



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERA CIVIL**

TEMA:

“EFECTO DEL ESPESOR DE MUROS ESTRUCTURALES DE
HORMIGÓN ARMADO CON DOS CAPAS DE REFORZAMIENTO EN EL
MODO DE FALLA DE PANDEO FUERA DEL PLANO”.

AUTORA:

SARANGO RODRÍGUEZ, JESSICA FERNANDA

DIRECTORA:

Ph. D. HARO BÁEZ, ANA GABRIELA

SANGOLQUÍ

2019



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**EFFECTO DEL ESPESOR DE MUROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO CON DOS CAPAS DE REFORZAMIENTO EN EL MODO DE FALLA DE PANDEO FUERA DEL PLANO**” fue realizado por la señorita **Sarango Rodríguez, Jessica Fernanda** el mismo que ha sido revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 31 de enero del 2019

Firma:

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela Ph. D.
CC: 1713500302



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Sarango Rodríguez, Jessica Fernanda**, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **Efecto del espesor de muros estructurales de hormigón armado con dos capas de reforzamiento en el modo de falla de pandeo fuera del plano** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 31 de enero del 2019

Firma:

Sarango Rodríguez, Jessica Fernanda

CC: 1716515984



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **Sarango Rodríguez, Jessica Fernanda** autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **Efecto del espesor de muros estructurales de hormigón armado con dos capas de reforzamiento en el modo de falla de pandeo fuera del plano** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 31 de enero del 2019

Firma:

Sarango Rodríguez, Jessica Fernanda
CC: 1716515984



DEDICATORIA

Dedico el presente proyecto a Dios, que me ha dado voluntad, entereza e inspiración para seguir adelante cada día, a mi padre por el apoyo que me brinda a diario para superar los obstáculos de la vida y a mi madre que me impulsa a continuar con mis estudios; a mis hermanos que me han dado fortaleza para no desmayar ante mis sueños y aspiraciones. En especial a dos ángeles que cuidan mi camino a mi abuelita y sobrino David.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, institución en la cual he llevado a cabo mi formación académicamente y la cual ha hecho posible el trabajo y desempeño en este proyecto.

Jessica Fernanda, Sarango Rodríguez



AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por otorgarme la voluntad para luchar contra las adversidades y seguir estudiando, a mis padres por su sacrificio para que pueda encontrarme en esta etapa de estudio.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE que permite formarnos en una buena carrera; a mi directora de proyecto Ing. Ana Gabriela Haro, PhD, por todos los conocimientos, paciencia, voluntad, y supervisión constante durante el proyecto.

Jessica Fernanda, Sarango Rodríguez

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1.CAPÍTULO I: GENERALIDADES.....	1
1.1.INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. ANTECEDENTES	4
1.3.PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	7
1.4.JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	8
1.5.OBJETIVOS GENERAL Y ESPECÍFICOS	11
1.5.1.Objetivo General.....	11
1.5.2.Objetivos Específicos.....	11
2.CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	12
2.1.DESCRIPCIÓN Y GENERALIDADES	12
2.2.DESEMPEÑO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO ...	14
2.2.1.Desempeño de MEHA durante el sismo de Maule, Chile 2010.....	15
2.2.2.Desempeño de MEHA durante el sismo de Nueva Zelanda 2011	16
2.2.3.Desempeño de MEHA durante el sismo de Pedernales, Ecuador 2016	17
2.3.DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE HORMIGÓN ARMADO	18
OBSERVADO EN PRUEBAS EXPERIMENTALES DE LABORATORIO.....	18
2.3.1.Estudios experimentales de laboratorio en muros rectangulares.....	18
2.3.2.Estudios experimentales de laboratorio en elementos de borde-prismas.....	24
2.4.MODELOS DE PREDICCIÓN PARA EL PANDEO FUERA DEL PLANO	31

2.4.1. Modelo de Paulay y Priestley (1993).....	31
2.4.2. Modelo de Chai y Elayer (1999)	36
2.4.3 Modelo de Parra (2014)	38
2.4.2. Modelo de Herrick y Kowalsky (2016)	39
2.4.3. Modelo Haro-Kowalsky-Chai (2018).....	40
2.4.3. Modelo Rosso-Almeida-Beyer (2018).....	43
2.5.REQUERIMIENTOS DEL CÓDIGO PARA MUROS ESPECIALES.....	44
2.5.1. Requerimientos de ACI-318-14.....	44
2.5.2. Requerimientos de la NEC_15	45
2.5.3. Requerimientos de la Normativa Chilena (NCh 430).....	46
2.5.4. Requerimientos de la normativa de Nueva Zelanda (NZS3101:2006 –Concrete Structures Standard).....	48
2.5.5. Requerimientos de la normativa de la Unión Europea (Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes)	49
2.5.6. Requerimientos de la normativa de Canadá (CSA A23.3-04. : Canadian Standards Association- Design of Concrete Structures).....	50
3. CAPÍTULO 3: ESTUDIO PARAMÉTRICO	51
3.1. Consideraciones para los elementos de borde.....	51
3.1.1.Geometría de los prismas	51
3.1.2.Cuantía de refuerzo.....	51

3.1.3Recubrimientos.....	52
3.1.4.Propiedades mecánicas de los materiales.....	53
3.2.Modelamiento en SeismoStruct.....	61
3.2.Propiedades de los materiales	62
3.2.2. Protocolo de cargas	64
3.2.3. Criterio de desempeño	66
3.2.4. Procesamiento de resultados	66
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO	68
4.1. Matriz de respuesta estructural de los especímenes	68
4.2. Funciones de tendencia para la deformación máxima unitaria	71
CAPÍTULO 5: Modelo predictivo para controlar el pandeo inelástico	78
5.1. Selección de los parámetros de diseño más apropiados para Ecuador	78
5.2. Validación y calibración del modelo HKC	80
5.3. Validación de las funciones de ajuste en base a estudios experimentales previos	83
CAPÍTULO 6: Conclusiones y Recomendaciones	85
6.1. Conclusiones	85
6.2. Recomendaciones	86
BIBLIOGRAFÍA.....	88

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: <i>Datos del sismo de Chile 2010</i>	15
Tabla 2: <i>Programas experimentales que sufrieron pandeo fuera del plano en MEHA</i>	19
Tabla 3: <i>Enfoque y resultados del estudio experimental en MEHA (1/4)</i>	20
Tabla 4: <i>Enfoque y resultados del estudio experimental en MEHA (2/4)</i>	21
Tabla 5: <i>Enfoque y resultados del estudio experimental en MEHA (3/4)</i>	22
Tabla 6: <i>Enfoque y resultados del estudio experimental en MEHA (4/4)</i>	23
Tabla 7: <i>Resumen de los ensayos realizados en EB</i>	25
Tabla 8: <i>Enfoque y resultados del estudio experimental en EB (1/4)</i>	26
Tabla 9: <i>Enfoque y resultados del estudio experimental en EB (2/3)</i>	27
Tabla 10: <i>Enfoque y resultados del estudio experimental en EB (3/3)</i>	28
Tabla 11: <i>Modificaciones que presenta el DS.60</i>	47
Tabla 12: <i>Propiedades mecánicas de los materiales</i>	54
Tabla 13: <i>Especímenes cuya relación de aspecto es h5</i>	55
Tabla 14: <i>Especímenes cuya relación de aspecto es h10</i>	56
Tabla 15: <i>Especímenes cuya relación de aspecto es h15</i>	57
Tabla 16: <i>Especímenes cuya relación de aspecto es h20</i>	58
Tabla 17: <i>Especímenes cuya relación de aspecto es h25</i>	59
Tabla 18: <i>Especímenes cuya relación de aspecto es h30</i>	60
Tabla 19: <i>Parámetros para el modelado del acero</i>	64
Tabla 20: <i>Deformaciones unitarias por tensión obtenidas en SeismoStruct y HKC correspondientes a la relación h/5</i>	67

Tabla 21: <i>Matriz de respuesta estructural de la relación h/10</i>	69
Tabla 22: <i>Matriz de respuesta estructural de la relación h/15</i>	69
Tabla 23: <i>Matriz de respuesta estructural de la relación h/20</i>	70
Tabla 24: <i>Matriz de respuesta estructural de la relación h/25</i>	70
Tabla 25: <i>Coefficientes de ajuste para $\varepsilon_e + \varepsilon_r$ normalizada</i>	81
Tabla 26: <i>Calibración del modelo HKC</i>	82
Tabla 27: <i>Calibración experimental</i>	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Muro afectado por el pandeo fuera del plano	2
Figura 2: Dirección de las cargas en el muro	3
Figura 3: Muro al final del ensayo. Vistas de las caras este y oeste	4
Figura 4: Falla catastrófica del edificio Alto Río en Chile	8
Figura 5: El edificio donde funcionaba la Mutualista Pichincha en Portoviejo muestra los efectos que causó en su estructura el terremoto, en el cual los pisos superiores aplastaron a los pisos inferiores	10
Figura 6: Tipos de disposición del acero longitudinal	12
Figura 7: Pandeo global fuera del plano.....	13
Figura 8: Pandeo local de un muro en L	14
Figura 9: Edificio de 18 pisos de H.A en Santiago de Chile (a) Vista general del edificio (b) Falla por pandeo	16
Figura 10: Falla en el muro del piso inferior por pandeo lateral, en la zona inferior del muro	17
Figura 11: Edificio Mykonos en Manabí, Ecuador, afectado por el colapso de mampostería	18
Figura 12: Desplazamiento fuera del plano en el R2	20
Figura 13: Refuerzo pandeado durante la reparación	20
Figura 14: Fin de la experimentación de R2, Cara sur.....	21
Figura 15: WHP4: pandeo de las barras de refuerzo del extremo adyacente a la fuerza de compresión después de un fuerte flujo a tensión. Tiempo paso 600 (8.0seg) ..	21
Figura 16: (a) RW1_falla a 2% de deriva (b) TW2_falla a 2.5% de deriva	22
Figura 17: Cara norte del ala de NTW2 al final del ensayo	22

Figura 18: (a) RWC pandeo de los EB (b) Rupturas por tensión en la cara interior de los muros RWN, RWC y RWS	22
Figura 19: a) Falla por aplastamiento del concreto en el muro 2 b) PFDP	23
Figura 20: Daño observado en M5 (a) Falla frágil por inestabilidad post aplastamiento del hormigón (b) Rótula plástica observada	23
Figura 21: Muro TW4 al final de la prueba.....	23
Figura 22: Aplastamiento del concreto y PFDP del Prisma #6	26
Figura 23: Prismas que reportaron PFDP a) $Lo/bw=14.5$, 2 b) $Lo/bw=17.75$	26
Figura 24: Etapa final (a) Prisma#1 (b)Prisma#2	26
Figura 25: PFDP del prisma	27
Figura 26: Estado final del prisma Y4Ø10+2Ø8-368-30-4.....	27
Figura 27: Prisma#6 presentó PFDP	27
Figura 28: Pandeo de varillas	28
Figura 29: Geometría y armado de los prismas ensayados por Haro A.	28
Figura 30: Estado final de los prismas ensayados por Haro A.	30
Figura 31: Deformaciones que llevan al pandeo fuera del plano.....	32
Figura 32: Dimensiones mínimas de los elementos de borde de la sección de muro en las regiones plásticas	35
Figura 33: Respuesta del ciclo axial reversivo de la columna de H.A (a) Deformación axial nominal vs desplazamiento fuera del plano y (b) Deformación axial nominal vs fuerza axial.....	37
Figura 34: Estimación de la ϵ_{sm} en columnas de H.A (a) Deformación axial nominal vs desplazamiento fuera del plano y (b) Deformación axial nominal vs fuerza axial.	37

Figura 35: Edificio Alto Huerto, Chile (a) Vista este del edificio (b) Muro afectado por el sismo de Chile 2010 ubicado en el primer piso	38
Figura 36: Fases que experimentó el prisma durante su modelación en SeismoStruct	42
Figura 37: Modelos considerados par la formulación de la propuesta de Rosso et al. (2018)	44
Figura 38: Resumen de los requisitos para muros especiales.....	45
Figura 39: Caracterización geométrica de un muro.....	49
Figura 40: Gráfica de Esfuerzo vs. Deformación del concreto confinado y no confinado para cargas monotónicas.....	63
Figura 41: Modelo de Menegotto-Pinto (1973).....	63
Figura 42: Típico protocolo de deformación (curva de historia en el tiempo).....	65
Figura 43: Puntos de análisis de cada EB.....	68
Figura 44: Gráfica de tendencia de ϵ_{sm} correspondiente a la relación h/10	72
Figura 45: Gráfica de tendencia de ϵ_{sm} correspondiente a la relación h/15	72
Figura 46: Gráfica de tendencia de ϵ_{sm} correspondiente a la relación h/20	73
Figura 47: Gráfica de tendencia de ϵ_{sm} correspondiente a la relación h/25	73
Figura 48: Gráfica ϵ_{sm} vs. Cuantía de armado longitudinal, para diferentes relaciones de aspecto, pero conservando el mismo $f'c = 280[kg/cm^2]$ y recubrimiento=2cm.....	75
Figura 49: Gráfica ϵ_{sm} vs. Cuantía de armado longitudinal, para diferentes relaciones de aspecto, pero conservando el mismo $f'c = 350[kg/cm^2]$ y recubrimiento=2cm	76

Figura 50: Gráfica ε_m vs. Cuantía de armado longitudinal, para diferentes relaciones de aspecto, pero conservando el mismo $f'_c = 280[\text{kg}/\text{cm}^2]$ y recubrimiento=3cm	76
Figura 51: Gráfica ε_m vs. Cuantía de armado longitudinal, para diferentes relaciones de aspecto, pero conservando el mismo $f'_c = 350[\text{kg}/\text{cm}^2]$ y recubrimiento=3cm	77
Figura 52: Componentes de ε_m correspondientes a la relación h/15.....	79
Figura 53: Componentes de ε_m correspondientes a la relación h/20.....	79
Figura 54: Componentes de ε_m correspondientes a la relación h/25.....	79
Figura 55: Gráfica de $\varepsilon_e + \varepsilon_r/\varepsilon_y$ en función de $bw - recLo2y Ln\rho b$	81
Figura 56: Gráfica esfuerzo vs. deformación unitaria del acero grado 80	84

RESUMEN

En 1985 Goodsir estudió por primera vez el efecto del pandeo fuera del plano en elementos de borde de muros estructurales de hormigón armado ya que el daño se concentraba en los extremos de estos muros sujetos ciclos de carga. Posteriores estudios se desarrollaron, pero no fue hasta los sismos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011) que este modo de falla se detectó en estructuras reales, de ahí nació la necesidad de estudiarlo mejor. Partiendo de la limitación de deformaciones unitarias por tensión, encargadas de controlar la inestabilidad lateral, Paulay & Priestley (1933) identificaron las componentes del comportamiento histerético del acero longitudinal que luego de la formación de grandes anchos de fisuras era responsable de soportar solo la compresión, por ello se creó el método HKC que toma en cuenta parámetros críticos que definen el pandeo inelástico fuera del plano como: relación de aspecto alto-espesor, propiedades mecánicas de los materiales, espaciamiento transversal, cuantía de armado, etc. A partir de esta investigación el efecto del espesor se volvió determinante porque a menores dimensiones la probabilidad de inestabilidad crecía. Sin embargo, cuando esta formulación se comparó con diferentes modelos computacionales obtenidos de SeismoStruct con variación de parámetros como: relaciones de aspecto, cuantías de armado, cantidad de recubrimiento y f_c del hormigón típicas en Ecuador las estimaciones distaban. De ahí la necesidad de ajustar esta predicción, para direccionar las condiciones que son bastante variables en el país, mediante de un procedimiento que facilite su aplicación para el diseño y propósitos de evaluación.

