más relevantes encontrados en la literatura que influyeron en la respuesta dominada por corte en el plano y fuera de plano para la tipología de muros esbeltos fundidos in situ (*Slender Walls*). Se encontraron 3 parámetros con influencia organizados en 3 grupos, parámetros relacionados con las cargas, parámetros relacionados con las cargas/materiales y parámetros relacionados con la geometría/materiales.

Tabla 8 – Parámetros con mayor influencia encontrados en la literatura para la tipología de muros fundidos in situ en muros esbeltos (*Slender Walls*). Fuente: Propia

ID	Grupos	Numeral	Parámetros
1	Cargas	3.2.2.1	Influencia del nivel de esfuerzo cortante en el modo de fallo por corte en el plano y fuera del plano
2	Cargas/Materiales	3.2.2.2	Influencia del nivel de carga axial a compresión, direccionalidad de la carga sísmica y confinamiento del refuerzo transversal en el modo de fallo por corte fuera del plano
3	Geometría/Materiales	3.2.2.3	Influencia de los vacíos/aberturas y refuerzo vertical en el modo de fallo por corte en el plano

### **3.2.2.1. Influencia del nivel de esfuerzo cortante en el modo de fallo por corte en el plano y fuera del plano**

En general las solicitaciones por cortante y flexión resultan de análisis lineales realizados a los modelos analíticos de las estructuras, con las cuales se ejecuta el diseño para cada elemento estructural. Los factores de reducción usados en el diseño por corte son mayores comparados con aquellos usados en flexión, por lo tanto, se esperaría que la capacidad de un muro a corte en el plano basada en la máxima solicitación obtenida de los análisis lineales y de acuerdo con las especificaciones de los códigos pueda ser mayor que el cortante que se desarrolla cuando se produce el fallo por flexión.

En diversos estudios se ha verificado la influencia del cortante asociado para desarrollar el modo de falla en flexión. En el caso de Gulec et al. (2008) con 120 resultados de ensayos experimentales se comparó la relación entre el cortante asociado para desarrollar el modo de falla en flexión ( $V_{flexión}$ ) y la máxima capacidad a corte en el plano registrada experimentalmente ( $V_{ensayo}$ ). Se encontró que los muros críticos en corte fueron aquellos en donde la máxima capacidad a corte medida en laboratorio fue menor que la fuerza de corte asociada al desarrollo de la capacidad a flexión del muro, es decir la relación ( $V_{flexión}/V_{ensayo}$ ) fue mayor a la unidad. En la Ilustración 68 se puede observar que aquellos muros en donde la relación  $M/VL$  fue menor a 1.5 se encontró una tendencia en donde la relación ( $V_{flexión}/V_{ensayo}$ ) fue mayor a la unidad, sin embargo, se puede observar que para algunos especímenes con valores  $M/VL$  mayores a 2 en donde

se esperaba que los muros no fueran dominados por el comportamiento de corte también se encontraron valores en donde la relación ( $V_{flexión}/V_{ensayo}$ ) fue mayor a la unidad.

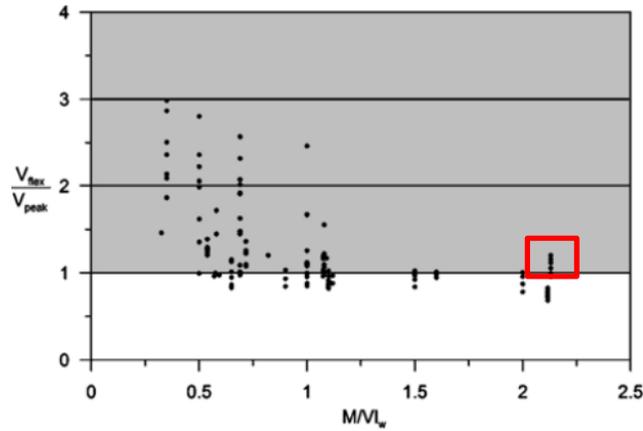


Ilustración 68 – Relación cortante asociado desarrollo capacidad flexión y máximo cortante registrado experimentalmente. Fuente: (Gulec et al., 2008)

De manera similar en estudios recientes como el desarrollado por Ni & Zhao (2022) se desarrolló un método predictivo con base en los resultados experimentales de 168 muros de concreto reforzado para determinar el modo de falla esperado para los especímenes teniendo en cuenta la relación de aspecto y la relación entre el cortante para desarrollar el modo de flexión y la capacidad a cortante teórica ( $V_{flexión}/V_{teórico}$ ). En la Ilustración 69 (Imagen a) se incluyen los resultados asociados a la falla por corte que se presentaron cuando las relaciones ( $V_{flexión}/V_{teórico}$ ) se encontraron entre 0.80 y 3, de igual forma en la (Imagen b) se evidencia que una parte de los especímenes desarrollaron fallas por Flexión/Corte y Corte a pesar de tener relaciones de aspecto mayores a 2. Con base en estos resultados Ni & Zhao (2022) propusieron un límite con base en los dos parámetros referenciados, donde para obtener un modo de fallo por flexión en muros esbeltos la relación de aspecto deberá ser mayor a 2.7 y la relación ( $V_{flexión}/V_{teórico}$ ) menor a 0.6, de otro modo cuando ( $V_{flexión}/V_{teórico}$ ) > 1.0 se presentará la falla por corte en el plano.

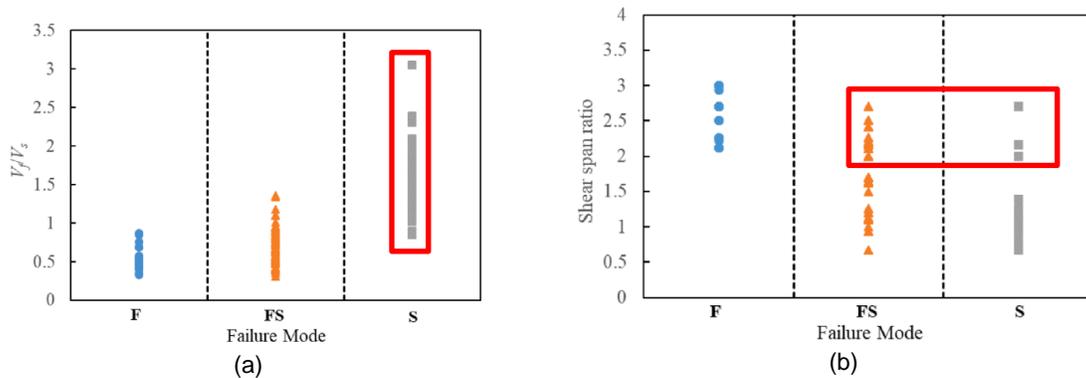


Ilustración 69 – Resultados modos de falla (a) En función de la demanda por corte (b) En función de la relación de aspecto. Fuente: (Ni & Zhao, 2022)

Con base en los resultados obtenidos en las investigaciones referenciadas se observó que los muros con relaciones de aspecto mayores a 2 desarrollaron la falla por corte en el plano a pesar de haber estado clasificado como muros esbeltos, así como en Ni & Zhao (2022) se propuso limitar el valor de la relación ( $V_{flexión}/V_{teórico}$ ) a valores menores de 0.6, varios autores han propuesto diferentes valores para limitar los esfuerzos cortantes máximos en el muro para evitar que se desarrolle una falla prematura por corte en el plano antes de que el muro pudiera disipar la energía a través de la fluencia por flexión. Las primeras propuestas referenciadas por Aktan & Bertero (1985) plantearon un límite de esfuerzo cortante máximo a un valor de  $0.5\sqrt{f'c}$  en MPa.

Experimentalmente se ha encontrado que para muros que tengan esfuerzos mayores a corte a  $0.60\sqrt{f'c}$  en MPa la falla es controlada típicamente después de un número repetido de ciclos por el aplastamiento del alma a lo largo de los puntales de compresión inclinados (Sánchez-Alejandro & Alcocer, 2010). Por otro lado, Moehle (2015) indicó que es recomendable mantener un margen contra el fallo por cortante en este tipo de elementos, y se considera buena práctica limitar el esfuerzo cortante desde  $0.33\sqrt{f'c}$  a  $0.50\sqrt{f'c}$  dado que se ha observado que la ductilidad a flexión se reduce en comparación con otros muros en donde los niveles de esfuerzos cortantes son más bajos. En el caso de la normativa estadounidense para el uso del concreto estructural ACI-318 (American Concrete Institute, 2019), se han fijado varios límites en las diferentes versiones del reglamento, el límite establecido en versiones anteriores para fuerza cortante correspondía al valor de  $(0.83\sqrt{f'ctd})$  que fue contemplado para el aplastamiento del alma cerca de la región de compresión de flexión, lugar donde el flujo del esfuerzo cortante está restringido a una corta longitud del muro tal y como se referencia en la Ilustración 66 (Imagen b). En la versión ACI 318-19 este valor fue modificado a  $(0.66\sqrt{f'ctL})$  en donde el área efectiva para cortante se tomó como el producto del espesor del muro por la longitud total del muro.

En ocasiones poder determinar la posibilidad de ocurrencia del modo de fallo por corte únicamente a través de una expresión teórica no ha sido factible debido a las múltiples variables que inciden en el comportamiento de los muros de concreto, por esto es común encontrar estudios en donde se ha combinado el uso de los resultados experimentales y modelación a través de elementos finitos para encontrar tendencias en la posibilidad de la ocurrencia de un modo de fallo específico, en el caso del estudio desarrollado por Lowes et al. (2019) se realizó un estudio paramétrico para determinar la influencia del nivel de demanda de esfuerzo cortante en el plano y de la relación de aspecto de la sección transversal del muro ( $L/t$ ) en el desarrollo del modo de fallo por compresión-corte fuera del plano en muros clasificados como esbeltos.

Los resultados de este estudio reflejaron que los muros con una relación de aspecto de la sección transversal grande y demandas de cortante de moderadas a altas desarrollaron esfuerzos principales altos entre la región del alma y la interfaz alma/elemento de borde,

generando esfuerzos que condujeron al desarrollo de un modo de falla por compresión-corte debido al aplastamiento del concreto y pandeo del refuerzo en el alma. Mediante los resultados de 23 ensayos experimentales de muros rectangulares clasificados como esbeltos se calibró el modelo de elementos finitos bajo el cual se reprodujo el comportamiento observado experimentalmente de falla por compresión-corte. En la Ilustración 70 se presenta el incremento generado en el estado de esfuerzos en la interfaz alma/elemento de borde por el aplastamiento del concreto debido a la combinación de flexión y cortante inducido por la compresión en este modo de fallo.

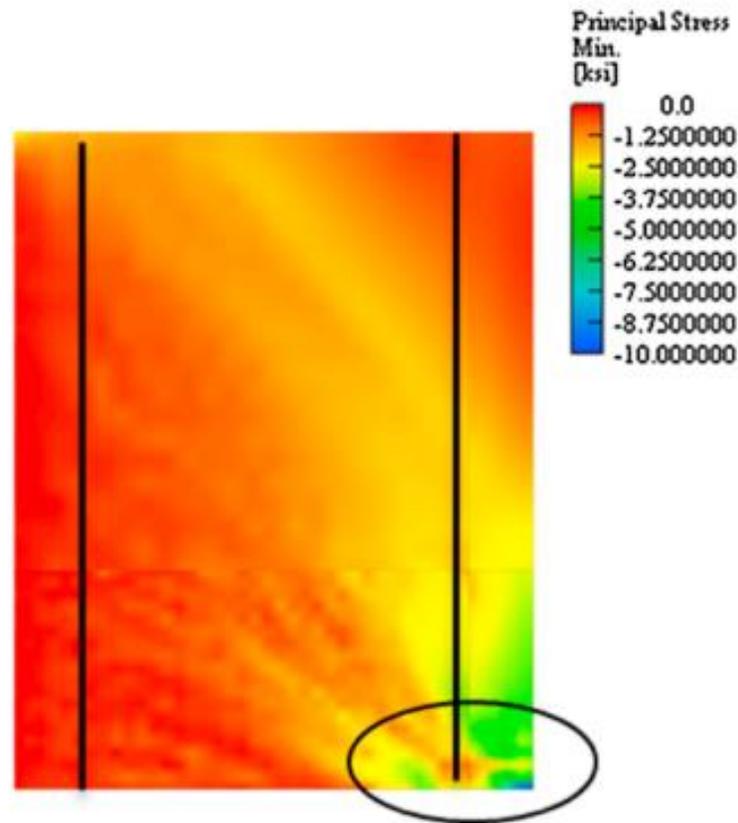


Ilustración 70 – Nivel de esfuerzos en la interfaz alma/elemento de borde espécimen con fallo por compresión/corte. Fuente: (Lowe et al., 2019)

Con la calibración del modelo de elementos finitos se realizó un estudio paramétrico con la simulación de 60 especímenes esbeltos encontrando que los muros que exhibieron falla por compresión/corte (color rojo) registraron esfuerzos cortantes por encima de  $0.40\sqrt{f'c}$  y con valores de deriva menores al 1.5% tal y como se presenta en la Ilustración 71.

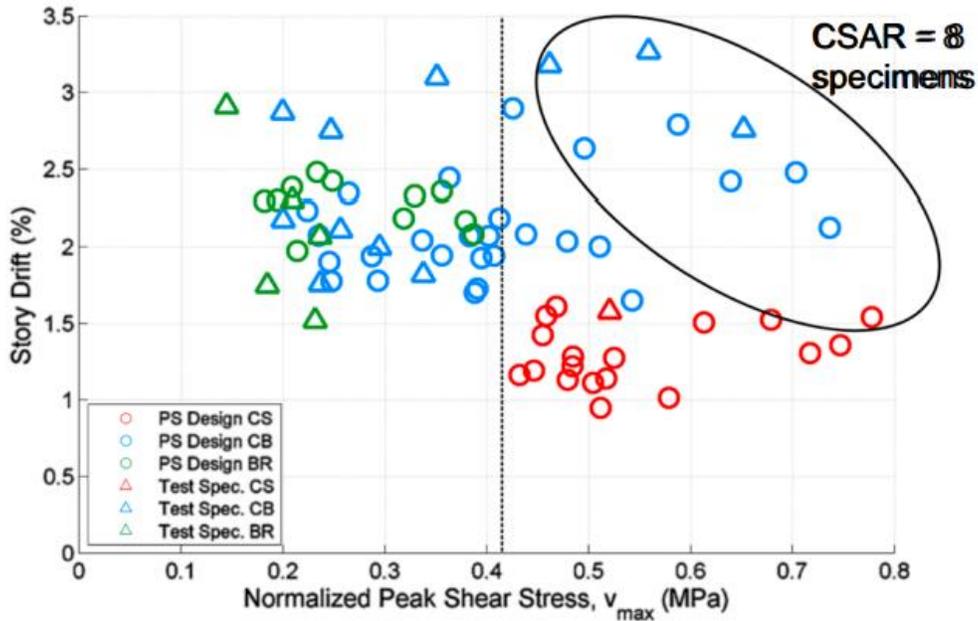


Ilustración 71 – Nivel de esfuerzos en relación con el nivel de deriva alcanzada. Fuente: (Lowes et al., 2019)

En la Ilustración 72 se presenta la vinculación entre la relación de aspecto de la sección transversal ( $L/t$ ) y la demanda de esfuerzo cortante, los especímenes que reflejaron una falla por compresión/corte (datos en color rojo) lograron delimitar una zona en donde se observó una tendencia en la que los especímenes desarrollaron este modo de falla para esfuerzos cortantes por encima de  $0.40\sqrt{f'c}$ .

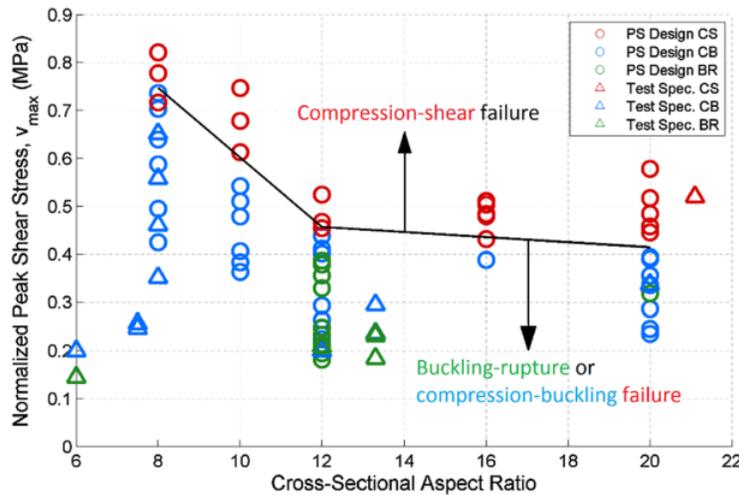


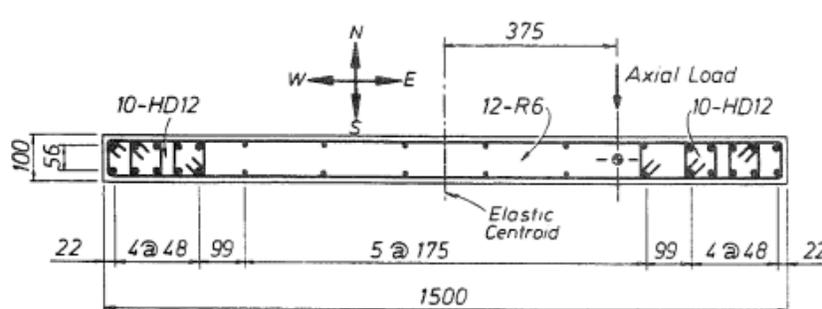
Ilustración 72 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal. Fuente: (Lowes et al., 2019)

En resumen, se ha encontrado que la posibilidad de desarrollar los mecanismos de falla por corte en el plano y fuera del plano en un muro clasificado como esbelto no depende

de una sola variable, la relación de aspecto  $H/L$  ha brindado indicios del tipo de comportamiento y/o desempeño que se puede esperar en un muro de concreto, sin embargo, se ha encontrado que el nivel de demanda del esfuerzo cortante se ha constituido como la variable principal que ha estado presente en todos los análisis para determinar estos tipos de falla. En todas las referencias nombradas previamente se encontró que la limitación de esta variable ha incidido directamente en la reducción de la posibilidad del modo de falla por corte en un rango de valores desde  $0.33\sqrt{f'c}$  a  $0.83\sqrt{f'c}$ . Por lo tanto, para cumplir con la premisa que durante el evento sísmico se espera que el modo de falla de los muros esbeltos sea por flexión deben tenerse en cuenta los factores y variables previamente mencionados para asegurar el tipo de comportamiento deseado en las estructuras que cuenten con muros esbeltos dentro del sistema de resistencia sísmica.

### 3.2.2.2. *Influencia nivel carga axial a compresión, direccionalidad de la carga sísmica y confinamiento del refuerzo transversal en el modo de falla por corte fuera del plano*

Se ha encontrado que la influencia de algunas variables ha marcado la tendencia en el desarrollo del modo de falla por corte fuera del plano en muros de concreto. La primera variable que dio indicios de este modo de falla a través de resultados experimentales fue el nivel de la relación de carga axial a compresión ( $ARL$ ) en muros esbeltos. Diversos autores en diferentes épocas han registrado evidencia del desarrollo de este modo de falla, inicialmente en Paulay & Goodsir (1985) se realizaron ensayos experimentales en muros rectangulares para verificar la inestabilidad lateral de los especímenes sometidos a carga lateral cíclica y carga axial variable. Uno de los especímenes fue sometido a carga axial máxima de  $26\% f'c A_g$  y presentó un modo de fallo por aplastamiento del concreto no confinado que provocó un deslizamiento diagonal por corte fuera de su plano tal y como se presenta en la Ilustración 73, de acuerdo con los autores el fallo se produjo en forma súbita por deformaciones por compresión resultado de grandes demandas de ductilidad en las regiones no confinadas del muro y la carga axial elevada de  $26\% f'c A_g$ .



(a)

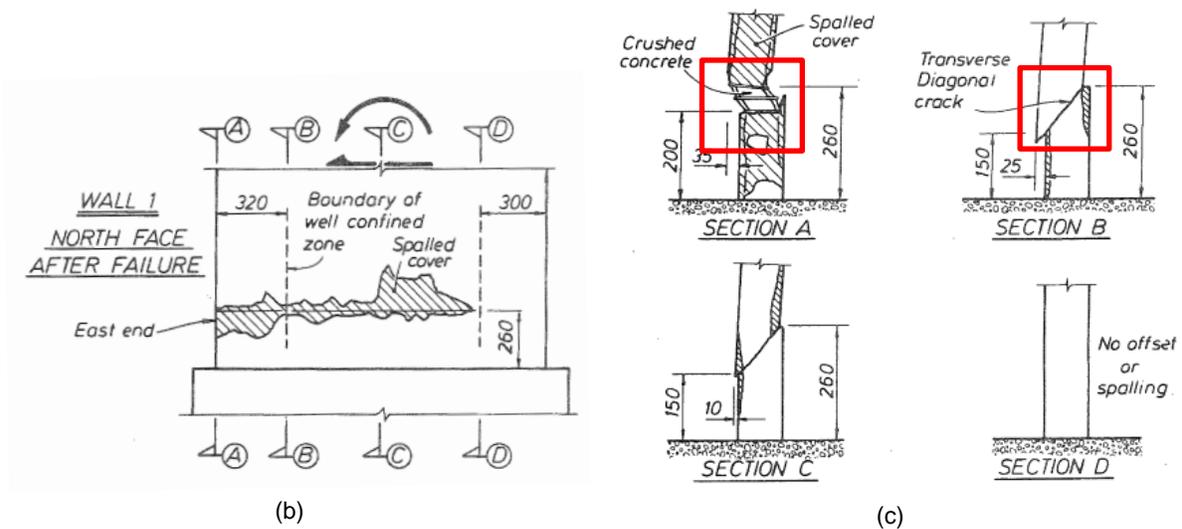


Ilustración 73 – Fallo espécimen por deslizamiento diagonal cortante fuera del plano (a) Sección Transversal (b) Alzado (c) Cortes. Fuente: (Paulay & Goodsir, 1985)

De manera similar la influencia de la carga axial en muros esbeltos fue estudiada por Su & Wong (2007) en 3 muros de concreto rectangulares esbeltos con relación de aspecto igual a 4. Los muros contaban con cuantía de refuerzo longitudinal del 1.96% y cuantía de refuerzo horizontal de 0.54% y 1.08%, 2 de los 3 especímenes fueron ensayados con una relación de carga axial del  $50\% f'c A_g$ . En la Ilustración 74 se presenta el modo de falla del espécimen W3 caracterizado por una rotura frágil y una falla fuera por fuera su plano con la formación de grietas inclinadas en las regiones a compresión del espécimen con carga axial del  $50\% f'c A_g$ .

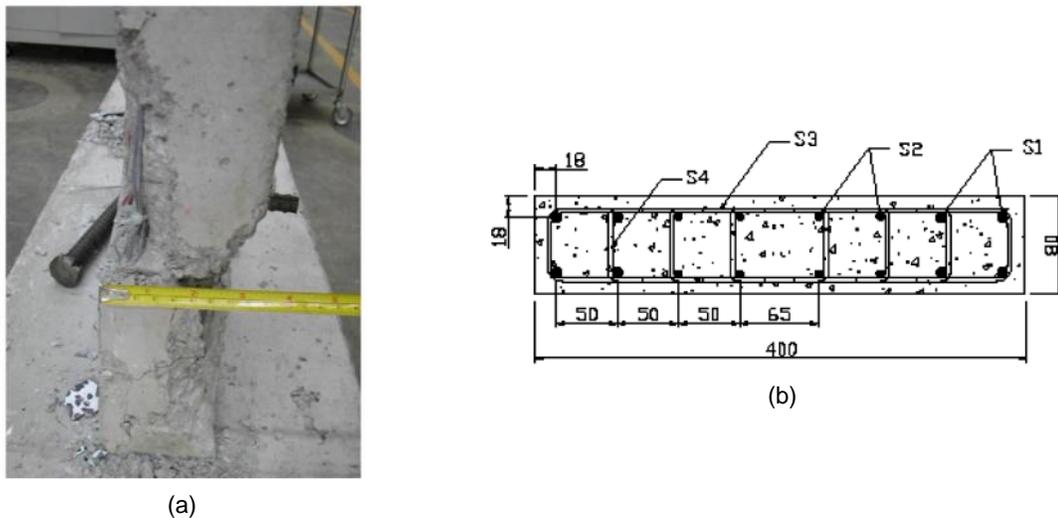


Ilustración 74 – Rotura frágil muro esbelto bajo carga axial (a) Fallo del espécimen (b) Sección Transversal. Fuente: (Su & Wong, 2007)

Sumado al tipo de fallo frágil se evidenció que los muros ensayados con carga axial elevada exhibieron una tasa de pérdida más rápida en su resistencia tal y como se puede evidenciar en la Ilustración 75.

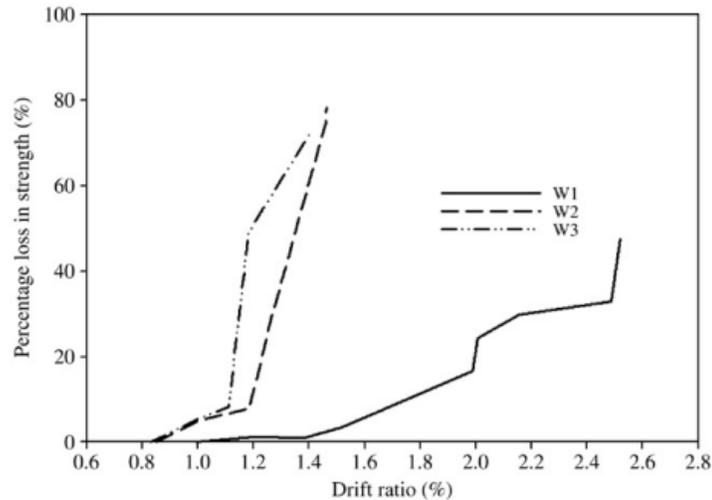


Ilustración 75 – Pérdida de resistencia en muros esbeltos bajo cargas axiales. Fuente: (Su & Wong, 2007)

Los dos estudios referenciados anteriormente dieron los primeros indicios del modo de falla por corte fuera del plano a través de los ensayos experimentales, sin embargo, hasta ese momento no se había observado este modo de fallo en edificaciones hasta el evento sísmico ocurrido en la ciudad de Christchurch, Nueva Zelanda del 22 de Febrero de 2011 que produjo el fallo por corte fuera del plano en el muro D5-6 de la estructura del Hotel Grand Chancellor tal y como se presenta en la Ilustración 76.

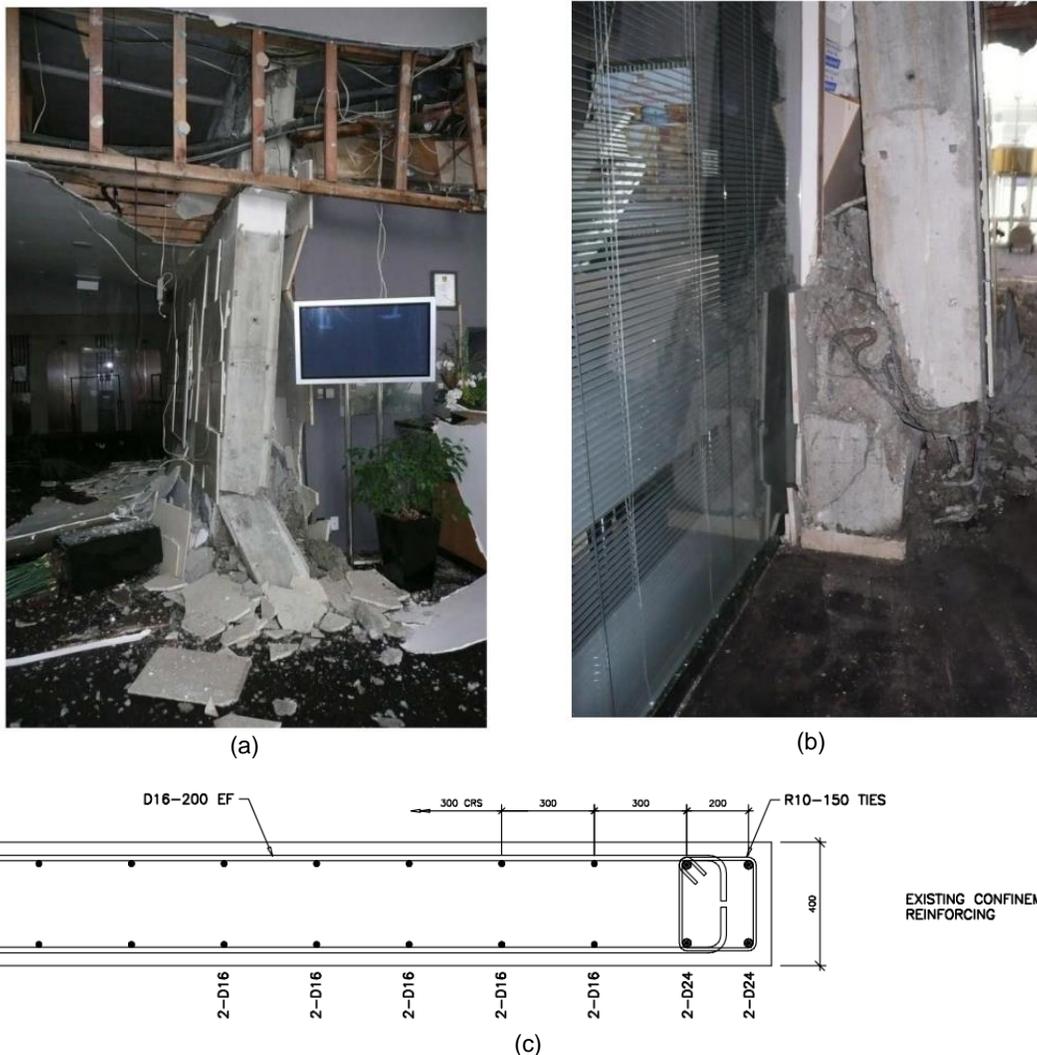


Ilustración 76 - Muro asociado a falla por corte fuera del plano Hotel Grand Chancellor. Sismo Christchurch, Nueva Zelanda (a) Vista Frontal (b) Vista Trasera (c) Sección Transversal. Fuente: (Dunning Thornton Consultants Ltd, 2011).

Debido al evento sísmico citado anteriormente diversos autores estudiaron el modo de falla presentado, en el caso de Dunning Thornton Consultants Ltd (2011) y Niroomandi et al. (2022) se estudió el comportamiento del muro de concreto asociado a la estructura que tuvo ese fallo, se encontró que se presentaron parámetros clave para el desarrollo del modo de fallo por corte fuera del plano tales como la ausencia de refuerzo transversal, altas cargas axiales ( $25\% f'c A_g$ ) junto con un nuevo parámetro que no se había observado de forma experimental que fue la carga bidireccional lateral registrada durante ese evento sísmico. En el análisis de la direccionalidad de las fuerzas sísmicas, se revisaron los registros de las señales sísmicas obtenidos de estaciones cercanas al Hotel Grand Chancellor ocurridas en sismos anteriores (4 Septiembre de 2010) y el día del fallo (22 Febrero de 2011), tal y como se presenta en la Ilustración 77 las acciones sísmicas

ocurridas el 4 Septiembre de 2010 en donde se registraron ciclos de desplazamientos mayores pero orientados solo en la dirección del muro no presentaron daños en el muro referenciado (Niroomandi et al., 2022) mientras que las señales sísmicas del 22 Febrero de 2011 que produjeron el fallo en el muro D5-6 contaron con desplazamientos en ambos sentidos evidenciándose la presencia de carga bidireccional.

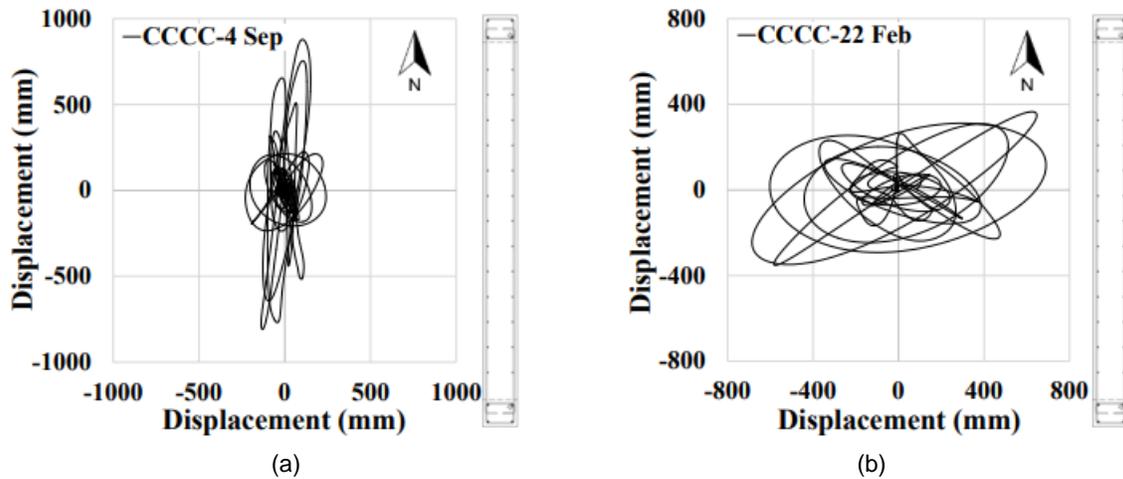


Ilustración 77 – Señales sísmicas Hotel Grand Chancellor (a) Señal 4 de Septiembre de 2010 (b) Señal 22 Febrero 2011. Fuente: (Niroomandi et al., 2022)

El mecanismo de falla por corte fuera del plano generado por la acción de las cargas bidireccionales y la carga axial a compresión elevada fue analizado mediante modelos de elementos finitos como el desarrollado por Niroomandi et al. (2022) en donde se identificó que cuando toda la longitud del muro estuvo en compresión se generó un incremento de la fuerza diagonal dentro del núcleo de concreto. Esto condujo al inicio de fisuras y grietas de compresión diagonal en las esquinas del muro, cuando estas desarrollaron su profundidad de penetración a lo largo del muro una fuerza de corte en la dirección opuesta provocó el deslizamiento del muro. En la Ilustración 78 se evidencia como la fuerza de corte fuera del plano es una resultante de las fuerzas fuera del plano y axiales a lo largo de la fisura diagonal.

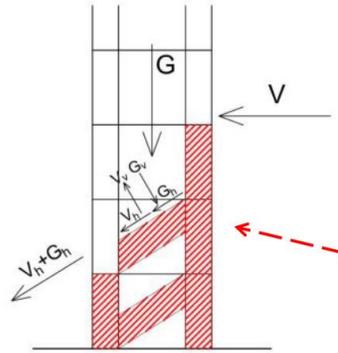


Ilustración 78 – Fuerzas internas en muro con fallo por corte fuera de su plano. Fuente: (Niroomandi et al., 2022).

La interacción de todos los parámetros descritos anteriormente ha dificultado poder determinar únicamente a través de una expresión teórica, la posibilidad de ocurrencia del modo de fallo por corte fuera del plano, por esto el uso de los resultados experimentales y la modelación a través de elementos finitos ha permitido encontrar tendencias y formular métodos de aplicación sencilla para la identificación del modo de fallo por corte fuera del plano. En el caso de Niroomandi et al. (2019) se propuso un método analítico para la identificación de muros de concreto esbeltos propensos a fallo por corte fuera del plano con base en dos variables, la primera, la relación de carga axial a compresión ( $ARL$ ) y la segunda, la relación de aspecto de la sección transversal del muro ( $L/t$ ), en la Ilustración 79 se presenta una gráfica en donde se incluyeron los límites bajo los cuales en función de las dos variables descritas previamente se pueden identificar muros propensos a desarrollar el modo de fallo por corte fuera del plano.

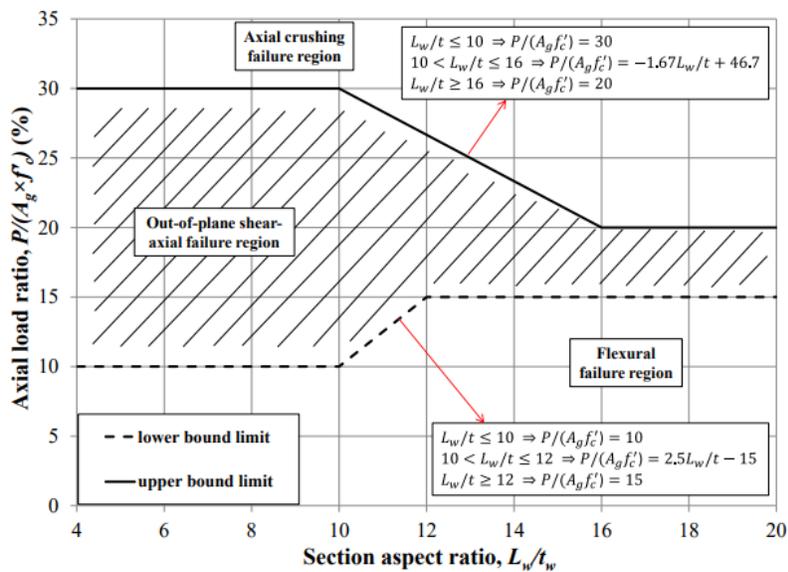


Ilustración 79 – Método Analítico para identificar muros propensos a corte fuera del plano. Fuente: (Niroomandi et al., 2019)

Del mismo modo, diversos autores han realizado ensayos experimentales para diferentes tipologías de muros como lo son muros con aletas en forma de L y T para verificar los efectos de la direccionalidad de la carga sísmica. Estos muros usualmente han sido utilizados para dar resistencia y rigidez en las dos direcciones ortogonales debido a su fácil implementación, por ejemplo, en los sistemas industrializados dada la configuración arquitectónica, en general para el diseño sísmico de esta tipología de muros se ha tenido como premisa que los segmentos del muro resisten acciones sísmicas aplicadas independientemente en las direcciones longitudinal y transversal.

Sin embargo, el acoplamiento de las componentes horizontales bidireccionales ha tenido influencia en su desempeño sísmico. Wang et al. (2022) encontraron dos razones principales para la reducción del desempeño sísmico, el primero es que el daño acumulado debido a la carga cíclica en una dirección debilitó la rigidez, resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía en la dirección ortogonal y este efecto se produjo para cualquier trayectoria de carga bidireccional. La segunda es que los muros sujetos a carga bidireccional simultánea produjeron un acoplamiento de esfuerzos en las esquinas de la aleta agravando el daño y la degradación del muro.

En Wang et al. (2023), tres (3) muros con forma de T y dos (2) muros con forma de L fueron ensayados bajo carga unidireccional y carga bidireccional, en todos los casos la relación de carga axial a compresión fue baja ( $10\% f'c A_g$ ). En los muros en T y L, el espécimen que fue sometido a cargas bidireccionales presentó grietas y fisuras más caóticas que los especímenes con carga unidireccional, las esquinas de las aletas fue la zona donde se presentó más daño bajo carga bidireccional, generando una disminución en la capacidad de carga (entre un 2 y 10%). El modo de falla de los especímenes fue predominantemente en flexión con aplastamiento del concreto y pandeo del refuerzo longitudinal tal y como se presenta en la Ilustración 80.

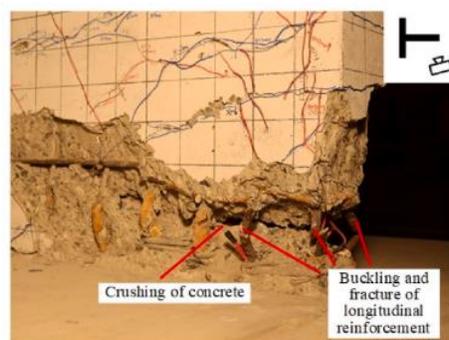


Ilustración 80 – Modo de falla en muros en T bajo carga bidireccional. Fuente: (Wang et al., 2023)

Dado que la carga bidireccional agravó el daño de las aletas y causó una degradación de la rigidez, se presentó un efecto de retardo del cortante (Shear Lag Effect) caracterizado por largas deformaciones por corte desiguales en la aleta (Ver Ilustración 81) lo cual

debilitó la transferencia del flujo de cortante, generando una disminución de ancho efectivo de la aleta que resistió la carga en la dirección del alma (Wang et al., 2023).

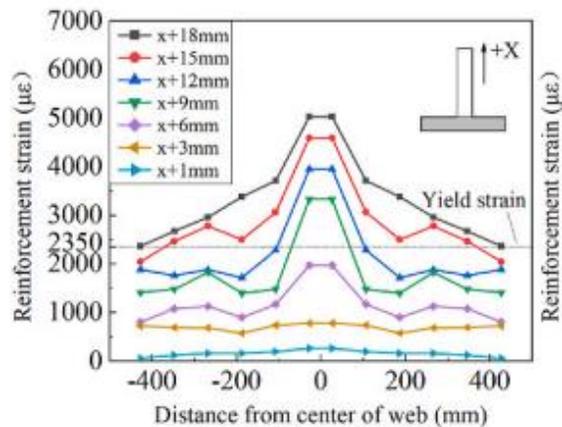


Ilustración 81 – Deformaciones en aleta de muro bajo carga bidireccional. Fuente: (Wang et al., 2023)

En conclusión, los factores principales y determinantes para el desarrollo del modo de fallo por corte fuera del plano han sido la relación de carga axial a compresión, las cargas bidireccionales sísmicas y la ausencia del refuerzo transversal. Se ha podido establecer una tendencia en que la relación de carga axial a compresión, si estuvo presente en todos los casos referenciados en donde se presentó el modo de falla por corte fuera del plano, sin embargo, la cantidad de carga axial que se necesitó para desarrollar el daño por corte fuera del plano estuvo directamente relacionado con la cuantía de refuerzo transversal en el muro. En los ensayos referenciados por Paulay & Goodsir (1985) y los análisis del muro del Hotel Grand Chancellor realizados por Dunning Thornton Consultants Ltd (2011) y Niroomandi et al. (2022) el nivel de carga axial fue prácticamente el mismo ( $25\% f'c A_g$ ).

En el primer caso la cantidad de refuerzo transversal que confinaba una longitud efectiva del muro, fue baja como se evidencia en la Ilustración 73 (Imagen a), en donde el daño por corte se inició en la interfaz entre el alma sin confinar y el elemento de borde; mientras que para el caso del muro del Hotel, el daño se extendió en todo el muro ante la ausencia casi que total de refuerzo transversal que confinara el muro en su longitud como se evidencia en la Ilustración 76 (Imagen c). En el caso de los especímenes ensayados por Su & Wong (2007) cuando el espécimen fue sometido a carga axial de ( $25\% f'c A_g$ ) no desarrolló el modo de falla por corte fuera del plano, puesto que toda la longitud del muro se encontraba confinada como se evidencia en la Ilustración 74 (Imagen b); el nivel de carga axial que generó el fallo por corte fue de ( $50\% f'c A_g$ ) demostrando que el confinamiento que generó el refuerzo transversal, limitó el desarrollo del modo de fallo por corte fuera del plano y fue necesario un incremento al doble de la carga inicial para poder tener este tipo de fallo.

Es importante precisar que la influencia de las cargas bidireccionales sísmicas solo se hizo evidente una vez se produjo el fallo debido al evento sísmico en Nueva Zelanda y que hasta ese momento solo se había observado de forma experimental, sin embargo, el efecto de las cargas bidireccionales en el modo de fallo por corte fuera del plano, solo se hizo efectivo en el caso de tener cargas axiales altas. Los ensayos desarrollados por Wang et al. (2023) en donde las cargas axiales fueron bajas ( $10\% f'c A_g$ ) reflejaron en general más daños con las cargas bidireccionales respecto a los ensayos con carga unidireccional, sin embargo el modo de fallo desarrollado fue predominante en flexión y no por corte fuera del plano, reflejando la importancia del nivel de carga axial a compresión para el desarrollo del modo de fallo por corte fuera del plano; en concordancia con uno de los requisitos planteados por Niroomandi et al. (2022) de tener la toda la longitud del muro en compresión para el incremento de la fuerza diagonal en el muro.

### ***3.2.2.3. Influencia de los vacíos/aberturas y refuerzo vertical en el modo de falla por corte en el plano***

Como ya se mencionó previamente la forma y características geométricas de los muros estructurales en general, han estado sujetas a la configuración arquitectónica planteada para cada edificación. En algunos casos en las fachadas de edificaciones o particiones internas los muros de concreto son divididos en segmentos de muros verticales (Wall Piers) debido a las aberturas y/o vacíos. En el caso de muros esbeltos el efecto de la incidencia de las aberturas y/o vacíos en la capacidad a corte de estos elementos, se ha podido comprobar a escala real en los eventos sísmicos ocurridos en los últimos años.

En Maffei et al. (2014) se analizó el comportamiento estructural de varias edificaciones que sufrieron daños en el sismo del 27 de febrero de 2010 en Chile. Se identificaron varios errores de configuración estructural, entre ellos la discontinuidad ocasionada por los vacíos y aberturas en los muros de concreto reforzado. Tal y como se observa en la Ilustración 82 la discontinuidad provocó un incremento en las fuerzas cortantes en donde el muro del piso inmediatamente inferior se constituyó como una región sujeta a grandes esfuerzos de corte cuando los muros acoplados (superiores) fueron cargados lateralmente en el evento sísmico.

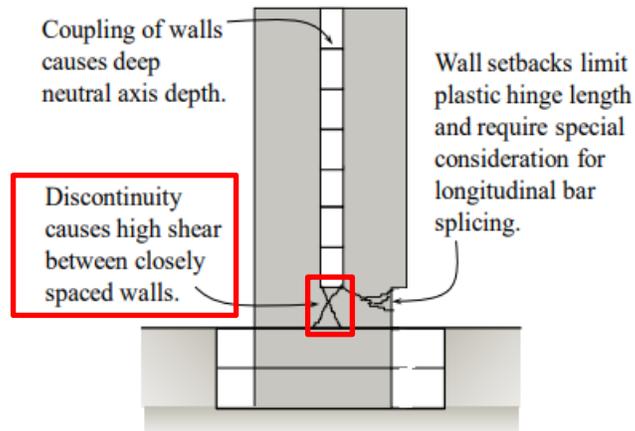
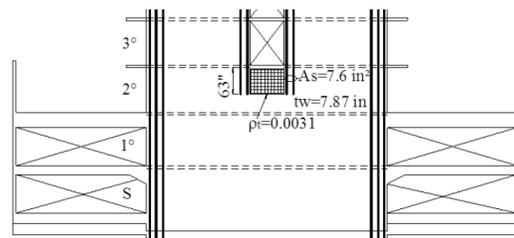
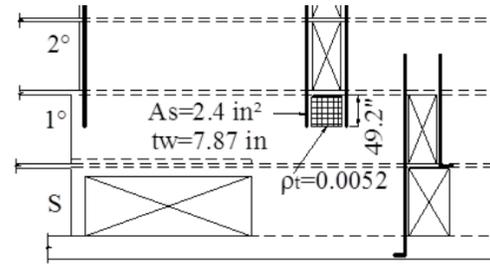


Ilustración 82 – Efecto de la discontinuidad en la sección transversal en toda la altura. Fuente: (Maffei et al., 2014)

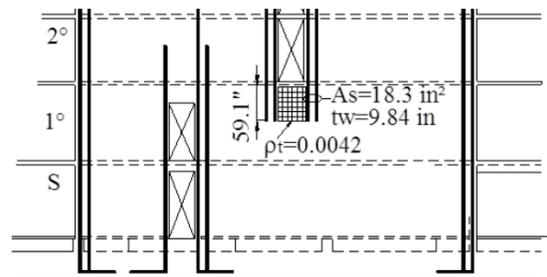
De acuerdo con algunos estudios referenciados en Maffei et al. (2014) los esfuerzos de corte en esta zona de discontinuidad han registrado valores que están entre 2.5 y 5.0 veces el promedio del esfuerzo actuante respecto al piso inmediatamente inferior. En las edificaciones analizadas con los patrones de daño mencionados anteriormente, se encontró que el refuerzo alrededor de los vacíos se extendió únicamente hasta una longitud equivalente a la longitud de desarrollo a tensión del refuerzo como se presenta en la Ilustración 83, el desarrollo insuficiente de estas barras contribuyó a una zona de altos esfuerzos cortantes entre las barras extendidas en la región de discontinuidad.



(a)



(b)



(c)

Ilustración 83 – Daños por corte en el plano en muros de concreto Sismo 27 de Febrero de 2010, Chile debido a la influencia de vacíos/aberturas de los niveles superiores (a) Edificio Centro Mayor, Concepción (b) Edificio Torre Mayor (c) Edificio Marina del Sol. Fuente: (Maffei et al., 2014)

Por ende, en Maffei et al. (2014) se incluyó una propuesta para mitigar el efecto de esta discontinuidad, mediante la extensión del refuerzo de borde al menos hasta la longitud de desarrollo, pero no menos que la altura total del piso en la región de discontinuidad tal y como se presenta en la Ilustración 84 de modo que se presentara una transferencia completa dentro del piso inmediatamente inferior, de igual forma se propuso que al menos la mitad del refuerzo longitudinal se extendiera hasta el nivel de cimentación.

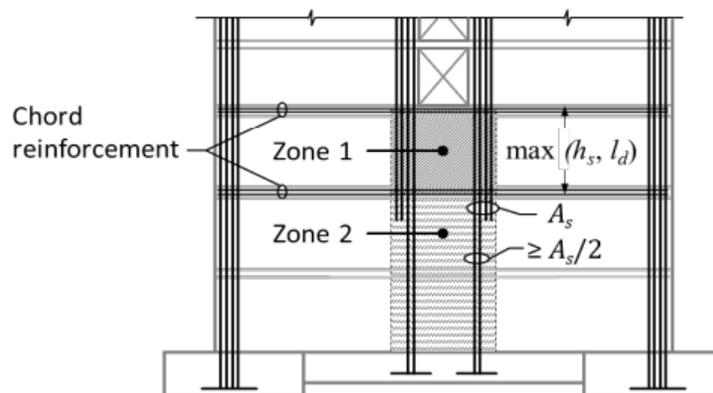


Ilustración 84 – Propuesta de mitigación de esfuerzo cortante en zona de discontinuidad debido a aberturas y/o vacíos. Fuente: (Maffei et al., 2014)

De acuerdo con lo expuesto anteriormente y en comparación con las prácticas usualmente encontradas a nivel local, en donde se ha observado que los muros de concreto con espesores reducidos no cuentan con elementos de borde en todos los casos y se presenta una ausencia del refuerzo vertical, se podrían generar los mismos daños por corte en el plano durante un evento sísmico para las estructuras que tengan vacíos y/o aberturas con zonas de discontinuidad.

En el caso de la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) en el capítulo C.21.9.8 solamente se incluyeron lineamientos para la inclusión del refuerzo horizontal para machones de muro por la presencia de vacíos, pero no se incluyeron lineamientos sobre la necesidad del refuerzo vertical continuo en los extremos debido a la presencia de vacíos sino únicamente aplicable a los requisitos asociados a las demandas de flexo-compresión en estos elementos, que como ya se ha mencionado en el caso de muros con espesores delgados ha sido limitado. La inclusión de refuerzo vertical adicional teniendo en cuenta solo la longitud de desarrollo demostró ser insuficiente en el caso del evento sísmico sucedido en Chile para las estructuras referenciadas. Por lo tanto, se hace necesario incluir el requerimiento obligatorio del refuerzo de borde continuo en la normativa colombiana, junto con los espesores adecuados para mitigar los efectos no deseados de las aberturas y/o vacíos en muros esbeltos que hagan parte del sistema de resistencia sísmica.

### 3.3. Muros prefabricados

Las estructuras prefabricadas se han presentado como una opción eficaz en términos de seguridad, rapidez y control de calidad en comparación con la construcción monolítica (Singhal et al., 2019). La filosofía del diseño de los elementos de concretos prefabricados se ha basado en que la continuidad del sistema se garantice a través de detalles de conexión correctamente diseñados transfiriendo la carga, restringiendo el movimiento y brindando estabilidad. Los componentes y sus conexiones deben lograr un modo de fallo dúctil como el observado en la Ilustración 85 y que las conexiones vinculen todos los componentes prefabricados al sistema de resistencia ante fuerzas laterales. El uso de este tipo de estructuras prefabricadas en zonas de alta sismicidad se ha permitido en los códigos de diseño siempre y cuando se conecten de tal forma que funcionen esencialmente igual que una estructura fundida in situ (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010).

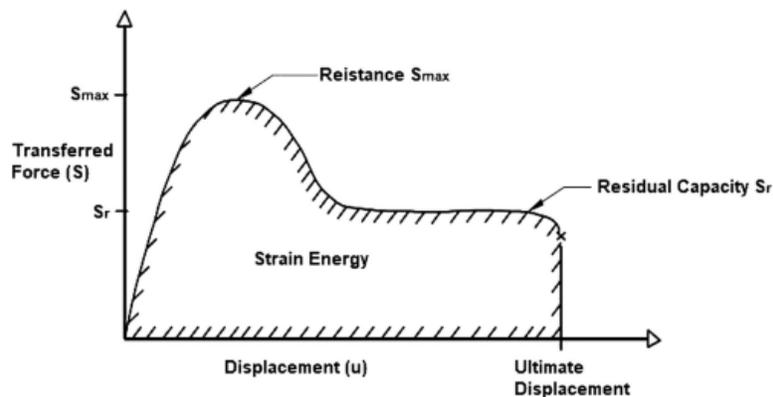


Ilustración 85 – Curva fuerza/desplazamiento para una conexión dúctil en estructura prefabricada. Fuente: (Singhal et al., 2019)

Su uso se ha extendido a varios tipos de elementos estructurales como: vigas y placas, columnas, muros de concreto y graderías. También se ha usado en diferentes tipos de estructuras como: unidades residenciales, prisiones, almacenes y naves industriales, puentes y estructuras de parqueo como la presentada en la Ilustración 86.



Ilustración 86 – Muros prefabricados usados para estructuras de parqueo. Fuente: (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010)

Según el manual de diseño del Precast/Prestressed Concrete Institute (2010) los tipos de conexiones que han sido usadas para los muros prefabricados se han dividido en dos grandes grupos, las conexiones secas y las conexiones húmedas. En la primera de ellas se ha utilizado el acero estructural a través de elementos embebidos o empotrados como ángulos y placas con anclajes al concreto, que han sido conectados mediante pernos o con soldadura en campo. En el segundo grupo se encuentran las barras de refuerzo que sobresalen de los elementos prefabricados, estas barras se han conectado mediante traslapos o han sido empalmadas con conectores mecánicos, usualmente la unión se ha completado con concreto fundido in situ o lechada.

El desempeño y comportamiento de ambos tipos de conexiones se ha diferenciado en varios aspectos, de acuerdo con Singhal et al. (2019) la respuesta estructural de las conexiones húmedas se ha diferenciado de las conexiones secas, en comparación de la alta rigidez y resistencia de las conexiones húmedas que ha prevenido las deformaciones elásticas entre las juntas, por el contrario las juntas con las conexiones secas han producido discontinuidades en el sistema provocando deformaciones y daños en los bordes de los paneles prefabricados. Las conexiones secas suelen ser adoptadas para edificaciones ubicadas en regiones sísmicas bajas a moderadas, mientras que para regiones con alta sismicidad se ha requerido de conexiones más robustas.

Diversos autores han estudiado el comportamiento de las conexiones prefabricadas en muros de concreto durante los eventos sísmicos. En el caso de Zhi et al. (2017) los autores han indicado que el desempeño sísmico de las estructuras prefabricadas ha dependido principalmente del comportamiento de las juntas conectadas, que a menudo son deficientes en comparación con las juntas fundidas en sitio bajo las mismas condiciones, mientras que en Brunesi & Nascimbene (2017) destacan que el problema en los sistemas prefabricados no es solamente que se exceda la capacidad de esfuerzos en los miembros estructurales sino la incompatibilidad en los desplazamientos y la compleja interacción entre ellos, que puede provocar fallos prematuros en conexiones mal diseñadas o detalladas afectando la integridad general de la estructura. De igual forma de acuerdo con Singhal et al. (2019) el fallo de las conexiones y una ductilidad insuficiente se ha presentado debido a la escasez de directrices de diseño y falta de conocimiento en el diseño de las uniones, conduciendo a fallas frágiles obteniendo un pobre rendimiento bajo cargas sísmicas.

De acuerdo con lo referenciado anteriormente en las estructuras prefabricadas se evidencia que las conexiones han sido el punto clave en su desempeño sísmico, por lo tanto, la revisión de las conexiones en el comportamiento de corte para muros prefabricados dividió en dos secciones el presente numeral 3.3 tal y como se presenta en la Tabla 9. En el numeral 3.3.1 se describen los principales tipos de conexión en donde se analizó el comportamiento de los especímenes y sus conexiones bajo cargas y/o fallos en el plano de los elementos mientras que el numeral 3.3.2 se describe el comportamiento

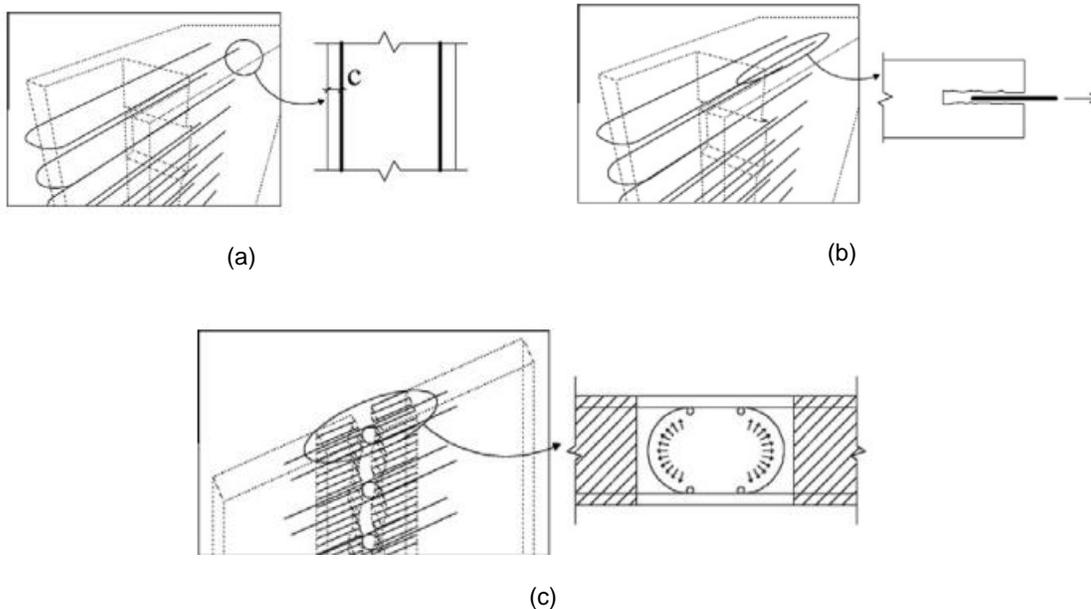
encontrado en especímenes que fueron ensayados bajo cargas y/o fallos fuera de su plano.

Tabla 9 – División temas muros prefabricados. Fuente: Propia

ID	Numeral	Tema
1	3.3.1	Tipos de conexiones y su comportamiento a corte en el plano.
2	3.3.2	Comportamiento en muros prefabricados bajo cargas y/o fallos fuera del plano

### 3.3.1. Tipos de conexiones y su comportamiento a corte en el plano

Las conexiones usadas en la unión de los elementos prefabricados desarrollan diferentes mecanismos de resistencia a través de las juntas estructurales, en general para evitar la aparición de estos mecanismos de falla se han planteado requerimientos mínimos para evitar su aparición. De manera general en la Ilustración 87 se presentan algunos de los mecanismos usualmente desarrollados en las conexiones de muros prefabricados, en la imagen (a) se presenta el fallo por fraccionamiento o fisuración del concreto que ha estado asociado a temas de recubrimientos mínimos del acero de refuerzo, en la imagen (b) se presenta el fallo por extracción del refuerzo asociado a las longitudes mínimas de anclajes del acero de refuerzo, entre tanto en la imagen (c) se incluye el fallo por aplastamiento del concreto y rotura de los anillos formados por el acero de refuerzo que ha estado asociado con los diámetros del refuerzo y el radio formado por los anillos en la zona central de conexión, finalmente en la imagen (d) y (e) se esquematizan los modos asociados por falla de corte a través de juntas verticales y horizontales que han estado relacionadas con el deslizamiento que se pueda generar en la interfaz de la junta estructural.



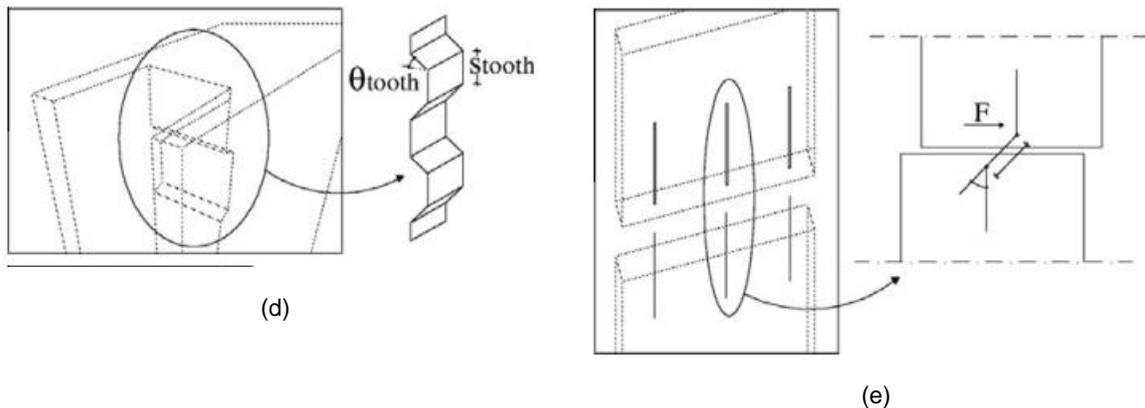


Ilustración 87 – Modos de fallo en juntas de muros prefabricados (a) Fraccionamiento del concreto (b) Extracción del refuerzo (c) Aplastamiento del concreto (d) Deslizamiento por corte en superficie vertical (e) Deslizamiento por corte en superficie horizontal. Fuente: (Belletti et al., 2013)

El desarrollo del modo de fallo por corte debido al deslizamiento que se pueda generar en la interfaz de la junta estructural ha estado relacionado con la capacidad de transferencia del corte a través de esta superficie, el diseño de las conexiones de los muros prefabricados de concreto el análisis de la interfaz cimentación – muro y muro – muro ha sido importante para conocer la capacidad a cortante de las juntas, el estudio de la transferencia efectiva del cortante en estas superficies ha partido del principio llamado cortante por fricción. Este mecanismo ha sido aplicado en donde se ha considerado apropiado el desarrollo de una transferencia de corte a través de una superficie plana, como lo han sido: una fisura existente o con potencial de convertirse, una interfaz entre dos materiales diferentes o una interfaz entre dos concretos vaciados en diferentes edades (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010).

En los primeros estudios desarrollados en Mattock & Hawkins (1972) se estudiaron dos mecanismos en los que el cortante fue resistido a través de un plano de corte en función del tipo de superficie. Tal y como se observa en la Ilustración 88 (Imagen a) el primero de ellos fue en las superficies no rugosas en donde las fisuras diagonales se formaron a lo largo del plano de corte creando una serie de puntales, el cortante aplicado desarrolló un momento en los puntales que fue equilibrado por el refuerzo que atravesó la interfaz más la fuerza normal aplicada externamente. Cuando el cortante fue suficiente para inducir la fluencia del refuerzo, la deformación plástica del refuerzo permitió la rotación de los puntales conduciendo a su rotura (Mattock & Hawkins, 1972).

En la Ilustración 88 (Imagen b) se observa el segundo mecanismo estudiado en las superficies rugosas, en donde el cortante aplicado produjo un deslizamiento a lo largo del plano de corte. Debido a que las caras de la fisura fueron rugosas se vieron obligadas a separarse a medida que se produjo el deslizamiento. Esta separación provocó tensión en el refuerzo que atravesó el plano de corte, y esta tensión se equilibró con una compresión en el concreto a través de la fisura. La ductilidad se consiguió colocando refuerzo a través

de la fisura prevista, de modo que la tensión desarrollada por el refuerzo proporcionó una fuerza normal a la fisura que combinada con la fricción en la interfaz suministró la resistencia al corte (Mattock & Hawkins, 1972).

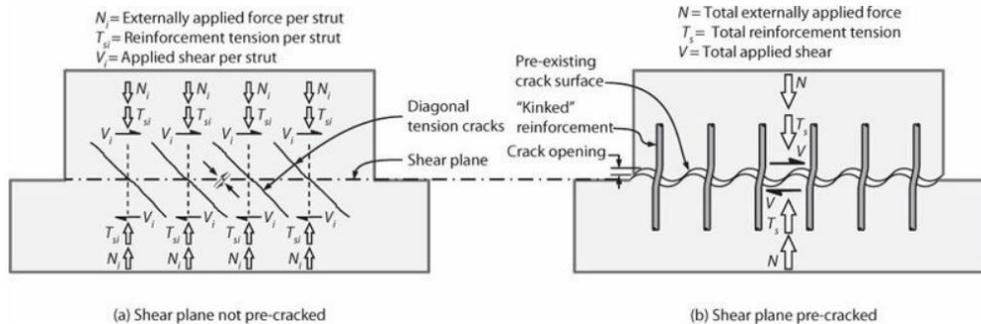


Ilustración 88 – Mecanismos de resistencia al corte en las juntas (a) Superficie no rugosa (b) Superficie rugosa. Fuente: (Moehle, 2015)

Tal y como se describió previamente la inclusión del refuerzo a través del mecanismo descrito para las superficies rugosas proporcionó la resistencia al corte en la interfaz, dado que el refuerzo vertical en los muros de concreto se especifica para cumplir con los requisitos de diseño por flexo-compresión. Por medio de ensayos experimentales se ha verificado como se ha presentado la interacción flexión – cortante en los planos de corte y como son transferidos a través de estas juntas.

En los primeros ensayos experimentales desarrollados por Mattock et al. (1975) se realizó un estudio experimental para evaluar los efectos combinados de la flexión y el cortante en elementos tipo ménsula. De acuerdo con los resultados de los ensayos experimentales se encontró que, si el momento y el cortante son transferidos a través de una fisura, para que sea totalmente efectivo el refuerzo por corte debe situarse en la zona de tensión por flexión. Se evaluaron diferentes configuraciones de distribución de refuerzo y se encontró que el deslizamiento último aumentó a medida que la distribución de refuerzo cambio de refuerzo uniforme a refuerzo concentrado en la parte superior del plano de corte dado que solamente la parte de la fisura que fue atravesada por refuerzo fue totalmente eficaz para resistir el deslizamiento.

Estos ensayos brindaron la concepción inicial de los efectos combinados de la flexión y el cortante que son aplicables a la interfaz muro – cimentación y muro – muro, sin embargo, de acuerdo con Moehle (2015) para los problemas de la ingeniería sísmica en los que se producen inversiones de fuerzas y deformaciones, ha sido práctica común proporcionar el refuerzo longitudinal necesario para la flexión como primer paso de diseño y en los casos donde se requirió de un refuerzo adicional para cortante por fricción se adicionaron barras o dovelas más cortas a lo largo de la línea central del muro por encima y por debajo de la interfaz. Por otra parte, otros autores como Elsayed et al. (2018) han expresado la conveniencia de incluir las conexiones lejos de la zona especial confinada habitualmente

a 40 y 60 cm de la fibra extrema en tensión o compresión tal y como se presenta en la Ilustración 89.

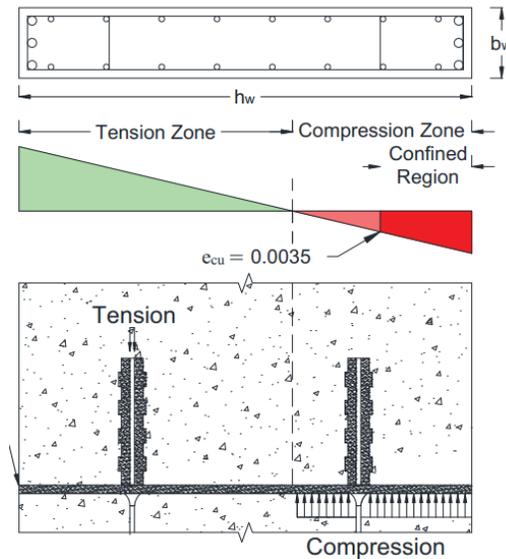


Ilustración 89 – Ubicación conexiones en muros prefabricados. Fuente: (Elsayed et al., 2018)

El mecanismo referenciado previamente de las superficies rugosas fue el precursor de los conceptos utilizados hoy en día en el diseño y transferencia a través de cortante por fricción. De acuerdo con Dong et al. (2022) el tipo de fallo en muros de concreto prefabricado se ha dividido en dos tipos: el fallo a través de todo el componente mediante grietas diagonales o el fallo de la interfaz, debido al corte en la junta de construcción del muro que se constituye como la zona débil de la estructura prefabricada. Esta transferencia de corte en la interfaz de dos volúmenes diferentes de concreto como lo son las uniones cimentación – muro y muro – muro en elementos prefabricados han generado planos débiles en las juntas o en el concreto inmediatamente adyacente a estas. De manera general para este mecanismo de transferencia el modo de fallo por deslizamiento a lo largo de las juntas de construcción se ha observado tras eventos sísmicos y ensayos de laboratorio.

De acuerdo con Ni & Zhao (2022) la resistencia al corte por deslizamiento en las juntas ha sido proporcionada por la fricción generada por el concreto y la acción de dovela del refuerzo vertical, una vez se produjo el daño la fricción se redujo y se desarrolló una elongación del refuerzo vertical lo que condujo al fallo por deslizamiento. Tal y como se observa en la Ilustración 90 una vez que se desarrolló el deslizamiento, las inversiones de carga trituraron el concreto de un lado a otro degradando su resistencia e influyeron en el desarrollo del pandeo y fractura de las barras longitudinales (Moehle, 2015).

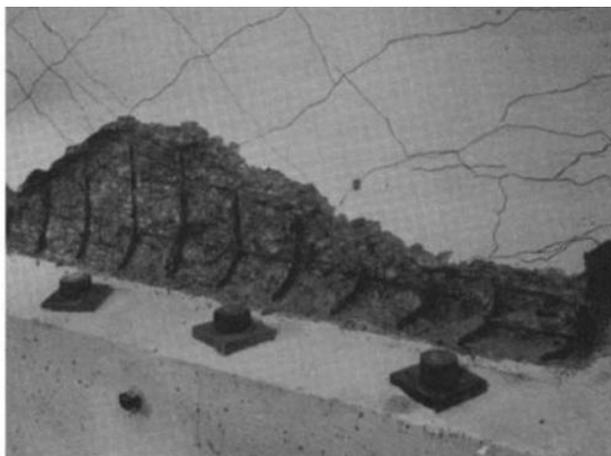


Ilustración 90 – Deterioro en junta de construcción por deslizamiento. Fuente: (Moehle, 2015)

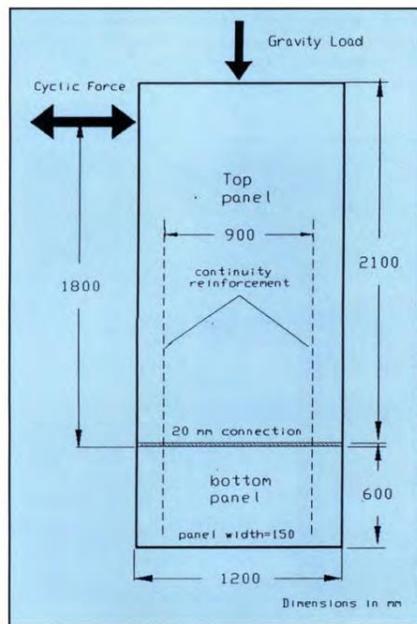
En la Tabla 10 y en los numerales 3.3.1.1 - 3.3.1.2 - 3.3.1.3 se incluyen los tipos de conexión encontrados en la literatura para especímenes que fueron ensayados bajo cargas en su plano junto con los aspectos más relevantes y con mayor influencia en donde se analizaron los modos de fallo por deslizamiento y/o otro tipo de falla por corte en el plano.

Tabla 10 – Tipos de conexiones usadas en muros prefabricados. Fuente: Propia

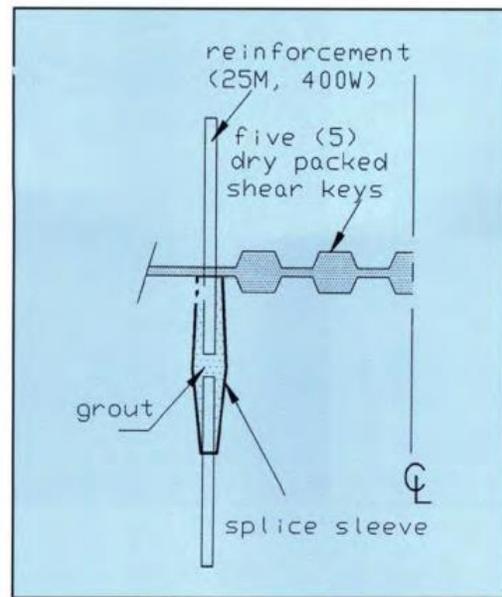
ID	Numeral	Tipo de conexión
1	3.3.1.1	Llaves de corte
2	3.3.1.2	Acopladores Mecánicos
3	3.3.1.3	Placas de acero y conectores angulares

### 3.3.1.1. *Llaves de corte*

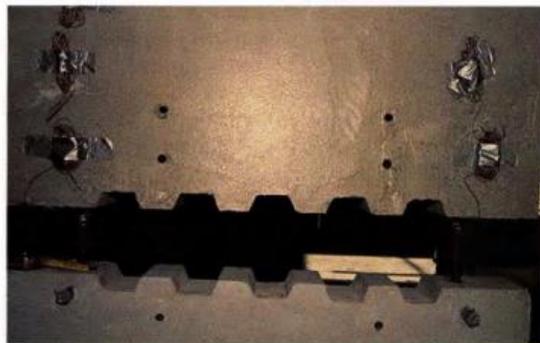
En los ensayos experimentales desarrollados por Soudki et al. (1995) se ensayaron 6 especímenes con diferentes tipos de conexión bajo deformaciones cíclicas combinando flexión/corte y esfuerzos axiales constantes. Entre las conexiones utilizadas se encontró la conexión de llaves de corte (Shear Keys), el espécimen utilizado contaba con un  $f'c$  de 40 MPa, espesor de 15 cm, altura de 2.1 m y longitud de 1.2 m conectados mediante 2 barras de refuerzo de 1" ubicadas a 90 cm, la interfaz de conexión contó con 5 llaves de corte en cada lado de la interfaz con las siguientes características: longitud de 10 cm, altura de 3.5 cm tal y como se presenta en la Ilustración 91.



(a)



(b)



(c)

Ilustración 91 – Conexión llaves de corte RSK (a) Esquema general espécimen (b) Esquema conexión llaves de corte (c) Especimen ensayado en laboratorio Fuente: (Soudki et al., 1995)

Este tipo de conexión mediante llaves de corte previno la extensión del deslizamiento en las superficies planas y la resistencia al corte se obtuvo directamente de la capacidad del puntal formado entre las llaves y los paneles de concreto. En comparación con los demás tipos de conexiones la presencia de las llaves de cortante limitó el desarrollo del mecanismo de deslizamiento obteniendo en valor más bajo (6%) tal y como se evidencia en la Ilustración 92. De acuerdo con Soudki et al. (1995) la respuesta obtenida con este tipo de conexión evidenció un comportamiento deseable en zonas sísmicas dado que el deslizamiento por corte es un mecanismo sin fuerza restauradora.

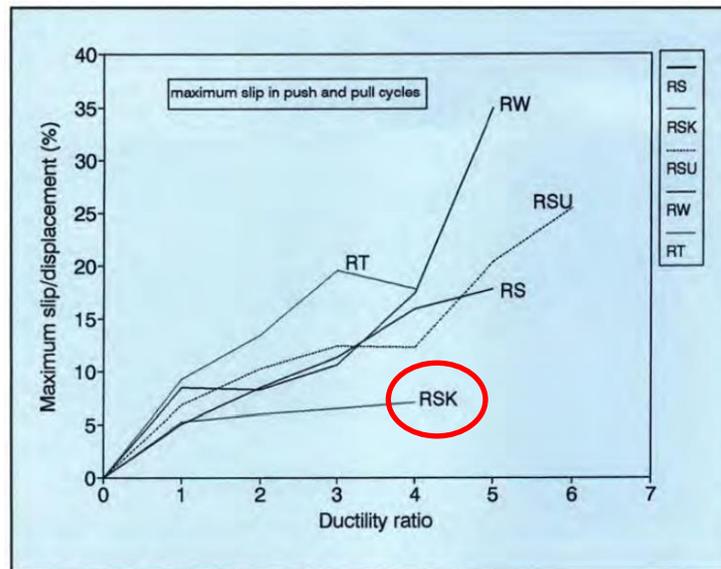


Ilustración 92 – Deslizamiento para diferentes tipos de conexión. Fuente: (Soudki et al., 1995)

### 3.3.1.2. Acopladores mecánicos

Los conectores o acopladores mecánicos se han presentado como una alternativa a los métodos tradicionales de traslapeo en las barras de refuerzo, los problemas debido a la congestión del refuerzo en las zonas de empalme en los elementos estructurales han incentivado el uso de estos dispositivos en los elementos prefabricados (Jacinto et al., 2024). Este tipo de acopladores mecánicos se han dividido en varias categorías, tal y como se presenta en la Tabla 11 e Ilustración 93. De acuerdo con Khedmatgozar Dolati (2021) los acopladores inyectados (Grouted Sleeve Couplers) se han constituido en una de las opciones más populares debido sus beneficios en tiempo y economía respecto a otros tipos de conexión, en el caso de las conexiones roscadas (Threaded Couplers) las barras de refuerzo se conectan mediante un tuerca de acero en la parte central en donde coinciden las roscas internas de la tuerca y las correspondientes a las barras de refuerzo, para el caso de los acopladores articulados (Swaged Couplers) las barras de refuerzo se conectan mediante un conector de acero prensado.

Tabla 11 – Tipos de conectores mecánicos en elementos prefabricados. Fuente: Propia

Numero	Tipo de conexión
1	Acopladores Roscados (Threaded Couplers)
2	Acopladores Articulados (Swaged Couplers)
3	Acopladores Inyectados (Grouted Sleeve Couplers)

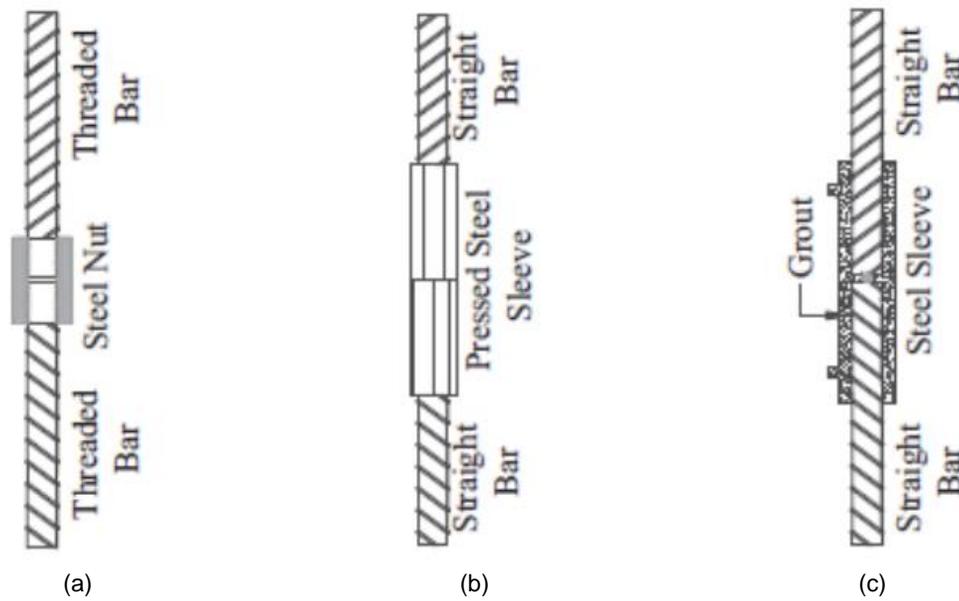


Ilustración 93 – Tipos de acopladores mecánicos en elementos prefabricados (a) Acopladores Roscados (Threaded Couplers) (b) Acopladores Articulados (Swaged Couplers) (c) Acopladores Inyectados (Grouted Sleeve Couplers). Fuente: (Khedmatgozar Dolati, 2021)

En ensayos realizados por Neupane (2023) se verificó el comportamiento de los acopladores roscados y articulados para dos especímenes prefabricados con una relación de aspecto de 3 y un espesor de 25 cm. Los especímenes fueron sometidos a cargas cíclicas y los empalmes con los acopladores se ubicaron en la base del muro conectando barras de 10 mm Grado 100, el espécimen con acoplador roscado contó con una longitud entre  $2.5d_b - 3.0d_b$  mientras que el espécimen con acoplador roscado contó con una longitud de  $11d_b$ , los resultados obtenidos revelaron que los muros con acopladores que produjeron fallos en las barras lo hicieron por fuera de la zona donde se ubicaron los acopladores y alcanzaron una capacidad de deriva similar a los muros con barras continuas del 3% tal y como se presenta en la Ilustración 94.



(a)



(b)

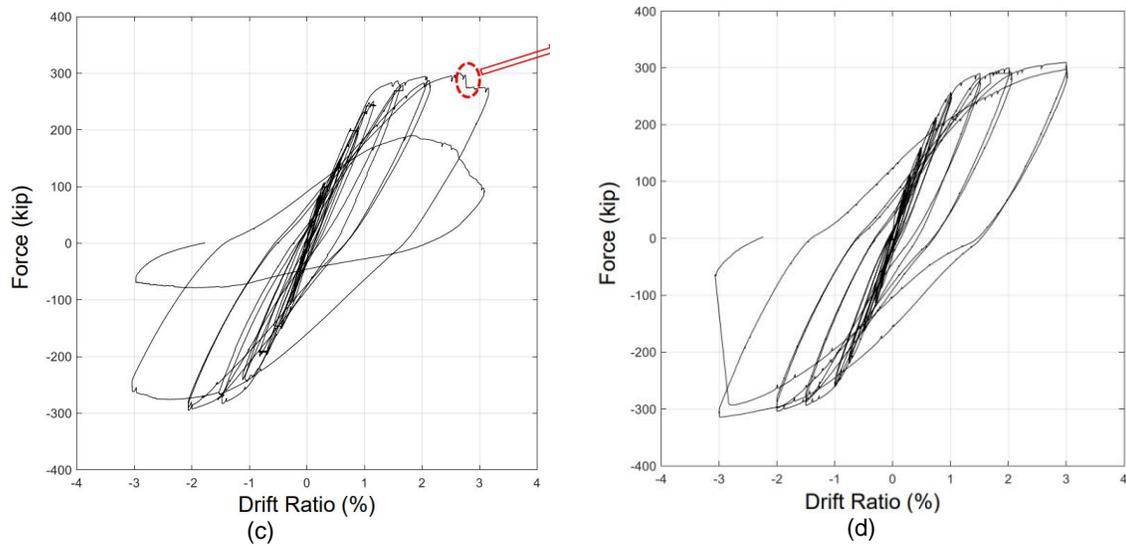
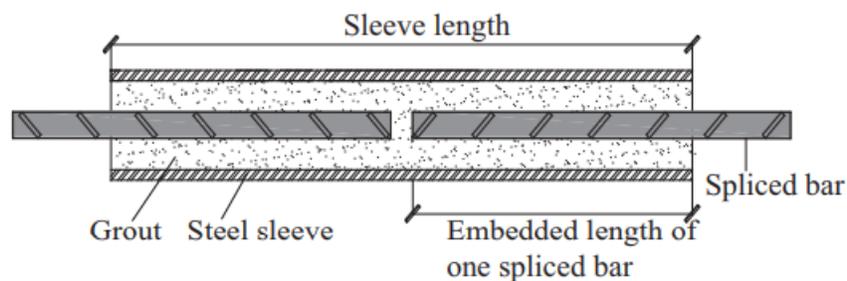


Ilustración 94 – Deriva máxima en muros con acopladores roscados y articulados (a) Acoplador Roscado en muro 1 (b) Acoplador Articulado en muro 2 (c) Grafico Fuerza – Deriva muro 1 (d) Grafico Fuerza – Deriva muro 2. Fuente: (Neupane, 2023)

Para el caso de los acopladores inyectados, de acuerdo con Zhi et al. (2017) este tipo de conexiones han sido las más usadas en países como China, a su vez se han dividido en 2 tipos de conexiones, la primera denominada (Spliced Sleeve) que es comúnmente usada en Asia, Europa y Norteamérica, y la segunda denominada (Lap-Spliced). La diferencia principal ha sido en cómo se han conectado las barras, tal y como se evidencia en la Ilustración 95, para la conexión Spliced Sleeve las barras quedan empalmadas dentro de un acoplador metálico que es relleno con Grouting sin traslapeo directo entre las dos barras mientras que en la conexión Lap-Spliced se ejecuta un empalme mediante traslapeo.