PALABRAS CLAVE:

- **PANDEO FUERA DEL PLANO**
- **DEFORMACIÓN UNITARIA MÁXIMA POR TENSIÓN**
- **MUROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO**
- **ELEMENTOS DE BORDE**

ABSTRACT

In 1985 Goodsir studied for the first time the effect of out-plane buckling on boundary elements of the reinforced concrete structural walls because the damage is concentrated in the extremes of those walls submitted to loading cycles, later researches were developed, but it was not until the earthquakes in Chile (2010) and New Zealand (2011) that this failure mode was detected in real structures, hence the need to study it better. Starting from the limitations in the strains that governed the lateral instability, Paulay & Priestley (1933) identified the components of the hysteretic behavior of the longitudinal steel that, after experienced large widths cracks, was the unique responsible for supporting the compression, so the HKC method was created that takes into account critical parameters that define the inelastic buckling out of the plane as: aspect ratio high-thickness, mechanical properties of materials, transverse spacing, reinforcement ratio, etc. From this investigation the effect of the thickness became determinant due to smaller dimensions increase the probability of instability. However, when this formulation was compared with different computational models obtained through SeismoStruct with variation of parameters such as: aspect ratios, reinforcement ratio, cover quantity and f_c of concrete typical in Ecuador, the estimates were far. Therefore, the need to adjust this prediction to address the conditions, which are quite variable in the country, through a procedure that facilitates its application for design and assessment purposes.

KEYWORDS:

- **BUCKLING OUT OF PLANE**
- **MAXIMUM TENSILE STRAIN**
- **REINFORCED CONCRETE WALLS**
- **BOUNDARY ELEMENTS**

1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Los muros estructurales de hormigón armado son reconocidos como sistemas que proveen de un alto grado de protección sísmica, que controlan los daños provocados por estos eventos al mismo tiempo que previene el colapso de las edificaciones (Paulay & Priestley, 1993), esto se le atribuye a la gran rigidez que presenta en el sentido de aplicación de carga; sin embargo, en el sentido opuesto es más susceptible a la inestabilidad.

Dicho sentido es mucho menor que el lado rígido, la esbeltez que estos elementos presentan es clave para que el muro tenga un comportamiento dúctil, pero construir muros con espesores grandes o con cabezales fuertemente armados podían resultar muy costoso y arquitectónicamente antiestético (Chai & Elayer, 1999).

Esta inestabilidad es provocada por un fenómeno denominado pandeo inelástico o pandeo fuera del plano, dicha anomalía es un modo de falla que provoca que el elemento exceda su límite de resistencia y rigidez causando en éste una deformación fuera del plano, de dónde se aplica la fuerza principal (Root, 2018) como se puede observar en la Figura 1. Este fenómeno estudiado únicamente en laboratorios no se había observado en estructuras reales debido a un buen diseño de los muros y detalles, pero el 27 de febrero del 2010 este comportamiento se manifestó en repetidos edificios que utilizaban este sistema estructural (Ramírez, Schüler, & Avendaño, 2010).

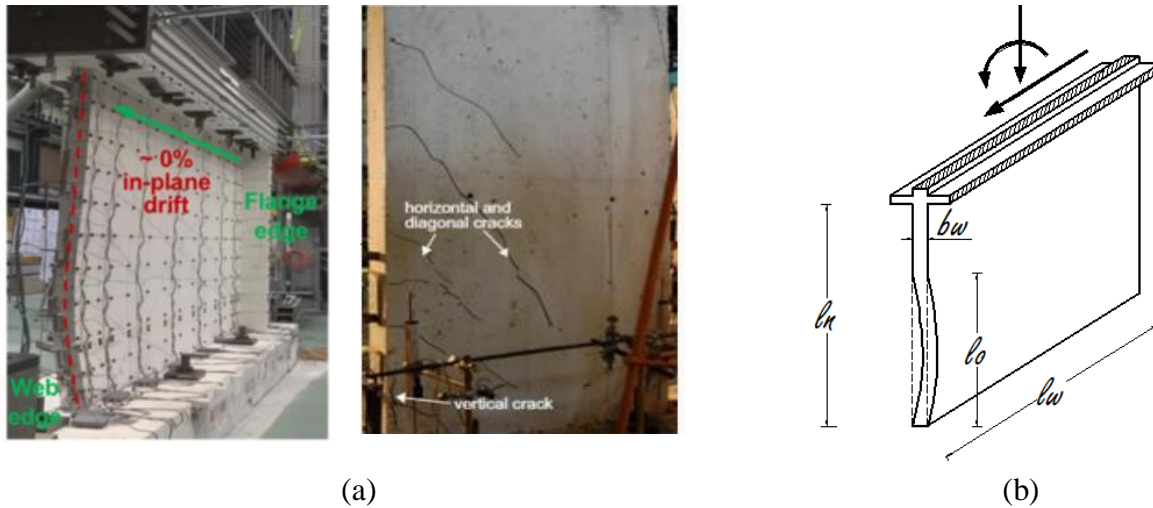


Figura 1: Muro afectado por el pandeo fuera del plano
Fuente: (a) (Rosso, Almeida, & Beyer, 2015) (b) Adaptación (Paulay & Priestley, 1993)

Un año más tarde en Nueva Zelanda se suscitó un evento similar dejando muchos daños en las estructuras con muros estructurales de hormigón armado que fallaban en la zona inferior del mismo, este daño repetido en las estructuras al no estabilizarse provocaría el colapso (Herrick C. , 2015).

Este modo de falla se produciría principalmente por el espesor de los muros, la combinación cíclica de grandes deformaciones unitarias por tensión en el plano desarrollado por cargas de compresión, que dependen de la variación de parámetros críticos cómo las deformaciones por tensión producidas en el refuerzo longitudinal de los cabezales o elementos de borde, los anchos de grieta y el espaciamiento entre ellas, el espesor del núcleo confinado, la relación de la carga axial, el espesor del recubrimiento, la disposición del armado longitudinal y transversal y la relación de aspecto alto-espesor. Ver Figura 2

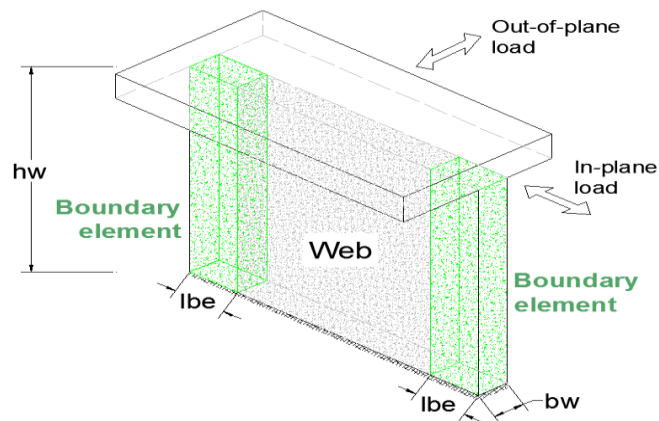


Figura 2: Dirección de las cargas en el muro

Fuente: (Haro A., 2017)

A partir del pandeo inelástico observado por Goodsir (1985), Paulay & Priestley (1993) asociaron las deformaciones unitarias máximas por tensión, como principal motivo de la falla por pandeo fuera del plano. Más tarde los autores Chai & Elayer (1999), Parra & Moehel (2015) y Herrick & Kowalsky (2016) formularon diferentes modelos para calcular la deformación máxima por tensión y limitarla, con lo cual se puede obtener un espesor mínimo para que el pandeo fuera del plano esté controlado, sin embargo, estas metodologías resultaron ser conservadoras, o lejanas al desempeño real, por lo que Haro et. al (2018) plantearon una nueva propuesta que se acercaba de manera más significativa.

A fin de ajustar o corroborar la precisión del método Haro-Kowalsky-Chai (HKC) a condiciones del Ecuador, probando el efecto del espesor de los muros estructurales de hormigón armado (MEHA) ante el modo de falla por pandeo fuera del plano se desarrollará 120 modelos numéricos.

1.2. ANTECEDENTES

Tras los estudios experimentales de laboratorio llevado a cabo por Goodsir (1985) , en los que se identificó por primera vez el mecanismo de pandeo en MEHA, más tarde se continuó con diferentes estudios teóricos y experimentales acerca del pandeo fuera del plano en MEHA, pero solo hasta el sismo ocurrido en Chile el 27 de febrero del 2010, este fenómeno se manifestó fuera del laboratorio, ya que fue identificado en repetidas estructuras que contaban con este sistema estructural (San Bartolomé, Quiun, & Wilson, 2011). Al igual que Chile, en Nueva Zelanda el 22 de febrero del 2011 se produjo un evento similar, lo que condujo a cuestionar los parámetros considerados por las normas tales como el ACI318-14 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_15), para el análisis y diseño de MEHA.

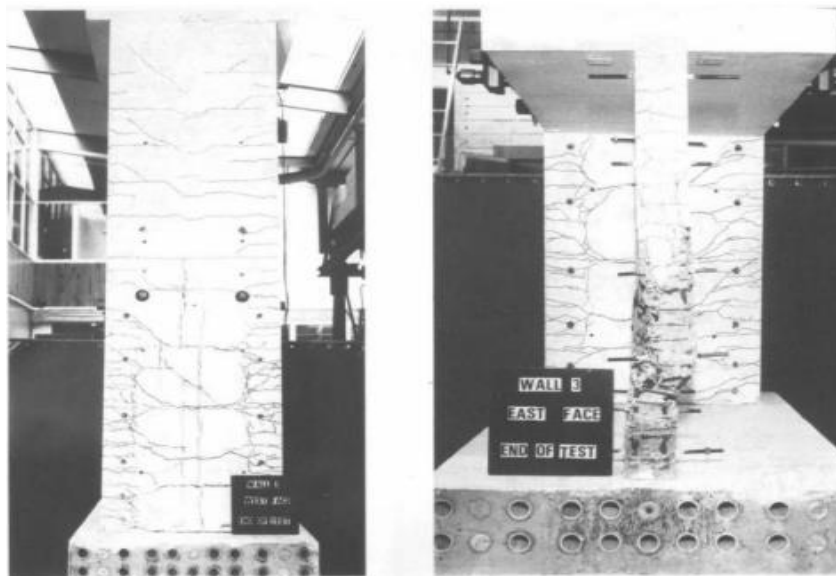


Figura 3: Muro al final del ensayo. Vistas de las caras este y oeste
Fuente: (Goodsir, 1985)

El pandeo fuera del plano desempeña un papel crucial en la inestabilidad de muros, en que, por efecto de cargas cíclicas laterales, producidas por sismos, los muros presentan agrietamiento y desprendimiento de hormigón en la zona plástica, así como el doblez de las varillas (Briseño

& Carreras, 2013), lo que conduce a una reducción significativa en la resistencia y capacidad de dichos elementos. “Como consecuencia varios investigadores han analizado MEHA bajo distintos parámetros como la geometría, cuantía de armadura, resistencia mecánica del hormigón, incorporación de elementos de borde, cargas laterales y axiales, a fin de comprender su comportamiento frente a las sollicitaciones sísmicas” (Ccallo,2016, p.14).

Dentro de los estudios teóricos y experimentales, surgieron propuestas de Paulay & Priestley (1993) y Chai & Elayer (1999), quienes crearon un modelo en el que relacionan las deformaciones unitarias axiales generadas por cargas en el plano, con las deflexiones fuera del plano, que se desarrollan en el ciclo de compresión que siguen las cargas en el sentido opuesto. En este contexto las deformaciones unitarias máximas que aseguran la estabilidad de muros estructurales se podían estimar con su propuesta.

Chai & Elayer (1999) plantearon un método en el cual se limita la deformación unitaria para prevenir pandeo en muros, asumiendo una distribución de curvatura sinusoidal a lo largo de la zona de pandeo y tomando en cuenta la respuesta histerética del acero de refuerzo longitudinal localizado en la zona de compresión de muros estructurales planos.

En 2016 Herrick & Kowalsky realizaron una evaluación de los modelos propuestos por Paulay & Priestley (1993) y Chai & Elayer (1999), basada en muros de hormigón armado y prismas que simulan los elementos de borde ensayados en estudios experimentales previos. El estudio reflejó una respuesta favorable para los prismas, sin embargo, para los muros las predicciones se alejaron del rango esperado (Herrick C. , 2015).

Adicionalmente, este estudio determinó que la geometría era determinante al momento de limitar las deformaciones máximas unitarias, causantes del pandeo fuera del plano (Herrick C. , 2015).

Basado en los resultados del estudio teórico-experimental realizado por Haro A. (2017) donde se ensayaron 12 elementos de borde (EB) de muros estructurales especiales de hormigón armado, se llevó a cabo un estudio paramétrico que contempló 180 especímenes modelados en SeismoStruct, programa de elementos finitos capaz de predecir el comportamiento de estructuras especiales sometidas a cargas elásticas o dinámicas considerando no linealidades geométricas e inelasticidad de los materiales (Seismosoft, 2017). El resultado obtenido del estudio fue que tanto la cuantía de refuerzo longitudinal, como la relación del aspecto alto-espesor y la combinación cíclica de esfuerzos axiales en los elementos de borde son los parámetros que más afectan al mecanismo de pandeo en muros estructurales.

Como consecuencia se determinó un modelo que considera la influencia de los parámetros expuestos para evaluar y prevenir el modo de falla en el estudio para muros estructurales de H.A utilizado tanto en edificios como pilares en puentes, dicho método se denominó HKC.

En función de la propuesta de Haro et al. (2018) se plantea para la presente investigación un estudio paramétrico donde relaciones de alto-espesor varían entre 30 y 5 con intervalos de análisis de 5, en el cual se analizará 120 prismas con reforzamiento longitudinal en dos capas. Este nuevo estudio permitirá ampliar el espectro de consideraciones que contempla el método HKC.

Sobre la base de dicho estudio se propone diseñar estructuras más seguras, para lo cual los muros estructurales especiales cuenten con diseños más confiables, evitando criterios conservadores, que encarezcan la obra o criterios insuficientes que pongan en peligro tanto la obra civil como las vidas de los ocupantes.

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los muros estructurales de hormigón armado han sido reconocidos como un sistema efectivo de protección ante los efectos sísmicos, siempre y cuando la filosofía de diseño por capacidad se aplique y lo que implica un armado especial en la zona donde se espera que se disipe la energía. Programas experimentales que involucraron diferentes geometrías y propiedades de los materiales, han planteado distintos modelos, en el cual se corroborará que el método HKC, presenta resultados más cercanos que los planteados por Paulay & Priestley (1993), Chai & Elayer (1999) y Herrick & Kowalsky (2016).

En cuanto a las preferencias para definir las características de los muros, la orientación está enfocada en la configuración geométrica, el espesor de los muros ha cobrado relevancia, ya que esto no solo influye en el comportamiento estructural sino también en los costos de su construcción (Wallace, 2012) por lo que la relación altura-espesor se volvió determinante como resultado del comportamiento no lineal presentado en dichos sismos en MEHA.

En el estudio realizado por Haro A. (2017), se concluye que las relaciones alto-espesor que manejan las distintas normativas para determinar un espesor mínimo de MEHA es insuficiente ante este modo de falla, produciendo inestabilidad, es por ello que la presente investigación realizará una matriz de respuesta estructural con diferentes parámetros, al igual que una función de ajuste para complementar el método HKC, con el cual se podrá estimar un espesor mínimo

para los muros especiales de hormigón armado ante la inestabilidad producida por el pandeo fuera del plano.

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Los sismos ocurridos en Chile 2010 (Magnitud 8.8) que afectó a más de 300 mil estructuras dejando 521 personas muertas y más de 8 millones de personas afectadas y en Nueva Zelanda 2011 (Magnitud 6.3) con más de 377 mil afectados y 181 muertos Briseño & Carreras (2013), mostraron que, a pesar de existir varios códigos extranjeros, y estudios realizados sobre muros de concreto armado, fueron vulnerables durante estos sismos, debido al diseño deficiente de los MEHA que se adoptó, como lo son los elementos de borde, la capacidad de desplazamiento esperada no fue suficiente y un nuevo modo de falla apareció, el mismo que solo se lo había observado en laboratorios (Rosso, Almeida, & Beyer, 2015).



Figura 4: Falla catastrófica del edificio Alto Río en Chile
Fuente: (Ávila, 2010)

El método HKC proveniente de una investigación analítica y experimental realizada sobre prismas sujetos a ciclos de tensión y compresión axial en combinación con desplazamientos fuera del plano para el estudio de la inestabilidad por pandeo en MEHA, mostró resultados más acertados que los presentados por Paulay & Priestley (1993), Chai & Elayer (1999) y Herrick

& Kowalsky (2016). Al mismo tiempo el método HKC es más sencillo de implementar en un proceso de análisis que la metodología planteada por Rosso A. et al. (2015), lo cual lo vuelve más conveniente para incorporarlo como recomendación de diseño que es necesaria considerar en la normativa vigente en el Ecuador NEC_15, que basada en el ACI318-14, muestra criterios insuficientes para prevenir el modo de falla por pandeo fuera del plano.

Ecuador es un territorio sísmicamente activo que a lo largo de su historia ha sufrido varios sismos en extremo catastróficos, entre los que se puede mencionar están el de Esmeraldas ocurrido el 31 de enero de 1906 con una magnitud $M_w=8.8$, este evento fue uno de los más grandes registrados en el mundo (Instituto Geofísico, 2012). El de Ambato 1949 con $M_w=6.8$ en el cual la ciudad de Pelileo prácticamente desapareció, dejando un aproximado de 6,000 fallecidos (El Universo, 2016); el del Reventador en 1987 con dos registros seguidos el primero de $M_w=6.1$ y la segundo más intenso $M_w=6.9$ que provocó deslizamientos de lodo y avalanchas de rocas destruyendo parte del oleoducto ecuatoriano causando un gran impacto en la economía del país; el de Bahía de Caráquez en 1998 ($M_w=7.2$) que afectó cerca del 60% de las edificaciones de la zona. (Ortiz, 2013, p.1) y el más reciente Pedernales 16 de abril 2016 ($M_w=7.8$) que afectó a más de 24,000 edificaciones, de las cuales más del 60% se concentró en la ciudad dónde se produjo el epicentro (Eltelégrafo, 2016), Ver Figura 5



Figura 5: El edificio donde funcionaba la Mutualista Pichincha en Portoviejo muestra los efectos que causó en su estructura el terremoto, en el cual los pisos superiores aplastaron a los pisos inferiores

Fuente: (Costales, 2016)

Estos eventos sísmicos causaron grandes daños no solo a nivel de obras civiles sino se cobró varias vidas humanas, sin mencionar al sin número de afectados, refugiados, heridos y pérdidas para la economía del país. Lo que nos demuestra que hay que tomar consideraciones sísmicas para el diseño de elementos estructurales como lo son los MEHA, que como ya se mencionó es uno de los más utilizados en el diseño sísmico, ya que brinda rigidez a las estructuras. Es por ello que el espesor, encargado de la limitación de las deformaciones es una variable determinante en el diseño, y si se cuenta con un método ajustado para que se implemente en las normativas es indispensable para la construcción de edificaciones seguras.

1.5. OBJETIVOS GENERAL Y ESPECÍFICOS

1.5.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar el efecto del espesor de muros estructurales de hormigón armado en el modo de falla de pandeo fuera del plano mediante el método HKC para limitar las deformaciones en los elementos de borde

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir una matriz de estudio y conducir un estudio paramétrico a través del modelamiento numérico de elementos de borde en SeismoStruct.
- Determinar una matriz de respuesta estructural, a partir de los resultados del estudio paramétrico.
- Establecer funciones de tendencia complementarias al método HKC y validar dichas funciones de ajuste en base a estudios experimentales previos.
- Ajustar de ser necesario el modelo HKC para prevenir el pandeo fuera del plano.

2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. DESCRIPCIÓN Y GENERALIDADES

Un muro estructural de hormigón armado (MEHA) como lo señala el ACI 318-2014, “debe estar diseñado para resistir combinaciones de fuerzas cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales provocados por las solicitaciones sísmicas” (Comité ACI 318, 2014, p.43). Si su diseño es adecuado tendrá un buen desempeño sísmico, con una respuesta de naturaleza de tipo flexión, formándose rótulas plásticas en la base del muro a fin de que la energía se disipe a través de la cedencia del acero longitudinal y la degradación del material en la región inferior (Herrick C. , 2015) .

El reforzamiento longitudinal en MEHA se puede encontrar dispuesto de dos maneras como se muestra en la Figura 6, la primera se distribuye a lo largo del muro, mientras que la segunda concentra el armado en los extremos, esta última lo constituyen los muros estructurales especiales de hormigón armado con elementos de borde, donde dichos elementos tienen la mayor participación en la resistencia ante solicitaciones de carga en comparación con la zona central del muro.



Figura 6: Tipos de disposición del acero longitudinal

Fuente: (Herrick C. , 2015)

Los elementos de borde también se los emplea para brindar estabilidad lateral, debido a que los muros de hormigón armado (H.A) son eficientes al momento de resistir cargas tanto verticales como laterales en el plano, pero son relativamente débiles en la dirección fuera del plano. Sin embargo, debido a las limitaciones en el espacio, costo y en la estética, se construyen muros delgados, para ello diferentes normativas han planteado relaciones de aspecto alto-espesor o diversos métodos de diseño para cargas que pueden causar la inestabilidad lateral, pero la mayoría de estos lineamientos sólo consideran la inestabilidad lateral global, donde se espera que el muro se pandee de forma elástica a lo largo del muro como se muestra en la Figura 7 (Parra, 2015)

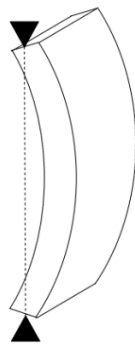


Figura 7: Pandeo global fuera del plano
Fuente: (Herrick C. , 2015)

Este pandeo global difiere con otra tipología de inestabilidad lateral estudiada por Goodsir (1985), Paulay & Priestley (1993), Chai & Elayer (1999), Herrick & Kowalsky (2016), Haro A. (2017) y Rosso et. al (2018), en donde se produce una concentración local, el pandeo fuera del plano se produce principalmente por las grandes deformaciones unitarias a tensión en el acero de refuerzo, producto de cargas cíclicas laterales en inversión. Como se puede observar en la Figura 8 el pandeo no ocurre a lo alto de la luz libre del muro sino se desarrolla en la zona

inferior del extremo del muro. Esto se debe al gradiente de deformación que se presenta generalmente al extremo de los muros.



Figura 8: Pandeo local de un muro en L
Fuente: (Sri Sritharan,2011)

Cuando el muro pandea fuera del plano, la reducción en la capacidad de carga se hace presente, lo que se traduce en una redistribución de participación estructural entre los elementos resistentes, causando que elementos aledaños se dañen, lo que puede conducir a un colapso (Rosso A. , 2018) .

2.2. DESEMPEÑO DE LOS MUROS ESTRUCTURALES DE HORMIGÓN ARMADO (MEHA)

Debido al buen detallamiento, diseño, y criterio ingenieril, los MEHA constituyen uno de los sistemas más eficientes ante cargas sísmicas, a pesar de ello la esbeltez que caracteriza a estos elementos estructurales lo hace vulnerable a un modo de falla no muy conocido, el pandeo fuera del plano (Paulay & Priestley, 1993), que sólo constituía un fenómeno observado y estudiado en laboratorio hasta los sismos de Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011), donde se reportó en varias edificaciones este fenómeno (Haro A., 2017).

2.2.1. DESEMPEÑO DE MEHA DURANTE EL SISMO DE MAULE, CHILE 2010

El 27 de febrero del 2010, en la ciudad de Maule en Chile durante tres minutos un sismo con una aceleración de suelo igual a 0.60g sacudió al país, produciendo pérdidas sustanciales, entre las cuales, edificios de mediana y gran altura se vieron afectados con daños en los MEHA de los pisos inferiores en dónde se detectó el mismo tipo de falla en repetidas ocasiones como se muestra en la Figura 9 (Briseño & Carreras, 2013) . Los principales datos acerca del terremoto se encuentran sintetizados en la Tabla 1.

Tabla 1:

Datos del sismo de Chile 2010

Hora Local:	3:34 AM
Magnitud :	8.8
Duración:	3 minutos
Zona Afectada:	800 000 km ² en la zona central de Chile
Número de muertos:	521 personas
Número de afectados:	8 000 000 de personas
Magnitud de aceleración:	0.60 g
Edificios afectados:	300 000
Vías de comunicación afectadas:	830 (puentes y vías)

Fuente: (Briseño & Carreras, 2013)

Estas fallas repetidas, corresponden a un fenómeno denominado inestabilidad fuera del plano, el cual se observó por primera vez en muros de estructuras reales (ver Figura 9). Según reportes del sismo de Chile 2010 el espesor promedio de los muros fue de 20cm, lo que corresponde a la relación alto-espesor máxima cercana a 18 que fue propuesta por los estándares de diseño en H.A de Chile (NCh433 1996) (Saatcioglu, y otros, 2013). La falla se atribuyó a la esbeltez de los elementos de borde propensos a pandeo bajo cargas de compresión (Haro A., 2017).

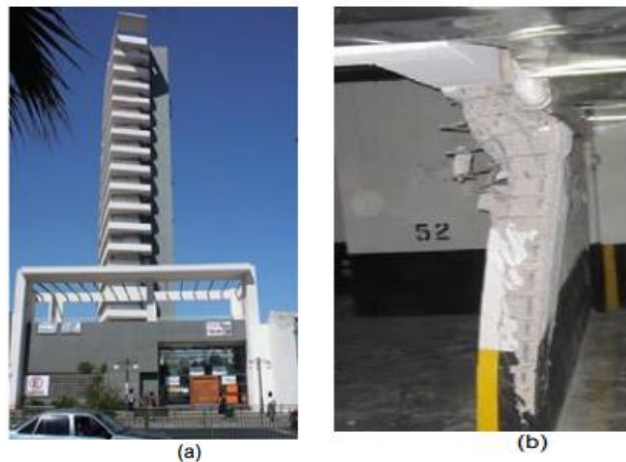


Figura 9: Edificio de 18 pisos de H.A en Santiago de Chile (a) Vista general del edificio
(b) Falla por pandeo
Fuente: (Wallace & Moehel, 2012)

2.2.2. DESEMPEÑO DE MEHA DURANTE EL SISMO DE NUEVA ZELANDA

2011

El 22 de febrero del 2011 en el Distrito de Christchurch en Nueva Zelanda se suscitó un sismo de Magnitud 6.3, con aceleraciones pico de suelo 2.2g en dirección horizontal y 1.7g en sentido vertical que afectó a varias edificaciones de H.A, del total de estas estructuras el 25% contaba con muros, es así que cuando se llevó a cabo una inspección en la zona afectada se encontraron problemas con los detalles del refuerzo de acero en MEHA que se suponían dúctiles, es así que Bonelli et al. (2012) señalaron que los principales problemas se atribuyeron a la deficiente geometría, y armado de los muros, sobre todo en los elementos de borde (EB) que deberían controlar el pandeo lateral, adicionalmente la ausencia de vinchas, o estribos alrededor del refuerzo longitudinal a todo el lado del muro y la carga excesiva gravitacional (Briseño & Carreras, 2013).