(a)

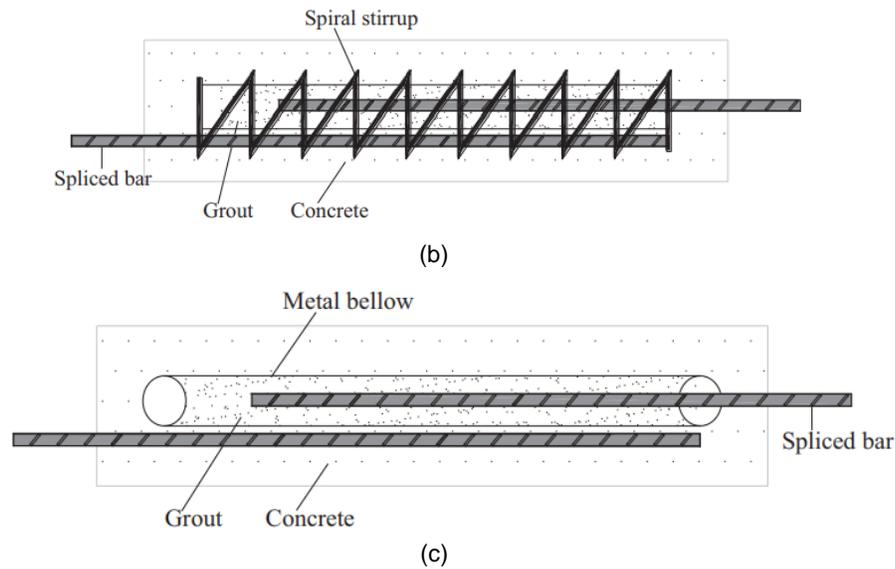


Ilustración 95 – Conexiones Grouted Sleeve (a) Spliced Sleeve (b) Lap-Spliced con restricción en el anclaje (c) Lap-Spliced con fuelle metálico. Fuente: (Zhi et al., 2017)

Para el caso de las conexiones (Lap Spliced) en estudios como el desarrollado por Zhi et al. (2017) se verificó el desempeño sísmico para 7 especímenes de concreto prefabricado y un espécimen fundido in situ que contaban con un  $f'_c$  de 35 MPa, un espesor de 200 mm, una altura de 3.45 m y una longitud de 1.6 m para una relación de aspecto de 2.15, se probaron diferentes configuraciones en donde las barras empalmadas se embebieron en un fuelle metálico o en una malla metálica expandida rellena de grouting o en una combinación de ambas como se presenta en la Ilustración 96.

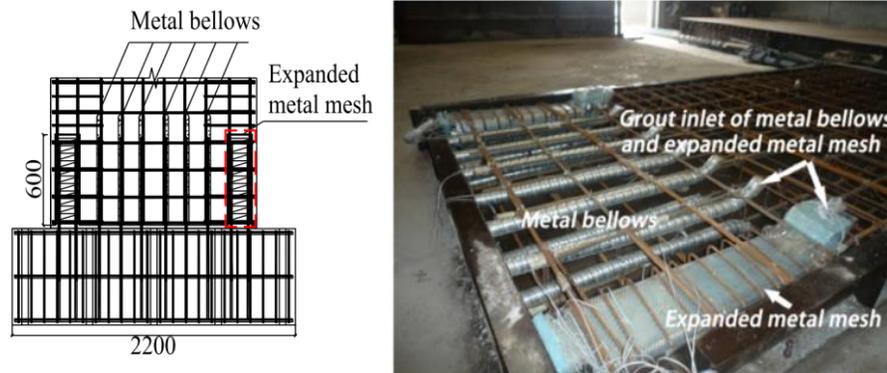


Ilustración 96 – Conexión Tipo Lap Spliced con fuelle metálico y malla metálica extendida. Fuente: (Zhi et al., 2017)

Los especímenes fueron ensayados bajo carga lateral cíclica en donde se evaluó su desempeño sísmico, los especímenes en donde se combinó la conexión fuelle metálico y la malla metálica extendida obtuvieron una capacidad inferior en comparación con los especímenes en donde se usó únicamente fuelle metálico debido al buen confinamiento

en las barras empalmadas y el concreto circundante. Las conexiones realizadas con el fuelle metálico pueden ser consideradas para usar en regiones sísmicas, dado que los ensayos exhibieron capacidades de carga, patrones de fisuración, rigidez y disipación de energía que podrían emular un comportamiento de un muro fundido en sitio (Zhi et al., 2017), sin embargo, en los especímenes prefabricados se evidenció un incremento en las deformaciones del acero en la interfaz muro – cimentación principalmente al deslizamiento de las barras empalmadas, lo que provocó una mayor abertura en la interfaz muro-cimentación durante el ensayo.

Para el caso de las conexiones (Spliced Sleeve) en los primeros estudios experimentales como el desarrollado por Soudki et al. (1995) se evaluó el comportamiento de esta conexión bajo dos configuraciones tal y como se presenta en la Ilustración 97. Los especímenes utilizados contaban con  $f'c$  de 40 MPa, un espesor de 15 cm, altura de 2.1 m y longitud de 1.2 m conectados mediante 2 barras de refuerzo de 1" ubicadas a 90 cm en donde se utilizó la conexión Spliced Sleeve, en una de ellas se introdujo una configuración en donde una parte de longitud de la barra en el panel superior (600 mm) no estuvo adherida al concreto circundante, en esta parte no adherida se usó un revestimiento plástico tal y como se observa en la imagen (b).

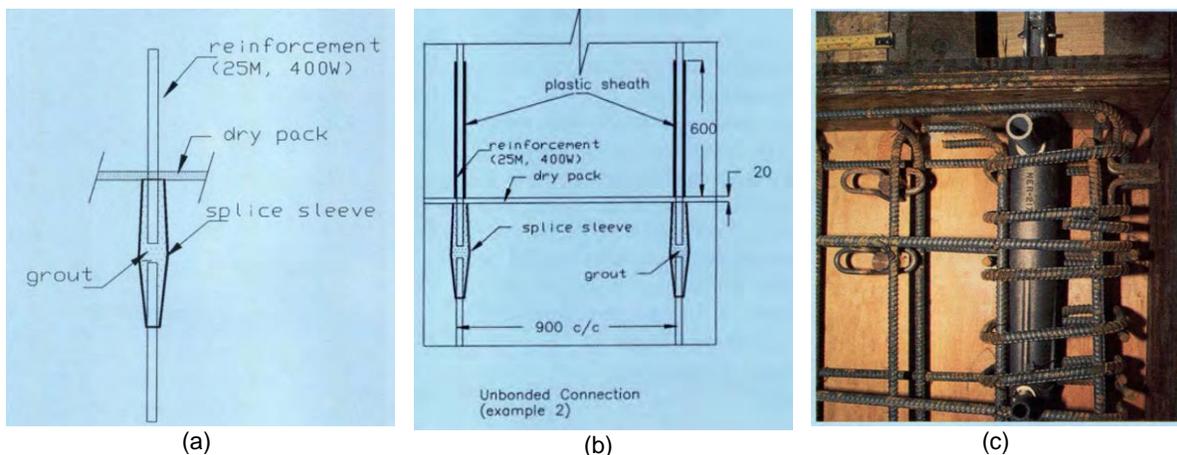


Ilustración 97 – Conexión Spliced Sleeve (a) Esquema Spliced Sleeve RS (b) Esquema Spliced Sleeve no adherido RSU (c) Funda metálica. Fuente: (Soudki et al., 1995)

De acuerdo con los resultados presentados en la Ilustración 98, se encontró que la conexión no adherida RSU exhibió casi 1.8 veces la capacidad de desplazamiento en comparación con la conexión adherida RS antes de la falla y en términos de ductilidad la conexión RSU alcanzó la mayor ductilidad entre ambas conexiones, pero con mayor porcentaje de deslizamiento (casi 25%) en comparación con el 18% alcanzado por la conexión RS.

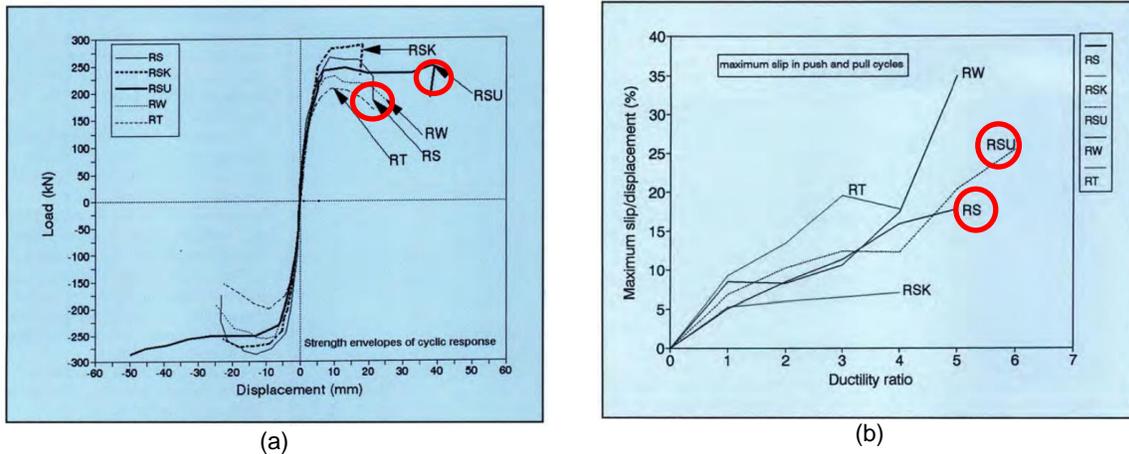
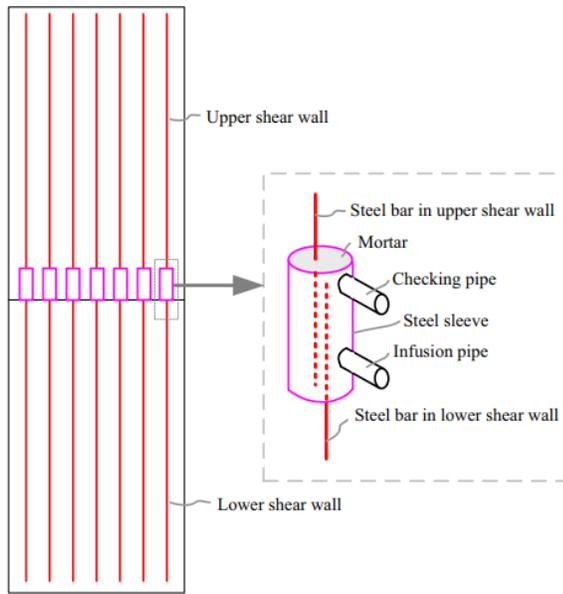
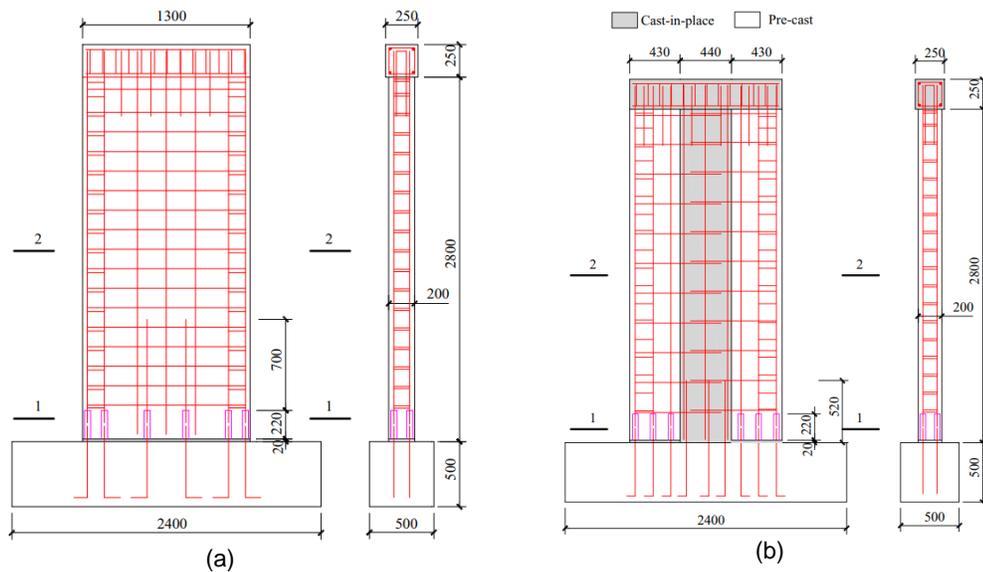


Ilustración 98 – Conexiones Spliced Sleeve (a) Curva Carga – Desplazamiento (b) Máximo Deslizamiento.  
Fuente: (Soudki et al., 1995)

En la investigación referenciada previamente se evaluó el efecto del uso de dos tipos de conexiones Spliced Sleeve en términos de capacidad de desplazamiento y niveles de deslizamiento alcanzados, sin embargo, no se realizó comparación con algún espécimen fundido in situ de forma monolítica/tradicional. En investigaciones recientes se ha evaluado la incidencia del uso de la conexión Spliced Sleeve en comparación con un muro fundido in situ con las mismas características, en el caso de Peng et al. (2016) se realizaron ensayos en 5 especímenes que contaban con un  $f'c$  de 85 MPa, un espesor de 200 mm, una altura de 2.8 m y una longitud de 1.3 m para una relación de aspecto de 2.15 utilizando la conexión Spliced Sleeve, de los cuales uno fue fundido in situ (SW1), dos totalmente prefabricados (TW1-TW2) y otros dos con los bordes del muro prefabricados con la parte central fundida in situ (TW3-TW4) en donde se estudió la influencia del tipo de superficie vertical en el comportamiento sísmico como se puede observar en la Ilustración 99 imagen b.



(c)

Ilustración 99 – Conexión Tipo Spliced Sleeve en interfaz base - muro (a) Prefabricado TW1 – TW2 (b) Mixto TW3 – TW4 (c) Detalle acoplador en junta. Fuente: (Peng et al., 2016)

Se comprobó mediante los ensayos realizados que la conexión transfirió efectivamente los esfuerzos en el refuerzo vertical. El espécimen prefabricado reflejó un modo de falla predominantemente en flexión al igual que el muro fundido in situ que fue el comportamiento esperado con base en su relación de aspecto, sin embargo, la rigidez, ductilidad y disipación de energía fue menor en los especímenes prefabricados. Como se presenta en la Ilustración 100 los desplazamientos de fluencia en ambos muros (TW1-SW1) son similares, sin embargo, el desplazamiento último del muro prefabricado es menor al del muro fundido en sitio, indicando que la ductilidad del muro prefabricado es

menor al de muro fundido en sitio dado que la capacidad de deformación del muro se vio afectada por la zona donde se dispone el acoplador que es una zona crítica del muro con alta concentración de esfuerzos y deformaciones reduciendo su ductilidad (Peng et al., 2016).

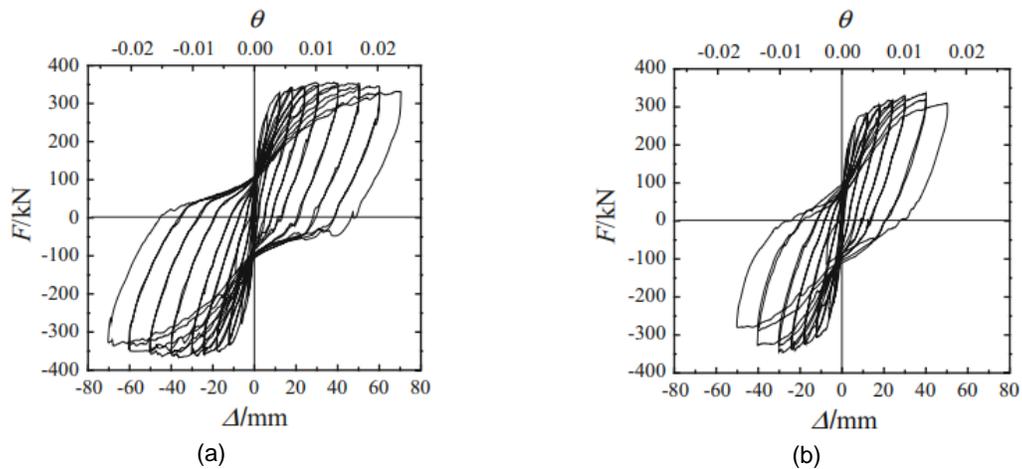
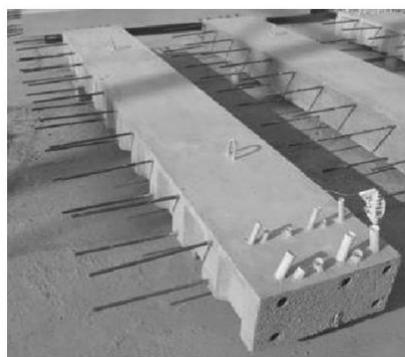


Ilustración 100 – Conexión Tipo Spliced Sleeve en interfaz base - muro (a) Muro fundido In Situ SW1 (b) Muro prefabricado TW1. Fuente: (Peng et al., 2016)

De igual forma se validó el comportamiento de la junta vertical en función del tipo de superficie, se encontró que la integridad de los muros prefabricados con una superficie rugosa vertical (TW4) fue mejor que los muros que contaban con una ranura vertical escalonada (TW3) dado que en el patrón de fisuras observado para el espécimen (TW3) se desarrolló una fisura vertical en todo el muro a través de esta interfaz con tendencia al desarrollo del deslizamiento por esta superficie mientras que en el espécimen (TW4) que tenía una superficie rugosa no se observó ninguna fisura en esta zona tal y como se evidencia en la Ilustración 101. Por lo tanto, se concluyó que esta superficie fue la más adecuada para la conexión lateral de muros prefabricados (Peng et al., 2016).



(a)



(b)

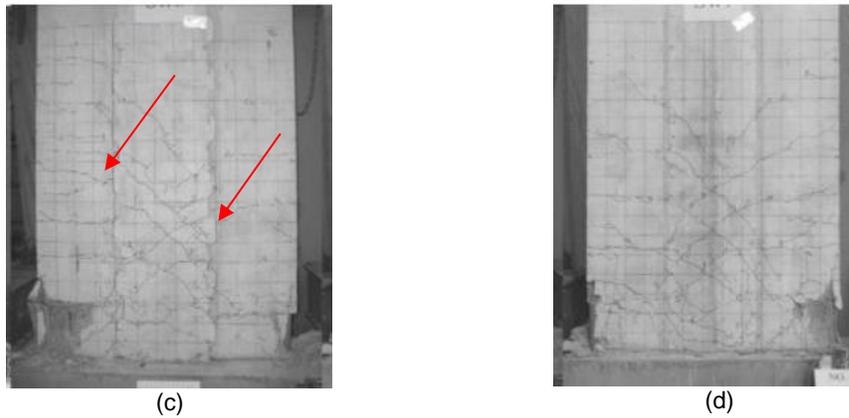


Ilustración 101 – Influencia tipo superficie vertical (a) Superficie con ranura vertical escalonada (b) Superficie rugosa (c) Fisuras muro con ranura vertical TW3 (d) Fisuras muros con superficie rugosa TW4. Fuente: (Peng et al., 2016)

Bajo el mismo esquema de comparación, en los ensayos experimentales desarrollados por Xu et al. (2017) se verificó el comportamiento sísmico de la conexión Spliced Sleeve utilizando como referencia un espécimen fundido in situ. Los especímenes contaron con un  $f'c$  de 31.8 MPa, un espesor de 180 mm, una altura de 3.0 m y una longitud de 1.54 m para una relación de aspecto de 1.95, tal como se presenta en la Ilustración 102 la conexión se realizó en la base del muro a través de la conexión de 10 barras verticales ubicadas en la parte central del alma del muro.

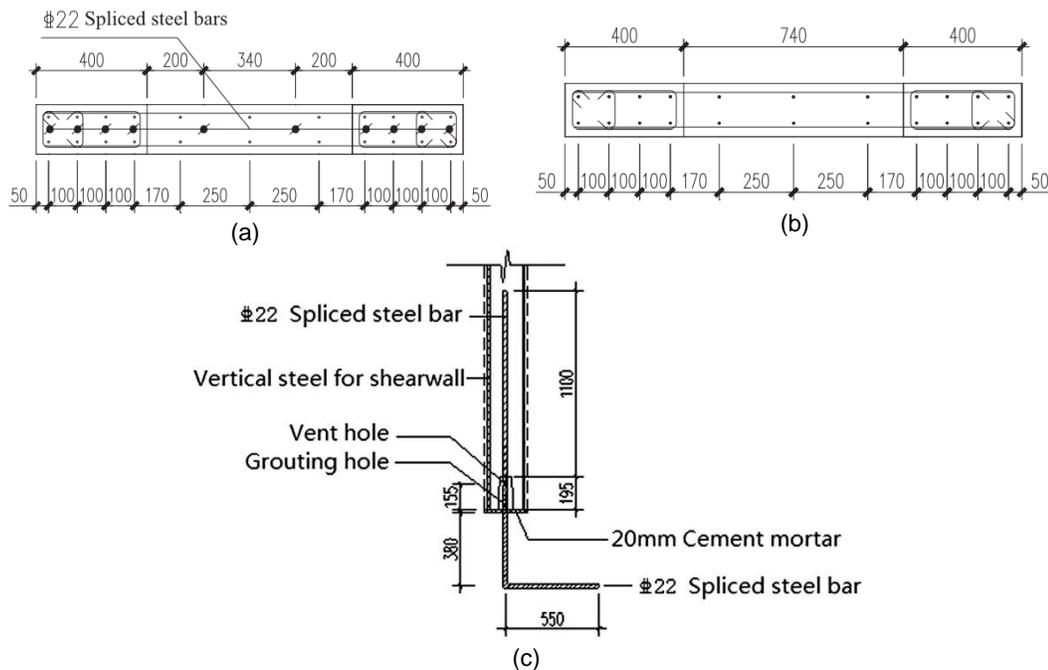


Ilustración 102 – Conexión Tipo Spliced Sleeve en interfaz base – muro (a) Muro prefabricado TW1 (b) Muro fundido in situ SW1 (c) Detalle conexión. Fuente: (Xu et al., 2017)

Los resultados experimentales señalaron que el comportamiento del muro prefabricado se asemejó al del muro fundido in situ, se encontró que el factor de ductilidad del muro prefabricado era casi el doble del valor hallado para el muro fundido in situ. Así mismo la capacidad de rotación  $\theta_u$  de ambos especímenes fue similar después de la fluencia tal y como se presenta en la Tabla 12.

Tabla 12 – Ductilidad y capacidad de rotación en muro prefabricado con conexión Spliced Sleeve. Fuente: Adaptado de (Xu et al., 2017)

Especímen	Ductilidad ( $\Delta_u/\Delta_y$ )	$\theta_u$ (mrad)
<b>TW1 (Prefabricado)</b>	9.1	10.9
<b>SW1 (Fundido In Situ)</b>	5.8	4.6
		<b>17.93</b>
		<b>22.33</b>

De manera similar en el estudio desarrollado por Cheng et al. (2023) se evaluó el efecto del porcentaje de refuerzo anclado en la interfaz muro - cimentación en 3 especímenes prefabricados en comparación con un espécimen fundido in situ. Los especímenes contaron con un  $f'c$  de 39.7 MPa, un espesor de 200 mm, una altura de 3.0 m y una longitud de 2 m para una relación de aspecto de 1.5, el porcentaje de refuerzo anclado se definió como el área del refuerzo vertical traslapado que atravesó la junta horizontal equivalente al área de refuerzo longitudinal presente en el muro. Para el espécimen prefabricado (PW1) el porcentaje de refuerzo anclado fue del 36%, para el espécimen (PW2) fue del 70% y para el espécimen (PW3) fue del 90% tal y como se presenta en la Ilustración 103.

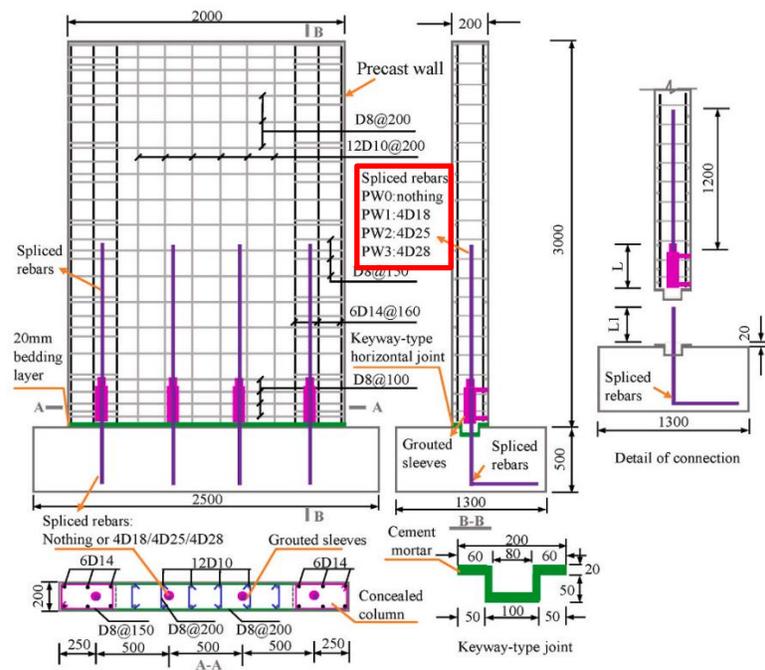


Ilustración 103 – Conexión Tipo Spliced Sleeve en interfaz base – muro con diferentes porcentajes de refuerzo anclado. Fuente: (Cheng et al., 2023)

Los resultados encontrados indicaron que el porcentaje de refuerzo anclado influyó en la fuerza lateral máxima alcanzada para cada uno de los especímenes, tal y como se presenta en la Ilustración 104 el espécimen (PW1) que contó con un porcentaje de refuerzo anclado del 36% apenas alcanzó el 62% de la fuerza lateral del espécimen in situ mientras que el espécimen (PW3) que contó con el 90% del refuerzo anclado alcanzó el 95% de la fuerza lateral del espécimen in situ. De igual forma se comprobó que la capacidad a corte proporcionada en la junta fue mayor a la máxima fuerza lateral impuesta en los especímenes entre un 38 y 40 %, por lo tanto, no se produjo ningún tipo de fallo en los anclajes por corte en la interfaz horizontal.

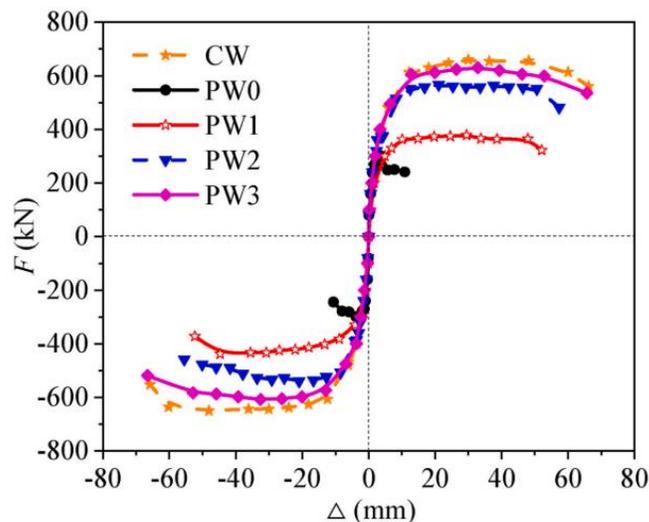


Ilustración 104 – Fuerza lateral máxima registrada para especímenes con diferentes porcentajes de refuerzo anclado. Fuente: (Cheng et al., 2023)

En los estudios referenciados previamente se ha verificado el comportamiento de los muros de concreto prefabricado con el uso de la conexión Spliced Sleeve mediante la comparación de especímenes prefabricados y de un espécimen fundido in situ. Sin embargo, en otras investigaciones se ha hecho énfasis en el estudio del tipo de falla que pueden presentar este tipo de conexiones que pueden dar lugar al desarrollo de la falla por deslizamiento a través de la interfaz horizontal. De acuerdo con Xue et al. (2023) la calidad en este tipo de conexiones ha sido difícil de controlar y se ha hecho necesario considerar los posibles defectos en la capacidad y ductilidad de las conexiones dado que el modo de fallo del acoplador en estas estructuras prefabricadas ha dependido principalmente de la capacidad de adherencia entre el refuerzo y el grouting al interior del acoplador. En los casos en donde el grouting al interior del acoplador no ha confinado todo el volumen de la barra de refuerzo, la capacidad de adherencia disminuye provocando la fractura o la extracción del refuerzo tal y como se presenta en la Ilustración 105.

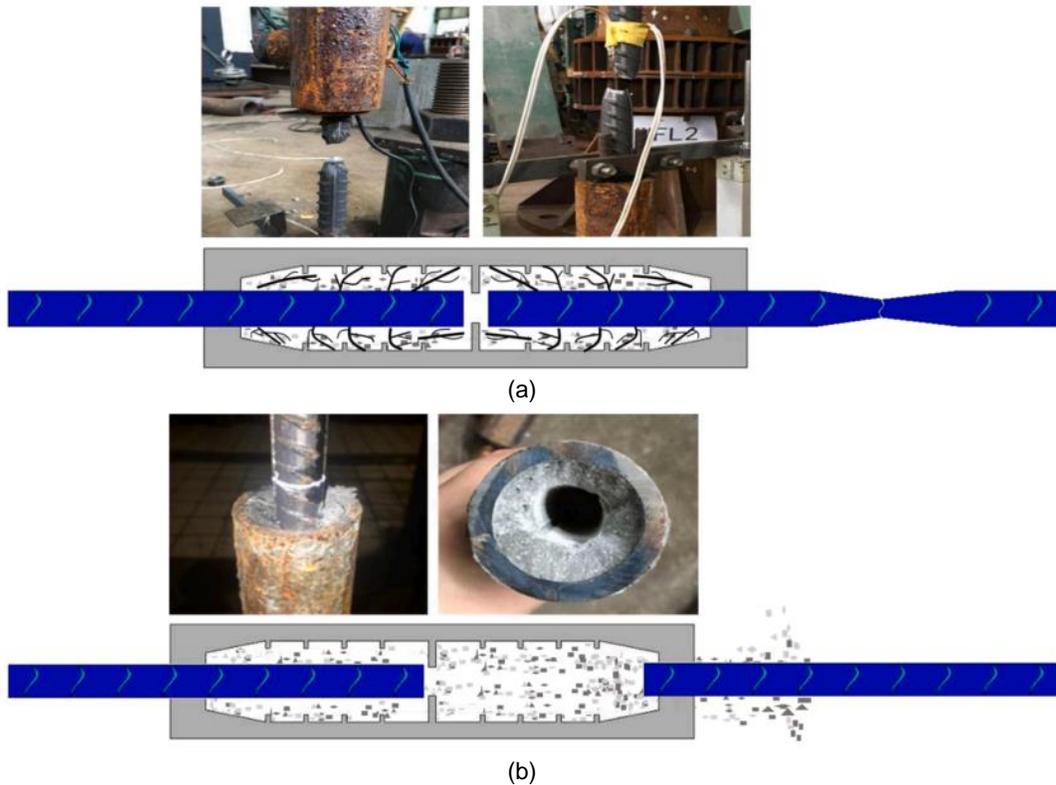


Ilustración 105 – Modos de fallo conexión Grouted Sleeve (a) Rotura del refuerzo (b) Extracción del refuerzo.  
Fuente: (Xue et al., 2023)

En el mismo sentido Xiao et al. (2021) ha referenciado que los defectos en este tipo de conexión se han producido debido al reflujó en el momento de la inyección del grouting resultando en conexiones rellenas parcialmente o sin inyectar, por esta razón se ha evaluado el efecto de los defectos de la conexión de forma experimental. Tal y como se observa en la Ilustración 106, en los ensayos experimentales desarrollados por Xiao et al. (2021) los defectos fueron tenidos en cuenta simulando un porcentaje de reflujó de forma equivalente a tener una longitud de la barra sin confinar en uno de los extremos de la conexión, el espécimen sin defectos contó con un anclaje total de  $8 d_b$  mientras que en los demás especímenes se asumió una reducción de la longitud de anclaje asociado a un porcentaje de reflujó, los especímenes contaron con un  $f'c$  de 64.5 MPa, un espesor de 200 mm, una altura de 2.85 m y una longitud de 1.4 m para una relación de aspecto de 2.0 y fueron sometidos a cargas cíclicas.

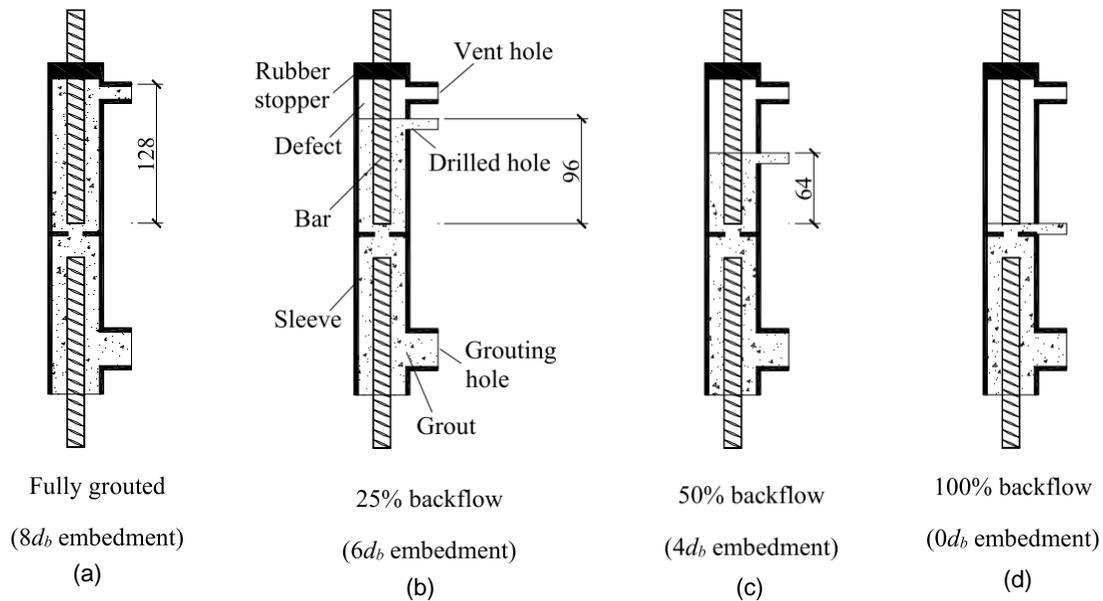


Ilustración 106 – Diagrama esquemático defectos conexión Grouted Sleeve (a) Totalmente Inyectada anclaje  $8d_b$  (b) Inyectada 75% anclaje de  $6d_b$  (c) Inyectada 50% anclaje de  $4d_b$  (d) Sin Inyectar anclaje  $0d_b$ . Fuente: (Xiao et al., 2021)

Los resultados experimentales indicaron que en aquellos especímenes en donde se introdujo algún tipo de conexión con los defectos mencionados previamente se observó que el comportamiento del fallo estuvo asociado y se produjo debido al efecto de los defectos introducidos. Las barras inyectadas con defectos sufrieron extracción del acoplador y en las barras adyacentes sin defectos se observó falla por fractura de las barras en la parte superior del acoplador tal y como se observa en la Ilustración 107, de igual forma se referenció que aquellos especímenes con menor afectación exhibieron un comportamiento más cercano al espécimen fundido in situ que desarrolló un modo de fallo en flexión, por el contrario, el espécimen en donde se analizó la condición más crítica con un reflujó del 100% equivalente a un anclaje de  $0d_b$  tuvo una reducción de la capacidad a corte y su comportamiento fue crítico por corte durante el ensayo.

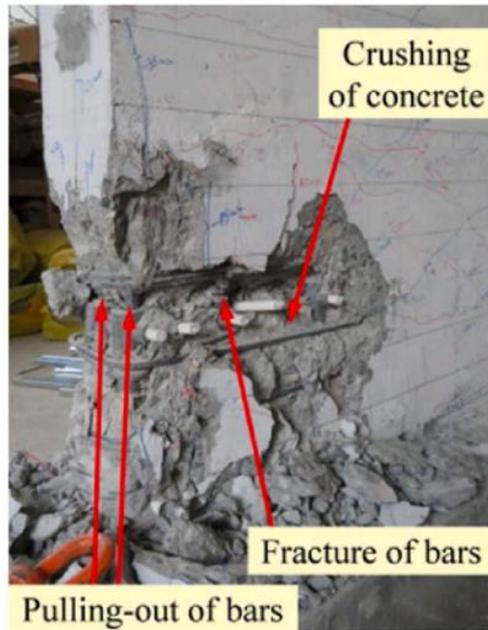


Ilustración 107 – Fallo por extracción de la barra y fractura del refuerzo en conexiones Grouted Sleeve.  
Fuente: (Xiao et al., 2021)

En los casos en donde se ha presentado el fallo por extracción del refuerzo se ha encontrado que el fallo se ha desarrollado por el corte del grouting entre los relieves de refuerzo dentro del acoplador. En los ensayos experimentales desarrollados por Elsayed et al. (2018) se verificó el comportamiento de la conexión Spliced Sleeve con especímenes formados por un bloque de concreto que contó con un  $f'c$  de 61.6 MPa y unas dimensiones de 0.25 x 0.25 x 0.41 m, los especímenes fueron ensayados hasta la falla en donde se evaluó la influencia del acoplador, las barras empalmadas y el grouting dentro de la conexión analizando el comportamiento compuesto de todo el conjunto. En los especímenes ensayados se varió la longitud de anclaje en función del diámetro de la barra desde  $4 d_b$  hasta  $16 d_b$ , los resultados experimentales para los especímenes entre ( $4 d_b$  y  $10 d_b$ ) revelaron que estas conexiones fallaron sistemáticamente en un modo de falla de extracción del refuerzo por corte del grouting entre los relieves del refuerzo tal y como se presenta en la Ilustración 108.

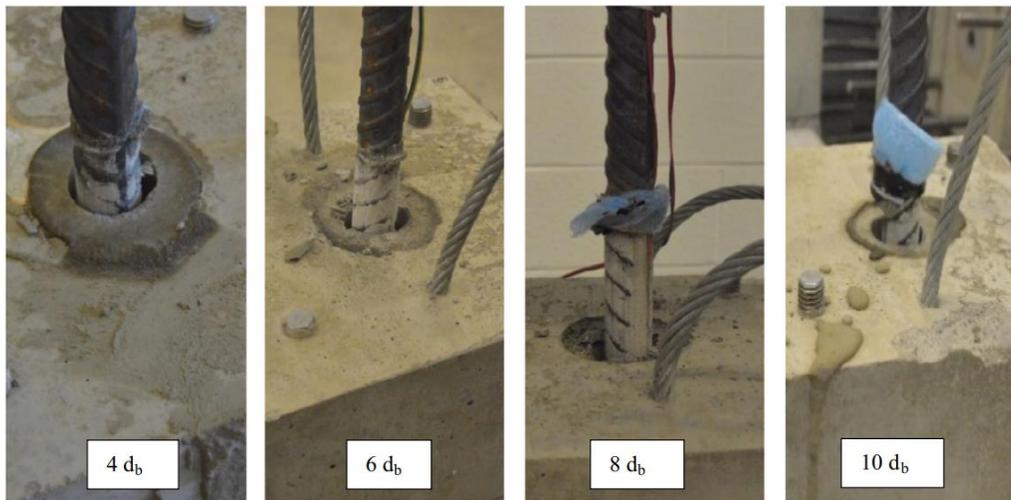


Ilustración 108 – Extracción por corte del grouting entre los relieves de refuerzo. Fuente: (Elsayed et al., 2018)

Para los especímenes entre ( $14 d_b$  y  $16 d_b$ ) se presentó un modo mixto de falla con la extracción del refuerzo por corte y la rotura del acoplador, de acuerdo con Elsayed et al. (2018) se cree que la rotura del acoplador se debió a una falla localizada debido a la resultante de las fuerzas dentro del acoplador tal y como se presenta en la Ilustración 109, producto de la expansión lateral del grouting y la tensión desarrollada en la barra.

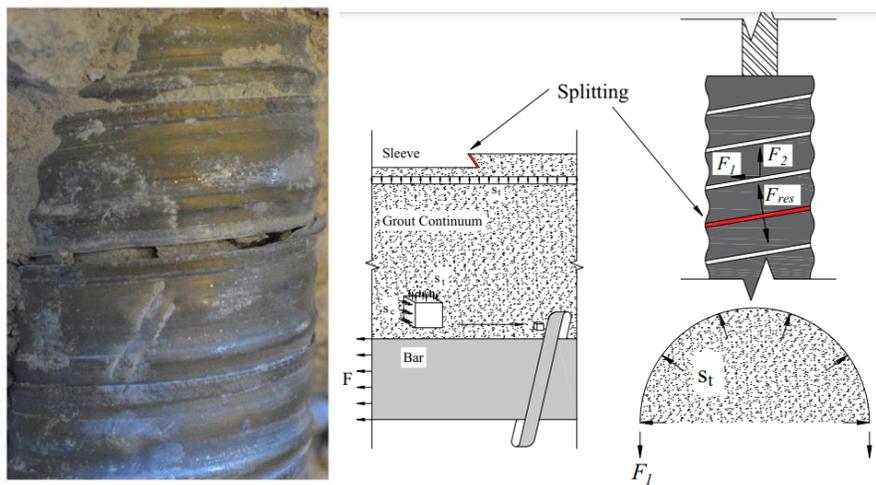


Ilustración 109 – Rotura del acoplador. Fuente: (Elsayed et al., 2018)

Una comparación entre los especímenes ( $6 d_b$  y  $8 d_b$ ) sugirió que un incremento en la longitud de anclaje retrasó la progresión del deslizamiento dado que un empotramiento más largo “agarro” más resaltes del refuerzo, sin embargo, longitudes muy grandes de grouting provocaron una reducción significativa de la rigidez debido a las deformaciones que desarrollaron desprendimientos del concreto alrededor del acoplador (Elsayed et al., 2018).

### 3.3.1.3. Placas de acero y conectores angulares

Los elementos de acero han sido de uso común en las conexiones prefabricadas de muros de concreto, su desempeño y comportamiento se ha verificado ya sea por algún evento sísmico o con ensayos realizados en laboratorio. En el caso del sismo ocurrido en la ciudad de L'Aquila, Italia el 6 de abril del año 2009 se logró evidenciar el daño generado en los elementos de acero que conectaron paneles de muros que sufrieron modos de fallo de tipo frágil y que generaron su colapso (Ver Ilustración 8), este tipo de conexiones también se ha verificado experimentalmente como el caso del estudio desarrollado por Brunesi & Nascimbene (2017) en donde se investigó la respuesta sísmica de muros de concreto prefabricados utilizados en edificaciones de baja y mediana altura típicamente usados en las prácticas de construcción en Europa (Países Bajos). Los especímenes contaron con un  $f'_c$  de 49.4 MPa, espesores de 120 y 200 mm, una altura de 2.7 m y una longitud de 2 m para una relación de aspecto de 1.35, los muros se vincularon mediante conectores mecánicos y un sistema de anclaje compuesto por pernos roscados de 5/16" y placas de acero, que se utilizaron para fijar la armadura del gancho a la barra de refuerzo longitudinal externa de cada segmento del panel tal y como se presenta en la Ilustración 110.

El comportamiento sísmico de estos muros prefabricados conectados con anclajes roscados de acero, pernos y placas de acero reflejaron un modo de fallo prematuro en la conexión lateral entre los paneles en la cual se presentó la falla por corte y pandeo junto con aplastamiento del concreto en la base tal y como se presenta en la Ilustración 111. El sistema mostró baja disipación de energía, deterioro en la resistencia y degradación de la rigidez debido al sistema de conexión mal concebido y detallado, que fue diseñado sin la capacidad de absorber los desplazamientos relativos entre componentes estructurales (Brunesi & Nascimbene, 2017).

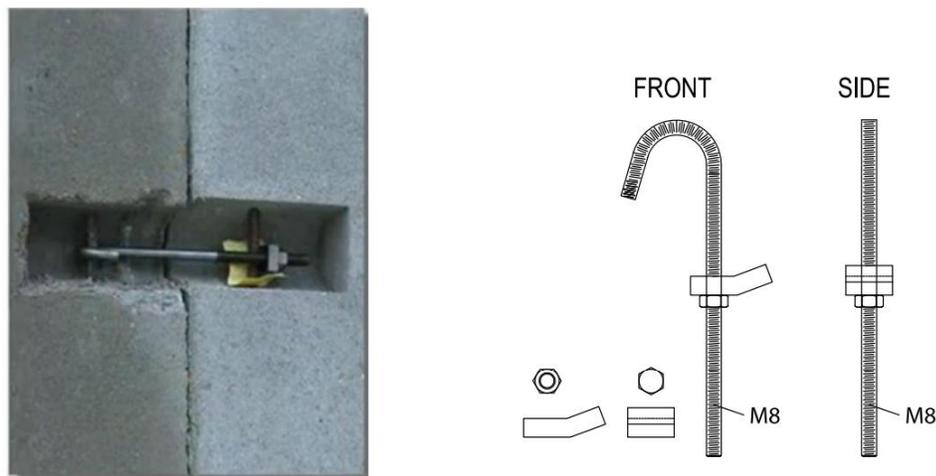


Ilustración 110 – Conexión con pernos roscados y placa de acero entre muros prefabricados. Fuente: (Brunesi & Nascimbene, 2017)

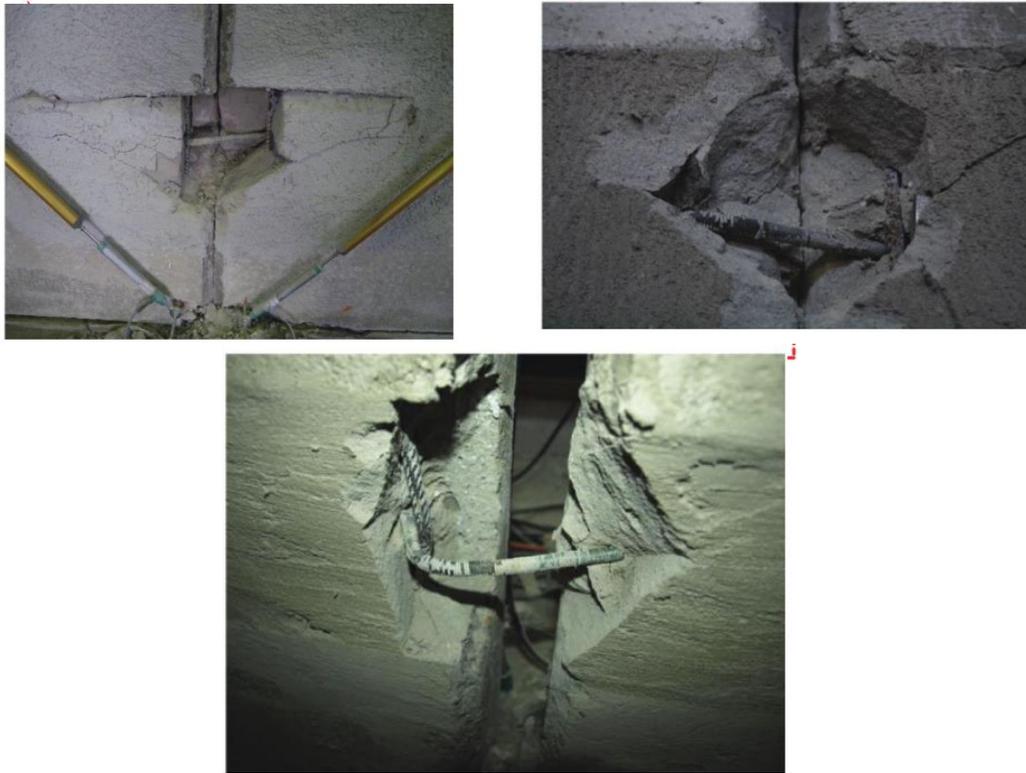
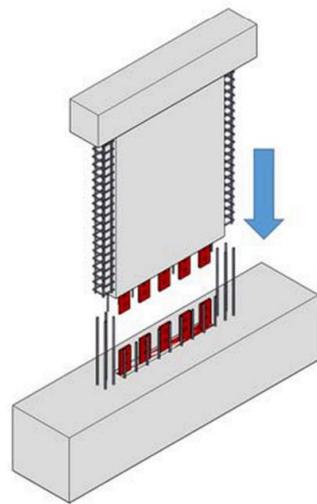
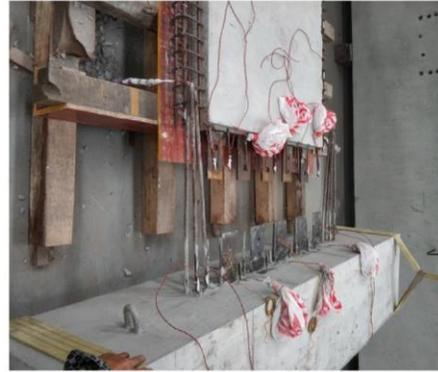


Ilustración 111 – Fallos por pandeo/corte en pernos roscados. Fuente: (Brunesi & Nascimbene, 2017)

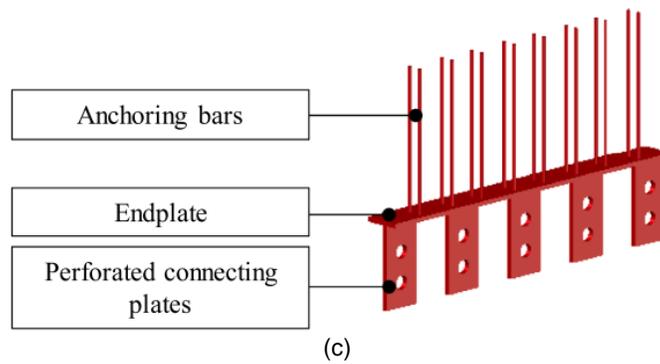
La evidencia experimental y los fallos presentados en eventos sísmicos referenciados han mostrado que el uso incorrecto de los elementos de acero reflejó un pobre comportamiento de este tipo de conexiones. En la búsqueda de un mejor desempeño de los muros prefabricados con el uso de elementos de acero, en estudios recientes diferentes autores han propuesto diferentes tipos de conexiones. En el caso de Pan et al. (2021) se propuso una conexión de placa atornillada en la interfaz muro - cimentación caracterizada por una placa tipo End - Plate de 10 cm con barras de anclaje soldadas en un extremo y placas de conexión de 10 cm con orificios para pernos de  $\frac{3}{4}$ " Grado A-325 tal y como se presenta en la Ilustración 112. Los especímenes contaron con un  $f'c$  de 26 MPa, un espesor de 120 mm, una altura de 1.5 m y una longitud de 1.2 m. El tipo de ensayo fue cíclico y la conexión fue usada en especímenes con relaciones de aspecto de 0.96 - 1.25 y 1.58, los resultados mostraron que esta conexión logró transferir las fuerzas verticales y de corte sin ningún tipo de deslizamiento en la base, la capacidad al deslizamiento obtenida estuvo entre 1.8 y 2.4 veces la carga máxima lateral a la cual falló el espécimen. Los autores indican que en los especímenes se reflejó un deslizamiento insignificante en la zona de la conexión dado que los ciclos de histéresis registrados fueron aproximadamente lineales, sin apenas deformación residual tras la descarga tal y como se referencia en la Ilustración 113.



(a)



(b)



(c)

Ilustración 112 – Conexión placa atornillada (a) Esquema 3D (b) Montaje del espécimen en laboratorio (c) Conexión en ambos extremos de la interfaz muro – cimentación. Fuente: (Pan et al., 2021)

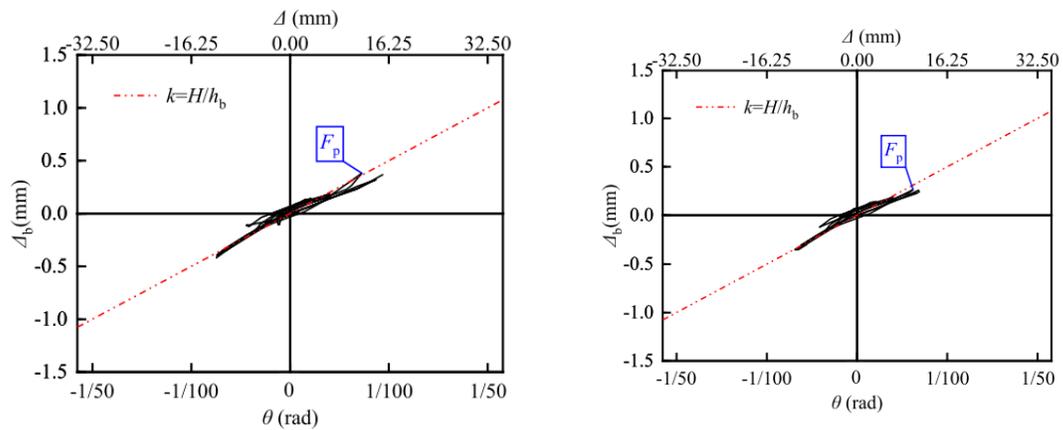


Ilustración 113 – Ciclos histéresis deslizamiento en la base para conexión placa atornillada. Fuente: (Pan et al., 2021)

De manera similar en el estudio desarrollado por Yang et al. (2023) se propuso una conexión en donde se utilizaron conectores angulares de acero en la interfaz muro-cimentación que fueron usados en especímenes ensayados bajo carga cíclica y con una relación de carga axial del 10%. Las características de los especímenes fueron las siguientes:  $f'_c$  de 47.3 MPa, un espesor de 200 mm, altura de 2.92 m y una longitud de 1.7 m para una relación de aspecto de 1.71, conectores angulares de acero de (100mm x 80mm x 8mm) con esfuerzo de fluencia de 290 MPa tal y como se presenta en la Ilustración 114. Los resultados experimentales reflejaron que los conectores angulares de acero mejoraron la resistencia a corte de la junta horizontal, el deslizamiento producido en la junta horizontal entre el muro y la cimentación para el espécimen que contó con conectores angulares se mantuvo constante con un valor cercano a  $\pm 0.5$  mm para todos los niveles de deriva limitando el desarrollo del modo de fallo por deslizamiento tal y como se presenta en la Ilustración 115.

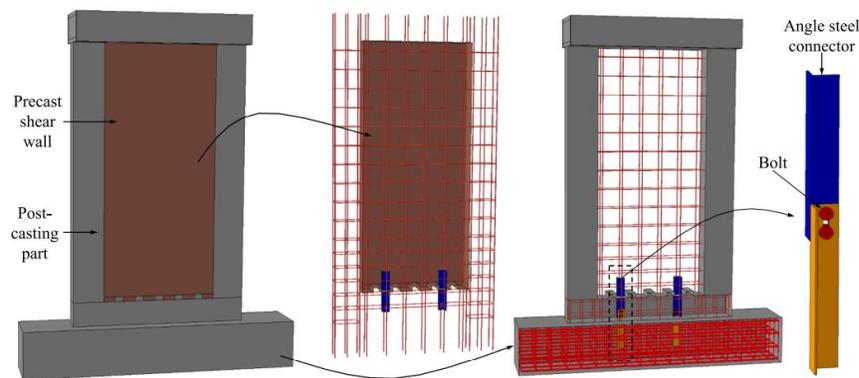


Ilustración 114 – Conexión horizontal en la interfaz muro- cimentación mediante conectores angulares de acero. Fuente: (Yang et al., 2023)

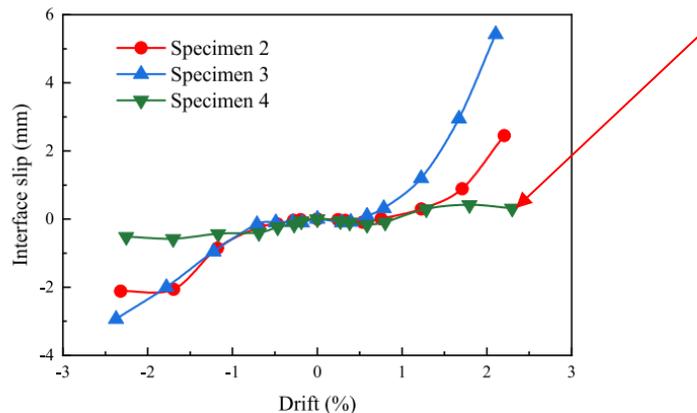


Ilustración 115 – Deslizamiento en la interfaz muro - cimentación para la conexión con conectores angulares de acero. Fuente: (Yang et al., 2023)

Desde el punto de vista estructural considerar al sistema prefabricado de paneles de concreto como un sistema de muros de carga ha sido motivo de discusión por parte de la comisión asesora permanente. De acuerdo con los registros y anexos del Acta 178 de la comisión (AIS, 2021) se plantearon ciertas dudas respecto al desempeño y la poca evidencia experimental en cuanto a la capacidad de rotación de los muros y la transferencia efectiva del cortante entre cada uno de los paneles y en la interfaz panel-cimentación. Sin embargo, para el caso de las conexiones húmedas tipo (Grouted Sleeve) referenciadas se encontró que en este tipo de conexiones en donde el porcentaje de refuerzo anclado fue similar al porcentaje del refuerzo longitudinal del muro se logró un comportamiento con similitudes respecto a los muros fundidos in situ que contaron con la misma configuración geométrica y de refuerzo, se evidenció que hubo una transferencia adecuada de los esfuerzos a través de la conexión y en uno de los casos referenciados que la capacidad de rotación del espécimen prefabricado después de la fluencia fue similar al espécimen fundido in situ, de igual forma los modos de falla presentados fueron el flexión y no se reportaron daños por falla debido a deslizamiento por corte en el plano.

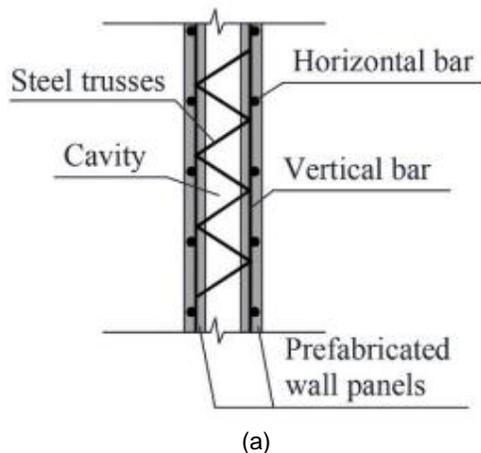
Por otra parte, aunque se evidenciaron aspectos positivos en el uso de las conexiones Grouted Sleeve, se evidenciaron aspectos que podrían afectar el desempeño de la conexión como el reflujo que se puede generar en la inyección del grouting generando el fallo súbito por extracción de la barra, también se reportó que la ductilidad de los especímenes prefabricados se vio afectada por la zona en donde se incluyó el acoplador en la base de los muros, de igual forma se encontró que, si bien, con el aumento de la longitud de la conexión se obtuvo una mayor resistencia al deslizamiento y se retrasó la progresión del mismo, también se desarrolló un falla por desprendimiento del concreto alrededor del acoplador para longitudes mayores. Para el caso de las conexiones de llaves de corte se reflejó un comportamiento favorable en la limitación del mecanismo de deslizamiento, sin embargo, su ductilidad fue baja en comparación con las demás conexiones analizadas. Entre tanto, en las conexiones donde se utilizaron elementos como pernos roscados se evidenció un comportamiento súbito y frágil mediante fallo por corte y pandeo en estos elementos debido a la poca capacidad de absorber los desplazamientos relativos entre los elementos prefabricados, por el contrario, en estudios desarrollados recientemente se propusieron alternativas mediante placas atornilladas y conectores angulares de acero que proporcionaron una estabilidad ante el deslizamiento horizontal en la interfaz muro-cimentación limitando el modo de fallo frágil de los especímenes prefabricados.

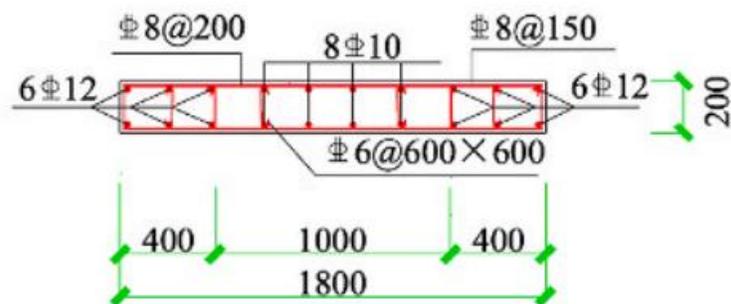
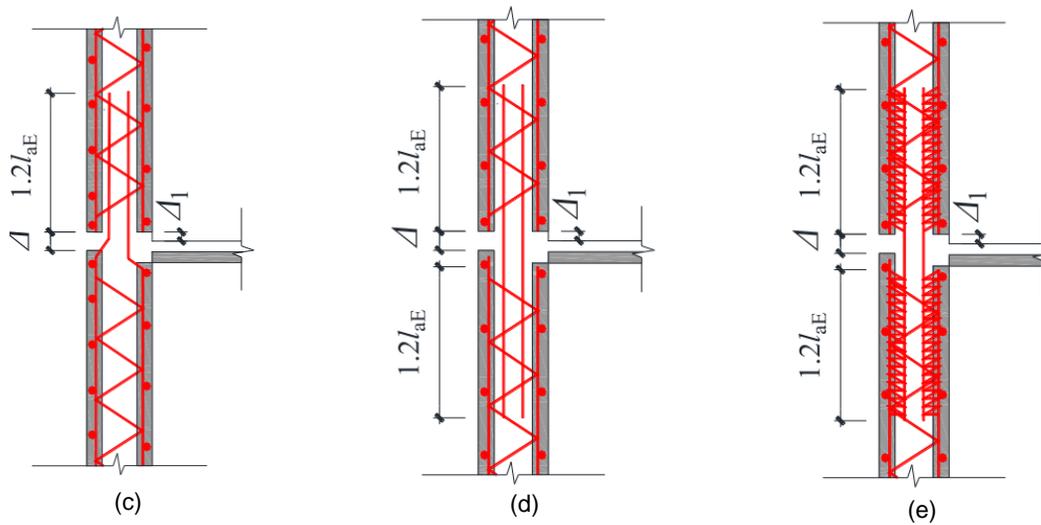
En el contexto local, de acuerdo con Blandon et al. (2017) la probabilidad de observar un modo de falla por deslizamiento se incrementa al eliminar o disminuir los requisitos de los elementos de borde y/o tener una sola capa de refuerzo a cortante en el alma, tal como ha sucedido en la práctica de construcción actual de muros delgados fundidos in situ. En caso de mantenerse estos mismos criterios para muros prefabricados y sumado al uso de conexiones que no puedan garantizar la transferencia de esfuerzos y tengan como fallo principal el deslizamiento por corte u otro tipo de falla frágil se incrementa la probabilidad

de falla en muros de concreto. En el caso de las conexiones que limitaron el fallo por deslizamiento se observaron aspectos positivos que pueden ser tenidos en cuenta para la validación de este tipo de conexiones a nivel local, sin embargo, en cada caso se deberá establecer en detalle la capacidad de disipación de energía de cada sistema/conexión y evitar la suposición de que cualquier sistema de muros prefabricados independiente del tipo de conexión cuenta con la misma capacidad de disipación de energía y capacidad de ductilidad que los muros fundidos in situ dado que como se ha presentado el comportamiento de las conexiones difiere considerablemente en términos de ductilidad, modo de falla, capacidad de deslizamiento y la calidad de la instalación de los conectores.

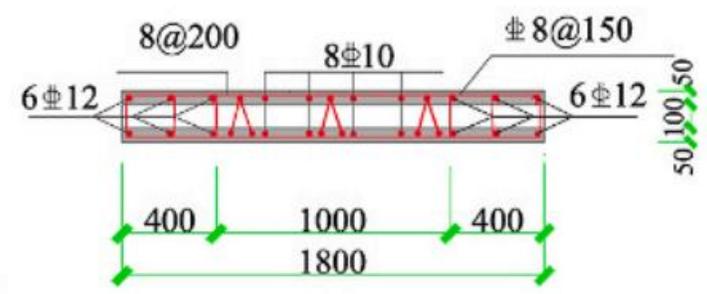
### 3.3.2. Comportamiento de los muros prefabricados bajo cargas y/o fallos fuera del plano

A nivel internacional se han ejecutado varios estudios recientes en muros de concreto prefabricados para verificar su comportamiento ante cargas fuera del plano, en el caso de Gu et al. (2022) se ensayaron 4 especímenes con una relación de aspecto de ( $H/L = 1.5$ ), los 4 especímenes contaron con la misma configuración de refuerzo horizontal y vertical, un espécimen fue fundido in situ con un espesor de 200 mm mientras que los otros tres especímenes fueron muros prefabricados con diferentes tipos de conexión horizontal mediante conectores de corte tipo cercha que unieron 2 paneles prefabricados de 5 cm formando un espesor total de 20 cm tal y como se presenta en la Ilustración 116.





(f)



(g)

Ilustración 116 – Sección Transversal Muros dobles prefabricados (a) Esquema general (b) Fotografía prototipos (c) Configuración 1 con extensión del refuerzo longitudinal traslapada (d) Configuración 2 con barras individuales traslapadas (e) Configuración 3 con barras individuales traslapadas confinadas (f) sección transversal espécimen fundido in situ (g) Sección Transversal espécimen prefabricado. Fuente: (Gu et al., 2022)

Se ejecutaron ensayos bajo carga horizontal fuera del plano en las 3 configuraciones prefabricadas en donde se logró identificar que la presencia de las conexiones horizontales entre los muros fue el principal factor que controló el desarrollo de fisuras con patrones típicos en flexión, dado que el sistema actuó como una sola unidad ya que el flujo de cortante fue transferido completamente a través de los conectores de cortante

incrementando su rigidez. De manera similar en Singhal et al. (2021) se evaluó la respuesta sísmica de un muro de concreto prefabricado sometido a cargas cíclicas en el plano y constante fuera del plano para simular las cargas que experimentan los muros de sótano durante los eventos sísmicos. La configuración del espécimen se presenta en Ilustración 117 en donde se evidenció que dos paneles prefabricados de 7 cm encerraron un núcleo vacío de 16 cm que posteriormente fue rellenado con concreto fundido in situ, la conexión lateral entre paneles se dio mediante 2 conectores de corte tipo cercha en celosía distribuidos en toda la altura del muro, la cuantía de refuerzo horizontal y vertical de los paneles prefabricados fue del 0.25%.

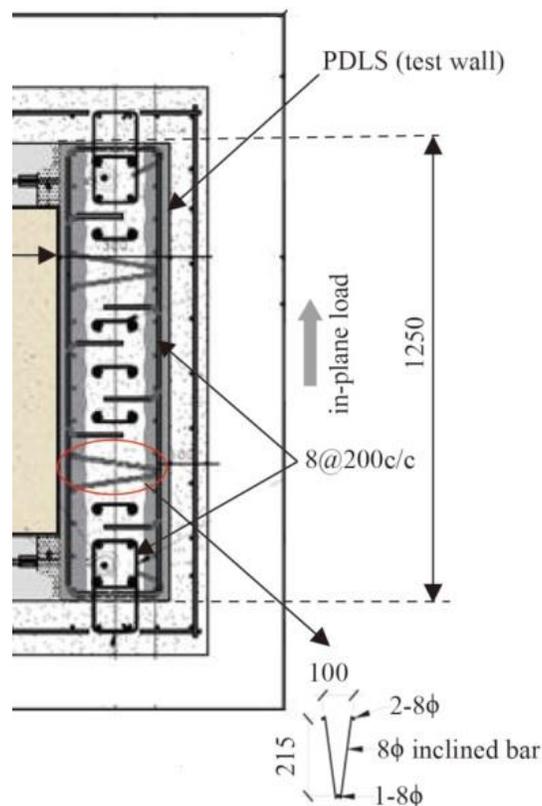


Ilustración 117 – Sección Transversal Muros dobles prefabricados unidos mediante conectores de corte tipo cercha en celosía. Fuente: (Singhal et al., 2021)

El muro ensayado desarrolló grietas por flexión, debido a una elevada relación de aspecto ( $H/L = 3$ ), así mismo se evidenciaron deflexiones considerables fuera del plano reflejando la inestabilidad del muro por la imposición continua de las cargas laterales y en el plano tal y como se presenta en la Ilustración 118. Sin embargo, debido a la fuerte unión que proporcionaron los conectores de corte tipo cercha en celosía permitió que los paneles prefabricados trabajaran como una sola unidad y no desarrollaran un modo de fallo frágil o por corte.



Ilustración 118 – Deflexión fuera del plano espécimen prefabricado con doble panel. Fuente: (Singhal et al., 2021)

En los estudios referenciados previamente se verificó el comportamiento de especímenes prefabricados ante cargas fuera del plano, sin embargo, también se ha reportado en la literatura el fallo por compresión/corte fuera del plano bajo cargas desarrolladas en el plano de los muros prefabricados. En los ensayos desarrollados por Neupane (2023), uno de los especímenes ensayados contó con una relación de aspecto de 3 y un espesor de 25 cm, el espécimen fue sometido a cargas cíclicas en el plano y los empalmes con los acopladores roscados se ubicaron en la base del muro conectando barras de 10 mm Grado 100 con una longitud de  $11d_b$ , tal y como se evidencia en la Ilustración 119 la falla súbita se obtuvo al alcanzar una deriva del 3% donde se registró el aplastamiento de concreto debido al fallo por compresión/corte.



Ilustración 119 – Fallo por compresión/corte fuera del plano espécimen prefabricado. Fuente: (Neupane, 2023)

En conclusión, en los estudios recientes en los que se evaluó el comportamiento fuera del plano para muros prefabricados el común denominador fue encontrar el uso de conectores horizontales de corte tipo cercha en celosía para conectar dos paneles prefabricados. En ambos casos los patrones de fisuras y modos de fallo observados fueron en flexión, a pesar de que en el caso del estudio desarrollado por Gu et al. (2022) se podría haber marcado una tendencia en el desarrollo de modo de fallo por corte debido a la relación de aspecto de los especímenes y a la carga que se impuso fuera del plano. Por lo tanto, el uso de los conectores de corte en ambos estudios se constituyó en una opción eficaz en el uso de muros prefabricados dobles para mantener la cohesión de los paneles, desarrollar una transferencia de cargas eficaz y que actuaran como una sola unidad estructural para evitar el desarrollo de modos de fallos frágiles por corte en el caso de que se presenten cargas bidireccionales sísmicas que actúen en el sentido débil del

muro o como lo referenciado por Singhal et al. (2021) en donde los muros de sótanos de edificaciones pueden estar sometidos simultáneamente a cargas cíclicas en el plano y cargas sostenidas/constantes fuera del plano. Así mismo, es importante referenciar el comportamiento descrito en los ensayos desarrollados por Neupane (2023), a pesar de que las cargas cíclicas actuaron en el plano del muro, se desarrolló un mecanismo de fallo por corte fuera de su plano que había sido referenciado en la literatura para muros fundidos in situ tal y como se ha descrito en el numeral 3.2.2.2. No obstante, ya que en el espécimen descrito la longitud de empalme fue de  $11d_b$ , los acopladores roscados confinaron la base del muro en toda su longitud y permitieron que el daño no iniciara en la base del muro, sino que se localizara por fuera de la zona de conexión.

## Capítulo IV. Ecuaciones encontradas en la literatura y códigos de diseño/construcción

En general las ecuaciones encontradas en códigos de diseño aún se basan en ecuaciones empíricas derivadas de ensayos en vigas profundas/altas (Kassem & Elsheikh, 2010). De acuerdo con Kerem Gulec & Whittaker (2011) y Hwang et al. (2001) en los códigos de construcción, manuales, normas y la literatura se han planteado ecuaciones empíricas para encontrar la capacidad máxima a corte en el plano en muros de concreto reforzado. Estas ecuaciones varían de forma sustancial y no tienen en cuenta todas las variables que afectan la respuesta de muros y se presenta una dispersión sustancial en los valores estimados. Por citar algunos ejemplos, en los estudios desarrollados por Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010) y Luna et al. (2015) se han encontrado grandes dispersiones entre las capacidades medidas y las obtenidas a partir de alguna ecuación encontrada en la literatura o código de construcción tal y como se evidencia en la Ilustración 120. En el numeral 4.1 se incluyen las ecuaciones encontradas en la literatura y en el numeral 4.2 se incluyen las ecuaciones encontradas en los códigos de diseño y construcción.

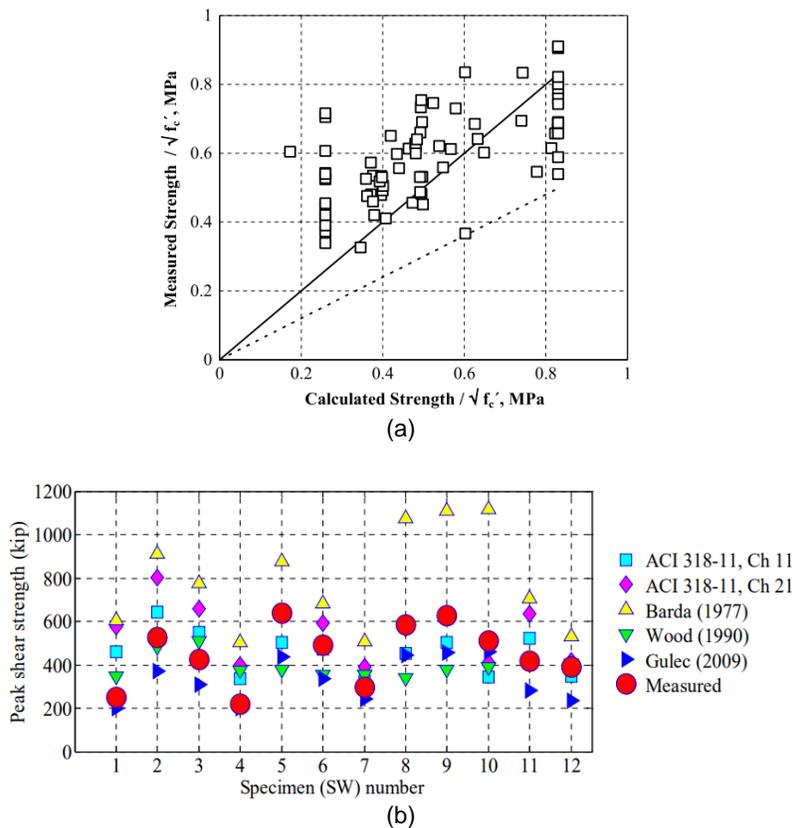


Ilustración 120 – Dispersión de resultados de pruebas de capacidad a corte (a) Estudio desarrollado por (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010) (b) Estudio desarrollado por (Luna et al., 2015). Fuente: (Sánchez-Alejandre & Alcocer, 2010) (Luna et al., 2015)

## 4.1. Ecuaciones Literatura

A continuación, se presenta un recuento de las 12 ecuaciones encontradas en la literatura que describen la capacidad máxima a corte en el plano en muros de concreto reforzado en orden cronológico, junto con los métodos y premisas bajo las cuales fueron desarrolladas. La lista de símbolos y abreviaturas de las variables de las ecuaciones se incluyó al inicio del documento.

### 4.1.1. Barda et al (1977)

En Barda et al. (1977) se fallaron 8 especímenes y con los resultados obtenidos se calibró la Ecuación 3 para predecir la capacidad en muros robustos con relación de aspecto entre 0 y 1, cuantía de refuerzo horizontal mayor a 0.0025. Ver Ilustración 121.

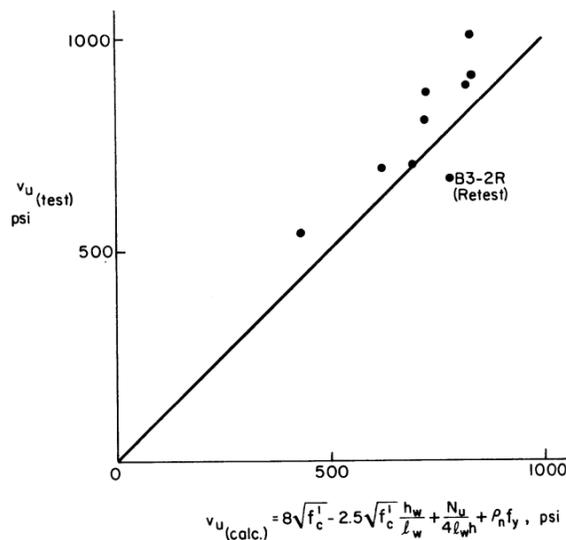


Ilustración 121 – Resultados ensayos especímenes. Fuente: (Barda et al., 1977)

$$V_n = \left( 8\sqrt{f'_c} - 2.5\sqrt{f'_c} \frac{H}{L} + \frac{P_u}{4 * L * t} + \rho_v * f_{yv} \right) [psi]$$

Ecuación 3 – Expresión propuesta por Barda et al. (1977).

### 4.1.2. Wood (1990)

En Wood (1990) se estableció un modelo para muros robustos con relaciones  $M/VL$  menores a 2 y con una cuantía mínima de 0.0025. En este modelo se fijó un límite inferior de la capacidad a corte (Ver Ecuación 4) en donde no se contempló la contribución del acero de refuerzo.

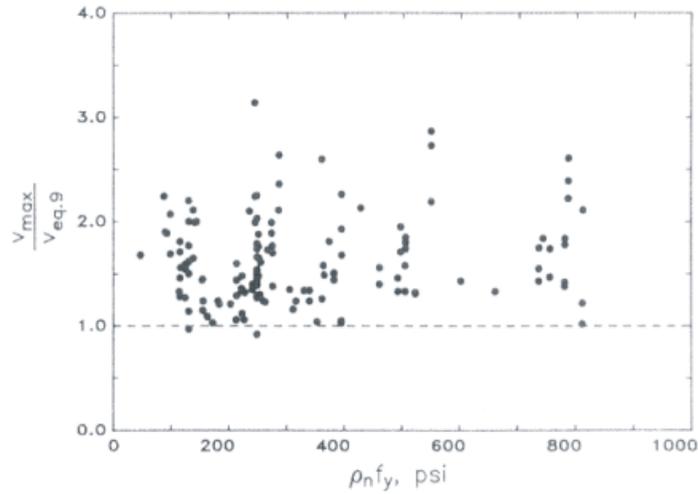


Ilustración 122 – Límite inferior propuesto para resistencia al corte. Fuente: (Wood, 1990)

$$V_n = (0.5 * \sqrt{f'c}) [MPa]$$

Ecuación 4 – Expresión propuesta por Wood (1990).

También se estableció una ecuación calibrada a partir de un modelo cortante por fricción, donde el termino  $A_v$  corresponde a la suma del acero vertical localizado en los bordes y en el alma del muro, y el termino  $A_g$  es el área bruta de la sección horizontal del muro (Ver Ecuación 5).

$$V_n = \left( \frac{A_v * f_{yv}}{4 * t * L} \right) [MPa]$$

Ecuación 5 – Expresión propuesta por Wood (1990).

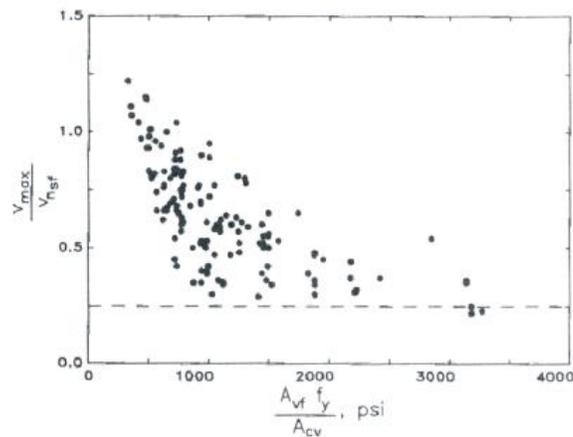


Ilustración 123 – Límite inferior propuesto para resistencia al corte por el método cortante por fricción. Fuente: (Wood, 1990)

### 4.1.3. Hwang et al (2001)

En Hwang et al. (2001) se propuso un modelo de puntales y tensores para determinar la capacidad a corte en el plano en muros robustos asociados a la falla por compresión diagonal. El modelo presentó 3 rutas de carga en el alma del muro (Diagonal, Horizontal y Vertical). Las fuerzas de corte se repartieron en cada uno de los mecanismos de resistencia asociados a cada ruta de carga en función de su rigidez relativa tal y como se presenta en la Ilustración 124. Se utilizaron resultados de 62 especímenes para calibrar el modelo y la Ecuación 6 obteniendo una relación de capacidades con un promedio de 1.18 y un coeficiente de variación de 0.17 (Ver Ilustración 125).

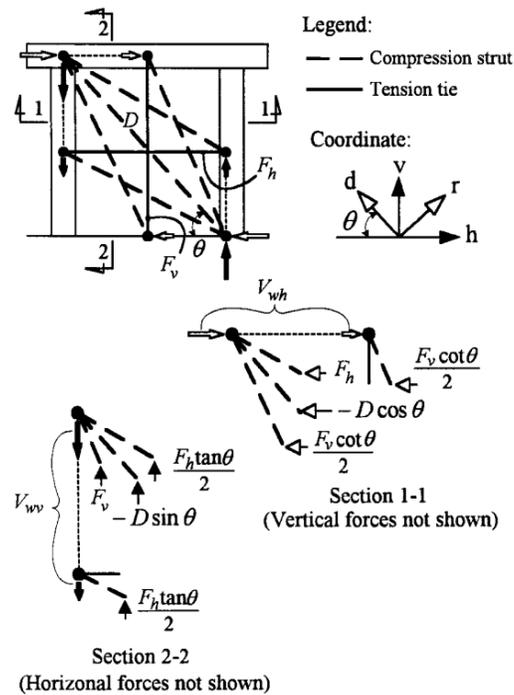


Ilustración 124 – Modelo puntales y tensores. Fuente: (Hwang et al., 2001)

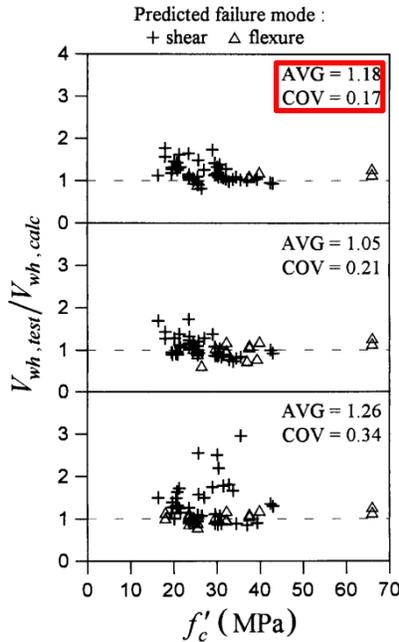


FIG. 9. Correlation of Experimental and Predicted Wall Shear Strength: (a) General Method; (b) Simple Method; (c) ACI 318-95

Ilustración 125 – Correlación capacidades medidas /estimadas modelo puntal – tensor. Fuente: (Hwang et al., 2001)

$$V_n = (K_h + K_v - 1) * \zeta * f'_c * A_{str} * \cos \theta \text{ [N]}$$

Ecuación 6 – Expresión propuesta por Hwang et al. (2001).

$$K_h = 1 + (K_H - 1) \frac{A_h * f_{yh}}{F_h}; K_v = 1 + (K_V - 1) \frac{A_v * f_{yv}}{F_v}$$

$$K_H = \frac{1}{[1 - 0.20(\gamma_h + \gamma_h^2)]}; K_V = \frac{1}{[1 - 0.20(\gamma_v + \gamma_v^2)]}$$

$$\gamma_h = \frac{(2 \tan \theta - 1)}{3}; \gamma_v = \frac{(2 \cot \theta - 1)}{3}$$

$$F_h = \gamma_h * K_H * \zeta * A_{str} * \cos \theta * f'_c; F_v = \gamma_v * K_V * \zeta * A_{str} * \sin \theta * f'_c$$

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c}} \leq 0.52$$

$$A_{str} = a_s * t$$

$$a_s = \left( 0.25 + \frac{0.85 P_u}{t L f'_c} \right) L$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H}{L}$$

#### 4.1.4. Sánchez – Alejandro & Alcocer (2010)

En Sánchez-Alejandro & Alcocer (2010) se desarrolló un modelo en donde se asumió que la capacidad a corte es una suma de la contribución del concreto y la adición del refuerzo en el alma del muro y se hizo énfasis en el modo de falla caracterizado por fisuras diagonales en el alma debido a la tensión diagonal. En el modelo desarrollado se consideró la disminución de la capacidad proporcionada por el concreto en tanto que la carga axial y la cantidad de refuerzo vertical y horizontal incrementaron la resistencia a corte. En la Ecuación 7 se presenta la expresión que describe el modelo desarrollado a través de la calibración de los resultados de 18 especímenes escogidos de una base de datos de 372 ensayos.

$$V_n = V_c + V_s = \left( \gamma * \eta_v + 0.04 * \frac{P_u}{tL} \right) \sqrt{f'c} + \eta_h * \rho_h * f_{yh} \text{ [MPa]}$$

Ecuación 7 – Expresión propuesta por Sánchez-Alejandro & Alcocer (2010).

$$\gamma = 0.42 - 0.08 \frac{M}{VL}; 0.42 - 0.08 \% R_{max}$$

$$\eta_v = 0.75 + 0.05 \rho_v f_{yv}$$

$$\eta_h = 1 - 0.16 \rho_h f_{yh} \geq 0.20 \text{ MPa}$$

#### 4.1.5. Gulec & Whittaker (2011)

En Kerem Gulec & Whittaker (2011) se propusieron expresiones para predecir la capacidad a corte en el plano de muros robustos para muros rectangulares, muros con elementos de borde y aletas. Se utilizó una base de datos de 434 muros con relaciones de aspecto menores a 2 en donde finalmente se utilizaron datos de 227 muros (74 rectangulares, 79 con elementos de borde y 74 con aletas).

Mediante modelos que usan regresiones no lineales se consideraron 6 variables de diseño. 1) Relación de aspecto 2) Refuerzo horizontal 3) Refuerzo Vertical 4) Resistencia a la compresión 5) Carga Axial 6) Refuerzo vertical elemento de borde. El modelo para muros rectangulares obtuvo una media de 0.99 y un coeficiente de variación de 0.135, el modelo para muro con elementos de borde y aletas obtuvo una media de 0.99 y un coeficiente de variación de 0.11 tal y como se representa en la Ilustración 126. En la Ecuación 8 se presenta la expresión obtenida para muros rectangulares y en la Ecuación 9 se presenta la expresión obtenida para muros con elementos de borde y aletas. En ambas expresiones se utilizó toda el área de refuerzo dado que se asumió que todo el refuerzo que cruza las fisuras inclinadas alcanzó el valor de fluencia. El término  $A_{eff}$  es igual a toda el área en los muros con elementos de borde y para los muros con aleta es igual al área del alma más el producto del espesor de aleta por la mitad de la altura del muro menos el espesor del alma.