Los daños exhibidos durante este evento fueron similares al presentado durante el sismo de Chile 2010, en donde se produce un pandeo lateral en la zona inferior de los muros como se presenta en Figura 10.



Figura 10: Falla en el muro del piso inferior por pandeo lateral, en la zona inferior del muro
Fuente: (Bonelli, Restrepo, Quintana Gallo, Pampanin, & Carr, 2012)

2.2.3. DESEMPEÑO DE MEHA DURANTE EL SISMO DE PEDERNALES, ECUADOR 2016

Un sismo de magnitud 7.8, con aceleraciones pico del suelo de 1.4g (Singaucho, 2017), causó serios daños a varias edificaciones, sin embargo el principal motivo de falla no se atribuyó al pandeo fuera del plano de los muros sino a la presencia de pisos blandos, columnas cortas, conexión viga -columnas ,materiales de mala calidad, poco o ningún control durante la construcción y sobre todo daños asociados al colapso de mamposterías y elementos no estructurales producto de las excesivas derivas de piso (Sánchez, 2017), como se puede apreciar en Figura 11. A pesar de que, en Portoviejo, una de las ciudades más afectadas se encontraban algunos edificios con muros esbeltos, el daño se concentró en los elementos ya mencionados. Aunque los parámetros críticos determinantes durante el evento sísmico no correspondan a la inestabilidad fuera del plano, dado el historial sísmico de Ecuador y la mira hacia el futuro con

la construcción de edificios de varios pisos, y sabiendo que los MEHA, son los más utilizados para brindar resistencia ante cargas sísmicas, el buen diseño se puede ver afectado si no se consideran los lineamientos necesarios para la construcción y diseño de muros de H.A.



Figura 11: Edificio Mykonos en Manabí, Ecuador, afectado por el colapso de mampostería
Fuente: (Sánchez, 2017)

2.3. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE HORMIGÓN ARMADO OBSERVADO EN PRUEBAS EXPERIMENTALES DE LABORATORIO

Los estudios en MEHA y en elementos de borde tipo prisma, se han llevado a cabo a fin de entender el comportamiento de estos sistemas estructurales ante la posibilidad de pandeo fuera del plano, y que parámetros son críticos para que se produzca este modo de falla.

2.3.1. ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE LABORATORIO EN MUROS RECTANGULARES

El estudio paramétrico de pruebas ensayadas en MEHA, en las que se evidenció el pandeo fuera del plano se presentan en la Tabla 2, donde b_w , h_w y l_w , son las dimensiones del muro que corresponden a el espesor, altura total y longitud, respectivamente, además ρ_b es la relación de armado longitudinal en el elemento de borde, ρ_h corresponde a la relación del armado

transversal del alma del muro ρ_t es la relación de armado longitudinal en el alma del muro y RCA es la relación de carga máxima axial aplicada en cada espécimen.

Es importante conocer que el armado transversal solo corresponde al reforzamiento en el alma, mientras que, la denominación de los especímenes está dispuesta en función de los nombres de cada ensayo al momento de ser probado (Haro A., 2017).

Tabla 2:

Programas experimentales que sufrieron pandeo fuera del plano en MEHA

Ensayo	Muro	Propiedades del Material		Geometría			Reforzamiento			RCA [-]	Patrón de carga lateral
		f'_c [MPa]	f_y [MPa]	b_w [mm]	l_w [mm]	h_w [mm]	ρ_b [%]	ρ_t [%]	ρ_h [%]		
(Oesterle et al., 1976)	F1	38.2	442				3.89	0.3	0.71	0	cíclica
	F2	45.3	428				4.35	0.31	0.63	0.14	cíclica
	R1	44.5	509	102	1905	450	1.47	0.25	0.31	0	cíclica
	R2*	46.2	448				4	0.25	0.31	0	cíclica
(Valenas, Bertero, & Popov,1979)	R1*	275	482	114	2412	3085	5.57	0.54	0.54	0	monotónica
	R2*										cíclica
(Goodsir, 1985)	R1*	28.6	450		1500		4.71	0.94		0.26	cíclica
	R2*	25.3	450	100	1500	2400	4.71	0.94	0.71	0.15	cíclica
	T3*	33.8	400		1300		3.93	0.76		0.12	cíclica
	R4*	36.5	345		1500		4.71	0.94		0.15	cíclica
(Thiele, Wenk, & Bachman, 2000)	WPH2*						3.5	0.4	0.42	0.15	cíclica
	WPH3	30	470	100	1000	4000	3.5	0.4	0.42	0.04	cíclica
	WPH4*						1.6	0.4	0.42	0.15	cíclica
(Thomsen & Wallace, 2004)	RW1						2.93	0.33	0.46-0.49	0.1	cíclica
	RW2	27.4	414	102	1219	3658	2.93	0.33	0.69-0.37	0.07	cíclica
	TW1						2.93	0.33	0.46-0.49	0.09	cíclica
	TW2*						0.7	0.44	0.92-0.53	0.075	cíclica
(Brueggen, 2009)	NTW1	50.1	414	152	2286	7315	3.78	0.56	0.26	0.05	cíclica
	NTW2*	42.3				3658	2.16	2.16	0.41	0.05	cíclica
(Aaleti, Brueggen, Johnson, French, & Srithan, 2013)	RWN*										cíclica
	RWC*	34.5	404	150	2280	6400	3.8-9.0	0.37	0.68-0.85	0	cíclica
	RWS										cíclica
(Alarcón, 2013)	M1*									0.15	cíclica
	M2*	27.4	420	100	700	1600	0.45	0.72	0.44	0.25	cíclica
	M3*									0.35	cíclica
(Marihuén, 2014)	W1*			100		1600	0.49	0.67	0.46		cíclica
	W7*	27.4	420	100	700	1600	0.45	0.72	0.44	0.15	cíclica
	M8			100		1600	0.45	0.72	0.64		cíclica
	M9*			100		1600	0.45	0.72	0.56		cíclica
(Rosso, Almeida, & Beyer, 2015)	TW1	28.8	565	80	2700	2000	3.14	0.64	0.18	0.05	cíclica
	TW4	31.2	515								cíclica

* Corresponde a los especímenes que han pandeado

Fuente: (Haro A., 2017)

Adaptado por el autor

El resumen del programa experimental llevado a cabo por los autores mencionados en la Tabla 2 se sintetiza en las Tabla 3, .

Tabla 4, Tabla 5, Tabla 6. Dónde los daños se concentraron en los extremos de los muros, ocurriendo de manera general aplastamiento del concreto, propagación de anchos de fisuras y pandeo de las varillas longitudinales en los bordes externos de los MEHA, sin embargo, los modos de falla fueron diferentes en cada experimentación.

Tabla 3:

Enfoque y resultados del estudio experimental en MEHA (1/4)

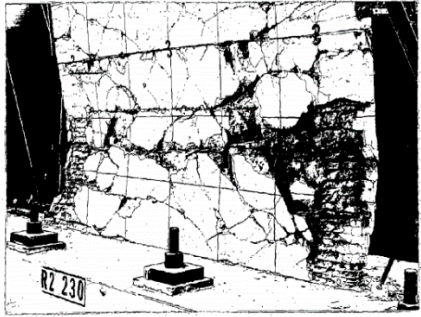
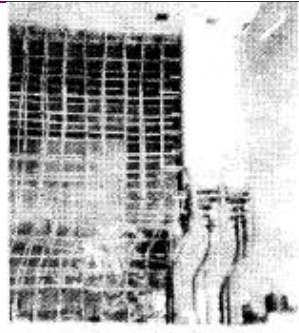


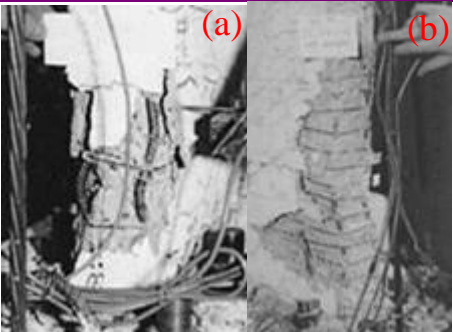
<p>AUTOR(ES): Oesterle et al. (1976)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Estudio de niveles de ductilidad, deformaciones (ϵ) de carga característica, capacidad de disipación de energía y resistencia de muros.</p> <p><u>Resultados:</u> -Sólo R2 presentó pandeo fuera del plano (PDFD) en la zona de compresión. -El PDFD producido se debió a la “cedencia por tensión alternativa” (Oesterle et al.,1976) del refuerzo a flexión en los EB. -Reducción significativa de la capacidad del muro por PDFD</p>	 <p>Figura 12: Desplazamiento fuera del plano en el R2 Fuente: (Oesterle et al., 1976)</p>
<p>AUTOR(ES): Vallenas et al. (1979)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Mejorar la comprensión del comportamiento de los MEHA sujetos a grandes cargas sísmicas de corte (construidos siguiendo el código de la época).</p> <p><u>Resultados:</u> -Identificación de los parámetros críticos en el PDFD:</p> <ul style="list-style-type: none"> · Anchos de fisuras · Espaciamiento entre anchos de fisuras · Deformaciones unitarias (ϵ_s) en el refuerzo de los EB. <p>- Todos los especímenes presentaron PDFDP</p>	 <p>Figura 13: Refuerzo pandeado durante la reparación Fuente: (Vallenas et al., 1979)</p>

Tabla 4:*Enfoque y resultados del estudio experimental en MEHA (2/4)*

<p>AUTOR(ES): Goodsir (1985)</p> <p><u>Enfoque:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Estudio de la capacidad de los MEHA sujetas a cargas cíclicas combinadas con diferentes valores de carga axial (construidos siguiendo el código de la época). -Determinar el comportamiento de la armadura en secciones críticas bajo grandes ϵ por compresión <p><u>Resultados:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> -Todos los especímenes presentaron PDFD. -R1 y R4: fallaron debido a compresión del concreto. -R2 y T3: fallaron por inestabilidad lateral. -Identificación de los parámetros críticos en el PDFD: <ul style="list-style-type: none"> · Esbeltez <p>ϵ residuales por tensión en el refuerzo longitudinal</p>	 <p>Figura 14: Fin de la experimentación de R2, Cara sur Fuente: (Goodsir, 1985)</p>
<p>AUTOR(ES): Thiele et al. (2000)</p> <p><u>Enfoque:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> -Estudio del efecto de la cuantía de refuerzo y cargas axiales. <p><u>Resultados:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> -WPH2 y WPH4 evidenciaron PDFD a 400% y 300% de la carga sísmica inducida respectivamente, y WPH3 no pandeó -El efecto de sismos leves y medianos + altos valores de carga axial producen pequeñas elongaciones que no afecta la rigidez del muro. -El efecto de sismos fuertes + altos valores de carga axial producen pequeñas elongaciones conducen a una falla prematura por falta de disipación de energía. 	 <p>Figura 15: WPH4: pandeo de las barras de refuerzo del extremo adyacente a la fuerza de compresión después de un fuerte flujo a tensión. Tiempo paso 600 (8.0 segundos) Fuente: (Thiele et al., 2000)</p>
<p>AUTOR(ES): Thomsen & Wallace (2004)</p> <p><u>Enfoque:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> -Evaluación de los requerimientos de detallado en los bordes de los muros debido a la implementación del diseño basado en desplazamientos a la norma ACI318-99. <p><u>Resultados:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> -RW1: perdida significativa de capacidad lateral a una deriva de 2.5% y RW2 tuvo similar desempeño, pero soportó mayor carga lateral al disminuir el espaciamiento vertical entre el armado transversal. 	

-TW1: presentó falla frágil y pandeo de varillas a lo largo del alma y en el EB se presentó a una deriva del 1.25%.
 -TW2: demostró mejor resistencia que TW1.

Figura 16: (a) RW1_falla a 2% de deriva
 (b) TW2_falla a 2.5% de deriva
 Fuente: (Thomsen & Wallace, 2014)

Tabla 5:

Enfoque y resultados del estudio experimental en MEHA (3/4)




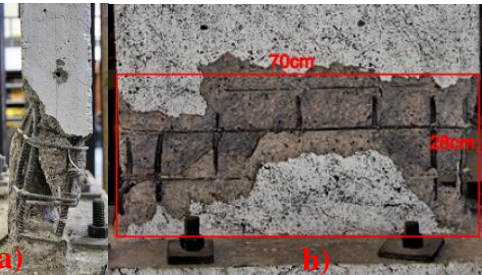

AUTOR(ES):	Brueggen (2009)
<p><u>Enfoque:</u> -Desarrollo de un modelo de predicción del comportamiento de MEHA diseñados por desempeño</p> <p><u>Resultados:</u> -Falla temprana el alma de NTW1 y NTW2. -NTW1: la falla se produjo por el desenlace de los estribos de confinamiento cercanos a la base del muro, por lo tanto, el núcleo de concreto se aplastó y el refuerzo longitudinal pandeó. -NTW2: soportó más que NTW1 porque en su construcción se tomó en cuenta dicho desenlace y se mejoró el amarre. -La extensión del EB no afecta significativamente comportamiento general del muro - Las cargas esviajadas comparadas con las ortogonales a un mismo nivel de deriva, no causaron fuertes ϵ_s máximas por compresión, ambas no causaron grandes ϵ en la zona no confinada.</p>	 <p>Toda la mitad del ala pandeada 1)Recubrimiento desprendido núcleo intacto 11-16 pulgadas. 2)Varillas longitudinales pandeadas y/o fracturadas, muchos estribos se fracturaron, núcleo degradado y sección pandeada, 5-11\". 3)Rec. desprendido, núcleo intacto 0-5\"</p> <p>Figura 17: Cara norte del ala de NTW2 al final del ensayo Fuente: Adaptación (Brueggen, 2009)</p>
AUTOR(ES):	Aaleti et al. (2013)
<p><u>Enfoque:</u> -Estudio del comportamiento de la carga lateral en 3 MEHA con refuerzo continuo, extendido desde la cimentación hasta el tope del muro incorporando empalmes en la unión cimentación-muro</p> <p><u>Resultados:</u> -RWC y RWN: presentaron inestabilidad lateral en los EB a una deriva del 2% por la combinación de: altas fuerzas de compresión+ grandes ϵ por tensión en ciclos previos. -RWC y RWN: experimentaron desplazamientos considerables en el plano por la falta de soportes fuera del plano a nivel de diafragma de piso. -RWS: no evidenció PFDP debido a sus dos capas de reforzamiento longitudinal.</p>	 <p>Figura 18: (a) RWC pandeo de los EB (b) Rupturas por tensión en la cara interior de los muros RWN, RWC y RWS Fuente: (Aaleti et al., 2013)</p>