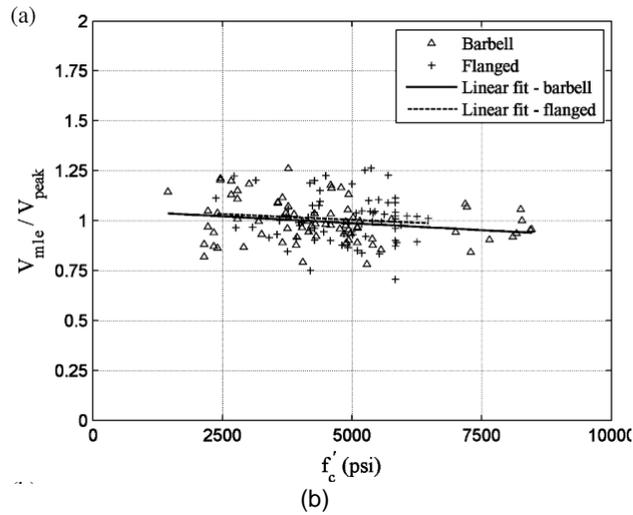
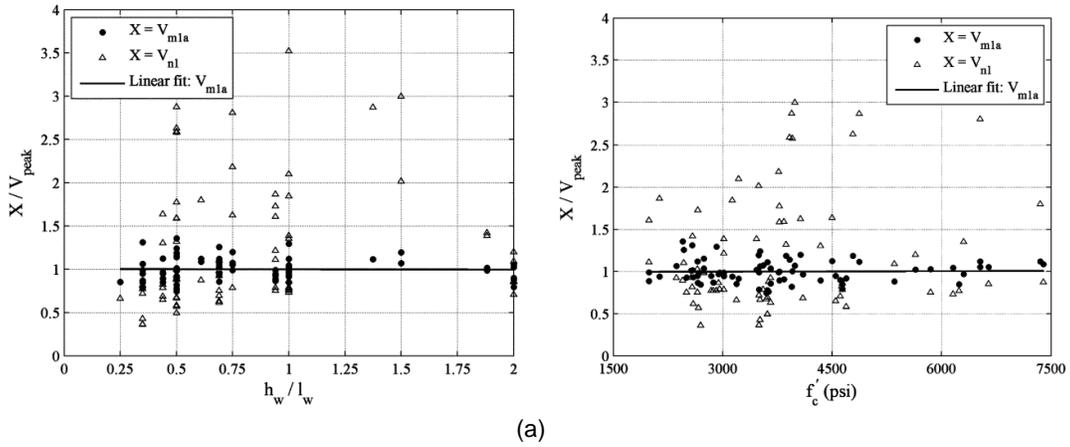


Ilustración 126 – Correlación capacidad estimada regresión/ medida (a) Muro Rectangular (b) Muro con elementos de borde y aletas. Fuente: (Kerem Gulec & Whittaker, 2011)

$$V_n = \frac{1.5 \sqrt{f'_c} * t * L + 0.25 * A_v * f_{yv} + 0.20 * A_{eb} * f_{yeb} + 0.40 * P_u}{\sqrt{\frac{H}{L}}} \leq 10 \sqrt{f'_c} * t * L [lb]$$

Ecuación 8 – Expresión propuesta por Kerem Gulec & Whittaker (2011).

$$V_n = \frac{0.04 * f'_c * A_{eff} + 0.40 * A_v * f_{yv} + 0.15 * A_{eb} * f_{yeb} + 0.35 * P_u}{\sqrt{\frac{H}{L}}} \leq 15 \sqrt{f'_c} * (tz_w + 2t_f l_f) [lb]$$

Ecuación 9 – Expresión propuesta por Kerem Gulec & Whittaker (2011).

#### 4.1.6. Kassem (2014)

En Kassem (2014) se desarrolló una ecuación que tiene en cuenta para el cálculo de la capacidad a corte el modo de falla por compresión diagonal, la contribución del puntal diagonal de concreto y el acero de refuerzo del alma. Se utilizaron resultados de 664 ensayos experimentales para calibrar los parámetros del modelo, en la Ecuación 10 y Ecuación 11 se presentan las expresiones obtenidas para muros rectangulares y muros con aletas y en la Ilustración 127 se presenta la correlación entre las capacidades estimadas y medidas para ambos tipos de sección transversal.

$$V_n = 0.44f'c \left( \left( 0.95 - \frac{f'c}{250} * k_s \sin 2\theta \right) + \left( 0.10 \frac{\rho_h f_{yh} H}{f'c L} \right) + \left( 0.30 \frac{\rho_v f_{yv}}{f'c} \cot \theta \right) \right) (d_w t) \\ \leq 0.83 \sqrt{f'c} d_w t$$

*En los muros rectangulares sin elementos de borde se debe tomar el 80% del termino  $\rho_v$*

Ecuación 10 – Expresión propuesta por Kassem (2014).

$$V_n = 0.67f'c \left( \left( 0.95 - \frac{f'c}{250} * k_s \sin 2\theta \right) + \left( 0.16 \frac{\rho_h f_{yh} H}{f'c L} \right) + \left( 1.74 \frac{\rho_v f_{yv}}{f'c} \cot \theta \right) \right) (d_w t) \\ \leq 1.25 \sqrt{f'c} d_w t$$

Ecuación 11 – Expresión propuesta por Kassem (2014).

$$k_s = \frac{a_s}{d_w}$$

$$a_s = \left( 0.25 + \frac{0.85 P_u}{t L f'c} \right) L$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H}{d_w}$$

$$d_w = d - \frac{a_s}{3}$$

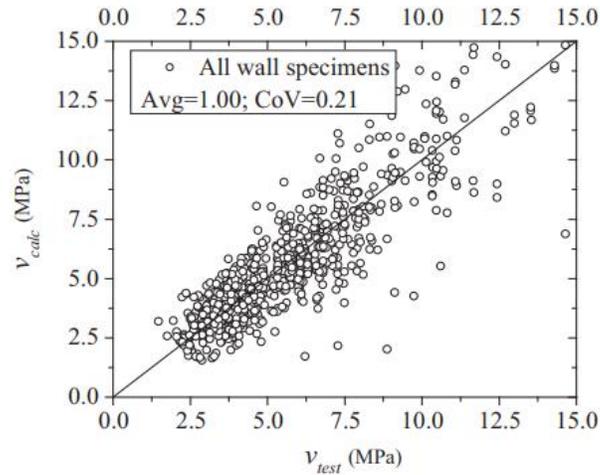


Ilustración 127 – Correlación esfuerzo cortante estimado / medido. Fuente: (Kassem, 2014)

#### 4.1.7. Chen et al (2016)

En Chen et al. (2016) se utilizaron 250 resultados experimentales para calibrar una ecuación alternativa que garantizara la capacidad de deformación, esta expresión con forma de función lineal se desarrolló teniendo en cuenta los efectos de la relación de aspecto  $H/L$  y la relación de carga axial en el muro ( $ARL$ ). En la Ecuación 12 se presenta la expresión desarrollada.

$$V_n = \left( \frac{0.8\rho_n f_{yh}}{f'c} + (\lambda)((0.23333 * ARL) + 0.025) \right) (f'ctd)$$

$$Si \frac{H}{L} < 0.6 \quad \lambda = 0.1176$$

$$Si 0.6 \leq \frac{H}{L} \leq 1.5 \quad \lambda = \frac{-0.09}{\frac{H}{L}} + 0.79$$

$$Si \frac{H}{L} > 1.5 \quad \lambda = \frac{0.1176}{\frac{H}{L} - 0.5}$$

Ecuación 12 – Expresión propuesta por Chen et al. (2016).

#### 4.1.8. Adorno - Bonilla (2016)

En Adorno-Bonilla (2016) utilizando resultados experimentales de 207 muros (70 rectangulares y 137 con aletas) clasificados como robustos se identificaron los parámetros influyentes en la resistencia a cortante y se desarrollaron ecuaciones para la predicción de la capacidad a cortante en el plano mediante la calibración de los resultados experimentales utilizando un análisis de regresión lineal multivariable para el desarrollo de las ecuaciones. En la Ecuación 13 y Ecuación 14 se presentan las expresiones obtenidas

para muros rectangulares y muros con aletas, en la Ilustración 128 se presenta la correlación entre las capacidades estimadas y medidas para ambos tipos de sección transversal.

$$V_n = \left( 0.35 + 0.068f'c - 0.08f'c \frac{H}{L} + 0.41 \frac{P_u}{tL} + 0.47(A\rho_v + B\rho_h)(Af_{yv} + Bf_{yh}) + 0.39 \frac{A_{eb}}{tL} f_{yeb} \right) tL \text{ [N]}$$

Ecuación 13 – Expresión propuesta por Adorno-Bonilla (2016).

$$V_n = \left( 0.54 + 0.19f'c - 0.17f'c \frac{H}{L} + 0.45 \frac{P_u}{tz_w + 2t_f l_f} + 0.39(A\rho_v + B\rho_h)(Af_{yv} + Bf_{yh}) + 0.31 \frac{A_{eb}}{tz_w} f_{yeb} \right) tz_w \text{ [N]}$$

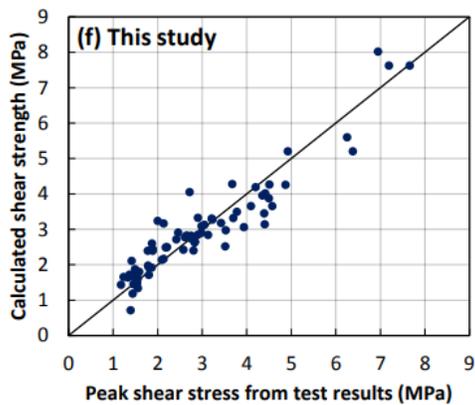
Ecuación 14 – Expresión propuesta por Adorno-Bonilla (2016).

Para determinar  $A_{eb}$  en muros con aletas se debe tomar el menor valor entre  $l_f$  y  $\frac{H}{2}$

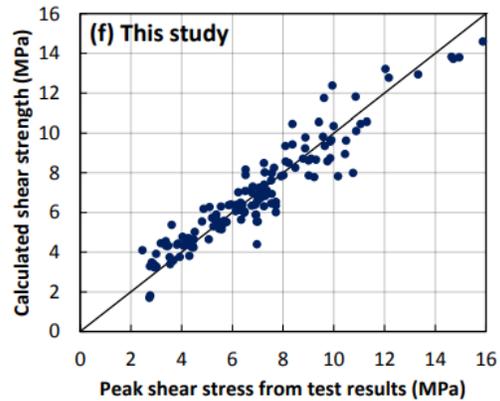
$$\text{Si } \frac{H}{L} \leq 0.5 \quad A = 1 ; B = 0$$

$$\text{Si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1.5 \quad A = -\frac{H}{L} + 1.5 ; B = \frac{H}{L} - 0.5$$

$$\text{Si } \frac{H}{L} \geq 1.5 \quad A = 0 ; B = 1$$



(a)



(b)

Ilustración 128 – Correlación esfuerzo cortante estimado / medido (a) Muros rectangulares (b) Muros con aletas. Fuente: (Adorno-Bonilla, 2016)

#### 4.1.9. Ma et al (2020)

En Ma et al. (2020) utilizando resultados experimentales de 119 muros con aletas clasificados como robustos se desarrolló una ecuación para la predicción de la capacidad a cortante en el plano mediante un análisis de regresión no lineal teniendo como base un modelo de puntales y tensores que se usó para establecer la forma de la ecuación. En la Ecuación 15 se presenta la expresión desarrollada para muros con aletas, en la Ilustración 129 se presenta la correlación entre las capacidades estimadas y medidas encontradas para esta ecuación.

$$V_n = \left( 0.32f_{yeb}\rho_{eb} t_f l_f + 0.18f_{yv}\rho_v t z_w + \frac{P_u}{2} \right) \frac{d_w}{H} + 0.54f_{yh}\rho_h t H$$

$$\leq 1.4\sqrt{f'c}(t z_w + 2t_f l_f) [N]$$

Ecuación 15 – Expresión propuesta por Ma et al. (2020).

$$d_w = L - t_f - 0.5 \left( \frac{0.32f_{yf}\rho_f t_f l_f + P_u}{0.59f'ct} - \frac{t_f l_f}{t} \right)$$

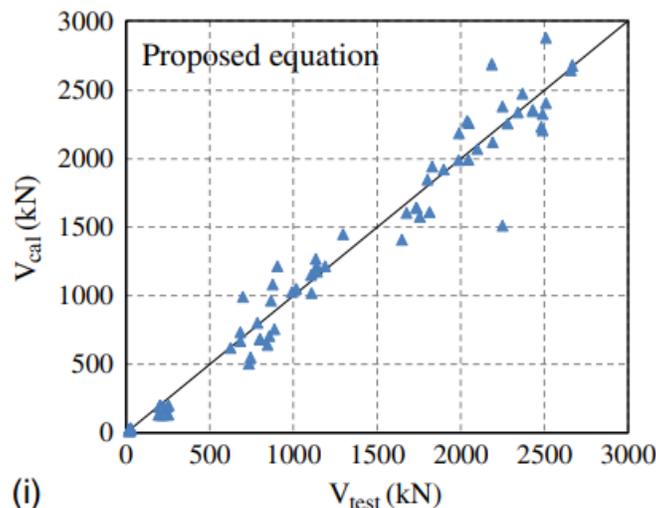


Ilustración 129 – Correlación capacidad estimada / medida. Fuente: (Ma et al., 2020)

#### 4.1.10. Gondia et al (2020)

En Gondia et al. (2020) a través de los resultados experimentales de 254 muros clasificados como robustos se propuso una ecuación basada en una metodología de programación genética que es una forma de inteligencia artificial que está basada en regresiones que encuentran relaciones funcionales entre las variables seleccionadas y los datos de los resultados experimentales. En la Ilustración 130 se presenta la correlación entre las capacidades estimadas y medidas en donde se obtuvo un coeficiente  $R^2$  de

0.95. En la Ecuación 16 se presenta la expresión obtenida en el estudio para determinar la capacidad máxima a corte en el plano.

$$V_n = \alpha_1 (\sqrt{f'c} * t * L) + \alpha_2 (\rho_h * f_{yh} * t * L) + \alpha_3 (P_u)$$

$$\alpha_1 = 8.29 - 1.14 \frac{H}{L}; \alpha_2 = 0.68 - 0.38 \frac{H}{L}; \alpha_3 = 0.44 - 0.17 \frac{H}{L}$$

Ecuación 16 – Expresión propuesta por Gondia et al. (2020).

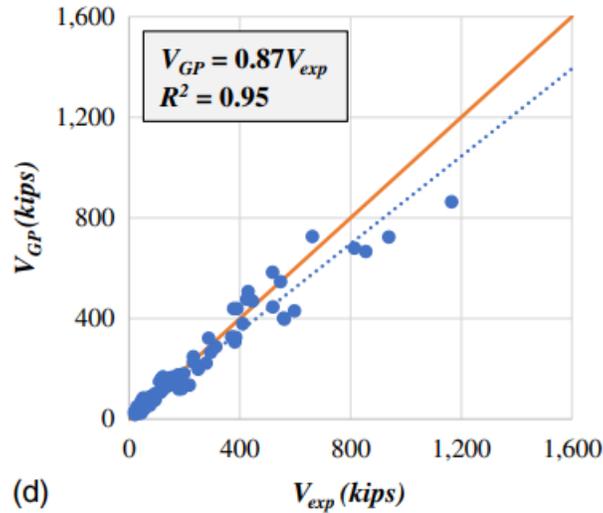


Ilustración 130 – Correlación capacidad estimada / medida. Fuente: (Gondia et al., 2020)

#### 4.1.11. Chetchotisak et al (2022)

En Chetchotisak et al. (2022) se propuso un modelo de puntales y tensores basado en dos mecanismos independientes, el primero basado en el puntal diagonal que refleja la trayectoria principal para el desarrollo de esfuerzos en el muro y el mecanismo de cercha que provee la fuerza de corte a partir del refuerzo ortogonal del alma. A través de optimización no lineal se determinó la contribución de cada uno de los mecanismos utilizando los resultados de 614 ensayos experimentales, en la Ilustración 131 se presenta la relación entre la capacidad registrada en los ensayos experimentales y la capacidad obtenida a través del modelo propuesto. Se definió la contribución del mecanismo de puntal diagonal como  $V_{nc}$  y del mecanismo de cercha como  $V_w$  tal y como se presenta en la Ecuación 17.

$$V_n = V_{nc} + V_w$$

$$V_{nc} = \frac{1}{\frac{1}{1.25V_1} + \frac{1}{V_2}}$$

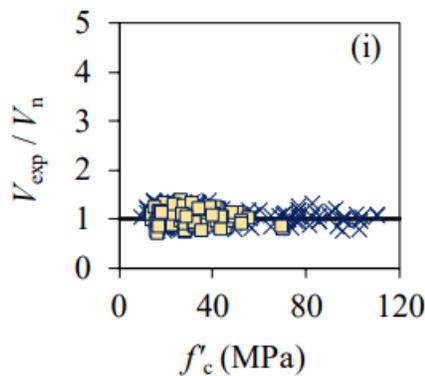
$$V_1 = f'c \left( 0.25 + \frac{0.85P_u}{tLf'c} \right) tL \cos \left( \tan^{-1} \frac{H}{L - 0.1L} \right)$$

$$V_2 = 1.99(A_{eb} * f_{yeb} + 0.5\sqrt{f'c} * t * 0.1L) \cot \left( \tan^{-1} \frac{H}{L - 0.1L} \right)$$

$$V_w = (0.11 * A_h * f_{yh}) + \left( 0.19 * A_v * f_{yv} * \cot \left( \tan^{-1} \frac{H}{L - 0.1L} \right) \right)$$

Ecuación 17 – Expresión propuesta por Chetchotisak et al. (2022).

Para muros con aletas el termino 0.1L se debe reemplazar por el termino  $t_f$



■ Rectangular wall    × Wall with boundary elements

Ilustración 131 – Correlación capacidad a corte medida / estimada modelo puntal-tensor. Fuente: (Chetchotisak et al., 2022)

#### 4.1.12. Al-Bayati (2023)

En Al-Bayati (2023) se propuso un modelo de puntales y tensores en el cual el mecanismo del puntal diagonal generó la contribución del concreto y el mecanismo de cercha la contribución del refuerzo vertical y horizontal. A través de un análisis de regresión utilizando los resultados de 487 muros de concreto reforzado y el modelo referenciado previamente se obtuvieron dos expresiones para la predicción de la capacidad a corte. En la Ecuación 18 y Ecuación 19 se presentan las expresiones encontradas para muros rectangulares y muros con elementos de borde y en la Ilustración 132 se presenta la relación entre la capacidad obtenida a través de las ecuaciones desarrolladas y la capacidad obtenida de los ensayos experimentales.

$$V_n = 0.26 \left( \frac{30}{f'c} \right)^{\frac{1}{3}} f'c \left( \left( 0.25 + \frac{0.85P_u}{tLf'c} \right) tL \right) \cos \theta + 0.33A_h f_{yh} + 0.22A_v f_{yv} \cot \theta$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H}{L - 0.1L}$$

Ecuación 18 – Expresión propuesta por Al-Bayati (2023).

$$V_n = 0.64 \left( \frac{30}{f'c} \right)^{\frac{1}{3}} f'c \left( \left( 0.25 + \frac{0.85P_u}{tL f'c} \right) tL \right) \cos \theta + 0.30 A_h f_{yh} + 0.15 A_v f_{yv} \cot \theta$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{H}{L - t_f}$$

Ecuación 19 – Expresión propuesta por Al-Bayati (2023).

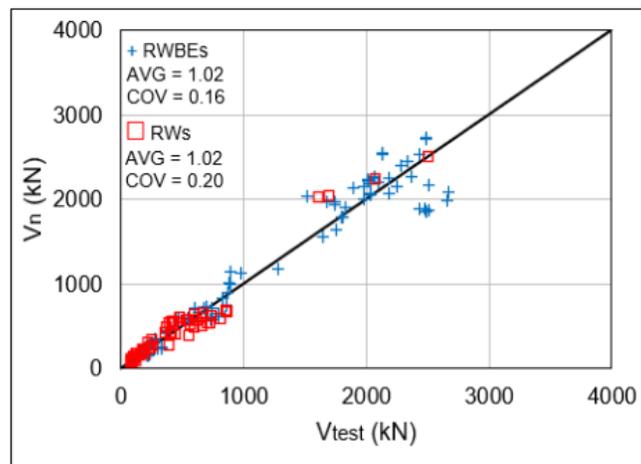


Ilustración 132 – Correlación capacidad a corte estimada / medida. Fuente: (Al-Bayati, 2023)

## 4.2. Ecuaciones códigos de diseño/construcción

A continuación, se presenta una recopilación de las expresiones encontradas en los diferentes códigos de diseño y construcción de los diferentes países para la predicción de la capacidad a corte en el plano de muros de concreto reforzado. En el numeral 4.2.1 se presentan 12 ecuaciones correspondientes a la capacidad a corte proporcionada por todo el muro estructural y en el numeral 4.2.2 se presenta 5 ecuaciones correspondientes a la capacidad a corte proporcionada en la interfaz cimentación- muro o muro - muro.

### 4.2.1. Ecuaciones capacidad a corte muro estructural

#### 4.2.1.1. ACI 318-19 (Estados Unidos)

En la Ecuación 38 se presenta la expresión incluida en la normativa americana (American Concrete Institute, 2019):

$$V_n = V_c + V_s = (\alpha_c * \sqrt{f'c} * t * L) + (\rho_h * f_{yh} * t * L) \leq 0.66 * \sqrt{f'c} * t * L \quad [N]$$

Ecuación 20 – Expresión incluida en ACI 318-19 (Estados Unidos).

$$\frac{H}{L} \leq 1.5 \quad \alpha_c = 0.25 ; \quad \frac{H}{L} \geq 2.0 \quad \alpha_c = 0.17$$

Los siguientes países y sus normativas adoptaron la Ecuación 38 para el cálculo de la capacidad a corte en muros de concreto reforzado:

- (Colombia) NSR-10 (AIS, 2010)
- (Perú) E060:2009 (Ministerio de Vivienda, 2009)
- (Venezuela) COVENIN NTF 1753:2006 (Comisión Venezolana de Normas Industriales, 2019)
- (Ecuador) NEC-SE-HM 2014 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)
- (Bolivia) NB 1225001-1:2017 (Ministerio de Obras Públicas, 2017)
- (Chile) NCH 430/433:2008 (Instituto Nacional de Normalización, 2008)
- (Panamá) REP-04 (Ministerio de Obras Públicas, 2004)
- (Costa Rica) CSCR 2010 (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2010)

#### 4.2.1.2. Normas Técnicas Complementarias para el diseño y la construcción de estructuras en concreto 2005 (México)

En la Ecuación 21 - Ecuación 22 - Ecuación 23 se presentan las expresiones incluidas en la normativa mexicana (Arnal & Betancourt Suárez, 2005):

$$\text{si } \frac{H}{L} \leq 1.5$$

$$V_n = V_c + V_s = (0.27 * \sqrt{0.8 * f'c} * t * L) + (\rho_h * f_{yh} * t * L) \leq 0.63 * \sqrt{0.8 * f'c} * t * L \quad [N]$$

Ecuación 21 – Expresión incluida en Normas Técnicas Complementarias para el diseño y la construcción de estructuras en concreto 2005 (México).

$$si \frac{H}{L} \geq 2.0, \rho_v < 0.015$$

$$V_n = V_c + V_s =$$

$$\begin{aligned} & (0.3 * t * 0.8 L * (0.2 + 20 * \rho_v) \sqrt{0.80 * f'c}) + (\rho_h * f_{yh} * t * L) \\ & \leq 0.63 * \sqrt{0.8 * f'c} * t * L \quad [N] \end{aligned}$$

Ecuación 22 – Expresión incluida en Normas Técnicas Complementarias para el diseño y la construcción de estructuras en concreto 2005 (México).

$$si \frac{H}{L} \geq 2.0, \rho_v \geq 0.015$$

$$V_n = V_c + V_s =$$

$$(0.16 * t * 0.8 L * \sqrt{0.80 * f'c}) + (\rho_h * f_{yh} * t * L) \leq 0.63 * \sqrt{0.8 * f'c} * t * L \quad [N]$$

Ecuación 23 – Expresión incluida en Normas Técnicas Complementarias para el diseño y la construcción de estructuras en concreto 2005 (México).

#### 4.2.1.3. INPRES CIRSOC 103 PARTE II: 2005 (Argentina)

En la Ecuación 24 - Ecuación 25 - Ecuación 26 se presentan las expresiones incluidas en la normativa argentina (Inpres - Cirsoc, 2005).

En zona de formación de rotula plástica:

$$\begin{aligned} V_n = V_c + V_s &= \left( 0.6 * \sqrt{\frac{P_u}{tL}} * t * L \right) + (\rho_h * f_{yh} * t * L) \\ &\leq 0.20 * f'c * t * L; 1.10 \sqrt{f'c} * t * L; [9 MPa] * t * L \quad [N] \end{aligned}$$

Ecuación 24 – Expresión incluida en INPRES CIRSOC 103 PARTE II: 2005 (Argentina).

En otras zonas (Mínimo valor entre la Ecuación 25 y la Ecuación 26 ):

$$\begin{aligned} V_n = V_c + V_s &= \left( \left( 0.27 * \sqrt{f'c} + \frac{P_u}{4tL} \right) tL \right) + (\rho_h * f_{yh} * t * L) \\ &\leq 0.20 * f'c * t * L; 1.10 \sqrt{f'c} * t * L; [9 MPa] * t * L \quad [N] \end{aligned}$$

Ecuación 25 – Expresión incluida en INPRES CIRSOC 103 PARTE II: 2005 (Argentina).

$$V_n = V_c + V_s = \left( \left( 0.05\sqrt{f'c} + \frac{L \left( 0.10\sqrt{f'c} + 0.20 \frac{P_u}{tL} \right)}{\frac{M}{V} - \frac{L}{2}} \right) tL \right) + (\rho_h * f_{yh} * t * L)$$

$$\leq 0.20 * f'c * t * L; 1.10\sqrt{f'c} * t * L; [9 \text{ MPa}] * t * L \quad [N]$$

Ecuación 26 – Expresión incluida en INPRES CIRSOC 103 PARTE II: 2005 (Argentina).

#### 4.2.1.4. UNIT 1050:2005 (Uruguay)

En la Ecuación 27 se presenta la expresión incluida en la normativa uruguaya (Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, 2005):

$$V_n = V_c + V_s = (0.5\sqrt{f'c} * t * d) + (\rho_h * f_{yh} * t * d) \leq 0.3f'c * t * d \quad [N]$$

Ecuación 27 – Expresión incluida en UNIT 1050:2005 (Uruguay).

#### 4.2.1.5. NC 207:2003 (Cuba)

En la Ecuación 28 se presenta la expresión incluida en la normativa cubana (Comite Técnico de Normalización NC/CTN 38, 2003):

$$V_n = V_c + V_s = \left( \left[ 160 + 0.012 \frac{P_u}{tL} \right] \sqrt{f'c} t d \right) + (\rho_h * f_{yh} * t * d) \leq 0.25f'c * t * d \quad [N]$$

Para  $V_c$  – Unidades  $P_u$  (kN),  $f'c$  (MPa),  $t$  y  $L$  (m),  $V_c$  (kN)

Ecuación 28 – Expresión incluida en NC 207:2003 (Cuba).

#### 4.2.1.6. CSA-A23 (Canadá)

En la Ecuación 29 se presenta la expresión incluida en la normativa canadiense (CSA Group, 2014):

$$V_n = V_c + V_s = (0.18 \sqrt{f'c} * t * d) + (\rho_h * f_{yh} * t * d) \leq 0.25f'c * t * d \quad [N]$$

Ecuación 29 – Expresión incluida en CSA-A23 (Canadá).

#### 4.2.1.7. Euro código 8 (Unión Europea)

En la Ecuación 30 y Ecuación 31 se presentan las expresiones incluidas en la normativa europea (CEN, 2004):

$$\text{si } \frac{P_u}{tL \frac{f'c}{1.5}} < 0.10$$

$$V_n = V_c + V_s = (0) + \left( \left[ \rho_h f_{yh} \left( \frac{M}{VL} - 0.3 \right) + \rho_v f_{yv} \left( 1.3 - \frac{M}{VL} \right) \right] t d \right) \leq 0.20 \frac{f'c}{1.5} tL \quad [N]$$

Ecuación 30 – Expresión incluida en Euro código 8 (Unión Europea).

$$si \frac{P_u}{tL \frac{f'c}{1.5}} > 0.10$$

$$V_n = V_c + V_s = (0.15\sqrt{f'c}tL) + \left( \left[ \rho_h f_{yh} \left( \frac{M}{VL} - 0.3 \right) + \rho_v f_{yv} \left( 1.3 - \frac{M}{VL} \right) \right] td \right) \\ \leq 0.20 \frac{f'c}{1.5} tL \quad [N]$$

Ecuación 31 – Expresión incluida en Euro código 8 (Unión Europea).

#### 4.2.1.8. IS 456-2000 (India)

En la Ecuación 32 y Ecuación 33 se presentan las expresiones incluidas en la normativa india (Bureau of Indian Standards, 2021) :

$$si \frac{H}{L} \leq 1.0$$

$$V_n = V_c + V_s = \left( \left( 3 - \frac{H}{L} \right) * 0.2\sqrt{f'c} * t * d \right) + \left( (0.87 f_y (\min \rho_h, \rho_v) * t * d) \right) \\ \leq 0.17 f'c * t * d \quad [N]$$

Ecuación 32 – Expresión incluida en IS 456-2000 (India).

$$si \frac{H}{L} > 1.0$$

$$V_n = V_c + V_s = \left( 0.045\sqrt{f'c} * t * d \left( \frac{\frac{H}{L} + 1}{\frac{H}{L} - 1} \right) \right) + (0.87 f_{yh} * \rho_h * t * d) \\ \leq 0.17 f'c * t * d \quad [N]$$

Ecuación 33 – Expresión incluida en IS 456-2000 (India).

#### 4.2.1.9. GB 50010-2015 (China)

En la Ecuación 34 se presenta la expresión incluida en la normativa china (China Architecture & Building Press, 2015):

$$V_n = V_c + V_s = \left( \frac{1}{\left( \frac{M}{Vd} \right) - 0.5} \left( 0.4 f'c t * td + 0.1 P_u \frac{tL}{A_g} \right) \right) + \left( 0.8 f_{yh} \frac{A_h}{s} d \right) \\ \leq 0.25\beta f'c * t * d \quad [N]$$

Ecuación 34 – Expresión incluida en GB 50010-2015 (China).

#### 4.2.1.10. SP 63.13330.2012 (Rusia)

En la Ecuación 35 se presenta la expresión incluida en la normativa rusa (Ministry of Regional Development of the Russian Federation, 2012):

$$V_n = V_c + V_s = \left(0.5 * \frac{f't}{1.3} * t * d\right) + \left(f_{yh} * \frac{A_h}{s} * d\right) [N]$$

Ecuación 35 – Expresión incluida en SP 63.13330.2012 (Rusia).

#### 4.2.1.11. NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda)

En la Ecuación 36 se presenta la expresión incluida en la normativa neozelandesa (Standards New Zealand, 2006):

$$V_n = V_c + V_s = \left(\left(0.27\lambda\sqrt{f'c} + \frac{P_u}{4 tL}\right)td\right) + \left(f_{yh} \frac{A_h}{s} d\right) \leq 0.16 f'c tL; [6 MPa] tL [N]$$

$\lambda = 0.25$  para Regiones Ductiles y  $0.50$  para Regiones Limitadas Ductiles

Ecuación 36 – Expresión incluida en NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda).

#### 4.2.1.12. Código diseño estructural japonés AIJ (Japón)

En la Ecuación 37 se presenta la expresión incluida en la normativa japonesa (Architectural Institute of Japan, 1999):

$$V_n = V_c + V_s = \left(\frac{\tan \theta (1 - \beta)tL\vartheta f'c}{2}\right) + (\rho_h f_{yh} tL \cot \varepsilon) [N]$$

Ecuación 37 – Expresión incluida en Código diseño estructural japonés AIJ (Japón).

$$\vartheta = 0.7 - \frac{f'c}{2000}$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{H}{L}\right)^2 + 1} - \frac{H}{L}$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \varepsilon)\rho_h f_{yh}}{\vartheta f'c}$$

$\cot \varepsilon = 1$  para mecanismo de cercha

## 4.2.2. Ecuaciones capacidad a corte interfaz cimentación/muro y muro/muro.

### 4.2.2.1. ACI 318-19 (Estados Unidos)

En la Ecuación 38 se presenta la expresión incluida en la normativa americana (American Concrete Institute, 2019):

$$V_i = (A_v * f_{yv} + P_u) * \mu [N]$$

Ecuación 38 – Expresión incluida en ACI 318-19 (Estados Unidos).

$\mu = 1.4$  ; *Concreto construido monolíticamente*

$\mu = 1.0$  ; *Concreto construido contra concreto endurecido, superficie rugosa*

$\mu = 0.6$  ; *Concreto construido contra concreto endurecido, superficie no rugosa*

$\mu = 0.7$  ; *Concreto construido contra acero estructural*

Los siguientes países y sus normativas adoptaron la Ecuación 38 para el cálculo de la capacidad a corte en la interfaz cimentación-muro y muro-muro:

- (Colombia) NSR-10 (AIS, 2010)
- (Perú) E060:2009 (Ministerio de Vivienda, 2009)
- (Venezuela) COVENIN NTF 1753:2006 (Comisión Venezolana de Normas Industriales, 2019)
- (Ecuador) NEC-SE-HM 2014 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014)
- (Bolivia) NB 1225001-1:2017 (Ministerio de Obras Públicas, 2017)
- (Chile) NCH 430/433:2008 (Instituto Nacional de Normalización, 2008)
- (Panamá) REP-04 (Ministerio de Obras Públicas, 2004)
- (Costa Rica) CSCR 2010 (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2010)

### 4.2.2.2. CSA-A23 (Canadá)

En la Ecuación 39 se presenta la expresión incluida en la normativa canadiense (CSA Group, 2014):

$$V_i = \left( f + \mu \frac{A_v * f_{yv} + P_u}{A_g} \right) * A_g [N]$$

Ecuación 39 – Expresión incluida en CSA-A23 (Canadá).

$f = 0.25 \text{ MPa}$  –  $\mu = 0.6$  ; *elementos prefabricados con una interfaz natural*

$f = 0.5 \text{ MPa} - \mu = 1.0$ ; *elementos prefabricados con una interfaz rugosa*

#### **4.2.2.3. Euro código 8 (Unión Europea)**

En la Ecuación 40 se presenta la expresión incluida en la normativa europea (CEN, 2004):

$$V_i = c f_t A_g + \mu P_u + \mu A_v f_{yv} [N]$$

Ecuación 40 – Expresión incluida en Euro código 8 (Unión Europea).

$c = 0.45 - \mu = 0.7$ ; *elementos prefabricados con una interfaz rugosa*

$c = 0.50 - \mu = 0.9$ ; *elementos prefabricados con una interfaz dentada*

$c = 0.35 - \mu = 0.6$ ; *elementos prefabricados con una interfaz natural*

#### **4.2.2.4. JGJ1-2014 (China)**

En la Ecuación 41 se presenta la expresión incluida en la normativa china (China Architecture & Building Press, 2014):

$$V_i = 0.6 (A_v * f_{yv}) + 0.6 P_u [N]$$

Ecuación 41 – Expresión incluida en JGJ1-2014 (China).

#### **4.2.2.5. NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda)**

En la Ecuación 42 se presenta la expresión incluida en la normativa neozelandesa (Standards New Zealand, 2006):

$$V_i = (A_v * f_{yv} + P_u) \mu [N]$$

Ecuación 42 – Expresión incluida en NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda).

$\mu = 1.4$ ; *Concreto construido monolíticamente*

$\mu = 1.0$ ; *Concreto construido contra concreto endurecido, superficie rugosa*

$\mu = 0.6$ ; *Concreto construido contra concreto endurecido, superficie no rugosa*

$\mu = 0.7$ ; *Concreto construido contra acero estructura*

### 4.3. Comparación ecuaciones capacidad a corte muros fundidos in situ con resultados experimentales

Se realizó una comparación de las diferentes metodologías y/o procesos establecidos a nivel nacional e internacional que definen la capacidad al corte en el plano para muros de concreto reforzado fundidos in situ. De acuerdo con la recopilación de las ecuaciones encontradas en la literatura y códigos de diseño/construcción (Numerales 4.1 y 4.2.1) se ejecutó la comparación de dichas ecuaciones con una base de datos creada por el autor a partir de la revisión del estado de arte experimental en muros de concreto reforzado gobernados por el comportamiento de corte en el plano, se incluyeron los resultados experimentales de 450 muros de los cuales 249 especímenes corresponden a muros con aletas o elementos de borde con un ancho mayor al espesor del muro y 201 corresponden a muros rectangulares. En la Ilustración 133 se presentan los tipos de secciones transversales mencionadas anteriormente.

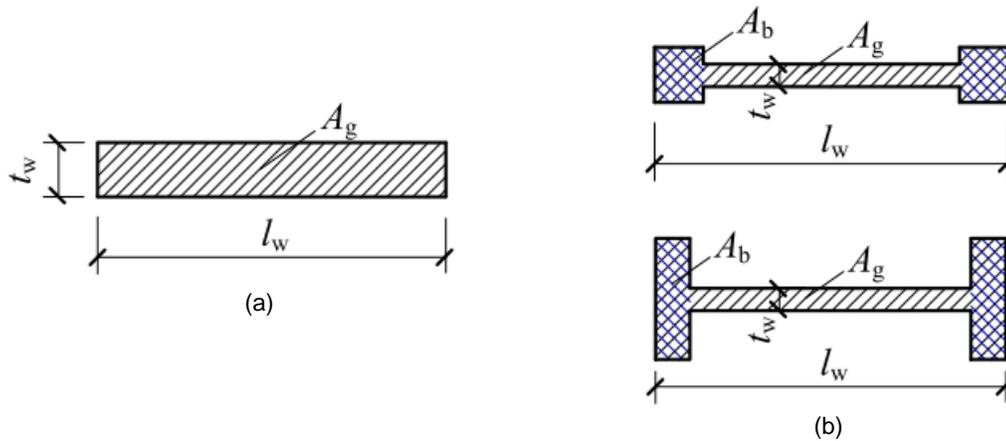
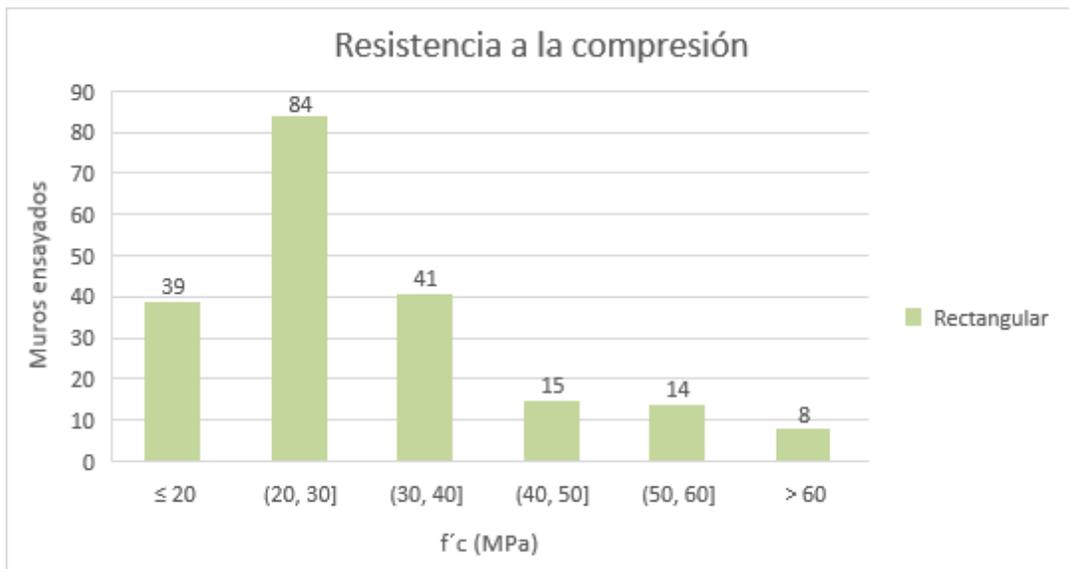


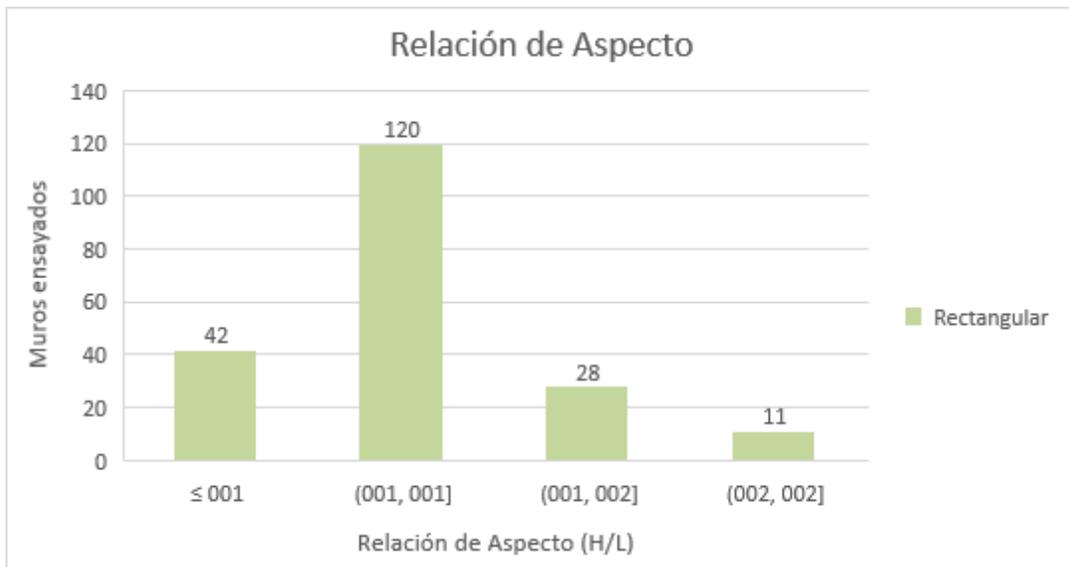
Ilustración 133 – Tipos de sección transversal base de datos (a) Sección rectangular (b) Sección con elementos de borde/Aletas. Fuente: (Zhang et al., 2022)

La base de datos incluyó los resultados contenidos en los ensayos realizados y/o reportados por Alexander et al. (1972), Shiga et al. (1973), Barda et al. (1977), Hernandez Basilio (1980), Huang & Sheu (1988), Lefas & Kotsovos (1990), Kabeyasawa & Matsumoto (1992), Mo & Kuo (1998), Mickleborough et al. (1999), Hwang et al. (2001), Hidalgo et al. (2002), Palermo & Vecchio (2002), Oh et al. (2002), Greifenhagen & Lestuzzi (2005), Kuang & Ho (2008), Orakcal et al. (2009), Massone (2010), Sánchez Alejandro (2013), Carrillo & Alcocer (2013), Tran & Wallace (2014), Luna et al. (2015), Beko et al. (2015), Li et al. (2015), Adorno-Bonilla (2016), Hung et al. (2017), Chandra et al. (2018), Chen et al. (2019), Hosseini et al. (2019), Hung & Hsieh (2020), Ma et al. (2020), Hube et al. (2020), Wei et al. (2022), C. Jin et al. (2023). La información completa de la base de datos se incluye en el Anexo 1, sin embargo, a continuación, se presentan los histogramas para cada tipo de sección en donde evidencia la distribución de los datos recolectados en

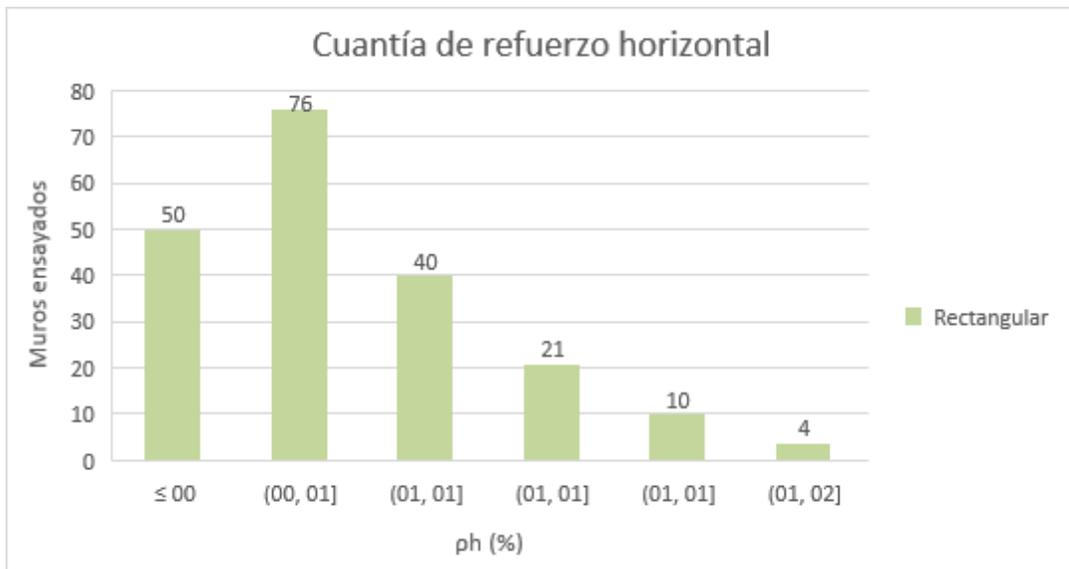
función de las siguientes variables: relación de aspecto ( $\frac{H}{L}$ ), resistencia a la compresión ( $f'c$ ), cuantía de refuerzo horizontal ( $\rho_h$ ) y cuantía de refuerzo vertical ( $\rho_v$ ). En la Ilustración 134 para los muros clasificados como rectangulares se evidencia que aproximadamente el 62.2% de los especímenes ensayados contaron una resistencia a la compresión entre 20 MPa y 40 MPa siendo el rango dominante para esta variable, entre tanto para la relación de aspecto el 59.7% de los especímenes contaron con valores entre 0.5 y 1.0. Para el caso de las cuantías de refuerzo, el 62.7% contó con cuantías de refuerzo horizontal entre 0 – 0.5% y el 68.7% contó con cuantías de refuerzo vertical entre 0 – 0.7% respectivamente.



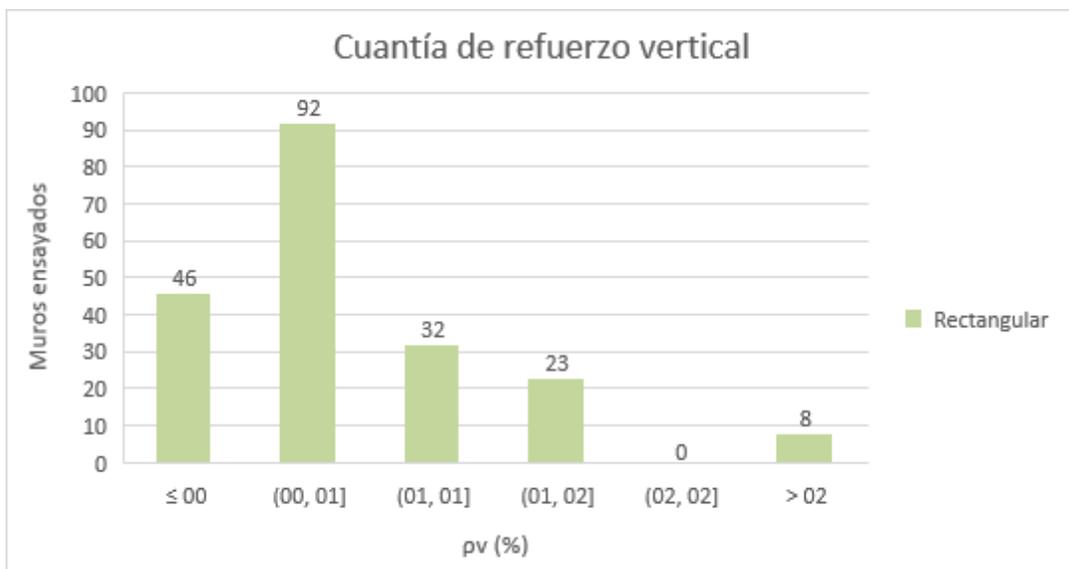
(a)



(b)



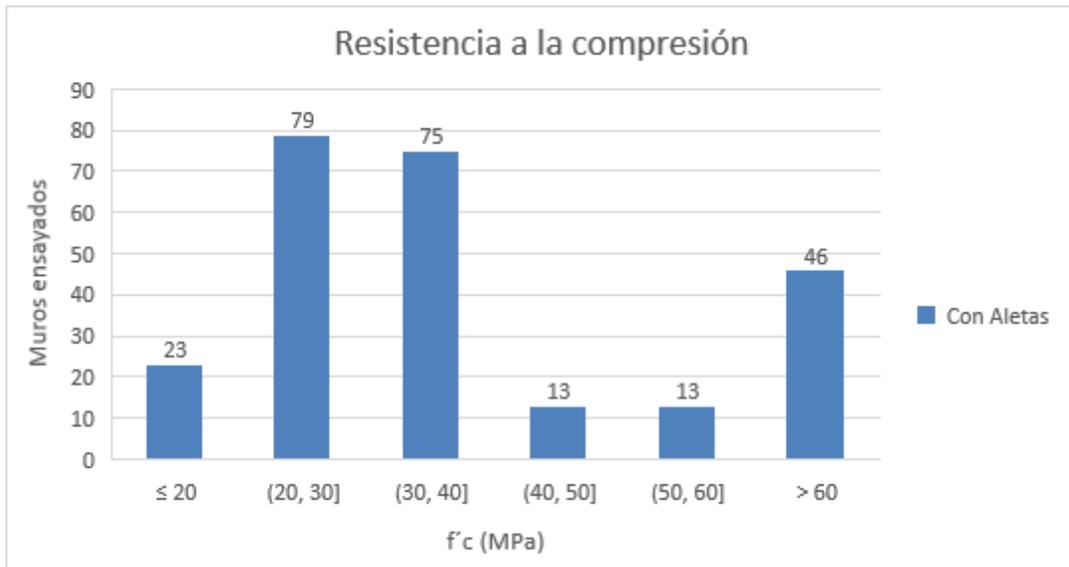
(c)



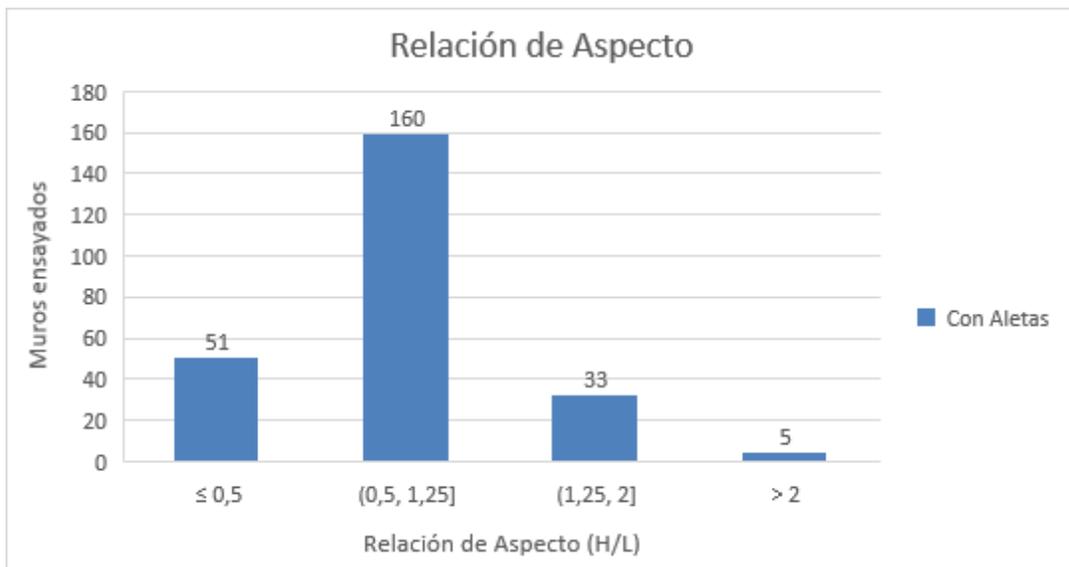
(d)

Ilustración 134 – Histogramas muros rectangulares (a) Resistencia a la compresión (b) Relación de aspecto (c) Cuantía de refuerzo horizontal (d) Cuantía de refuerzo vertical. Fuente: Propia

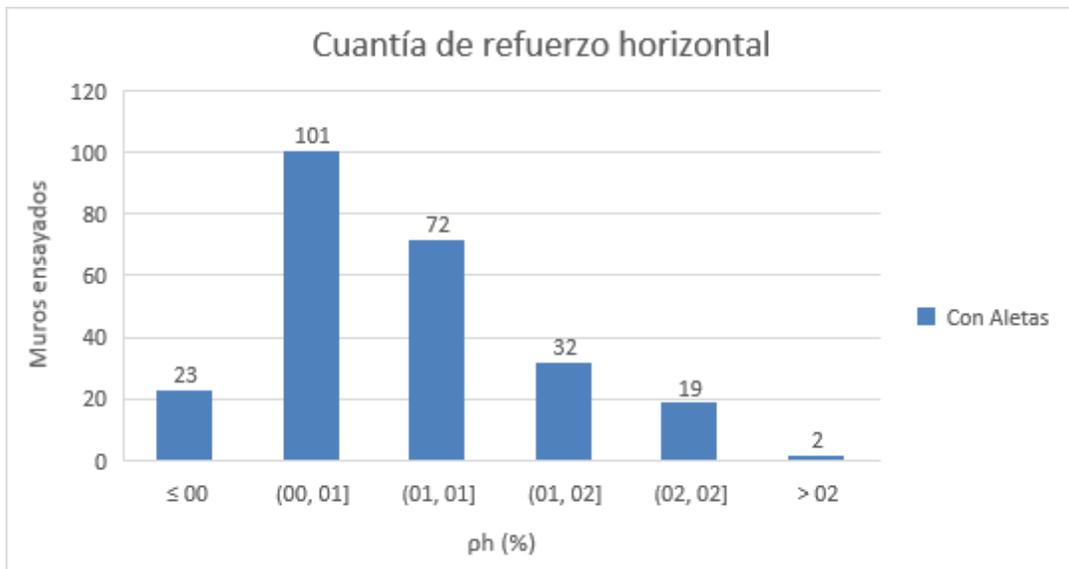
Igualmente, en la Ilustración 138 se evidencia que aproximadamente el 61.9% de los especímenes clasificados como muros con aletas o con elementos de borde contaron con una resistencia a la compresión entre 20 MPa y 40 MPa siendo el rango dominante para esta variable, Entre tanto para la relación de aspecto el 64.3% de los especímenes contaron con valores entre 0.5 y 1.25. Para el caso de las cuantías de refuerzo, el 49.8% contó con cuantías de refuerzo horizontal entre 0 – 0.7% y el 49.4% contó con cuantías de refuerzo vertical entre 0 – 0.7% respectivamente.



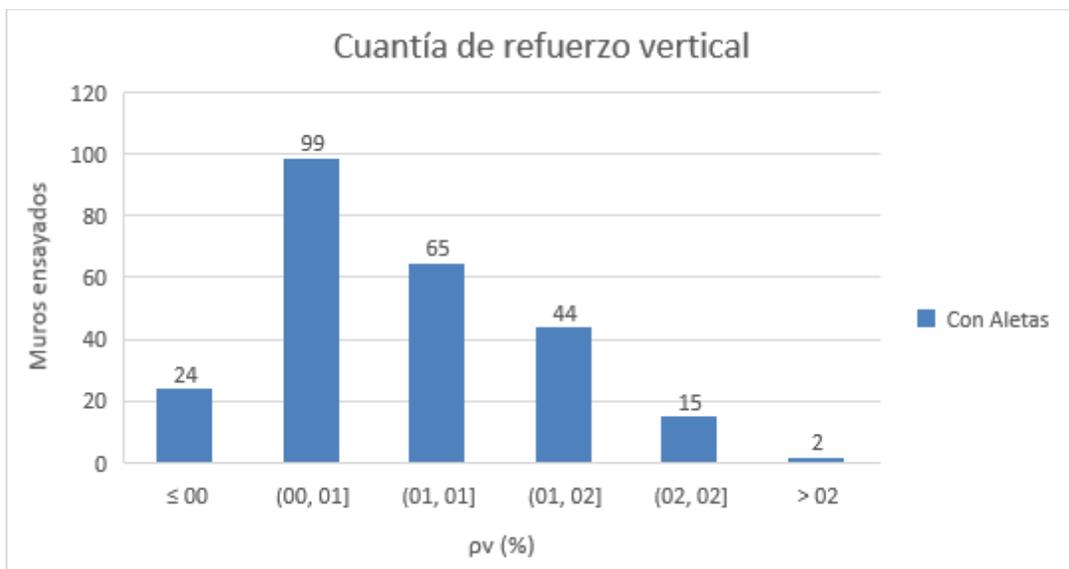
(a)



(b)



(c)



(d)

Ilustración 135 – Histogramas muros con aletas/elementos de borde (a) Resistencia a la compresión (b) Relación de aspecto (c) Cuantía de refuerzo horizontal (d) Cuantía de refuerzo vertical. Fuente: Propia

Con la finalidad de evaluar la influencia de los parámetros relevantes en la respuesta por corte en el plano y la efectividad de las ecuaciones usadas a nivel local, se calculó la capacidad a corte en el plano utilizando las 12 ecuaciones encontradas en la literatura que fueron incluidas en el numeral 4.1 y las 12 ecuaciones encontradas en los códigos de diseño y construcción a nivel mundial incluidas en el numeral 4.2.1. Se ejecutó la comparación de estas capacidades con los resultados experimentales recolectados en la base de datos de la siguiente manera, se graficaron los resultados de las capacidades obtenidas a través de las ecuaciones ( $V_{ecuación}$ ) y las capacidades registradas

experimentalmente ( $V_{ensayo}$ ) y de esta forma se obtuvo para cada ecuación el coeficiente de determinación  $R^2$  para verificar si el grado de relación entre las dos capacidades a través de una regresión lineal del conjunto de datos se asemeja a la condición ideal de los modelos de predicción de capacidad a corte en donde se busca que los valores de  $V_{ensayo}$  y  $V_{ecuación}$  sean iguales (línea de color rojo en las gráficas presentadas en este capítulo).

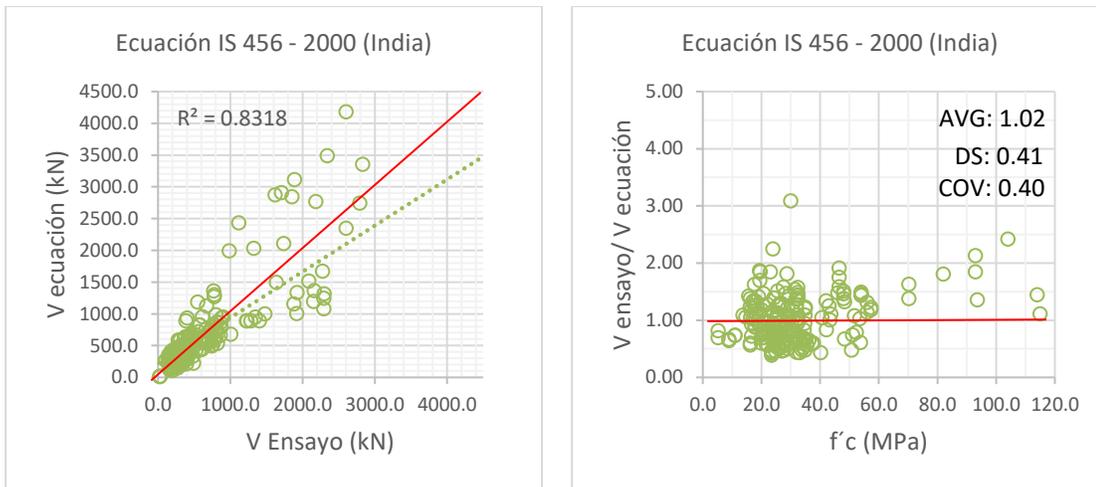
De manera similar se calculó la relación entre la capacidad a corte obtenida en los ensayos experimentales y la capacidad a corte obtenida a través de las ecuaciones ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) para calcular el valor promedio ( $AVG$ ), la desviación estándar ( $SD$ ) y el coeficiente de variación ( $COV$ ) de todo el grupo de datos para cada tipo de ecuación. En este caso el valor promedio brinda un indicativo de la tendencia central de los datos, la desviación estándar ofrece un indicativo de la variación de los datos en relación con el promedio y el coeficiente de variación refleja información de la dispersión relativa de todo el conjunto de datos. Utilizando las relaciones anteriormente mencionadas y con el grupo de datos obtenido para cada ecuación, se graficaron y tabularon los resultados para muros con sección rectangular y muros con aletas o elementos de borde.

#### 4.3.1. Resultados muros rectangulares

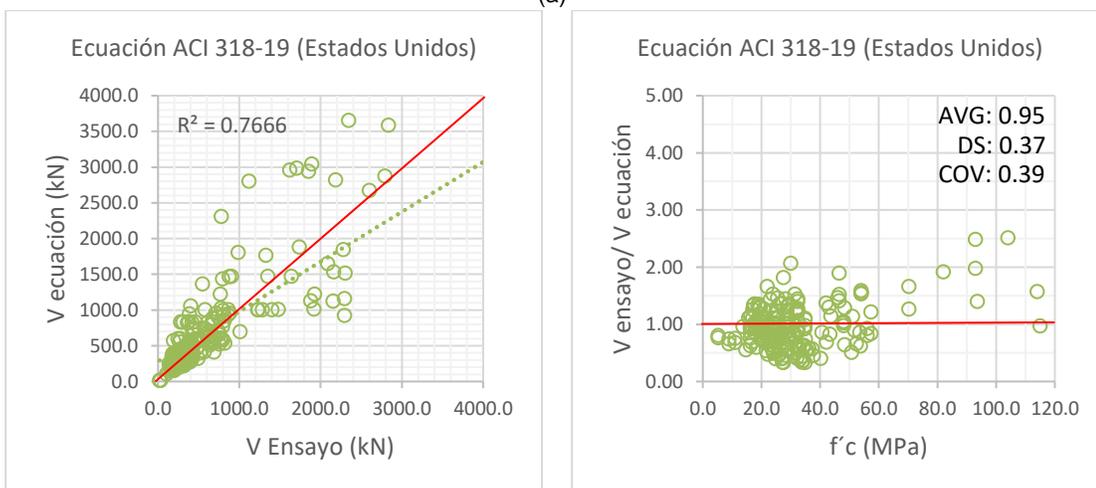
Los resultados obtenidos para los muros rectangulares con el uso de las ecuaciones encontradas en los códigos de diseño y construcción se dividieron en dos grupos y se presentan en la Ilustración 136, Ilustración 137 e Ilustración 138. La efectividad de las ecuaciones se basó en el análisis de los valores obtenidos para el coeficiente  $R^2$ , el valor promedio ( $AVG$ ), la desviación estándar ( $SD$ ) y el coeficiente de variación ( $COV$ ).

Para el primer grupo, de las 12 ecuaciones referenciadas en el numeral 4.2.1 se incluyeron las expresiones que obtuvieron una mayor precisión: India (IS 456 – 2000), Estados Unidos (ACI 318-19), México (MCBC-04) y Japón (AIJ-99). Las ecuaciones de los códigos de India, Estados Unidos y México registraron datos similares en términos de valor promedio ( $AVG$ ), desviación estándar ( $SD$ ) y coeficiente de variación ( $COV$ ), sin embargo, el coeficiente  $R^2 = 0.8318$  para la ecuación de India, fue el más alto de las 3 ecuaciones referenciadas constituyéndose en la expresión con mayor precisión de las 12 ecuaciones incluidas en los códigos de diseño. La ecuación utilizada en la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) ha adoptado la formulación del código ACI 318 de Estados Unidos, por lo tanto, los resultados referenciados en la imagen (b) de la Ilustración 136 son válidos para establecer la eficacia de la formulación utilizada a nivel local. Con un coeficiente  $R^2 = 0.7666$  y un valor promedio ( $AVG = 0.95$ ), una desviación estándar ( $SD = 0.37$ ) y coeficiente de variación ( $COV = 0.39$ ) esta formulación se posiciona como la segunda más precisa solo por detrás de la formulada en la normativa de la India, sin embargo, se evidenció una mayor dispersión para los valores correspondientes a la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) para algunos especímenes que contaron con una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) mayor a 60 MPa, lo que infiere que se debe tener precaución con el uso de esta

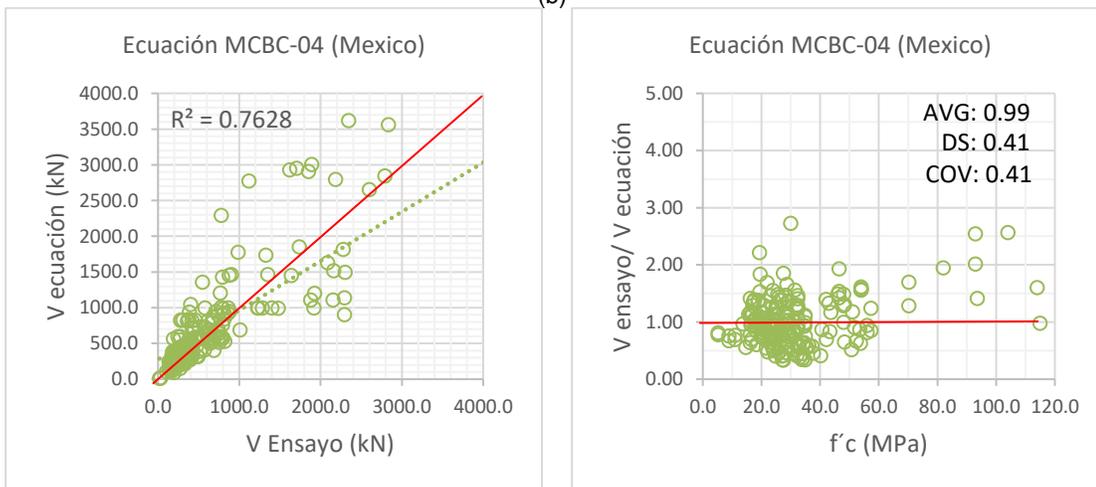
formulación con especímenes de concreto que tengan estos valores de resistencia a la compresión.



(a)



(b)



(c)

Ilustración 136 – Resultados grupo 1 para muros rectangulares con ecuaciones códigos de construcción (a) IS 456 - 2000 (India) (b) ACI 318-19 (Estados Unidos) (c) MCBC-04 (México). Fuente: Propia

En el caso de la ecuación del código japonés se obtuvo el valor más alto del coeficiente  $R^2 = 0.8805$  y los registros más bajos para la ( $SD$ ) = 0.26 y ( $COV$ ) = 0.38 sin embargo el promedio de los valores ( $AVG$ ) correspondiente a la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) fue de 0.69 y tal como se presenta en la imagen (d) de la Ilustración 137. La mayoría de la valores se encuentran por debajo de la unidad lo que indica que el modelo no es conservador y sobreestima las capacidades obtenidas experimentalmente.

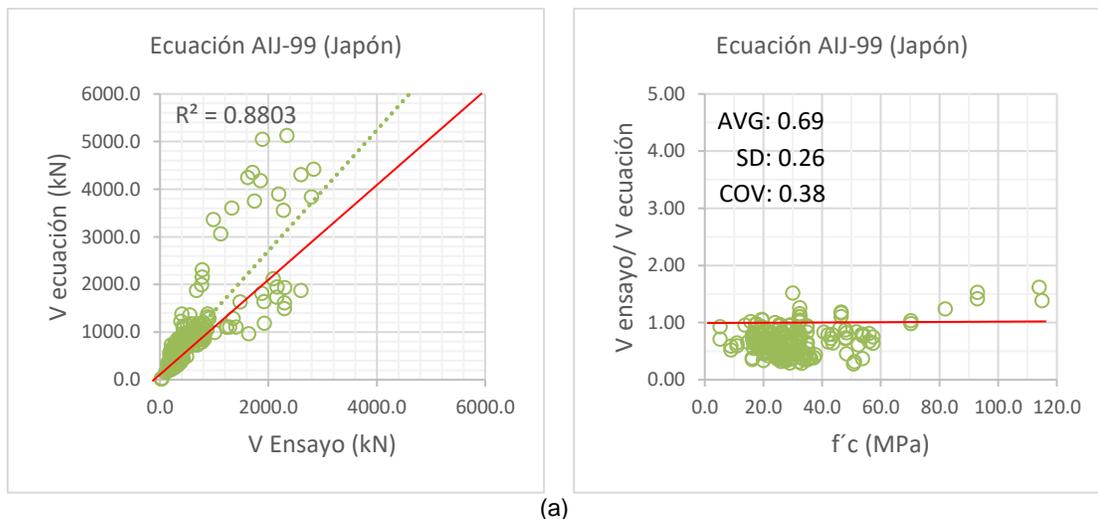
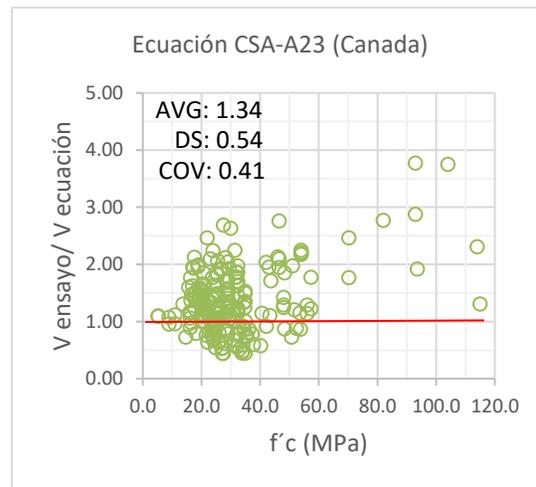
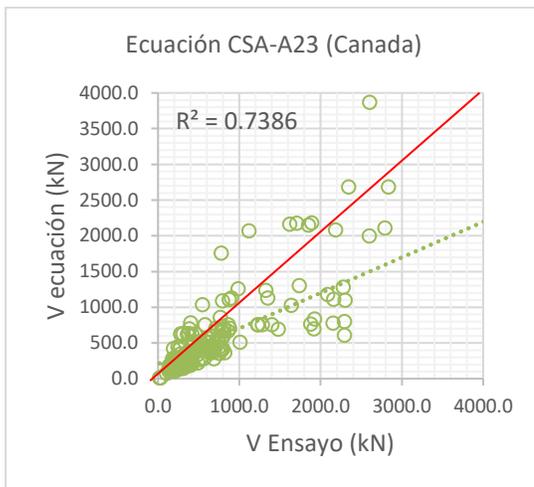
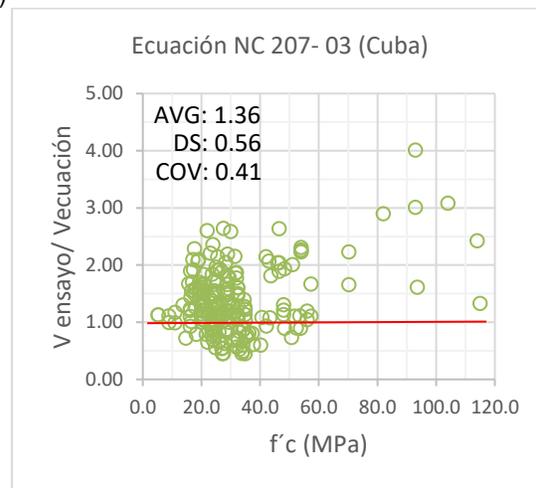
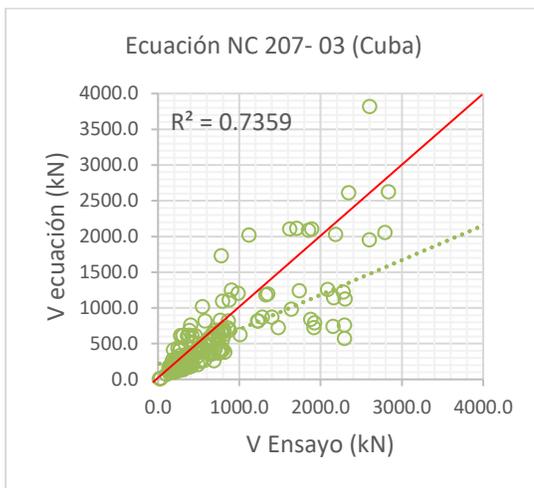


Ilustración 137 – Resultados grupo 1 para muros rectangulares con ecuaciones códigos de construcción (a) AIJ-99 (Japón). Fuente: Propia

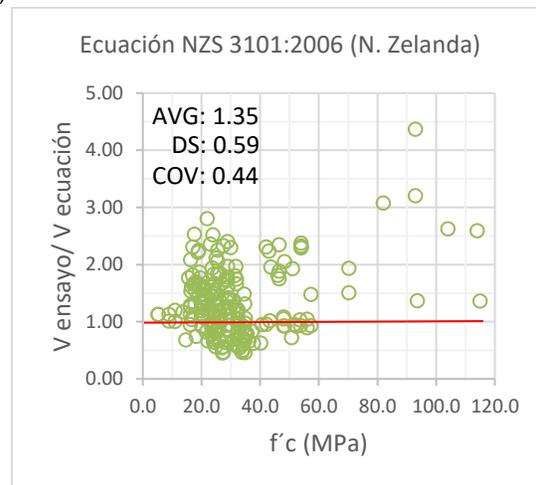
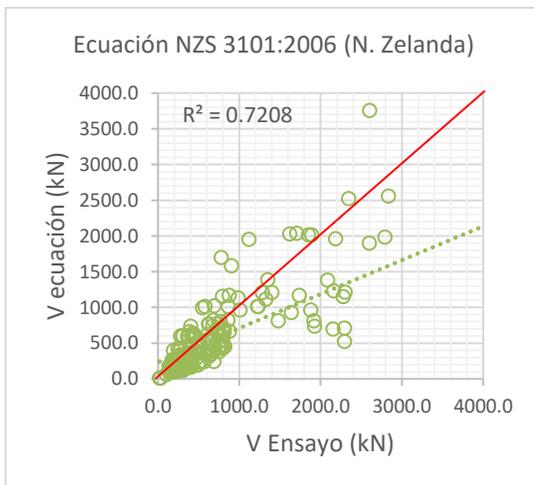
En el segundo grupo se incluyeron las expresiones teóricas con menor precisión entre las que se encuentran: CSA-A23 (Canadá), NC 207- 03 (Cuba), NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda), UNIT 1050 - 05 (Uruguay), GB 50010-2015 (China), SP 63.13330.2012 (Rusia), CIRSOC 103 -05 (Argentina) y EC-8 (Europa). Tal y como se evidencia en las imágenes (g) y (h) de la Ilustración 138 los resultados con mayor dispersión se obtuvieron para las ecuaciones registradas en el código argentino (CIRSOC 103 - 05) y el código europeo (EC-8), en algunos casos las capacidades obtenidas teóricamente con las ecuaciones establecidas en estos códigos apenas alcanzaron entre un 20 y 25% de la capacidad obtenida experimentalmente con valores de la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) de 4 y 5. De igual forma los resultados obtenidos para el valor promedio ( $AVG$ ), la desviación estándar ( $SD$ ) y el coeficiente de variación ( $COV$ ) fueron los más altos de las 12 ecuaciones reflejando la dispersión de conjunto de datos para estas dos ecuaciones.



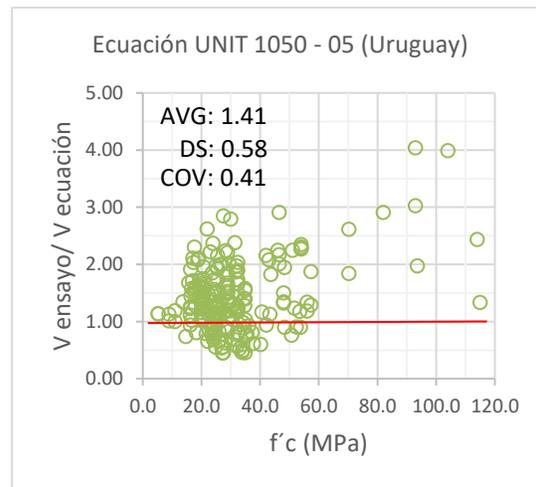
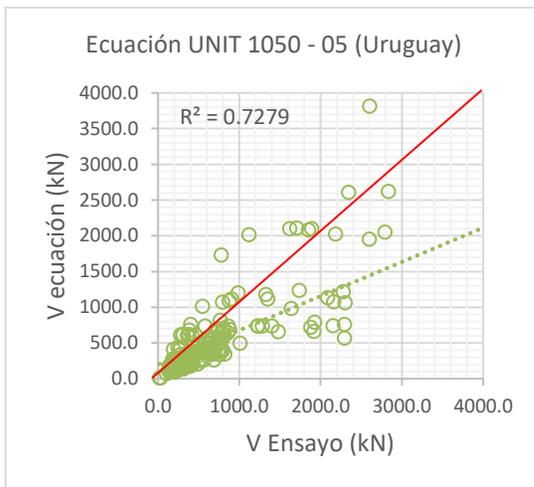
(a)



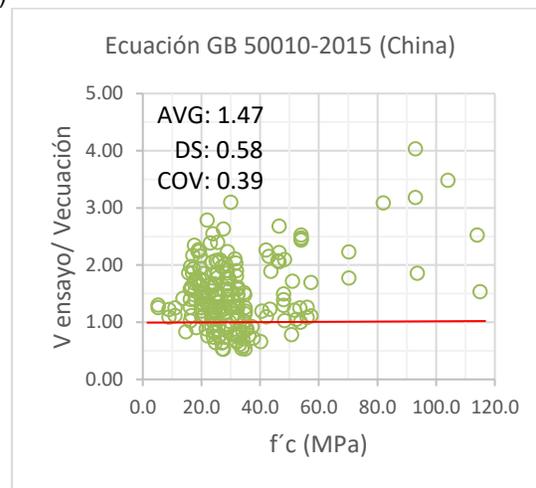
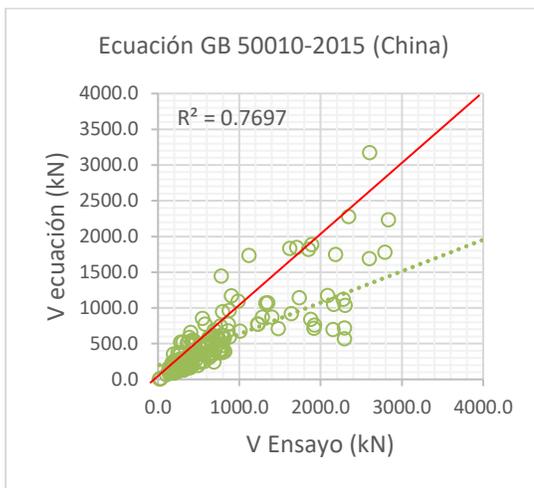
(b)



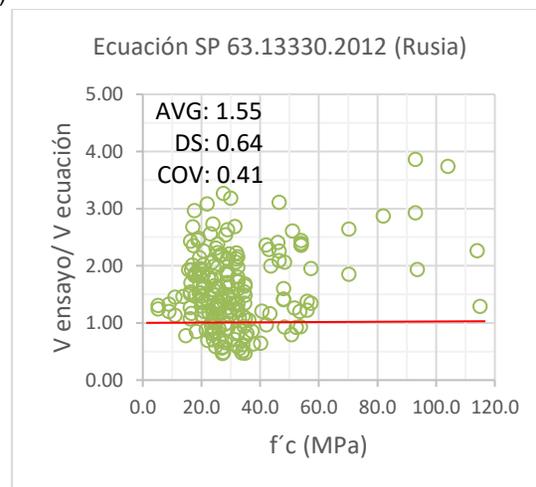
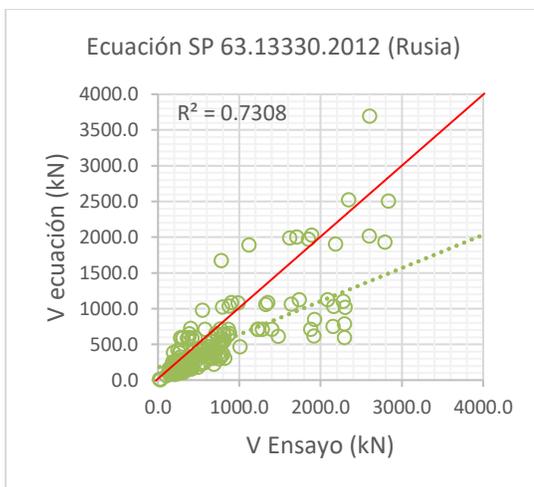
(c)



(d)



(e)



(f)

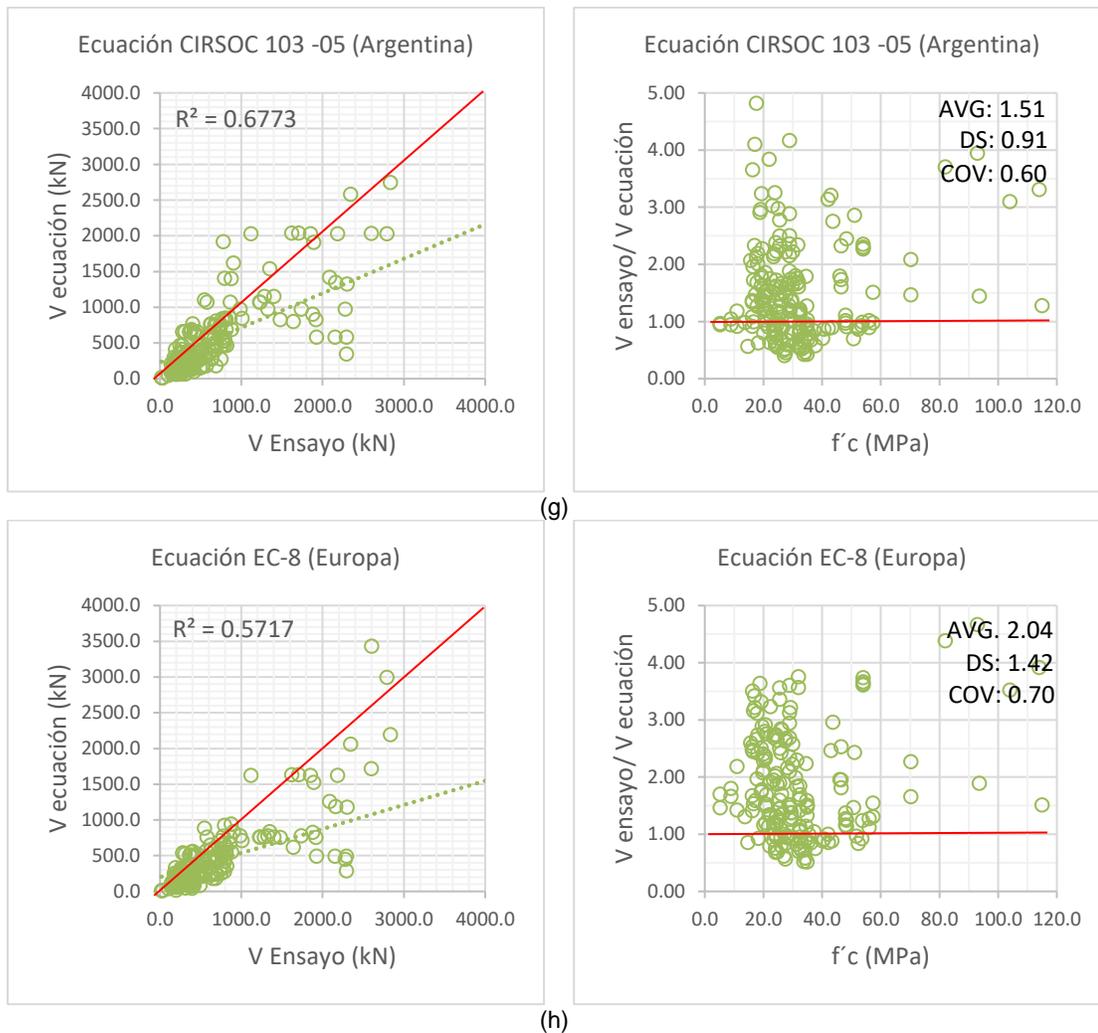


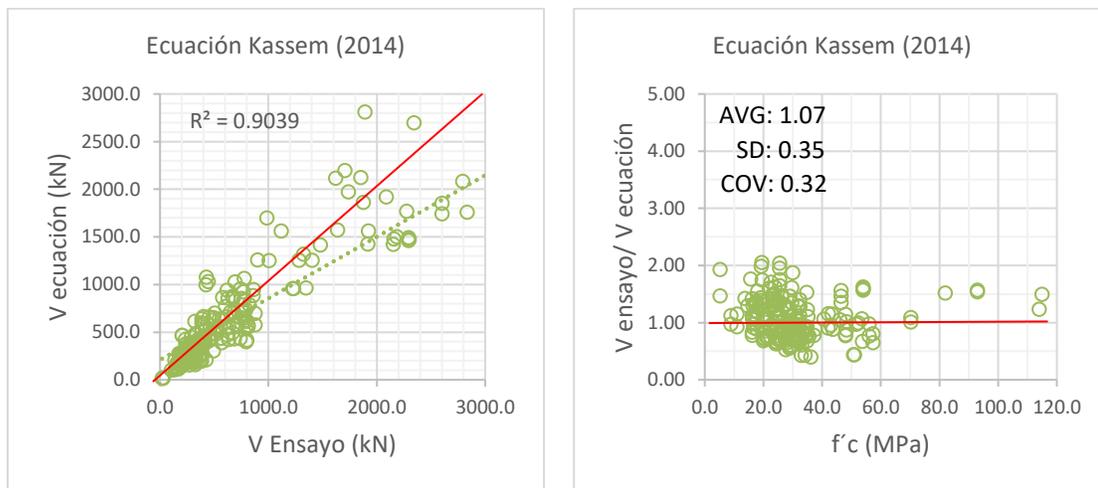
Ilustración 138 – Resultados grupo 2 para muros rectangulares con ecuaciones códigos de construcción (a) CSA-A23 (Canadá) (b) NC 207- 03 (Cuba) (c) NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda) (d) UNIT 1050 - 05 (Uruguay) (e) GB 50010-2015 (China) (f) SP 63.13330.2012 (Rusia) (g) CIRSOC 103 -05 (Argentina) (h) EC-8 (Europa). Fuente: Propia

Los resultados obtenidos para los muros rectangulares con el uso de las ecuaciones encontradas en la literatura se dividieron en dos grupos y se presentan en la Ilustración 139 e Ilustración 140. La efectividad de las ecuaciones se basó en el análisis de los valores obtenidos para el coeficiente  $R^2$ , el valor promedio ( $AVG$ ), la desviación estándar ( $SD$ ) y el coeficiente de variación ( $COV$ ).