Tabla 6:*Enfoque y resultados del estudio experimental en MEHA (4/4)*

<p>AUTOR(ES): Alarcón (2013)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Modos de falla por flexo-compresión presente en edificios durante el sismo de Chile (2010).</p> <p><u>Resultados:</u> -Al ser la fuerza axial de gran magnitud se vuelve crítica en el PFDP, al causar disminución sustancial en la curvatura última, en la capacidad de desplazamiento y ductilidad. -Daños observados: agrietamiento vertical y por flexión, cedencia del refuerzo, pandeo de varillas longitudinales, apertura de armado transversal, desprendimiento y aplastamiento del concreto.</p>	 <p>Figura 19: a) Falla por aplastamiento del concreto en el muro 2 b) PFDP Fuente: (Alarcón, 2013)</p>
<p>AUTOR(ES): Marihuén (2014)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Estudio del cambio de comportamiento sísmico de MEHA esbeltos sujetos a Flexo-compresión, simulando las condiciones de los edificios durante el sismo de Chile (2010).</p> <p><u>Resultados:</u> - 5/6 muros: experimentaron aplastamiento del concreto en la zona inferior+ ϵ por PFDP. -M8 falló por flexo-compresión sin experimentar PFDP después del aplastamiento del concreto ya que los ganchos de amarre no se colocaron en un solo sentido.</p>	 <p>Figura 20: Daño observado en M5 (a) Falla frágil por inestabilidad post aplastamiento del hormigón (b) Rótula plástica observada Fuente: (Marihuén, 2014)</p>
<p>AUTOR(ES): Rosso et al. (2015)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Estudio del mecanismo de falla por PFDP-global en MEHA esbeltos con una sola capa de reforzamiento.</p> <p><u>Resultados:</u> - Los muros esbeltos con una capa de reforzamiento desarrollaron falla prematura en el plano por grandes ϵ fuera del plano. -El PFDP no fue el modo de falla principal en estos muros esbeltos a pesar de que los desplazamientos fuera del plano fueron más de la mitad del espesor de los muros.</p>	 <p>Figura 21: Muro TW4 al final de la prueba Fuente: Rosso et al. (2015)</p>

2.3.2. Estudios experimentales de laboratorio en elementos de borde-prismas

Al notar que los esfuerzos y deformaciones se concentraban en los extremos de los MEHA, Goodsir (1985) llevó a cabo la experimentación en elementos de borde, que resultaron ser menos costosos para la experimentación (Haro A., 2017). Las cargas sísmicas se simularon mediante la aplicación de ciclos de carga en tensión y compresión. Los ensayos realizados en prismas tipo columna representan los EB la Tabla 7 sintetiza dichos ensayos. Adicionalmente los resultados y enfoque se pueden observar en la Tabla 8, Tabla 9 y Tabla 10.

Tabla 7:
Resumen de los ensayos realizados en EB

Ensayo	# de prisma	Propiedades del Material		Geometría			Reforzamiento		ϵ_{sm} [%]	Patrón de carga axial (T: tensión C: compresión)	
		f'_c [MPa]	f_y [MPa]	Sección transversal (mm ²)	Recubrimiento (mm)	Altura (mm)	ρ_b [%]	Transversal #var. estribo @ espaciamiento		Patrón de carga lateral (M: monotónico CC: cíclico)	
(Goodsir, 1985)	1	24.1	442			970		5@64mm	-	cíclica T-C	
	2	24.1	442			970		6@64mm	-	cíclica T-C	
	3	24.1	442			970		6@96mm	N/A	C	
	4	24.1	290			970		5@64mm	2.30	cíclica T-C	
	5	29.0	290	160 x 480	12.5	970	3.14	5@64mm	-	cíclica T-C	
	6	29.0	290			730		5@64mm	-	cíclica T-C	
	7	29.0	350			730		5@64mm	-	cíclica T-C	
	8	29.0	350			490		5@64mm	2.50	cíclica T-C	
	9	29.0	350			490		5@64mm	-	cíclica T-C	
(Chai, & Elayer, 1999)	1		375			1199	2.1	6@57mm	2.55		
	2		455			1199	3.8	6@76mm	1.85		
	3,4,5	34.1	375	102 x 206	6	1505	2.1	6@57mm	1.61	cíclica T-C	
	6,7,8		455			1505	3.8	6@76mm	1.43		
	9,10,11		375			1811	2.1	6@57mm	1.39		
(Creagh et al., 2010)	1		460	150 x 203	19	915	3.7	9.5@50mm	4.00	1 ciclo T-C	
	2	30							N/A	C	
(Chrysanidis & Tegos, 2012 b)	1								0.00		
	2								1.00		
	3	24.89	604	75 x 105	8	900	2.68	4.2@33mm	2.00	1 ciclo T-C	
	4								3.00		
	5								5.00		
(Chrysanidis & Tegos, 2012 a)	1	23.33					1.79				
	2	22.22					2.68				
	3	22.82					3.18				
	4	22.82					3.68				
	5	23.26					4.02				
	6	23.26	604	75 x 150	8	900	419	4.2@33mm	3.00	1 ciclo T-C	
	7	23.26					5.74				
	8	23.26					6.03				
	9	23.26					7.15				
	10	23.26					8.21				
	11	23.26					10.72				
(Shea et al., 2013) & (Flintrop et al., 2013)	1							9.5@203mm	4.50		
	2							9.5@203mm	3.00		
	3							9.5@152mm	4.50		
	4							9.5@152mm	4.50		
	5	28	414	152 x 381	25	762	2.9	9.5@203mm	4.50	cíclica T-C	
	6							9.5@152mm	4.50		
	7							9.5@114mm	4.50		
	8							9.5@114mm	4.20		
(Welt, 2015)	CS14	26	576					9.5@64mm	1.90	cíclica T-C	
	CS10	26	576					9.5@64mm	2.00	cíclica T-C	
	CS16	32	553					9.5@64mm	2.40	cíclica T-C	
	CS17	32	553					9.5@64mm	2.47	cíclica T-C	
	CS8	27	576	381 x 203	16	1016	2.6	9.5@128mm	1.35	cíclica T-C	
	CS1	27	576					9.5@64mm	2.00	cíclica T-C	
	CS4	27	576					9.5@64mm	2.10	cíclica T-C	
	CS6	27	576					9.5@64mm	2.25	cíclica T-C	
	CS2	27	576					9.5@64mm	5.00	Pre-deformación+cíclica	
(Haro, 2017)	P1								2.90	M+cíclica T-C	
	P2								2.77	cíclica T-C	
	P3								3.10	M+cíclica T-C	
	P4	42.1	477.8				3.1		2.82	M+cíclica T-C	
	P5			127x305		1524			2.75	CC+cíclica T-C	
	P6				6.4			3@51mm	3.37	M+cíclica T-C	
	P7								3.28	1 ciclo T-C	
	P8	45.5	476.4				2		3.22	M+cíclica T-C	
	P9								3.69	M+EQ-Sylmar Sation (94)	
	P11	40.0	433.7	140x305		1524	1.1		4.83	EQ-Megathrust	
	P12								4.19	Sylmar Sation (94)	

Fuente: (Haro A., 2017)

Adaptado por el autor

Tabla 8:*Enfoque y resultados del estudio experimental en EB (1/4)*

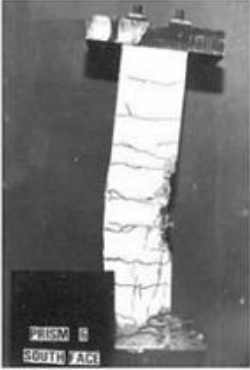
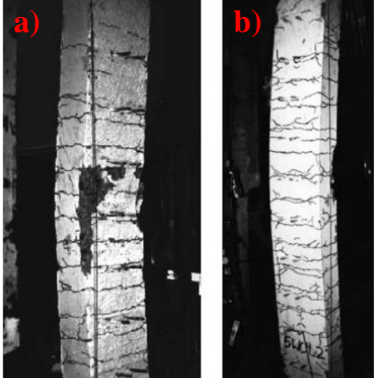

<p>AUTOR(ES): Goodsir (1985)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Estudio de la inestabilidad fuera del plano en EB ante cargas laterales en inversión con relaciones de aspecto $Ar= 7, 5.5$ y 4.</p> <p><u>Resultados:</u> -Los EB con relaciones de aspecto igual a 7 y 5.5 sufrieron PFDP. -Los prismas con 4 como relación de aspecto fallaron por aplastamiento del concreto y experimentaron ϵ fuera del plano. -Durante la aplicación de cargas cíclicas se identificó como parámetros críticos al refuerzo longitudinal y a la degradación del concreto.</p>	 <p>Figura 22: Aplastamiento del concreto y PFDP del Prisma #6 Fuente: (Goodsir, 1985)</p>
<p>AUTOR(ES): Chai & Elayer (1999)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Determinación de la máxima deformación unitaria por tensión (ϵ_{sm}) experimentada producto de cargas axiales cuasi estáticas.</p> <p><u>Resultados:</u> -Los primas con 2.1% de refuerzo longitudinal vs los de 3.8% experimentaron PFDP durante la compresión luego de alcanzar la ϵ_{sm}. -Los prismas con Ar alto-espesor (Lo/bw) mayores reportaron ϵ_{sm} menores. -los parámetros críticos identificados para le PFDP fueron la Ar y la cuantía longitudinal.</p>	 <p>Figura 23: Prismas que reportaron PFDP a) $Lo/bw=14.5$, 2 b) $Lo/bw=17.75$ Fuente: (Chai & Elayer, 1999)</p>
<p>AUTOR(ES): Creagh et al. (2010)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Demostración del efecto de las ϵ_s por flexión localizadas en el EB sobre la capacidad de carga y la falla por PDFP.</p> <p><u>Resultados:</u> -Prisma#1: se evidenció inestabilidad fuera del plano. -Prisma#2; falla frágil por aplastamiento del concreto en la zona de compresión.</p>	 <p>Figura 24: Etapa final (a) Prisma#1 (b) Prisma#2 Fuente: (Creagh et al., 2010)</p>

Tabla 9:*Enfoque y resultados del estudio experimental en EB (2/3)*





<p>AUTOR(ES): Chrysanidis & Tegos (2012b)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Estudio del efecto de altas ϵ_s sobre la resistencia última por la disminución de la rigidez efectiva.</p> <p><u>Resultados:</u> -A los prismas que se les indujo elongaciones de 0 ‰, 10 ‰, 20 ‰, fallaron principalmente por aplastamiento del concreto en la zona de compresión. -Se detectó reducción significativa de la capacidad a compresión en los prismas con elongaciones inducidas de 30 ‰ y 50 ‰. -Se planteó la estrecha relación entre los niveles ϵ_s y el desempeño de los EB como parámetro crítico en la inestabilidad lateral. -Las Ar propuestas en los códigos de la época son insuficientes.</p>	 <p>Figura 25:PFDP del prisma Y-6Ø8-268-30-4 Fuente: (Chrysanidis & Tegos, 2012b)</p>
<p>AUTOR(ES): Chrysanidis & Tegos (2012a)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Estudio complementario de la inestabilidad fuera del plano a fin de comprender mejor el alcance de este modo de falla.</p> <p><u>Resultados:</u> -El aumento de la cuantía de acero no disminuye la posibilidad de PFDP ya que todos los prismas presentaron esta falla. -La variación de cuantía no tiene gran influencia sobre el PFDP, pero la distribución de este sí.</p>	 <p>Figura 26: Estado final del prisma Y4Ø10+2Ø8-368-30-4 Fuente: (Chrysanidis & Tegos, 2012a)</p>
<p>AUTOR(ES): Shea et al. (2013) & Fintrope et al. (2013)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Análisis de los requerimientos propuestos por ACI318-11 para los EB analizando la repuesta de momentos, contantes, desplazamientos laterales y la distribución de las rotaciones plásticas a lo largo del elemento (Fintrope et al., 2013) -Estudio del comportamiento de los EB bajo cargas axiales y laterales a fin de investigar la resistencia, ductilidad y disipación de energía. (Shea et al., 2013)</p> <p><u>Resultados:</u> -Los prismas #1, #2 y #4: fallaron por pandeo en el refuerzo longitudinal, pero #3, #5 y #6 solo presentaron PFDP -El prisma#7: falló por PFDP. - El prisma #8: falló por y aplastamiento del concreto. -A fin de garantizar la integridad del núcleo y proteger al muro cuando se lo exponga a grandes ϵ_s en tensión y compresión es necesario proveer de un recubrimiento necesario.</p>	 <p>Figura 27: Prisma#6 presentó PFDP Fuente:(Shea et al., 2013) & (Fintrope et al., 2013)</p>

Tabla 10:
Enfoque y resultados del estudio experimental en EB (3/3)

<p>AUTOR(ES): Welt (2015)</p> <p><u>Enfoque:</u> -Estudio del efecto de la cuantía de refuerzo longitudinal y transversal, protocolo de carga y desprendimiento del refuerzo longitudinal en la resistencia y capacidad de ϵ sobre los miembros a compresión.</p> <p><u>Resultados:</u> -Mientras mayor sea la pre-ϵ_s a tensión inducida se producirá un decremento en la capacidad a compresión. -El refuerzo transversal de confinamiento fue insuficiente para evitar el pandeo del refuerzo longitudinal. - La capacidad de ϵ_s por compresión aumenta en las varillas longitudinales donde se encuentran los estribos amarrados.</p>	 <p>$\Delta/b_w = 2.52\%$</p> <p>Figura 28: Pandeo de varillas Fuente: (Welt, 2015)</p>
---	--

Haro et al. (2018)

Se ensayaron doce prismas de H.A escalados a 1:2 en tres fases de ensayos en la cual se varió la cuantía longitudinal de acero como se observa en la Figura 29. Estos especímenes se sujetaron a diferentes combinaciones de carga, para la primera fase se aplicó patrones de carga controlados dónde los especímenes fueron sujetos a ciclos de tensión/compresión en combinación con carga lateral que simula los desplazamientos fuera del plano. En la segunda y tercera fase se desarrolló protocolos de cargas típicos en muros de edificios y muros de pila para puentes (Haro A.,2017).