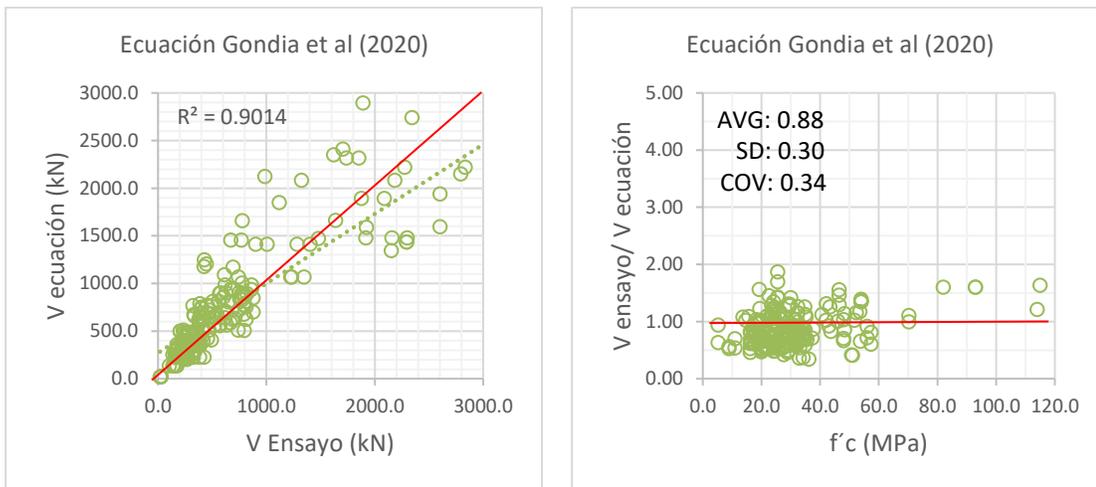
Para el primer grupo, de las 12 ecuaciones referenciadas en el numeral 4.1 se incluyeron las ecuaciones que obtuvieron una mayor precisión: Kassem (2014), Gondia et al. (2020), Hwang et al. (2001) y Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010). En comparación con los resultados obtenidos con el uso de la formulación adaptada del código ACI-318 en la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) presentados en la imagen (b) de la Ilustración 136, en general se encontró una mayor precisión de las formulaciones establecidas por Kassem

(2014), Gondia et al. (2020), Hwang et al. (2001) dado que los valores obtenidos para la desviación estándar ( $SD$ ) y el coeficiente de variación ( $COV$ ) disminuyeron de aproximadamente 0.4 a 0.3 así como el coeficiente  $R^2$  tuvo un incremento de 0.8 a 0.9 aproximadamente tal y como se presenta en la Ilustración 139. En la Ilustración 139 el incremento en los valores del coeficiente de determinación  $R^2$  estuvo relacionado con una mayor relación entre las dos capacidades ( $V_{ecuación}$ ) y ( $V_{ensayo}$ ) dado que la regresión lineal de los datos graficados se acercó a la condición ideal (línea roja a 45 grados) que simula el comportamiento ideal en donde ambas capacidades coinciden con el mismo valor.

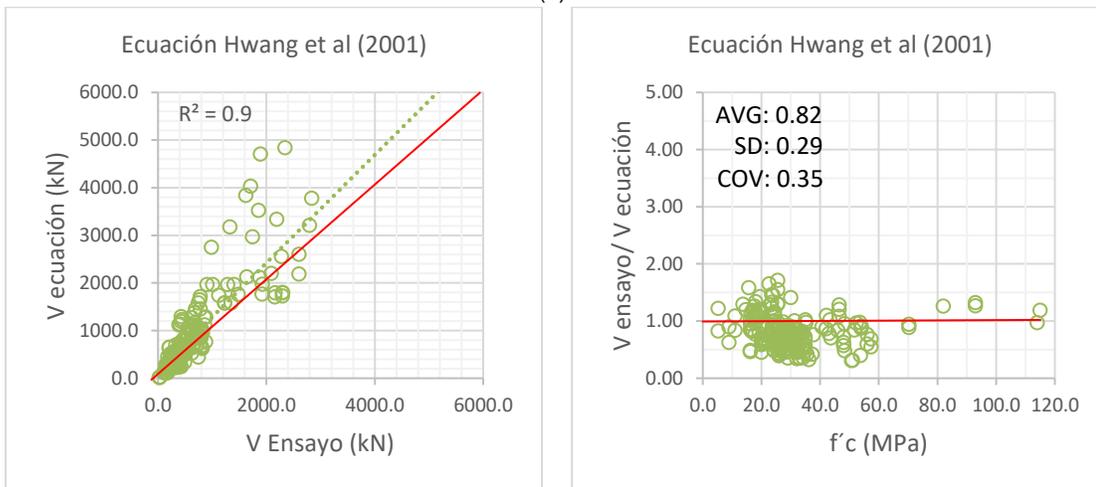
Asimismo, se evidenció que en la formulación de los autores referenciados no se presentaron altas dispersiones para los valores correspondientes a la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) en los especímenes que contaron con una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) mayor a 60 MPa tal y como si se observó para los resultados de la normativa de Estados Unidos (ACI 318-19), reflejando que podría ser una de las razones de la disminución de la desviación estándar y el coeficiente de variación de las ecuaciones encontradas en la literatura.



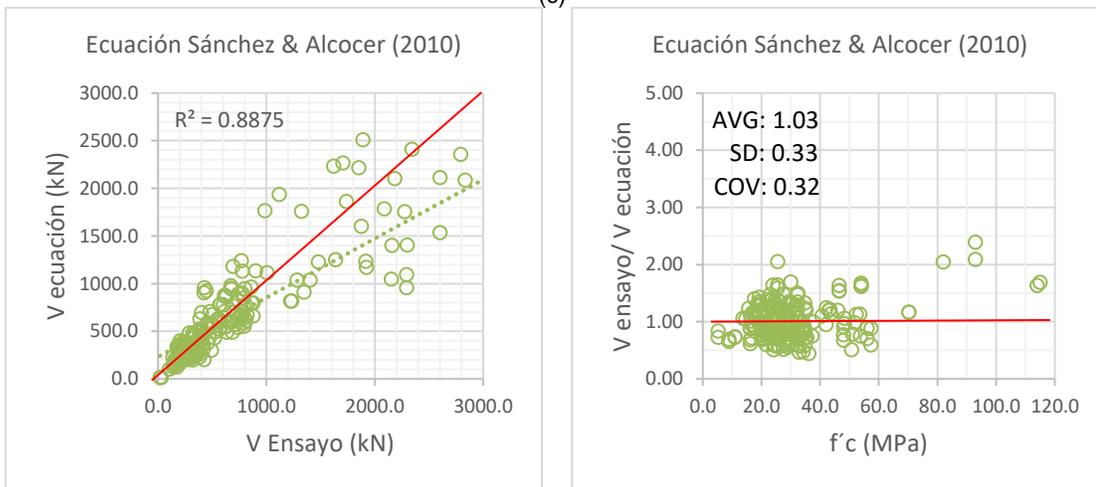
(a)



(b)



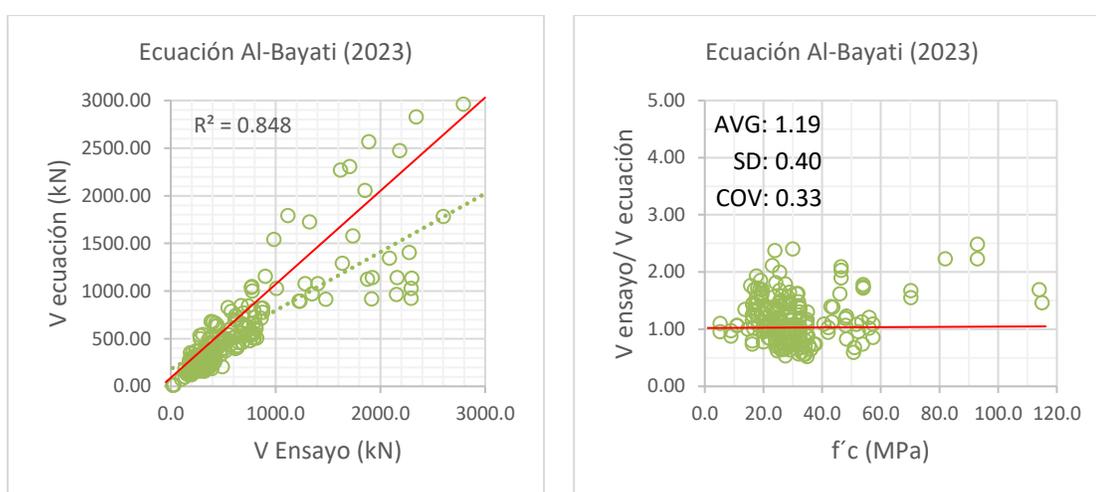
(c)



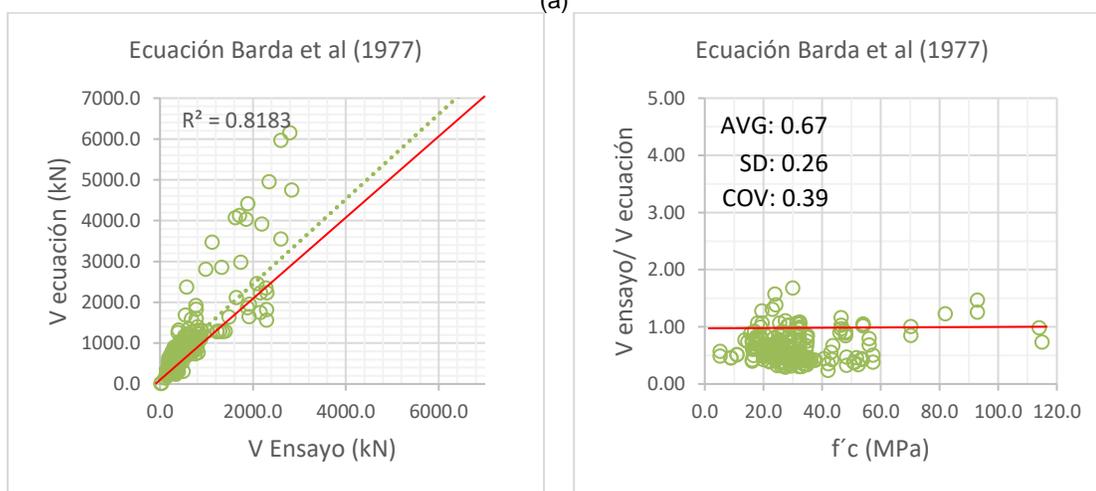
(d)

Ilustración 139 – Resultados grupo 1 para muros rectangulares con ecuaciones literata (a) Kassem (2014) (b) Gondia et al. (2020) (c) Hwang et al. (2001) (d) Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010). Fuente: Propia

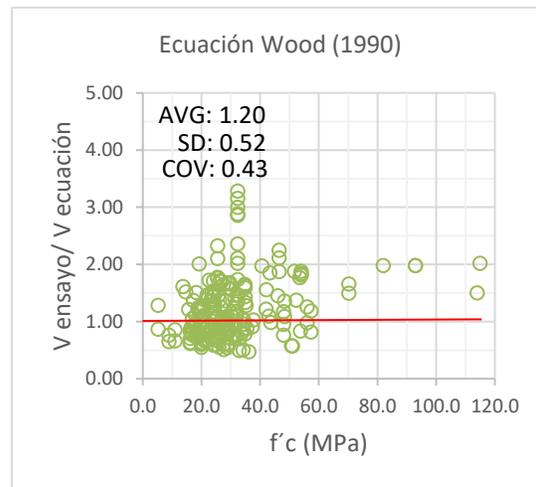
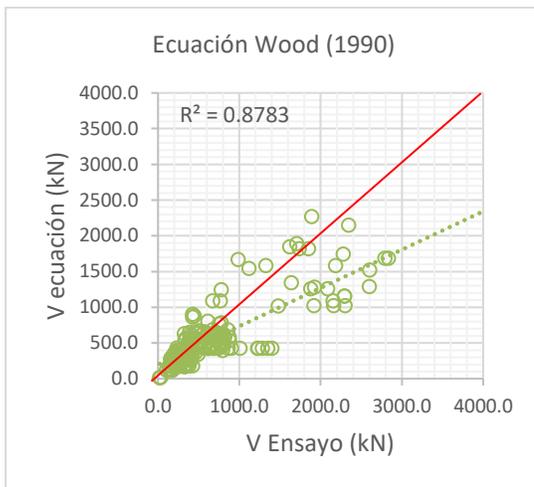
En el segundo grupo se incluyeron las expresiones teóricas con menor precisión entre las que se encuentran: Al-Bayati (2023), Barda et al. (1977), Wood (1990), Chetchotisak et al. (2022), Ma et al. (2020), Adorno-Bonilla (2016), Chen et al. (2016) y Kerem Gulec & Whittaker (2011). Tal y como se evidencia en las imágenes (g) y (h) de la Ilustración 140 los resultados con menor precisión se obtuvieron para las ecuaciones registradas por Chen et al. (2016) y Kerem Gulec & Whittaker (2011) dado que los valores promedio (*AVG*) de la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) en estos dos casos fueron los más alejados del valor de la unidad. En general para este grupo de ecuaciones se identificó una mayor dispersión para el rango de especímenes que contaron con una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) entre 15 MPa a 40 MPa tal y como se evidencia en las imágenes (c) (d) (e) (f) (g) de la Ilustración 140.



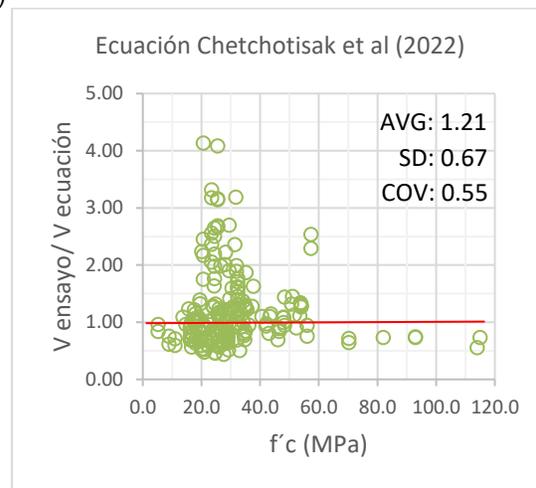
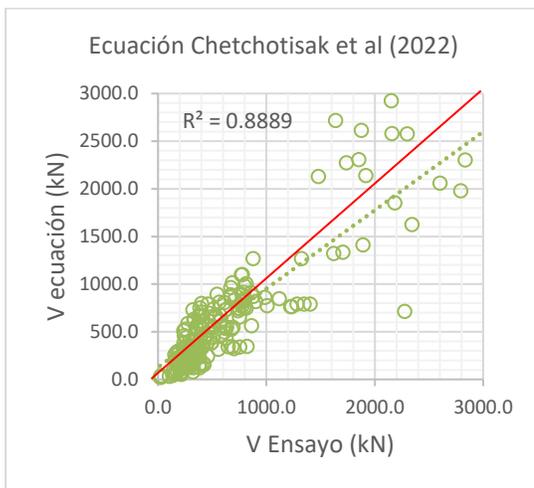
(a)



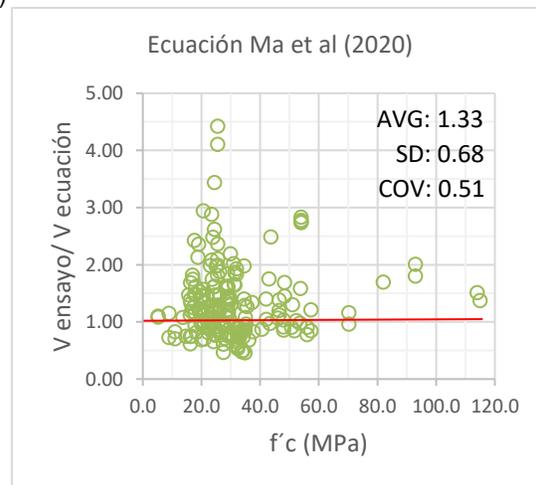
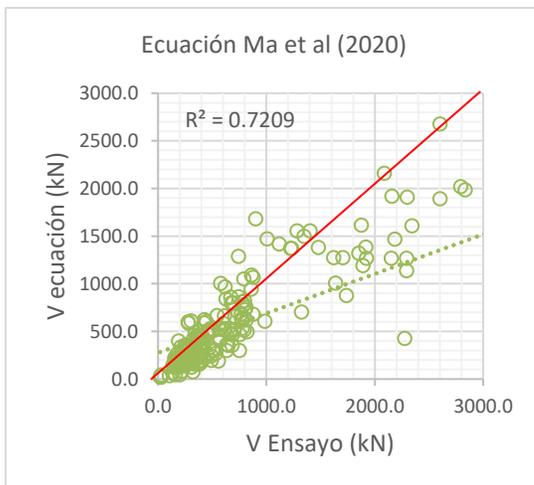
(b)



(c)



(d)



(e)

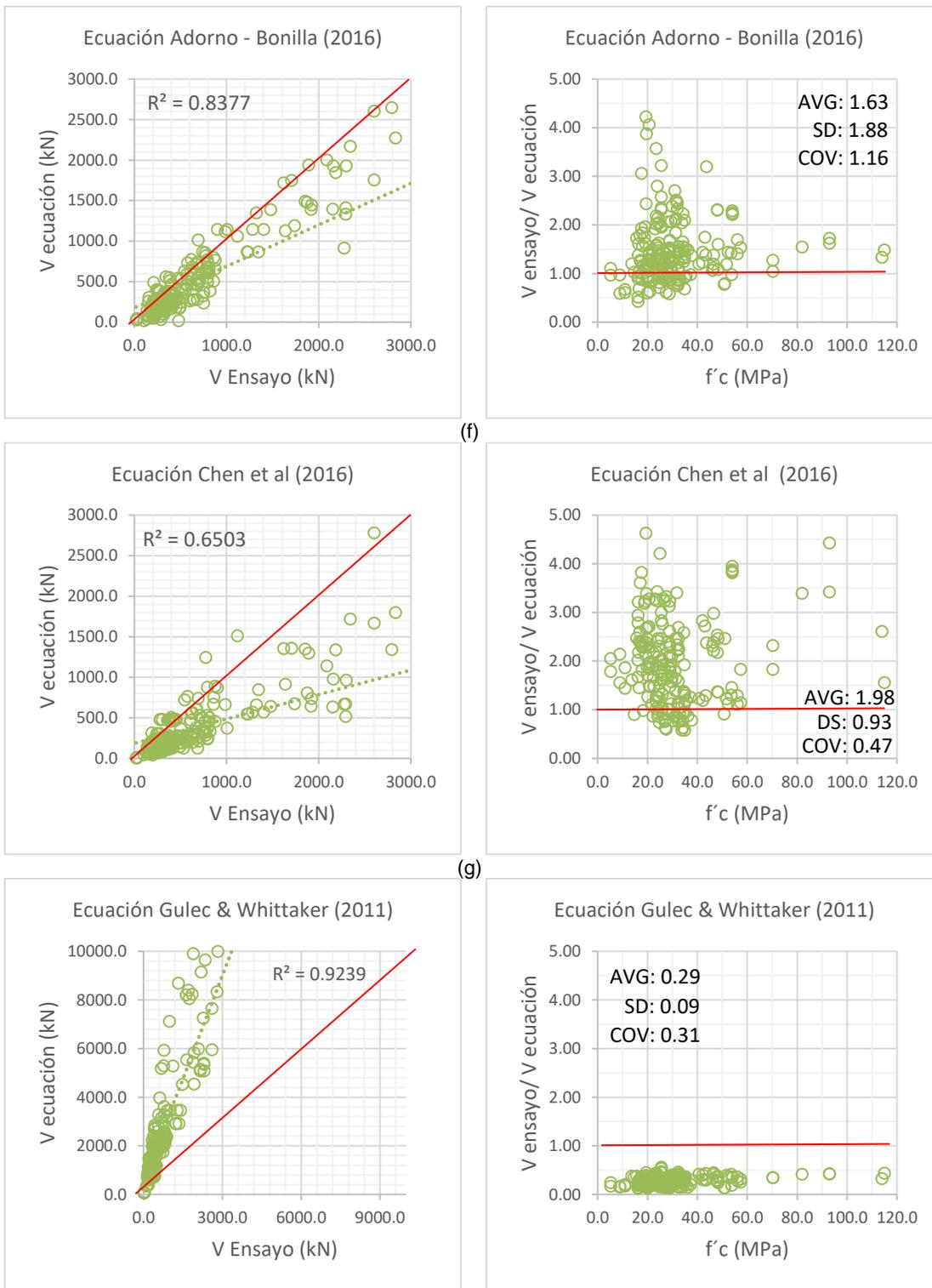


Ilustración 140 – Resultados grupo 2 para muros rectangulares con ecuaciones literatura (a) Al-Bayati (2023) (b) Barda et al. (1977) (c) Wood (1990) (d) Chetchotisak et al. (2022) (e) Ma et al. (2020) (f) Adorno-Bonilla (2016) (g) Chen et al. (2016) (h) Kerem Gulec & Whittaker (2011). Fuente: Propia

Con la finalidad de determinar la influencia de los parámetros relevantes en la respuesta por corte en el plano de los muros rectangulares en la Tabla 13 se incluyó el número de variables utilizadas en la predicción de la capacidad a corte en el plano de las fórmulas encontradas en los códigos de diseño/construcción y en la literatura, en general las fórmulas derivadas de los modelos que buscan predecir la capacidad a corte en el plano en los muros de concreto reforzado incluidas en el numeral 4.1 (Literatura) han incluido un mayor número de variables con un promedio de 5 variables a comparación con las fórmulas de los códigos de diseño que en general utilizan en promedio 3 variables para predecir la capacidad a corte. De acuerdo con los resultados expuestos en la Ilustración 136, Ilustración 137, Ilustración 138, Ilustración 139 e Ilustración 140, además, en concordancia con lo reseñado en el capítulo 3.2.1 uno de los factores que ha generado una mayor precisión de esta formulas ha sido el análisis, verificación y uso de variables que en general no se especifican en las ecuaciones en la mayoría de los códigos de diseño como lo es la cuantía de refuerzo vertical  $\rho_v$  y la carga axial a compresión  $P_u$ .

Tabla 13 – Variables consideradas en la predicción de la capacidad a corte en el plano. Fuente: Propia

Variables								
Literatura		$f'c$	$\frac{H}{L}$	$\rho_h$	$\rho_v$	$\rho_{eb}$	$P_u$	Total
1	Kassem (2014)	✓	✓	✓	✓	✗	✓	5
2	Gondia et al. (2020)	✓	✓	✓	✗	✗	✓	4
3	Hwang et al. (2001)	✓	✓	✓	✓	✗	✓	5
4	Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010)	✓	✓	✓	✓	✗	✓	5
5	Al-Bayati (2023)	✓	✓	✓	✓	✗	✓	5
6	Barda et al. (1977)	✓	✓	✗	✓	✗	✓	4
7	Wood (1990)	✓	✗	✗	✗	✗	✗	1
8	Chetchotisak et al. (2022)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	6
9	Ma et al. (2020)	✓	✗	✓	✓	✓	✓	5
10	Adorno-Bonilla (2016)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	6
11	Chen et al. (2016)	✓	✓	✓	✗	✗	✓	4
12	Kerem Gulec & Whittaker (2011)	✓	✓	✗	✓	✓	✓	5
Código país								
1	IS 456 - 2000 (India)	✓	✓	✓	✓	✗	✗	4
2	ACI 318-19 (Estados Unidos)	✓	✓	✓	✗	✗	✗	3
3	MCBC-04 (Mexico)	✓	✓	✓	✓	✗	✗	4
4	AIJ-99 (Japón)	✓	✓	✓	✗	✗	✗	3
5	CSA-A23 (Canada)	✓	✗	✓	✗	✗	✗	2
6	NC 207- 03 (Cuba)	✓	✗	✓	✗	✗	✓	3
7	NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda)	✓	✗	✓	✗	✗	✓	3
8	UNIT 1050 - 05 (Uruguay)	✓	✗	✓	✗	✗	✗	2
9	GB 50010-2015 (China)	✗	✓	✓	✗	✗	✓	3
10	SP 63.13330.2012 (Rusia)	✗	✗	✓	✗	✗	✗	1
11	CIRSOC 103 -05 (Argentina)	✓	✗	✓	✗	✗	✓	3
12	EC-8 (Europa)	✓	✓	✓	✓	✗	✓	5

En la Tabla 14 se incluye el consolidado de resultados y resumen de los datos graficados en la Ilustración 136, Ilustración 137, Ilustración 138, Ilustración 139 e Ilustración 140 para la tipología de muros rectangulares con el uso de las ecuaciones encontradas en los códigos de construcción y literatura. Como se referenció al inicio del numeral 4.3 para cada una de las expresiones ubicadas en la columna (a) se calculó la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) entre la capacidad a corte obtenida en los ensayos experimentales y la capacidad a corte obtenida a través de las ecuaciones, en la columna (b) (c) y (d) se presenta el valor promedio ( $AVG$ ), la desviación estándar ( $SD$ ) y el coeficiente de variación ( $COV$ ) obtenido de todo el grupo de datos para la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) respectivamente. En la columna (e) se incluye el coeficiente de determinación  $R^2$  obtenido a partir de la relación de datos entre los valores  $V_{ensayo}$  y  $V_{ecuación}$ .

Tabla 14 – Resultados para muros rectangulares. Fuente: Propia

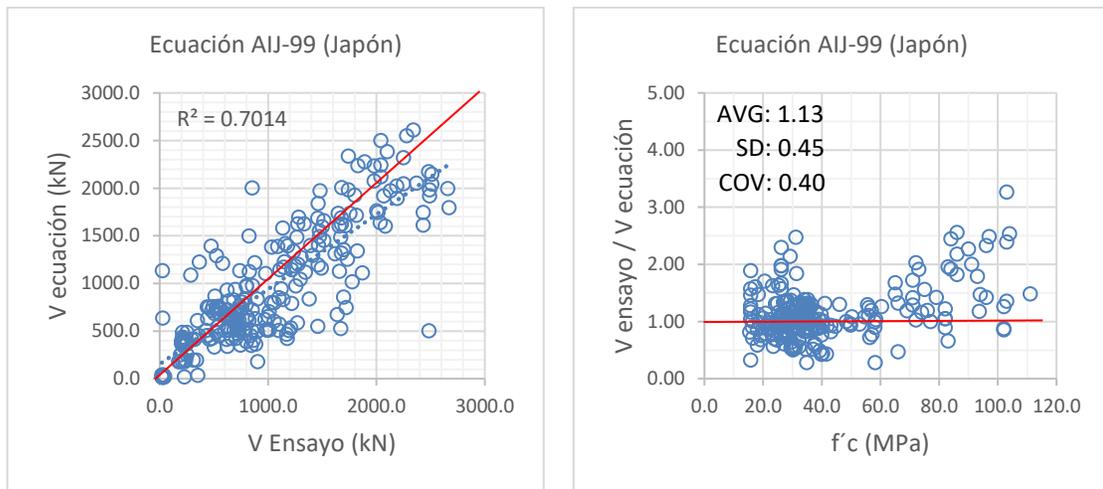
<b>Muros Rectangulares</b>					
	<b>(a)</b>	<b>(b)</b>	<b>(c)</b>	<b>(d)</b>	<b>(e)</b>
	<b>Literatura</b>	<b>Promedio (AVG)</b>	<b>Desviación Estándar (SD)</b>	<b>Coef. Variación (COV)</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
1	Kassem (2014)	1.07	0.35	0.32	0.9039
2	Gondia et al. (2020)	0.88	0.30	0.34	0.9014
3	Hwang et al. (2001)	0.82	0.29	0.35	0.9000
4	Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010)	1.03	0.33	0.32	0.8875
5	Al-Bayati (2023)	1.19	0.40	0.33	0.8480
6	Barda et al. (1977)	0.67	0.26	0.39	0.8183
7	Wood (1990)	1.20	0.52	0.43	0.8783
8	Chetchotisak et al. (2022)	1.21	0.67	0.55	0.8889
9	Ma et al. (2020)	1.33	0.68	0.51	0.7209
10	Adorno-Bonilla (2016)	1.63	1.88	1.16	0.8377
11	Chen et al. (2016)	1.98	0.93	0.47	0.6503
12	Kerem Gulec & Whittaker (2011)	0.29	0.09	0.31	0.9239
	<b>Código país</b>	<b>Promedio (AVG)</b>	<b>Desviación Estándar (SD)</b>	<b>Coef. Variación (COV)</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
1	IS 456 - 2000 (India)	1.02	0.41	0.40	0.8318
2	ACI 318-19 (Estados Unidos)	0.95	0.37	0.39	0.7660
3	MCBC-04 (Mexico)	0.99	0.41	0.41	0.7628
4	AIJ-99 (Japón)	0.69	0.26	0.38	0.8805
5	CSA-A23 (Canada)	1.34	0.54	0.41	0.7386
6	NC 207- 03 (Cuba)	1.36	0.56	0.41	0.7359
7	NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda)	1.35	0.59	0.44	0.7208
8	UNIT 1050 - 05 (Uruguay)	1.41	0.58	0.41	0.7279
9	GB 50010-2015 (China)	1.47	0.58	0.39	0.7697
10	SP 63.13330.2012 (Rusia)	1.55	0.64	0.41	0.7308
11	CIRSOC 103 -05 (Argentina)	1.51	0.91	0.60	0.6773
12	EC-8 (Europa)	2.04	1.42	0.70	0.5717

Con base en los resultados presentados en la Ilustración 136, Ilustración 137, Ilustración 138, Ilustración 139 e Ilustración 140 y consolidados en la Tabla 14 se puede concluir que, aunque la formulación adoptada por parte de la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) y en concordancia con los resultados obtenidos y comparados con los datos experimentales este dentro de los resultados con mejor precisión en el grupo de las ecuaciones encontradas en los códigos de diseño y construcción, es importante anotar que las investigaciones realizadas por diferentes autores y en especial las formulaciones presentadas por Kassem (2014), Gondia et al. (2020), Hwang et al. (2001) se presentan como una opción con resultados más precisos que podrían brindar una mayor confiabilidad en la predicción de la capacidad a corte en el plano. Por lo tanto, con la finalidad de aprovechar los diferentes estudios y avances encontrados en el estado del arte se propone que para futuras actualizaciones de la normativa local se contemple la posibilidad de incluir formulaciones que impliquen una mayor eficacia en la predicción de la capacidad a corte en el plano tal y como se demostró con los autores referenciados anteriormente.

#### **4.3.2. Resultados muros con aletas o elementos de borde**

Los resultados obtenidos para los muros con aletas o elementos de borde con un ancho mayor al espesor del muro con el uso de las ecuaciones encontradas en los códigos de diseño y construcción se dividieron en dos grupos y se presentan en la Ilustración 141, Ilustración 142 e Ilustración 143. La efectividad de las ecuaciones se basó en el análisis de los valores obtenidos para el coeficiente  $R^2$ , el valor promedio ( $AVG$ ), la desviación estándar ( $SD$ ) y el coeficiente de variación ( $COV$ ). En el caso de los muros analizados en este numeral se encontró que las formulaciones establecidas en los códigos de diseño y construcción se han desarrollado para muros rectangulares y no para muros con aletas, por consiguiente, el análisis desarrollado en los siguientes párrafos se presenta con la finalidad de establecer que tanta dispersión ha generado el uso de estas ecuaciones para predecir la capacidad a corte en el plano de muros con aletas.

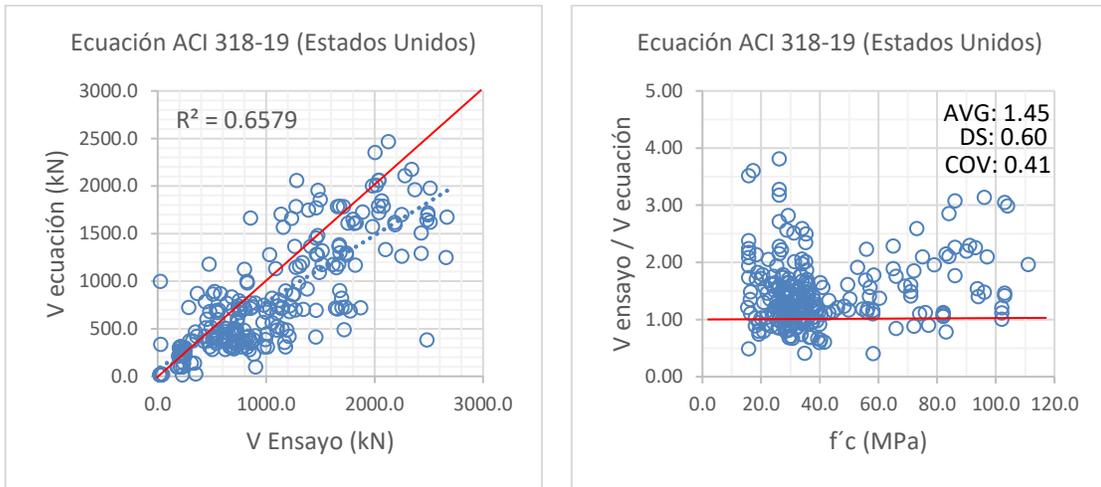
Para el primer grupo, de las 12 ecuaciones incluidas en el numeral 4.2.1 se incluyeron las expresiones que obtuvieron una mayor precisión: Japón (AIJ-99), Estados Unidos (ACI 318-19) y México (MCBC-04). En el caso de la ecuación del código japonés se obtuvo el valor más alto del coeficiente  $R^2 = 0.6889$  y los registros más bajos para la ( $SD$ ) = 0.45 y ( $COV$ ) = 0.40 y el promedio de los valores ( $AVG$ ) = 1.13 correspondiente a la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) tal y como se evidencia en la Ilustración 141.



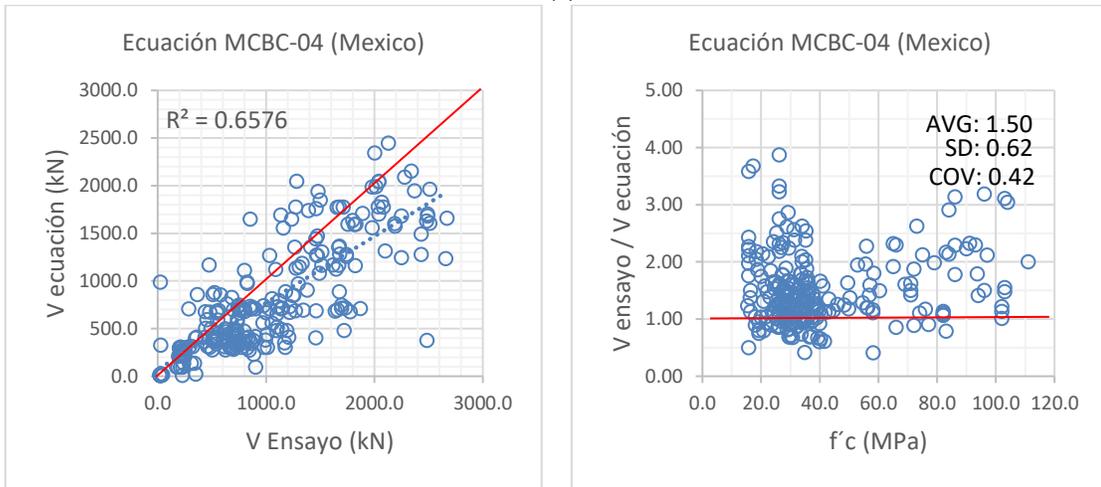
(a)

Ilustración 141 – Resultados grupo 1 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones códigos de construcción (a) AIJ-99 (Japón). Fuente: Propia

Por otra parte, las fórmulas de Estados Unidos y México registraron datos similares en términos de valor promedio ( $AVG = 1.45 - 1.50$ ), desviación estándar ( $SD = 0.60 - 0.62$ ) y coeficiente de variación ( $COV = 0.41 - 0.42$ ), sin embargo, estos registros presentan alta dispersión tal y como se evidencia en las imágenes (a) y (b) de la Ilustración 142 en donde para algunos especímenes las capacidades obtenidas teóricamente con las ecuaciones establecidas en estos códigos apenas alcanzaron un 25% de la capacidad obtenida experimentalmente con valores de la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) de 4. Como ya se mencionó la ecuación existente en la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) es la adopción de la ecuación que se especifica en el código ACI 318 de Estados Unidos, por lo tanto, los resultados referenciados en la imagen (a) de la Ilustración 142 son válidos para establecer la precisión de la formulación utilizada a nivel local. A diferencia de los resultados obtenidos en los muros rectangulares, la dispersión observada en los resultados referenciados previamente no ofrece fiabilidad en la predicción de las capacidades de muros con aletas y con elementos de borde con un ancho mayor al espesor del muro.



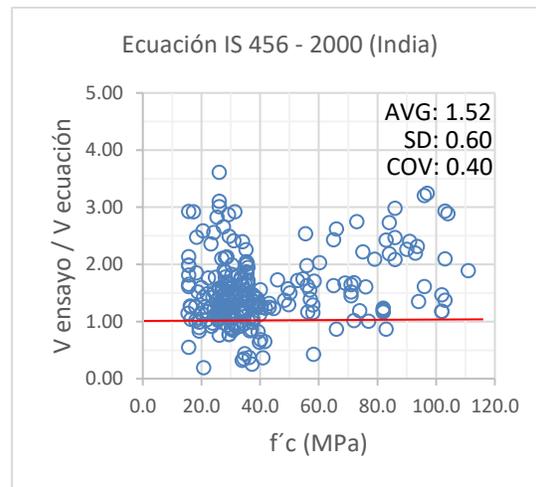
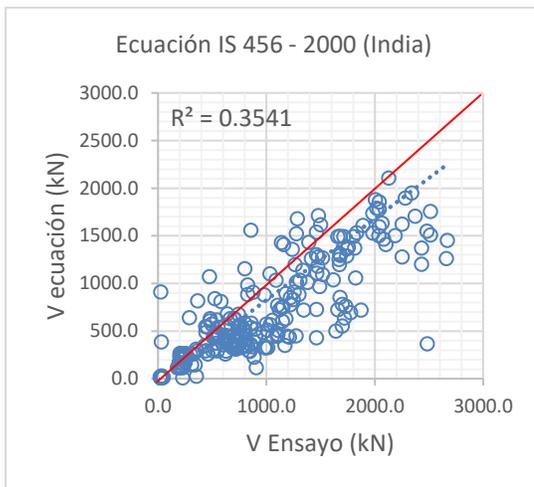
(a)



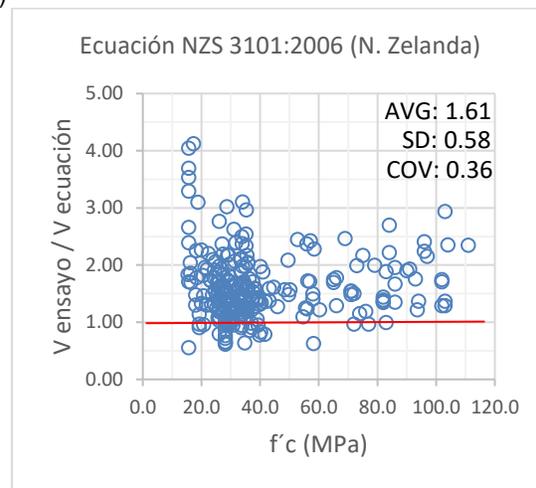
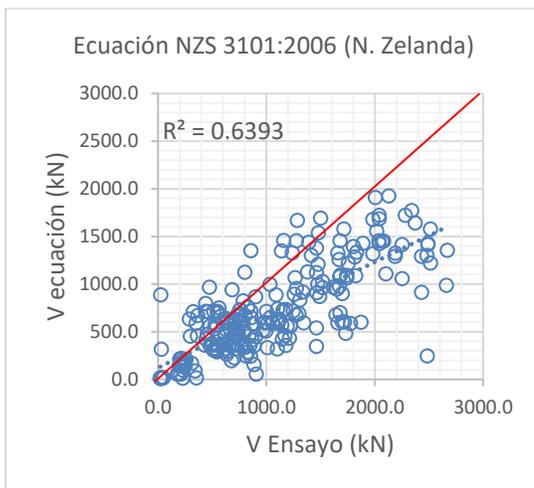
(b)

Ilustración 142 – Resultados grupo 1 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones códigos de construcción (a) ACI 318-19 (Estados Unidos) (b) MCBC-04 (México). Fuente: Propia

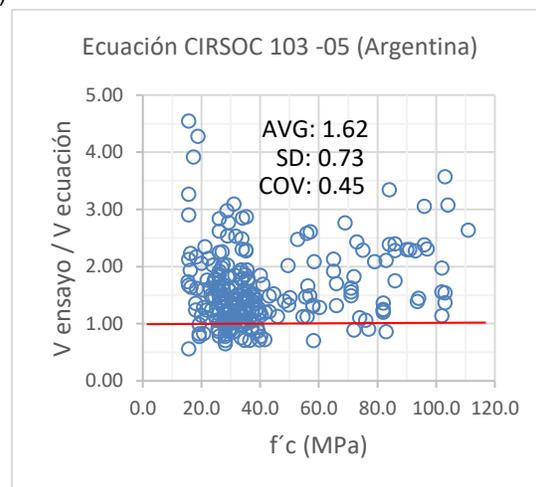
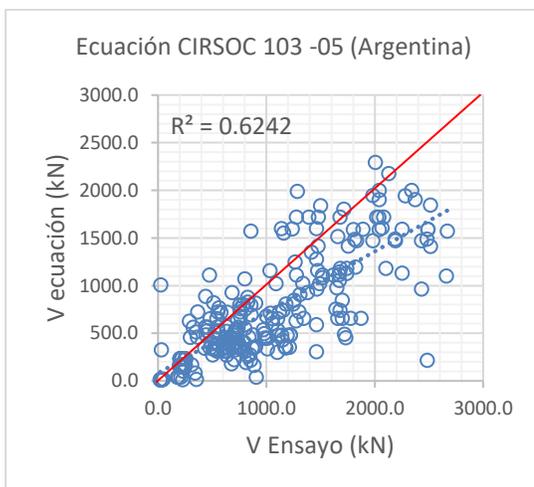
En el segundo grupo se incluyeron las expresiones teóricas con menor precisión entre las que se encuentran: IS 456 - 2000 (India), NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda), CIRSOC 103 - 05 (Argentina), NC 207- 03 (Cuba), CSA-A23 (Canadá), GB 50010-2015 (China), UNIT 1050 - 05 (Uruguay), SP 63.13330.2012 (Rusia) y EC-8 (Europa). En general para todo este grupo de ecuaciones se observó una gran dispersión en los resultados, tal y como se evidencia en las imágenes (h) y (i) de la Ilustración 143 los resultados con menor precisión se obtuvieron para las ecuaciones registradas en los códigos de Rusia y Europa dado que los valores promedio (*AVG*) de la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) en estos dos casos fueron los más alejados del valor de la unidad con un valor de 2.23.



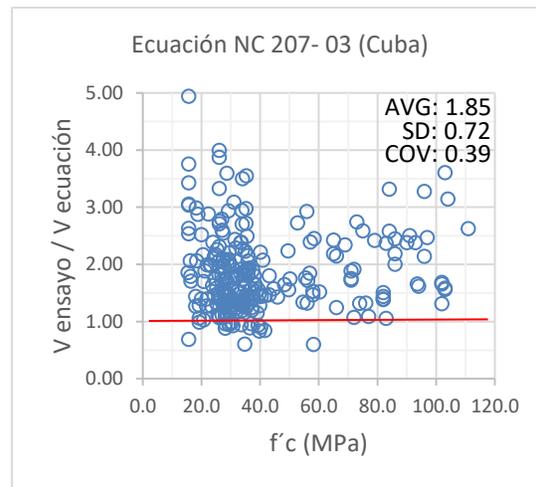
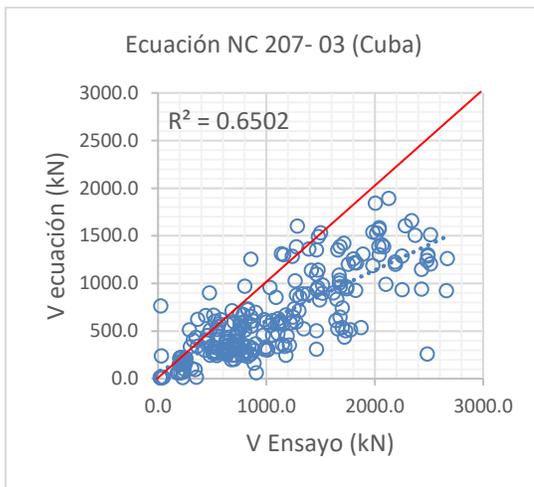
(a)



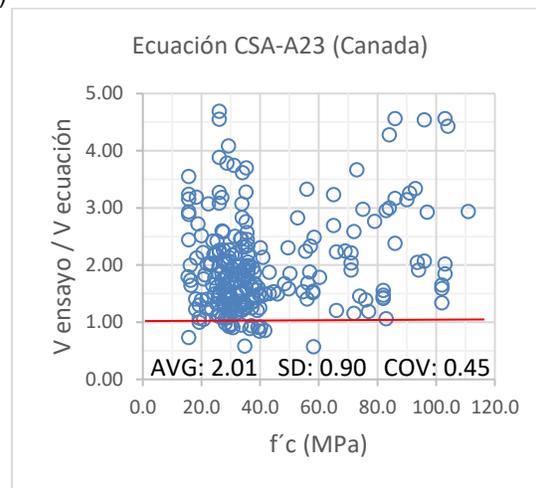
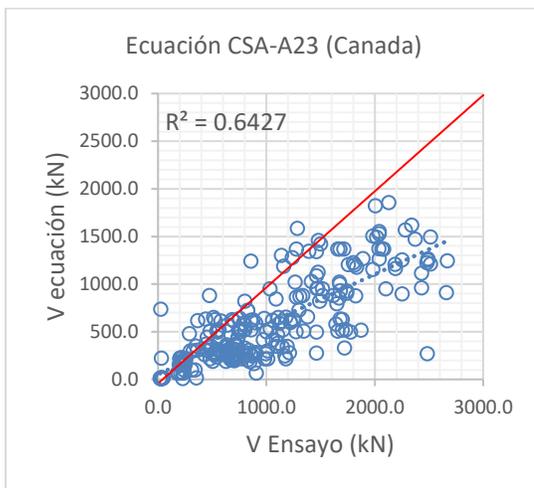
(b)



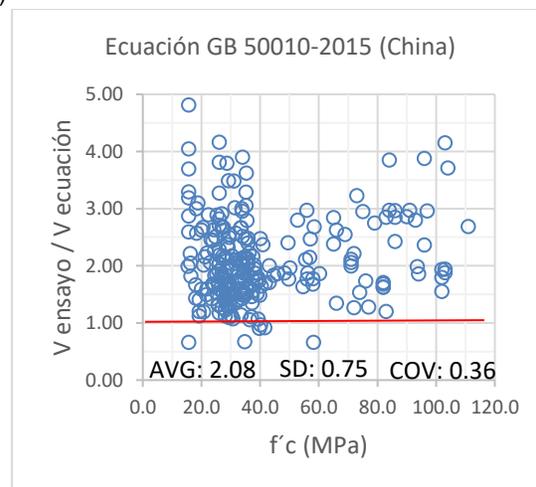
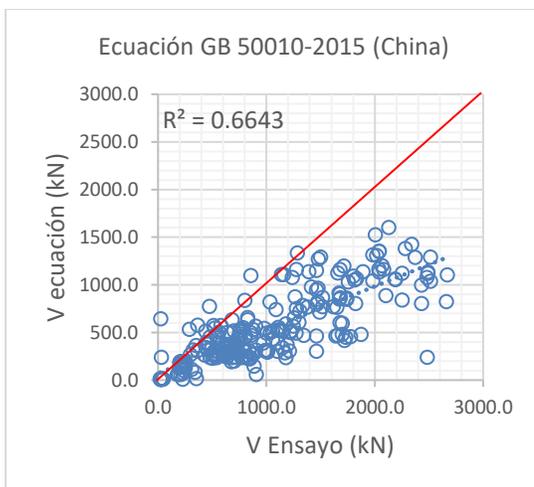
(c)



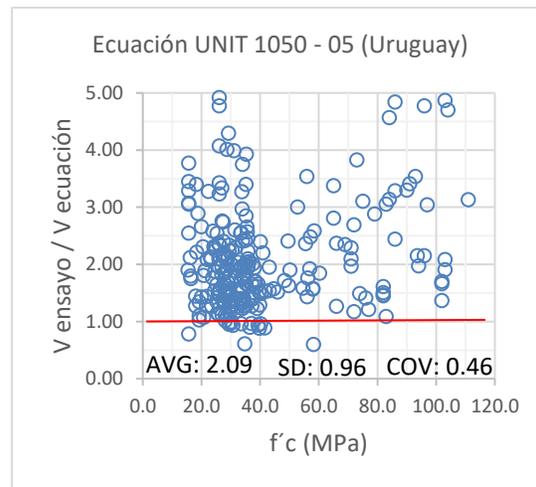
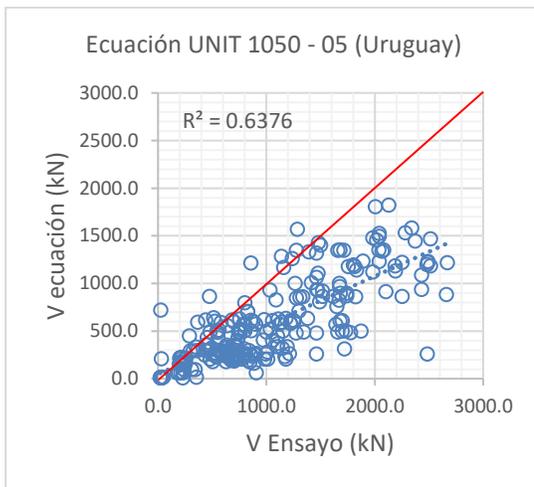
(d)



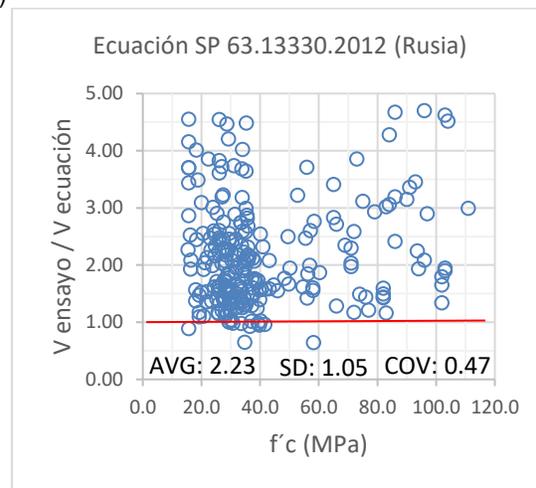
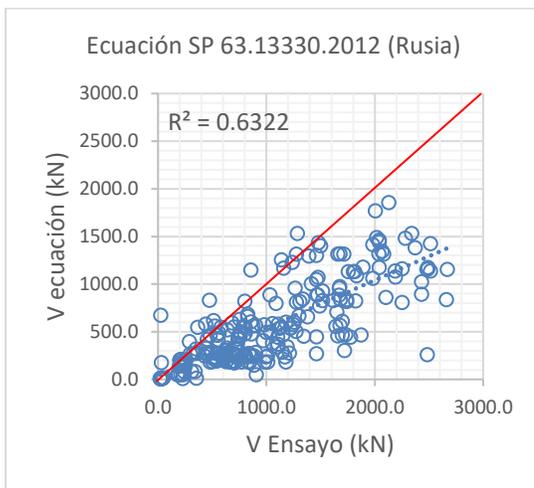
(e)



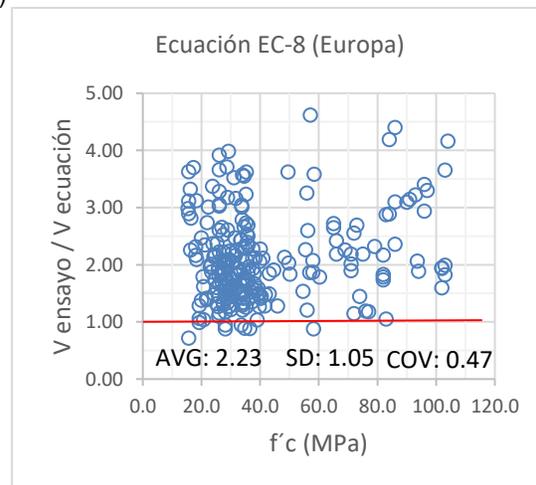
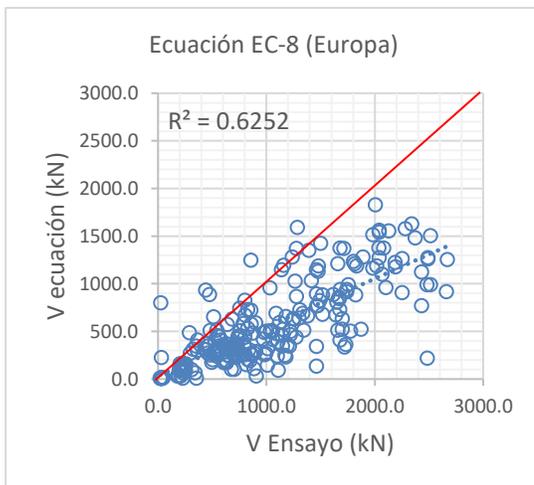
(f)



(g)



(h)



(i)

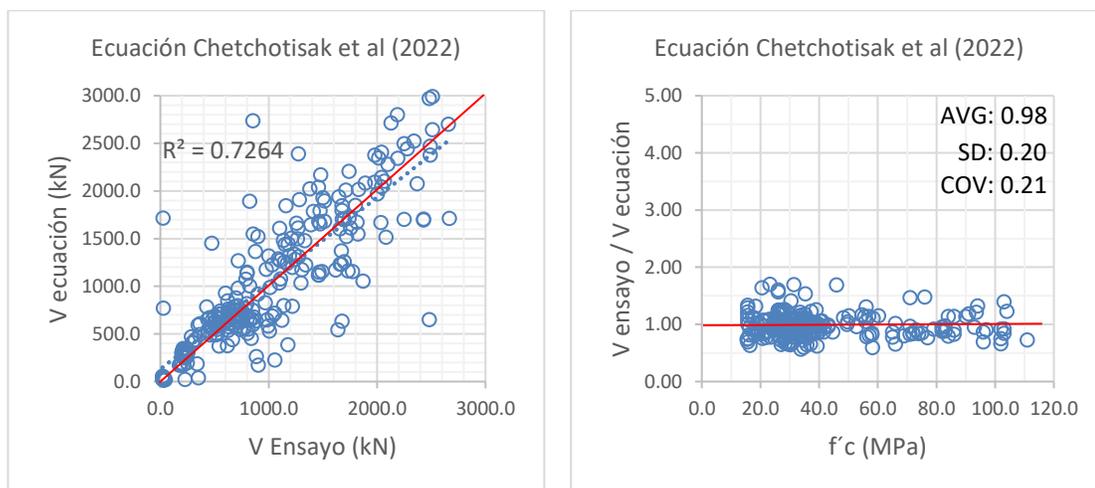
Ilustración 143 – Resultados grupo 2 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones códigos de construcción (a) IS 456 - 2000 (India) (b) NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda) (c) CIRSOC 103 -

05 (Argentina) (d) NC 207- 03 (Cuba) (e) CSA-A23 (Canadá) (f) GB 50010-2015 (China) (g) UNIT 1050 - 05 (Uruguay) (h) SP 63.13330.2012 (Rusia) (i) EC-8 (Europa). Fuente: Propia

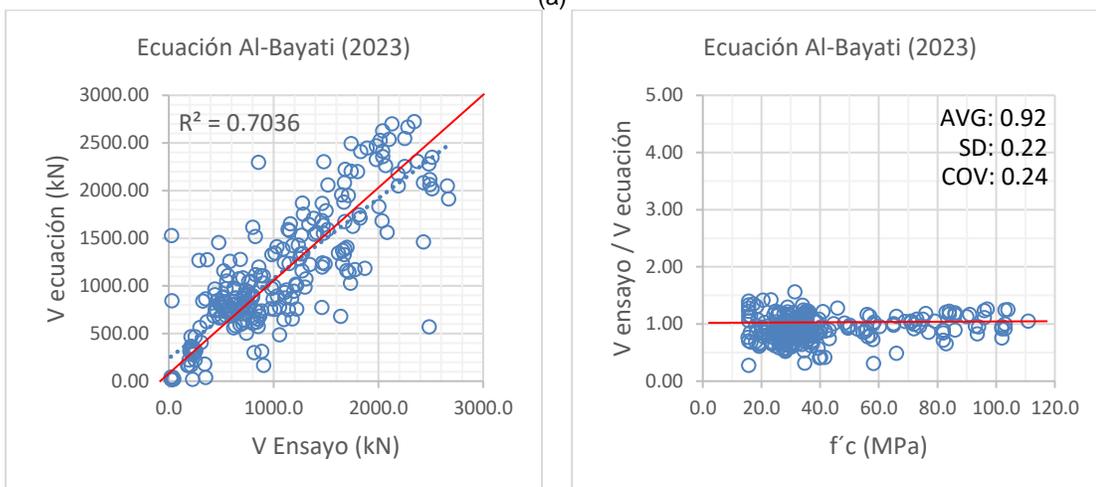
Los resultados obtenidos para los muros con aletas o elementos de borde con un ancho mayor al espesor del muro con el uso de las ecuaciones encontradas en la literatura se dividieron en dos grupos y se presentan en la Ilustración 144 e Ilustración 145. La efectividad de las ecuaciones se basó en el análisis de los valores obtenidos para el coeficiente  $R^2$ , el valor promedio ( $AVG$ ), la desviación estándar ( $SD$ ) y el coeficiente de variación ( $COV$ ).

Para el primer grupo, de las 12 ecuaciones incluidas en el numeral 4.1 se incluyeron las expresiones que obtuvieron una mayor efectividad: Chetchotisak et al. (2022), Al-Bayati (2023) y Kerem Gulec & Whittaker (2011). Se evidenció que en las expresiones de los autores referenciados no se presentaron altas dispersiones para los valores correspondientes a la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) en los especímenes que contaron con una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) mayor a 60 MPa tal y como si se observó para los resultados de la normativa japonesa presentada en la Ilustración 141.

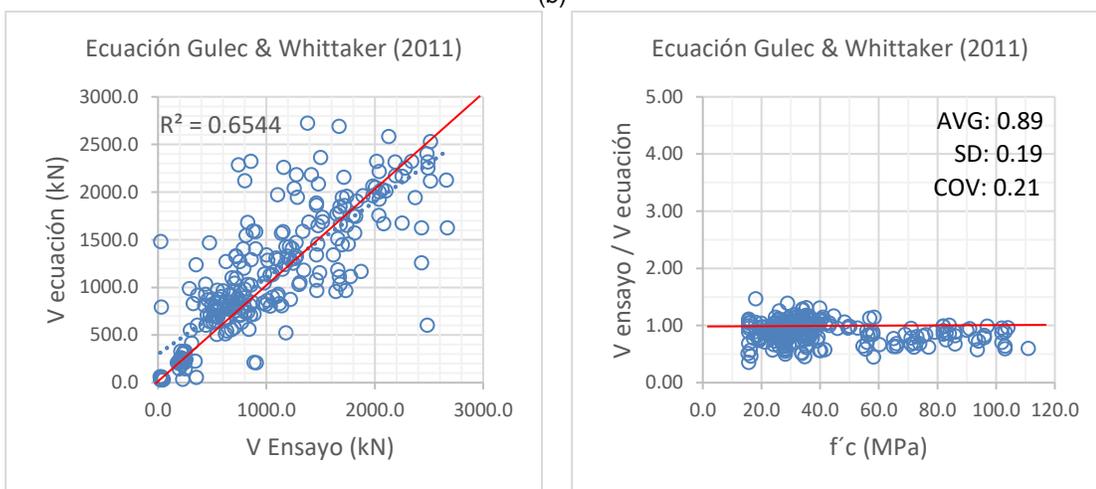
En comparación con los resultados obtenidos con el uso de la expresión adaptada del código ACI-318 en la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) presentados en la imagen (a) de la Ilustración 142 se registraron valores por encima de 2 para todo el rango de concretos ensayados correspondiente a la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ), mientras que para las expresiones propuestas por Chetchotisak et al. (2022), Al-Bayati (2023) y Kerem Gulec & Whittaker (2011) los valores de la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) se mantuvieron cercanos a la unidad y en general se encontró que las expresiones referenciadas ofrecen una mayor precisión y eficiencia dado que los valores obtenidos para la desviación estándar ( $SD$ ) disminuyeron de 0.6 a 0.2 y en el caso del coeficiente de variación ( $COV$ ) la disminución fue de 0.4 a 0.20, para el promedio de los valores ( $AVG$ ) de la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) se registró una disminución de 1.45 a aproximadamente 0.95 tal y como se evidencia en la Ilustración 144.



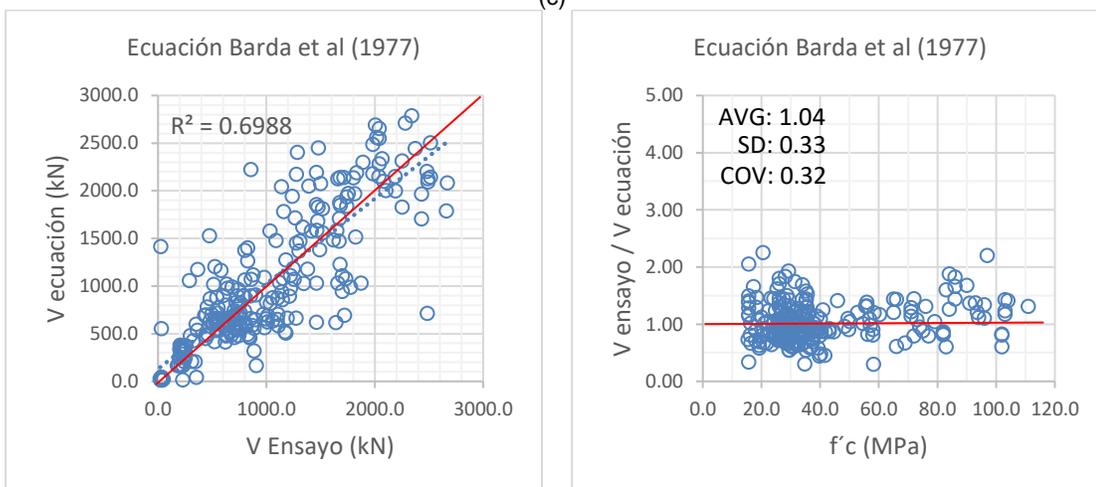
(a)



(b)



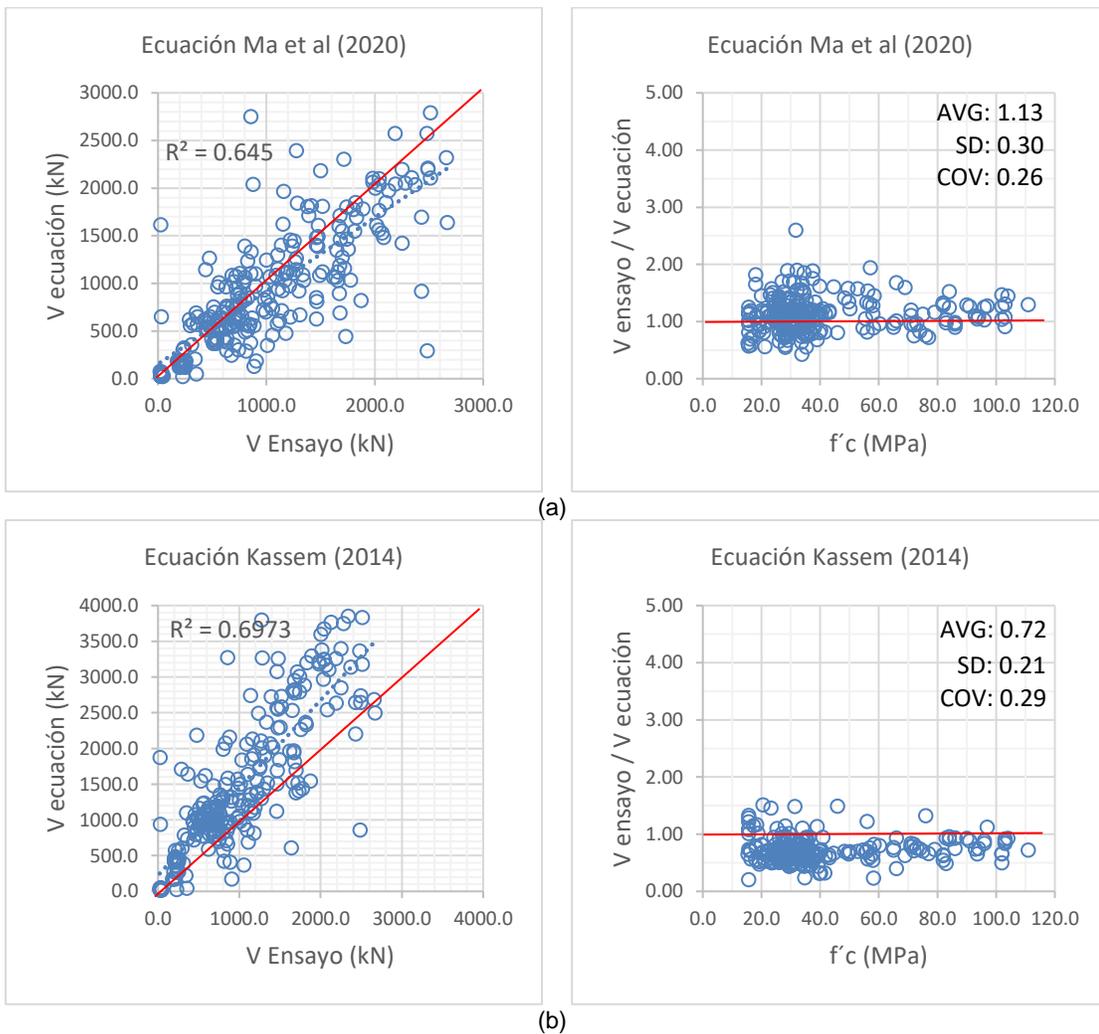
(c)

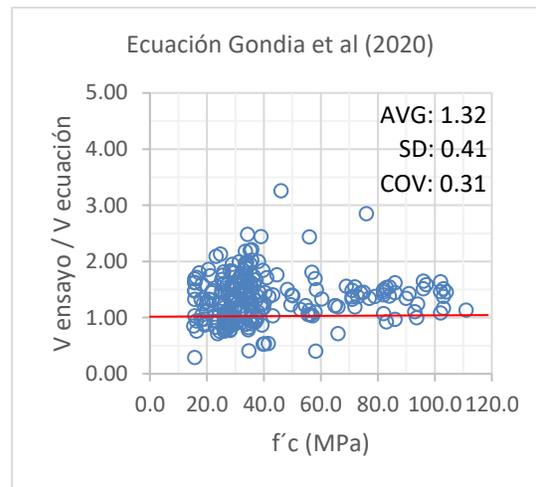
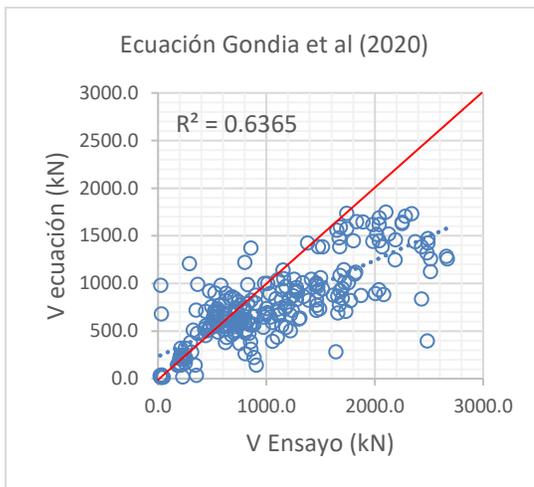


(d)

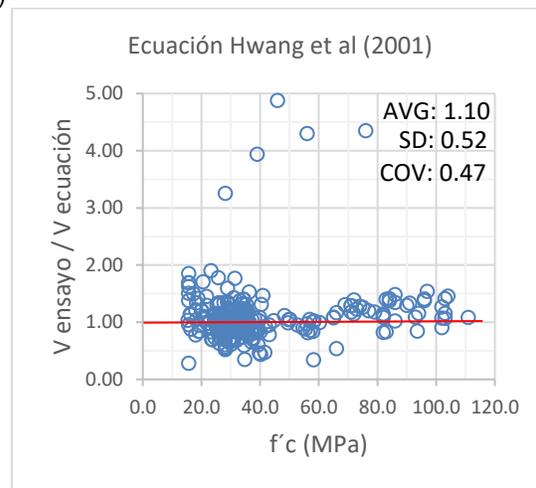
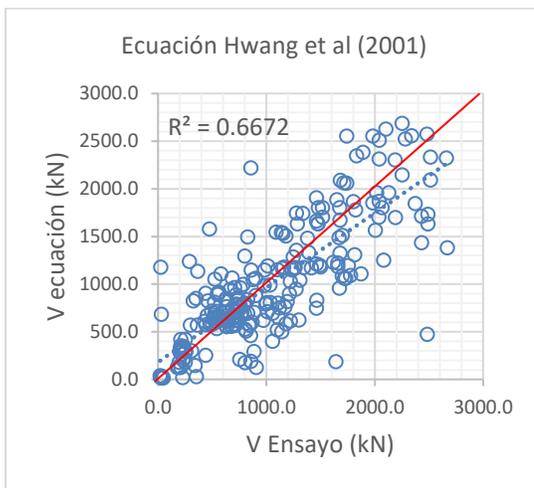
Ilustración 144 – Resultados grupo 1 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones literatura (a) Chetchotisak et al. (2022) (b) Al-Bayati (2023) (c) Kerem Gulec & Whittaker (2011) (d) Barda et al. (1977). Fuente: Propia

En el segundo grupo se incluyeron las expresiones teóricas con menor precisión entre las que se encuentran: Ma et al. (2020), Kassem (2014), Gondia et al. (2020), Hwang et al. (2001), Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010), Adorno-Bonilla (2016), Wood (1990) y Chen et al. (2016). Tal y como se evidencia en las imágenes (g) y (h) de la Ilustración 145 los resultados con menor precisión se obtuvieron para las ecuaciones registradas por Wood (1990) y Chen et al. (2016) dado que los valores promedio ( $AVG$ ) de la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) en estos dos casos fueron los más alejados del valor de la unidad con un valor de 2.11 y 2.67.

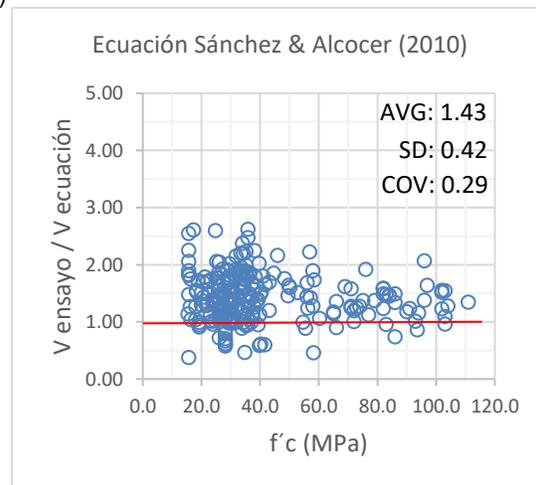
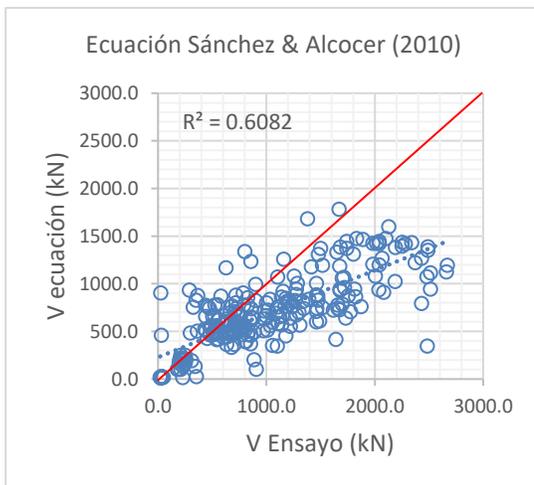




(c)



(d)



(e)

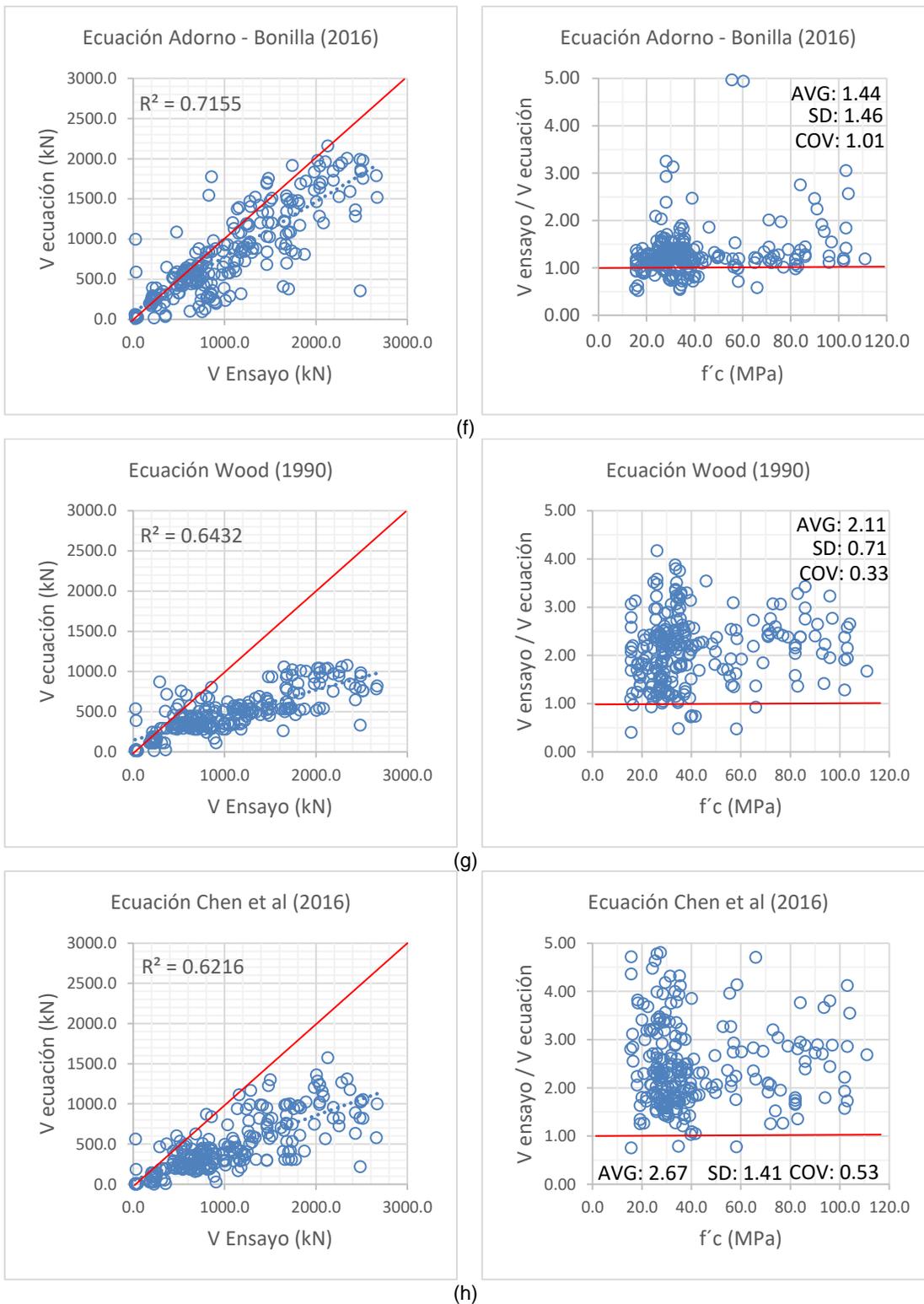


Ilustración 145 – Resultados grupo 2 para muros con aletas/elementos de borde con ecuaciones literatura (a) Ma et al. (2020) (b) Kassem (2014) (c) Gondia et al. (2020) (d) Hwang et al. (2001) (e)

Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010) (f) Adorno-Bonilla (2016) (g) Wood (1990) (h) Chen et al. (2016).  
Fuente: Propia

Con la finalidad de determinar la influencia de los parámetros relevantes en la respuesta por corte en el plano en la Tabla 13 se incluyó el número de variables utilizadas en la predicción de la capacidad a corte de las ecuaciones encontradas en los códigos de diseño/construcción y en la literatura, en general las expresiones derivadas de los modelos que buscan predecir la capacidad a corte en el plano en los muros de concreto reforzado incluidas en el numeral 4.1 (Literatura) han incluido un mayor número de variables con un promedio de 5 variables a comparación con las fórmulas de los códigos de diseño que en general utilizan en promedio 3 variables para predecir la capacidad a corte. De acuerdo con los resultados expuestos en la Ilustración 141, Ilustración 142, Ilustración 143, Ilustración 144 e Ilustración 145, se evidenció que la ecuación más precisa fue la Chetchotisak et al. (2022) siendo una de las que utilizó el mayor número de parámetros para predecir la capacidad a corte, teniendo en cuenta variables como la cuantía de refuerzo de los elementos de borde  $\rho_{eb}$  que en general no se tiene en cuenta en los códigos de diseño y construcción, por ende se infiere que el uso de un modelo calibrado que tiene en cuenta como influyen todas la variables en la predicción de la capacidad a corte en el plano puede brindar resultados más precisos y confiables.

En la Tabla 15 se incluye el consolidado de resultados y resumen de los datos graficados en la Ilustración 141, Ilustración 142, Ilustración 143, Ilustración 144 e Ilustración 145 para la tipología de muros con aletas/elementos de borde con el uso de las ecuaciones encontradas en los códigos de construcción y literatura. Como se referenció al inicio del numeral 4.3 para cada una de las expresiones ubicadas en la columna (a) se calculó la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) entre la capacidad a corte obtenida en los ensayos experimentales y la capacidad a corte obtenida a través de las ecuaciones, en la columna (b) (c) y (d) se presenta el valor promedio ( $AVG$ ), la desviación estándar ( $SD$ ) y el coeficiente de variación ( $COV$ ) obtenido de todo el grupo de datos para la relación ( $V_{ensayo}/V_{ecuación}$ ) respectivamente. En la columna (e) se incluye el coeficiente de determinación  $R^2$  obtenido a partir de la relación de datos entre los valores  $V_{ensayo}$  y  $V_{ecuación}$ .

Tabla 15 – Resultados para muros con aletas/elementos de borde. Fuente: Propia

Rectangular					
Literatura		Promedio (AVG)	Desviación Estándar (SD)	Coef. Variación (COV)	R <sup>2</sup>
1	Chetchotisak et al. (2022)	0.98	0.20	0.21	0.7248
2	Al-Bayati (2023)	0.92	0.22	0.24	0.6951
3	Kerem Gulec & Whittaker (2011)	0.89	0.19	0.21	0.6620
4	Barda et al. (1977)	1.04	0.33	0.32	0.6878
5	Ma et al. (2020)	1.13	0.30	0.26	0.6380
6	Kassem (2014)	0.72	0.21	0.29	0.6912
7	Gondia et al. (2020)	1.32	0.41	0.31	0.6253
8	Hwang et al. (2001)	1.10	0.52	0.47	0.6587
9	Sánchez-Alejandre & Alcocer (2010)	1.43	0.42	0.29	0.6082

<b>10</b>	Adorno-Bonilla (2016)	1.44	1.46	1.01	0.6989
<b>11</b>	Wood (1990)	2.11	0.71	0.33	0.6348
<b>12</b>	Chen et al. (2016)	2.67	1.41	0.53	0.6051
	<b>Código país</b>	<b>Promedio (AVG)</b>	<b>Desviación Estándar (SD)</b>	<b>Coef. Variación (COV)</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
<b>1</b>	AIJ-99 (Japón)	1.13	0.45	0.40	0.6889
<b>2</b>	ACI 318-19 (Estados Unidos)	1.45	0.60	0.41	0.6471
<b>3</b>	MCBC-04 (Mexico)	1.50	0.62	0.42	0.6458
<b>4</b>	IS 456 - 2000 (India)	1.52	0.60	0.40	0.3484
<b>5</b>	NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda)	1.61	0.58	0.36	0.6305
<b>6</b>	CIRSOC 103 -05 (Argentina)	1.62	0.73	0.45	0.6136
<b>7</b>	NC 207- 03 (Cuba)	1.85	0.72	0.39	0.6405
<b>8</b>	CSA-A23 (Canada)	2.01	0.90	0.45	0.6328
<b>9</b>	GB 50010-2015 (China)	2.08	0.75	0.36	0.6528
<b>10</b>	UNIT 1050 - 05 (Uruguay)	2.09	0.96	0.46	0.6277
<b>11</b>	SP 63.13330.2012 (Rusia)	2.23	1.05	0.47	0.6225
<b>12</b>	EC-8 (Europa)	2.23	1.05	0.47	0.6187

En conclusión, se comprobó que el uso de las ecuaciones establecidas por los códigos de diseño y construcción para la predicción de la capacidad a corte en el plano para muros con aletas o elementos de borde con un ancho mayor al espesor del muro no son precisas y presentan una alta dispersión con resultados conservadores. Por el contrario, se encontraron expresiones en el estado del arte reciente en donde se desarrollaron modelos que han tenido resultados más precisos como lo son los presentados por Chetchotisak et al. (2022), Al-Bayati (2023) y Kerem Gulec & Whittaker (2011), dado que en la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) no se cuenta con una ecuación específica para esta tipología de muros los resultados expuestos por estos autores se presentan como una opción con resultados más precisos que podrían brindar una mayor confiabilidad en la predicción de la capacidad a corte en el plano, por lo tanto con la finalidad de aprovechar los diferentes estudios y avances encontrados en el estado del arte se propone que para futuras actualizaciones de la normativa local se contemple la posibilidad de incluir ecuaciones que impliquen una mayor eficacia en la predicción de la capacidad a corte en el plano tal y como se demostró con los autores referenciados anteriormente.

#### 4.4. Comparación ecuaciones capacidad a corte muros fundidos in situ con muros prefabricados

Se realizó una comparación de las ecuaciones establecidas a nivel internacional en los códigos de diseño y construcción que definen la capacidad al corte en el plano para muros de concreto reforzado fundidos in situ y prefabricados. Se seleccionaron las ecuaciones del numeral 4.2.1 que definen la capacidad a corte teórica proporcionada por todo el muro estructural fundido in situ ( $V_{in\ situ}$ ) y las ecuaciones del numeral 4.2.2 que definen la capacidad a corte teórica proporcionada en la interfaz cimentación – muro o muro – muro para los muros prefabricados ( $V_{prefabricado}$ ). Se definió un muro tipo al cual se le calculó la capacidad a corte según las ecuaciones mencionadas anteriormente; En la Tabla 13 se incluyen las características principales del muro tipo que se seleccionó para hacer la comparación.

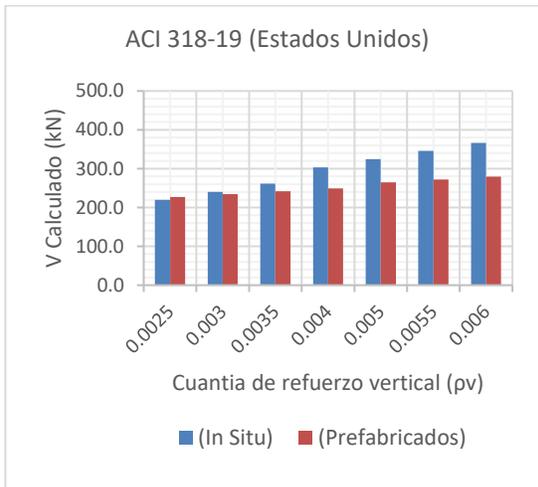
Tabla 16 – Características principales muro tipo. Fuente: Propia

Muro Tipo	
$f'c$ (MPa)	21
$t$ (mm)	100
$L$ (mm)	1000
$H$ (mm)	1000
$\rho_v - \rho_h$	0.0025
$f_{yv} - f_{yh}$ (MPa)	420
$ARL \left( \frac{P_u}{A_g * f'c} \right)$	0.15

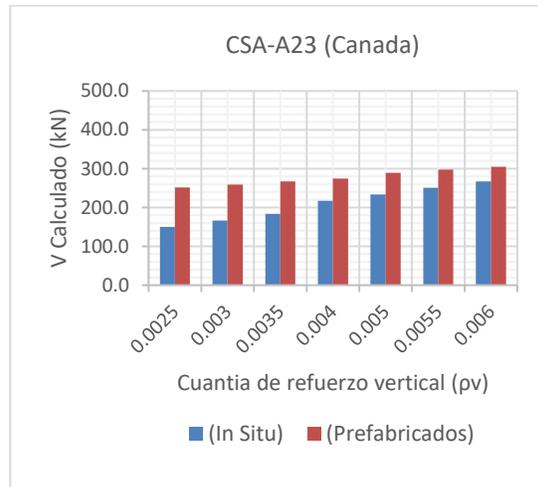
En la Tabla 17 e Ilustración 146 se incluyen las capacidades obtenidas para el caso de muros prefabricados y fundidos in situ con la variación del parámetro de la cuantía de refuerzo horizontal y vertical manteniendo fijos los demás parámetros presentados en la Tabla 13. De acuerdo con lo referenciado en el numeral 3.3.1 para el cálculo del ( $V_{prefabricado}$ ) en los muros de concreto prefabricado se tuvo en cuenta el aporte del refuerzo vertical ubicado en la zona de tensión por flexión. Conforme hubo un incremento en las cuantías de refuerzo, se observó un aumento en la capacidad a corte en ambas tipologías de muros para todas las formulaciones de los códigos, en general se observó que para las formulaciones de los códigos de Europa, Canadá y China la capacidad a corte de la interfaz de un muro prefabricado ( $V_{prefabricado}$ ) fue mayor a la capacidad del muro ( $V_{in\ situ}$ ) para todo el rango de cuantías evaluado, en estos 3 casos ( $V_{in\ situ}$ ) alcanzó el 51%, 60% y 71% del ( $V_{prefabricado}$ ) para una cuantía del 0.0025. En el caso de los códigos de Estados Unidos y Nueva Zelanda la capacidad del muro ( $V_{in\ situ}$ ) fue mayor a la del ( $V_{prefabricado}$ ) para cuantías mayores a 0.003 y 0.004 respectivamente.