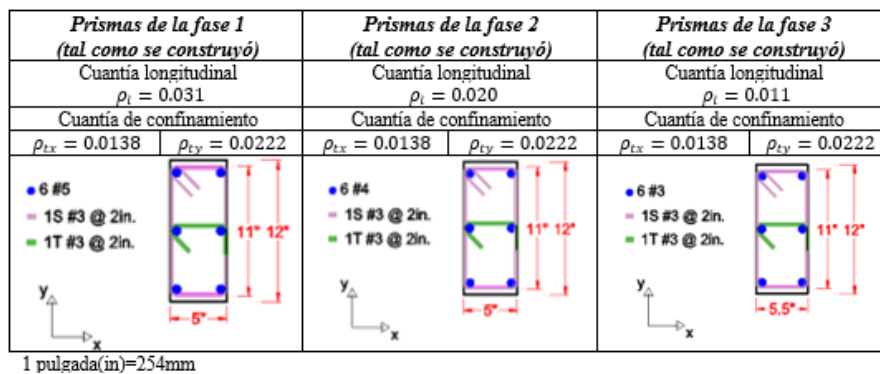


Figura 29: Geometría y armado de los prismas ensayados por Haro A.
Fuente: (Haro A., 2017)

En la fase uno y dos en las que los prismas fallaron únicamente por la inestabilidad producto del pandeo se corroboró lo expuesto por Chai & Elayer (1999) que al momento de iniciado el pandeo inelástico es acompañado por el aplastamiento y desprendimiento del recubrimiento en la zona pandeada en la que se localiza la máxima deformación fuera del plano, adicionalmente también se comprobó que el pandeo fuera del plano ocurre antes de que el espécimen desarrolle su máxima capacidad a compresión, y que el acero es el único que resiste esta fuerza cuando las grietas se han desarrollado aun nivel considerable durante la tensión, acumulando deformaciones plásticas hasta que es inestable.

Como conclusiones principales de este programa experimental se estableció que la inestabilidad es levemente afectada por la combinación de desplazamientos axiales cíclicos y desplazamientos laterales fuera del plano, además se estableció que la curvatura de la zona de pandeo se asemejaba más a una polinomial con una ecuación cuadrática. El máximo desplazamiento fuera del plano se ubicó en la cercanía de la mitad de la altura del prisma. Parámetros como el nivel de deformaciones unitarias por tensión en el acero especialmente en los EB, ciclos de deformación a tensión/compresión, relaciones de aspecto alto-espesor, espesor del recubrimiento, distribución del refuerzo longitudinal y transversal, anchos de fisuras, espesor del núcleo confinado, relación de carga axial y, son críticos en el pandeo fuera del plano, además se concluyó que las relaciones de aspecto igual a 10 y 16 propuestas por la norma canadiense y el ACI son insuficientes como parámetros de diseño ya que al ser un fenómeno una complejo se debería tomar en cuenta dichos parámetros (Haro A., 2017). El final del programa experimental se muestra en la Figura 30.



Figura 30: Estado final de los prismas ensayados por Haro A.

Fuente: (Haro A.,2017)

2.4. MODELOS DE PREDICCIÓN PARA EL PANDEO FUERA DEL PLANO

A partir de varias experimentaciones desarrolladas por diferentes autores y/o estudios paramétricos, se propusieron modelos fenomenológicos que predicen el pandeo fuera del plano mediante la estimación de la deformación unitaria máxima por tensión.

2.4.1. MODELO DE PAULAY Y PRIESTLEY (1993)

Postulan que una de las razones principales por la cual se produce la inestabilidad se debe a las deformaciones unitarias inelásticas del refuerzo longitudinal en la región plástica dentro de la zona de compresión, producto de los desplazamientos debido a las cargas sísmicas experimentadas por el muro, causando un posible pandeo fuera del plano.

Las deformaciones unitarias plásticas en el acero vertical se presentan por la combinación de la compresión axial en el muro y el cambio de dirección de la fuerza lateral inercial, que mientras entra en el proceso de descarga por la inversión en el sentido, los esfuerzos de tensión llegan a cero pero el ancho de grietas se mantiene enorme, y hasta que las grietas se cierren por completo las fuerzas internas serán resistidos únicamente por el acero longitudinal, provocando un eventual esfuerzo en este. Ver Figura 31.

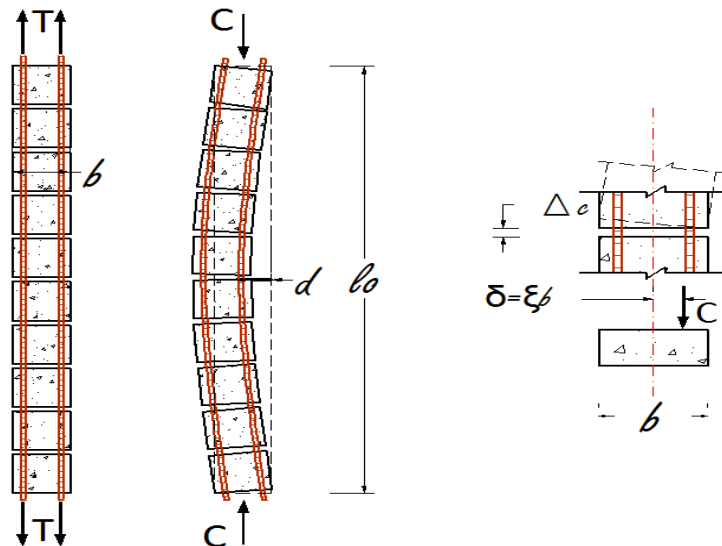


Figura 31: Deformaciones que llevan al pandeo fuera del plano

Fuente: (Paulay & Priestley, 1993)

Adaptado por el autor

Paulay y Priestley (1993), mencionan que al tener MEHA con dos capas de reforzamiento, la capa más cercana a la resultante de compresión será la que ceda primero, dado que la rigidez de esta capa se reducirá efectivamente a cero, la excentricidad de la resistencia prevista por las dos capas de acero de la resultante de compresión aumentará, y la curvatura continuará desarrollándose hasta el cierre las grietas del lado adyacente a la zona de compresión. En esta instancia la segunda capa de reforzamiento aún no cede y se produce una curvatura transversal.

El muro estará estable al momento de que, una fuerza de compresión afecte a la parte inferior de muro así las grietas se cerrarán. Si las cargas inducidas producen pequeñas deformaciones unitarias, el ancho de grietas y el desplazamiento lateral δ serán pequeños, pero si por el contrario se producen grandes deformaciones unitarias plásticas la demanda de curvatura de ductilidad, el ancho de grietas, curvaturas y desplazamientos laterales también serán grandes.

Debido a las irregularidades inevitables en la disposición del armado vertical la fuerza de flexo compresión no coincidirá con el centroide del refuerzo, dando lugar a una excentricidad.

El momento a flexión $M = \delta \cdot C$, en el centro de franja del muro correspondiente a la longitud del pandeo l_o , puede causar el pandeo fuera del plano antes de que las grietas se cierren y se desarrolle el máximo esfuerzo de tensión

Al someterse a estos ciclos de cargas además de tensionarse y comprimirse el elemento experimenta un reordenamiento de partículas, desprendimientos en la cara agrietada a causa de los desplazamientos de cortante por deslizamiento a lo largo de las grietas, posible desprendimiento del recubrimiento y desplazamientos laterales producto del sismo inducido, son los causantes del cierre irregular de las grietas.

Por otro lado, la resistencia a compresión de los bloques de concreto formados debido a las grietas paralelas, se extienden hacia atrás del eje neutro, y a pesar de que, esto ayude a que se limite una curvatura lateral excesiva, el inicio de los desplazamientos fuera del plano δ , dependerán principalmente del ancho de grieta Δ_c y la disposición del refuerzo longitudinal, mientras que los anchos de grieta están en función de las deformaciones unitarias residuales ε_{sm} de las varillas, desarrollados en el ciclo anterior de carga.

La magnitud de ε_{sm} del acero dependerán de la ductilidad de este frente a un sismo severo, esta ductilidad se expresa en términos de un factor de ductilidad por desplazamientos, que es la relación entre la curvatura máxima y la curvatura de cedencia del acero.

La longitud de la rótula plástica l_p , mostrada en la ec. (1) es una distancia hipotética en la que se asume que la curvatura máxima es constante, como la zona plastificada en la base del muro con de mandas de curvatura muy reducidas es mayor que L_p , permite que se considere que tiene la misma magnitud que la longitud de pandeo; es decir, $L_p = L_o$.

$$L_p = (0.20 + 0.044A_r)l_w \quad (1)$$

Dónde $A_r = h_w/l_w$ es la relación de aspecto, h_w es la altura total del muro y l_w es la distancia horizontal del muro. Es importante denotar que la ec. (1) es una estimación conservadora lo que significa que tanto la demanda de curvatura de ductilidad como las deformaciones unitarias del acero no se subestiman.

Es así que, tomando en cuenta la curvatura de una porción de muro, y en función del espesor Paulay y Priestley (1993) plantearon la ec. (2) para determinar la deformación residual unitaria.

$$\varepsilon_{sm} \leq 8\beta \left(\frac{b_w}{l_o}\right)^2 * \xi_c \quad (2)$$

Dónde $\beta = d/b_w$ es un parámetro que define la posición del refuerzo longitudinal, b_w y d son el espesor y la profundidad transversal efectiva de la sección del muro, respectivamente, l_o es longitud de la zona de pandeo del muro, que debe considerarse menor que 80% de la luz libre l_n y ξ_c es la relación de excentricidad crítica, que se estima mediante la ec. (3), en la cual $m = \rho f_y/f'_c$ es la relación de reforzamiento mecánico del muro.

$$\xi \leq 0.5 \left((\xi + 0.5) - \sqrt{5.53m^2 + 4.7m} \right) \quad (3)$$

Cuando m es relativamente pequeño, la excentricidad crítica aumenta rápidamente, por lo tanto, el espesor del muro se puede reducir (Paulay & Priestley, 1993).

Espesor mínimo de muros

A fin de revenir el pandeo fuera del plano, Paulay & Priestley (1993), plantearon una formulación a partir de la ec. (2), para prevenir este fallo

$$b_c = l_o \sqrt{\frac{\varepsilon_{sm}}{8\beta\xi}} \quad (4)$$

Dado que Paulay & Priestley (1993) proponen valores de $\beta = 0.5$ y $\beta = 0.8$, para muros con una y dos capas de reforzamiento respectivamente.

Muros con elementos de borde

La limitación del espesor de los muros estructurales dúctiles es importante para eliminar el pandeo fuera del plano en la región cercan al final de la sección, cuando el elemento de borde tiene dimensiones suficientes el pandeo fuera del plano no ocurrirá. Solo si el espesor del muro b_w de la mayor porción de muro es significativamente más pequeña que el espesor crítico b_c . En ese caso los elementos de borde, mostrados en la Figura 32, debería ser provisto con un área A_{wb} , se sugiere:

$$b_c^2 \leq A_{wb} \geq \frac{b_c l_w}{10} \quad (5)$$

Las intenciones de la ec. (5) está ilustrado en la Figura 32, dónde lo límites de las dimensiones están contabilizados. El mínimo espesor del muro b_w en la región plástica potencial es gobernada usualmente por los requerimientos de esfuerzo de corte.

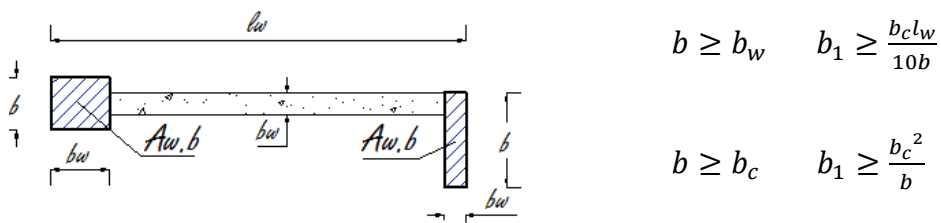


Figura 32: Dimensiones mínimas de los elementos de borde de la sección de muro en las regiones plásticas

Fuente: (Paulay & Priestley, 1993)
Adaptado por el autor

2.4.2. MODELO DE CHAI Y ELAYER (1999)

La estabilidad lateral de MEHA es estudiada idealizando las regiones extremas como columnas de hormigón armado (H.A) con carga axial, como el estudio llevado a cabo por Paulay & Priestley (1993) muestra que las deformaciones unitarias máximas debido a tensión, localizadas en la región extrema final del muro, tiene gran influencia en la estabilidad lateral.

Chai & Elayer (1999) conducen el estudio en función del comportamiento de las columnas de H.A ensayadas, en las que se distinguió las fases propuestas en la formulación teórica que se plante en la ec. (6), que a diferencia del modelo anterior propone una curva de distribución sinusoidal, pero también mantiene el apartado de que la longitud de la región plástica es igual a la longitud de pandeo. Sin embargo, las pruebas experimentales mostraron que le modelo es conservador respecto a la predicción de la deformación máxima unitaria debido a tensión ε_{sm}

$$\varepsilon_{sm} \leq \varepsilon^*_a + \varepsilon_e + \varepsilon_r = \frac{\pi^2}{2} \left(\frac{b_w}{L_0} \right)^2 * \xi_c + \eta_1 * \varepsilon_y + \eta_2 * \varepsilon_y \quad (6)$$

Dónde las tres componentes $\varepsilon^*_a, \varepsilon_e, \varepsilon_r$ son la deformación unitaria en el primer cierre de las fisuras, la deformación unitaria elástica recuperada durante la relajación y la deformación unitaria de la recarga que produce cedencia del refuerzo en compresión, tanto ε_e como ε_r , son expresados en términos de la deformación unitaria de cedencia del refuerzo longitudinal ε_y ($\varepsilon_e = \eta_1 * \varepsilon_y$ y $\varepsilon_r = \eta_2 * \varepsilon_y$), para fines de diseño se sugiere $\eta_1 = 1$ y $\eta_2 = 2$. La relación de excentricidad crítica ξ_c debe satisfacer el criterio planteado por Paulay & Priestley (1993), reformulada en la ec. (7)

$$\xi \leq \xi_c = 0.5 \left(1 + 2.35m - \sqrt{5.53m^2 + 4.7m} \right) \quad (7)$$

La estimación de la ϵ_{sm} utilizó la respuesta idealizada mostrada en la Figura 33, a partir de la cual se volvió a graficar la deformación axial nominal vs desplazamiento fuera del plano y la deformación axial nominal vs fuerza axial, para identificar las tres componentes de la ec. (6) en la Figura 33 y la Figura 34.