Tabla 17 – Capacidades a corte muro tipo. Fuente: Propia

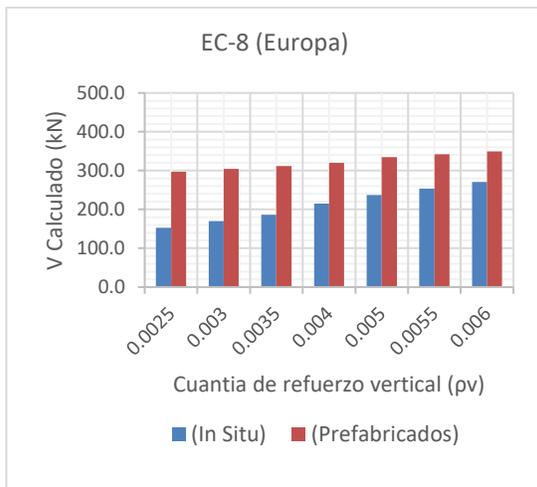
Capacidades a corte Muro Tipo (kN)										
Parámetro	Estados Unidos		Canadá		Europa		China		Nueva Zelanda	
	ACI 318-19		CSA-A23		EC-8		GB 50010-2015		NZS 3101:2006	
$\rho_v - \rho_h$	In Situ	Pref.	In Situ	Pref.	In Situ	Pref.	In Situ	Pref.	In Situ	Pref.
0.0025	219.6	226.8	150.0	251.8	152.7	296.8	162.7	226.8	196.5	226.8
0.0030	240.6	234.4	166.8	259.4	169.5	304.4	176.2	234.4	213.3	234.4
0.0035	261.6	241.9	183.6	266.9	186.3	312.0	189.6	241.9	230.1	241.9
0.0040	303.6	249.5	217.2	274.5	214.9	319.5	216.5	249.5	263.7	249.5
0.0050	324.6	264.6	234.0	289.6	236.7	334.6	229.9	264.6	280.5	264.6
0.0055	345.6	272.2	250.8	297.2	253.5	342.2	243.4	272.2	297.3	272.2
0.0060	366.6	279.7	267.6	304.7	270.3	349.8	256.8	279.7	314.1	279.7



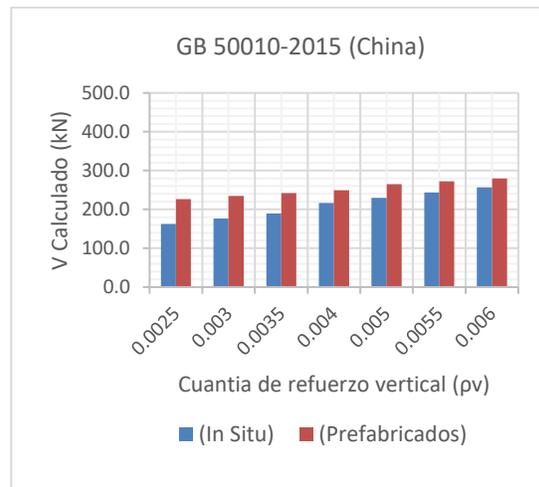
(a)



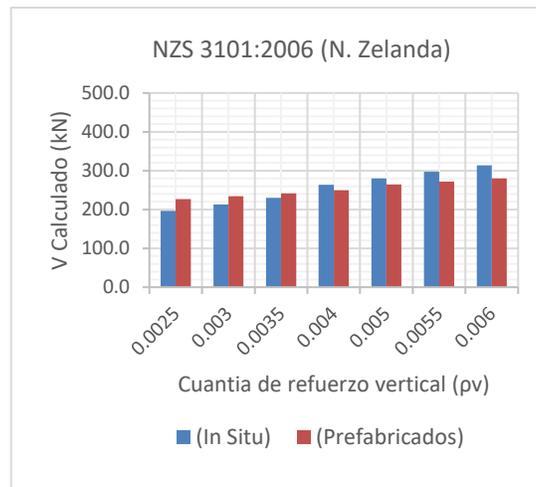
(b)



(c)



(d)



(e)

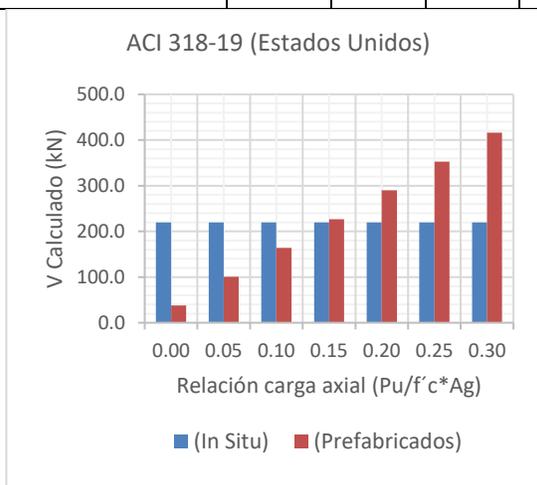
Ilustración 146 – Capacidades a corte muro tipo (a) ACI 318-19 (Estados Unidos) (b) CSA-A23 (Canadá) (c) EC-8 (Europa) (d) GB 50010-2015 (China) (e) NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda). Fuente: Propia

De igual forma en la Tabla 18 e Ilustración 147 se incluyen las capacidades teóricas obtenidas para el caso de muros prefabricados y fundidos in situ con la variación de la relación de carga axial manteniendo fijos los demás parámetros presentados en la Tabla 13. Conforme se incrementa la relación de carga axial en el muro, en general se observa un aumento en la capacidad a corte para la tipología de muros prefabricados ( $V_{prefabricado}$ ) para todas las formulaciones de los códigos, mientras que para la capacidad del muro fundido in situ ( $V_{in situ}$ ) para los códigos de Estados Unidos, Canadá y Europa el incremento de la carga axial no tuvo influencia en el capacidad del muro, en el caso de los códigos de China y Nueva Zelanda si se registró un incremento sin embargo no a la misma tasa de crecimiento del ( $V_{prefabricado}$ ).

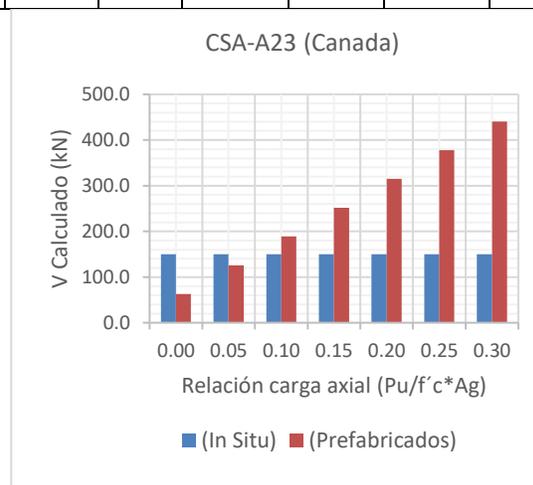
En general se observó que para la mayoría de las ecuaciones la capacidad a corte de la interfaz de un muro prefabricado ( $V_{prefabricado}$ ) fue mayor a la capacidad del muro fundido in situ ( $V_{in situ}$ ) cuando el valor de relación de carga axial superó un rango entre 0.10 y 0.15. Tomando como referencia los valores obtenidos para una relación de carga axial de 0.30 el cortante ( $V_{in situ}$ ) apenas alcanzó un 34% del ( $V_{prefabricado}$ ) para el código Canadiense mientras que para el código de Nueva Zelanda alcanzó un 62% del ( $V_{prefabricado}$ ).

Tabla 18 – Capacidades teóricas a corte muro tipo. Fuente: Propia

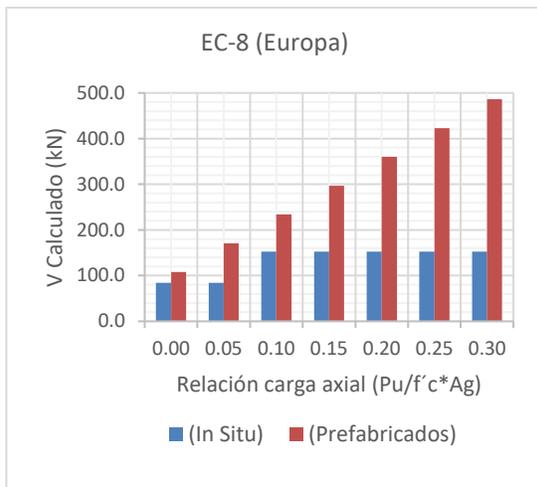
Capacidades a corte Muro Tipo (kN)										
Parámetro	Estados Unidos		Canadá		Europa		China		Nueva Zelanda	
	ACI 318-19		CSA-A23		EC-8		GB 50010-2015		NZS 3101:2006	
$ARL \left( \frac{P_u}{A_g * f'c} \right)$	In Situ	Pref.	In Situ	Pref.	In Situ	Pref.	In Situ	Pref.	In Situ	Pref.
0	219.6	37.8	150.0	62.8	84.0	107.8	131.2	37.8	133.5	37.8
0.05	219.6	100.8	150.0	125.8	84.0	170.8	141.7	100.8	154.5	100.8
0.10	219.6	163.8	150.0	188.8	152.7	233.8	152.2	163.8	175.5	163.8
0.15	219.6	226.8	150.0	251.8	152.7	296.8	162.7	226.8	196.5	226.8
0.20	219.6	289.8	150.0	314.8	152.7	359.8	173.2	289.8	217.5	289.8
0.25	219.6	352.8	150.0	377.8	152.7	422.8	183.7	352.8	238.5	352.8
0.30	219.6	415.8	150.0	440.8	152.7	485.8	194.2	415.8	259.5	415.8



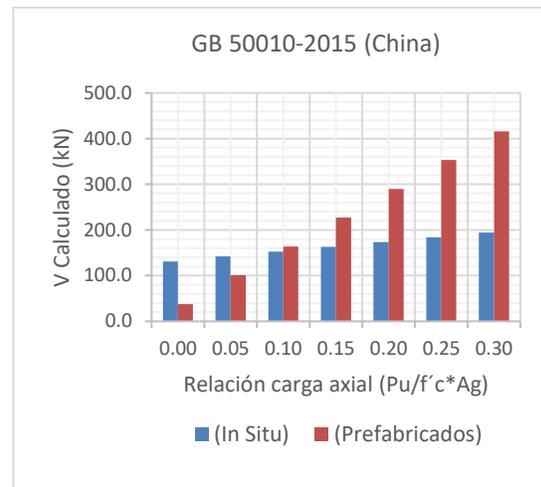
(a)



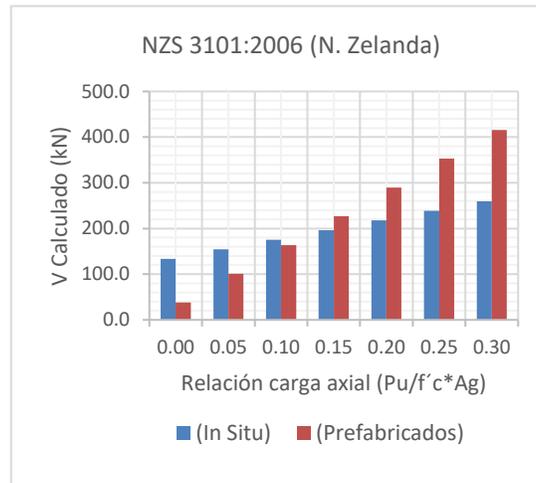
(b)



(c)



(d)



(e)

Ilustración 147 – Capacidades a corte muro tipo (a) ACI 318-19 (Estados Unidos) (b) CSA-A23 (Canada) (c) EC-8 (Europa) (d) GB 50010-2015 (China) (e) NZS 3101:2006 (Nueva Zelanda). Fuente: Propia

De acuerdo con lo indicado por el Precast/Prestressed Concrete Institute (2010) aunque por un lado los muros prefabricados puedan tener un anclaje actuando en tensión por efecto de la flexión, habrá una región en compresión que resulta de la combinación entre la flexión y la carga axial. Esta fuerza de compresión contribuye a la transferencia de cortante si se trata de una carga sostenida. Por ende, este efecto ha sido tenido en cuenta en la formulación de los códigos y los resultados obtenidos reflejan que la variable de la carga axial tiene influencia en los resultados de las capacidades a corte de la interfaz de un muro prefabricado, sin embargo, tal y como se referenció en el numeral 3.2.1.2 se encontró que aquellos especímenes ensayados bajo carga axial alta experimentaron un efecto negativo y desarrollaron modos de falla por aplastamiento en todo de forma abrupta con poca ductilidad a través de todo el componente. Por lo tanto, la aplicabilidad de estas fórmulas

en referencia con cargas axiales altas puede resultar en resultados imprecisos dado que como se ha enunciado el comportamiento experimental ha diferido de la predicción teórica.

Por otra parte, tal y como se reseñó en el numeral 3.3.1 la capacidad y respuesta global de los diferentes tipos de conexiones de elementos prefabricados ha diferido en términos de ductilidad, modo de falla, capacidad de deslizamiento y la calidad de la instalación de los conectores. Por lo tanto, aplicar las ecuaciones presentes en los códigos que intentan predecir la capacidad teórica de la interfaz de un muro prefabricado ( $V_{prefabricado}$ ) a todos los tipos de conexiones podrían generar una dispersión de resultados dado que como se ha referenciado en la naturaleza de las expresiones teóricas no se tienen en cuenta las características específicas de los diferentes tipos de conexiones usadas en elementos prefabricados. Este hecho se convierte en una oportunidad de mejora para las normativas locales para establecer formulaciones teóricas que sean específicas y aplicables para cada tipo de sistema/conexión.

## Capítulo V. Respuesta por corte fuera del plano en muros de concreto reforzado a nivel local

A continuación, se presenta el análisis de la incidencia de las variables involucradas en la respuesta por corte fuera del plano en los muros de concreto reforzado (fundidos in situ) a nivel local mediante los métodos analíticos encontrados en la revisión del estado del arte del capítulo 3. En el numeral 3.2.2.1 (Página 96) se incluyó el método desarrollado por Lowes et al. (2019) en donde se realizó un estudio paramétrico para determinar la influencia del nivel de demanda de esfuerzo cortante y de la relación de aspecto de la sección transversal del muro ( $L/t$ ) en el desarrollo del modo de fallo por compresión-corte fuera del plano en muros clasificados como esbeltos. Entre tanto, en el numeral 3.2.2.2 (Página 102) se incluyó el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019) para la identificación de muros de concreto esbeltos propensos a fallo por compresión-corte fuera del plano con base en dos variables, la primera, la relación de carga axial a compresión ( $ARL$ ) y la segunda, la relación de aspecto de la sección transversal del muro ( $L/t$ ).

En ambos métodos los autores establecieron una serie de requisitos para definir la posibilidad de desarrollar este mecanismo de falla, inicialmente se desarrollaron gráficas (Ilustración 72 en página 96 e Ilustración 79 en Página 102) que definieron zonas críticas en función de las variables mencionadas en el párrafo anterior, posteriormente para ambas metodologías se definió como requisito adicional que, además de estar en la zona delimitada de las gráficas los muros de concreto no estuvieran reforzados con elementos de borde confinados con refuerzo transversal en sus extremos. Y finalmente para el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019) se estableció la presencia de cargas bidireccionales laterales sumado a los dos requisitos planteados anteriormente tal y como se describió en el numeral 3.2.2.2.

Por medio de los métodos analíticos referenciados anteriormente se buscó establecer si los muros de concreto, clasificados como esbeltos que hacen parte de los sistemas de resistencia sísmica usados en el contexto local podrían desarrollar este mecanismo de fallo. Con la finalidad de establecer estas relaciones, se desarrolló este análisis mediante dos perspectivas, la primera mediante el análisis y diseño de una edificación bajo los estándares de la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) y la segunda de ellas fue el análisis de las tipologías de muros usados en estructuras existentes construidas a nivel local.

En la Tabla 19 se incluye el listado de las estructuras que se analizaron mediante las metodologías establecidas por Lowes et al. (2019) y Niroomandi et al. (2019). Por medio del análisis de modelos tridimensionales de estas estructuras y usando el método de análisis modal espectral se obtuvieron los valores asociados a los niveles de esfuerzo cortante y relación de carga axial para cada uno de los muros.

Tabla 19 – Listado estructuras a analizar mediante los métodos desarrollados por Niroomandi et al. (2019) y Lowes et al. (2019). Fuente: Propia

<b>Edificación nueva</b>		
No	Sistema Estructural	Número de pisos
1	Muros de carga	20
<b>Edificaciones existentes</b>		
2	Muros de carga	20
3	Muros de carga	13
4	Muros de carga	10
5	Muros de carga	6
6	Convencional	14

### 5.1. Edificación Nueva

Para el análisis y diseño de la edificación nueva se seleccionó una estructura con el sistema de muros de carga de 20 pisos. En la Ilustración 148 se incluye la planta estructural de la edificación con los espesores finales de los muros de acuerdo con el diseño realizado. Los muros demarcados con color rojo corresponden a un espesor de 15 cm, los muros demarcados con color verde corresponden a un espesor de 20 cm y los muros demarcados con color azul corresponden a un espesor de 25 cm.

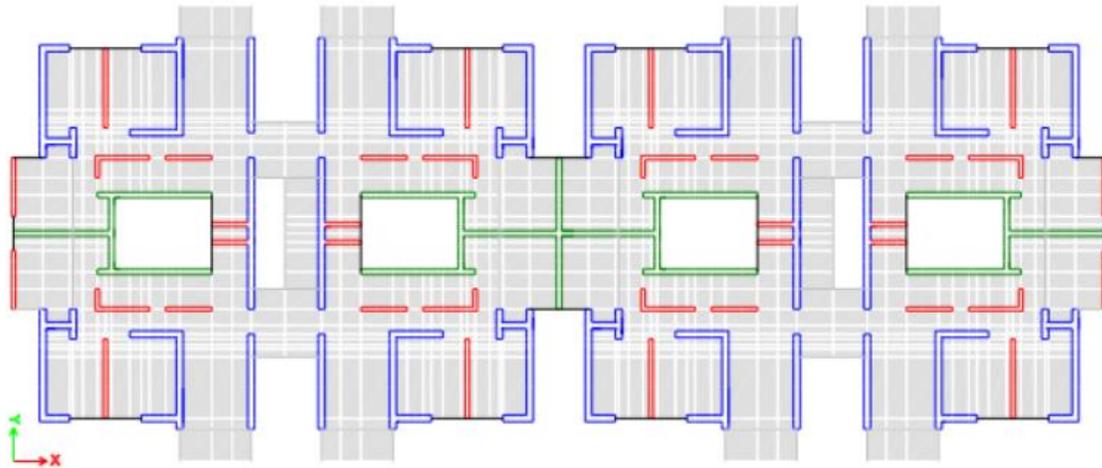


Ilustración 148 – Planta estructural edificación nueva. Fuente: Propia

En la Tabla 20 se incluyen sus características principales y en la Ilustración 149 el espectro elástico de aceleraciones que se usó para su diseño.

Tabla 20 – Características edificación nueva. Fuente: Propia

<b>Características Principales</b>	
<b>Altura total de la edificación</b>	50 m
<b>Número de pisos</b>	20
<b>Sistema estructural</b>	Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) R: 4.0

<b>Fachadas</b>	Mampostería no estructural
<b>Sistema de placa</b>	Placa maciza de concreto e: 0.10m
<b>Tipo de Suelo</b>	Aluvial 100
<b>Tipo uso</b>	Ocupación Normal
<b>Grupo uso</b>	I
<b>Coefficiente de Importancia (I)</b>	1.0
<b>Resistencia a la compresión (f'c)</b>	42 MPa (Piso 1 – Piso 10); 35 MPa (Piso 10 – Piso 20)

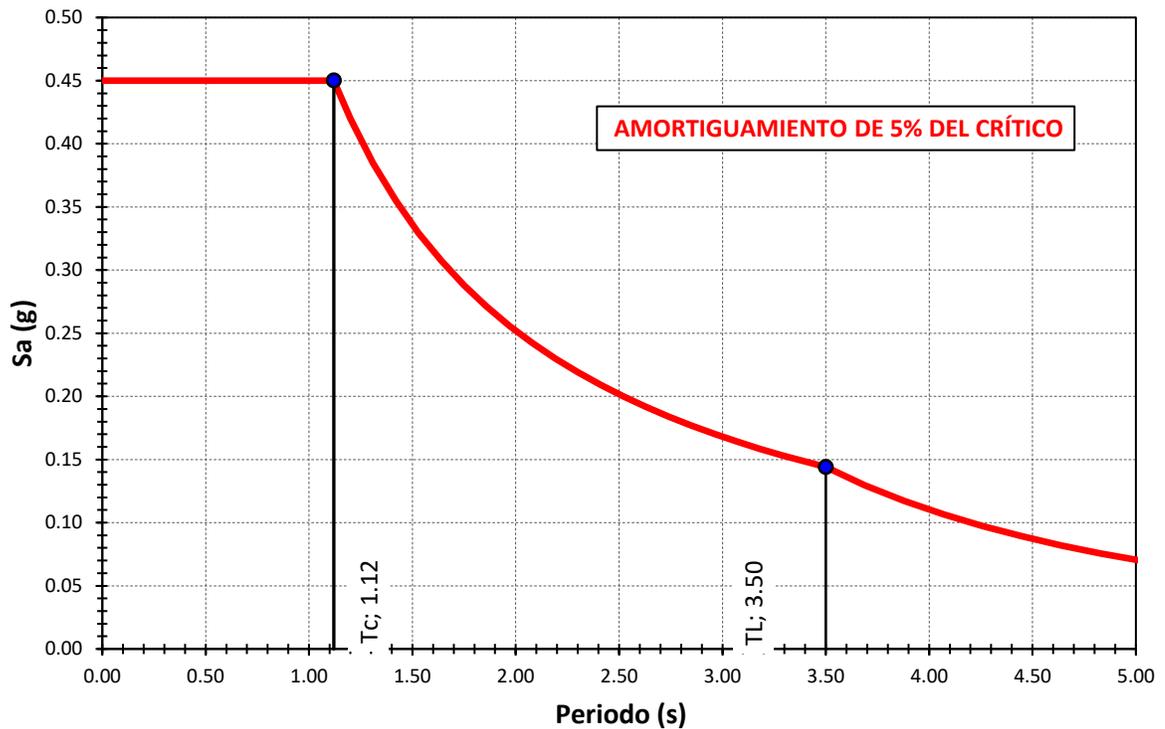


Ilustración 149 – Espectro elástico de aceleraciones. Fuente: Propia

En este caso el diseño se realizó para una capacidad moderada de disipación de energía (D.M.O) permitida para zona de amenaza sísmica intermedia utilizando el método del análisis modal espectral. Para el diseño de los muros de concreto se utilizó la Ecuación 43 basada en la cuantía suministrada al muro y la carga axial aplicada para cada combinación de carga. Después de obtener la relación entre la profundidad del eje neutro y la longitud del muro se calculó la capacidad asociada a la cuantía escogida para cada combinación de carga con la Ecuación 44. En este caso se partió del valor de cuantía mínima de 0.0025.

$$\frac{c}{L} = \frac{\frac{P_u}{\phi} + \rho_v \frac{f_{yv}}{f'c}}{2\rho_v \frac{f_{yv}}{f'c} + 0.7225}$$

Ecuación 43 – Relación profundidad eje neutro/longitud muro

$$\phi M_n = \phi 0.50 A_{sv} f_{yv} L \left( 1 + \frac{P_u}{\phi A_{sv} f_{yv}} \right) \left( 1 - \frac{c}{L} \right)$$

Ecuación 44 – Capacidad a flexión muro rectangular.

Para cada una de las combinaciones de carga se obtuvieron los desplazamientos y se verificó la necesidad de los elementos de borde en los muros de concreto mediante la Ecuación 45 en el caso de que la relación  $\frac{c}{L}$  fuera mayor a  $\frac{1}{\left(600 \frac{\delta_u}{H}\right)}$ . De igual forma de forma alternativa, se verificó si el valor del esfuerzo máximo en la fibra extrema a compresión ( $f_{cu}$ ) superaba el valor de  $0.20f'c$ .

$$\frac{c}{L} \geq \frac{1}{\left(600 \frac{\delta_u}{H}\right)}$$

Ecuación 45 – Verificación elementos de borde

Para la capacidad por fuerzas de corte, se verificó si el concreto era capaz de asumir toda la fuerza cortante total, en los casos donde no se cumplió se verificó el aporte del refuerzo asociado a la cuantía mínima del refuerzo horizontal del 0.0025. En la Ilustración 150 se incluyen los resultados obtenidos para la deriva máxima en cada una de las direcciones principales. En el Anexo 2 se incluye en forma detallada el análisis sísmico, chequeo de irregularidades y diseño de cada uno de los muros de la edificación.

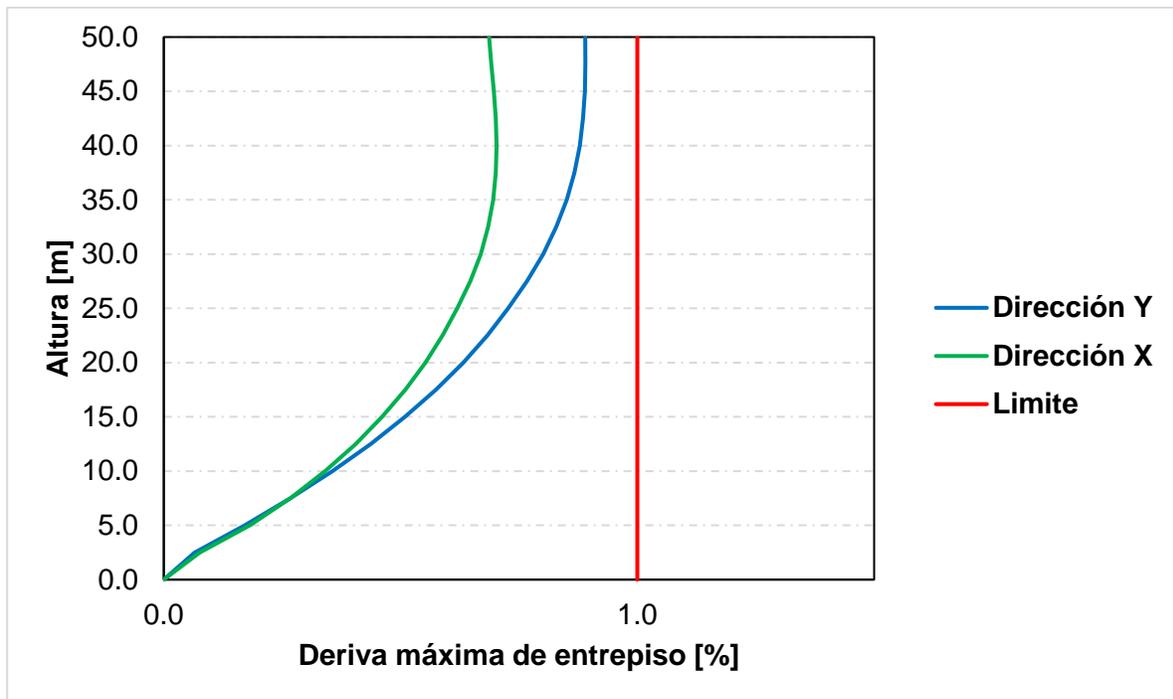


Ilustración 150 – Derivas estructura nueva. Fuente: Propia

Para el análisis de la edificación nueva mediante los métodos desarrollados por Niroomandi et al. (2019) y Lowes et al. (2019) se obtuvieron los valores asociados a los niveles de esfuerzo cortante y relación de carga axial para cada uno de los muros. Estas relaciones se presentan para la combinación de carga real esperada en las edificaciones ( $1D + 0.25 L$ ) y considerando el efecto del sismo ( $1D + 0.25 L + E$ ) en concordancia con los estudios desarrollados por (Arteta et al., 2018).

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 20 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019) se presentan en la Ilustración 151. En primer lugar, para los 128 muros incluidos en la estructura se obtuvieron los valores de la relación de carga axial para la combinación de carga gravitacional y la que incluye el efecto del sismo, se encontró que un total de 70 muros quedaron incluidos en la zona delimitada entre las líneas rojas continuas de la Ilustración 151 para un total del 55% de los muros de la edificación. En segundo lugar, para esos 70 muros se verificó si contaban con elementos de borde confinados mediante refuerzo transversal en sus extremos de acuerdo con los lineamientos del código NSR-10 presentados anteriormente, se encontró que, de los 70 muros reseñados solamente 8 de ellos incluyeron elementos de borde mientras que los 62 restantes que equivalen a un 48% del total de los muros de esta edificación no demandaron refuerzo transversal con elementos de borde en sus extremos de acuerdo con las expresiones y lineamientos del código NSR-10.

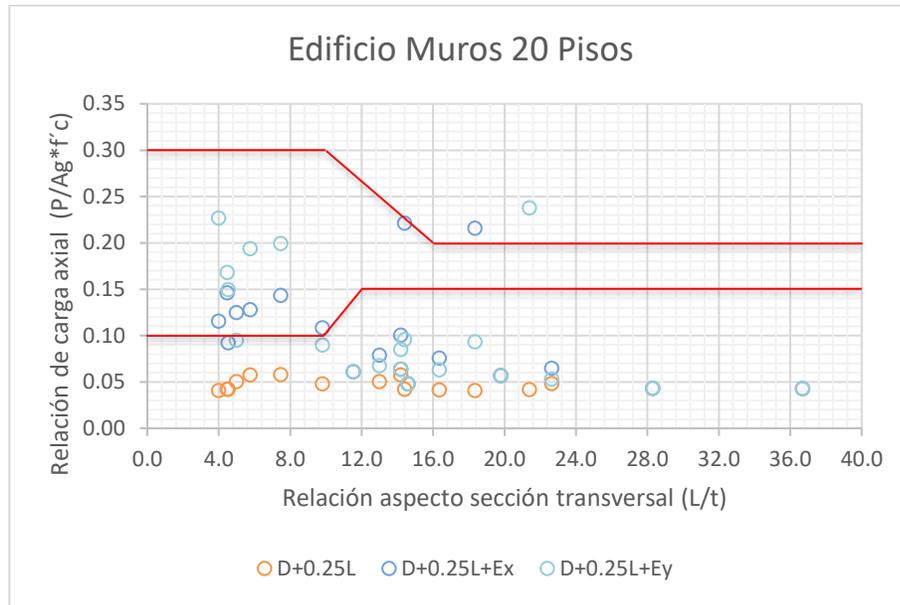


Ilustración 151 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia

En la Ilustración 152 se incluye la planta estructural en donde se puede observar cuales fueron los muros identificados por el método de Niroomandi et al. (2019), en color azul están los 62 muros que no demandaron refuerzo transversal con elementos de borde en sus extremos de acuerdo con las expresiones y lineamientos del código NSR-10 y que clasificaron en la zona crítica debido a la relación de carga axial, en color amarillo están los 8 muros que inicialmente clasificaron en el zona critica debido a la relación de carga axial pero que, si se diseñaron con elementos de borde, y en color rojo están los muros que no quedaron delimitados bajo la zona crítica.

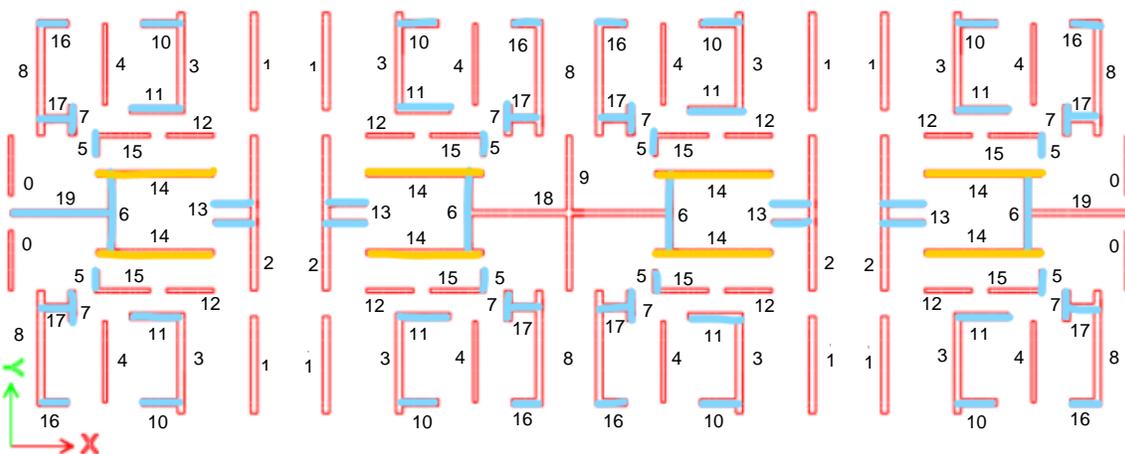
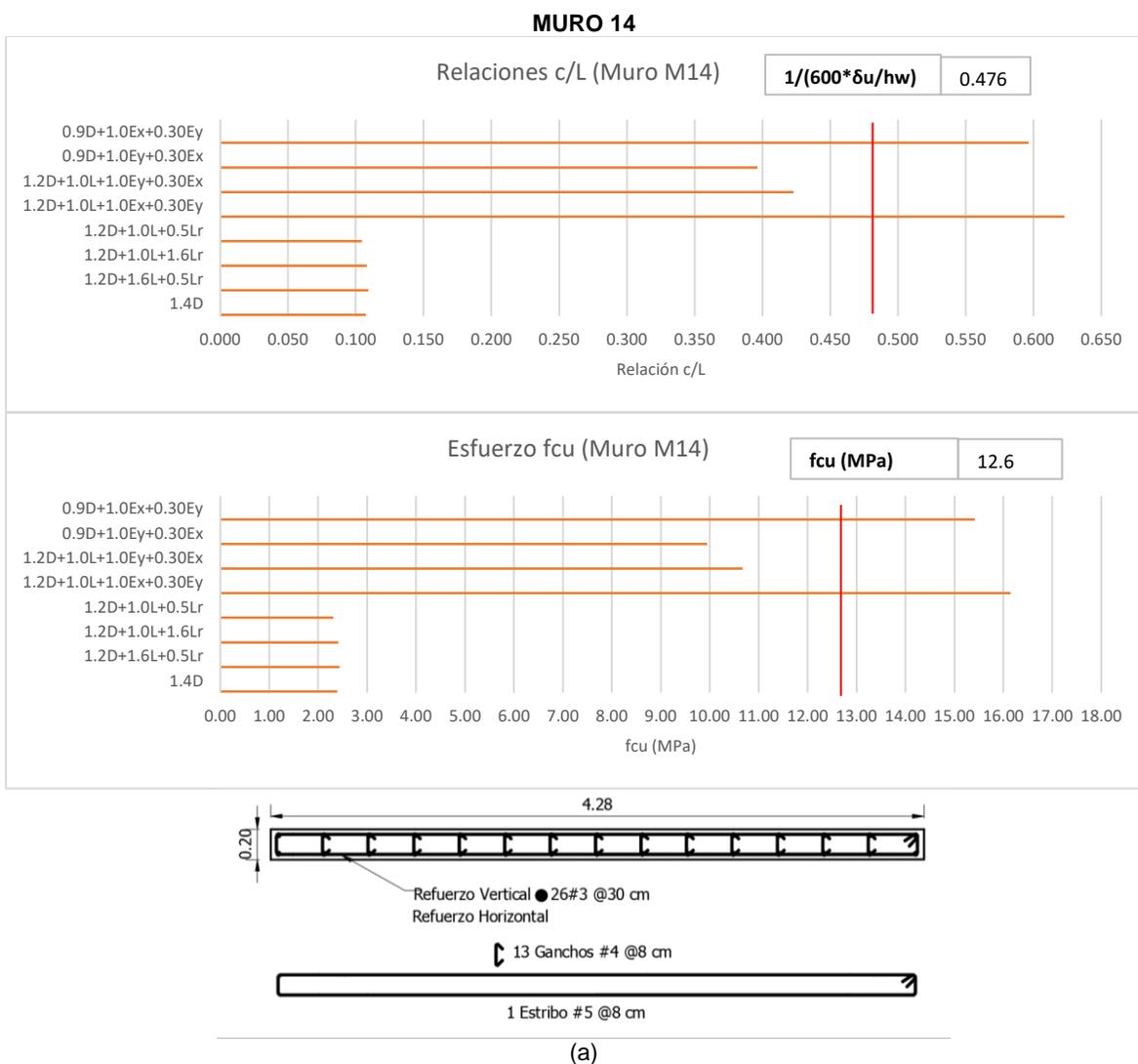
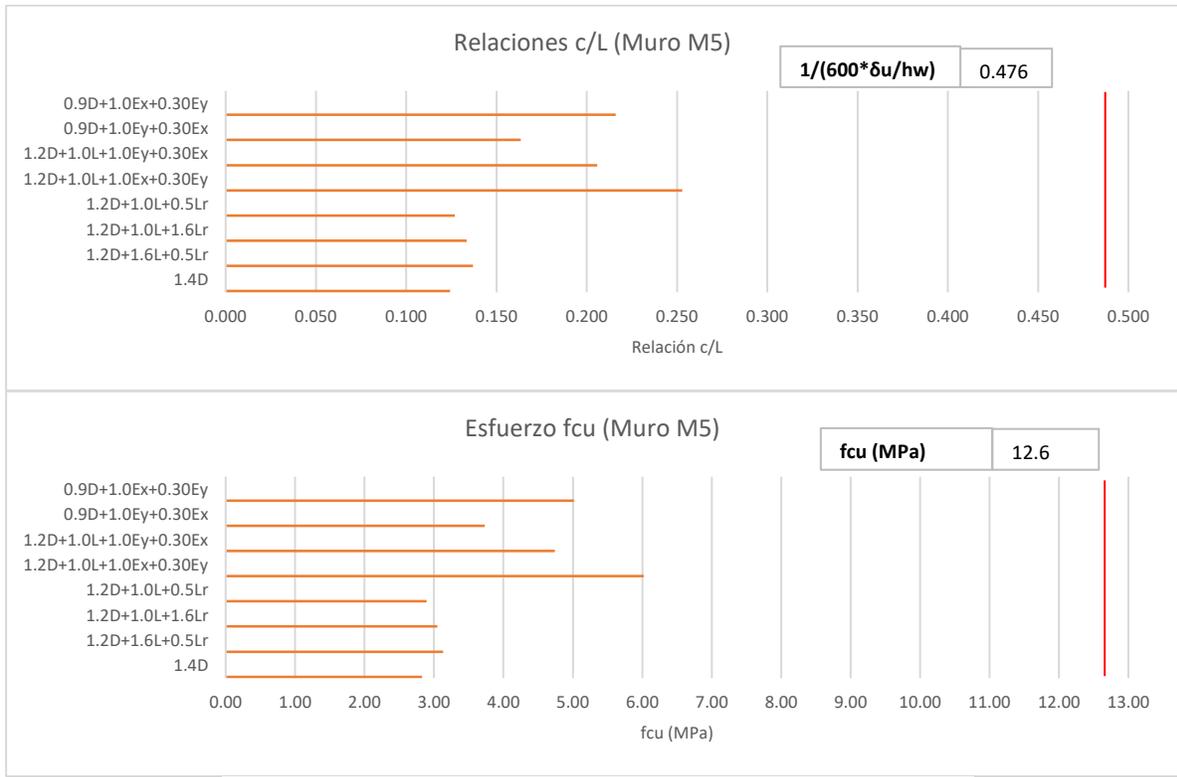


Ilustración 152 – Muros identificados bajo el método de Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia

Los 128 muros que hacen parte de la edificación se agruparon en 19 tipologías de acuerdo con su longitud y espesor. A continuación, en la Ilustración 153 se presenta el análisis realizado para la verificación de los elementos de borde para los 70 muros que inicialmente quedaron delimitados en la zona crítica debido a la relación de carga axial que corresponden a 10 tipologías de muros (M14 – M5 – M6 – M7 – M10 – M11 – M13 – M16 – M17 – M19). Se realizó la verificación de la necesidad de los elementos de borde en los muros de acuerdo con los requerimientos establecidos en la normativa local NSR-10, para cada combinación de carga se verificó si la relación  $\frac{c}{L}$  superaba el límite de  $\frac{1}{(600\frac{\delta u}{H})}$ , de igual forma se verificó para cada combinación de carga en cada muro si el esfuerzo máximo en la fibra extrema a compresión ( $f_{cu}$ ) superaba el valor de  $0.20f'_c$ .

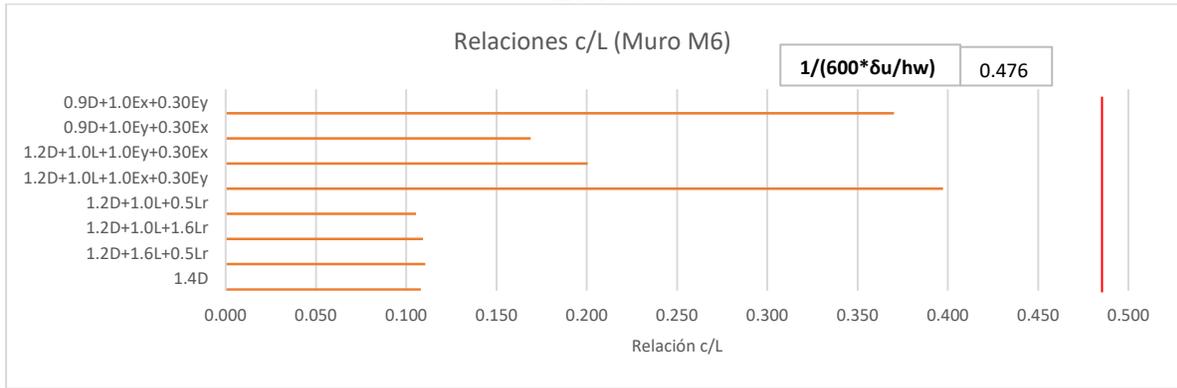


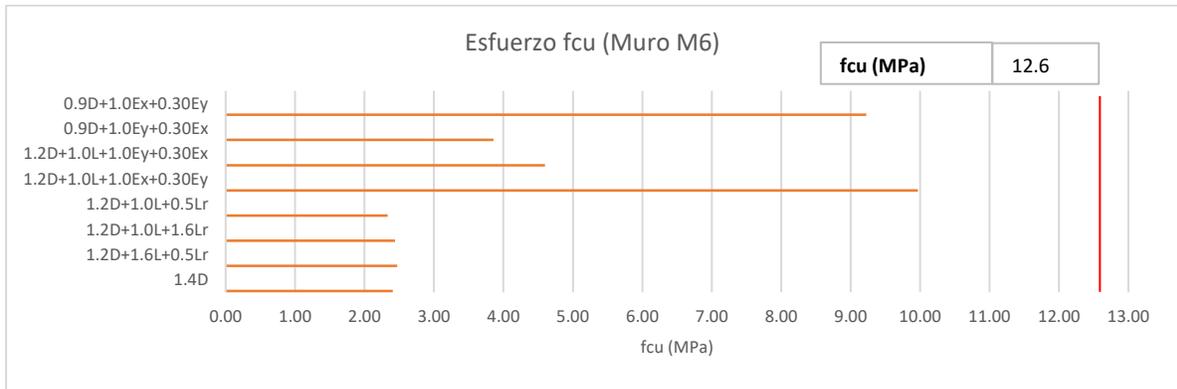
**MURO 5**



(b)

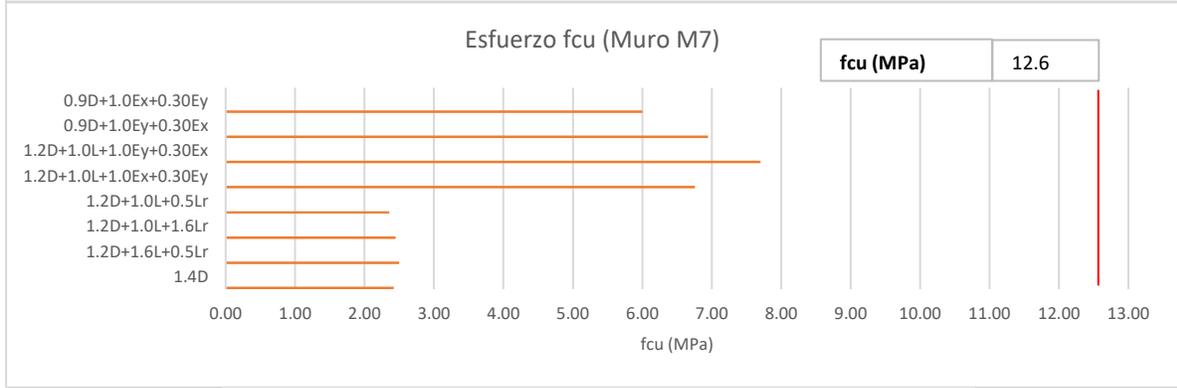
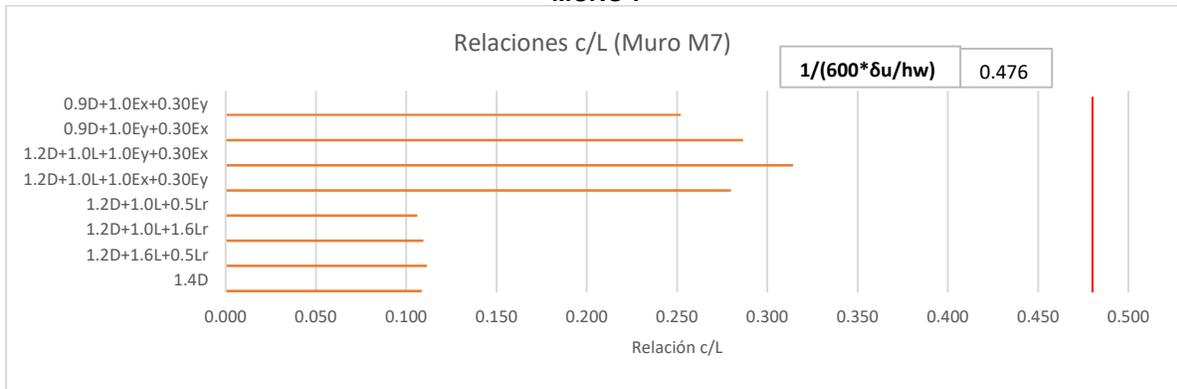
### MURO 6





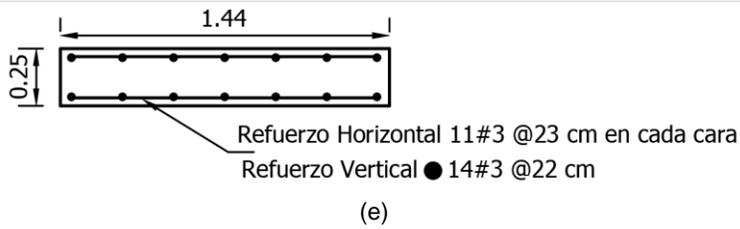
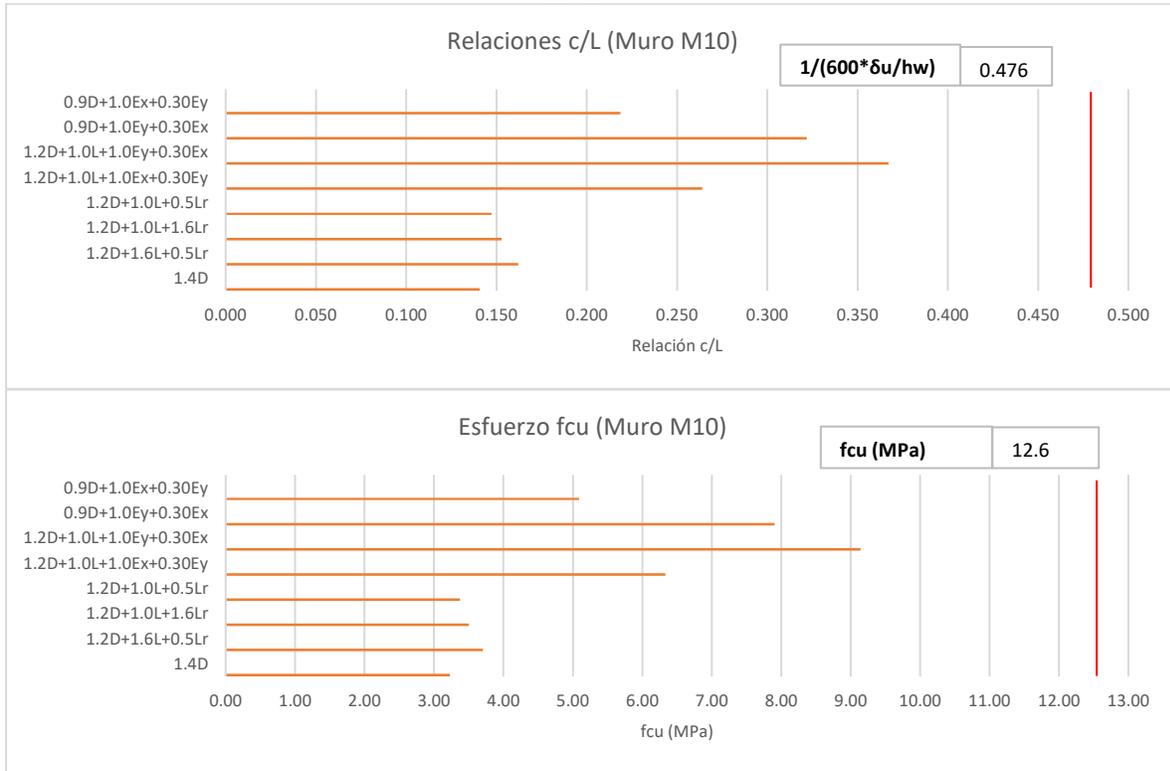
(c)

### MURO 7

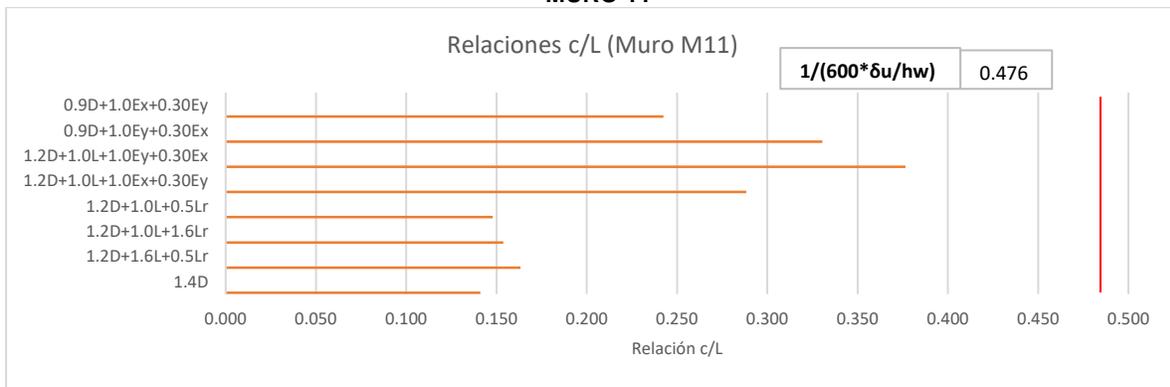


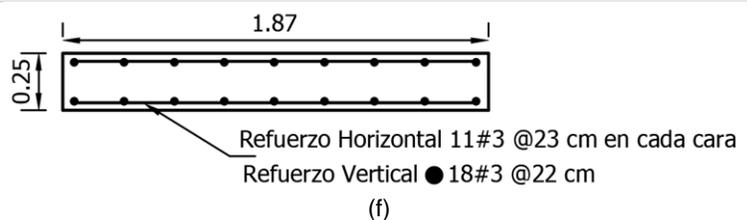
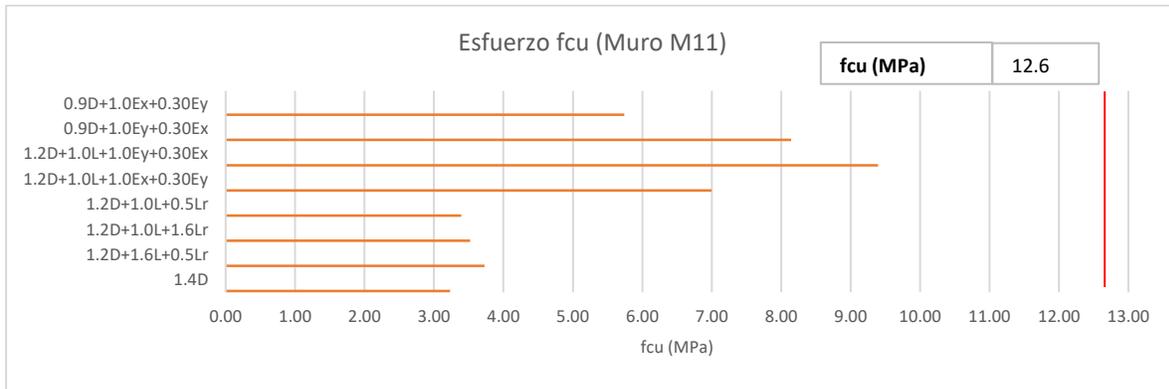
(d)

### MURO 10

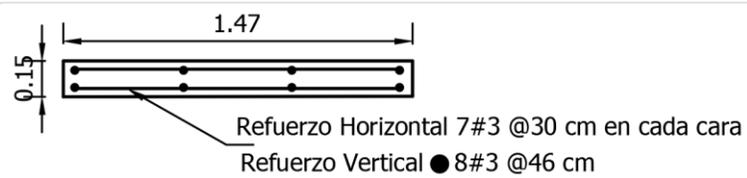
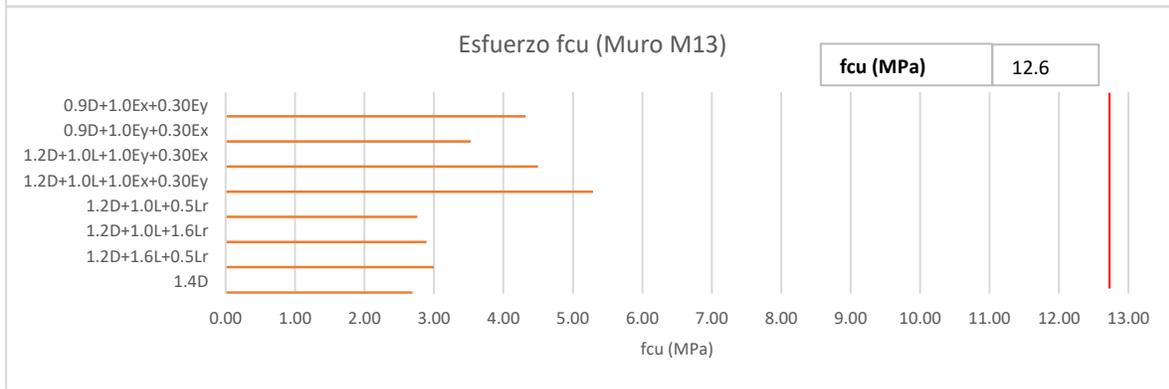
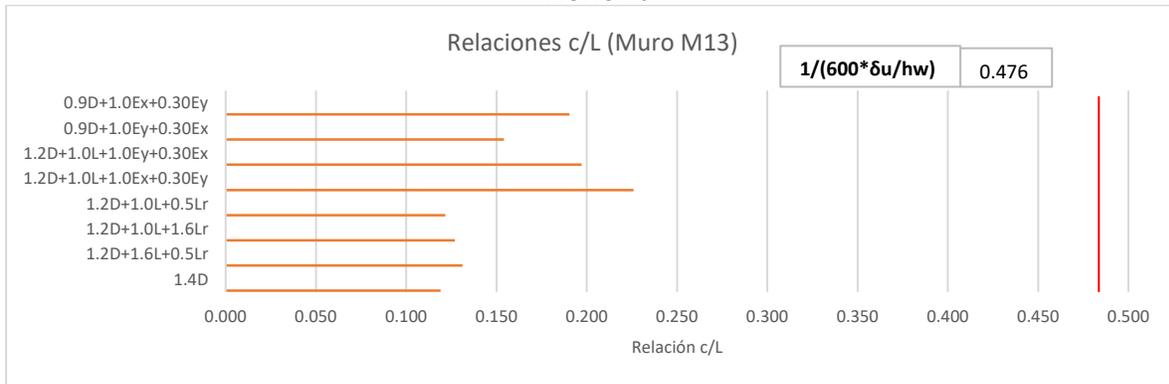


### MURO 11



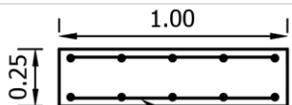
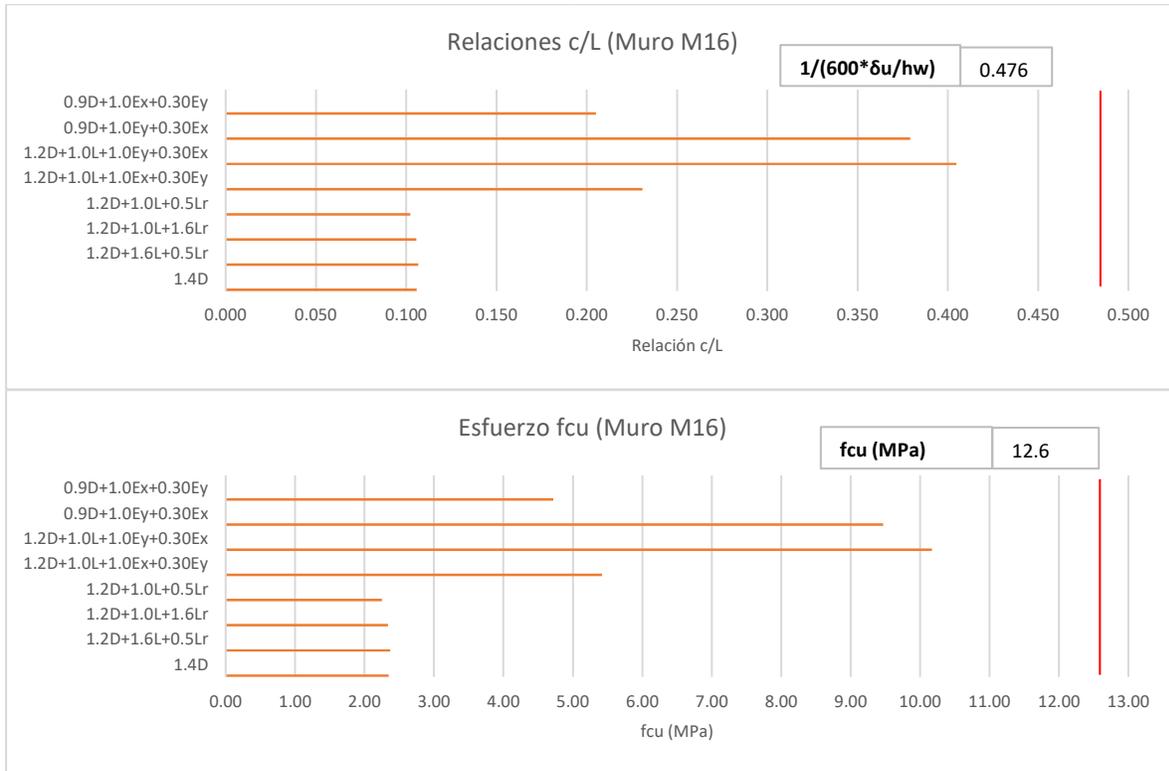


### MURO 13



(g)

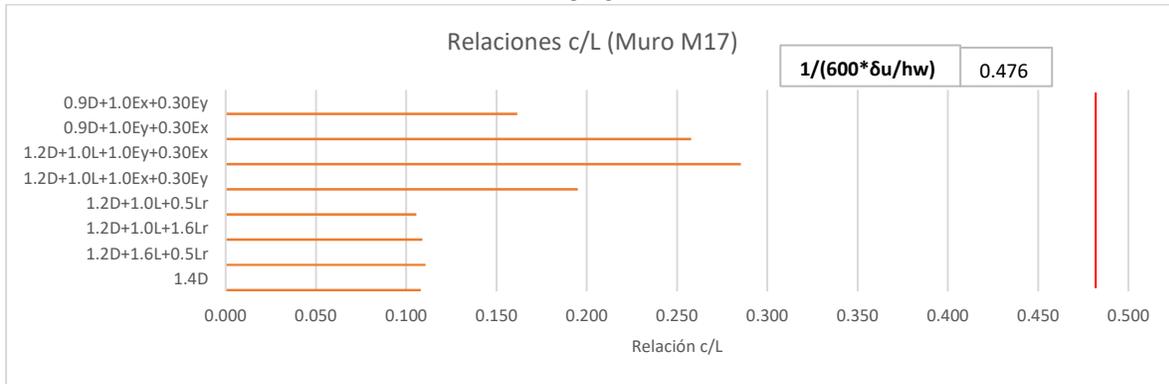
### MURO 16

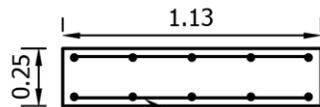
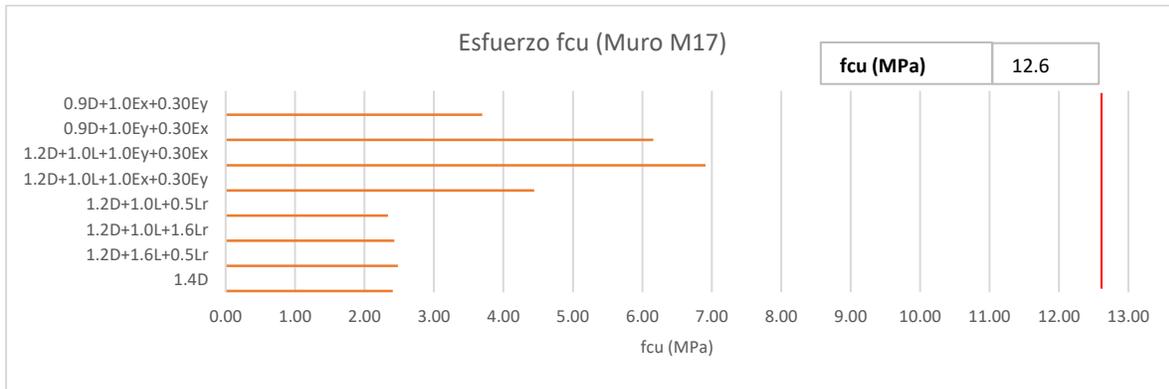


Refuerzo Horizontal 11#3 @23 cm en cada cara  
Refuerzo Vertical ● 10#3 @22 cm

(h)

### MURO 17

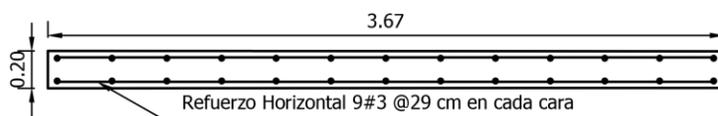
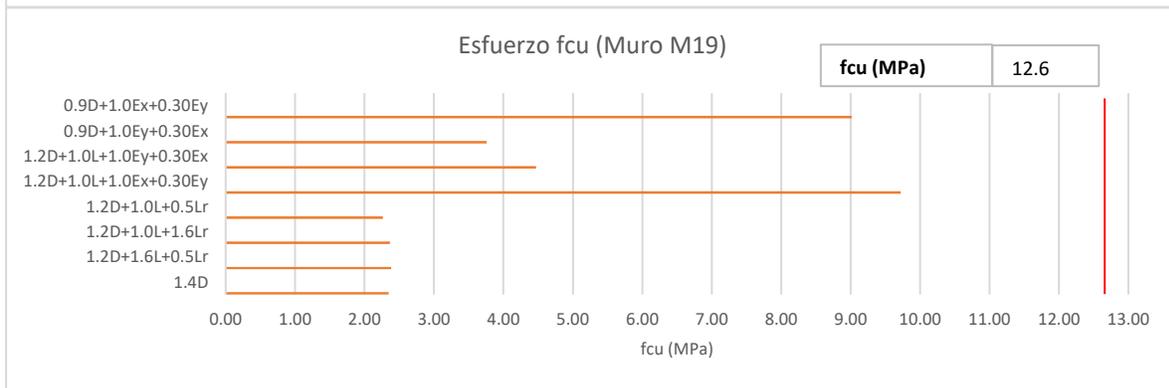
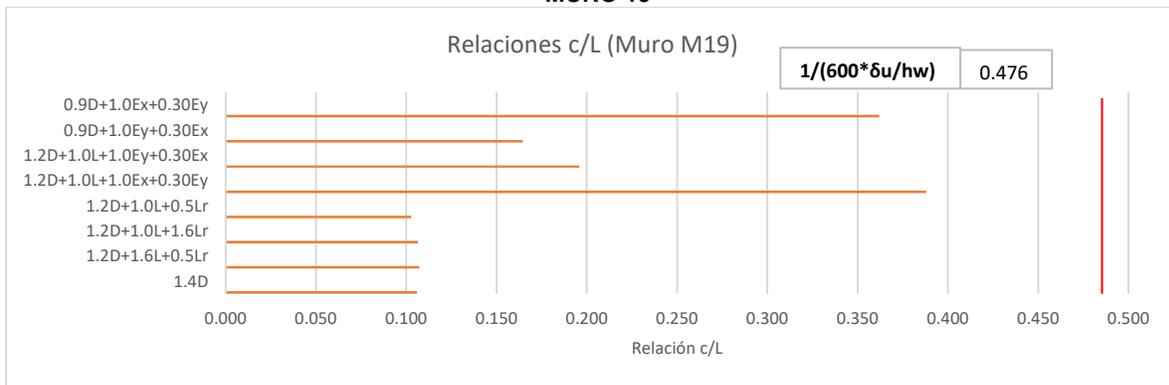




Refuerzo Horizontal 11#3 @23 cm en cada cara  
 Refuerzo Vertical ● 10#3 @26 cm

(i)

### MURO 19



Refuerzo Horizontal 9#3 @29 cm en cada cara  
 Refuerzo Vertical ● 26#3 @30 cm

(j)

Ilustración 153 – Verificación elementos de borde en muros (a) Muro 14 (b) Muro 5 (c) Muro 6 (d) Muro 7 (e) Muro 10 (f) Muro 11 (g) Muro 13 (h) Muro 16 (i) Muro 17 (j) Muro 19. Fuente: Propia

Tal y como se evidencia en la Ilustración 153 se realizó la verificación de la necesidad de los elementos de borde en los muros de acuerdo con los requerimientos establecidos en la normativa local NSR-10. De las 10 tipologías de muros solamente en un caso (Muro M14) fue necesario incluir elementos de borde, mientras que en las 9 tipologías restantes la relación  $\frac{c}{L}$  no supero el límite de  $\frac{1}{\left(600\frac{\delta_u}{H}\right)}$ , así como el esfuerzo máximo en la fibra extrema a compresión ( $f_{cu}$ ) no supero el valor de  $0.20f'c$ . Las características geométricas de estas 9 tipologías se presentan en la Tabla 21, se encontró que el 90% de los muros conto con una longitud menor a 2.0 m lo que originó una sección transversal reducida, por lo que en caso de querer disminuir la relación de carga axial en estos elementos se tendría que modificar su longitud y/o el espesor. De igual forma se encontró que cerca del 74% de estos muros contaron con un espesor de 0.25 m o 0.20 m, sin embargo, el 26% restante conto con un espesor de 0.15 m. Por lo tanto, en caso de querer mitigar el desarrollo del modo de falla por corte fuera del plano en estos muros sería necesario incluir los elementos de borde en los muros que contaron con el espesor de 0.25 m y 0.20 m que se consideran espesores ideales para poder incluir un elemento de borde y para los muros con espesor de 0.15 m ajustar su sección transversal a un espesor adecuado e incluir el refuerzo de los elementos de borde.

Tabla 21 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 20 pisos. Fuente: Propia

Muros edificación 20 pisos			
Tipo	Cantidad	Espesor (m)	Longitud (m)
M5	8	0.15	0.75
M6	4	0.20	2.88
M7	8	0.25	1.12
M10	8	0.25	1.44
M11	8	0.25	1.87
M13	8	0.15	1.47
M16	8	0.25	1.00
M17	8	0.25	1.13
M19	2	0.20	3.67
Total	62	-	-

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 20 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Lowes et al. (2019) se presentan en la Ilustración 154. Se encontró que ninguno de los 128 muros incluidos en la estructura superó el límite establecido, por lo que bajo los lineamientos de esta metodología ninguno de los muros es propenso a desarrollar el modo de fallo por compresión-corte.

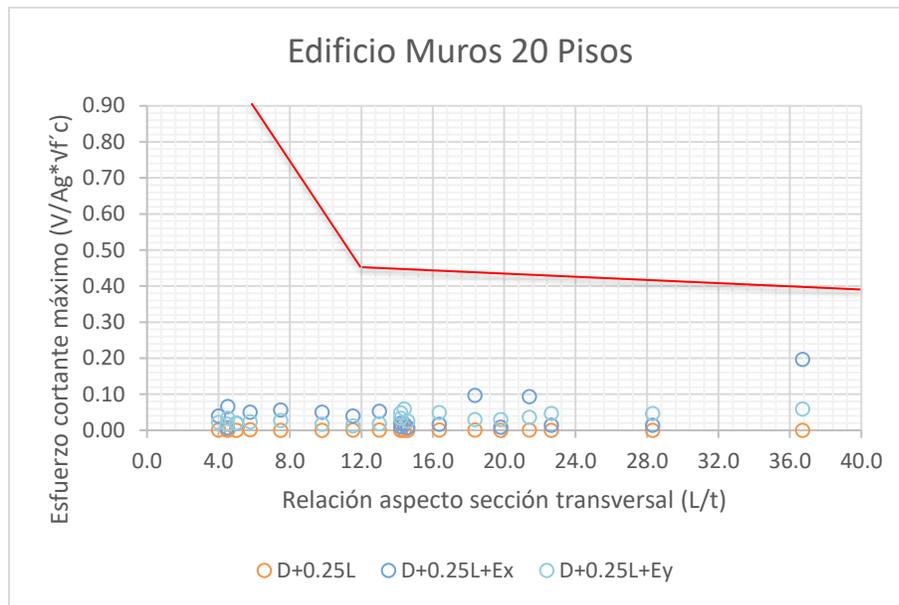
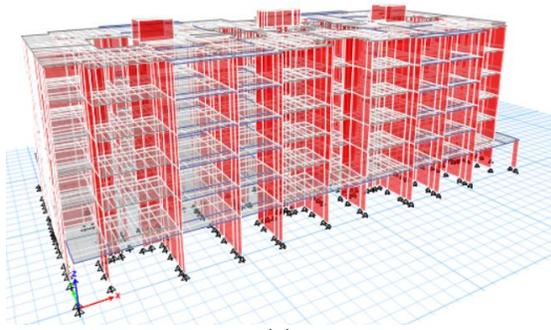


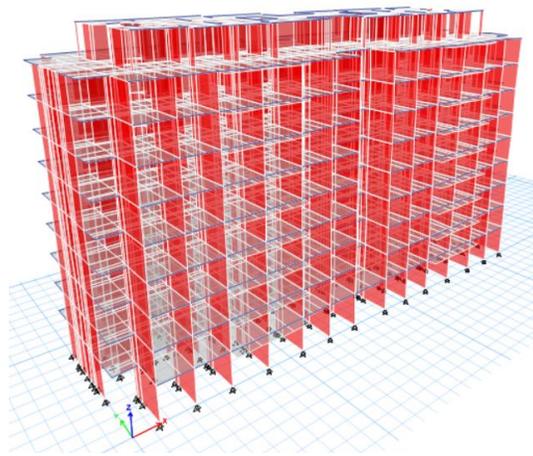
Ilustración 154 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia

## 5.2. Edificaciones existentes

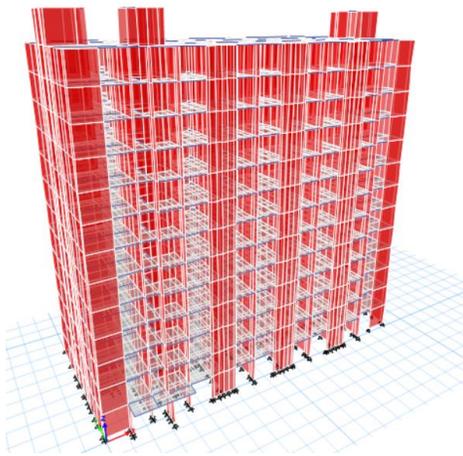
Para este caso se analizaron las tipologías de muros usados en 5 edificaciones existentes, 4 de ellas correspondientes al sistema de muros de carga de diferentes alturas y 1 edificación correspondiente al sistema de pórticos resistentes a momentos que cuenta con muros de concreto reforzado. Todas las estructuras seleccionadas fueron diseñadas para zona de amenaza sísmica intermedia con capacidad de disipación de energía moderada (DMO). Por medio del análisis de modelos tridimensionales de estas estructuras y usando el método de análisis modal espectral se obtuvieron los valores asociados a los niveles de esfuerzo cortante y relación de carga axial para cada uno de los muros. Estas relaciones se presentan para la combinación de carga real esperada en las edificaciones ( $1D + 0.25L$ ) y considerando el efecto del sismo ( $1D + 0.25L + E$ ) en concordancia con los estudios desarrollados por (Arteta et al., 2018). En la Ilustración 155 se presentan los modelos tridimensionales de las estructuras referenciadas anteriormente.



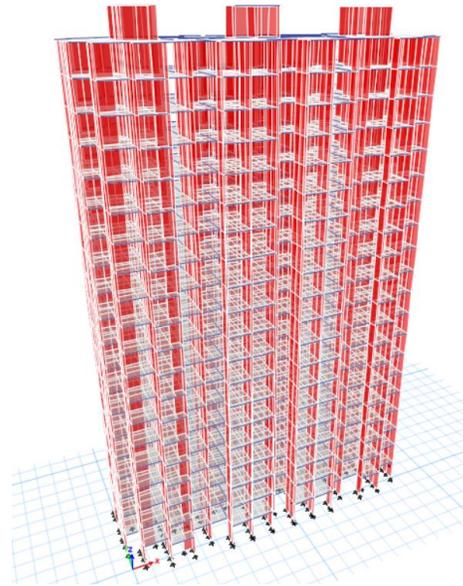
(a)



(b)



(c)



(d)

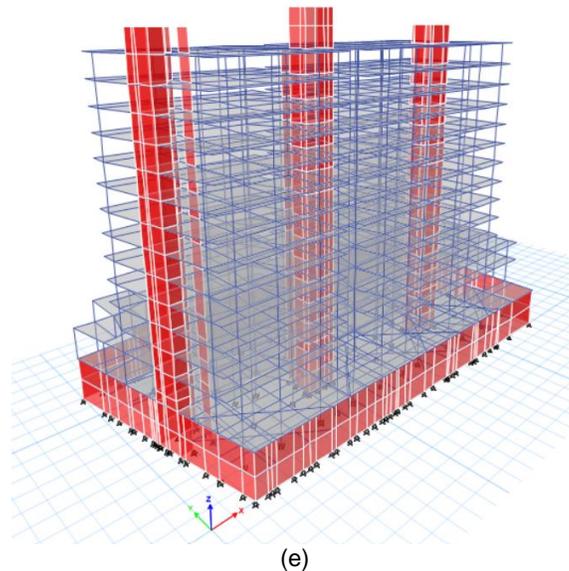


Ilustración 155 – Estructuras existentes (a) Muros de carga 6 pisos (b) Muros de carga 10 Pisos (c) Muros de carga 13 Pisos (d) Muros de carga 20 Pisos (e) Convencional 14 Pisos. Fuente: Propia

### 5.2.1. Muros de carga 20 pisos

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 20 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019) se presentan en la Ilustración 156. En primer lugar, para los 64 muros incluidos en la estructura se obtuvieron los valores de la relación de carga axial para la combinación de carga gravitacional y la que incluye el efecto del sismo, se encontró que un total de 26 muros quedaron incluidos en la zona delimitada entre las líneas rojas continuas de la Ilustración 156 para un total del 41% de los muros de la edificación. En segundo lugar, para esos 26 muros se verificó si contaban con elementos de borde confinados mediante refuerzo transversal en sus extremos, se encontró que, de los 26 muros reseñados solamente 8 de ellos si contaban con elementos de borde mientras que los 18 restantes que equivalen a un 28% del total de los muros de esta edificación no demandaron refuerzo transversal con elementos de borde en sus extremos de acuerdo con los lineamientos del diseño realizado.

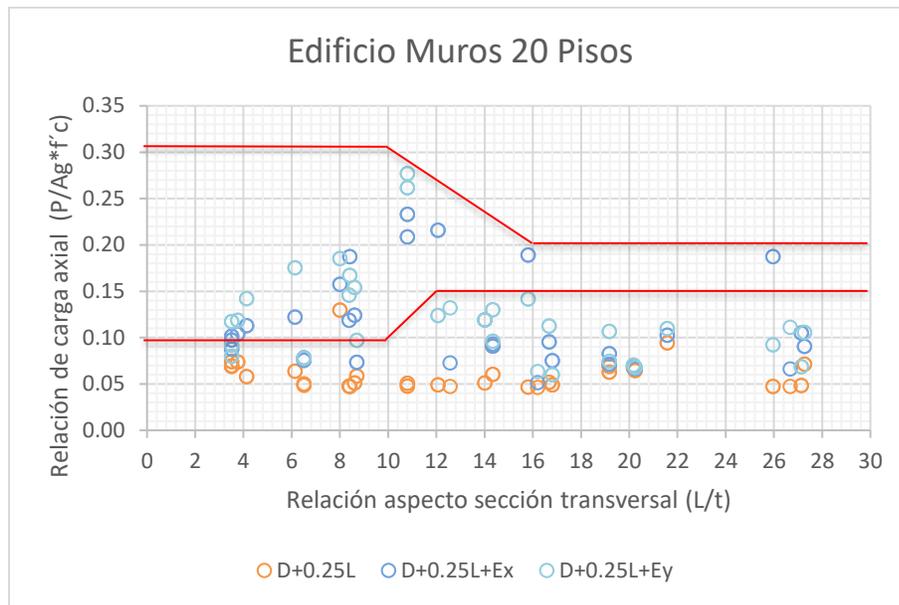


Ilustración 156 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia

En la Tabla 22 se presenta el resumen de las características geométricas de los 18 muros identificados como propensos a desarrollar este mecanismo de falla. La relación de carga axial (*ARL*) es dependiente de la sección transversal de los muros, para este caso se encontró que la longitud de todos estos muros fue menor a 2.5 m lo que originó una sección transversal reducida, por lo que en caso de querer disminuir la relación de carga axial en estos elementos se tendría que modificar su longitud y/o el espesor. De igual forma se encontró que cerca de 67% de estos muros contaron con un espesor de 0.25 m, sin embargo, el 33% restante contó con un espesor de 0.15m. Por lo tanto, en caso de querer mitigar el desarrollo este modo de falla en estos muros sería necesario incluir los elementos de borde en los muros que contaron con el espesor de 0.25 m que se considera un espesor ideal para poder incluir un elemento de borde y para los muros con espesor de 0.15 m ajustar su sección transversal a un espesor adecuado e incluir el refuerzo de los elementos de borde.

Tabla 22 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 20 pisos. Fuente: Propia

Muros edificación 20 pisos			
Tipo	Cantidad	Espesor (m)	Longitud (m)
1	4	0.25	2.15
2	4	0.25	0.88
3	2	0.25	2.10
4	2	0.25	1.03
5	2	0.15	1.20
6	2	0.15	2.37
7	2	0.15	0.92
Total	18	-	-

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 20 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Lowes et al. (2019) se presentan en la Ilustración 157. Se encontró que ninguno de los 64 muros incluidos en la estructura superó el límite establecido, por lo que bajo los lineamientos de esta metodología ninguno de los muros es propenso a desarrollar el modo de fallo por compresión-corte.

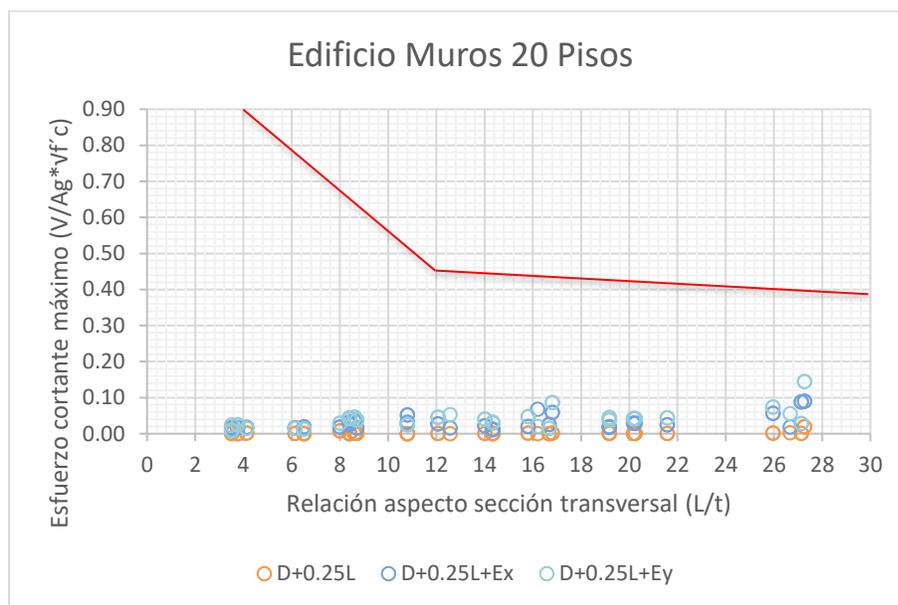


Ilustración 157 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia

### 5.2.2. Muros de carga 13 pisos

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 13 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019) se presentan en la Ilustración 158. En primer lugar, para los 71 muros incluidos en la estructura se obtuvieron los valores de la relación de carga axial para la combinación de carga gravitacional y la que incluye el efecto del sismo, se encontró que un total de 20 muros quedaron incluidos en la zona delimitada entre las líneas rojas continuas de la Ilustración 158 para un total del 28% de los muros de la edificación. En segundo lugar, para esos 20 muros se verificó si contaban con elementos de borde confinados mediante refuerzo transversal en sus extremos, se encontró que, de los 20 muros reseñados solamente 2 de ellos si contaban con elementos de borde mientras que los 18 restantes que equivalen a un 25% del total de los muros de esta edificación no demandaron refuerzo transversal con elementos de borde en sus extremos de acuerdo con los lineamientos del diseño realizado.

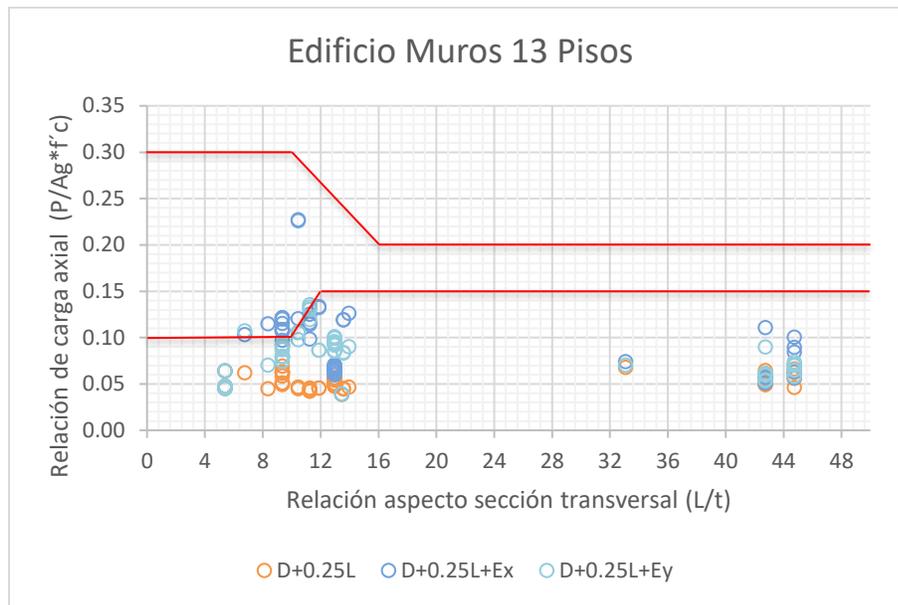


Ilustración 158 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia

En la Tabla 23 se presenta el resumen de las características geométricas de los 18 muros identificados como propensos a desarrollar este mecanismo de falla. La relación de carga axial (*ARL*) es dependiente de la sección transversal de los muros, para este caso se encontró que la longitud de todos estos muros fue menor a 2.5 m lo que originó una sección transversal reducida, por lo que en caso de querer disminuir la relación de carga axial en estos elementos se tendría que modificar su longitud y/o el espesor. De igual forma se encontró que el 100% de estos muros contaron con un espesor de entre 0.20 y 0.25 m lo tanto, en caso de querer mitigar el desarrollo este modo de falla en estos muros sería necesario incluir los elementos de borde en los muros que contaron con el espesor de 0.20 y 0.25 m que se consideran espesores ideales para poder incluir un elemento de borde.

Tabla 23 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 13 pisos. Fuente: Propia

Muros edificación 13 pisos			
Tipo	Cantidad	Espesor (m)	Longitud (m)
1	3	0.25	2.25
2	2	0.25	2.09
3	1	0.20	1.35
4	12	0.20	1.87
Total	18	-	-

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 13 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Lowes et al. (2019) se presentan en la Ilustración 159. Se encontró que ninguno de los 71 muros incluidos en la estructura superó el límite

establecido, por lo que bajo los lineamientos de esta metodología ninguno de los muros sería propenso a desarrollar el modo de fallo por compresión-corte.