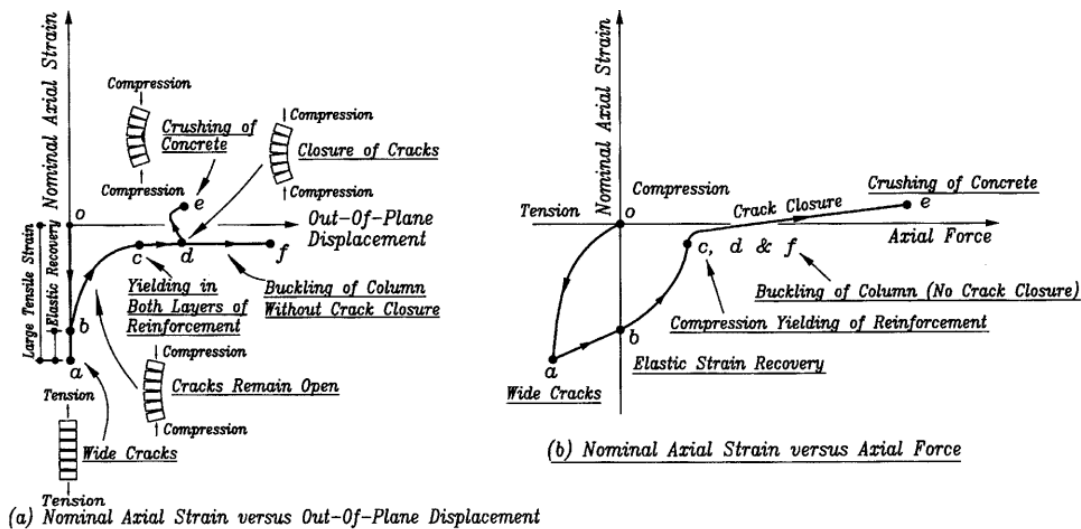


Figura 33: Respuesta del ciclo axial en inversión de la columna de H.A (a) Deformación axial nominal vs desplazamiento fuera del plano y (b) Deformación axial nominal vs fuerza axial
Fuente: (Chai & Elayer, 1999)

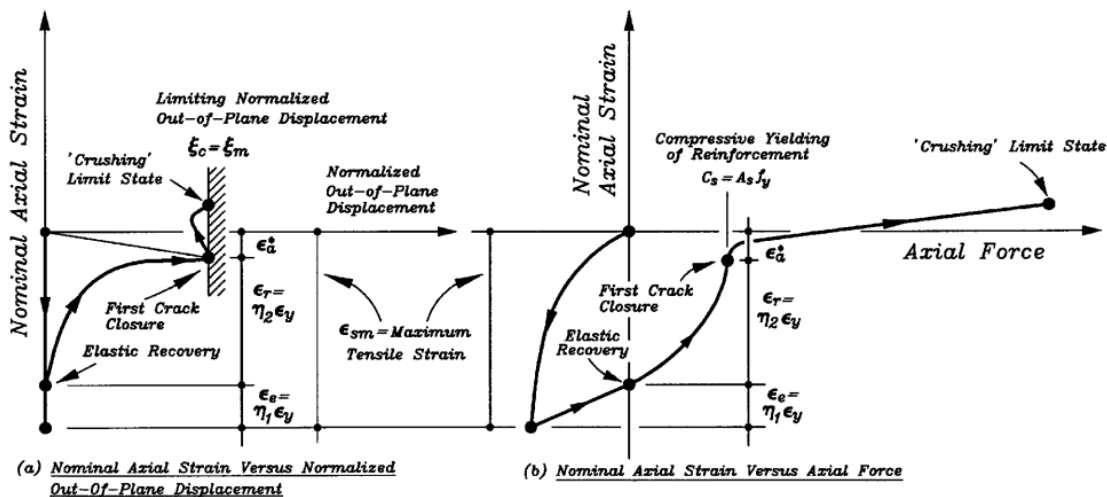


Figura 34: Estimación de la ϵ_{sm} en columnas de H.A (a) Deformación axial nominal vs desplazamiento fuera del plano y (b) Deformación axial nominal vs fuerza axial
Fuente: (Chai & Elayer, 1999)

2.4.3 MODELO DE PARRA (2014)

Postulan que la tendencia del pandeo fuera del plano depende de la relación de aspecto h_u/b , donde h_u es la altura entre piso y b es el espesor del muro, que afecta a la deformación máxima unitaria a tensión ε_{sm} . Además, menciona que el pandeo fuera del plano es un modo de falla secundario, subsiguiente al aplastamiento del concreto que, reduce la sección transversal y la rigidez definida por el núcleo de hormigón, provocando inestabilidad lateral en el MEHA, como se muestra en Figura 35



(a) Vista general del edificio



(b) Muro pandeado

Figura 35: Edificio Alto Huerto, Chile (a) Vista este del edificio (b) Muro afectado por el sismo de Chile 2010 ubicado en el primer piso

Fuente: (DICTUC, 2010)

Desarrollando los conceptos de Paulay & Priestley (19993), y tomando en cuenta la teoría de que el pandeo es un modo de falla secundaria Parra (2014) propone la ec.(8), que considera una curvatura simple armónica para la estimación de ε_{sm}

$$\frac{b_{cr}}{kh_u} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\varepsilon_{sm} - 0.005}{k\xi}} \quad (8)$$

En dónde k se puede obtener de la relación $d = k * b$, la variable d corresponde a la distancia entre el inicio del cierre de la grieta y la mitad de capa más lejana a la zona de compresión, el parámetro k es aproximadamente $k \approx 0.8$ para muros con dos capas de reforzamientos y $k \approx 0.5$ corresponde a una capa, mientras que $\sqrt{\xi}$ para una práctica de diseño se considera en el rango de $0.4 \leq \sqrt{\xi} \leq 0.6$, sin embargo adaptando la ec. (3) de Paulay & Priestley (1993) se puede estimar el valor de ξ como lo muestra la ec. (9).

$$\xi \leq 0.5 \left(1 + \frac{2m}{0.85} - \sqrt{\left(\frac{2m}{0.85}\right)^2 + \frac{4m}{0.85}} \right) \quad (9)$$

A pesar de que esta teoría se comprobó con modelamientos en ETABS y el análisis del edificio de 15 pisos Alto Huerto, la estimación de la máxima deformación unitaria debido a la tensión propuesta en la ec. (8) sigue siendo conservadora.

2.4.2. MODELO DE HERRICK Y KOWALSKY (2016)

En 2015 Herrick conduce un estudio paramétrico de tres fases en función de lo postulado por Paulay & Priestley (1993) y Chai & Elayer (1999), este estudio se llevó a cabo en tres fases con modelamientos en el software SAP 2000, y verificado con los resultados de diferentes estudios experimentales levados por diferentes investigadores a lo largo del tiempo, en total se comparó con 63 especímenes de muros y 43 elementos de borde. Sin embargo, concluyó que el método era bastante confiable para elementos de borde, pero para muros el resultado se alejó de los límites esperados (Herrick & Kowalsky, 2016).

$$\varepsilon_{sm} = \frac{6.8t_w * \text{mín}[0.5 ; 0.5 + 17.625\rho - 0.5\sqrt{70.5\rho + 1244.25\rho^2}]}{\text{máx}[0.4752 ; 5333H_w + 0.1L_w]} \quad (10)$$

La fase 1 del estudio paramétrico consistió en la creación de una serie de modelos estructurales con un rango de diferentes geometrías y propiedades del material, para determinar los parámetros más esenciales. Dentro de las variables consideró el espesor, longitud acero y la resistencia del concreto, la relación de carga axial, el refuerzo longitudinal y transversal del acero, la longitud de la rótula plástica L_p y la relación de aspecto H/L .

En la fase siguiente se modelaron muros estructurales similares a la fase 1, pero con rangos de variación más amplios, es así como apoya la propuesta de que el pandeo fuera del plano se calcule mediante deformaciones unitarias a tensión es por ello, la importancia de que deformaciones de pandeo requeridas deben ser mayores que la deformación unitaria última del acero para prevenir que el pandeo ocurra.

En la fase 3 se obtuvo la ec. (10) a partir del reemplazo de la longitud de la rótula plástica y criterio de estabilidad $k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$ en ec. (4). Dónde L_p se calcula de una forma conservadora como lo planteó Priestley, Calvi & Kowalsky (2007), se presenta en la ec. (11),

$$L_p = kL_c + 0.1l_w + L_{sp} \geq 2L_{sp} \quad (11)$$

La ec. (10) se presentó en función de la geometría de la sección, ya que durante las 3 fases de su investigaciónse dedujo que la relación de aspecto era un parámetro determinante en la deformación unitaria máxiam por tensión, además se asumió que deformación unitaria última a tensión del acero es 0.009 como lo sugiere Priestley, Calvi & Kowalsky (2007).

2.4.3. MODELO HARO-KOWALSKY-CHAI (2018)

Al igual que Paulay & Priestley y Chai & Elayer, Haro et al. (2018), relacionaron las deformaciones debido a cargas en el plano con deformaciones fuera del plano, dónde el criterio

de estabilidad estaba en función de las propiedades mecánicas del material y la cuantía en la zona de compresión, sin embargo como ya se planteó Herrick & Kowalsky (2015) destacaron la importancia de la geometría, es así que Haro et al. (2018) verificaron que los parámetros más influyentes en el modo de falla de pandeo fuera del plano de muros estructurales están relacionados al espesor, la cuantía de armado longitudinal, y la combinación cíclica de esfuerzos axiales en las zonas de compresión. El estudio analítico que se desarrolló contempló dos espesores típicos a partir de la relación de aspecto alto-espesor recomendados por las normativas norteamericanas y canadienses. En función de dicho estudio se formuló el modelo HKC para prevenir el modo de falla en cuestión. El modelo HKC es capaz de capturar respuestas menos conservadoras y más precisas que los modelos antes mencionados.

Dentro de las predicciones conservadoras de modelos anteriores Johnson (2010), Rosso et al. (2018) y Haro et al. (2018) notaron que la consideración $L_p = L_o$ arrojaba resultados poco fiables, por lo que la distancia entre dos puntos de inflexión que limita la longitud de pandeo debe tomarse en cuenta en lugar de dicha consideración.

El modelo considera una distribución de curvatura transversal cuadrática a lo largo de la región de pandeo y sugiere un límite para la deflexión fuera del plano en función del espesor del muro, el cual debe ser menor que el criterio de estabilidad definido por Chai & Elayer (1999) propuesto en la (9), siguiendo el análisis de Herrick & Kowalsky (2016), el modelo HKC realizó un estudio teórico- experimental donde se ensayaron 12 elementos de borde de muros estructurales especiales de H.A. mientras que, en la fase analítica que contempló el estudio paramétrico de 180 especímenes modelados en SeismoStruct.

Considerando los parámetros más influyentes en el inicio de la inestabilidad fuera del plano en MEHA se formuló la (12)

$$\varepsilon_{sm} \leq \frac{24}{5} \left(\frac{b_w}{L_o} \right)^2 * \xi_c + \frac{5}{9} \left[-2.4 + 160 \left(\frac{b_w}{L_o} \right)^2 - 1.9 \ln(\rho_{lbe}) \right] \varepsilon_y \quad (12)$$

Dónde ρ_{lbe} es la cuantía de armado del elemento de borde, L_o es la longitud de la zona de pandeo plástica, que es equivalente a $h_s/\sqrt{3}$, h_s corresponde a la altura libre de entrepiso.

Es importante notar que se identificaron 5 fases presentadas en Figura 36, dónde (a) representa la etapa en la cual se reconoce el límite de cedencia del acero posterior a la carga de tensión, la Figura 36 (b) muestra la primera vez que se presenta el pandeo fuera del plano debido a la carga de compresión, en la Figura 36 (c) se observa la fase en la cual el prisma regresa de la posición (b) hacia una posición recta en el momento en que se aplica el desplazamiento de compresión máximo., la Figura 36 (d) muestra el momento en el que el estado límite que caracteriza la máxima deformación unitaria por tensión predicha por Paulay & Priestley (1993) y Chai & Elayer (1999) y la Figura 36 (e) exhibe el momento en el cual se aplasta el recubrimiento de hormigón (Haro A., 2017).

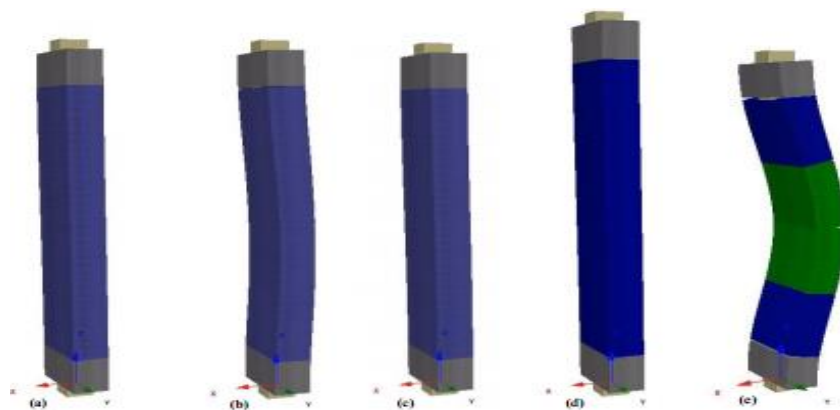


Figura 36: Fases que experimentó el prisma durante su modelación en SeismoStruct
Fuente: (Haro A., 2017)

2.4.3. MODELO ROSSO-ALMEIDA-BEYER (2018)

El modelo propuesto por Rosso (2018) asume una distribución discreta del perfil de curvatura a lo largo de la longitud de pandeo con picos ubicados en la longitud de la rótula plástica, además considera los esfuerzos a compresión en el refuerzo son menores que los de cedencia del acero. Esta última consideración es determinante cuando se trabaja con modelos con una capa de refuerzo longitudinal, que a diferencia del de dos capas empieza a pandearse y fallar con pequeño valor de compresión; los modelos mecánicos existentes consideran un perfil lineal.