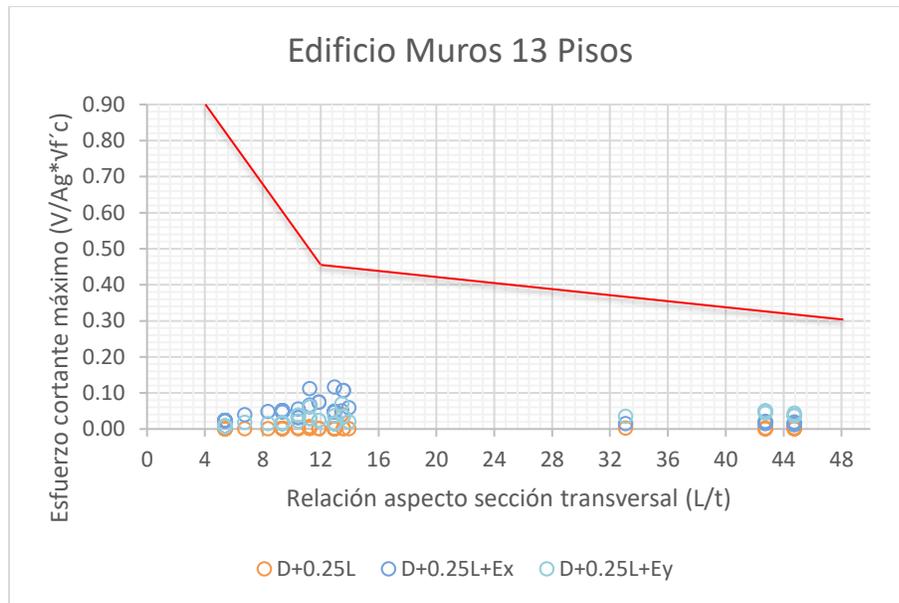


Ilustración 159 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal  
Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia

### 5.2.3. Muros de carga 10 pisos

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 10 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019) se presentan en la Ilustración 160. En primer lugar, para los 86 muros incluidos en la estructura se obtuvieron los valores de la relación de carga axial para la combinación de carga gravitacional y la que incluye el efecto del sismo, se encontró que un total de 10 muros quedaron incluidos en la zona delimitada entre las líneas rojas continuas de la Ilustración 160 para un total del 12% de los muros de la edificación. En segundo lugar, para esos 10 muros se verificó si contaban con elementos de borde confinados mediante refuerzo transversal en sus extremos, se encontró que ninguno de los 10 muros demandó refuerzo transversal con elementos de borde en sus extremos de acuerdo con los lineamientos del diseño realizado

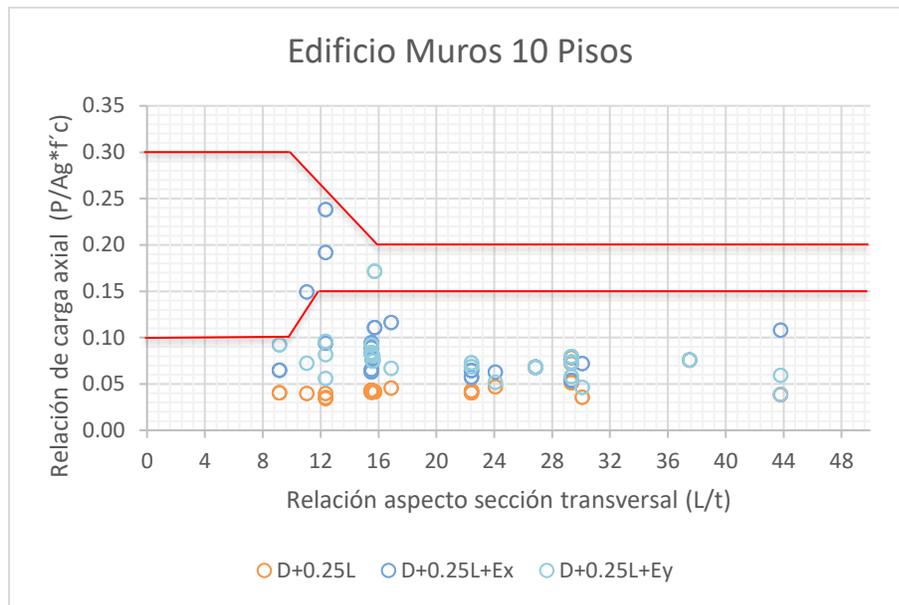


Ilustración 160 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal  
Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia

En la Tabla 24 se presenta el resumen de las características geométricas de los 10 muros identificados como propensos a desarrollar este mecanismo de falla. La relación de carga axial (*ARL*) es dependiente de la sección transversal de los muros, para este caso se encontró que la longitud de todos estos muros fue menor a 2.5 m lo que originó una sección transversal reducida, por lo que en caso de querer disminuir la relación de carga axial en estos elementos se tendría que modificar su longitud y/o el espesor. De igual forma se encontró que el 100% de estos muros contaron con un espesor de 0.15 m. Por lo tanto, en caso de querer mitigar el desarrollo este modo de falla en estos muros sería necesario ajustar su sección transversal a un espesor adecuado e incluir el refuerzo de los elementos de borde.

Tabla 24 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 10 pisos.  
Fuente: Propia

Muros edificación 10 pisos			
Tipo	Cantidad	Espesor (m)	Longitud (m)
1	4	0.15	1.85
2	4	0.15	2.36
3	2	0.15	1.66
Total	10	-	-

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 10 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Lowes et al. (2019) se presentan en la Ilustración 161. Se encontró que ninguno de los 86 muros incluidos en la estructura superó el límite establecido, por lo que bajo los lineamientos de esta metodología ninguno de los muros es propenso a desarrollar el modo de fallo por compresión-corte.

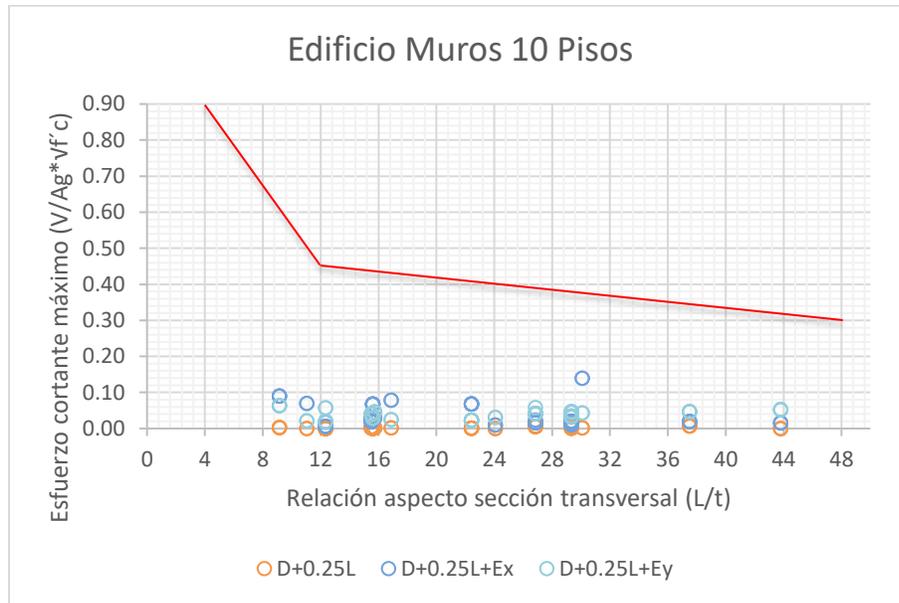


Ilustración 161 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia

#### 5.2.4. Muros de carga 6 pisos

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 6 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019) se presentan en la Ilustración 162. En primer lugar, para los 136 muros incluidos en la estructura se obtuvieron los valores de la relación de carga axial para la combinación de carga gravitacional y la que incluye el efecto del sismo, se encontró que un total de 12 muros quedaron incluidos en la zona delimitada entre las líneas rojas continuas de la Ilustración 162 para un total del 9% de los muros de la edificación. En segundo lugar, para esos 12 muros se verificó si contaban con elementos de borde confinados mediante refuerzo transversal en sus extremos, se encontró que ninguno de los 12 muros demandó refuerzo transversal con elementos de borde en sus extremos de acuerdo con los lineamientos del diseño realizado

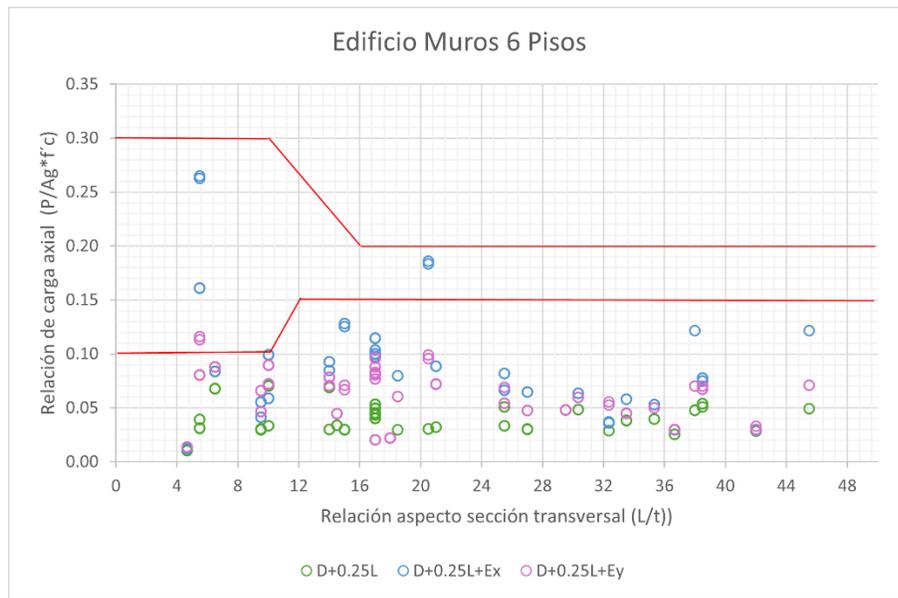


Ilustración 162 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia

En la Tabla 25 se presenta el resumen de las características geométricas de los 12 muros identificados como propensos a desarrollar este mecanismo de falla. La relación de carga axial (*ARL*) es dependiente de la sección transversal de los muros, para este caso se encontró que la longitud de todos estos muros fue menor a 2.5 m lo que originó una sección transversal reducida, por lo que en caso de querer disminuir la relación de carga axial en estos elementos se tendría que modificar su longitud y/o el espesor. De igual forma se encontró que el 100% de estos muros contaron con un espesor de 0.10 m. Por lo tanto, en caso de querer mitigar el desarrollo este modo de falla en estos muros sería necesario ajustar su sección transversal a un espesor adecuado e incluir el refuerzo de los elementos de borde.

Tabla 25 – Características muros identificados para fallo en edificación Muros de carga 6 pisos. Fuente: Propia

Muros edificación 6 pisos			
Tipo	Cantidad	Espesor (m)	Longitud (m)
1	8	0.10	0.55
2	4	0.10	2.05
Total	12	-	-

Los resultados obtenidos para la edificación de muros de carga de 10 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Lowes et al. (2019) se presentan en la Ilustración 163. Se encontró que ninguno de los 136 muros incluidos en la estructura superó el límite establecido, por lo que bajo los lineamientos de esta metodología ninguno de los muros es propenso a desarrollar el modo de fallo por compresión-corte.

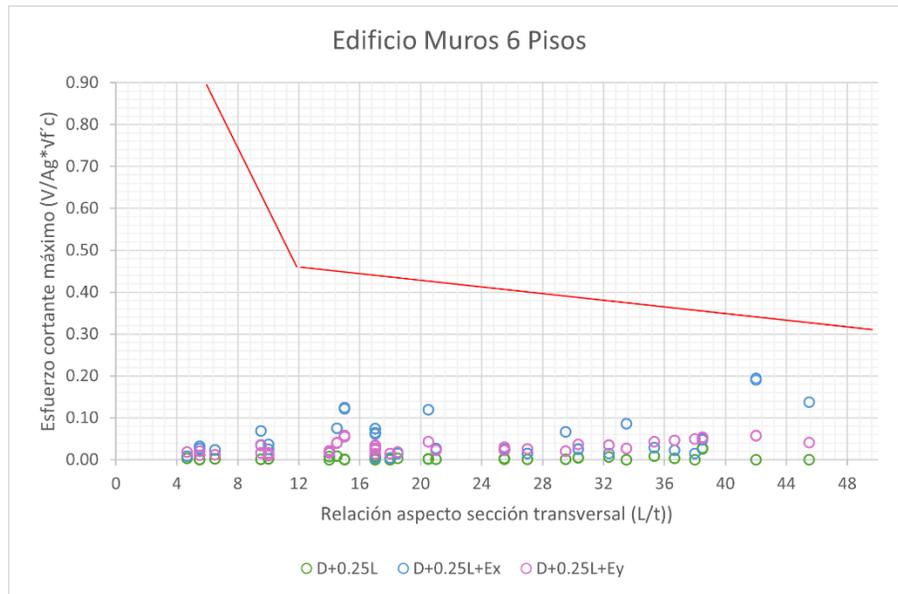


Ilustración 163 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia

### 5.2.5. Convencional 14 pisos

Los resultados obtenidos para la edificación convencional de 14 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019) se presentan en la Ilustración 164. En primer lugar, para los 12 muros incluidos en la estructura se obtuvieron los valores de la relación de carga axial para la combinación de carga gravitacional y la que incluye el efecto del sismo, se encontró que los 12 muros quedaron incluidos en la zona delimitada entre las líneas rojas continuas de la Ilustración 164 para un total del 100% de los muros de la edificación. En segundo lugar, para esos 12 muros se verificó si contaban con elementos de borde confinados mediante refuerzo transversal en sus extremos, se encontró que, de los 12 muros reseñados 11 de ellos si contaban con elementos de borde mientras que el muro restante que equivale al 8% del total de los muros de esta edificación no demandó refuerzo transversal con elementos de borde en sus extremos de acuerdo con los lineamientos del diseño realizado.

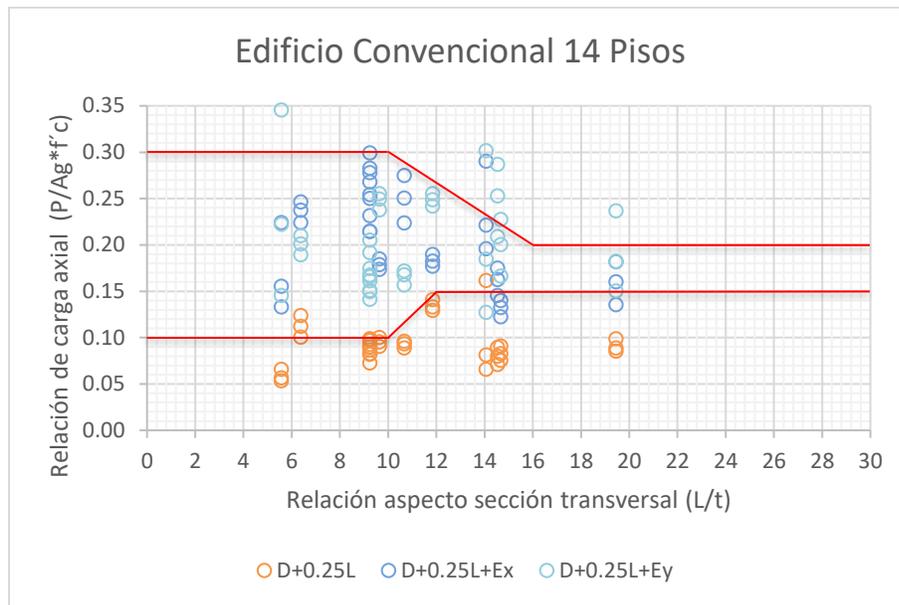


Ilustración 164 – Nivel de carga axial en relación con la relación de aspecto de la sección transversal  
Método Niroomandi et al. (2019). Fuente: Propia

Los resultados obtenidos para la edificación convencional de 14 pisos de acuerdo con el método desarrollado por Lowes et al. (2019) se presentan en la Ilustración 165. Se encontró que 4 muros que corresponden al 33% del total de muros incluidos en la estructura superaron el límite establecido, sin embargo, de acuerdo por lo referenciado por los autores en caso de que los muros estén confinados mediante elementos de borde en sus extremos al menos un 90% de la profundidad del eje neutro los límites del esfuerzo cortante máximo pueden ser mayores, para el caso de un muro con relación ( $L/t$ ) de 12 este límite podría ser hasta de 0.70 MPa y para muro con relación ( $L/t$ ) de 20 podría ser hasta de 0.60 MPa, de manera que se realizó esta verificación para estos 4 muros y se encontró que todos contaban con el requisito del confinamiento por lo que ninguno de los muros se clasificó como propenso a desarrollar el modo de fallo por compresión-corte.

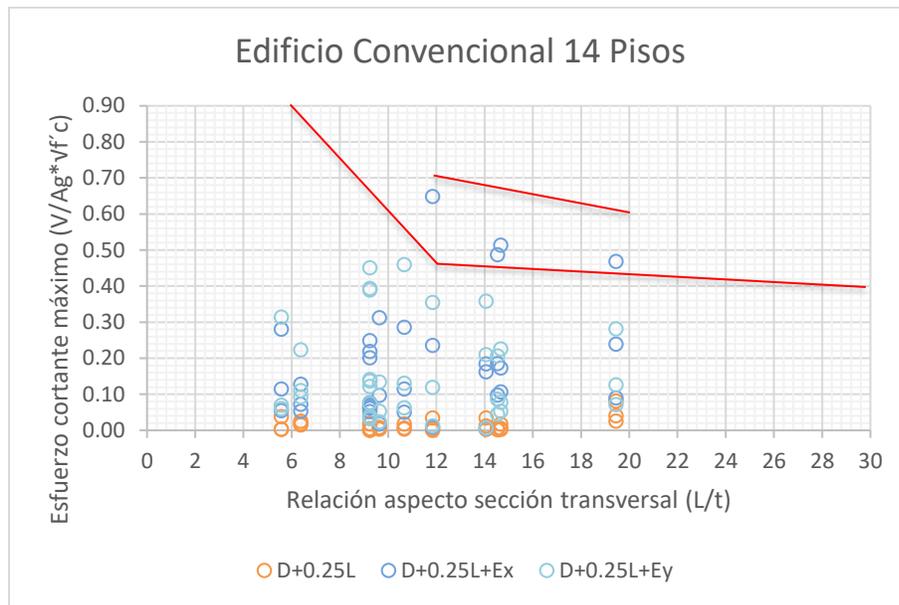


Ilustración 165 – Nivel de esfuerzos en relación con la relación de aspecto de la sección transversal  
Método Lowes et al. (2019). Fuente: Propia

En conclusión, se identificó en primera instancia que para el método desarrollado por Lowes et al. (2019) todos los muros incluidos en las edificaciones existentes del sistema de muros de carga presentaron solicitaciones teóricas de diseño de esfuerzos cortantes inferiores al límite establecido, esto debido a la densidad de muros del sistema que permitió una distribución del esfuerzo cortante en una mayor cantidad de elementos, por el contrario en la edificación del sistema convencional de 14 pisos el 33 % de los muros superaron este límite, sin embargo tal y como se mencionó en el numeral 5.2.5 el confinamiento que generaron los elementos de borde permitió prevenir el desarrollo de este modo de falla dado que según los autores en caso de que los muros estén confinados mediante elementos de borde en sus extremos al menos un 90% de la profundidad del eje neutro los límites del esfuerzo cortante máximo se pueden ampliar a 0.70 MPa y 0.60 MPa.

Como ya se evidenció en el numeral 3.2.2.2 (Página 102) el modo de falla por corte-compresión fuera del plano es factible de desarrollarse en caso de presentarse señales sísmicas que generen cargas bidireccionales laterales y se presenten cargas axiales elevadas junto con diseños que no incluyan elementos de borde en los muros de concreto esbeltos como lo fue el caso del evento sísmico ocurrido en la ciudad de Christchurch, Nueva Zelanda del 22 de Febrero de 2011. Dado que predecir la direccionalidad de los eventos sísmicos no es posible, la identificación de los muros propensos a este tipo de fallo se definió con la metodología desarrollada por Niroomandi et al. (2019). En el caso de la estructura diseñada de acuerdo a los lineamientos de la normativa local NSR-10 se encontró que alrededor del 48% de los muros de la edificación podrían ser susceptibles de desarrollar este tipo de fallo en caso de producirse cargas bidireccionales ya que presentaron cargas axiales elevadas junto con un diseño que no requirió elementos de borde, en consecuencia, en caso de querer mitigar los efectos del modo de fallo se tendría que disminuir la relación de carga axial en estos elementos modificando su longitud que en algunos casos por requerimientos arquitectónicos no sería posible, por ende el uso de elementos de borde y muros con espesores adecuados sería la forma adecuada para mitigar estos efectos. Sin embargo, tal y como se describió en el numeral 5.1 los requerimientos para incluir los elementos de borde planteados por la NSR-10 solamente fueron obligatorios para una tipología de muro que correspondió solamente al 6% del total de los muros de la edificación, lo que nos sugiere que estos requerimientos no cubren la totalidad de los muros que bajo este método han sido reseñados como propensos a desarrollar este modo de falla.

Los análisis realizados en estructuras existentes con este método señalaron que las edificaciones del sistema de muros de carga con mayor altura presentaron los porcentajes más altos de muros que serían propensos a desarrollar este modo de fallo, se alcanzó un 28% y un 25% del total de los muros para las edificaciones de 20 y 13 pisos respectivamente, mientras que para las edificaciones de menor altura fueron de 12 % y 6% para las edificaciones de 10 y 6 pisos. Sin embargo, cabe anotar que en el caso de las edificaciones de 20 y 13 pisos un porcentaje de aquellos muros identificados contaron con una sección transversal adecuada que podría incluir un elemento de borde, caso contrario

para el caso de las edificaciones de 10 y 6 pisos en donde los muros contaron con espesores de 10 y 15 cm que no son adecuados para incluir un elemento de borde y generar un núcleo confinado, por tanto en caso de querer evitar el desarrollo de este tipo de fallo los espesores de los muros tendrían que ser modificados. Para el caso de la estructura convencional, se encontró que, un muro de la estructura que equivale al 8% del total de los muros de esta edificación no demandó refuerzo transversal con elementos de borde en sus extremos, por lo tanto, se identificó como propenso a desarrollar el modo de falla por corte fuera del plano.

El uso de las metodologías propuestas por Lowes et al. (2019) y Niroomandi et al. (2019) brinda un panorama inicial y una primera aproximación respecto a la posibilidad de ocurrencia de este modo de falla por corte fuera del plano, tal y como se observó para ambas metodologías la inclusión de los elementos de borde en los muros de concreto se convierte en un factor determinante que podría prevenir el modo de fallo por compresión-corte fuera del plano dado que el uso de estos elementos retrasaría la aparición de las grietas por compresión diagonal en los extremos del muro.

El uso de elementos de borde está directamente relacionado con los espesores de muro en los cuales se pueden incluir estos elementos, por lo tanto, de acuerdo con los resultados obtenidos el uso de espesores de muros reducidos y/o muros con ausencia de refuerzo transversal incrementan la posibilidad de la aparición de este modo de falla. De modo que se hace necesaria la revisión del uso de espesores reducidos sin elementos de borde en edificaciones a nivel local y sus posibles efectos adversos en eventos sísmicos, de igual forma se considera necesario debatir la posibilidad de incluir en la normativa local NSR-10 el requisito de un refuerzo mínimo de confinamiento mediante elementos de borde junto con un espesor mínimo en los muros de concreto para prevenir los modos de fallo estudiados en el presente numeral.

## Capítulo VI. Conclusiones y recomendaciones

A continuación, se presentan las conclusiones y recomendaciones finales de acuerdo con el desarrollo del presente trabajo de grado:

### 6.1. Conclusiones

- En la revisión de literatura para los muros clasificados como fundidos in situ se encontraron 8 factores con influencia en el comportamiento y capacidad a corte en el plano para la tipología de muros robustos (*Squat Wall*) tales como: carga cíclica, carga axial a compresión, carga axial a tensión, direccionalidad de la carga sísmica, cuantía de refuerzo vertical y horizontal, tipo de refuerzo, tipo de concreto y presencia de vacíos/aberturas.
- En referencia a los factores asociados al tipo de carga se destacó que, de acuerdo con los resultados experimentales presentados por varios autores, la carga cíclica generó una mayor degradación de la capacidad para esta tipología de muro, la carga axial a compresión tuvo incidencia e influyó en la respuesta global por corte en el plano para muros clasificados como robustos dado que se produjo un aumento en la resistencia a corte en los especímenes ensayados. Por su parte las cargas axiales de tensión generaron entre un 30 y 80% de reducción en la capacidad a corte, la direccionalidad de la carga sísmica en esta tipología influyó en el patrón de fisuras por cortante, la disminución de la capacidad de deformación y capacidad a corte de los especímenes ensayados.
- El refuerzo horizontal evidenció mejoras en el desempeño global de los muros en varios aspectos referenciados por L. Jin et al. (2023) de acuerdo con los resultados obtenidos a través de las simulaciones de elementos finitos, el primero de ellos fue que con el aumento de la cuantía de refuerzo horizontal se observó una disminución más lenta de la capacidad de corte en el plano y el segundo que el patrón de fisuras en el muro se hizo más uniforme limitando la posibilidad del fallo por corte debido a la tensión diagonal, esto en concordancia con lo referenciado por Hube et al. (2020) y Zhang et al. (2022) los cuales han reseñado que es importante la inclusión de una cuantía mínima de refuerzo horizontal para evitar el fallo por tensión diagonal que está asociado y se ha observado en muros con insuficiente refuerzo horizontal y con espesores reducidos, caracterizado por una fisura diagonal de esquina a esquina con la fluencia o fractura de los refuerzos horizontales.
- Los resultados de ensayos experimentales realizados a especímenes con refuerzo en malla electrosoldada demostraron un comportamiento deficiente a comparación del uso del refuerzo corrugado convencional, en primera medida la diferencia en

capacidad máxima a corte no fue sustancialmente mayor para los especímenes con refuerzo en malla a pesar de tener un esfuerzo de fluencia mayor, en términos de ductilidad los especímenes con malla electrosoldada exhibieron un modo de falla frágil y súbito con pocas fisuras debido a la fractura del refuerzo horizontal evidenciando poca capacidad de deformación y una degradación acelerada de la capacidad a corte en el plano, además, los modelos analíticos arrojaron una probabilidad de colapso 5 veces mayor para las edificaciones con malla respecto a las edificaciones con refuerzo convencional.

- El uso de aceros de alta resistencia generó una mayor capacidad de deformación y limitó la degradación de la resistencia al corte. De igual forma se encontró que el uso de concretos de alta resistencia reforzado con fibras (UHPRC por sus siglas en inglés) demostró mediante los resultados experimentales el cambio del tipo de comportamiento usualmente observado en muros clasificados como robustos dominados por la falla a cortante a falla por flexión.
- Para la tipología de muros esbeltos (Slender Wall) se encontró que existen factores clave que contribuyeron en el desarrollo prematuro de los modos de falla a corte en el plano y fuera del plano en este tipo de tipología. Los factores fueron los siguientes: Nivel del esfuerzo cortante, relación de carga axial a compresión en el muro, cantidad de refuerzo transversal y la discontinuidad ocasionada por los vacíos/aberturas en los muros de concreto reforzado.
- En Maffei et al. (2014) se analizó el comportamiento estructural de varias edificaciones que sufrieron daños en el sismo del 27 de febrero de 2010 en Chile. Se identificaron varios errores de configuración estructural, entre ellos la discontinuidad ocasionada por los vacíos y aberturas en los muros de concreto reforzado. Esta discontinuidad provocó un incremento en las fuerzas cortantes en donde el muro del piso inmediatamente inferior se constituyó como una región sujeta a grandes esfuerzos de corte cuando los muros acoplados (superiores) fueron cargados lateralmente en el evento sísmico.
- Para la tipología de muros prefabricados en el caso de las conexiones húmedas tipo (Grouted Sleeve) referenciadas en los programas experimentales se encontró que en este tipo de conexiones se logró un comportamiento con similitudes respecto a los muros fundidos in situ que contaron con la misma configuración geométrica y de refuerzo, se evidenció que hubo una transferencia adecuada de los esfuerzos a través de la conexión y en uno de los casos referenciados que la capacidad de rotación del espécimen prefabricado después de la fluencia fue similar al espécimen fundido in situ, de igual forma los modos de falla presentados fueron el flexión y no se reportaron daños por falla debido a deslizamiento por corte.

- Aunque se evidenciaron aspectos positivos en el uso de las conexiones Grouted Sleeve, también se reflejaron aspectos que podrían afectar el desempeño de la conexión como el reflujo que se puede generar en la inyección del grouting generando el fallo súbito por extracción de la barra, también se reportó que la ductilidad de los especímenes prefabricados se vio afectada por la zona en donde se incluyó el acoplador en la base de los muros, de igual forma se encontró que, si bien, con el aumento de la longitud de la conexión se obtuvo una mayor resistencia al deslizamiento y se retrasó la progresión del mismo, también se desarrolló una falla por desprendimiento del concreto alrededor del acoplador.
- En los estudios recientes en donde se evaluó el comportamiento fuera del plano para muros prefabricados el común denominador fue encontrar el uso de conectores horizontales de corte tipo cercha en celosía para conectar dos paneles prefabricados. El uso de estos conectores de corte se constituyó en una opción eficaz en el uso de muros prefabricados dobles para mantener la cohesión de los paneles, desarrollar una transferencia de cargas eficaz y que actuaran como una sola unidad estructural para evitar el desarrollo de modos de fallos frágiles por corte fuera del plano.
- En el análisis de la precisión de las formulaciones encontradas para la capacidad a corte en el plano se encontró para el caso de los muros rectangulares que, aunque la formulación adoptada por parte de la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) este dentro de los resultados con mejor precisión en el grupo de las ecuaciones encontradas en los códigos de diseño, se presentaron dispersiones en los especímenes que contaron con resistencias a la compresión mayores a 60 MPa, esto en concordancia con los cambios previstos en la actualización del Código ACI 318-25 en donde se limita el uso de la ecuación de la capacidad a corte para concretos que estén por encima 84 MPa. Por lo tanto, es importante anotar que las investigaciones realizadas por diferentes autores y en especial las formulaciones presentadas por Kassem (2014), Gondia et al. (2020), Hwang et al. (2001) se presentan como una opción con resultados más precisos para un rango más amplio de valores de resistencia a la compresión, donde consideran un mayor número de variables lo cual permita determinar la capacidad de los muros con resultados más precisos que podrían brindar una mayor confiabilidad en la predicción de la capacidad a corte en el plano.
- Se comprobó que el uso de las formulaciones establecidas por los códigos de diseño y construcción para la predicción de la capacidad a corte en el plano para muros con aletas o elementos de borde con un ancho mayor al espesor del muro no son confiables y presentan una alta dispersión en sus resultados. Por el contrario, se encontraron formulaciones en el estado del arte reciente en donde se

desarrollaron modelos que han tenido resultados más precisos como lo son los presentados por Chetchotisak et al. (2022), Al-Bayati (2023) y Kerem Gulec & Whittaker (2011).

- El uso de las metodologías desarrolladas por Niroomandi et al. (2019) y Lowes et al. (2019) nos brinda un panorama inicial y una primera aproximación respecto a la posibilidad de ocurrencia del modo de falla por compresión-corte fuera del plano, tal y como se observó para ambas metodologías la inclusión de los elementos de borde en los muros de concreto se convierte en un factor determinante que podría prevenir este modo de falla dado que el uso de estos elementos retrasaría la aparición de las grietas por compresión diagonal en los extremos del muro. Esto en concordancia con los cambios previstos en la actualización del Código ACI 318-25 en donde se establece la inclusión de refuerzo transversal en las esquinas donde se presenta la intersección de muros para controlar los posibles esfuerzos de compresión debido a las demandas de cargas biaxiales.
- En el caso de la edificación que se tomó como ejemplo y fue diseñada de acuerdo con los lineamientos de la normativa local NSR-10 se encontró que alrededor del 48% de los muros de la edificación podrían ser susceptibles de desarrollar fallo por compresión-corte fuera del plano en caso de producirse cargas bidireccionales ya que presentaron cargas axiales elevadas junto con un diseño que no requirió elementos de borde de acuerdo con el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019).
- Los análisis realizados en estructuras existentes con el método desarrollado por Niroomandi et al. (2019) señalaron que las edificaciones del sistema de muros de carga con mayor altura presentaron los porcentajes más altos de muros propensos a desarrollar el modo de falla por compresión-corte fuera del plano, se alcanzó un 28% y un 25% del total de los muros para las edificaciones de 20 y 13 pisos respectivamente, mientras que para las edificaciones de menor altura fueron de 12% y 6% para las edificaciones de 10 y 6 pisos. Para el caso de la estructura convencional, solamente el 8% de los muros que equivale a 1 muro fue identificado dado que no contó con el refuerzo de confinamiento de los elementos de borde.

## **6.2. Recomendaciones**

- Se sugiere evitar el uso de muros con malla de alambre electrosoldado dado que la evidencia aportada por los ensayos experimentales reportados en la revisión del estado del arte evidenció que estos especímenes desarrollaron modos de falla frágiles con pocas fisuras debido a la fractura del refuerzo horizontal demostrando poca capacidad de deformación y una degradación acelerada de la capacidad a corte en el plano.

- Se sugiere incluir el requerimiento obligatorio del refuerzo de borde continuo en la normativa colombiana junto con los espesores adecuados para mitigar los efectos no deseados de las aberturas y/o vacíos en muros esbeltos que hagan parte del sistema de resistencia sísmica. En el caso de la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) en el capítulo C.21.9.8 solamente se incluyeron lineamientos para la inclusión del refuerzo horizontal para machones de muro por la presencia de vacíos, pero no se incluyeron lineamientos sobre la necesidad del refuerzo vertical continuo en los extremos debido a la presencia de vacíos sino únicamente aplicable a los requisitos asociados a las demandas de flexo-compresión en estos elementos que como ya se ha mencionado los muros de concreto con espesores reducidos no cuentan con elementos de borde en todos los casos y se presenta una ausencia del refuerzo vertical, se podrían generar los mismos daños por corte en el plano durante un evento sísmico para las estructuras que tengan vacíos y/o aberturas con zonas de discontinuidad.
- Se sugiere limitar el uso de muros con una sola capa de refuerzo dado que, en el contexto local, de acuerdo con Blandon et al. (2017) la probabilidad de observar un modo de falla por deslizamiento se incrementa al eliminar o disminuir los requisitos de los elementos de borde y/o tener una sola capa de refuerzo a cortante en el alma, tal como ha sucedido en la práctica de construcción actual de muros delgados fundidos in situ. En caso de mantenerse estos mismos criterios para muros prefabricados y sumado al uso de conexiones que no puedan garantizar la transferencia de esfuerzos y tengan como fallo principal el deslizamiento por corte u otro tipo de falla frágil se incrementa su probabilidad de falla.
- En la normativa colombiana aún no se han establecido valores específicos en relación con la capacidad de disipación de energía para sistemas prefabricados, sin embargo, en la última actualización de la normativa chilena (NCh 2369) se han incluido valores máximos entre 3 y 5 para este parámetro en función del tipo de conexión utilizada, este tipo de distinción establecida entre los sistemas fundidos in situ y los prefabricados reconoce las diferencias y características propias que se pueden encontrar para ambos sistemas. En el caso de las conexiones prefabricadas reportadas en la literatura que limitaron el fallo por deslizamiento se observaron aspectos positivos que pueden ser tenidos en cuenta para la validación de este tipo de conexiones a nivel local, sin embargo, se sugiere que en cada caso se establezca en detalle la capacidad de disipación de energía de cada sistema/conexión y evitar la suposición de que cualquier sistema de muros prefabricados independiente del tipo de conexión cuenta con la misma capacidad de disipación de energía y capacidad de ductilidad que los muros fundidos in situ dado que como se ha presentado el comportamiento de las conexiones difiere

considerablemente en términos de ductilidad, modo de falla, capacidad de deslizamiento y la calidad de la instalación de los conectores.

- Con la finalidad de aprovechar los diferentes estudios y avances encontrados en el estado del arte se sugiere que para futuras actualizaciones de la normativa local se contemple la posibilidad de incluir formulaciones que impliquen una mayor eficacia en la predicción de la capacidad a corte en el plano tal y como se demostró con las formulaciones presentadas por Kassem (2014), Gondia et al. (2020) y Hwang et al. (2001) en el caso de muros rectangulares.
- En el caso de la tipología de muros con aletas dado que en la normativa local NSR-10 (AIS, 2010) no se cuenta con formulación específica para esta tipología de muros las formulaciones presentadas por Chetchotisak et al. (2022), Al-Bayati (2023) y Kerem Gulec & Whittaker (2011) se presentan como una opción con resultados más precisos que podrían brindar una mayor confiabilidad en la predicción de la capacidad a corte en el plano, por lo tanto con la finalidad de aprovechar los diferentes estudios y avances encontrados en el estado del arte se sugiere que para futuras actualizaciones de la normativa local se contemple la posibilidad de dichas formulaciones.
- Se sugiere limitar el uso de muros delgados y sus espesores reducidos, dado que, tal y como se observó en el capítulo V las edificaciones existentes de 6 y 10 pisos que fueron analizadas contaron con espesores entre 10 y 15 cm con relaciones de esbeltez de 22 y 15 respectivamente. El uso de estos espesores sumado a la ausencia del refuerzo transversal en sus extremos incrementó la posibilidad de la aparición del modo de falla por compresión-corte fuera del plano.
- De acuerdo con los resultados obtenidos en el capítulo V el uso de muros con ausencia de refuerzo transversal incrementó la posibilidad de la aparición del modo de falla por compresión-corte fuera del plano. De modo que se sugiere realizar la revisión del uso de espesores reducidos sin elementos de borde en edificaciones a nivel local y sus posibles efectos adversos en eventos sísmicos, de igual forma se considera necesario debatir la posibilidad de incluir en la normativa local NSR-10 el requisito de un refuerzo mínimo de confinamiento mediante elementos de borde junto con un espesor mínimo en los muros de concreto para prevenir el modo de falla referenciado.

### **6.3. Sugerencias para futuras investigaciones**

- Se sugiere profundizar en el estudio experimental de las conexiones de muros de concreto prefabricado ante cargas fuera de su plano.
- Se sugiere complementar a través de más estudios experimentales y analíticos los trabajos desarrollados por Niroomandi et al. (2019) y Lowes et al. (2019) sobre el comportamiento de muros esbeltos y el modo de falla por corte fuera del plano.
- Se sugiere profundizar el estudio del comportamiento de muros esbeltos y el modo de falla por corte fuera del plano en estructuras irregulares.
- Se sugiere complementar el estudio nuevas expresiones teóricas para la predicción de la capacidad a corte en muros de concreto reforzado teniendo en cuenta variables como los tipos de concreto de alto desempeño (UHPC – UHPFRC) referenciados en el estado del arte.

## Referencias Bibliográficas

- Adorno-Bonilla, C. M. (2016). *Shear strength and displacement capacity of squat reinforced concrete shear walls*. UNIVERSITY OF PUERTO RICO MAYAGÜEZ CAMPUS.
- Ahmed, K. A., Lowes, L. N., & Lehman, D. E. (2023). Investigation of the behavior of slender reinforced concrete walls with complex configurations using nonlinear finite element analysis. *Resilient Cities and Structures*, 2, 120–142. <https://doi.org/10.1016/j.rcns.2023.02.010>
- AIS. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)* (AIS, Ed.). Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. <https://asosismica.org.co/producto/reglamento-colombiano-de-construccion-sismo-resistente-nsr-10-incluye-4-tomos/>
- AIS. (2021, December 22). *Actas de la Comisión | asosismica*. <https://asosismica.org.co/wp-content/uploads/2022/05/Acta-178-CAP-DEFINITIVA-FDO.pdf>
- Aktan, A. E., & Bertero, V. V. (1985). RC Structural Walls: Seismic Design for Shear. *Journal of Structural Engineering*, 111(8), 1775–1791. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:8\(1775\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:8(1775))
- Al-Bayati, A. F. (2023). Shear Strength of Reinforced Concrete Squat Walls. *Civil Engineering Journal (Iran)*, 9(2), 273–304. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2023-09-02-03>
- Alcocer, S. M., Sánchez-Alejandre, A., Carrillo, J., Uribe, R., & Ponce, Á. (2008). Seismic behavior of residential concrete walls. *Proceedings of the International FIB Symposium 2008 - Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for Our Society*, 279. <https://doi.org/10.1201/9781439828410.CH204>
- Alexander, C. M., Heidebrecht, A. C., & Tso, W. K. (1972). Cyclic load test on shear wall panels. *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, 1116–1119. [https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/5\\_vol1\\_1116.pdf](https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/5_vol1_1116.pdf)
- American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318R-19) Comentario de Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)* (American Concrete Institute, Ed.). American Concrete Institute.
- Architectural Institute of Japan. (1999). *Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings* (Architectural Institute of Japan, Ed.). Architectural Institute of Japan.

- Arnal, S. L., & Betancourt Suárez, M. (2005). *Reglamento de construcciones para el Distrito Federal* (S. A. de C. V Editorial Trillas, Ed.; Quinta edición). Editorial Trillas, S. A. de C. V.
- Arteta, C., Blandon, C., Carrillo, J., & Bonnet, R. (2018). *Estudio del Comportamiento Sísmico de Edificios de Muros Delgados de Concreto Reforzado*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.17919.97445>
- Barda, F., Hanson, J. M., & Corley, W. G. (1977). Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements. *Special Publication*, 21(46), 149–202. <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/51685451>
- Beko, A., Rosko, P., Wenzel, H., Pegon, P., Markovic, D., & Molina, F. J. (2015). RC shear walls: Full-scale cyclic test, insights and derived analytical model. *Engineering Structures*, 102, 120–131. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2015.07.053>
- Belletti, B., Damoni, C., & Gasperi, A. (2013). Modeling approaches suitable for pushover analyses of RC structural wall buildings. *Engineering Structures*, 57, 327–338. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2013.09.023>
- Blandon, C., Arteta, C., Carrillo, J., Bonnet, R., Beyer, K., & Almeida, J. (2017). *Instability of thin reinforced concrete walls under earthquake loading: Transferring knowledge and improving local experimental facilities to better assess and mitigate seismic risk*. [https://www.researchgate.net/publication/340816077\\_Instability\\_of\\_thin\\_reinforced\\_concrete\\_walls\\_under\\_earthquake\\_loading\\_Transferring\\_knowledge\\_and\\_improving\\_local\\_experimental\\_facilities\\_to\\_better\\_assess\\_and\\_mitigate\\_seismic\\_risk](https://www.researchgate.net/publication/340816077_Instability_of_thin_reinforced_concrete_walls_under_earthquake_loading_Transferring_knowledge_and_improving_local_experimental_facilities_to_better_assess_and_mitigate_seismic_risk)
- Brunesi, E., & Nascimbene, R. (2017). Experimental and numerical investigation of the seismic response of precast wall connections. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(12), 5511–5550. <https://doi.org/10.1007/S10518-017-0166-Y/METRICS>
- Bureau of Indian Standards. (2021). *IS 456 - 2000 Plain and reinforced concrete - Code of practice* (Bureau of Indian Standards, Ed.). Bureau of Indian Standards.
- Bustos Carreño, A. D. (2015). *Estudio de la prefabricación en concreto reforzado y su influencia en la construcción de estructuras en Colombia* [Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito]. <https://doi.org/10.1/JQUERY.MIN.JS>
- Carrillo, J., & Alcocer, S. M. (2013). Shear Strength of Reinforced Concrete Walls for Seismic Design of Low-Rise Housing. *Structural Journal*, 110(3), 415–426. <https://doi.org/10.14359/51685599>
- Carrillo, J., Aperador, W., & Echeverri, F. (2015). Evaluación de los costos de construcción de sistemas estructurales para viviendas de baja altura y de interés social. *Ingeniería*,

- Carrillo, J., Diaz, C., & Arteta, C. A. (2018). Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá, Colombia. *Construction and Building Materials*. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.096>
- Carrillo, J., Lizarazo, J. M., & Bonett, R. (2015). Effect of lightweight and low-strength concrete on seismic performance of thin lightly-reinforced shear walls. *Engineering Structures*, 93, 61–69. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2015.03.022>
- CEN. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings* (CEN, Ed.). CEN .
- Chandra, J., Chanthabouala, K., & Teng, S. (2018). Truss Model for Shear Strength of Structural Concrete Walls. *Structural Journal*, 115(2), 323–335. <https://doi.org/10.14359/51701129>
- Chen, X. L., Fu, J. P., Hao, X., Yang, H., & Zhang, D. Y. (2019). Seismic behavior of reinforced concrete squat walls with high strength reinforcements: An experimental study. *Structural Concrete*, 20(3), 911–931. <https://doi.org/10.1002/SUCO.201800181>
- Chen, X. L., Fu, J. P., Sun, L., & Yao, J. L. (2016). An Alternative Shear Strength Equation of Reinforced Concrete Squat Walls for Ensuring the Deformation Capacity. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 09, 2090554. [www.cafetinnova.org](http://www.cafetinnova.org)
- Cheng, J., Luo, X., Cheng, Q., & Xing, M. (2023). Seismic performance of precast concrete walls with grouted sleeve connections using large-diameter bars. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.107905>
- Chetchotisak, P., Chomchaipol, W., Teerawong, J., & Shaingchin, S. (2022). Strut-and-tie model for predicting shear strength of squat shear walls under earthquake loads. *Engineering Structures*, 256. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.114042>
- China Architecture & Building Press. (2014). *JGJ 1-2014 Technical specification for precast concrete structures*. <https://www.chinesestandard.net/PDF/English.aspx/JGJ1-2014>
- China Architecture & Building Press. (2015). *GB 50010-2015 Code for Design of Concrete Structures* (China Architecture & Building Press, Ed.). China Architecture & Building Press.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2010). *CSCR - Código sísmico de Costa Rica 2010* (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, Ed.). Editorial Tecnológica de Costa Rica.

- Comisión Venezolana de Normas Industriales. (2019). *COVENIN 1756-1:2019 Construcciones Sismorresistentes Parte 1: Requisitos*. Fodenorca.
- Comite Técnico de Normalización NC/CTN 38. (2003). *NC 207:2003 Requisitos generales para el diseño y construcción de estructuras de hormigón* (Comite Técnico de Normalización NC/CTN 38, Ed.). Comite Técnico de Normalización NC/CTN 38.
- Correal, J. F. (2024). *Camacol - Revista Urbana Edición 100*. 60–63. <https://camacol.co/revista-urbana/100/index.html>
- CSA Group. (2014). *Design of concrete structures A23.3.14* (CSA Group, Ed.).
- DANE. (2024, October 25). *DANE - Inicio*. <https://www.dane.gov.co/>
- Dong, H., Li, Y., Cao, W., Qin, C., Liu, C., & Wu, D. (2022). Seismic performance of precast single-row reinforced concrete shear walls connected by grouted joints with button-head bars. *Structures*, *41*, 1655–1671. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.04.039>
- Dunning Thornton Consultants Ltd. (2011). *Hotel Grand Chancellor hearing: Report on the Structural Performance of the Hotel Grand Chancellor in the Earthquake of 22 February 2011*. <https://canterbury.royalcommission.govt.nz/documents-by-key/20110929.24>
- Earthquake Engineering Research Institute. (2012). Learning from Earthquakes The M w 7.1 Erciş-Van, Turkey Earthquake of October 23, 2011. *EERI Special Earthquake Report*. <http://eerc.metu.edu>.
- Elsayed, M., Ghrib, F., & Nehdi, M. L. (2018). Experimental and analytical study on precast concrete dowel connections under quasi-static loading. *Construction and Building Materials*, *168*, 692–704. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2018.02.140>
- Faraone, G., Hutchinson, T. C., Piccinin, R., & Silva, J. F. (2022). Numerical response prediction of full-scale concrete walls subjected to simulated in-plane seismic loading. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114405>
- García Reyes, L. E. (2003). Diseño, ensayos experimentales y comportamiento de edificaciones con prefabricados en colombia. *II Convención Internacional Del ACI-Perú*, 1–66.
- Gondia, A., Ezzeldin, M., & El-Dakhkhni, W. (2020). Mechanics-Guided Genetic Programming Expression for Shear-Strength Prediction of Squat Reinforced Concrete Walls with Boundary Elements. *Journal of Structural Engineering*, *146*(11). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002734](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002734)

- Greifenhagen, C., & Lestuzzi, P. (2005). Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls. *Engineering Structures*, 27(11), 1703–1712. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2005.06.008>
- Gu, Q., Deng, Q., Tan, Y., Tian, S., & Wang, X. (2022). Research on the out-of-plane mechanical performance of double-face superposed shear walls with different horizontal connections. *Journal of Building Engineering*, 59, 105157. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2022.105157>
- Gulec, C. K., Whittaker, A. S., & Stojadinovic, B. (2008). Shear Strength of Squat Rectangular Reinforced Concrete Walls. *Structural Journal*, 105(4), 488–497. <https://doi.org/10.14359/19863>
- Hernandez Basilio, O. (1980). *Diseño de muros de concreto con falla por cortante* [Universidad Nacional Autónoma de México]. [https://repositorio.unam.mx/contenidos/disen-de-muros-de-concreto-con-falla-por-cortante-139656?c=4bvkaw&d=false&q=\\*&i=2&v=1&t=search\\_1&as=1](https://repositorio.unam.mx/contenidos/disen-de-muros-de-concreto-con-falla-por-cortante-139656?c=4bvkaw&d=false&q=*&i=2&v=1&t=search_1&as=1)
- Hidalgo, P. A., Ledezma, C. A., & Jordan, R. M. (2002). Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls. *Earthquake Spectra*, 18(2), 287–308. <https://doi.org/10.1193/1.1490353>
- Hosseini, S. A., Kheyroddin, A., & Mastali, M. (2019). An experimental investigation into the impacts of eccentric openings on the in-plane behavior of squat RC shear walls. *Engineering Structures*, 197, 109410. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2019.109410>
- Huang, C.-C., & Sheu, M.-S. (1988). Experimental and Theoretical Study on Aseismic Behaviors of Low-Rise RC Shear Walls. *Proc. Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 6/35-6/40. [https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/9\\_vol6\\_35.pdf](https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/9_vol6_35.pdf)
- Hube, M. A., María, H. S., Arroyo, O., Vargas, A., Almeida, J., & López, M. (2020). Seismic performance of squat thin reinforced concrete walls for low-rise constructions. *Earthquake Spectra*, 36(3), 1074–1095. <https://doi.org/10.1177/8755293020906841>
- Hung, C. C., & Hsieh, P. L. (2020). Comparative study on shear failure behavior of squat high-strength steel reinforced concrete shear walls with various high-strength concrete materials. *Structures*, 23, 56–68. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2019.11.002>
- Hung, C. C., Li, H., & Chen, H. C. (2017). High-strength steel reinforced squat UHPFRC shear walls: Cyclic behavior and design implications. *Engineering Structures*, 141, 59–74. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2017.02.068>

- Hwang, S.-J., Fang, W.-H., Lee, H.-J., & Yu, H.-W. (2001). Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Walls. *Journal of Structural Engineering*, 127(1), 43–50. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:1\(43\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:1(43))
- Inpres - Cirsoc. (2005). *Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes Parte II construcciones de hormigón armado* (INPRES-CIRSOC, Ed.). INPRES-CIRSOC. [http://contenidos.inpres.gob.ar/docs/INPRES-CIRSOC-103\\_Parte\\_II-Reglamento.pdf](http://contenidos.inpres.gob.ar/docs/INPRES-CIRSOC-103_Parte_II-Reglamento.pdf)
- Instituto Nacional de Normalización. (2008). *NCH 430/433:2008 Hormigón Armado - Requisitos de Diseño y Cálculo* (Instituto Nacional de Normalización, Ed.). Instituto Nacional de Normalización .
- Instituto Uruguayo de Normas Técnicas. (2005). *UNIT 1050:2005 Proyecto y ejecución de estructuras de hormigón en masa o armado*. (Instituto Uruguayo de Normas Técnicas, Ed.; 2nd ed.). Instituto Uruguayo de Normas Técnicas. <https://www.unit.org.uy/normalizacion/norma/465/>
- Jacinto, J. M., Rabago, F. P. C., Bolivar, A. D., Tombado, E. D., & Dela Cruz, O. G. (2024). Mechanical Coupler as an Alternative Rebar Splicing: A Review. *Proceedings of the International Conference on Geosynthetics and Environmental Engineering*, 374, 101–111. [https://doi.org/10.1007/978-981-99-4229-9\\_10](https://doi.org/10.1007/978-981-99-4229-9_10)
- Ji, X., Cheng, X., & Xu, M. (2018). Coupled axial tension-shear behavior of reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 167, 132–142. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2018.04.015>
- Jin, C., Su, Y., Pan, Z., & Meng, S. (2023). Experimental Study and Finite Element Modelling of Squat Shear Walls under Combined Cyclic Loads and High Axial Loads. *Buildings*, 13(8). <https://doi.org/10.3390/BUILDINGS13082104>
- Jin, L., Miao, L., & Du, X. (2023). Shear failure of geometrically similar RC shear walls: Mesoscopic modellings and analysis. *Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.03.103>
- Kabeyasawa, T., & Matsumoto, K. (1992). Tests and analyses of high strength shear walls. *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*, 3291–3297.
- Kam, W. Y., & Pampanin, S. (2011). The seismic performance of RC buildings in the 22 February 2011 Christchurch earthquake. *Structural Concrete*, 12(4), 223–233. <https://doi.org/10.1002/SUCO.201100044>
- Kassem, W. (2014). Shear strength of squat walls: A strut-and-tie model and closed-form design formula. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.11.027>

- Kassem, W., & Elsheikh, A. (2010). Estimation of Shear Strength of Structural Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, 136(10), 1215–1224. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000218](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000218)
- Kerem Gulec, C., & Whittaker, A. S. (2011). Empirical Equations for Peak Shear Strength of Low Aspect Ratio Reinforced Concrete Walls. *Structural Journal*, 108(1), 80–89. <https://doi.org/10.14359/51664205>
- Khedmatgozar Dolati, S. S. (2021). Review of Mechanical Bar Couplers for Splicing Precast Concrete Members. *Scientific Journal of Research & Reviews*, 3(1). <https://doi.org/10.33552/SJRR.2021.03.000551>
- Kuang, J. S., & Ho, Y. B. (2008). Seismic Behavior and Ductility of Squat Reinforced Concrete Shear Walls with Nonseismic Detailing. *Structural Journal*, 105(2), 225–231. <https://doi.org/10.14359/19738>
- Lefas, J. D., & Kotsovos, M. D. (1990). Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Walls under Load Reversals. *ACI Structural Journal*, 716–726.
- Li, B., Pan, Z., & Xiang, W. (2015). Experimental evaluation of seismic performance of squat RC structural walls with limited ductility reinforcing details. *Journal of Earthquake Engineering*, 19(2), 313–331. <https://doi.org/10.1080/13632469.2014.962669>
- Loa, G., Tarque, N., & Condori, C. (2022). Experimental and numerical modelling studies of slender reinforced concrete walls with single-layer reinforcement in Peru. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115029>
- López, C. N., Massone, L. M., & Kolozvari, K. (2021). Validation of an efficient shear-flexure interaction model for planar reinforced concrete walls. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113590>
- Lowes, L. N., Lehman, D. E., & Whitman, Z. (2019). Investigation of failure mechanisms and development of design recommendations for flexural reinforced concrete walls. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.122>
- Luna, B. N., Rivera, J. P., & Whittaker, A. S. (2015). Seismic Behavior of Low-Aspect-Ratio Reinforced Concrete Shear Walls. *Structural Journal*, 112(5), 593–604. <https://doi.org/10.14359/51687709>
- Ma, J., & Li, B. (2017). Seismic Behavior of L-Shaped RC Squat Walls under Various Lateral Loading Directions. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(3), 422–443. <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1326424>

- Ma, J., Ning, C.-L., & Li, B. (2020). Peak Shear Strength of Flanged Reinforced Concrete Squat Walls. *Journal of Structural Engineering*, 146(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002575](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002575)
- Maffei, J., Bonelli, P., Kelly, D., Lehman, D., Lowes, L., Moehle, J., Telleen, K., Wallace, J., & Willford, M. (2014). Recommendations for Seismic Design of Reinforced Concrete Wall Buildings Based on Studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake | NIST. *NEHRP*.
- Massone, L. M. (2010). Strength prediction of squat structural walls via calibration of a shear–flexure interaction model. *Engineering Structures*, 32(4), 922–932. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2009.12.018>
- Mattock, A. H., & Hawkins, N. M. (1972). Shear transfer in reinforced concrete - Recent research. *PCI Journal*, 17(2), 55–75. <https://doi.org/10.15554/PCIJ.03011972.55.75>
- Mattock, A. H., Johal, L., & Chow, H. C. (1975). Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane. *J Prestressed Concr Inst*, 20(4), 76–93. <https://doi.org/10.15554/PCIJ.07011975.76.93>
- Miao, L., Jin, L., Li, D., Du, X., & Zhang, B. (2022). Effect of shear-span ratio and vertical reinforcement ratio on the failure of geometrical-similar RC shear walls. *Engineering Failure Analysis*, 139, 106407. <https://doi.org/10.1016/J.ENGFAILANAL.2022.106407>
- Mickleborough, N. C., Ning, F., & Chan, C. M. (1999). Prediction of Stiffness of Reinforced Concrete Shearwalls under Service Loads. *Structural Journal*, 96(6), 1018–1026. <https://doi.org/10.14359/778>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *NEC - Estructuras de Hormigón Armado* (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Ed.). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Ministerio de Obras Públicas. (2004). *REP-04 Reglamento para el diseño estructural en la republica de Panama 2004* (Ministerio de Obras Publicas, Ed.). Ministerio de Obras Publicas.
- Ministerio de Obras Públicas, S. y V. (2017). *NB 1225001-1:2017 Norma Boliviana de Hormigón Estructural* (S. y V. Ministerio de Obras Públicas, Ed.). Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda.
- Ministerio de Vivienda, construcción y saneamiento. (2009). *N.T.E. E.60 Concreto Armado* ( construcción y saneamiento Ministerio de Vivienda, Ed.). Ministerio de Vivienda, construcción y saneamiento.
- Ministry of Regional Development of the Russian Federation. (2012). *SP 63.13330.2012 Concrete and Reinforced Concrete Structures - Principal Rules* (Ministry of Regional

Development of the Russian Federation, Ed.). Ministry of Regional Development of the Russian Federation.

- Mo, Y. L., & Kuo, J. Y. (1998). Experimental studies on low-rise structural walls. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 31(211), 465–472. <https://doi.org/10.1007/BF02480470/METRICS>
- Moehle, J. (2015). Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. In *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education. <https://www.accessengineeringlibrary.com/content/book/9780071839440>
- Muguruma, H., Nishiyama, M., & Watanabe, F. (1995). Lessons learned from the Kobe earthquake - a Japanese perspective. *PCI Journal*, 40(4), 28–42. <https://doi.org/10.15554/PCIJ.07011995.28.42>
- Neupane, U. (2023). *Behavior of Earthquake-Resistant Rectangular Walls with Mechanical Splices*. ACI Online Education Presentations. <https://www.concrete.org/education/freewebsessions/completelisting/coursepreviews.aspx?ID=51738964>
- Ni, X., Cao, S., Li, Y., & Jing, D. (2019). Shear strength prediction of reinforced concrete walls. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28(6), e1599. <https://doi.org/10.1002/TAL.1599>
- Ni, X., & Zhao, B. (2022). Failure modes of reinforced concrete walls under cyclic loading: Experimental study and prediction method. *Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.01.064>
- Niroomandi, A., Pampanin, S., Dhakal, R. P., & Ashtiani, M. S. (2022). Seismic Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Walls Prone to Out-of-Plane Shear-Axial Failure under Bidirectional Loading. *Journal of Structural Engineering*, 148(10), 04022166. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003467](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003467)
- Niroomandi, A., Pampanin, S., Dhakal, R., & Soleymani Ashtiani, M. (2019). *An Analytical Method to Identify Reinforced Concrete Walls Prone to Out-of-Plane Shear-Axial Failure*. [https://www.researchgate.net/publication/336486453\\_An\\_Analytical\\_Method\\_to\\_Identify\\_Reinforced\\_Concrete\\_Walls\\_Prone\\_to\\_Out-of-Plane\\_Shear-Axial\\_Failure](https://www.researchgate.net/publication/336486453_An_Analytical_Method_to_Identify_Reinforced_Concrete_Walls_Prone_to_Out-of-Plane_Shear-Axial_Failure)
- Oh, Y. H., Han, S. W., & Lee, L. H. (2002). Effect of boundary element details on the seismic deformation capacity of structural walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(8), 1583–1602. <https://doi.org/10.1002/EQE.177>
- Orakcal, K., Massone, L. M., & Wallace, J. W. (2009). Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels. *Structural Journal*, 106(4), 455–465. <https://doi.org/10.14359/56611>

- Ou, Y.-C., Hoang, L., & Roh, H. (2019). Cyclic behavior of squat reinforced concrete walls with openings typical of exterior walls of row houses in Taiwan. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.05.097>
- Palermo, D., & Vecchio, F. J. (2002). Behavior of Three-Dimensional Reinforced Concrete Shear Walls. *Structural Journal*, 99(1), 81–89. <https://doi.org/10.14359/11038>
- Pan, G.-B., Cai, J., He, A., Chen, Q.-J., Zuo, Z.-L., He, B.-Q., Tang, X.-L., & Wu, H.-W. (2021). An experimental study of the seismic behaviour of precast concrete shear walls with bolted-plate connections. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113203>
- Paulay, T., & Goodsir, W. J. (1985). The ductility of structural walls. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 18(3), 250–269. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.18.3.250-269>
- Peng, Y. Y., Qian, J. R., & Wang, Y. H. (2016). Cyclic performance of precast concrete shear walls with a mortar–sleeve connection for longitudinal steel bars. *Materials and Structures*, 6(49), 2455–2469. <https://doi.org/10.1617/S11527-015-0660-0>
- Petrone, F., McKenna, F., Do, T., & McCallen, D. (2021). A versatile numerical model for the nonlinear analysis of squat-to-tall reinforced-concrete shear walls. *Engineering Structures*, 242. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2021.112406>
- Precast/Prestressed Concrete Institute. (2010). *PCI Design Handbook, 7th Edition* (Precast/Prestressed Concrete Institute, Ed.; 7th Edition). <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/51663828>
- Ricci, P., De Luca, F., Gerardo, ., & Verderame, M. (2009). L'Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance. *Bull Earthquake Eng.* <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9204-8>
- Rochel Awad, Roberto. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- Rojas, F., Naeim, F., Lew, M., Carpenter, L. D., Youssef, N. F., Saragoni, G. R., & Adaros, M. S. (2011). Performance of tall buildings in Concepción during the 27 February 2010 moment magnitude 8.8 offshore Maule, Chile earthquake. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(1), 37–64. <https://doi.org/10.1002/TAL.674>
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Silva, W. (2011). Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, 3(1), 36–48. [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S2007-30112011000200004&lng=es&nrm=iso&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112011000200004&lng=es&nrm=iso&tlng=es)

- Sánchez Alejandro, A. (2013). *Comportamiento sísmico de muros de concreto para vivienda* [Universidad Nacional Autónoma de México]. <http://132.248.9.195/ptd2013/junio/0695804/0695804.pdf>
- Sánchez-Alejandro, A., & Alcocer, S. M. (2010). Shear strength of squat reinforced concrete walls subjected to earthquake loading — trends and models. *Engineering Structures*, 32(8), 2466–2476. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2010.04.022>
- Shiga, T., Shibata, A., & Takahashi, J. (1973). Experimental study on dynamic properties of reinforced concrete shear walls. *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering*, 1157–1166. [https://scholar.google.com/scholar\\_lookup?title=Experimental+study+of+dynamic+properties+of+reinforced+concrete+shear+walls&author=T.+Shiga&author=A.+Shibata&author=J.+Takahashi&publication\\_year=1973&journal=Proc.%2C+5th+World+Conf.+on+Earthquake+Engrg.&pages=221-241](https://scholar.google.com/scholar_lookup?title=Experimental+study+of+dynamic+properties+of+reinforced+concrete+shear+walls&author=T.+Shiga&author=A.+Shibata&author=J.+Takahashi&publication_year=1973&journal=Proc.%2C+5th+World+Conf.+on+Earthquake+Engrg.&pages=221-241)
- Singhal, S., Chourasia, A., Chellappa, S., & Parashar, J. (2019). Precast reinforced concrete shear walls: State of the art review. *Structural Concrete*, 20(3), 886–898. <https://doi.org/10.1002/SUCO.201800129>
- Singhal, S., Chourasia, A., Panigrahi, S. K., & Kajale, Y. (2021). Seismic response of precast reinforced concrete wall subjected to cyclic in-plane and constant out-of-plane loading. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 15(5), 1128–1143. <https://doi.org/10.1007/S11709-021-0753-5/METRICS>
- Soto Ardila, C. C. (2022). *Sistema constructivo prefabricado (off site), análisis técnico para desarrollar su uso en la construcción de edificaciones en Colombia. “Estudio de caso un proyecto diseñado y construido en la ciudad de Bogotá”* [Universidad Nacional de Colombia]. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/82159>
- Soudki, K. A., Rizkalla, S. H., & LeBlanc, B. (1995). Horizontal connections for precast concrete shear walls subjected to cyclic deformations part 1: mild steel connections. *PCI Journal*, 40(4), 78–96. <https://doi.org/10.15554/PCIJ.07011995.78.96>
- Standards New Zealand. (2006). *NZS 3101:2006 Concrete Structures Standard* (Standards New Zealand, Ed.). Standards New Zealand.
- Su, R. K. L., & Wong, S. M. (2007). Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio. *Engineering Structures*, 29(8), 1957–1965. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2006.10.020>
- Tafheem, Z., Alwashali, H., Maeda, M., & Seki, M. (2022). Experimental study of the influence of opening size and additional reinforcement around opening on seismic performance of reinforced concrete walls. *Asian Journal of Civil Engineering*, 23(4), 551–572. <https://doi.org/10.1007/S42107-022-00441-Z>

- Todut, C., Dan, D., & Stoian, V. (2014). Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force. *Engineering Structures*, 80, 323–338. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2014.09.019>
- Toniolo, G., & Colombo, A. (2012). Precast concrete structures: the lessons learned from the L'Aquila earthquake. *Structural Concrete*, 13(2), 73–83. <https://doi.org/10.1002/SUCO.201100052>
- Tran, T. A., & Wallace, J. W. (2014). Cyclic behavior of special reinforced concrete shear walls. *NCEE 2014 - 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering: Frontiers of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.4231/D33X83M4N>
- Wang, B., Wu, M. Z., Shi, Q. X., & Cai, W. Z. (2022). Effects of biaxial loading path on seismic behavior of T-shaped RC walls. *Engineering Structures*, 273, 115080. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2022.115080>
- Wang, B., Wu, M. Z., Shi, Q. X., & Cai, W. Z. (2023). Seismic performance of flanged RC walls under biaxial cyclic loading. *Journal of Building Engineering*, 64, 105632. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2022.105632>
- Wei, F., Chen, H., & Xie, Y. (2022). Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete shear walls with low shear span ratio. *Journal of Building Engineering*, 45, 103602. <https://doi.org/10.1016/J.JOBE.2021.103602>
- Wood, S. L. (1990). Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls. *Structural Journal*, 87(1), 99–107. <https://doi.org/10.14359/2951>
- Xiao, S., Wang, Z., Li, X., Harries, K. A., Xu, Q., & Gao, R. (2021). Study of effects of sleeve grouting defects on the seismic performance of precast concrete shear walls. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111833>
- Xu, G., Wang, Z., Wu, B., Bursi, O. S., Tan, X., Yang, Q., & Wen, L. (2017). Seismic performance of precast shear wall with sleeves connection based on experimental and numerical studies. *Engineering Structures*, 150, 346–358. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2017.06.026>
- Xue, L., He, G., & Sun, Q. (2023). Failure analysis of monolithic precast shear wall structure subjected to strong earthquake. *Engineering Failure Analysis*. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107078>
- Yang, J., Sun, C., Xu, X., Fang, Y., & Sun, B. (2023). Experimental study on seismic behavior of a new precast shear wall system with angle steel connectors. *Structures*, 52, 30–41. <https://doi.org/10.1016/J.ISTRUC.2023.03.166>

- Zhang, H., Cheng, X., Li, Y., & Du, X. (2022). Prediction of failure modes, strength, and deformation capacity of RC shear walls through machine learning. *Journal of Building Engineering*, 50, 104145. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2022.104145>
- Zhi, Q., Guo, Z., Xiao, Q., Yuan, F., & Song, J. (2017). Quasi-static test and strut-and-tie modeling of precast concrete shear walls with grouted lap-spliced connections. *Construction and Building Materials*, 150, 190–203. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.05.183>

## Anexos

### Anexo 1 – Base de Datos

Datos Entrada: Características geométricas y refuerzo especímenes.

Datos Salida: Capacidades a Corte ecuaciones códigos de diseño y ecuaciones literatura.

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	ID Especimen	f'c (MPa)	f't (China) (MPa)	f't (Rusia) (MPa)	tf (mm)	If (mm)	Aw (mm)2	At (mm)2	t (mm)	L (mm)	H (mm)	d (mm)	Pt (N)	H/L	Ah (mm)2	Ph	f <sub>yh</sub> (MPa)	A <sub>y</sub> (mm)2	P <sub>y</sub>	f <sub>yp</sub> (MPa)	A <sub>eb</sub> (mm)2	P <sub>eb</sub>	f <sub>yeb</sub> (MPa)	V <sub>nominal</sub> (kN)		
1	Barda et al. (1977)	Con Aletas/E Bordo	B1-1	29.0	2.39	1.59	101.6	609.6	193548	296774	101.6	1905	952.5	1722.1	0	0.5	483.9	0.005	0.5	495.7	864.5	0.005	0.5	543.7	1114.8	0.018	525.4	1218.4
2		Con Aletas/E Bordo	B2-1	16.3	1.74	1.05	101.6	609.6	193548	296774	101.6	1905	952.5	1821.2	0	0.5	483.9	0.005	0.5	499.2	864.5	0.005	0.5	551.6	936.9	0.064	486.8	978.5
3		Con Aletas/E Bordo	B3-2	27.0	2.30	1.51	101.6	609.6	193548	296774	101.6	1905	952.5	1795.8	0	0.5	483.9	0.005	0.5	513.0	864.5	0.005	0.5	544.7	259.3	0.041	413.7	1108.3
4		Con Aletas/E Bordo	B5-4	28.9	2.38	1.59	101.6	609.6	193548	296774	101.6	1905	952.5	1824.2	0	0.5	483.9	0.005	0.5	496.0	864.5	0.005	0.5	547.0	259.3	0.041	526.8	698.8
5		Con Aletas/E Bordo	B6-4	21.2	2.01	1.26	101.6	609.6	193548	296774	101.6	1905	952.5	1823.7	0	0.5	483.9	0.005	0.5	496.4	864.5	0.005	0.3	496.4	259.3	0.041	528	876.4
6		Con Aletas/E Bordo	B7-5	25.7	2.24	1.45	101.6	609.6	193548	296774	101.6	1905	476.3	1795.8	0	0.25	241.0	0.005	0.5	501.3	864.5	0.005	0.5	530.9	259.3	0.041	539.2	1139.7
7		Con Aletas/E Bordo	B8-5	23.4	2.13	1.35	101.6	609.6	193548	296774	101.6	1905	952.5	1795.8	0	1	967.7	0.005	0.5	495.7	864.5	0.005	0.5	527.5	259.3	0.041	488.8	885.6
8	Yoshizaki (1973) reportado por Hwang et al. (2001)	Rectangular	165-156-2	23.5	2.13	1.36	0.0	0.0	48000	48000	60	800	860.0	640.0	0	1.08	118.7	0.0023	0.2	433.0	105.6	0.0022	0.2	433.0	0.0	0.0	0.0	102.0
9		Rectangular	166-156-8	23.5	2.13	1.36	0.0	0.0	48000	48000	60	800	860.0	640.0	0	1.08	423.1	0.0082	0.8	433.0	350.4	0.0073	0.7	433.0	0.0	0.0	0.0	147.0
10		Rectangular	167-188-4	23.5	2.13	1.36	0.0	0.0	48000	48000	60	800	860.0	640.0	0	1.08	211.6	0.0041	0.4	433.0	211.2	0.0044	0.4	433.0	0.0	0.0	0.0	135.0
11		Rectangular	168-188-8	23.5	2.13	1.36	0.0	0.0	48000	48000	60	800	860.0	640.0	0	1.08	423.1	0.0082	0.8	433.0	350.4	0.0073	0.7	433.0	0.0	0.0	0.0	159.0
12		Rectangular	169-188-12	23.5	2.13	1.36	0.0	0.0	48000	48000	60	800	860.0	640.0	0	1.08	603.7	0.0117	1.2	433.0	561.6	0.0117	1.2	433.0	0.0	0.0	0.0	175.0
13		Rectangular	170-2/3-36-2	24.5	2.18	1.40	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	118.7	0.0023	0.2	433.0	172.8	0.0024	0.2	433.0	0.0	0.0	0.0	160.0
14		Rectangular	171-2/3-36-8	24.5	2.18	1.40	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	423.1	0.0082	0.8	433.0	561.6	0.0078	0.8	433.0	0.0	0.0	0.0	235.0
15		Rectangular	172-2/3-52-4	24.5	2.18	1.40	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	211.6	0.0041	0.4	433.0	316.8	0.0044	0.4	433.0	0.0	0.0	0.0	220.0
16		Rectangular	173-2/3-52-8	24.5	2.18	1.40	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	423.1	0.0082	0.8	433.0	561.6	0.0078	0.8	433.0	0.0	0.0	0.0	260.0
17		Rectangular	174-2/3-52-12	24.5	2.18	1.40	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	603.7	0.0117	1.2	433.0	842.4	0.0117	1.2	433.0	0.0	0.0	0.0	275.0
18		Rectangular	175-1/2-27-2	25.5	2.23	1.44	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	118.7	0.0023	0.2	433.0	158.4	0.0022	0.2	433.0	0.0	0.0	0.0	199.0
19	Rectangular	176-1/2-27-8	25.5	2.23	1.44	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	423.1	0.0082	0.8	433.0	576.0	0.008	0.8	433.0	0.0	0.0	0.0	322.0	
20	Rectangular	177-1/2-42-4	25.5	2.23	1.44	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	211.6	0.0041	0.4	433.0	259.2	0.0036	0.4	433.0	0.0	0.0	0.0	319.0	
21	Rectangular	178-1/2-42-8	25.5	2.23	1.44	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	423.1	0.0082	0.8	433.0	576.0	0.008	0.8	433.0	0.0	0.0	0.0	382.0	
22	Rectangular	179-1/2-42-12	25.5	2.23	1.44	0.0	0.0	72000	72000	60	1200	860.0	960.0	0	0.72	603.7	0.0117	1.2	433.0	842.4	0.0117	1.2	433.0	0.0	0.0	0.0	422.0	
23	Cardenas et al (1980) reportado por Hwang et al. (2001)	Rectangular con Elemento de Bordo	SW-7	43.0	2.97	2.19	191.0	76.0	144788	144788	76	1905.1	1905.0	1524.1	0	1.00	390.9	0.0027	0.3	414.0	891.3	0.0077	0.8	448.0	1113.4	0.0767	448.0	519.0
24		Rectangular con Elemento de Bordo	SW-8	42.0	2.93	2.15	191.0	76.0	144788	144788	76	1905.1	1905.0	1524.1	0	1.00	390.9	0.0027	0.3	465.0	3472.7	0.03	3.0	448.0	435.5	0.0	448.0	570.0
25	Mo (1993) reportado por Hwang et al. (2001)	Con Aletas/E Bordo	HN4-1	32.2	2.53	1.73	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	13569.1	0.58	283.5	0.0081	0.8	302.0	357.7	0.0073	0.7	302.0	285.6	0.0210	302.0	250.0
26		Con Aletas/E Bordo	HN4-2	32.2	2.53	1.73	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	13569.1	0.58	283.5	0.0081	0.8	302.0	357.7	0.0073	0.7	302.0	285.6	0.0210	302.0	247.0
27		Con Aletas/E Bordo	HN4-3	32.1	2.53	1.72	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	13526.9	0.58	283.5	0.0081	0.8	302.0	357.7	0.0073	0.7	302.0	285.6	0.0210	302.0	202.0
28		Con Aletas/E Bordo	HN6-1	29.5	2.41	1.61	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	12431.3	0.58	283.5	0.0081	0.8	443.0	357.7	0.0073	0.7	443.0	285.6	0.0210	443.0	255.0
29		Con Aletas/E Bordo	HN6-2	29.5	2.41	1.61	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	12431.3	0.58	283.5	0.0081	0.8	443.0	357.7	0.0073	0.7	443.0	285.6	0.0210	443.0	204.0
30		Con Aletas/E Bordo	HN6-3	31.0	2.48	1.68	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	13063.4	0.58	283.5	0.0081	0.8	443.0	357.7	0.0073	0.7	443.0	285.6	0.0210	443.0	205.0
31		Con Aletas/E Bordo	HM4-1	37.5	2.75	1.95	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	15802.5	0.58	283.5	0.0081	0.8	302.0	357.7	0.0073	0.7	302.0	285.6	0.0210	302.0	233.0
32		Con Aletas/E Bordo	HM4-2	37.5	2.75	1.95	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	15802.5	0.58	283.5	0.0081	0.8	302.0	357.7	0.0073	0.7	302.0	285.6	0.0210	302.0	210.0
33		Con Aletas/E Bordo	HM4-3	39.9	2.85	2.06	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	16813.9	0.58	283.5	0.0081	0.8	302.0	357.7	0.0073	0.7	302.0	285.6	0.0210	302.0	250.0
34		Con Aletas/E Bordo	LN4-1	18.0	1.84	1.12	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	7585.2	0.58	283.5	0.0081	0.8	302.0	284.2	0.0058	0.6	302.0	285.6	0.0210	302.0	193.0
35		Con Aletas/E Bordo	LN4-2	18.0	1.84	1.12	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	7585.2	0.58	283.5	0.0081	0.8	302.0	284.2	0.0058	0.6	302.0	285.6	0.0210	302.0	217.0
36		Con Aletas/E Bordo	LN4-3	29.7	2.42	1.62	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	12515.6	0.58	283.5	0.0081	0.8	302.0	284.2	0.0058	0.6	302.0	285.6	0.0210	302.0	203.0
37		Con Aletas/E Bordo	LN6-1	30.7	2.47	1.66	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	12937.0	0.58	283.5	0.0081	0.8	443.0	284.2	0.0058	0.6	443.0	285.6	0.0210	443.0	246.0
38		Con Aletas/E Bordo	LN6-2	30.2	2.44	1.64	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	12726.3	0.58	283.5	0.0081	0.8	443.0	284.2	0.0058	0.6	443.0	285.6	0.0210	443.0	200.0
39		Con Aletas/E Bordo	LN6-3	30.2	2.44	1.64	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	12726.3	0.58	283.5	0.0081	0.8	443.0	284.2	0.0058	0.6	443.0	285.6	0.0210	443.0	210.0
40		Con Aletas/E Bordo	LM6-1	39.3	2.82	2.03	80.0	170.0	60200	76200	70	860	500.0	688.0	16561.0	0.58	283.5	0.0081	0.8	443.0	284.2	0.0058	0.6	443.0	285.6	0.0210	443.0	

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	ID Especimen	$f'c$	$f't$ (China)	$f't$ (Rusia)	$tf$	$lf$	$Aw$	$At$	$t$	$L$	$H$	$d$	$P_c$	$H/L$	$A_h$	$P_h$	$f_{yh}$	$A_{yh}$	$P_{yh}$	$f_{yw}$	$A_{yw}$	$P_{yw}$	$f_{yw}$	$A_{yw}$	$P_{yw}$	$f_{yw}$	$V_{max}$
				(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(N)	-	(mm <sup>2</sup> )	-	(MPa)	(mm <sup>2</sup> )	-	(MPa)	(mm <sup>2</sup> )	-	(MPa)	(mm <sup>2</sup> )
74	Hidalgo et al. (2002)	Rectangular con Elemento de Borde	1	19.4	1.92	1.18	120.0	120.0	120000	120000	120	1000	2000.0	800.0	0	2.00	312.0	0.0013	0.1	392.0	228.9	0.00251	0.3	392.0	1020.0	0.071	392.0	198.00	
75		Rectangular con Elemento de Borde	2	19.6	1.93	1.19	120.0	120.0	120000	120000	120	1000	2000.0	800.0	0	2.00	590.4	0.00246	0.2	402.0	228.9	0.00251	0.3	402.0	1020.0	0.071	402.0	270.00	
76		Rectangular con Elemento de Borde	4	19.5	1.92	1.19	120.0	120.0	120000	120000	120	1000	2000.0	800.0	0	2.00	914.4	0.00381	0.4	402.0	228.9	0.00251	0.3	402.0	1270.0	0.088	402.0	324.00	
77		Rectangular con Elemento de Borde	6	17.6	1.82	1.10	120.0	120.0	156000	156000	120	1300	1800.0	1040.0	0	1.38	283.0	0.00131	0.1	314.0	329.4	0.00259	0.3	314.0	1020.0	0.071	314.0	309.00	
78		Rectangular con Elemento de Borde	7	18.1	1.84	1.13	120.0	120.0	156000	156000	120	1300	1800.0	1040.0	0	1.38	531.4	0.00246	0.2	471.0	159.0	0.00125	0.1	471.0	1020.0	0.071	471.0	364.00	
79		Rectangular con Elemento de Borde	8	15.7	1.71	1.02	120.0	120.0	156000	156000	120	1300	1800.0	1040.0	0	1.38	531.4	0.00246	0.2	471.0	329.4	0.00259	0.3	471.0	1020.0	0.071	471.0	374.00	
80		Rectangular con Elemento de Borde	9	17.6	1.82	1.10	100.0	100.0	130000	130000	100	1300	1800.0	1040.0	0	1.38	459.0	0.00255	0.3	366.0	280.5	0.00255	0.3	366.0	910.0	0.091	366.0	258.00	
81		Rectangular con Elemento de Borde	10	16.4	1.75	1.05	80.0	80.0	104000	104000	80	1300	1800.0	1040.0	0	1.38	360.0	0.0025	0.3	367.0	228.0	0.0025	0.3	367.0	760.0	0.119	367.0	187.00	
82		Rectangular con Elemento de Borde	11	16.3	1.74	1.05	100.0	100.0	140000	140000	100	1400	1400.0	1120.0	0	1.00	177.8	0.00127	0.1	362.0	306.0	0.00255	0.3	362.0	800.0	0.080	362.0	235.00	
83		Rectangular con Elemento de Borde	12	17.0	1.78	1.08	100.0	100.0	140000	140000	100	1400	1400.0	1120.0	0	1.00	357.0	0.00255	0.3	366.0	152.4	0.00127	0.1	366.0	800.0	0.080	366.0	304.00	
84		Rectangular con Elemento de Borde	13	18.1	1.84	1.13	100.0	100.0	140000	140000	100	1400	1400.0	1120.0	0	1.00	357.0	0.00255	0.3	370.0	306.0	0.00255	0.3	370.0	800.0	0.080	370.0	289.00	
85		Rectangular con Elemento de Borde	14	17.1	1.79	1.08	80.0	80.0	136000	136000	80	1700	1200.0	1360.0	0	0.71	120.0	0.00125	0.1	366.0	308.0	0.0025	0.3	366.0	600.0	0.094	366.0	255.00	
86		Rectangular con Elemento de Borde	15	19.0	1.89	1.16	80.0	80.0	136000	136000	80	1700	1200.0	1360.0	0	0.71	240.0	0.0025	0.3	366.0	154.0	0.00125	0.1	366.0	600.0	0.094	366.0	368.00	
87		Rectangular con Elemento de Borde	16	18.8	1.88	1.16	80.0	80.0	136000	136000	80	1700	1200.0	1360.0	0	0.71	240.0	0.0025	0.3	366.0	308.0	0.0025	0.3	366.0	600.0	0.094	366.0	362.00	
88		Rectangular con Elemento de Borde	23	24.2	2.16	1.39	100.0	100.0	130000	130000	100	1300	1800.0	1040.0	0	1.38	450.0	0.0025	0.3	431.0	0.0	0	0.0	0.0	1110.0	0.111	431.0	333.00	
89	Rectangular con Elemento de Borde	27	23.9	2.15	1.37	100.0	100.0	140000	140000	100	1400	1400.0	1120.0	0	1.00	350.0	0.0025	0.3	431.0	0.0	0	0.0	0.0	910.0	0.091	431.0	491.00		
90	Rectangular con Elemento de Borde	31	23.1	2.11	1.34	80.0	80.0	120000	120000	80	1500	1050.0	1200.0	0	0.70	210.0	0.0025	0.3	431.0	0.0	0	0.0	0.0	800.0	0.125	431.0	391.00		
91	Greifenhagen & Lestuzzi (2005)	Rectangular	M1	50.7	3.25	2.52	0.0	0.0	100000	100000	100	1000	610.0	800.0	135000	0.61	183.0	0.003	0.3	745.0	300.0	0.003	0.3	504.0	0.0	0.000	0.0	204.00	
92		Rectangular	M2	51.0	3.26	2.53	0.0	0.0	100000	100000	100	1000	610.0	800.0	140000	0.61	0.0	0	0.0	745.0	300.0	0.003	0.3	504.0	0.0	0.000	0.0	203.00	
93		Rectangular	M3	20.1	1.95	1.21	0.0	0.0	72000	72000	80	900	610.0	720.0	140000	0.68	146.4	0.003	0.3	745.0	216.0	0.003	0.3	504.0	0.0	0.000	0.0	176.00	
94		Rectangular	M4	24.4	2.17	1.39	0.0	0.0	72000	72000	80	900	610.0	720.0	87000	0.68	146.4	0.003	0.3	745.0	216.0	0.003	0.3	504.0	0.0	0.000	0.0	135.00	
95	Orakcal et al. (2009)	Rectangular con Elemento de Borde	WP-TS-N0-S1	29.9	2.43	1.63	131.3	152.0	208240	208240	152	1370	1220.0	1096.0	0	0.89	515.5	0.00278	0.3	424.0	382.1	0.00227	0.2	424.0	265.5	0.013	424.0	404.00	
96		Rectangular con Elemento de Borde	WP-TS-N5-S1	31.9	2.52	1.72	131.3	152.0	208240	208240	152	1370	1220.0	1096.0	332143	0.89	515.5	0.00278	0.3	424.0	382.1	0.00227	0.2	424.0	265.5	0.013	424.0	648.00	
97		Rectangular con Elemento de Borde	WP-TS-N5-S2	32.0	2.52	1.72	131.3	152.0	208240	208240	152	1370	1220.0	1096.0	333184	0.89	515.5	0.00278	0.3	424.0	382.1	0.00227	0.2	424.0	265.5	0.013	424.0	682.00	
98		Rectangular con Elemento de Borde	WP-TS-N10-S1	28.3	2.36	1.56	131.3	152.0	208240	208240	152	1370	1220.0	1096.0	589319	0.89	515.5	0.00278	0.3	424.0	382.1	0.00227	0.2	424.0	265.5	0.013	424.0	753.00	
99		Rectangular con Elemento de Borde	WP-TS-N10-S2	31.4	2.50	1.69	131.3	152.0	208240	208240	152	1370	1220.0	1096.0	653874	0.89	515.5	0.00278	0.3	424.0	382.1	0.00227	0.2	424.0	265.5	0.013	424.0	819.00	
100	Palermo & Vecchio (2002)	Con Aletas/E Borde	DP1	21.7	2.04	1.28	95.0	3045.0	230625	794925	75	3075	2020.0	2460.0	940000	0.66	791.7	0.00523	0.5	605.0	1300.6	0.00601	0.6	605.0	1583.4	0.005	605.0	1298.00	
101		Con Aletas/E Borde	DP2	18.8	1.88	1.16	95.0	3045.0	230625	794925	75	3075	2020.0	2460.0	0	0.66	791.7	0.00523	0.5	605.0	1300.6	0.00601	0.6	605.0	1583.4	0.005	605.0	904.00	
102		Con Aletas/E Borde	WB-1	15.7	1.70	1.02	120.0	150.0	56000	80000	50	1120	600.0	896.0	0	0.54	75.0	0.00250	0.3	294.2	110.0	0.00250	0.3	294.2	796.4	0.044	382.5	176.36	
103		Con Aletas/E Borde	WB-2	15.7	1.70	1.02	120.0	150.0	56000	80000	50	1120	600.0	896.0	0	0.54	75.0	0.00250	0.3	294.2	110.0	0.00250	0.3	294.2	796.4	0.044	382.5	187.32	
104		Con Aletas/E Borde	WB-3	15.7	1.70	1.02	120.0	150.0	56000	80000	50	1120	600.0	896.0	0	0.54	75.0	0.00250	0.3	294.2	110.0	0.00250	0.3	294.2	796.4	0.044	382.5	210.24	
105		Con Aletas/E Borde	WB-4	15.7	1.70	1.02	120.0	150.0	56000	80000	50	1120	600.0	896.0	0	0.54	75.0	0.00250	0.3	294.2	110.0	0.00250	0.3	294.2	796.4	0.044	382.5	230.17	
106		Con Aletas/E Borde	WB-5	15.7	1.70	1.02	120.0	150.0	56000	80000	50	1120	600.0	896.0	196133	0.54	75.0	0.00250	0.3	294.2	110.0	0.00250	0.3	294.2	796.4	0.044	382.5	339.77	
107		Con Aletas/E Borde	WB-6	15.7	1.70	1.02	120.0	150.0	56000	80000	50	1120	600.0	896.0	0	0.54	150.0	0.00500	0.5	294.2	220.0	0.00500	0.5	294.2	796.4	0.044	382.5	238.14	
108	Con Aletas/E Borde	WB-7	15.7	1.70	1.02	120.0	150.0	56000	80000	50	1120	600.0	896.0	196133	0.54	150.0	0.00500	0.5	294.2	220.0	0.00500	0.5	294.2	796.4	0.044	382.5	308.88		
109	Con Aletas/E Borde	WB-8	15.7	1.70	1.02	120.0	150.0	56000	80000	50	1120	600.0	896.0	392266	0.54	150.0	0.00500	0.5	294.2	220.0	0.00500	0.5	294.2	796.4	0.044	382.5	286.97		
110	Oh et al. (2002)	Rectangular con Elemento de Borde	WR-20	34.2	2.62	1.81	209.0	200.0	300000	300000	200	1500	2000.0	1200.0	1026000	1.33	1120.0	0.00280	0.3	342.0	692.4	0.00320	0.3	342.0	530.9	0.013	449.0	442.90	
111		Rectangular con Elemento de Borde	WR-10	36.2	2.70	1.90	209.0	200.0	300000	300000	200	1500	2000.0	1200.0	1086000	1.33	1120.0	0.00280	0.3	342.0	692.4	0.00320	0.3	342.0	530.9	0.013	449.0	425.30	
112		Rectangular con Elemento de Borde	WR-0	32.9	2.56	1.76	209.0																						

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	ID Especimen	$f'c$ (MPa)	$f't$ (China) (MPa)	$f't$ (Rusia) (MPa)	$tf$ (mm)	$lf$ (mm)	$Aw$ (mm)2	$At$ (mm)2	$t$ (mm)	$L$ (mm)	$H$ (mm)	$d$ (mm)	$P_t$ (N)	$H/L$ -	$A_h$ (mm)2	$P_h$ -	$f_{yh}$ (MPa)	$A_{sh}$ (mm)2	$P_v$ -	$f_{yv}$ (MPa)	$A_{sh}$ (mm)2	$P_{sh}$ -	$f_{yh}$ (MPa)	$V_{muro}$ (kN)		
119	Sánchez Alejandro (2013)	Rectangular con Elemento de Borde	MCN50M	19.2	1.90	1.17	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	336.0	0.00140	0.1	457.7	274.4	0.00140	0.1	457.7	1592.0	0.072	433.5	408.00
120		Rectangular con Elemento de Borde	MCN100M	19.2	1.90	1.17	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	672.0	0.00280	0.3	457.7	548.8	0.00280	0.3	457.7	2272.0	0.103	429.5	616.00
121		Rectangular con Elemento de Borde	MCC50M	16.6	1.76	1.06	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	336.0	0.00140	0.1	457.7	274.4	0.00140	0.1	457.7	1592.0	0.072	433.5	389.00
122		Rectangular con Elemento de Borde	MCC100M	16.6	1.76	1.06	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	672.0	0.00280	0.3	457.7	548.8	0.00280	0.3	457.7	2272.0	0.103	429.5	378.00
123		Rectangular con Elemento de Borde	MCA100M	19.8	1.94	1.20	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	672.0	0.00280	0.3	457.7	548.8	0.00280	0.3	457.7	2272.0	0.103	429.5	510.00
124		Rectangular con Elemento de Borde	MCN50C	17.8	1.83	1.11	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	336.0	0.00140	0.1	446.5	274.4	0.00140	0.1	446.5	1592.0	0.072	433.5	374.00
125		Rectangular con Elemento de Borde	MCN100C	17.8	1.83	1.11	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	672.0	0.00280	0.3	446.5	548.8	0.00280	0.3	446.5	2272.0	0.103	429.5	472.00
126		Rectangular con Elemento de Borde	MCC50C	11.0	1.40	0.82	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	336.0	0.00140	0.1	446.5	274.4	0.00140	0.1	446.5	1592.0	0.072	433.5	262.00
127		Rectangular con Elemento de Borde	MCC100C	11.0	1.40	0.82	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	672.0	0.00280	0.3	446.5	548.8	0.00280	0.3	446.5	2272.0	0.103	429.5	341.00
128		Rectangular con Elemento de Borde	MCA50C	22.4	2.07	1.31	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	336.0	0.00140	0.1	446.5	274.4	0.00140	0.1	446.5	1592.0	0.072	433.5	388.00
129		Rectangular con Elemento de Borde	MCA100C	22.4	2.07	1.31	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	672.0	0.00280	0.3	446.5	548.8	0.00280	0.3	446.5	2272.0	0.103	429.5	459.00
130		Rectangular con Elemento de Borde	MCN50C2	20.4	1.97	1.22	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	336.0	0.00140	0.1	446.5	274.4	0.00140	0.1	446.5	1592.0	0.072	433.5	336.00
131		Rectangular con Elemento de Borde	MCC50C2	29.2	2.40	1.60	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	336.0	0.00140	0.1	446.5	274.4	0.00140	0.1	446.5	1592.0	0.072	433.5	386.00
132	Rectangular con Elemento de Borde	MCA50C2	27.6	2.33	1.53	220.0	100.0	240000	240000	100	2400	2400.0	1920.0	60000	1.00	336.0	0.00140	0.1	446.5	274.4	0.00140	0.1	446.5	1592.0	0.072	433.5	321.00	
133	Massone (2010)	Rectangular con Elemento de Borde	test1	25.5	2.23	1.44	167.9	152.0	231040	231040	152	1520	1520.0	1216.0	0	1.00	642.3	0.00278	0.3	424.0	770.5	0.00428	0.4	424.0	796.0	0.031	448.2	633.00
134		Rectangular con Elemento de Borde	test4	43.7	2.99	2.22	167.9	152.0	231040	231040	152	1520	1520.0	1216.0	0	1.00	642.3	0.00278	0.3	424.0	770.5	0.00428	0.4	424.0	796.0	0.031	448.2	749.00
135		Rectangular con Elemento de Borde	test2	31.4	2.50	1.69	126.9	152.0	231040	231040	152	1520	1520.0	1216.0	0	1.00	642.3	0.00278	0.3	424.0	769.8	0.00400	0.4	424.0	328.0	0.017	436.1	453.00
136		Rectangular con Elemento de Borde	test3	31.0	2.48	1.68	126.9	152.0	231040	231040	152	1520	1520.0	1216.0	0	1.00	642.3	0.00278	0.3	424.0	769.8	0.00400	0.4	424.0	328.0	0.017	436.1	491.00
137		Rectangular	SW1	24.8	2.19	1.41	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	2865.0	2438.4	0	0.94	4129.3	0.00710	0.7	462.0	4393.1	0.00710	0.7	462.0	0.0	0.000	0.0	1116.00
138	Luna et al. (2015)	Rectangular	SW2	48.3	3.16	2.42	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	3207.7	0.00960	1.0	434.0	5939.9	0.00960	1.0	434.0	0.0	0.000	0.0	2342.00
139		Rectangular	SW2	53.8	3.36	2.65	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	2372.4	0.00710	0.7	434.0	4393.1	0.00710	0.7	434.0	0.0	0.000	0.0	1888.00
140		Rectangular	SW4	29.0	2.39	1.59	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	1136.1	0.00340	0.3	462.0	2103.7	0.00340	0.3	462.0	0.0	0.000	0.0	983.00
141		Rectangular	SW5	29.7	2.42	1.62	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1006.0	2438.4	0	0.33	1960.5	0.00960	1.0	462.0	5939.9	0.00960	1.0	462.0	0.0	0.000	0.0	2831.00
142		Rectangular	SW6	26.2	2.26	1.47	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1006.0	2438.4	0	0.33	1449.9	0.00710	0.7	462.0	4393.1	0.00710	0.7	462.0	0.0	0.000	0.0	2184.00
143		Rectangular	SW7	26.2	2.26	1.47	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1006.0	2438.4	0	0.33	694.3	0.00340	0.3	462.0	2103.7	0.00340	0.3	462.0	0.0	0.000	0.0	1323.00
144		Rectangular	SW8	24.1	2.16	1.38	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	5012.4	0.01500	1.5	462.0	9281.2	0.01500	1.5	462.0	0.0	0.000	0.0	2600.00
145		Rectangular	SW9	29.7	2.42	1.62	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	2372.4	0.00710	0.7	462.0	9281.2	0.01500	1.5	462.0	0.0	0.000	0.0	2791.00
146		Rectangular	SW10	31.7	2.51	1.71	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	1136.1	0.00340	0.3	462.0	9281.2	0.01500	1.5	462.0	0.0	0.000	0.0	2275.00
147		Rectangular con Elemento de Borde	SW11	34.5	2.63	1.83	380.0	203.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	2372.4	0.00710	0.7	462.0	3297.7	0.00710	0.7	462.0	1188.0	0.015	462.0	1850.00
148	Rectangular con Elemento de Borde	SW12	34.5	2.63	1.83	380.0	203.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	1136.1	0.00340	0.3	462.0	1579.2	0.00340	0.3	462.0	1589.1	0.021	462.0	1737.00	
149	Carrillo & Alcocer (2013)	Rectangular con Elemento de Borde	MRN100C	16.2	1.73	1.04	200.0	100.0	541000	541000	100	5410	2433.0	4328.0	135250	0.45	681.2	0.00280	0.3	447.0	1402.8	0.00280	0.3	447.0	440.0	0.022	447.0	766.00
150		Rectangular con Elemento de Borde	MEN100C	16.2	1.73	1.04	200.0	100.0	124000	124000	100	1240	2435.0	992.0	31000	1.96	681.8	0.00280	0.3	447.0	235.2	0.00280	0.3	447.0	3000.0	0.150	447.0	208.00
151		Rectangular con Elemento de Borde	MRN50C	16.2	1.73	1.04	200.0	100.0	541000	541000	100	5410	2425.0	4328.0	135250	0.45	339.5	0.00140	0.1	447.0	701.4	0.00140	0.1	447.0	440.0	0.022	447.0	670.00
152		Rectangular con Elemento de Borde	MEN50C	16.2	1.73	1.04	200.0	100.0	124000	124000	100	1240	2421.0	992.0	31000	1.95	338.9	0.00140	0.1	447.0	117.6	0.00140	0.1	447.0	2080.0	0.104	447.0	157.00
153		Rectangular con Elemento de Borde	MRL100C	5.2	0.93	0.57	200.0	101.0	546713	546713	101	5413	2423.0	4330.4	136678	0.45	685.2	0.00280	0.3	447.0	1417.7	0.00280	0.3	447.0	646.4	0.032	447.0	800.00
154		Rectangular con Elemento de Borde	MRN50mC	20.0	1.95	1.21	200.0	103.0	555788	555788	103	5396	2401.0	4316.8	138947	0.44	296.8	0.00120	0.1	605.0	617.5	0.00120	0.1	605.0	440.0	0.022	447.0	776.00
155		Rectangular con Elemento de Borde	MCN50mC	20.0	1.95	1.21	200.0	103.0	246994	246994	103	2398	2396.0	1918.4	61749	1.00	296.1	0.00120	0.1	605.0	247.0	0.00120	0.1	605.0	1483.2	0.072	447.0	329.00
156		Rectangular con Elemento de Borde	MEN50mC	20.0	1.95	1.21	200.0	101.0	125139	125139	101	1239	2399.0	991.2	31285	1.94	298.0	0.00120	0.1	605.0	101.7	0.00120	0.1	605.0	1939.2	0.096	447.0	154.00
157		Rectangular con Elemento de Borde	MRL50mC	5.2	0.93	0.57	200.0	106.0	573990	573990	106	5415	2419.0	4332.0	143498	0.45	307.7	0.00120	0.1	605.0	637.9	0.00120	0.1	605.0	445.2	0.021	447.0	568.00
158		Rectangular con Elemento de Borde	MCL50mC	26.0	2.25	1.46	200.0	100.0	242300	242300	100	2423	2423.0	1938.4	60575	1.00	290.8	0.00120	0.1	605.0	242.8	0.00120	0.1	605.0	1480.0	0.074	447.0	400.00
159		Rectangular con Elemento de Borde	MEL50mC	26.0	2.25	1.46	200.0	100.0	122100	122100	100	1221	2435.0	976.8	30525	1.99	292.2	0.00120	0.1	605.0	98.5	0.00120	0.1	605.0	1640.0	0.082	447.0	172.00
160		Rectangular con Elemento de Borde	MCN850mC	8.9	1.25	0.73	200.0	102.0	245208	245208	102	2404	2404.0	1923.2	61302	1.00	294.2	0.00120	0.1	605.0	245.3	0.00120	0.1	605.0	1489.2	0.073	447.0	237.00
161		Rectangular con Elemento de Borde	MRN850mC	8.9	1.25	0.73	200.0	100.0	540000																			

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	ID Especimen	$f'_c$ (MPa)	$f'_t$ (China) (MPa)	$f'_t$ (Rusia) (MPa)	$tf$ (mm)	$lf$ (mm)	$A_w$ (mm <sup>2</sup> )	$A_t$ (mm <sup>2</sup> )	$t$ (mm)	$L$ (mm)	$H$ (mm)	$d$ (mm)	$P_p$ (N)	$H/L$ -	$A_h$ (mm <sup>2</sup> )	$P_h$ -	$f_{yh}$ (MPa)	$A_{yh}$ (mm <sup>2</sup> )	$P_{yh}$ -	$f_{yh}$ (MPa)	$A_{yh}$ (mm <sup>2</sup> )	$P_{yh}$ -	$f_{yh}$ (MPa)	$V_{máxima}$ (kN)		
166	A. Beko et al. (2015)	Rectangular con Elemento de Borde	Wall 1	54.0	3.36	2.66	400.0	400.0	1200000	1200000	400	3000	1200.0	2400.0	600000	0.40	2412.7	0.00503	0.5	500.0	4021.2	0.00457	0.5	500.0	2412.7	0.015	500.0	8053.00
167		Rectangular con Elemento de Borde	Wall 2	54.0	3.36	2.66	400.0	400.0	1200000	1200000	400	3000	1200.0	2400.0	600000	0.40	2412.7	0.00503	0.5	500.0	4021.2	0.00457	0.5	500.0	2412.7	0.015	500.0	8279.00
168		Rectangular con Elemento de Borde	Wall 3	54.0	3.36	2.66	400.0	400.0	1200000	1200000	400	3000	1200.0	2400.0	600000	0.40	2412.7	0.00503	0.5	500.0	4021.2	0.00457	0.5	500.0	2412.7	0.015	500.0	8117.00
169		Rectangular con Elemento de Borde	Wall 4	54.0	3.36	2.66	400.0	400.0	1200000	1200000	400	3000	1200.0	2400.0	600000	0.40	2412.7	0.00503	0.5	500.0	4021.2	0.00457	0.5	500.0	2412.7	0.015	500.0	7997.00
170		Rectangular	SM-L	29.5	2.41	1.61	0.0	0.0	93750	93750	125	750	1125.0	600.0	334000	1.50	548.4	0.00390	0.4	460.0	1096.9	0.01170	1.2	460.0	0.0	0.000	0.0	217.00
171	Mickleborough et al. (1999)	Rectangular	SM-H	57.3	3.48	2.80	0.0	0.0	93750	93750	125	750	1125.0	600.0	486000	1.50	548.4	0.00390	0.4	460.0	1096.9	0.01170	1.2	460.0	0.0	0.000	0.0	289.00
172		Rectangular	SL-L	57.3	3.48	2.80	0.0	0.0	93750	93750	125	750	750.0	600.0	360000	1.00	365.6	0.00390	0.4	460.0	1096.9	0.01170	1.2	460.0	0.0	0.000	0.0	420.00
173		Rectangular	SL-H	29.5	2.41	1.61	0.0	0.0	93750	93750	125	750	750.0	600.0	477000	1.00	365.6	0.00390	0.4	460.0	1096.9	0.01170	1.2	460.0	0.0	0.000	0.0	400.00
174	Mo & Kuo (1998)	Con Aletas/E Borde	H-H24	15.4	1.69	1.01	50.0	130.0	13500	23500	30	450	400.0	360.0	7845	0.89	37.7	0.00314	0.3	259.0	44.0	0.00419	0.4	259.0	506.7	0.078	226.0	30.42
175		Con Aletas/E Borde	H-H26	16.3	1.74	1.05	50.0	130.0	13500	23500	30	450	400.0	360.0	7845	0.89	37.7	0.00314	0.3	259.0	44.0	0.00419	0.4	259.0	506.7	0.078	226.0	29.81
176		Con Aletas/E Borde	H-H28	16.4	1.75	1.05	50.0	130.0	13500	23500	30	450	400.0	360.0	7845	0.89	37.7	0.00314	0.3	259.0	44.0	0.00419	0.4	259.0	506.7	0.078	226.0	33.21
177		Con Aletas/E Borde	H-H210	18.3	1.85	1.13	50.0	130.0	13500	23500	30	450	400.0	360.0	7845	0.89	37.7	0.00314	0.3	259.0	44.0	0.00419	0.4	259.0	506.7	0.078	226.0	28.14
178	Terzioglu (2011) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	SW-T2-S1-1	19.3	1.91	1.18	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	750.0	1200.0	0	0.50	603.0	0.00670	0.7	473.0	997.0	0.00670	0.7	473.0	805.0	0.052	437.0	793.00
179		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T1-S1-2	23.7	2.14	1.36	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	750.0	1200.0	0	0.50	306.0	0.00340	0.3	473.0	505.9	0.00340	0.3	473.0	805.0	0.052	437.0	633.00
180		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T2-S2-3	25.8	2.24	1.45	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	750.0	1200.0	0	0.50	603.0	0.00670	0.7	473.0	997.0	0.00670	0.7	473.0	805.0	0.052	437.0	666.00
181		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T2-S3-4	29.0	2.39	1.59	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	750.0	1200.0	0	0.50	603.0	0.00670	0.7	572.0	997.0	0.00670	0.7	572.0	805.0	0.052	525.0	810.00
182		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T3-S1-5	32.1	2.53	1.72	80.0	120.0	180000	180000	120	1500	750.0	1200.0	0	0.50	603.0	0.00670	0.7	572.0	1077.4	0.00670	0.7	572.0	100.8	0.011	572.0	385.00
183		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T4-S1-6	34.8	2.64	1.84	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	500.0	1200.0	0	0.33	402.0	0.00670	0.7	572.0	997.0	0.00670	0.7	572.0	616.2	0.040	509.0	877.00
184		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T5-S1-7	35.0	2.65	1.85	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	1500.0	1200.0	0	1.00	1206.0	0.00670	0.7	572.0	505.9	0.00340	0.3	572.0	1521.0	0.098	536.0	709.00
185		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T6-S1-8	22.6	2.08	1.32	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	1500.0	1200.0	0	1.00	1206.0	0.00670	0.7	572.0	997.0	0.00670	0.7	572.0	1521.0	0.098	536.0	738.00
186		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T1-S2-9	24.0	2.15	1.38	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	750.0	1200.0	0	0.50	306.0	0.00340	0.3	572.0	505.9	0.00340	0.3	572.0	805.0	0.052	525.0	565.00
187		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T1-N5-S1-10	26.3	2.26	1.48	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	750.0	1200.0	241434	0.50	306.0	0.00340	0.3	572.0	505.9	0.00340	0.3	572.0	805.0	0.052	525.0	791.00
188		Rectangular con Elemento de Borde	SW-T1-N10-S1-11	27.0	2.30	1.51	130.0	120.0	180000	180000	120	1500	750.0	1200.0	481140	0.50	306.0	0.00340	0.3	572.0	505.9	0.00340	0.3	572.0	805.0	0.052	525.0	796.00
189	Whyte et al. (2013) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular	Wall 1	35.5	2.67	1.87	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	2372.4	0.00710	0.7	464.0	4393.1	0.00710	0.7	464.0	0.0	0.000	0.0	1618.00
190		Rectangular	Wall 2	37.3	2.74	1.95	0.0	0.0	618744	618744	203	3048	1646.0	2438.4	0	0.54	2372.4	0.00710	0.7	464.0	4393.1	0.00710	0.7	464.0	0.0	0.000	0.0	1705.00
191	Salonikios (2000) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	MSW3	24.1	2.16	1.38	240.0	100.0	120000	120000	100	1200	1800.0	960.0	202440	1.50	504.0	0.00280	0.3	610.0	201.6	0.00280	0.3	610.0	309.6	0.013	585.0	173.00
192		Rectangular con Elemento de Borde	MSW6	27.5	2.32	1.53	240.0	100.0	120000	120000	100	1200	1800.0	960.0	0	1.50	1017.0	0.00565	0.6	610.0	406.8	0.00565	0.6	610.0	415.2	0.017	585.0	187.00
193		Rectangular con Elemento de Borde	LSW1	22.2	2.06	1.30	240.0	100.0	120000	120000	100	1200	1200.0	960.0	0	1.00	678.0	0.00565	0.6	610.0	406.8	0.00565	0.6	610.0	415.2	0.017	585.0	262.00
194		Rectangular con Elemento de Borde	LSW2	21.6	2.03	1.28	240.0	100.0	120000	120000	100	1200	1200.0	960.0	0	1.00	336.0	0.00280	0.3	610.0	201.6	0.00280	0.3	610.0	309.6	0.013	585.0	185.00
195		Rectangular con Elemento de Borde	LSW3	23.9	2.15	1.37	240.0	100.0	120000	120000	100	1200	1200.0	960.0	200760	1.00	336.0	0.00280	0.3	610.0	201.6	0.00280	0.3	610.0	309.6	0.013	585.0	252.00
196	Wiradinata (1985) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	Wall 1	25.0	2.20	1.42	320.0	100.0	200000	200000	100	2000	1000.0	1600.0	0	0.50	210.0	0.00210	0.2	425.0	965.6	0.00710	0.7	435.0	400.0	0.013	435.0	531.00
197		Rectangular con Elemento de Borde	Wall 2	22.0	2.05	1.29	320.0	100.0	200000	200000	100	2000	500.0	1600.0	0	0.25	105.0	0.00210	0.2	425.0	965.6	0.00710	0.7	435.0	400.0	0.013	435.0	685.00
198	Pilette (1987) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	Wall 4	33.0	2.57	1.76	320.0	100.0	200000	200000	100	2000	1000.0	1600.0	0	0.50	800.0	0.00800	0.8	480.0	965.6	0.00710	0.7	480.0	400.0	0.013	480.0	401.00
199		Rectangular con Elemento de Borde	Wall 5	27.0	2.30	1.51	250.0	100.0	200000	200000	100	2000	1000.0	1600.0	0	0.50	1150.0	0.01150	1.2	480.0	1725.0	0.01150	1.2	480.0	400.0	0.016	480.0	545.00
200	Syngs (1980) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	Wall 1	27.2	2.31	1.51	200.0	100.0	300000	300000	100	3000	1500.0	2400.0	0	0.50	2520.0	0.01680	1.7	380.0	2106.0	0.00810	0.8	300.0	452.0	0.023	300.0	774.00
201	Park et al (2015) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	S1	46.5	3.10	2.34	300.0	200.0	300000	300000	200	1500	1500.0	1200.0	976500	1.00	1530.0	0.00510	0.5	667.0	1188.0	0.00660	0.7	653.0	5820.0	0.097	617.0	2158.00
202		Rectangular con Elemento de Borde	S2	46.5	3.10	2.34	300.0	200.0	300000	300000	200	1500	1500.0	1200.0	976500	1.00	2100.0	0.00700	0.7	477.0	1188.0	0.00660	0.7	653.0	5820.0	0.097	617.0	2298.00
203		Rectangular con Elemento de Borde	S3	70.3	3.89	3.35	300.0	200.0	300000	300000	200	1500	1500.0	1200.0	1476300	1.00	1530.0	0.005										

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	ID Especimen	f'c (MPa)	f't (China) (MPa)	f't (Rusia) (MPa)	tf (mm)	If (mm)	Av (mm)	At (mm)2	t (mm)	L (mm)	H (mm)	d (mm)	Pc (N)	H/L	A <sub>h</sub> (mm)2	P <sub>h</sub>	f <sub>yh</sub> (MPa)	A <sub>v</sub> (mm)2	P <sub>v</sub>	f <sub>yh</sub> (MPa)	A <sub>sh</sub> (mm)2	P <sub>sh</sub>	f <sub>yh</sub> (MPa)	V <sub>nominal</sub> (kN)		
207	Hirosawa (1975) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	72	17.3	1.80	1.09	170.0	160.0	272000	272000	160	1700	1600.0	1360.0	531733	0.94	665.6	0.00260	0.3	419.0	1131.5	0.00520	0.5	407.0	1545.0	0.057	377.0	773.00
208		Rectangular con Elemento de Borde	73	20.8	1.99	1.24	170.0	160.0	272000	272000	160	1700	1600.0	1360.0	531814	0.94	665.6	0.00260	0.3	419.0	1131.5	0.00520	0.5	407.0	1545.0	0.057	377.0	770.00
209		Rectangular con Elemento de Borde	74	20.8	1.99	1.24	170.0	160.0	272000	272000	160	1700	1600.0	1360.0	531814	0.94	1331.2	0.00520	0.5	422.0	1131.5	0.00520	0.5	407.0	1545.0	0.057	377.0	790.00
210		Rectangular con Elemento de Borde	75	13.7	1.58	0.94	170.0	160.0	272000	272000	160	1700	1600.0	1360.0	532875	0.94	1331.2	0.00520	0.5	422.0	1131.5	0.00520	0.5	407.0	1545.0	0.057	377.0	812.00
211		Rectangular con Elemento de Borde	76	14.7	1.64	0.98	170.0	160.0	272000	272000	160	1700	1600.0	1360.0	535786	0.94	2662.4	0.01040	1.0	415.0	1131.5	0.00520	0.5	407.0	1545.0	0.057	377.0	791.00
212		Rectangular con Elemento de Borde	77	18.3	1.86	1.13	170.0	160.0	272000	272000	160	1700	1600.0	1360.0	532603	0.94	2662.4	0.01040	1.0	415.0	1131.5	0.00520	0.5	407.0	1545.0	0.057	377.0	875.00
213	Sheu reportado en Adorno - Bonilla (2016)	Rectangular	SW-2	26.0	2.25	1.46	0.0	0.0	100000	100000	100	1000	500.0	800.0	0	0.50	270.0	0.00540	0.5	483.0	400.0	0.00400	0.4	483.0	0.0	0.000	0.0	179.00
214		Rectangular	SW-5	27.3	2.31	1.52	0.0	0.0	100000	100000	100	1000	500.0	800.0	0	0.50	485.0	0.00970	1.0	481.0	710.0	0.00710	0.7	481.0	0.0	0.000	0.0	242.00
215		Rectangular	SW-6	28.2	2.35	1.56	0.0	0.0	100000	100000	100	1000	500.0	800.0	0	0.50	485.0	0.00970	1.0	481.0	710.0	0.00710	0.7	481.0	0.0	0.000	0.0	276.00
216		Rectangular	SW-11	26.0	2.25	1.46	0.0	0.0	100000	100000	100	1000	500.0	800.0	0	0.50	270.0	0.00540	0.5	467.0	700.0	0.00700	0.7	432.0	0.0	0.000	0.0	222.00
217	Rectangular	SW-17	26.0	2.25	1.46	0.0	0.0	100000	100000	100	1000	750.0	800.0	0	0.75	412.5	0.00550	0.6	467.0	700.0	0.00700	0.7	432.0	0.0	0.000	0.0	380.00	
218	Sanada & Kabeyasawa (2006) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	Type N	22.4	2.07	1.31	250.0	250.0	164000	249000	80	2050	1400.0	1640.0	602381	0.68	280.0	0.00250	0.3	340.0	310.0	0.00250	0.3	340.0	1131.3	0.018	398.0	712.00
219	Con Aletas/E. Borde	Type S	24.5	2.18	1.40	250.0	250.0	164000	249000	80	2050	1400.0	1640.0	597849	0.68	280.0	0.00250	0.3	340.0	310.0	0.00250	0.3	340.0	1131.3	0.018	398.0	702.00	
220	Matsui et al (2004) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	Wall-A	28.2	2.35	1.56	200.0	200.0	160000	208000	80	2000	1800.0	1600.0	369533	0.90	576.0	0.00400	0.4	377.0	512.0	0.00400	0.4	377.0	1524.0	0.038	434.0	686.00
221	Con Aletas/E. Borde	Wall-B	27.4	2.32	1.52	200.0	200.0	160000	208000	80	2000	1800.0	1600.0	370448	0.90	576.0	0.00400	0.4	377.0	512.0	0.00400	0.4	377.0	1524.0	0.038	434.0	554.00	
222	Akita et al (2006) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	WAS	27.0	2.30	1.51	200.0	200.0	160000	208000	80	2000	1800.0	1600.0	370656	0.90	576.0	0.00400	0.4	377.0	512.0	0.00400	0.4	377.0	1524.0	0.038	434.0	654.00
223	Con Aletas/E. Borde	WBS	27.0	2.30	1.51	200.0	200.0	160000	208000	80	2000	1800.0	1600.0	370656	0.90	576.0	0.00400	0.4	377.0	512.0	0.00400	0.4	377.0	1524.0	0.038	434.0	542.00	
224	Kabeyasawa reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	K1	19.2	1.90	1.17	200.0	200.0	160000	208000	80	2000	1500.0	1600.0	391373	0.75	324.0	0.00270	0.3	395.0	345.6	0.00270	0.3	395.0	284.0	0.007	392.0	441.00
225		Con Aletas/E. Borde	K2	19.2	1.90	1.17	200.0	200.0	160000	208000	80	2000	1500.0	1600.0	391373	0.75	636.0	0.00530	0.5	395.0	678.4	0.00530	0.5	395.0	572.0	0.014	392.0	480.00
226		Con Aletas/E. Borde	K3	19.2	1.90	1.17	200.0	200.0	160000	208000	80	2000	1500.0	1600.0	391373	0.75	960.0	0.00800	0.8	395.0	1024.0	0.00800	0.8	395.0	856.0	0.021	392.0	541.00
227		Con Aletas/E. Borde	K4	20.8	1.99	1.24	200.0	200.0	160000	208000	80	2000	1500.0	1600.0	393702	0.75	960.0	0.00800	0.8	395.0	1024.0	0.00800	0.8	395.0	572.0	0.014	392.0	510.00
228	Maier (1991) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	S5	37.3	2.74	1.95	100.0	400.0	118000	178000	100	1180	1200.0	944.0	451479	1.02	1212.0	0.01010	1.0	574.0	989.8	0.01010	1.0	574.0	504.0	0.013	574.0	683.00
229	Con Aletas/E. Borde	S7	34.1	2.61	1.81	100.0	400.0	118000	178000	100	1180	1200.0	944.0	1693474	1.02	1212.0	0.01010	1.0	555.0	989.8	0.01010	1.0	555.0	504.0	0.013	555.0	855.00	
230	Saito et al (1989) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	W-15-1	24.8	2.19	1.41	150.0	500.0	322500	427500	150	2150	750.0	1720.0	837558	0.35	1192.5	0.01060	1.1	369.0	2941.5	0.01060	1.1	369.0	2850.0	0.038	369.0	2187.00
231		Con Aletas/E. Borde	W-12-1	35.2	2.66	1.86	120.0	500.0	254400	345600	120	2120	750.0	1696.0	681247	0.35	1188.0	0.01320	1.3	369.0	3005.0	0.01320	1.3	369.0	2850.0	0.048	369.0	2658.00
232		Con Aletas/E. Borde	W-12-2	38.1	2.78	1.98	120.0	500.0	254400	345600	120	2120	750.0	1696.0	671535	0.35	819.0	0.00910	0.9	369.0	2053.0	0.00910	0.9	369.0	2850.0	0.048	369.0	2511.00
233		Con Aletas/E. Borde	W-12-3	35.8	2.68	1.88	120.0	500.0	254400	345600	120	2120	750.0	1696.0	680486	0.35	1530.0	0.01700	1.7	369.0	3835.2	0.01700	1.7	369.0	2850.0	0.048	369.0	2511.00
234		Con Aletas/E. Borde	W-12-4	35.8	2.68	1.88	120.0	500.0	254400	345600	120	2120	750.0	1696.0	334057	0.35	1188.0	0.01320	1.3	369.0	2977.9	0.01320	1.3	369.0	2850.0	0.048	369.0	2481.00
235		Con Aletas/E. Borde	W-12-5	40.4	2.87	2.08	120.0	500.0	254400	345600	120	2120	750.0	1696.0	684150	0.35	1188.0	0.01320	1.3	369.0	2977.9	0.01320	1.3	369.0	2850.0	0.048	369.0	2668.00
236		Con Aletas/E. Borde	W-15-2	25.9	2.25	1.46	150.0	500.0	322500	427500	150	2150	750.0	1750.0	841491	0.81	2782.5	0.01060	1.1	369.0	2941.5	0.01060	1.1	369.0	2850.0	0.038	369.0	1814.00
237		Con Aletas/E. Borde	W-12-6	33.1	2.57	1.77	120.0	500.0	254400	345600	120	2120	750.0	1696.0	674922	0.83	2772.0	0.01320	1.3	369.0	2977.9	0.01320	1.3	369.0	2850.0	0.048	369.0	1755.00
238		Con Aletas/E. Borde	W-12-7	33.9	2.60	1.80	120.0	500.0	254400	345600	120	2120	750.0	1696.0	339759	0.83	2772.0	0.01320	1.3	369.0	2977.9	0.01320	1.3	369.0	2850.0	0.048	369.0	1548.00
239		Con Aletas/E. Borde	18M 12-40	43.1	2.97	2.19	150.0	1000.0	322500	577500	150	2150	2200.0	1720.0	1144952	1.02	1485.0	0.00450	0.5	422.0	1248.8	0.00450	0.5	422.0	3285.0	0.022	422.0	2250.00
240		Con Aletas/E. Borde	24M 8-30	38.0	2.77	1.98	150.0	1000.0	322500	577500	150	2150	1400.0	1720.0	1163085	0.65	1680.0	0.00800	0.8	296.0	2220.0	0.00800	0.8	296.0	1140.0	0.008	296.0	1680.00
241		Con Aletas/E. Borde	24M 8-40	35.8	2.68	1.88	150.0	1000.0	322500	577500	150	2150	1400.0	1720.0	1157772	0.65	1260.0	0.00600	0.6	422.0	1665.0	0.00600	0.6	422.0	855.0	0.006	422.0	1740.00
242	Con Aletas/E. Borde	24M 8-50	35.0	2.65	1.85	150.0	1000.0	322500	577500	150	2150	1400.0	1720.0	1152113	0.65	1008.0	0.00480	0.5	528.0	1332.0	0.00480	0.5	528.0	720.0	0.005	528.0	1740.00	
243	Con Aletas/E. Borde	24M 6-30	40.1	2.86	2.07	150.0	1000.0	322500	577500	150	2150	1000.0	1720.0	1157888	0.47	1200.0	0.00800	0.8	296.0	2220.0	0.00800	0.8	296.0	1140.0	0.008	296.0	2100.00	
244	Con Aletas/E. Borde	24M 6-40	41.0	2.89	2.10	150.0	1000.0	322500	577500	150	2150	1000.0	1720.0	1160198	0.47	900.0	0.00600	0.6	4									

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	ID Especimen	f'c (MPa)	f't (China) (MPa)	f't (Rusia) (MPa)	tf (mm)	lf (mm)	Av (mm)2	At (mm)2	tt (mm)	L (mm)	H (mm)	d (mm)	P <sub>v</sub> (N)	H/L	A <sub>ch</sub> (mm)2	A <sub>h</sub> (mm)2	f <sub>ch</sub> (MPa)	A <sub>ch</sub> (mm)2	P <sub>ch</sub> (MPa)	f <sub>ch</sub> (MPa)	A <sub>ch</sub> (mm)2	P <sub>ch</sub> (MPa)	f <sub>ch</sub> (MPa)	A <sub>ch</sub> (mm)2	P <sub>ch</sub> (MPa)	f <sub>ch</sub> (MPa)	V <sub>max</sub> (kN)
261	Seki et al (1995) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	RA-00P	31.6	2.51	1.70	75.0	1500.0	230625	444375	75	3075	1420.0	2460.0	0	0.46	1278.0	0.01200	1.2	349.0	2632.5	0.01200	1.2	349.0	1383.8	0.012	349.0	1473.00	
262		Con Aletas/E. Borde	RA-15P	29.5	2.41	1.61	75.0	1500.0	230625	444375	75	3075	1420.0	2460.0	445708	0.46	1278.0	0.01200	1.2	349.0	2632.5	0.01200	1.2	349.0	1383.8	0.012	349.0	1671.00	
263		Con Aletas/E. Borde	RB-00P	28.9	2.39	1.59	75.0	1500.0	230625	444375	75	3075	2020.0	2460.0	0	0.66	1818.0	0.01200	1.2	381.0	2632.5	0.01200	1.2	381.0	1383.8	0.012	381.0	1264.00	
264		Con Aletas/E. Borde	RB-15P	28.9	2.39	1.59	75.0	1500.0	230625	444375	75	3075	2020.0	2460.0	449485	0.66	1818.0	0.01200	1.2	381.0	2632.5	0.01200	1.2	381.0	1383.8	0.012	381.0	1464.00	
265	Dubbagh (2005) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	RC-00P	30.1	2.44	1.64	75.0	1500.0	230625	444375	75	3075	2620.0	2460.0	0	0.85	2358.0	0.01200	1.2	349.0	2632.5	0.01200	1.2	349.0	1383.8	0.012	349.0	1032.00	
266		Con Aletas/E. Borde	RC-15P	29.2	2.40	1.60	75.0	1500.0	230625	444375	75	3075	2620.0	2460.0	454151	0.85	2358.0	0.01200	1.2	349.0	2632.5	0.01200	1.2	349.0	1383.8	0.012	349.0	1170.00	
267		Con Aletas/E. Borde	SW1	86.0	4.35	4.03	100.0	375.0	75000	135000	75	1000	1000.0	800.0	1195830	1.00	337.5	0.00450	0.5	536.0	282.0	0.00470	0.5	536.0	2411.3	0.064	535.0	99.50	
268		Con Aletas/E. Borde	SW2	86.0	4.35	4.03	100.0	375.0	75000	135000	75	1000	1000.0	800.0	1195830	1.00	1005.0	0.01340	1.3	498.0	804.0	0.01340	1.3	498.0	2411.3	0.064	535.0	1191.00	
269	Endo et al (1980) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	SW3	96.0	4.62	4.45	100.0	375.0	75000	135000	75	1000	1000.0	800.0	1205280	1.00	562.5	0.00750	0.8	536.0	504.0	0.00840	0.8	498.0	2411.3	0.064	535.0	504.00	
270		Con Aletas/E. Borde	SW4	96.0	4.62	4.45	100.0	375.0	75000	135000	75	1000	1000.0	800.0	0	1.00	562.5	0.00750	0.8	536.0	504.0	0.00840	0.8	498.0	2411.3	0.064	535.0	718.00	
271		Con Aletas/E. Borde	SW5	83.0	4.26	3.90	100.0	375.0	75000	135000	75	1000	1000.0	800.0	1198935	1.00	337.5	0.00450	0.5	536.0	804.0	0.01340	1.3	498.0	2411.3	0.064	535.0	1103.50	
272		Con Aletas/E. Borde	SW6	83.0	4.26	3.90	100.0	375.0	75000	135000	75	1000	1000.0	800.0	1198935	1.00	705.0	0.00940	0.9	498.0	606.0	0.01010	1.0	498.0	2411.3	0.064	535.0	1121.00	
273	Xiang Dong (1999) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Aletas/E. Borde	W7101	26.0	2.25	1.46	250.0	250.0	180000	265000	80	2250	1750.0	1800.0	365170	0.78	994.0	0.00710	0.7	447.0	994.0	0.00710	0.7	447.0	506.3	0.008	359.0	625.00	
274		Con Aletas/E. Borde	W7102	24.6	2.18	1.40	250.0	250.0	180000	265000	80	2250	1750.0	1800.0	365064	0.78	336.0	0.00240	0.2	447.0	336.0	0.00240	0.2	447.0	506.3	0.008	359.0	522.00	
275		Con Aletas/E. Borde	W7103	26.0	2.25	1.46	250.0	250.0	180000	265000	80	2250	1750.0	1800.0	365170	0.78	336.0	0.00240	0.2	447.0	336.0	0.00240	0.2	447.0	506.3	0.008	359.0	508.00	
276		Con Aletas/E. Borde	W7402	23.0	2.10	1.34	250.0	250.0	180000	265000	80	2250	1750.0	1800.0	365700	0.78	336.0	0.00240	0.2	414.0	336.0	0.00240	0.2	414.0	506.3	0.008	297.0	529.00	
277		Con Aletas/E. Borde	W7404	23.9	2.15	1.37	250.0	250.0	180000	265000	80	2250	1750.0	1800.0	367343	0.78	336.0	0.00240	0.2	414.0	336.0	0.00240	0.2	414.0	506.3	0.008	297.0	541.00	
278		Con Aletas/E. Borde	W7501	27.4	2.32	1.52	250.0	250.0	180000	265000	80	2250	1750.0	1800.0	370311	0.78	336.0	0.00240	0.2	367.0	336.0	0.00240	0.2	367.0	1018.8	0.016	318.0	635.00	
279		Con Aletas/E. Borde	W7503	21.8	2.04	1.28	250.0	250.0	180000	265000	80	2250	1750.0	1800.0	369728	0.78	336.0	0.00240	0.2	367.0	336.0	0.00240	0.2	367.0	1018.8	0.016	318.0	639.00	
280		Con Aletas/E. Borde	W7601	20.0	1.95	1.21	250.0	250.0	180000	265000	80	2250	1750.0	1800.0	365700	0.78	994.0	0.00710	0.7	443.0	994.0	0.00710	0.7	443.0	1018.8	0.016	409.0	797.00	
281		Con Aletas/E. Borde	W7602	20.0	1.95	1.21	250.0	250.0	225000	300000	100	2250	1750.0	1800.0	366000	0.78	402.5	0.00230	0.2	443.0	402.5	0.00230	0.2	443.0	1525.0	0.024	409.0	826.00	
282		Con Aletas/E. Borde	W7603	23.8	2.14	1.37	250.0	250.0	225000	300000	100	2250	1750.0	1800.0	364440	0.78	1342.5	0.00710	0.7	443.0	1342.5	0.00710	0.7	443.0	1525.0	0.024	409.0	1008.00	
283		Con Aletas/E. Borde	W7604	34.6	2.63	1.83	250.0	250.0	180000	265000	80	2250	1750.0	1800.0	365760	1.22	528.0	0.00240	0.2	423.0	336.0	0.00240	0.2	423.0	1018.8	0.016	318.0	493.00	
284		Con Aletas/E. Borde	W7605	27.1	2.30	1.51	250.0	250.0	225000	300000	100	2250	1750.0	1800.0	365850	1.22	632.5	0.00230	0.2	423.0	402.5	0.00230	0.2	423.0	1525.0	0.024	328.0	622.00	
285		Con Aletas/E. Borde	W7606	26.1	2.26	1.47	250.0	250.0	225000	300000	100	2250	1750.0	1800.0	368010	0.78	402.5	0.00230	0.2	423.0	402.5	0.00230	0.2	423.0	1525.0	0.024	328.0	884.00	
286		Con Aletas/E. Borde	FSW-4	49.5	3.21	2.47	152.0	152.0	92903	115946	76.2	1219.2	914.4	975.4	533759	0.75	390.2	0.00560	0.6	419.0	390.5	0.00560	0.6	419.0	769.4	0.033	425.0	606.00	
287		Con Aletas/E. Borde	FSW-5	56.3	3.44	2.76	152.0	152.0	92903	115946	76.2	1219.2	914.4	975.4	267639	0.75	390.2	0.00560	0.6	419.0	390.5	0.00560	0.6	419.0	769.4	0.033	425.0	632.00	
288		Con Aletas/E. Borde	FSW-6	49.8	3.22	2.48	152.0	152.0	92903	115946	76.2	1219.2	914.4	975.4	86612	0.75	390.2	0.00560	0.6	419.0	390.5	0.00560	0.6	419.0	769.4	0.033	425.0	453.00	
289		Con Aletas/E. Borde	FSW-7	52.8	3.32	2.61	152.0	152.0	92903	115946	76.2	1219.2	914.4	975.4	269366	0.75	773.4	0.01110	1.1	419.0	774.1	0.01110	1.1	419.0	769.4	0.033	425.0	702.00	
290		Con Aletas/E. Borde	FSW-8	48.3	3.16	2.42	152.0	152.0	92903	115946	76.2	1219.2	914.4	975.4	268810	0.75	160.3	0.00230	0.2	600.0	160.4	0.00230	0.2	600.0	769.4	0.033	425.0	553.00	
291		Con Aletas/E. Borde	FSW-9	50.2	3.23	2.50	152.0	152.0	92903	115946	76.2	1219.2	914.4	975.4	267743	0.75	773.4	0.01110	1.1	419.0	774.1	0.01110	1.1	419.0	769.4	0.033	425.0	737.00	
292		Con Aletas/E. Borde	FSW-10	55.9	3.43	2.74	152.0	152.0	92903	115946	76.2	1219.2	914.4	975.4	531474	0.75	160.3	0.00230	0.2	600.0	160.4	0.00230	0.2	600.0	769.4	0.033	425.0	825.00	
293		Con Aletas/E. Borde	FSW-12	57.1	3.47	2.79	152.0	152.0	92903	115946	76.2	1219.2	914.4	975.4	532623	0.75	160.3	0.00230	0.2	600.0	160.4	0.00230	0.2	600.0	769.4	0.033	425.0	677.00	
294		Con Aletas/E. Borde	FSW-13	56.9	3.46	2.78	152.0	152.0	92903	115946	76.2	1219.2	914.4	975.4	85765	0.75	160.3	0.00230	0.2	600.0	160.4	0.00230	0.2	600.0	769.4	0.033	425.0	474.00	
295		Con Aletas/E. Borde	CW-0.6-1.2-20	34.0	2.61	1.80	300.0	300.0	184000	316000	80	2300	1050.0	1840.0	623152	0.46	1008.0	0.01200	1.2	412.0	1632.0	0.01200	1.2	412.0	936.0	0.010	379.0	1658.00	
296		Con Aletas/E. Borde	CW-0.6-0.6-20	29.5	2.41	1.61	300.0	300.0	184000	316000	80	2300	1050.0	1840.0	615252	0.46	504.0	0.00600	0.6	412.0	816.0	0.00600	0.6	412.0	936.0	0.010	379.0	1179.00	
297	Con Aletas/E. Borde	CW-0.6-0.8-20	39.7	2.84	2.05	300.0	300.0	184000	316000	80	2300	1050.0	1840.0	614715	0.46	672.0	0.00800	0.8	412.0	1088.0	0.00800	0.8	412.0	936.0	0.010	379.0	1475.00		
298	Con Aletas/E. Borde	CW-0.6-1.6-20	33.6	2.59	1.79	300.0	300.0	184000																					

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	ID Especimen	f'c (MPa)	f't (China) (MPa)	f't (Rusia) (MPa)	tf (mm)	lf (mm)	Av (mm)2	At (mm)2	t (mm)	L (mm)	H (mm)	d (mm)	Rt (N)	H/L	Ah2 (mm)2	Ah (mm)	Psh	fjh (MPa)	Av2 (mm)2	Psh	fjh (MPa)	Ash2 (mm)2	Psh	fjh (MPa)	Volumen (kN)	
330	Li et al. (2015)	Con Aletas/E. Borde	LW1	40.2	2.86	2.07	150.0	300.0	240000	294000	120	2000	2000.0	1600.0	0	1.00	1200.0	0.00500	0.5	427.0	1020.0	0.00500	0.5	427.0	630.0	0.014	308.0	361.00
331		Con Aletas/E. Borde	LW2	41.6	2.91	2.13	150.0	300.0	240000	294000	120	2000	2000.0	1600.0	611520	1.00	1200.0	0.00500	0.5	427.0	1020.0	0.00500	0.5	427.0	630.0	0.014	308.0	579.90
332		Con Aletas/E. Borde	LW3	34.8	2.64	1.84	150.0	300.0	240000	294000	120	2000	2000.0	1600.0	511560	1.00	1200.0	0.00500	0.5	427.0	1020.0	0.00500	0.5	427.0	630.0	0.014	308.0	823.80
333		Con Aletas/E. Borde	LW4	39.8	2.84	2.05	150.0	300.0	240000	294000	120	2000	2000.0	1600.0	0	1.00	1200.0	0.00500	0.5	427.0	1020.0	0.00500	0.5	427.0	630.0	0.014	308.0	565.10
334		Con Aletas/E. Borde	LW5	35.6	2.68	1.87	150.0	300.0	240000	294000	120	2000	2000.0	1600.0	523320	1.00	1200.0	0.00500	0.5	427.0	1020.0	0.00500	0.5	427.0	630.0	0.014	308.0	520.00
335		Con Aletas/E. Borde	HSW1	33.8	2.60	1.80	100.0	600.0	120000	220000	100	1200	1600.0	960.0	1487200	1.33	1104.0	0.00690	0.3	497.0	504.0	0.00690	0.3	497.0	642.0	0.011	638.0	631.90
336		Con Aletas/E. Borde	HSW2	29.0	2.39	1.59	100.0	600.0	120000	220000	100	1200	1600.0	960.0	1277320	1.33	1104.0	0.00690	0.3	497.0	504.0	0.00690	0.3	497.0	642.0	0.011	638.0	562.48
337		Con Aletas/E. Borde	HSW3	28.7	2.38	1.58	100.0	600.0	120000	220000	100	1200	1600.0	960.0	1262800	0.83	700.0	0.00700	0.7	638.0	430.0	0.00700	0.7	638.0	402.0	0.007	638.0	757.41
338		Con Aletas/E. Borde	HSW4	29.3	2.40	1.60	100.0	600.0	120000	220000	100	1200	1600.0	960.0	837980	0.83	700.0	0.00700	0.7	638.0	430.0	0.00700	0.7	638.0	402.0	0.007	638.0	732.63
339		Chen et al. (2019)	Con Aletas/E. Borde	CSW1	32.5	2.54	1.74	100.0	600.0	120000	220000	100	1200	1600.0	960.0	1430000	1.33	1104.0	0.00690	0.7	478.0	450.0	0.00690	0.7	478.0	1458.0	0.024	473.5
340	Con Aletas/E. Borde	HSW5	27.7	2.33	1.54	200.0	200.0	120000	160000	100	1200	1600.0	960.0	888400	1.33	1104.0	0.00690	0.4	638.0	320.0	0.00690	0.4	638.0	1460.0	0.037	622.0	709.92	
341	Con Aletas/E. Borde	HSW6	30.4	2.45	1.65	200.0	200.0	120000	160000	100	1200	1600.0	960.0	632320	1.33	1104.0	0.00690	0.4	638.0	320.0	0.00690	0.4	638.0	1460.0	0.037	630.0	759.28	
342	Con Aletas/E. Borde	HSW7	35.3	2.66	1.86	200.0	200.0	120000	160000	100	1200	1600.0	960.0	1129600	0.83	700.0	0.00700	0.7	638.0	480.0	0.00700	0.7	638.0	584.0	0.015	622.0	1033.71	
343	Con Aletas/E. Borde	HSW8	34.8	2.54	1.84	200.0	200.0	120000	160000	100	1200	1600.0	960.0	723840	0.83	700.0	0.00700	0.7	638.0	480.0	0.00700	0.7	638.0	584.0	0.015	622.0	1059.20	
344	Con Aletas/E. Borde	CSW2	31.1	2.48	1.68	200.0	200.0	120000	160000	100	1200	1600.0	960.0	995200	1.33	1104.0	0.00690	0.7	478.0	504.0	0.00690	0.6	478.0	2048.0	0.051	478.0	740.42	
345	Hosseini et al. (2019)	Rectangular con Elemento de Borde	RCSW1	31.2	2.49	1.68	300.0	150.0	240000	240000	150	1600	1430.0	1280.0	0	0.89	729.3	0.00340	0.3	497.0	405.0	0.00270	0.3	497.0	630.0	0.014	410.0	504.00
346	Hung & Hsieh (2020)	Rectangular con Elemento de Borde	HSC/75-HS	82.0	4.23	3.85	250.0	160.0	240000	240000	160	1500	1100.0	1200.0	0	0.73	516.0	0.00293	0.3	825.3	516.0	0.00323	0.3	825.3	4825.5	0.121	542.5	2151.56
347		Rectangular con Elemento de Borde	UHPC/0-HS	114.0	5.07	5.22	250.0	160.0	240000	240000	160	1500	1100.0	1200.0	0	0.73	516.0	0.00293	0.3	825.3	516.0	0.00323	0.3	825.3	4825.5	0.121	542.5	1921.87
348		Rectangular con Elemento de Borde	UHPC/150-NS	93.0	4.54	4.32	250.0	160.0	240000	240000	160	1500	1100.0	1200.0	0	0.73	516.0	0.00293	0.3	825.3	516.0	0.00323	0.3	825.3	4825.5	0.121	542.5	2291.33
349		Rectangular con Elemento de Borde	UHPC/150-HS	93.0	4.54	4.32	250.0	160.0	240000	240000	160	1500	1100.0	1200.0	0	0.73	516.0	0.00293	0.3	825.3	516.0	0.00323	0.3	825.3	4825.5	0.121	542.5	2291.33
350	Farvashy et al. (2008) reportado en Ma et al. (2020)	Con Aletas/E. Borde	HSCW1	104.0	4.82	4.79	90.0	375.0	66000	120000	75	880	1100.0	704.0	540000	1.25	387.8	0.00470	0.5	400.0	661.5	0.01260	1.3	400.0	1356.8	0.040	400.0	735.00
351		Con Aletas/E. Borde	HSCW2	93.0	4.54	4.32	90.0	375.0	66000	120000	75	880	1100.0	704.0	954000	1.25	387.8	0.00470	0.5	400.0	661.5	0.01260	1.3	400.0	1356.8	0.040	400.0	845.00
352		Con Aletas/E. Borde	HSCW3	86.0	4.35	4.03	90.0	375.0	66000	120000	75	880	1100.0	704.0	953000	1.25	387.8	0.00470	0.5	400.0	661.5	0.01260	1.3	400.0	1356.8	0.040	400.0	625.00
353		Con Aletas/E. Borde	HSCW4	91.0	4.48	4.24	90.0	375.0	66000	120000	75	880	1100.0	704.0	2364000	1.25	387.8	0.00470	0.5	400.0	661.5	0.01260	1.3	400.0	1356.8	0.040	400.0	866.00
354		Con Aletas/E. Borde	HSCW5	84.0	4.29	3.94	90.0	375.0	66000	120000	75	880	1100.0	704.0	955000	1.25	387.8	0.00470	0.5	400.0	661.5	0.01260	1.3	400.0	1356.8	0.040	400.0	801.00
355		Con Aletas/E. Borde	HSCW6	90.0	4.46	4.20	90.0	375.0	66000	120000	75	880	1100.0	704.0	550000	1.25	387.8	0.00470	0.5	400.0	661.5	0.01260	1.3	400.0	1356.8	0.040	400.0	745.00
356		Con Aletas/E. Borde	HSCW7	102.0	4.77	4.71	90.0	375.0	66000	120000	75	880	1100.0	704.0	952000	1.25	387.8	0.00470	0.5	400.0	661.5	0.01260	1.3	400.0	1356.8	0.040	400.0	800.00
357	Ma and Li (2018) reportado en Ma et al. (2020)	Con Aletas/E. Borde	HPD00	35.9	2.69	1.89	100.0	1500.0	150000	430000	100	1500	1000.0	1200.0	74000	0.67	970.0	0.00970	1.0	335.0	923.0	0.00710	0.7	554.0	1890.0	0.013	554.0	857.00
358	Con Aletas/E. Borde	HPSD0	35.9	2.69	1.89	100.0	1500.0	150000	430000	100	1500	1000.0	1200.0	794000	0.67	970.0	0.00970	1.0	335.0	923.0	0.00710	0.7	554.0	1890.0	0.013	554.0	994.00	
359	Fu et al. (2018) reportado en Ma et al. (2020)	Con Aletas/E. Borde	HSSW1	35.2	2.66	1.86	100.0	600.0	120000	220000	100	1200	1600.0	960.0	1310000	1.33	1104.0	0.00390	0.3	600.0	540.0	0.00540	0.5	567.4	606.0	0.010	638.0	632.00
360		Con Aletas/E. Borde	HSSW4	26.2	2.26	1.47	130.0	400.0	110500	180700	130	850	1000.0	680.0	977000	1.33	1104.0	0.00380	0.4	600.0	1010.0	0.01010	1.0	638.0	1008.0	0.017	621.7	550.00
361		Con Aletas/E. Borde	HSSW7	29.9	2.43	1.63	100.0	600.0	120000	220000	100	1200	1600.0	960.0	1112000	0.83	700.0	0.00700	0.7	600.0	500.0	0.00500	0.5	638.0	402.0	0.007	638.0	757.00
362		Con Aletas/E. Borde	HSSW10	30.4	2.45	1.65	100.0	600.0	120000	220000	100	1200	1600.0	960.0	736000	0.83	700.0	0.00700	0.7	600.0	500.0	0.00500	0.5	638.0	402.0	0.007	638.0	730.00
363		Con Aletas/E. Borde	CSW1	26.9	2.29	1.50	100.0	600.0	120000	220000	100	1200	1600.0	960.0	1003000	1.33	1104.0	0.00690	0.7	400.0	1120.0	0.01120	1.1	478.7	1422.0	0.024	478.7	771.00
364		Con Aletas/E. Borde	IW-01	26.1	2.26	1.47	130.0	400.0	110500	180700	130	850	580.0	680.0	799000	0.68	286.5	0.00380	0.4	400.0	429.5	0.00560	0.6	400.0	457.6	0.009	411.0	686.00
365		Con Aletas/E. Borde	IW-02	26.1	2.26	1.47	130.0	400.0	110500	180700	130	850	580.0	680.0	799000	0.68	286.5	0.00380	0.4	400.0	429.5	0.00560	0.6	400.0	457.6	0.009	411.0	882.00
366		Con Aletas/E. Borde	IW-03	26.1	2.26	1.47	130.0	400.0	110500	180700	130	850	580.0	680.0	1996000	0.68	286.5	0.00380	0.4	400.0	429.5	0.00560	0.6	400.0	457.6	0.009	411.0	1012.00
367		Con Aletas/E. Borde	IW-04	26.1	2.26	1.47	130.0	400.0	110500	180700	130	850	580.0	680.0	1996000	0.68	286.5	0.00380	0.4	400.0	429.5	0.00560	0.6	400.0	457.6	0.009	411.0	1178.00
368		Con Aletas/E																										

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	ID Especimen	$f'c$ (MPa)	$f't$ (China) (MPa)	$f't$ (Rusia) (MPa)	$tf$ (mm)	$lf$ (mm)	$Aw$ (mm) <sup>2</sup>	$At$ (mm) <sup>2</sup>	$t$ (mm)	$L$ (mm)	$H$ (mm)	$d$ (mm)	$P_c$ (N)	$H/L$	$A_{ch}$ (mm) <sup>2</sup>	$P_{ch}$	$f_{ch}$ (MPa)	$A_{ch}$ (mm) <sup>2</sup>	$P_{ch}$	$f_{ch}$ (MPa)	$A_{ch}$ (mm) <sup>2</sup>	$P_{ch}$	$f_{ch}$ (MPa)	$V_{resaca}$ (Lm)			
406	Burgueno et al (2014)	Con Aletas/E. Borde	M05C	46.0	3.08	2.32	254.0	254.0	77216	167640	76	1016	2286.0	812.8	579000	2.25	3179.4	0.01830	1.8	445.0	567.5	0.01470	1.5	445.0	3587.1	0.056	491.0	803.00	
407		Con Aletas/E. Borde	M05M	39.0	2.81	2.02	254.0	254.0	77216	167640	76	1016	2286.0	812.8	579000	2.25	3179.4	0.01830	1.8	445.0	567.5	0.01470	1.5	445.0	3587.1	0.056	491.0	855.00	
408		reportado en Chandra et al (2018)	Con Aletas/E. Borde	M10C	56.0	3.43	2.74	254.0	254.0	77216	167640	76	1016	2286.0	812.8	579000	2.25	3179.4	0.01830	1.8	476.0	567.5	0.01470	1.5	476.0	3587.1	0.056	457.0	751.00
409	Teng and Chandra (2016) reportado en Chandra et al (2018)	Con Aletas/E. Borde	M10M	84.0	4.29	3.94	254.0	254.0	77216	167640	76	1016	2286.0	812.8	579000	2.25	3179.4	0.01830	1.8	476.0	567.5	0.01470	1.5	476.0	3587.1	0.056	457.0	900.00	
410		Con Aletas/E. Borde	J1	103.0	4.80	4.75	120.0	500.0	100000	196000	100	1000	1000.0	800.0	1012000	1.00	280.0	0.00280	0.3	610.0	212.8	0.00280	0.3	610.0	2328.0	0.039	630.0	1210.00	
411		Con Aletas/E. Borde	J2	97.0	4.64	4.49	120.0	500.0	100000	196000	100	1000	1000.0	800.0	949000	1.00	280.0	0.00280	0.3	610.0	570.0	0.00750	0.8	578.0	2328.0	0.039	630.0	1271.00	
412	reportado en Chandra et al (2018)	Con Aletas/E. Borde	J3	111.0	5.00	5.09	120.0	500.0	100000	196000	100	1000	1000.0	800.0	1085000	1.00	280.0	0.00280	0.3	610.0	212.8	0.00280	0.3	610.0	2328.0	0.039	630.0	1459.00	
413		Con Aletas/E. Borde	J4	94.0	4.56	4.37	280.0	120.0	100000	111200	100	1000	1000.0	800.0	520000	1.00	280.0	0.00280	0.3	610.0	123.2	0.00280	0.3	610.0	2328.5	0.069	630.0	811.00	
414		Rectangular con Elemento de Borde	WSL1	28.9	2.39	1.59	130.0	100.0	160000	160000	100	1600	1600.0	1280.0	0	1.00	320.0	0.00200	0.2	604.0	268.0	0.00200	0.2	604.0	1205.1	0.093	446.0	349.00	
415	Hube et al (2020)	Rectangular con Elemento de Borde	WSL2	28.9	2.39	1.59	48.0	100.0	160000	160000	100	1600	1600.0	1280.0	0	1.00	320.0	0.00200	0.2	604.0	300.8	0.00200	0.2	604.0	402.1	0.084	446.0	233.00	
416		Rectangular con Elemento de Borde	WSL3	28.9	2.39	1.59	130.0	100.0	160000	160000	100	1600	1600.0	1280.0	0	1.00	416.0	0.00260	0.3	601.0	348.4	0.00260	0.3	601.0	1205.1	0.093	446.0	471.00	
417		Rectangular con Elemento de Borde	WSL4	28.9	2.39	1.59	130.0	100.0	160000	160000	100	1600	1600.0	1280.0	0	1.00	224.0	0.00140	0.1	624.0	187.6	0.00140	0.1	624.0	1205.1	0.093	446.0	403.00	
418		Rectangular con Elemento de Borde	WSL5	28.9	2.39	1.59	130.0	100.0	160000	160000	100	1600	1600.0	1280.0	0	1.00	320.0	0.00200	0.2	446.0	268.0	0.00200	0.2	446.0	1205.1	0.093	446.0	357.00	
419		Rectangular con Elemento de Borde	WSL6	28.9	2.39	1.59	130.0	100.0	160000	160000	100	1600	1600.0	1280.0	0	1.00	224.0	0.00140	0.1	446.0	187.6	0.00140	0.1	446.0	1205.1	0.093	446.0	416.00	
420		Rectangular con Elemento de Borde	WSL7	28.9	2.39	1.59	90.0	80.0	128000	128000	80	1600	1600.0	1280.0	0	1.00	320.0	0.00250	0.3	604.0	284.0	0.00250	0.3	604.0	804.2	0.112	446.0	324.00	
421		Rectangular con Elemento de Borde	WSL8	28.9	2.39	1.59	90.0	80.0	128000	128000	80	1600	1600.0	1280.0	0	1.00	217.6	0.00170	0.2	624.0	193.1	0.00170	0.2	624.0	804.2	0.112	446.0	292.00	
422		Rectangular con Elemento de Borde	WSL9	28.9	2.39	1.59	90.0	80.0	128000	128000	80	1600	1600.0	1280.0	0	1.00	320.0	0.00250	0.3	446.0	284.0	0.00250	0.3	446.0	804.2	0.112	446.0	336.00	
423		Wei et al. (2022)	Rectangular con Elemento de Borde	W1	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	500.0	800.0	1458900	0.50	870.0	0.01160	1.2	453.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	1231.75
424			Rectangular con Elemento de Borde	W2	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	500.0	800.0	1458900	0.50	870.0	0.01160	1.2	453.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	1221.38
425	Rectangular con Elemento de Borde		W5	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	500.0	800.0	2431500	0.50	870.0	0.01160	1.2	453.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	1280.97	
426	Rectangular con Elemento de Borde		W6	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	500.0	800.0	2431500	0.50	870.0	0.01160	1.2	453.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	1400.60	
427	Rectangular con Elemento de Borde		W7	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	750.0	800.0	1458900	0.75	1305.0	0.01160	1.2	453.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	860.50	
428	Rectangular con Elemento de Borde		W8	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	1000.0	800.0	1458900	1.00	1740.0	0.01160	1.2	453.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	576.22	
429	Rectangular con Elemento de Borde		W9	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	500.0	800.0	1458900	0.50	562.5	0.00750	0.8	429.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	740.06	
430	Rectangular con Elemento de Borde		W10	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	500.0	800.0	1458900	0.50	1260.0	0.01680	1.7	499.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	1346.40	
431	Rectangular con Elemento de Borde		W12	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	500.0	800.0	2431500	0.50	562.5	0.00750	0.8	429.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	1005.30	
432	Rectangular con Elemento de Borde		W14	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	500.0	800.0	2431500	0.50	1260.0	0.01680	1.7	499.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	899.85	
433	C. Jin et al. (2023)	Rectangular con Elemento de Borde	W15	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	750.0	800.0	1458900	0.75	848.8	0.00750	0.8	429.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	617.96	
434		Rectangular con Elemento de Borde	W16	32.4	2.54	1.74	150.0	150.0	150000	150000	150	1000	1000.0	800.0	1458900	1.00	1125.0	0.00750	0.8	429.0	1218.0	0.01160	1.2	453.0	314.1	0.014	453.0	626.81	
435		Rectangular con Elemento de Borde	SWC1	34.9	2.65	1.84	200.0	120.0	144000	144000	120	1200	1500.0	960.0	1005120	1.25	1044.0	0.00580	0.6	494.0	624.0	0.00650	0.7	494.0	676.8	0.028	488.0	610.20	
436	Rectangular con Elemento de Borde	SWC2	34.9	2.65	1.84	200.0	120.0	144000	144000	120	1200	1500.0	960.0	2010240	1.25	1044.0	0.00580	0.6	494.0	624.0	0.00650	0.7	494.0	676.8	0.028	488.0	676.10		
437	Kabeyasawa & Matsumoto (1992)	Rectangular con Elemento de Borde	SWC3	34.9	2.65	1.84	200.0	120.0	144000	144000	120	1200	1500.0	960.0	3015360	1.25	1044.0	0.00580	0.6	494.0	624.0	0.00650	0.7	494.0	676.8	0.028	488.0	690.40	
438		Con Aletas/E. Borde	NW2	93.6	4.55	4.35	200.0	200.0	136000	184000	80	1700	2000.0	1360.0	1764000	1.18	848.0	0.00530	0.5	1001.0	572.0	0.00550	0.6	1001.0	852.0	0.021	776.0	1468.00	
439		Con Aletas/E. Borde	NW3	55.5	3.42	2.72	200.0	200.0	136000	184000	80	1700	3000.0	1360.0	1372000	1.76	600.0	0.00250	0.3	753.0	286.0	0.00275	0.3	753.0	852.0	0.021	713.0	717.00	
440		Con Aletas/E. Borde	NW4	54.6	3.38	2.68	200.0	200.0	136000	184000	80	1700	3000.0	1360.0	1568000	1.76	600.0	0.00250	0.3	753.0	286.0	0.00275	0.3	753.0	1136.0	0.028	713.0	784.00	
441		Con Aletas/E. Borde	NW5	60.3	3.57	2.93	200.0	200.0	136000	184000	80	1700	3000.0	1360.0	1372000	1.76	1272.0	0.00530	0.5	753.0	572.0	0.00550	0.6	753.0	1136.0	0.028	713.0	906.00	
442		Con Aletas/E. Borde	NW6	65.2	3.73	3.14	200.0	200.0	136000	184000	80	1700	3000.0	1360.0	1568000	1.76	1272.0	0.00530	0.5	753.0	572.0	0.00550	0.6	753.0	1524.0	0.038	726.0	1005.00	
443		Rectangular	U1.0	30.4	2.45	1.65	0.0	0.0	120000	120000	100	1200	1200.0	960.0	0	1.00	1260.0	0.010											





Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	CONCRETO																				LITERATURA																													
			Estados Unidos		México		Argentina		Uruguay		Cuba		Canada		Europa		India		China		Rusia		Nueva Zelanda		Japón		Barro et al		Wood		Hwang et al		Sánchez-Alcalá y Alcocer		Gulek & Whitaker		Foster		Chen et al		Adomi Bonillo		Ma et al		Gondoli et al		Chhabhoti et al		Al-Bayati		Ferreira	
			1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025					
119		Rectangular con Elemento de Borde	4167.7	0.98	407.7	1.00	225.9	1.81	256.0	1.59	200.2	1.57	274.5	1.49	123.0	3.32	444.6	0.92	250.7	1.63	209.6	1.95	246.6	1.64	666.5	0.61	634.6	0.64	525.8	0.78	316.8	0.79	428.2	0.95	1908.1	0.21	402.1	0.90	170.6	2.39	371.7	1.10	329.9	1.24	640.9	0.64	621.2	0.67	218.41	1.28		
120		Rectangular con Elemento de Borde	570.5	1.08	361.5	1.10	379.6	1.62	379.1	1.63	383.2	1.61	397.5	1.55	246.0	2.56	550.6	1.12	349.1	1.76	332.7	1.85	371.8	1.66	756.6	0.81	788.4	0.78	525.8	1.17	528.6	1.17	546.1	1.13	2053.8	0.30	467.2	1.32	269.2	2.29	542.2	1.14	509.3	1.21	640.6	0.96	727.4	0.85	394.03	1.56		
121		Rectangular con Elemento de Borde	389.9	0.98	389.9	1.00	225.8	1.72	246.7	1.58	250.5	1.55	261.8	1.67	123.0	3.10	419.9	0.93	239.5	1.62	201.4	1.93	240.6	1.62	599.2	0.65	600.9	0.65	488.9	0.80	456.0	0.85	407.8	0.95	1797.5	0.22	399.8	0.97	162.0	2.40	377.8	1.03	377.6	1.19	596.8	0.65	565.3	0.69	297.43	1.31		
122		Rectangular con Elemento de Borde	543.0	0.68	543.7	0.70	379.6	1.00	369.7	1.02	373.6	1.01	386.9	0.98	246.0	1.54	527.0	0.72	337.9	1.12	324.5	1.17	363.7	1.04	689.3	0.55	754.7	0.50	488.9	0.77	460.1	0.82	524.9	0.72	1943.1	0.19	415.0	0.91	360.5	1.45	548.3	0.69	505.1	0.75	596.8	0.63	669.5	0.56	373.04	1.01		
123		Rectangular con Elemento de Borde	565.5	0.89	565.5	0.90	379.6	1.34	381.1	1.34	385.3	1.32	399.8	1.28	246.0	2.07	555.8	0.92	351.6	1.45	334.5	1.52	373.4	1.37	771.7	0.65	799.9	0.64	534.0	0.96	545.4	0.94	550.8	0.93	2078.2	0.25	479.1	1.06	271.2	1.88	540.8	0.94	510.1	1.00	650.3	0.78	740.1	0.69	398.74	1.28		
124		Rectangular con Elemento de Borde	401.2	0.93	394.6	0.95	222.0	1.68	248.1	1.51	251.5	1.48	261.8	1.41	120.0	1.12	428.4	0.87	242.3	1.54	202.2	1.85	241.4	1.55	628.5	0.60	613.0	0.61	506.3	0.74	484.1	0.77	414.1	0.90	1900.0	0.20	423.8	0.88	367.2	2.29	373.5	1.00	326.2	1.15	617.4	0.61	586.1	0.64	305.39	1.22		
125	Sánchez-Alcalá y Alcocer (2013)	Rectangular con Elemento de Borde	553.2	0.85	546.4	0.87	372.0	1.27	368.1	1.28	372.1	1.27	385.8	1.22	240.0	1.97	532.9	0.89	338.4	1.99	322.2	1.46	361.4	1.51	716.4	0.66	763.1	0.62	506.3	0.93	491.7	0.96	529.9	0.89	1993.7	0.24	438.5	1.08	259.7	1.82	542.6	0.87	502.2	0.94	617.4	0.76	695.0	0.68	379.15	1.24		
126		Rectangular con Elemento de Borde	349.0	0.75	342.3	0.77	222.0	1.18	220.7	1.19	223.8	1.17	234.6	1.17	100.0	2.18	359.1	0.73	209.7	1.25	180.8	1.45	218.0	1.20	440.5	0.59	514.1	0.51	398.0	0.66	312.4	0.84	354.4	0.74	1524.0	0.17	282.3	0.93	140.8	1.86	389.5	0.67	316.8	0.83	483.8	0.54	441.7	0.59	246.35	1.06		
127		Rectangular con Elemento de Borde	490.9	0.68	492.3	0.69	372.0	0.92	340.7	1.00	343.8	0.99	354.7	0.96	240.0	1.42	460.2	0.74	305.7	1.12	308.0	1.13	338.0	1.13	638.0	0.54	664.2	0.51	398.0	0.86	312.4	1.09	467.9	0.73	1668.9	0.20	297.0	1.15	238.8	1.44	558.6	0.61	484.5	0.70	488.9	0.70	479.2	0.71	320.31	1.06		
128		Rectangular con Elemento de Borde	434.0	0.89	424.3	0.91	222.0	1.75	263.7	1.47	268.1	1.45	283.6	1.37	120.0	1.23	467.9	0.83	261.2	1.49	236.7	1.79	254.7	1.52	742.6	0.52	694.4	0.58	567.9	0.68	585.6	0.66	488.1	0.87	2033.7	0.19	314.2	0.75	179.1	2.17	362.7	1.07	328.9	1.10	690.6	0.56	656.0	0.59	341.22	1.14		
129		Rectangular con Elemento de Borde	484.0	0.79	474.4	0.80	372.0	1.23	367.3	1.20	388.2	1.18	403.6	1.14	240.0	1.91	572.3	0.80	357.3	1.28	336.7	1.36	347.1	1.22	830.4	0.55	819.4	0.56	567.9	0.81	613.0	0.75	565.2	0.81	2178.6	0.21	329.0	0.87	275.1	1.67	631.8	0.86	508.0	0.90	690.7	0.66	790.2	0.58	414.98	1.03		
130		Rectangular con Elemento de Borde	521.0	0.80	411.8	0.82	222.0	1.51	271.1	1.31	261.4	1.29	276.1	1.22	120.0	1.80	451.3	0.74	253.3	1.13	210.4	1.60	249.1	1.35	694.3	0.48	645.7	0.52	542.0	0.61	545.5	0.62	433.8	0.77	1959.9	0.17	475.4	1.16	172.4	1.95	367.8	0.81	320.1	1.02	659.8	0.51	628.8	0.53	325.95	1.01		
131		Rectangular con Elemento de Borde	474.2	0.81	463.2	0.83	222.0	1.74	284.1	1.36	289.1	1.34	308.8	1.26	120.0	1.22	519.4	0.74	286.2	1.35	238.2	1.62	272.1	1.42	892.0	0.43	742.9	0.52	648.4	0.60	735.6	0.52	492.5	0.78	2275.1	0.17	640.1	0.60	202.0	1.91	346.7	1.11	328.9	1.17	786.2	0.49	710.3	0.51	390.20	0.99		
132		Rectangular con Elemento de Borde	465.2	0.69	454.5	0.71	222.0	1.45	275.9	1.15	284.4	1.13	302.6	1.06	120.0	2.67	507.9	0.63	280.6	1.14	231.1	1.38	268.2	1.20	858.9	0.37	726.4	0.44	630.0	0.51	700.3	0.46	482.5	0.67	2272.0	0.14	611.3	0.53	396.6	1.63	350.5	0.92	328.9	0.98	764.8	0.42	730.9	0.44	373.03	0.85		
133		Rectangular con Elemento de Borde	564.0	1.12	544.1	1.14	272.3	2.32	365.4	1.73	367.2	1.72	385.9	1.64	251.1	2.50	542.9	1.12	338.9	1.87	220.4	1.98	343.9	1.84	854.1	0.74	921.1	0.66	583.1	0.70	647.2	0.68	554.5	1.14	1973.6	0.17	507.4	1.14	256.8	2.47	273.7	2.31	300.9	2.10	692.7	0.61	549.4	1.15	424.99	1.49		
134	Masones (2010)	Rectangular con Elemento de Borde	564.2	1.14	641.2	1.17	272.3	2.75	411.1	1.82	413.4	1.81	437.8	1.81	437.8	1.71	265.1	2.96	678.3	1.10	395.7	1.89	375.6	1.99	382.8	1.96	1166.4	0.64	1116.8	0.67	763.7	0.98	1044.2	0.70	557.4	1.14	2514.3	0.30	315.6	2.37	234.4	3.20	300.9	2.49	906.8	0.63	651.1	1.15	541.94	1.38		
135		Rectangular con Elemento de Borde	590.0	0.76	583.0	0.77	272.3	1.66	381.6	1.19	383.6	1.18	403.1	1.12	246.5	1.84	603.8	0.75	358.9	1.26	338.3	1.34	357.7	1.27	975.4	0.46	981.3	0.46	647.1	0.70	797.0	0.57	588.4	0.77	2080.0	0.22	658.1	0.69	279.9	1.64	248.0	2.51	242.9	1.87	768.7	0.59	384.6	1.18	445.19	0.97		
136		Rectangular con Elemento de Borde	593.9	0.83	583.0	0.84	272.3	1.80	380.6	1.29	382.5	1.28	403.1	1.22	246.5	1.99	601.2	0.82	357.6	1.37	337.1	1.46	356.8	1.38	968.0	0.51	979.3	0.50	643.2	0.76	786.8	0.62	586.1	0.84	2067.6	0.24	651.4	0.75	274.6	1.79	181.6	2.70	242.9	2.02	763.8	0.64	383.3	1.28	462.34	1.06		
137		Rectangular	2799.9	0.40	2727.7	0.40	2029.6	0.55	2033.4	0.55	2028.1	0.55	2071.4	0.54	1023.7	0.69	2428.2	0.46	1725.1	0.64	1892.5	0.59	1256.6	0.57	3028.0	0.36	3475.2	0.32	1540.7	0.72	1760.6	0.64	1935.5	0.58	5288.5	0.21	1552.1	0.71	1512.0	0.74	1020.0	1.05	1448.8	0.79	1847.5	0.60	848.8	1.31	1792.07	0.62		
138		Rectangular	3623.0	0.64	3614.4	0.65	2577.9	0.91	2606.3	0.90	2612.8	0.90	2691.6	0.87	2062.3	1.14	3486.8	0.67	2729.3	0.93	2252.2	0.93	2262.2	0.93	5239.8	0.46	6052.4	0.47	2129.1	1.09	4881.8	0.48	2412.2	0.97	9559.6	0.24	2624.3	0.87	1720.2	1.36	2169.2	1.08	1831.0	1.45	2754.4	0.85	1502.4	1.44	2625.80	0.83		
139		Rectangular	3041.2	0.62	3002.6	0.63	1906.6	0.99	2099.3	0.90	2102.2	0.90	2121.8	0.87	1525.3	1.24	3113.3	0.61	3884.9	0.50	2028.8	0.93	2015.4	0.94	5063.3	0.37	4412.6	0.43	2269.2	0.63	4295.9	0.40	2512.6	0.75	9908.4	0.19	2610.3	0.67	1288.5	1.45	1920.1	0.97	1193.5	1.58	2882.9	0.65	1411.0	1.34	2656.96	0.74		
140		Rectangular	1884.9	0.54	1776.6																																															

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	CONDOMINIO CONSTRUCCIÓN																				LITERATURA																											
			Estados Unidos		México		Argentina		Uruguay		Cuba		Canadá		Europa		India		China		Rusia		Nueva Zelanda		Japón		Barro et al 1977		Wood 1990		Hwang et al 2001		Sánchez-Alcocer 2010		Gulec & Whitaker 2011		Kassam 2014		Chen et al 2016		Adorno Bonilla 2016		Ma et al 2020		González 2020		Chetochak et al 2022		Al-Bayati 2023	
			KC 118-1 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	MCC-08 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	R50C 103 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	NT 1050 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	KC 207 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	CSA A23 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	EC-8 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	456-20R (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	GB 50010-2010 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	SI 13390-20 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	NZS 3101:2004 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	AU-99 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	1977 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	1990 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2001 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2010 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2011 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2014 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2016 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2016 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2020 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2020 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2022 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)	2023 (05)	V <sub>Norma</sub> (05)
166	A. Bako et al. (2015)	Rectangular con Elemento de Borde	5200.5	1.54	5145.5	1.57	3525.0	2.28	3528.2	2.28	3583.8	2.25	3682.6	2.19	2215.3	3.64	5576.6	1.44	3281.9	2.45	3394.4	2.37	3485.1	2.31	10406.5	0.77	7873.2	1.02	4409.1	1.83	9083.5	0.89	4936.5	1.63	22842.2	0.35	5101.3	1.58	2095.8	3.84	3614.6	2.21	2922.0	2.76	5960.9	1.35	6312.2	1.28	4657.0	1.73
167		Rectangular con Elemento de Borde	5200.5	1.59	5145.5	1.61	3525.0	2.35	3528.2	2.35	3583.8	2.31	3682.6	2.25	2215.3	3.74	5576.6	1.48	3281.9	2.52	3394.4	2.44	3485.1	2.38	10406.5	0.80	7873.2	1.05	4409.1	1.88	9083.5	0.91	4936.5	1.68	22842.2	0.36	5101.3	1.62	2095.8	3.95	3614.6	2.29	2922.0	2.83	5960.9	1.39	6312.2	1.31	4657.0	1.78
168		Rectangular con Elemento de Borde	5200.5	1.55	5145.5	1.58	3525.0	2.30	3528.2	2.30	3583.8	2.26	3682.6	2.20	2215.3	3.66	5576.6	1.46	3281.9	2.47	3394.4	2.39	3485.1	2.33	10406.5	0.78	7873.2	1.03	4409.1	1.84	9083.5	0.89	4936.5	1.64	22842.2	0.36	5101.3	1.59	2095.8	3.87	3614.6	2.25	2922.0	2.78	5960.9	1.36	6312.2	1.29	4657.0	1.74
169	Mickleborough et al. (1999)	Rectangular con Elemento de Borde	5200.5	1.53	5145.5	1.55	3525.0	2.27	3528.2	2.27	3583.8	2.23	3682.6	2.17	2215.3	3.61	5576.6	1.43	3281.9	2.44	3394.4	2.36	3485.1	2.29	10406.5	0.77	7873.2	1.02	4409.1	1.81	9083.5	0.88	4936.5	1.62	22842.2	0.35	5101.3	1.57	2095.8	3.82	3614.6	2.21	2922.0	2.74	5960.9	1.34	6312.2	1.27	4657.0	1.72
170		Rectangular	295.5	0.73	291.2	0.75	274.4	0.79	199.0	1.09	217.1	1.00	207.9	1.04	157.1	1.38	208.7	1.04	213.4	1.02	181.1	1.20	256.3	0.85	348.6	0.62	687.5	0.32	254.6	0.85	368.8	0.59	348.1	0.62	855.4	0.26	293.3	0.74	393.5	1.12	105.0	2.07	290.5	0.75	340.0	0.64	114.3	1.90	281.05	0.77
171		Rectangular	345.6	0.84	339.6	0.85	296.3	0.98	224.3	1.29	260.7	1.11	236.7	1.12	187.2	1.54	244.8	1.19	260.5	1.11	215.3	1.34	308.4	0.94	453.5	0.64	759.8	0.38	354.8	0.81	526.1	0.55	484.0	0.60	1130.4	0.26	447.9	0.65	252.3	1.15	31.8	9.09	341.7	0.85	477.7	0.61	126.1	2.29	338.18	0.85
172	Mo & Kuo (1998)	Rectangular	545.6	1.22	539.6	1.24	278.4	1.87	251.5	1.67	226.7	1.77	251.7	1.87	201.7	2.11	244.1	1.69	221.3	1.95	283.2	1.48	358.6	0.75	812.7	0.50	384.8	1.19	611.2	0.89	474.8	0.88	1184.1	0.31	521.9	0.80	229.9	1.83	174.0	1.53	346.3	1.21	218.8	0.81	165.5	2.54	386.96	1.09		
173		Rectangular	295.5	1.35	291.2	1.37	295.1	1.36	199.0	1.95	224.6	1.78	207.9	1.92	201.7	1.97	220.5	1.43	227.7	1.95	181.1	2.21	254.9	1.45	415.0	0.96	718.9	0.54	254.6	1.57	482.0	0.81	400.0	0.60	1080.1	0.37	599.6	1.00	208.1	1.92	133.5	1.13	172.0	1.08	431.1	0.93	148.2	2.74	347.3	1.15
174		Con Armas/E Borde	24.2	1.26	23.8	1.28	17.2	1.77	15.5	1.96	15.9	1.92	16.4	1.85	10.0	2.04	25.5	1.19	14.8	2.06	13.0	2.14	14.1	1.89	35.2	0.87	40.2	0.76	26.5	1.15	27.5	1.11	25.7	1.19	57.6	0.53	44.4	0.69	10.5	2.90	13.1	0.57	47.9	0.64	34.3	0.89	38.5	0.79	17.81	0.80
175	Terzaghi (2011) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Armas/E Borde	24.8	1.21	24.4	1.24	17.2	1.74	15.7	1.90	16.1	1.88	16.6	1.79	10.0	1.98	26.0	1.15	15.0	1.99	13.1	2.27	18.2	1.84	36.5	0.82	40.8	0.79	27.2	1.19	28.8	1.04	26.1	1.14	58.3	0.51	45.9	0.65	10.6	2.80	15.4	0.58	47.9	0.62	35.2	0.85	40.2	0.74	18.80	0.77
176		Rectangular con Elemento de Borde	25.4	1.11	24.9	1.13	17.2	1.64	16.1	1.75	16.5	1.71	17.1	1.65	10.0	2.82	27.1	1.04	15.5	1.82	13.5	2.09	16.6	1.70	39.8	0.71	42.4	0.66	28.0	0.97	32.0	0.88	27.1	1.04	60.0	0.47	49.5	0.57	11.0	2.56	14.2	0.52	47.9	0.59	37.2	0.76	44.3	0.63	41.14	0.68
177		Rectangular con Elemento de Borde	78.1	1.03	76.4	1.04	570.4	1.39	546.4	1.43	557.6	1.42	570.2	1.39	456.4	1.74	713.3	1.11	475.1	1.67	521.5	1.52	541.8	1.46	865.8	0.92	1037.7	0.78	395.4	2.01	673.2	1.18	554.2	1.43	2042.4	0.39	399.4	1.99	373.3	2.12	491.3	1.61	514.7	1.54	507.2	1.56	788.5	1.05	509.32	1.56
178	Terzaghi (2011) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	508.5	1.24	501.1	1.26	289.5	2.19	342.4	1.85	343.7	1.84	357.8	1.77	231.6	1.73	532.0	1.15	308.5	2.05	307.2	2.06	326.2	1.94	877.1	0.72	780.6	0.85	438.1	1.44	687.5	0.92	491.5	1.29	2149.6	0.30	420.5	1.51	395.3	1.24	400.5	1.58	362.5	1.75	561.9	1.13	737.2	0.86	404.74	1.56
180		Rectangular con Elemento de Borde	799.0	0.83	791.2	0.84	570.4	1.17	572.0	1.16	573.4	1.16	589.0	1.13	456.4	1.46	762.7	0.87	494.2	1.35	536.9	1.24	559.1	1.20	1037.3	0.64	1082.9	0.62	467.1	1.46	900.0	0.74	596.8	1.12	2349.3	0.29	492.3	1.35	376.0	1.77	518.4	1.28	514.7	1.29	586.4	1.14	863.5	0.77	518.34	1.19
181		Rectangular con Elemento de Borde	912.9	0.83	923.9	0.88	689.8	1.17	674.5	1.20	675.9	1.20	694.1	1.17	551.9	1.47	867.9	0.93	579.1	1.40	640.0	1.27	656.6	1.13	1158.7	0.70	1233.1	0.62	484.7	1.67	1011.6	0.80	613.7	1.32	2495.9	0.32	563.9	1.46	453.8	1.79	605.7	1.34	620.8	1.30	621.7	1.30	1005.8	0.81	639.62	1.27
182	Terzaghi (2011) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	944.8	0.41	946.1	0.41	689.8	0.56	680.9	0.57	682.4	0.56	698.7	0.55	551.9	0.70	888.1	0.43	587.0	0.66	647.3	0.59	662.0	0.58	1228.8	0.31	1261.4	0.31	509.9	0.76	1119.7	0.34	631.7	0.61	2412.9	0.16	594.5	0.85	455.1	0.85	512.9	0.75	431.2	0.89	654.1	0.59	560.9	0.69	678.80	0.57
183		Rectangular con Elemento de Borde	955.3	0.92	946.3	0.93	689.8	1.27	686.2	1.28	688.8	1.28	704.8	1.24	551.9	1.59	932.3	0.94	593.7	1.48	653.7	1.34	665.6	1.32	1380.0	0.64	1321.7	0.66	530.0	1.65	1297.6	0.68	660.1	1.33	3212.9	0.27	518.4	1.53	456.2	1.92	656.5	1.34	680.4	1.22	697.8	1.26	1268.2	0.69	778.00	1.13
184		Rectangular con Elemento de Borde	956.1	0.74	947.0	0.75	689.8	1.03	686.6	1.03	688.2	1.03	705.2	1.01	470.3	1.31	584.4	1.21	594.1	1.19	654.2	1.08	666.9	1.06	1089.1	0.65	836.4	0.85	532.4	1.63	1021.1	1.02	573.6	1.24	1995.0	0.36	577.0	1.23	529.7	1.34	509.9	1.39	658.4	1.08	632.4	1.12	838.5	0.85	545.16	1.30
185	Terzaghi (2011) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	901.8	0.82	896.5	0.82	689.8	1.07	660.1	1.12	661.4	1.12	675.1	1.09	551.9	1.34	794.0	0.98	561.5	1.31	624.9	1.18	644.3	1.15	898.6	0.82	1080.6	0.68	427.9	1.72	446.9	1.65	540.8	1.36	1751.5	0.42	432.8	1.71	498.4	1.48	597.7	1.23	700.5	1.05	508.2	1.45	720.9	1.02	534.96	1.38
186		Rectangular con Elemento de Borde	905.9	0.99	843.0	1.00	350.1	1.63	391.6	1.44	392.9	1.44	407.0	1.39	280.1	2.02	596.4	0.95	348.1	1.62	356.4	1.59	375.3	1.51	908.0	0.62	843.4	0.67	440.8	1.28	733.8	0.77	525.0	1.08	2211.1	0.26	432.9	1.80	234.2	2.41	452.8	1.25	464.7	1.29	665.0	0.90	810.00	1.24		
187		Rectangular con Elemento de Borde	580.8	1.36	573.0	1.38	475.1	1.66	398.8	1.99	410.1	1.93	413.0	1.92	280.1	2.82	632.9	1.29	378.6	2.09	361.8	2.19	420.0	1.85	965.4	0.82	869.8	0.91	461.6	1.71	877.4	0.90	587.9	1.35	2435.2	0.32	538.8	1.47	240.5	1.45	642.4	1.23	677.6	1.17	953.3	0.86	502.14	1.58		
188	White et al. (2013) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	583.9	1.36	575.9	1.38	526.6	1.51	398.4	2.00	423.8	1.88	414.7	1.92	420.3	1.89	637.8	1.29	404.5	1.97	363.4	2.19	473.3	1.67	982.1	0.81	879.0	0.91	467.7	1.70	966.8	0.81	643.3	1.24	2596.6	0.31	621.2	1.28	246.0	1.24	628.5	1.27	821.2	0.97	770.5	0.93	981.5	0.81	554.65	1.44
189		Rectangular	2960.0	0.55	2928.7	0.55	2038.4	0.79	2097.0	0.77	2102.6	0.77	2161.6	0.75	1630.7	0.99	2869.7	0.56	1833.4	0.88	1985.5	0.81	2028																											

Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	CONDOMINIO CONSTRUCCION																		LITERATURA																													
			Estados Unidos AC 308-1 (EN)	Brasil MCC8-04 (EN)	México NORMAS (EN)	Argentina RSOC 193 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Uruguay NT 1050-4 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Cuba C 209-0 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Canada CSA S243 (EN)	Europa E-C-8 (EN)	India 456-202 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	China GB 50001-2011 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Rusia S1 13330-20 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Nueva Zelanda S 3101-20 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Japón JAI-99 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Baía de 1977 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Wood 1990 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Hong Kong 2011 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Sánchez-Alcalá 2010 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Gulic & Whitaker 2011 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Estados Unidos 2014 (EN)	China et al 2016 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Adorno Bonilla 2016 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Ma et al 2020 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Gonález et al 2020 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Chen et al 2022 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)	Al-Bayati 2023 (EN)	Venezuela NORMAS (EN)				
207		Rectangular con Elemento de Borde	5793	1.33	509.9	1.36	524.3	1.47	580.2	2.03	603.1	1.92	620.0	1.93	606.9	1.99	576.8	1.34	599.4	1.94	528.4	2.35	665.6	1.66	792.0	0.98	1111.4	0.70	565.7	1.37	758.3	1.05	666.9	1.16	2326.4	0.33	666.7	1.20	322.9	2.39	621.2	1.24	617.2	1.25	626.9	0.93	766.6	1.01	540.45	1.43
208		Rectangular con Elemento de Borde	606.4	1.27	595.9	1.29	524.5	1.47	594.0	1.95	419.1	1.84	415.7	1.85	503.0	1.53	614.9	1.35	416.1	1.85	340.0	2.26	477.4	1.61	896.7	0.86	1162.6	0.66	620.3	1.24	846.3	0.91	707.6	1.09	2495.1	0.31	775.8	1.06	337.1	2.28	615.6	1.25	692.4	0.86	830.9	0.95	567.85	1.36		
209	Hirosawa (1975) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular con Elemento de Borde	907.0	0.87	896.5	0.88	825.1	0.96	694.4	1.25	656.7	1.20	617.5	1.20	675.5	1.20	621.4	0.96	608.4	1.36	581.4	2.36	717.8	1.10	1027.6	0.74	1142.6	0.66	620.3	1.27	846.3	0.93	805.3	0.93	2495.1	0.32	734.4	1.08	529.5	1.49	664.7	1.19	782.6	1.01	892.5	0.89	842.0	0.94	660.20	1.19
210		Rectangular con Elemento de Borde	848.6	0.96	840.0	0.97	825.3	0.98	604.8	1.34	625.3	1.30	622.4	1.30	622.4	1.30	747.1	1.09	573.0	1.42	556.0	1.46	692.8	1.17	847.4	0.96	1053.0	0.77	503.4	1.61	627.8	1.29	763.2	1.06	2194.3	0.38	520.5	1.42	502.8	1.61	676.3	1.20	751.0	1.08	752.7	1.08	745.5	1.09	405.34	1.34
211		Rectangular con Elemento de Borde	1434.8	0.55	1425.8	0.55	1403.0	0.56	1071.1	0.76	1092.4	0.72	1089.3	0.73	923.8	0.86	732.1	1.05	948.1	0.83	1031.2	0.77	1158.9	0.68	1207.9	0.65	1069.9	0.74	521.4	1.52	659.2	1.20	753.1	1.05	2193.3	0.36	611.5	1.29	876.3	0.90	770.4	1.03	1051.5	0.75	775.3	1.02	821.1	0.96	793.10	1.07
212		Rectangular con Elemento de Borde	1464.7	0.60	1454.9	0.60	1402.3	0.62	1086.3	0.76	1110.0	0.79	1140.0	0.79	1140.0	0.93	791.8	1.11	966.1	0.91	1034.1	0.85	1171.3	0.75	1321.1	0.66	1126.5	0.78	581.8	1.50	789.5	1.14	797.7	1.10	2376.6	0.58	698.8	1.26	869.5	0.86	763.6	1.15	1076.5	0.82	846.8	1.03	870.8	1.00	821.08	1.00
213		Rectangular	398.3	0.46	384.0	0.47	260.8	0.69	273.2	0.66	273.9	0.65	282.1	0.63	165.4	0.66	138.4	0.53	238.9	0.75	253.7	0.71	263.7	0.68	557.6	0.52	479.0	0.37	255.0	0.70	456.9	0.39	316.0	0.57	1149.5	1.16	252.2	0.71	173.0	1.03	186.6	0.90	140.0	1.28	372.0	0.55	161.3	1.11	274.49	0.65
214		Rectangular	597.2	0.41	592.7	0.41	486.6	0.52	428.3	0.55	440.1	0.55	446.5	0.54	293.2	0.63	446.7	0.63	372.6	0.65	420.0	0.58	422.0	0.56	650.6	0.37	634.4	0.38	263.2	0.93	320.1	0.80	1224.6	0.20	261.4	0.86	320.0	0.79	271.9	0.89	248.9	0.97	235.2	0.77	225.6	1.07	372.40	0.65		
215	Sheu reportado en Adorno Bonilla (2016)	Rectangular	399.3	0.46	394.8	0.46	466.6	0.59	402.4	0.63	441.2	0.63	457.2	0.61	293.2	0.94	450.1	0.61	375.9	0.74	421.2	0.66	430.6	0.64	665.3	0.41	639.3	0.43	305.5	1.04	546.5	0.51	304.1	0.91	1246.7	0.32	208.1	0.96	320.2	0.90	274.5	1.05	248.9	1.15	340.6	0.81	227.1	1.22	376.79	0.73
216		Rectangular	378.7	0.58	373.3	0.59	252.2	0.68	266.2	0.63	267.0	0.63	271.0	0.61	233.9	0.95	379.5	0.59	233.4	0.95	246.8	0.90	258.8	0.86	554.3	0.40	588.2	0.38	255.0	0.87	503.9	0.44	325.0	0.68	1181.1	1.19	263.9	0.84	167.5	1.13	163.9	1.25	327.0	0.68	198.2	1.12	316.31	0.70		
217		Rectangular	584.3	0.47	580.0	0.47	256.9	0.70	270.0	0.67	270.7	0.67	275.9	0.65	275.9	0.85	285.2	0.80	285.2	0.76	250.5	0.72	260.3	0.69	498.9	0.36	561.7	0.32	256.0	0.71	331.9	0.57	357.0	0.67	1199.2	0.30	549.0	0.93	176.6	1.07	214.0	1.27	219.58	0.64						
218	Sánchez & Kabayazawa (2006) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Antena/E.Borde	333.4	2.14	326.8	2.18	328.0	2.17	209.7	3.40	238.2	2.59	223.3	3.19	227.9	3.12	384.8	1.85	237.7	3.00	177.6	4.01	315.8	2.25	636.1	1.12	520.9	1.29	388.1	1.83	682.2	1.04	459.2	1.15	793.4	0.90	398.2	0.76	186.3	3.82	387.5	1.21	648.3	1.10	679.3	1.05	770.5	0.92	845.43	0.84
219		Con Antena/E.Borde	342.3	2.04	335.4	2.09	337.2	2.14	214.2	3.28	243.8	2.88	224.8	3.07	233.3	3.10	398.0	1.76	242.9	2.89	182.1	3.85	318.8	2.20	674.8	1.03	569.4	1.23	405.9	1.73	718.6	0.98	473.9	1.48	821.8	0.85	978.6	0.72	190.5	3.69	606.1	1.16	645.4	1.09	700.0	1.00	796.0	0.88	866.44	0.81
220	Matsui et al (2004) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Antena/E.Borde	453.7	1.51	446.5	1.54	387.2	1.77	300.5	2.28	320.6	2.14	315.4	2.18	320.5	2.14	443.4	1.53	303.3	2.26	269.7	2.54	388.7	1.93	695.5	0.89	650.6	1.05	424.8	1.61	658.1	1.04	505.6	1.36	792.7	0.87	948.6	0.72	253.3	1.71	385.3	1.17	548.4	1.25	618.6	1.11	751.4	0.90	760.32	0.80
221		Con Antena/E.Borde	450.7	1.23	444.5	1.25	387.4	1.43	299.0	1.85	318.8	1.74	318.6	1.74	318.7	1.81	449.3	1.33	301.5	1.84	268.0	2.07	374.1	1.63	644.8	0.81	644.8	0.86	428.8	1.32	645.2	0.86	501.2	1.11	782.6	0.71	934.1	0.59	251.6	2.20	881.8	0.92	548.9	1.01	611.6	0.91	742.8	0.74		
222	Akita et al (2006) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Antena/E.Borde	448.1	1.46	442.1	1.48	387.4	1.69	298.2	1.28	317.9	1.26	312.7	1.29	317.7	1.26	447.3	1.43	306.6	1.28	267.2	2.45	366.9	1.53	683.3	0.73	641.9	1.02	415.7	1.37	638.6	1.02	498.9	1.31	777.5	0.84	926.6	0.71	250.8	2.61	680.0	1.13	549.0	1.19	607.9	1.08	742.0	0.88	748.00	0.87
223		Con Antena/E.Borde	448.1	1.21	442.1	1.23	387.4	1.40	298.2	1.82	317.9	1.70	312.7	1.73	317.7	1.71	447.3	1.21	300.6	1.80	267.2	2.03	366.9	1.52	677.3	0.80	641.9	0.84	415.7	1.30	638.6	0.85	498.9	1.09	777.5	0.70	926.6	0.58	250.8	2.16	680.0	1.03	549.0	0.99	607.9	0.89	742.0	0.73	748.00	0.72
224		Con Antena/E.Borde	449.5	1.27	438.9	1.30	382.8	1.57	225.2	1.96	242.7	1.82	237.5	1.86	244.7	1.82	371.7	1.27	288.8	1.86	294.2	2.27	292.5	1.52	546.2	0.82	630.1	0.83	422.9	1.07	660.0	0.87	793.2	0.57	1188.0	0.35	418.9	1.05	296.2	0.79	371.0	1.18	490.97	0.64						
225	Kabayazawa reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Antena/E.Borde	1352.2	0.94	1343.1	0.95	1405.1	0.99	1356.6	1.35	1374.2	1.28	1368.9	1.30	1371.3	1.29	1465.1	0.99	1420.0	1.40	1325.7	1.47	1422.0	1.14	1433.4	0.76	1454.9	0.69	1305.1	1.37	1372.1	0.84	1402.1	0.95	1405.8	0.79	1402.4	0.53	1393.2	1.44	1441.5	0.95	1513.1	0.96	1553.1	0.86	1501.1	0.91	1511.66	0.64
226		Con Antena/E.Borde	680.9	0.79	674.9	0.80	655.7	0.83	493.2	1.10	510.7	1.09	509.6	1.07	509.6	1.06	604.3	1.00	451.2	1.20	462.2	1.17	558.5	0.97	716.7	0.75	866.0	0.62	305.5	1.54	572.1	0.95	547.7	0.99	707.4	0.76	1032.0	0.52	402.4	1.34	892.0	0.91	649.5	0.83	553.5	0.97	650.6	0.83	814.32	0.66
227		Con Antena/E.Borde	685.0	0.74	681.8	0.75	656.9	0.78	478.6	1.03	515.1	0.99	506.4	1.00	515.9	0.99	614.6	0.83	458.8	1.12	465.6	1.10	562.0	0.91	748.7	0.68	889.6	0.58	348.9	1.40	656.4	0.84	560.3	0.91	609.3	0.74	1050.1	0.48	406.1	1.26	517.1	0.89	614.5	0.83	573.7	0.89	584.3	0.87	834.68	0.61
228	Miler (1993) reportado en Adorno Bonilla (2016)	Con Antena/E.Borde	968.3	0.79	968.1	0.80	822.6	0.83	638.4	1.07	666.0	1.03	653.1</																																					



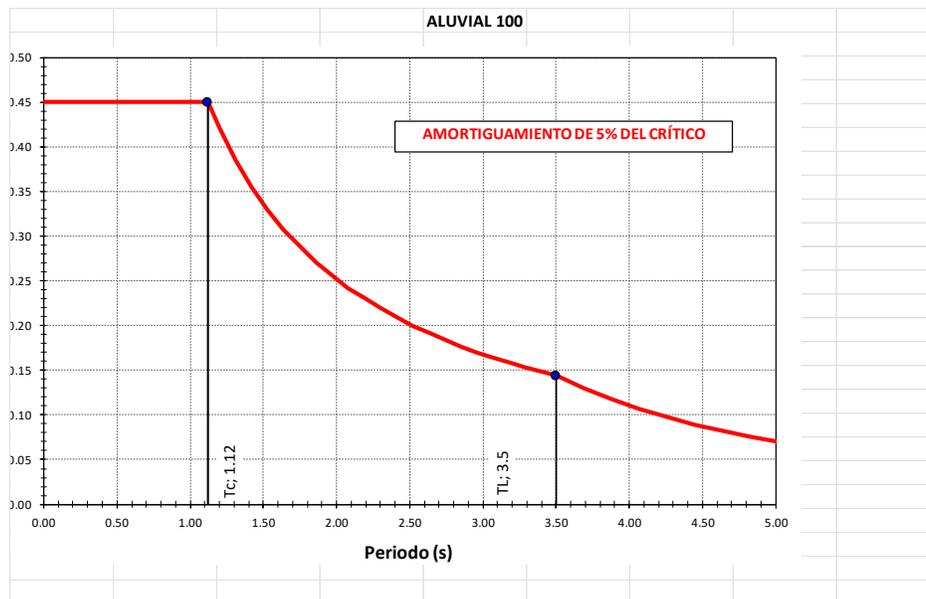


Cantidad	Estudio/Investigación	Tipo de Muro	CODIGOS CONSTRUCCION																								LITERATURA																							
			Estados Unidos		México		Argentina		Uruguay		Cuba		Canada		Europa		India		China		Rusia		Nueva Zelanda		Japón		Barbados		Wood		Hwang et al		Sánchez-Alcalá & Alcocer		Gulic & Whitaker		Foster		Chen et al		Adams Bonilla		Ma et al		Gondal et al		Chattopadhyay et al		Al-Bayati	
			1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981	1981		
406	Burgiano et al (2014) reportado en Chandra et al (2018)	Con Almas/E Bordo	712.8	1.12	684.9	1.17	755.7	1.06	589.3	1.41	607.8	1.32	674.5	1.39	675.6	1.18	500.5	1.60	452.9	1.73	556.1	1.44	624.4	1.19	672.5	1.19	644.1	1.31	361.9	3.07	184.6	4.35	416.2	1.92	957.7	0.84	607.1	1.32	410.6	1.96	407.6	1.97	1062.3	0.76	282.1	2.85	542.6	1.48	679.30	1.18
407		Con Almas/E Bordo	710.8	1.20	679.9	1.26	735.7	1.13	564.0	1.52	599.5	1.43	572.5	1.49	669.4	1.28	496.5	1.73	459.0	1.86	551.0	1.55	670.9	1.27	656.7	1.30	605.9	1.41	241.1	3.55	175.3	4.88	395.0	2.16	896.3	0.95	574.0	1.49	409.8	2.09	459.9	1.86	1063.3	0.80	262.4	3.26	506.3	1.69	667.94	1.28
408		Con Almas/E Bordo	720.8	0.97	723.9	1.01	799.3	0.94	613.3	1.23	632.6	1.15	623.3	1.21	725.2	1.04	537.2	1.40	496.0	1.54	609.3	1.34	716.2	1.09	722.6	1.04	605.9	1.24	388.9	2.40	190.7	3.94	466.4	1.63	1026.7	0.73	662.3	1.13	428.6	1.71	504.0	2.47	1104.8	0.68	302.9	2.44	586.6	1.29	676.10	1.03
409		Con Almas/E Bordo	792.9	1.14	747.7	1.20	799.5	1.13	627.6	1.43	679.6	1.32	640.0	1.41	748.4	1.21	533.1	1.63	506.5	1.77	631.7	1.42	730.3	1.23	722.6	1.25	685.6	1.31	363.8	2.54	209.2	4.30	533.6	1.69	1275.1	0.71	734.3	1.23	442.5	2.03	95.9	9.38	1104.8	0.81	369.6	2.44	685.7	1.30	771.03	1.17
410	Teng and Chandra (2016) reportado en Chandra et al (2018)	Con Almas/E Bordo	424.5	2.85	415.9	2.91	361.7	3.35	265.0	4.57	365.1	3.31	282.8	4.28	289.9	4.19	443.0	2.73	314.5	3.85	292.8	4.28	448.6	2.70	494.7	2.45	644.2	1.88	507.4	2.38	382.0	3.37	823.2	1.47	1405.5	0.86	1054.0	0.96	321.0	3.77	379.5	1.38	971.1	1.25	875.8	1.38	1522.1	0.79	1031.13	1.17
411		Con Almas/E Bordo	412.0	1.05	406.4	1.11	355.6	1.37	261.2	4.87	352.4	1.61	275.5	4.56	307.4	1.66	434.0	2.93	306.3	4.35	278.9	4.62	432.8	2.84	532.0	2.39	672.4	1.42	402.4	2.58	396.6	1.41	921.7	1.55	1420.6	0.89	1330.5	0.91	358.4	4.32	699.4	1.41	976.0	1.30	841.0	1.51	1504.9	0.84	1038.74	1.25
412		Con Almas/E Bordo	696.9	2.09	687.9	2.12	631.1	2.31	480.1	3.04	591.4	2.47	485.5	2.93	441.8	3.30	449.3	3.24	492.8	2.96	503.5	2.90	677.6	2.15	587.3	2.48	662.6	2.20	526.8	2.77	947.0	1.54	889.3	1.64	1474.5	0.99	1297.8	1.12	925.2	2.69	944.4	1.54	1145.1	1.27	918.6	1.59	1613.0	0.90	1157.87	1.26
413		Con Almas/E Bordo	411.2	1.96	404.9	2.00	307.6	2.64	239.3	3.13	309.1	2.62	276.1	3.24	136.6	3.94	429.1	1.89	302.1	2.68	271.0	2.99	345.3	2.35	547.8	1.48	618.7	1.31	484.8	1.67	747.7	1.08	602.0	1.35	1343.1	0.70	302.0	2.69	683.1	1.10	627.2	1.20	716.1	1.13	1117.7	0.73	772.87	1.05		
414		Elemento de Bordo	408.3	0.85	401.0	0.87	193.3	1.81	263.4	1.32	264.7	1.32	278.5	1.25	154.6	2.26	409.8	0.85	245.8	1.42	232.7	1.50	247.5	1.41	645.2	1.04	586.1	0.60	430.1	0.81	508.0	0.69	392.9	0.89	1545.0	0.23	421.1	0.83	188.4	1.85	366.1	1.22	289.2	1.21	510.7	0.68	549.9	0.63	299.34	1.17
415		Rectangular con Elemento de Bordo	408.3	0.87	401.0	0.88	193.3	1.81	263.4	1.32	264.7	1.32	278.5	1.25	154.6	2.26	409.8	0.85	245.8	1.42	232.7	1.50	247.5	1.41	645.2	1.04	586.1	0.60	430.1	0.81	508.0	0.69	392.9	0.89	1545.0	0.23	421.1	0.83	188.4	1.85	366.1	1.22	289.2	1.21	510.7	0.68	549.9	0.63	299.34	1.17
416		Rectangular con Elemento de Bordo	465.1	1.01	457.7	1.03	250.0	1.88	308.8	1.53	310.1	1.52	323.9	1.45	200.0	2.85	449.3	1.05	282.1	1.67	278.1	1.89	292.9	1.61	678.4	0.69	642.8	0.73	430.1	1.30	508.0	0.89	429.7	1.10	1556.9	0.30	436.7	1.10	224.7	2.10	308.5	1.53	327.7	1.44	510.7	0.92	564.7	0.89	327.55	1.44
417		Rectangular con Elemento de Bordo	354.8	1.14	347.5	1.16	193.8	2.88	220.0	1.83	221.9	1.82	225.7	1.71	111.8	1.60	372.5	1.08	211.6	1.90	189.9	2.12	204.7	1.97	613.9	0.66	532.6	0.76	430.1	0.84	485.3	0.82	352.3	1.14	1533.9	0.26	415.8	0.97	154.2	2.61	465.1	1.52	252.9	1.59	510.7	0.79	536.3	0.75	272.89	1.48
418	Hube et al (2020)	Rectangular con Elemento de Bordo	375.8	1.00	350.4	1.02	142.7	2.50	223.0	1.60	224.3	1.59	238.0	1.50	114.2	1.13	374.6	0.95	213.5	1.67	192.3	1.86	207.1	1.73	615.6	0.58	535.5	0.67	430.1	0.83	495.0	0.72	354.7	1.01	1534.5	0.23	416.1	0.86	156.1	2.29	266.2	1.34	254.9	1.40	510.7	0.70	537.0	0.66	274.35	1.30
419		Rectangular con Elemento de Bordo	314.9	1.32	307.6	1.35	99.9	4.35	188.7	2.20	190.0	2.19	203.8	2.04	79.9	4.20	344.8	1.21	186.1	2.24	158.0	2.63	172.8	2.41	590.5	0.70	492.7	0.84	430.1	0.97	474.0	0.88	338.4	1.31	1225.5	0.27	411.8	1.01	328.7	3.23	248.4	1.47	225.6	1.84	510.7	0.81	536.2	0.79	263.12	1.64
420		Rectangular con Elemento de Bordo	365.3	0.89	359.5	0.90	133.3	1.68	241.7	1.34	242.7	1.33	252.7	1.28	154.6	2.20	354.7	0.91	221.4	1.46	217.1	1.49	228.9	1.42	538.8	0.60	507.5	0.64	344.1	0.84	464.0	0.80	339.7	0.95	1225.0	0.27	340.7	0.95	175.5	1.85	220.9	1.47	241.8	1.34	408.6	0.79	449.1	0.77	260.31	1.24
421		Elemento de Bordo	307.8	0.95	302.0	0.97	133.8	2.15	195.7	1.49	196.7	1.48	207.7	1.41	106.6	2.69	314.7	1.04	183.6	1.58	171.1	1.71	182.9	1.62	505.0	0.51	458.0	0.65	344.1	0.85	405.4	0.72	300.6	0.97	1203.3	0.24	339.0	0.87	138.7	2.11	296.9	1.40	201.1	1.44	408.6	0.71	401.1	0.77	230.34	1.26
422		Rectangular con Elemento de Bordo	314.7	1.07	308.9	1.09	142.7	2.35	201.2	1.62	202.3	1.65	213.3	1.58	114.2	1.14	319.5	1.05	189.0	1.78	176.7	1.90	188.5	1.78	509.2	0.66	472.0	0.74	344.1	0.88	406.4	0.83	305.8	1.10	1206.8	0.28	335.7	1.00	343.1	1.35	199.8	1.68	206.9	1.62	408.6	0.82	405.9	0.83	235.04	1.43
423		Rectangular con Elemento de Bordo	300.7	1.23	294.5	1.24	1068.9	1.15	738.6	1.67	819.6	1.60	731.6	1.63	758.7	1.62	809.2	1.38	772.3	1.59	710.8	1.73	1014.6	1.21	1109.4	1.11	1281.3	0.96	427.0	2.88	183.6	0.78	818.6	1.50	2915.5	0.42	956.7	1.29	547.9	2.25	805.6	1.42	1371.8	0.90	1006.8	1.15	763.5	1.61	892.46	1.38
424		Elemento de Bordo	1001.7	1.22	994.5	1.23	1068.9	1.14	738.6	1.65	819.6	1.49	731.6	1.62	758.7	1.61	809.2	1.37	772.3	1.58	710.8	1.72	1014.6	1.20	1109.4	1.10	1281.3	0.95	427.0	2.86	183.6	0.77	818.6	1.49	2915.4	0.42	956.7	1.28	547.9	2.23	805.6	1.41	1371.8	0.89	1006.8	1.15	763.5	1.60	892.46	1.37
425		Rectangular con Elemento de Bordo	1001.7	1.28	994.5	1.29	1150.6	1.11	738.6	1.73	872.8	1.47	731.6	1.70	758.7	1.69	809.2	1.44	869.6	1.47	710.8	1.80	1209.1	1.06	1109.4	1.15	1290.8	0.99	427.0	3.00	198.1	0.65	1040.1	1.23	3461.4	0.37	1212.1	1.02	569.3	2.25	1144.7	1.12	1553.3	0.82	1411.0	0.91	791.4	1.62	1075.56	1.19
426		Elemento de Bordo	1001.7	1.40	994.5	1.41	1150.6	1.22	738.6	1.90	872.8	1.60	731.6	1.88	758.7	1.85	809.2	1.57	869.6	1.61	710.8	1.97	1209.1	1.16	1109.4	1.26	1290.8	1.09	427.0	3.28	198.1	0.71	1040.1	1.35	3461.4	0.36	1212.1	1.12	569.3	2.46	1144.7	1.22	1553.3	0.90	1411.0	0.99	791.4	1.77	1075.56	1.17
427		Rectangular con Elemento de Bordo	1001.7	0.86	994.5	0.87	1068.																																											

## Anexo 2 – Diseño Estructura Muros de Carga 20 Pisos.

### Análisis Sísmico:

<b>FHE</b>						
Masa que participa en el análisis dinámico				13299.41	ton	
Por NSR-10						
ct	0.049					
h	50	Ta	0.92			
$\alpha$	0.75				CuTa	1.1480
Av	0.20					
Fv	2.10	Cu	1.246	Usar 1.27		
Del programa						
Tx	1.101	Con un porcentaje de masa (%)			100	
Ty	1.278	Con un porcentaje de masa (%)			100	
Dirección X						
Sa	0.4500					
Vx	5984.73					
Dirección Y						
Sa	0.3900					
Vz	5186.77					
<b>DINÁMICO</b>						
Del modelo						
Vx	3662.73					
Vy	3183.42					
Factor de Corrección						
Fcx	1.31					
Fcy	1.30					
<b>Dirección</b>	<b>Sa [g]</b>	<b>Dinámico [ton]</b>	<b>V FHE [ton]</b>	<b>Factor de ajuste</b>	<b>W [ton]</b>	
X	0.45	3662.73	5984.73	1.31	13299	12.82
Y	0.39	3183.42	5186.77	1.30		12.79

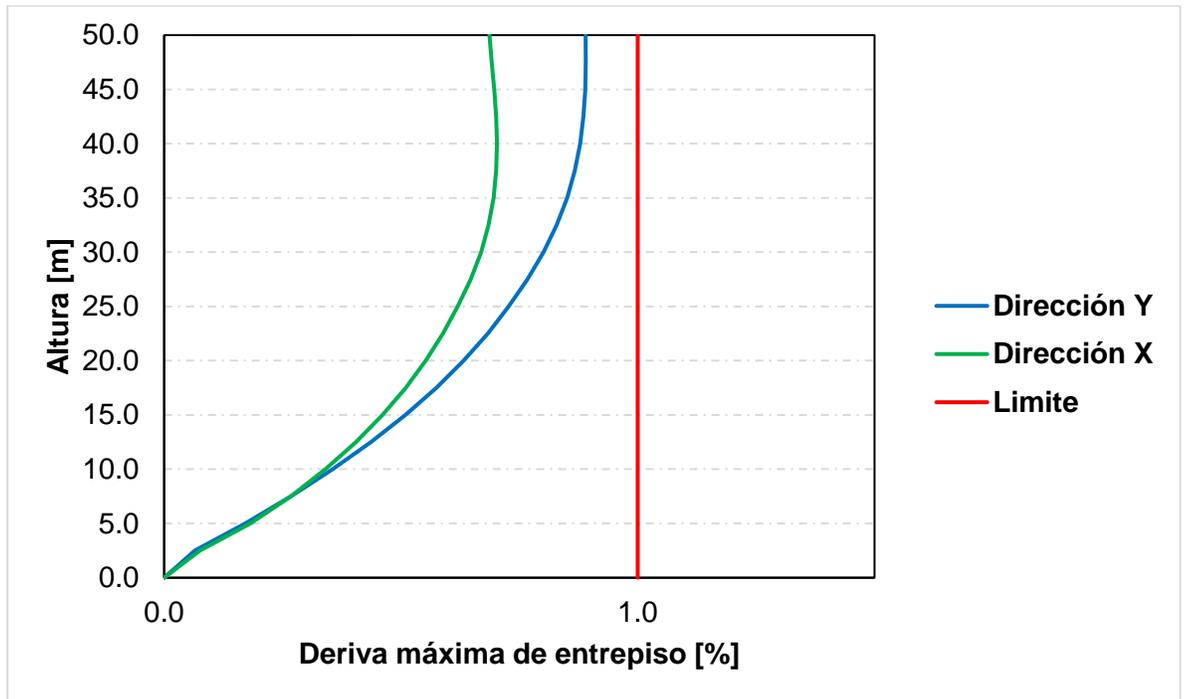


Chequeo Irregularidades:

DERIVA Y											
NIVELES	ALTURA (m)	PUNTOS				1.4(Δ1+Δ2/2)	1.2(Δ1+Δ2/2)	Torsional		Torsional Extrema	
		Δ1	Δ2					1.4(Δ1+Δ2/2) >= Δ > 1.2(Δ1+Δ2/2)	Δ > 1.4(Δ1+Δ2/2)	Δ1	Δ2
		A2	J2								
		Desplazamiento (m)		Deriva (%)							
N+50.00	50.00	0.324291	0.324952	0.89	0.89	1.25	1.07	OK	OK	OK	OK
N+47.50	47.50	0.302046	0.30266	0.89	0.89	1.25	1.07	OK	OK	OK	OK
N+45.00	45.00	0.27979	0.280359	0.89	0.89	1.25	1.07	OK	OK	OK	OK
N+42.50	42.50	0.257561	0.258085	0.89	0.89	1.24	1.06	OK	OK	OK	OK
N+40.00	40.00	0.235426	0.235903	0.88	0.88	1.23	1.06	OK	OK	OK	OK
N+37.50	37.50	0.213469	0.213901	0.87	0.87	1.21	1.04	OK	OK	OK	OK
N+35.00	35.00	0.191795	0.192184	0.85	0.85	1.19	1.02	OK	OK	OK	OK
N+32.50	32.50	0.170527	0.170872	0.83	0.83	1.16	1.00	OK	OK	OK	OK
N+30.00	30.00	0.149801	0.150104	0.80	0.80	1.12	0.96	OK	OK	OK	OK
N+27.50	27.50	0.129766	0.130028	0.77	0.77	1.08	0.92	OK	OK	OK	OK
N+25.00	25.00	0.110585	0.110809	0.73	0.73	1.02	0.87	OK	OK	OK	OK
N+22.50	22.50	0.092400	0.092586	0.68	0.68	0.96	0.82	OK	OK	OK	OK
N+20.00	20.00	0.075316	0.075468	0.63	0.63	0.89	0.76	OK	OK	OK	OK
N+17.50	17.50	0.059504	0.059624	0.57	0.58	0.81	0.69	OK	OK	OK	OK
N+15.00	15.00	0.045141	0.045231	0.51	0.51	0.71	0.61	OK	OK	OK	OK
N+12.50	12.50	0.032409	0.032474	0.44	0.44	0.61	0.52	OK	OK	OK	OK
N+10.00	10.00	0.021497	0.021541	0.36	0.36	0.50	0.43	OK	OK	OK	OK
N+7.50	7.50	0.012597	0.012622	0.27	0.27	0.37	0.32	OK	OK	OK	OK
N+5.00	5.00	0.005908	0.005920	0.17	0.17	0.24	0.21	OK	OK	OK	OK
N+2.50	2.50	0.001628	0.001631	0.07	0.07	0.09	0.08	OK	OK	OK	OK
N+0.00	0.00	0.000000	0.000000								

DERIVA X											
NIVELES	ALTURA (m)	PUNTOS				1.4(Δ1+Δ2/2)	1.2(Δ1+Δ2/2)	Torsional		Torsional Extrema	
		Δ1	Δ2					1.4(Δ1+Δ2/2) >= Δ > 1.2(Δ1+Δ2/2)	Δ > 1.4(Δ1+Δ2/2)	Δ1	Δ2
		A2	J2								
		Desplazamiento (m)		Deriva (%)							
N+50.00	50.00	0.271986	0.271445	0.69	0.69	0.96	0.82	OK	OK	OK	OK
N+47.50	47.50	0.254815	0.25431	0.69	0.69	0.97	0.83	OK	OK	OK	OK
N+45.00	45.00	0.237527	0.237059	0.70	0.70	0.97	0.84	OK	OK	OK	OK
N+42.50	42.50	0.220104	0.219673	0.70	0.70	0.98	0.84	OK	OK	OK	OK
N+40.00	40.00	0.202577	0.202183	0.70	0.70	0.98	0.84	OK	OK	OK	OK
N+37.50	37.50	0.185008	0.184651	0.70	0.70	0.98	0.84	OK	OK	OK	OK
N+35.00	35.00	0.167481	0.167159	0.70	0.69	0.97	0.83	OK	OK	OK	OK
N+32.50	32.50	0.150097	0.149811	0.68	0.68	0.96	0.82	OK	OK	OK	OK
N+30.00	30.00	0.132975	0.132723	0.67	0.67	0.94	0.80	OK	OK	OK	OK
N+27.50	27.50	0.116245	0.116027	0.65	0.65	0.91	0.78	OK	OK	OK	OK
N+25.00	25.00	0.100060	0.099874	0.62	0.62	0.87	0.74	OK	OK	OK	OK
N+22.50	22.50	0.084568	0.084413	0.59	0.59	0.82	0.71	OK	OK	OK	OK
N+20.00	20.00	0.069848	0.069721	0.55	0.55	0.77	0.66	OK	OK	OK	OK
N+17.50	17.50	0.056034	0.055935	0.51	0.51	0.71	0.61	OK	OK	OK	OK
N+15.00	15.00	0.043281	0.043206	0.46	0.46	0.65	0.55	OK	OK	OK	OK
N+12.50	12.50	0.031752	0.031698	0.40	0.40	0.57	0.49	OK	OK	OK	OK
N+10.00	10.00	0.021628	0.021592	0.34	0.34	0.48	0.41	OK	OK	OK	OK
N+7.50	7.50	0.013107	0.013086	0.27	0.27	0.37	0.32	OK	OK	OK	OK
N+5.00	5.00	0.006431	0.006422	0.18	0.18	0.25	0.22	OK	OK	OK	OK
N+2.50	2.50	0.001889	0.001886	0.08	0.08	0.11	0.09	OK	OK	OK	OK
N+0.00	0.00	0.000000	0.000000								

Verificación Derivas:



## Diseño Muros

### Muro M0:

DATOS INICIALES			VERTICAL	HORIZONTAL
Longitud Muro (m)	2.19	$\rho$	0.0025	0.0025
Espesor Muro (m)	0.15	As (mm <sup>2</sup> )	821.3	900.0
f'c (MPa)	42			
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	137.97	
		Pb (Ton)	474.62	
		Valor Minimo (Ton)	137.97	
		0.30 f'c (MPa)	12.6	

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
MOP1	1.4D	Combination		0.0	89.7	1.3	2.5
MOP1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		0.0	93.3	1.5	
MOP1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.0	92.4	1.4	
MOP1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.0	87.9	1.3	
MOP1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	1.7	85.9	18.8	
MOP1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	5.5	85.9	58.7	
MOP1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	5.5	57.7	58.2	
MOP1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	1.7	57.7	18.3	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/l < 0.30 f'c
0.000001	0.004	0.476	0.737	0.121	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.73	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.731	0.125	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.84	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.733	0.124	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.81	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.741	0.118	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.68	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000126	0.004	0.476	0.744	0.116	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.62	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000409	0.004	0.476	0.744	0.116	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.62	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000408	0.004	0.476	0.795	0.085	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	1.76	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000125	0.004	0.476	0.795	0.085	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	1.76	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
110.91	CUMPLE	0.01	21.72	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
113.60	CUMPLE	0.01	21.72	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
112.90	CUMPLE	0.01	21.72	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
109.56	CUMPLE	0.01	21.72	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
108.01	CUMPLE	0.17	21.72	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.08
108.01	CUMPLE	0.54	21.72	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.25
85.30	CUMPLE	0.68	21.72	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.25
85.30	CUMPLE	0.21	21.72	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.08



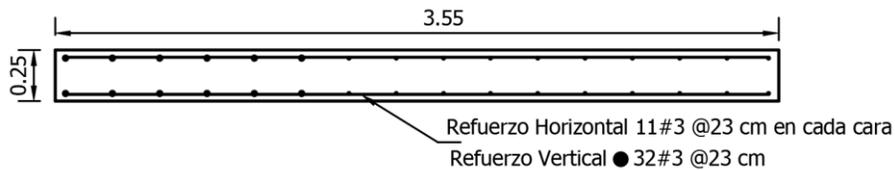
## Muro M1:

DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	3.55	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Espesor Muro (m)	0.25	As (mm <sup>2</sup> )	2218.8	1500.0	
f'c (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	372.75		
		Pb (Ton)	1282.26		
		Valor Minimo (Ton)	372.75		
		0.30 f'c (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M1P1	1.4D	Combination		0.4	311.1	-164.6	2.5
M1P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		0.7	382.0	-201.0	
M1P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.6	352.2	-185.7	
M1P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.6	340.7	-179.6	
M1P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	6.4	335.4	-65.9	
M1P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	19.7	335.4	190.6	
M1P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	19.4	200.0	261.6	
M1P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	6.1	200.0	5.1	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/l < 0.30 f'c
0.000001	0.004	0.476	0.691	0.153	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.51	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.650	0.190	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.31	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.664	0.175	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.97	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.672	0.168	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.84	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000126	0.004	0.476	0.675	0.166	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.78	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000409	0.004	0.476	0.675	0.166	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.78	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000408	0.004	0.476	0.766	0.102	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.26	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000125	0.004	0.476	0.766	0.102	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.25	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
564.50	CUMPLE	0.29	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
636.25	CUMPLE	0.32	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
606.55	CUMPLE	0.31	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
595.20	CUMPLE	0.30	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
589.92	CUMPLE	0.11	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.11
589.92	CUMPLE	0.32	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.34
432.32	CUMPLE	0.61	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.33
432.32	CUMPLE	0.01	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.10



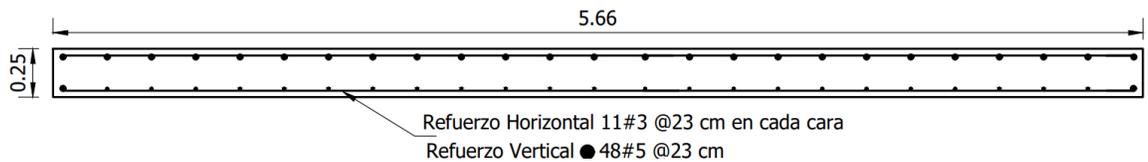
## Muro M2:

DATOS INICIALES			VERTICAL	HORIZONTAL
Longitud Muro (m)	5.66	$\rho$	0.0065	0.0025
Espesor Muro (m)	0.25	As (mm <sup>2</sup> )	9197.5	1500.0
f'c (MPa)	42			
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	594.3	
		Pb (Ton)	2044.39	
		Valor Minimo (Ton)	594.3	
		0.30 f'c (MPa)	12.6	

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1 tonf	F3 tonf	M2 tonf-m	hw m
M2P1	1.4D	Combination		-0.1	383.5	4.1	2.5
M2P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.2	429.0	8.1	
M2P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.1	413.4	6.7	
M2P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.1	394.6	6.4	
M2P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	13.0	485.3	427.8	
M2P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	43.4	416.0	1402.6	
M2P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	43.5	276.4	1398.9	
M2P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	13.1	345.8	424.1	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/l < 0.30 f'c
0.000001	0.004	0.476	0.739	0.164	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.71	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.720	0.177	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.03	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.726	0.172	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.92	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.734	0.167	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.79	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000126	0.004	0.476	0.696	0.194	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.43	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000409	0.004	0.476	0.725	0.173	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.95	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000408	0.004	0.476	0.784	0.136	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	1.96	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000125	0.004	0.476	0.755	0.153	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.45	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
1583.23	CUMPLE	0.00	93.54	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1647.43	CUMPLE	0.00	93.54	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1625.84	CUMPLE	0.00	93.54	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1599.23	CUMPLE	0.00	93.54	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1721.00	CUMPLE	0.25	93.54	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.14
1629.43	CUMPLE	0.86	93.54	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.46
1416.85	CUMPLE	0.99	93.54	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.47
1526.93	CUMPLE	0.28	93.54	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.14



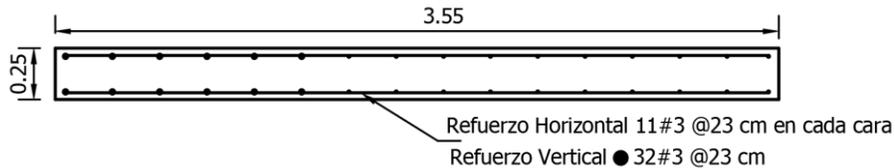
### Muro M3:

DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	3.55	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Espesor Muro (m)	0.25	As (mm <sup>2</sup> )	2218.8	1500.0	
f'c (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	372.75		
		Pb (Ton)	1282.26		
		Valor Minimo (Ton)	372.75		
		0.30 f'c (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M3P1	1.4D	Combination		-0.5	285.9	-151.8	2.5
M3P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.8	329.0	-173.8	
M3P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.7	311.0	-164.5	
M3P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.7	299.5	-158.4	
M3P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	10.3	456.9	41.3	
M3P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	27.4	397.9	260.5	
M3P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	27.8	287.5	318.6	
M3P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	10.7	346.4	99.4	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c
0.000001	0.004	0.476	0.708	0.141	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.22	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.679	0.162	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.71	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.691	0.153	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.51	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.699	0.147	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.38	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000126	0.004	0.476	0.650	0.221	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	5.15	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000409	0.004	0.476	0.650	0.197	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.49	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000408	0.004	0.476	0.707	0.141	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.25	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000125	0.004	0.476	0.668	0.172	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.91	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
536.82	CUMPLE	0.28	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
583.34	CUMPLE	0.30	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
564.38	CUMPLE	0.29	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
551.91	CUMPLE	0.29	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
715.56	CUMPLE	0.06	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.18
653.84	CUMPLE	0.40	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.47
538.55	CUMPLE	0.59	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.47
600.90	CUMPLE	0.17	58.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.18



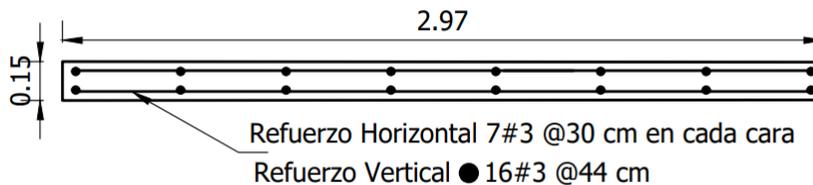
## Muro M4:

DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	2.97	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Espesor Muro (m)	0.15	As (mm <sup>2</sup> )	1113.8	900.0	
f'c (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	187.11		
		Pb (Ton)	643.66		
		Valor Minimo (Ton)	187.11		
		0.30 f'c (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M4P1	1.4D	Combination		0.0	142.3	-90.6	2.5
M4P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		0.1	157.4	-99.8	
M4P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.1	152.7	-96.9	
M4P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.1	145.4	-92.3	
M4P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	2.7	142.0	-50.3	
M4P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	8.7	142.0	42.4	
M4P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	8.6	91.5	74.4	
M4P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	2.6	91.5	-18.3	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/l < 0.30 f'c
0.000001	0.004	0.476	0.710	0.140	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.20	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.690	0.154	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.54	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.696	0.150	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.43	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.706	0.142	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.27	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000126	0.004	0.476	0.710	0.139	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.19	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000409	0.004	0.476	0.710	0.139	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.19	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000408	0.004	0.476	0.778	0.095	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.06	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000125	0.004	0.476	0.778	0.095	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.05	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
224.28	CUMPLE	0.40	29.45	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
238.19	CUMPLE	0.42	29.45	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
233.93	CUMPLE	0.41	29.45	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
227.17	CUMPLE	0.41	29.45	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
224.03	CUMPLE	0.22	29.45	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.09
224.03	CUMPLE	0.19	29.45	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.29
171.80	CUMPLE	0.43	29.45	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.29
171.80	CUMPLE	0.11	29.45	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.09



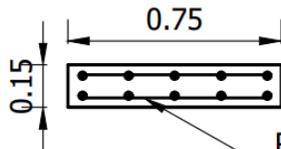
## Muro M5:

DATOS INICIALES			VERTICAL	HORIZONTAL
Longitud Muro (m)	0.75	$\rho$	0.0025	0.0025
Espesor Muro (m)	0.15	As (mm <sup>2</sup> )	281.3	900.0
f'c (MPa)	42			
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	47.25	
		Pb (Ton)	162.54	
		Valor Minimo (Ton)	47.25	
		0.30 f'c (MPa)	12.6	

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
MSP1	1.4D	Combination		0.0	31.8	0.0	2.5
MSP1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		0.0	35.3	0.0	
MSP1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.0	34.3	0.0	
MSP1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.0	32.6	0.0	
MSP1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	1.4	67.7	2.3	
MSP1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	1.5	53.3	3.8	
MSP1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	1.5	42.0	3.8	
MSP1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	1.4	56.4	2.3	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c
0.000001	0.004	0.476	0.732	0.124	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.83	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.713	0.137	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.13	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.718	0.133	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.05	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.728	0.127	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.89	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000126	0.004	0.476	0.650	0.253	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	6.02	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000409	0.004	0.476	0.650	0.206	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.74	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000408	0.004	0.476	0.678	0.163	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.73	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000125	0.004	0.476	0.650	0.216	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	5.01	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
13.28	CUMPLE	0.00	7.44	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
14.14	CUMPLE	0.00	7.44	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
13.91	CUMPLE	0.00	7.44	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
13.47	CUMPLE	0.00	7.44	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
21.12	CUMPLE	0.11	7.44	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.19
18.16	CUMPLE	0.21	7.44	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.20
15.68	CUMPLE	0.24	7.44	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.20
18.84	CUMPLE	0.12	7.44	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.19



Refuerzo Horizontal 7#3 @30 cm en cada cara  
 Refuerzo Vertical ● 10#2 @17 cm

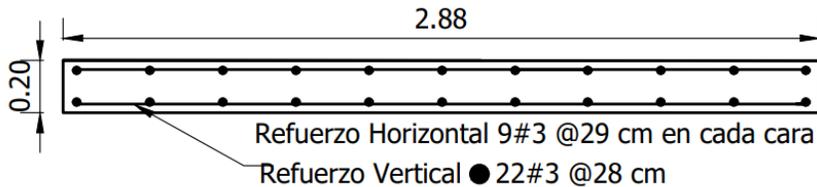
## Muro M6:

DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	2.88	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Espesor Muro (m)	0.2	As (mm <sup>2</sup> )	1440.0	1200.0	
f'c (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	241.92		
		Pb (Ton)	832.20		
		Valor Minimo (Ton)	241.92		
		0.30 f'c (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M6P1	1.4D	Combination		0.0	138.5	0.5	2.5
M6P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.1	142.3	0.9	
M6P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.0	140.5	0.8	
M6P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.0	134.5	0.7	
M6P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	6.7	574.0	50.0	
M6P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	22.3	264.4	164.5	
M6P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	22.3	221.7	164.1	
M6P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	6.7	531.3	49.6	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c
0.000001	0.004	0.476	0.757	0.108	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.40	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.753	0.110	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.47	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.755	0.109	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.44	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.761	0.105	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.33	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000126	0.004	0.476	0.650	0.397	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	9.97	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000409	0.004	0.476	0.650	0.201	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.60	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000408	0.004	0.476	0.671	0.169	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.86	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000125	0.004	0.476	0.650	0.370	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	9.22	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
236.72	CUMPLE	0.00	38.08	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
240.62	CUMPLE	0.00	38.08	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
238.73	CUMPLE	0.00	38.08	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
232.54	CUMPLE	0.00	38.08	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
532.20	CUMPLE	0.09	38.08	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.18
349.69	CUMPLE	0.47	38.08	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.58
313.88	CUMPLE	0.52	38.08	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.59
517.45	CUMPLE	0.10	38.08	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.18



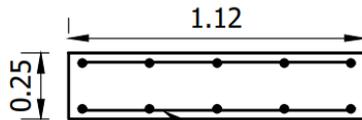
## Muro M7:

DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	1.12	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Espesor Muro (m)	0.25	As (mm <sup>2</sup> )	700.0	1500.0	
f'c (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	117.6		
		Pb (Ton)	404.54		
		Valor Minimo (Ton)	117.6		
		0.30 f'c (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M7P1	1.4D	Combination		-0.1	67.7	7.4	2.5
M7P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.1	69.9	7.7	
M7P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.1	68.5	7.5	
M7P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.1	65.9	7.3	
M7P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	1.0	189.2	25.4	
M7P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	2.9	215.5	38.6	
M7P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	3.0	194.3	36.2	
M7P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	1.1	168.0	23.0	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c
0.000001	0.004	0.476	0.756	0.109	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.42	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.751	0.111	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.50	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.754	0.110	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.45	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.760	0.106	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.36	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000126	0.004	0.476	0.650	0.280	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	6.76	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000409	0.004	0.476	0.650	0.314	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	7.70	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000408	0.004	0.476	0.650	0.287	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	6.95	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000125	0.004	0.476	0.650	0.252	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	6.00	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
44.91	CUMPLE	0.17	18.51	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
45.78	CUMPLE	0.17	18.51	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
45.20	CUMPLE	0.17	18.51	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
44.18	CUMPLE	0.16	18.51	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
83.99	CUMPLE	0.30	18.51	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.06
90.09	CUMPLE	0.43	18.51	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.16
85.27	CUMPLE	0.43	18.51	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.16
78.35	CUMPLE	0.29	18.51	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.06



Refuerzo Horizontal 11#3 @23 cm en cada cara  
 Refuerzo Vertical ● 10#3 @26 cm

## Muro M8:

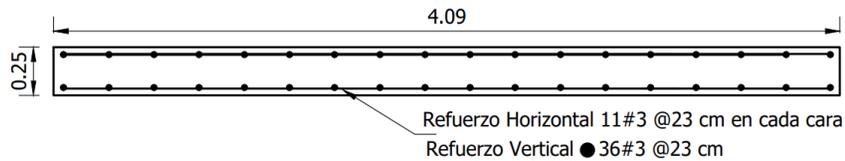
DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	4.09	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Espesor Muro (m)	0.25	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	2556.3	1500.0	
$f'c$ (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10 $f'cA_g$ (Ton)	429.45		
		Pb (Ton)	1477.31		
		Valor Minimo (Ton)	429.45		
		0.30 $f'c$ (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M8P1	1.4D	Combination		0.4	242.9	-149.1	2.5
M8P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		0.5	248.0	-150.5	
M8P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.4	243.9	-148.6	
M8P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.4	234.7	-142.9	
M8P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	11.3	380.3	110.5	
M8P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	33.2	326.0	457.4	
M8P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	33.0	251.7	502.0	
M8P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	11.1	306.0	155.0	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					$C/L > 1/(600*\delta u/hw)$	$f_{cu}$ (MPa)	$P_u/A + M_c/I < 0.30 f'c$
0.000001	0.004	0.476	0.759	0.107	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.38	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE
0.000002	0.004	0.476	0.756	0.109	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.43	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE
0.000002	0.004	0.476	0.758	0.107	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.39	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE
0.000002	0.004	0.476	0.763	0.104	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.30	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE
0.000126	0.004	0.476	0.679	0.163	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.72	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE
0.000409	0.004	0.476	0.710	0.139	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.19	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE
0.000408	0.004	0.476	0.754	0.110	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.47	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE
0.000125	0.004	0.476	0.722	0.131	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.99	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE

$\phi M_n$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi M_n > M_u$	I.S.E (M)	$\phi V_c$ (Ton)	CHEQUEO $\phi V_c > V_u$	I.S.E (V)
592.36	CUMPLE	0.25	67.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
599.89	CUMPLE	0.25	67.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
593.85	CUMPLE	0.25	67.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
580.20	CUMPLE	0.25	67.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
775.78	CUMPLE	0.14	67.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.17
708.02	CUMPLE	0.65	67.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.49
605.17	CUMPLE	0.83	67.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.49
681.43	CUMPLE	0.23	67.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.16



## Muro M9:

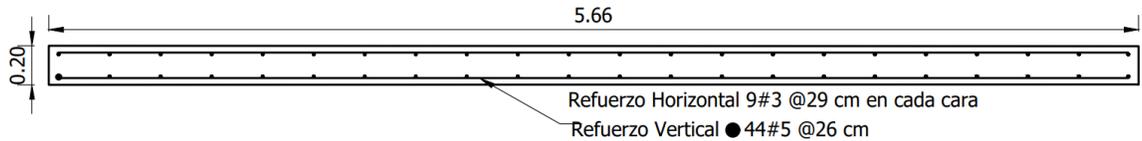
DATOS INICIALES			VERTICAL	HORIZONTAL	
Longitud Muro (m)	5.66	$\rho$	0.0075	0.0025	
Espesor Muro (m)	0.2	As (mm <sup>2</sup> )	8490.0	1200.0	
f'c (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	475.44		
		Pb (Ton)	1635.51		
		Valor Minimo (Ton)	475.44		
		0.30 f'c (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M9P1	1.4D	Combination		0.0	279.8	3.4	2.5
M9P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.1	290.0	6.7	
M9P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.1	285.0	5.6	
M9P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.1	273.2	5.3	
M9P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	10.3	267.9	339.6	
M9P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	34.4	267.9	1119.8	
M9P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	34.4	179.9	1116.8	
M9P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	10.3	179.9	336.6	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					$C/L > 1/(600*\delta u/hw)$	f <sub>cu</sub> (MPa)	$P_u/A + M_c/I < 0.30 f_c$
0.000001	0.004	0.476	0.753	0.164	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.47	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.748	0.168	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.56	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.750	0.166	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.52	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000002	0.004	0.476	0.756	0.162	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.41	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000126	0.004	0.476	0.759	0.160	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.37	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000409	0.004	0.476	0.759	0.160	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.38	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000408	0.004	0.476	0.805	0.133	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	1.60	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000125	0.004	0.476	0.805	0.133	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	1.59	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi M_n$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi M_n > M_u$	I.S.E (M)	$\phi V_c$ (Ton)	CHEQUEO $\phi V_c > V_u$	I.S.E (V)
1296.97	CUMPLE	0.00	74.83	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1311.14	CUMPLE	0.01	74.83	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1304.13	CUMPLE	0.00	74.83	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1287.62	CUMPLE	0.00	74.83	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1280.01	CUMPLE	0.27	74.83	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.14
1280.01	CUMPLE	0.87	74.83	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.46
1146.13	CUMPLE	0.97	74.83	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.46
1146.13	CUMPLE	0.29	74.83	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.14



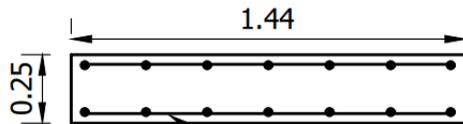
## Muro M10:

DATOS INICIALES			VERTICAL	HORIZONTAL
Longitud Muro (m)	1.44	$\rho$	0.0025	0.0025
Espesor Muro (m)	0.25	As (mm <sup>2</sup> )	900.0	1500.0
f'c (MPa)	42			
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	151.2	
		Pb (Ton)	520.13	
		Valor Minimo (Ton)	151.2	
		0.30 f'c (MPa)	12.6	

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M10P1	1.4D	Combination		0.4	116.1	6.8	2.5
M10P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		0.5	133.2	7.8	
M10P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.5	126.0	7.4	
M10P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.5	121.4	7.1	
M10P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	12.0	227.7	46.9	
M10P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	5.7	329.1	27.2	
M10P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	5.5	284.4	24.6	
M10P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	11.8	183.0	44.2	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					$C/L > 1/(600*\delta u/hw)$	f <sub>cu</sub> (MPa)	$Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c$
1.645E-07	0.004	0.476	0.708	0.141	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.23	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.680	0.162	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.70	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.692	0.153	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.50	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.699	0.147	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.37	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.264	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	6.33	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.367	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	9.14	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.322	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	7.90	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.219	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	5.09	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
88.37	CUMPLE	0.08	23.80	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.02
95.90	CUMPLE	0.08	23.80	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.02
92.80	CUMPLE	0.08	23.80	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.02
90.76	CUMPLE	0.08	23.80	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.02
133.67	CUMPLE	0.35	23.80	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.51
161.13	CUMPLE	0.17	23.80	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.24
150.90	CUMPLE	0.16	23.80	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.23
116.80	CUMPLE	0.38	23.80	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.50



Refuerzo Horizontal 11#3 @23 cm en cada cara  
Refuerzo Vertical ● 14#3 @22 cm

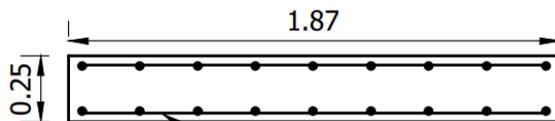
## Muro M11:

DATOS INICIALES			VERTICAL	HORIZONTAL
Longitud Muro (m)	1.87	$\rho$	0.0025	0.0025
Espesor Muro (m)	0.25	As (mm <sup>2</sup> )	1168.8	1500.0
f'c (MPa)	42			
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	196.35	
		Pb (Ton)	675.44	
		Valor Minimo (Ton)	196.35	
		0.30 f'c (MPa)	12.6	

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M11P1	1.4D	Combination		0.0	151.0	8.9	2.5
M11P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		0.0	174.2	10.2	
M11P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.0	164.6	9.7	
M11P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.0	158.5	9.3	
M11P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	17.4	326.8	84.1	
M11P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	8.4	439.2	43.2	
M11P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	8.4	380.6	39.8	
M11P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	17.4	268.2	80.6	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c
1.645E-07	0.004	0.476	0.708	0.141	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.23	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.678	0.163	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.73	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.690	0.154	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.52	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.698	0.148	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.39	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.288	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	7.00	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.376	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	9.40	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.331	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	8.14	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.242	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	5.74	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
149.18	CUMPLE	0.06	30.90	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
162.37	CUMPLE	0.06	30.90	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
157.04	CUMPLE	0.06	30.90	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
153.56	CUMPLE	0.06	30.90	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
238.66	CUMPLE	0.35	30.90	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.56
274.65	CUMPLE	0.16	30.91	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.27
258.19	CUMPLE	0.15	30.91	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.27
212.54	CUMPLE	0.38	30.90	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.56



Refuerzo Horizontal 11#3 @23 cm en cada cara  
Refuerzo Vertical ● 18#3 @22 cm

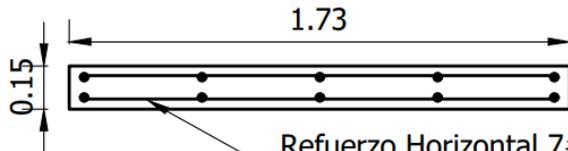
## Muro M12:

DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	1.73	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Espesor Muro (m)	0.15	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	648.8	900.0	
$f'c$ (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10 $f'c$ Ag (Ton)	108.99		
		Pb (Ton)	374.93		
		Valor Minimo (Ton)	108.99		
		0.30 $f'c$ (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M12P1	1.4D	Combination		-0.2	88.1	9.7	2.5
M12P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.2	102.4	11.3	
M12P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.2	98.0	10.8	
M12P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.2	93.1	10.2	
M12P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	6.4	90.9	46.1	
M12P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	1.8	90.9	20.8	
M12P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	1.9	56.7	17.1	
M12P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	6.5	56.7	42.3	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					$C/L > 1/(600*\delta u/hw)$	$f_{cu}$ (MPa)	$P_u/A + M_c/I < 0.30 f'c$
1.645E-07	0.004	0.476	0.698	0.148	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.40	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.665	0.174	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.95	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.675	0.166	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.78	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.686	0.157	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.59	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.691	0.153	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.51	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.691	0.153	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.51	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.770	0.100	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.19	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.770	0.100	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.19	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
78.94	CUMPLE	0.12	17.15	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
86.14	CUMPLE	0.13	17.15	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
84.02	CUMPLE	0.13	17.15	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
81.56	CUMPLE	0.13	17.15	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
80.42	CUMPLE	0.57	17.15	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.37
80.42	CUMPLE	0.26	17.15	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.10
60.45	CUMPLE	0.28	17.15	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.11
60.45	CUMPLE	0.70	17.15	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.38



Refuerzo Horizontal 7#3 @30 cm en cada cara  
Refuerzo Vertical ● 10#3 @41 cm

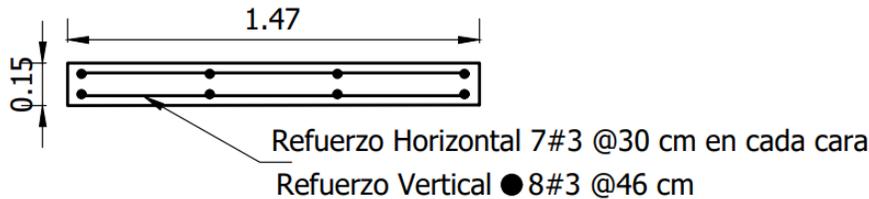
### Muro M13:

DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	1.47	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Espesor Muro (m)	0.15	As (mm <sup>2</sup> )	551.3	900.0	
f'c (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	92.61		
		Pb (Ton)	318.58		
		Valor Minimo (Ton)	92.61		
		0.30 f'c (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M13P1	1.4D	Combination		0.0	59.3	-0.5	2.5
M13P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		0.0	66.1	-0.6	
M13P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.0	63.8	-0.6	
M13P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.0	60.9	-0.5	
M13P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	7.3	116.6	25.7	
M13P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	2.3	99.2	7.7	
M13P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	2.4	77.8	7.9	
M13P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	7.3	95.2	25.9	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c
1.645E-07	0.004	0.476	0.740	0.119	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.69	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.722	0.131	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.00	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.728	0.127	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.89	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.736	0.122	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.76	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.226	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	5.29	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.197	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.50	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.690	0.154	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.53	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.190	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.32	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
49.52	CUMPLE	0.01	14.58	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
52.86	CUMPLE	0.01	14.58	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
51.74	CUMPLE	0.01	14.58	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
50.29	CUMPLE	0.01	14.58	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
74.87	CUMPLE	0.34	14.58	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.50
67.41	CUMPLE	0.11	14.58	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.16
58.30	CUMPLE	0.13	14.58	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.16
65.58	CUMPLE	0.39	14.58	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.50



## Muro M14:

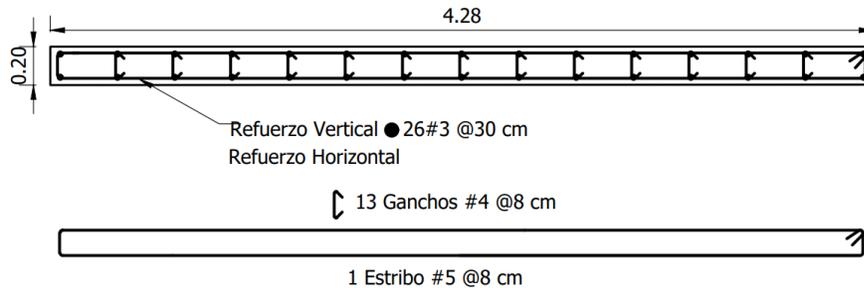
DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	4.28	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Esesor Muro (m)	0.2	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	2140.0	1200.0	
$f'c$ (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10 $f'c$ Ag (Ton)	359.52		
		Pb (Ton)	1236.75		
		Valor Minimo (Ton)	359.52		
		0.30 $f'c$ (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M14P1	1.4D	Combination		-0.1	204.4	84.5	2.5
M14P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.1	208.6	86.1	
M14P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.1	206.4	85.2	
M14P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.1	197.6	81.6	
M14P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	52.5	1380.4	1090.6	
M14P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	19.9	912.9	522.7	
M14P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	20.0	850.8	497.0	
M14P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	52.5	1318.2	1064.9	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					$C/L > 1/(600*\delta u/hw)$	$f_{cu}$ (MPa)	$P_u/A + M_c/1 < 0.30 f'c$
1.645E-07	0.004	0.476	0.758	0.107	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.39	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.755	0.109	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.44	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.756	0.108	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.41	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.763	0.104	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.31	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.623	SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	16.14	SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.423	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	10.67	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.396	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	9.95	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.596	SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	15.42	SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORDE

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
520.59	CUMPLE	0.16	56.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
526.99	CUMPLE	0.16	56.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
523.59	CUMPLE	0.16	56.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
510.03	CUMPLE	0.16	56.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1160.62	CUMPLE	0.94	56.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.93
1199.36	CUMPLE	0.44	56.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.35
1174.35	CUMPLE	0.42	56.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.35
1188.85	CUMPLE	0.90	56.59	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.93



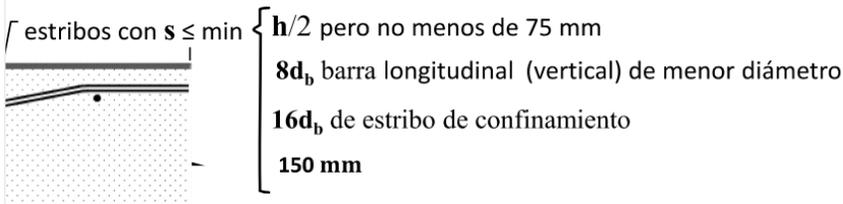
DISEÑO ELEMENTO DE BORDE

Dimensión a lo largo del muro del elemen. de borde  $\geq \max(c - 0.1\ell_w \text{ o } c/2)$

Opción 1	$c - 0.1 \ell_w$	2.24	m	4.48	> $\ell_w$	Todo el muro queda confinado
Opción 2	$c/2$	1.33	m			

Refuerzo Vertical Muro

18#3      2 capas de 9 barras cada 30 cm



Separación Estribos (s)

$h/2$	0.1	m
$8d_{bv}$	0.08	m
$16d_{be}$	0.25	m
150 mm	0.15	m

Espaciamiento estribos confinamiento  $\leq 350$  mm  
(Se ubican cada 30 cm)

Los estribos de confinamiento o ganchos suplementarios deben cumplir en ambas direcciones

plada  
at en el  
)

$$A_{sh} = 0.06 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Ash1 (mm2)	1911.1	Dirección 1	1 Estribo 5/8" + 13 ganchos suplementarios 1/2"	2042.7	>	1911.1
Ash2 (mm2)	45.7	Dirección2	1 Estribo 5/8"	395.86	>	45.7

## Muro M15:

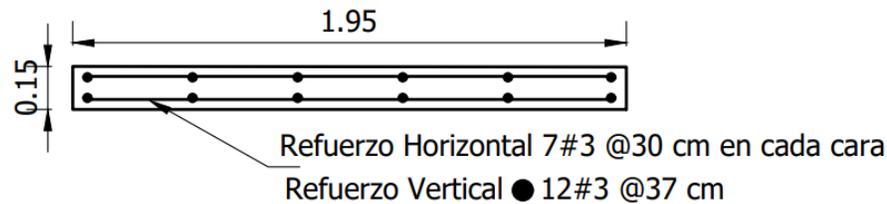
DATOS INICIALES			VERTICAL	HORIZONTAL
Longitud Muro (m)	1.95	$\rho$	0.0025	0.0025
Espesor Muro (m)	0.15	As (mm <sup>2</sup> )	731.3	900.0
f'c (MPa)	42			
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	122.85	
		Pb (Ton)	422.60	
		Valor Minimo (Ton)	122.85	
		0.30 f'c (MPa)	12.6	

TABLE: Section Cut Forces - Analysis

SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1 tonf	F3 tonf	M2 tonf-m	hw m
M15P1	1.4D	Combination		-0.1	82.6	3.0	2.5
M15P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.1	91.5	3.3	
M15P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.1	89.0	3.2	
M15P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.1	84.5	3.0	
M15P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	10.0	118.4	55.1	
M15P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	3.4	103.9	19.4	
M15P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	3.5	74.6	18.3	
M15P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	10.0	89.0	54.1	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c
1.645E-07	0.004	0.476	0.732	0.124	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.82	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.714	0.137	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.13	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.719	0.133	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.04	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.728	0.127	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.89	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.659	0.179	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.05	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.688	0.155	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.56	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.748	0.114	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.55	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.719	0.133	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.05	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
89.71	CUMPLE	0.03	19.34	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
95.44	CUMPLE	0.03	19.34	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
93.90	CUMPLE	0.03	19.34	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
90.96	CUMPLE	0.03	19.34	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
111.01	CUMPLE	0.50	19.34	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.51
103.02	CUMPLE	0.19	19.34	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.18
84.35	CUMPLE	0.22	19.34	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.18
93.91	CUMPLE	0.58	19.34	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.52



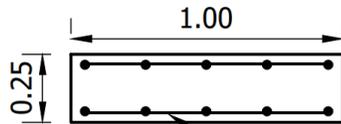
## Muro M16:

DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	1	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Esesor Muro (m)	0.25	As (mm <sup>2</sup> )	625.0	1500.0	
f'c (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	105		
		Pb (Ton)	361.20		
		Valor Minimo (Ton)	105		
		0.30 f'c (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M16P1	1.4D	Combination		-0.2	58.6	-0.2	2.5
M16P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.2	59.2	-0.2	
M16P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.2	58.5	-0.2	
M16P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.2	56.2	-0.2	
M16P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	6.2	135.4	16.4	
M16P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	3.3	254.2	6.5	
M16P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	3.3	236.7	6.6	
M16P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	6.2	117.9	16.5	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					$C/L > 1/(600*\delta u/hw)$	f <sub>cu</sub> (MPa)	$Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c$
1.645E-07	0.004	0.476	0.760	0.106	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.35	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.759	0.107	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.37	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.761	0.106	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.34	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.766	0.102	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.25	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.231	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	5.42	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.405	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	10.17	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.379	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	9.47	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.205	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.72	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
35.14	CUMPLE	0.01	16.53	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
35.35	CUMPLE	0.01	16.53	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
35.08	CUMPLE	0.01	16.53	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
34.27	CUMPLE	0.01	16.53	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
58.65	CUMPLE	0.28	16.53	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.37
80.73	CUMPLE	0.08	16.53	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.20
78.77	CUMPLE	0.08	16.53	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.20
53.64	CUMPLE	0.31	16.53	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.38



Refuerzo Horizontal 11#3 @23 cm en cada cara  
 Refuerzo Vertical ● 10#3 @22 cm

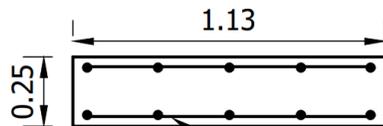
## Muro M17:

DATOS INICIALES					
Longitud Muro (m)	1.13	$\rho$	VERTICAL	0.0025	HORIZONTAL
Espesor Muro (m)	0.25	As (mm <sup>2</sup> )	706.3	1500.0	
f'c (MPa)	42				
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	118.65		
		Pb (Ton)	408.16		
		Valor Minimo (Ton)	118.65		
		0.30 f'c (MPa)	12.6		

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M17P1	1.4D	Combination		-0.2	68.0	-10.1	2.5
M17P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.3	70.0	-10.5	
M17P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.2	68.6	-10.2	
M17P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.2	66.0	-9.8	
M17P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	11.9	125.5	17.6	
M17P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	5.7	195.1	12.5	
M17P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	5.8	173.9	15.7	
M17P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	12.0	104.3	20.8	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					$C/L > 1/(600*\delta u/hw)$	f'cu (MPa)	$Pu/A + Mc/I < 0.30 f'c$
1.645E-07	0.004	0.476	0.757	0.108	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.41	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.752	0.111	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.48	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.755	0.109	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.43	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.761	0.106	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.34	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.195	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.44	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.285	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	6.91	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.258	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	6.16	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.680	0.162	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.70	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
45.57	CUMPLE	0.22	18.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
46.39	CUMPLE	0.23	18.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.02
45.83	CUMPLE	0.22	18.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
44.78	CUMPLE	0.22	18.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
65.83	CUMPLE	0.27	18.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.64
86.56	CUMPLE	0.14	18.68	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.31
81.01	CUMPLE	0.19	18.68	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.31
58.96	CUMPLE	0.35	18.67	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.64



Refuerzo Horizontal 11#3 @23 cm en cada cara  
 Refuerzo Vertical ● 10#3 @26 cm

## Muro M18:

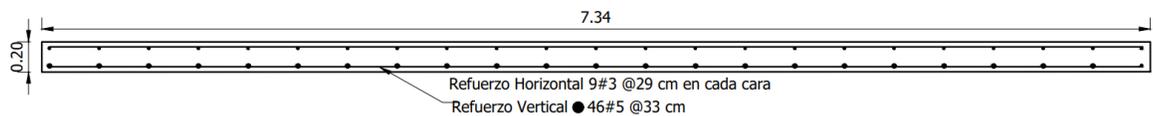
DATOS INICIALES			VERTICAL	HORIZONTAL
Longitud Muro (m)	7.34	$\rho$	0.0060	0.0025
Espesor Muro (m)	0.2	As (mm <sup>2</sup> )	8808.0	1200.0
f'c (MPa)	42			
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)	616.56	
		Pb (Ton)	2120.97	
		Valor Minimo (Ton)	616.56	
		0.30 f'c (MPa)	12.6	

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M18P1	1.4D	Combination		0.0	359.1	-0.8	2.5
M18P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.1	371.1	-1.1	
M18P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		0.0	365.2	-1.0	
M18P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		0.0	350.0	-1.0	
M18P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	190.2	343.1	1702.4	
M18P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	57.0	343.1	510.1	
M18P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	57.0	230.9	510.5	
M18P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	190.2	230.9	1702.9	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/1 < 0.30 f'c
1.645E-07	0.004	0.476	0.754	0.148	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.45	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.750	0.152	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.53	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.752	0.150	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.49	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.758	0.146	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.38	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.761	0.144	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.35	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.761	0.144	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.34	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.806	0.118	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	1.58	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.806	0.118	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	1.58	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
1994.57	CUMPLE	0.00	97.04	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
2019.10	CUMPLE	0.00	97.04	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
2007.07	CUMPLE	0.00	97.04	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1975.70	CUMPLE	0.00	97.04	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
1961.27	CUMPLE	0.87	97.04	NO CUMPLE - SE NECESITA REFUERZO	1.96
1961.27	CUMPLE	0.26	97.04	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.59
1713.62	CUMPLE	0.30	97.04	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.59
1713.62	CUMPLE	0.99	97.04	NO CUMPLE - SE NECESITA REFUERZO	1.96

Con barras de 3/8" en ambas caras
Separación: $Av*fy*d / (Vu/\Phi - Vc)$
Separación: $2x71x420x0.8x7340 / (1902000/0.75) - (1293900)$
Separación: 282 mm
Se deben ubicar barras horizontales de 3/8" cada 28 cm



## Muro M19:

DATOS INICIALES							
				VERTICAL	HORIZONTAL		
Longitud Muro (m)	3.67	$\rho$		0.0025	0.0025		
Espesor Muro (m)	0.2	As (mm <sup>2</sup> )		1835.0	1200.0		
f'c (MPa)	42						
hlibre (m)	2.4	0.10f'cAg (Ton)		308.28			
		Pb (Ton)		1060.48			
		Valor Minimo (Ton)		308.28			
		0.30 f'c (MPa)		12.6			

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	Case Type	Step Type	F1	F3	M2	hw
				tonf	tonf	tonf-m	m
M19P1	1.4D	Combination		-0.2	172.3	77.6	2.5
M19P1	1.2D+1.6L+0.5Lr	Combination		-0.3	174.9	78.8	
M19P1	1.2D+1.0L+1.6Lr	Combination		-0.3	173.4	78.1	
M19P1	1.2D+1.0L+0.5Lr	Combination		-0.3	166.0	74.7	
M19P1	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	46.7	712.5	671.6	
M19P1	1.2D+1.0L+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	13.8	327.6	252.7	
M19P1	0.9D+1.0Ey+0.30Ex	Combination	Max	13.9	275.7	229.4	
M19P1	0.9D+1.0Ex+0.30Ey	Combination	Max	46.8	660.6	648.2	

$\delta u$ m	$\delta u/hw$	$1/(600*\delta u/hw)$	$\phi$	C/L	CHEQUEO ELEMENTO DE BORDE		
					C/L > 1/(600* $\delta u/hw$ )	fcu (MPa)	Pu/A + Mc/I < 0.30 f'c
1.645E-07	0.004	0.476	0.760	0.106	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.35	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.37E-07	0.004	0.476	0.758	0.107	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.39	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.759	0.106	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.36	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
2.01E-07	0.004	0.476	0.765	0.103	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	2.26	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.388	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	9.72	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.650	0.196	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	4.47	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000143	0.004	0.476	0.676	0.165	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	3.76	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD
0.000472	0.004	0.476	0.650	0.362	NO SE NECESITA ELEMENTO DE BORDE	9.01	NO SE NECESITAN ELEMENTOS DE BORD

$\phi Mn$ (Ton-m)	CHEQUEO $\phi Mn > Mu$	I.S.E (M)	$\phi Vc$ (Ton)	CHEQUEO $\phi Vc > Vu$	I.S.E (V)
378.83	CUMPLE	0.20	48.52	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.00
382.31	CUMPLE	0.21	48.52	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
380.26	CUMPLE	0.21	48.52	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
370.42	CUMPLE	0.20	48.52	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.01
856.49	CUMPLE	0.78	48.52	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.96
557.30	CUMPLE	0.45	48.52	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.28
502.60	CUMPLE	0.46	48.52	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.29
832.00	CUMPLE	0.78	48.52	CUMPLE - EL CONCRETO TOMA TODO EL CORTANTE	0.96