Es por ello que difiere con los modelos propuestos anteriormente, debido a que el criterio de falla que se plantea consiste en el desarrollo de una serie de rótulas plásticas de manera que se forme un mecanismo de falla a modo que, mediante estudios experimentales llevados a cabo por Rosso, consideran que una grieta se convierte en rótula plástica al momento en que las deformaciones localizadas en el lado de la grieta que se expone primero a compresión, superan el -0.2% (Rosso, Almeida, & Beyer, 2016).

Dicho modelo asume un perfil de desplazamiento vertical bilineal a lo largo de su altura, que se ha observado que se desarrolla en muros debido principalmente al efecto del gradiente de momento (Rosso, Almeida, & Beyer, 2018).

La formulación este modelo se basó en tres predicciones con respecto al tipo de apoyo, para los muros se asumió tres apoyos como se observa en Figura 37 , mientras que para los elementos de borde fijo- fijo y apoyado apoyada, para obtener un modelo idealizado de elemento de borde.

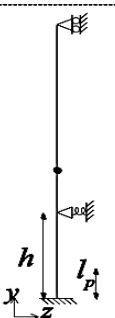
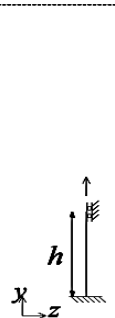


	Wall	BE		IBE
Model type				
Boundary conditions	-	Fixed-fixed	Pinned-pinned	Fixed-fixed

Figura 37: Modelos considerados par la formulación de la propuesta de Rosso et al. (2018)

Fuente: (Rosso A. , 2018)

2.5. REQUERIMIENTOS DEL CÓDIGO PARA MUROS ESPECIALES

2.5.1. REQUERIMIENTOS DE ACI-318-14

La inestabilidad fuera del plano, producto de las cargas en inversión cíclicas que son representadas por las cargas sísmicas, el ACI318-14, dedica un capítulo para estructuras sismorresistentes en el capítulo 18 dentro del cual, el apartado 18.10, que contempla los criterios de análisis y diseño de los MEHA especiales.

Debido a que los muros esbeltos son propensos ante un evento sísmico el ACI318-14 limita el espesor de los muros que requieren elementos de borde, de acuerdo con las secciones 18.10.6.2 y 18.10.6.3, dicho espesor mínimo para los muros cumplirá con la relación $b_w \geq h_u/16$, donde h_u es la altura lateralmente no apoyada en la fibra bajo esfuerzo de compresión (ACI318S,2014).

Siguiendo lo indicado en el apartado 18.10.6.4(c) cuando se cumple con las condiciones $h_w/l_w \geq 2$ y $c/l_w \geq 3/8$ se sugiere un espesor mínimo de 300mm, para prevenir la inestabilidad lateral en la zona de compresión, una vez que el recubrimiento de concreto se haya perdido. La expresión antes planteada h_w corresponde a la altura total del muro y l_w es la

longitud horizontal del muro, mientras que, c es la mayor profundidad al eje neutro asociada con la carga axial factorada P_u y el momento nominal de capacidad y el desplazamiento de diseño δ_u (ACI318S,2014).

En la Figura 38 se muestra con mayor detalle las condiciones para el diseño. Se presenta para dos casos diferente.

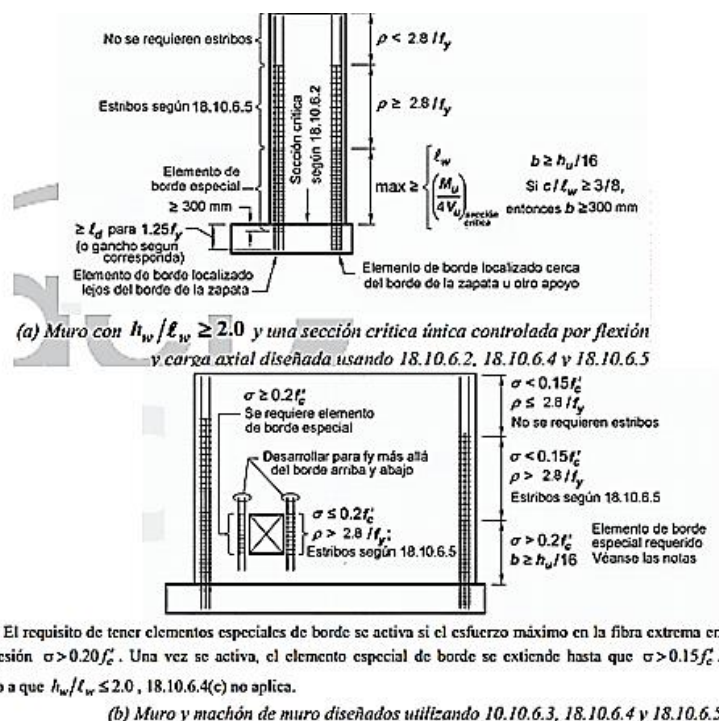


Figura 38: Resumen de los requisitos para muros especiales
Fuente: (ACI-318,2014)

2.5.2. REQUERIMIENTOS DE LA NEC_15

Esta norma está basada en la normativa ACI318-11, ya que en su esencia no hace referencia la inestabilidad fuera del plano, más establece las condiciones de los muros que requieren elementos de borde y el diseño de estos se llevará a cabo como si fuese una columna y si se requiere más detalle se debe hacer referencia al capítulo 21 del ACI318-11, que es dedicado para estructuras sismorresistentes.

2.5.3. REQUERIMIENTOS DE LA NORMATIVA CHILENA (NCH 430)

Tras el evento sísmico del 2010 se propuso el decreto supremo DS.60 que modifica la NCh430 para estructuras de hormigón armado, la misma que estaba basada en el ACI318:2008, estos cambios incluyen un espesor mínimo de $l_u/10$ para muros y 30cm para los elementos de borde. Para los muros especiales con espesores inferiores deben ser diseñados bajo las condiciones que causan su inestabilidad (Briseño & Carreras, 2013).

Además, especifica claramente que todos los muros resistentes a cargas sísmicas deben ser diseñados y construidos con dos capas de reforzamiento, también contempla una restricción en la curvatura como se presenta en la Tabla 11 que muestra más condiciones que se plantearon a fin de evitar muros deficientes.

Tabla 11:
Modificaciones que presenta el DS.60

		Criterios de diseño		
General	Espeor mínimo de muros	$l_u/10$		
	Capas de reforzamiento	Todos los muros resistentes a solicitaciones sísmicas se deben armar con al menos dos capas de refuerzo.		
	Refuerzo en la longitud de empalme	Cuando $\rho_{be} > \frac{28}{f_y}$ ó $rec < 2d_b$ En el plano vertical de las barras empalmadas se deberá cumplir con. $A_{tr} f_y l_d \geq A_b f_y$		
Miembros de borde	General	Refuerzo longitudinal (Diámetro mínimo)	$d_b \leq 1/9 e$	
		Se requiere sí:	$c \geq \frac{l_w}{600(\delta'_u/h'_w)}$ No es necesario $\delta'_u/h'_w \geq 0.007$	
	Especiales	Refuerzo transversal	Diámetro mínimo	$\geq 1/3 d_b$ longitudinal que sujeta
			Separación longitudinal	El menor valor entre $\left[\frac{b}{2}; 6d_b; s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \right]$
		Separación transversal	$h_x \geq 35cm$ ó $b/2$	
		Dimensiones mínimas	Longitud	$\frac{c_c}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{1}{600(\delta'_u/h'_w)}$
	Espeor		$\geq 30cm$	
	Ordinarios	Refuerzo transversal	Separación longitudinal	$\leq 20cm$ Adicionalmente en esas zonas dónde el refuerzo vertical pueda fluir $\leq \min [6d_b \text{ de la menor barra}; 20cm]$
			Sección de diseño	Al verificar el diseño de las secciones transversales, se debe considerar la sección completa.
	Diseño por carga axial	Carga Axial	$P_u \leq 0.35 f'_c A_g$	
Capacidad de curvatura		Cuando $h_w/l_w \geq 3$, la sección crítica deberá tener $\phi > \phi_u$ $\phi_u = \frac{2\delta_u}{H_t l_w} = \frac{\epsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c}$ ó $\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left(H_t - \frac{p}{2} \right)} + \phi_e = \frac{\epsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c}$		

Fuente: (Briseño & Carreras, 2013)

2.5.4. REQUERIMIENTOS DE LA NORMATIVA DE NUEVA ZELANDA (NZS3101:2006 –CONCRETE STRUCTURES STANDARD)

Esta normativa contempla un capítulo entero dedicado a la inestabilidad fuera del plano, en el cual, la primera parte se enfoca en los miembros elásticos y cómo prevenir el pandeo euleriano y el pandeo flexo torsor en muros esbeltos, para ello limita el espesor de los muros a $b_w \geq 100mm$ y $b_w \geq 200mm$ cuando se tiene dos capas de reforzamiento (Standards New Zealand, 2006).

La segunda sección se basa en los estudios realizados por Goodsir (1985) y Paulay & Priestley (1993) que, analizan los muros sometidos a cargas sísmicas, lo que proporciona requerimientos más estrictos que limitan el espesor de los muros a fin de reducir el pandeo fuera del plano. La fórmula utilizada para el cálculo del espesor es una forma simplificada de la planteada por Paulay & Priestley, en la cual la longitud de pandeo a diferencia de lo planteado por ellos se calcula mediante $l_p = 0.25l_w + 0.055L_s$. esta fórmula se aplica para edificios que tengan más de dos pisos y una relación de carga axial $\nu \geq 0.05$, el espesor de los elementos de borde extendiéndose sobre la menor longitud de la rótula plástica o la altura total del primer piso se observa en la ec.(13) (Rosso A. , 2018)

$$b_w \geq \frac{\mu_\Delta h_w (L_s + 2L_w)}{1700\beta l_p \sqrt{\xi_{oop,c}}} \quad (13)$$

Dónde el desplazamiento normalizado fuera del plano se calcula $\xi_{oop,c} = 0.3 - \frac{\rho_b f_y}{2.5 f'_c} > 0.1$, el parámetro $\beta = 1$ y $\beta = 0.8$ para muros con dos capas y una capa de reforzamiento

respectivamente. Se asume que $\mu_{\Delta} = 5$ para regiones plásticas limitadas o $\mu_{\Delta} = 7$ para regiones plásticas dúctiles. L_s y l_w , se pueden visualizar en la Figura 39.

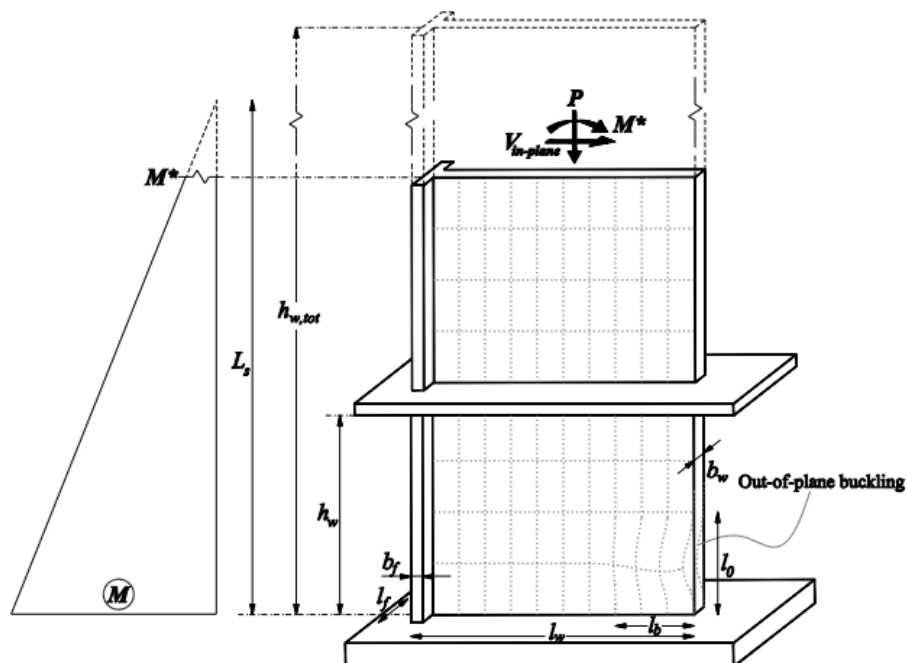


Figura 39: Caracterización geométrica de un muro

Fuente: (Rosso A. , 2018)

2.5.5. REQUERIMIENTOS DE LA NORMATIVA DE LA UNIÓN EUROPEA (EUROCÓDIGO 8: PROYECTO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES)

Este código limita la inestabilidad por pandeo fuera del plano únicamente a través del espesor, mediante el cual limita el espesor del alma de muro $b_w \leq \text{máx}[150\text{mm} ; h_w/20]$; dónde h_w corresponde a la altura de entrepiso; mientras que, para las partes del muro que requieren confinamiento como el espesor de los elemento de borde se aplica condiciones adicionales $b_b \geq 200\text{mm}$ siempre y cuando la longitud de la parte confinada $l_c \leq \text{máx} [2b_w ; 0.2l_w]$ y $b_b \geq h_w/15$ o a su vez $b_b \geq h_w/10$ (CEN. Eurocode 8, 2004)

**2.5.6. REQUERIMIENTOS DE LA NORMATIVA DE CANADÁ (CSA A23.3-04.:
CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION- DESIGN OF CONCRETE
STRUCTURES)**

Los muros dúctiles con una relación de ductilidad con un factor de modificación de fuerza relacionado con la ductilidad $R_d = 3.5$ o 4 y $h_w/l_w > 2$, requiere un espesor de muro derivado de la relación $l_u/10$, en la zona dónde se espera la rótula plástica, en la cual l_u corresponde a la altura libre de entrepiso (Canadian Standards Association, 2004).

3. CAPÍTULO 3: ESTUDIO PARAMÉTRICO

3.1. CONSIDERACIONES PARA LOS ELEMENTOS DE BORDE

Para el modelamiento se van a tomar como variables de estudio la relación de aspecto alto-espesor, el recubrimiento, la cuantía de acero y el esfuerzo máximo a compresión de concreto (f'_c). Obteniendo un total de 120 especímenes a ser modelados y analizados en SeismoStruct.

3.1.1. GEOMETRÍA DE LOS PRISMAS

La geometría de los EB se centra en la relación de aspecto que oscila entre $h/5$ y $h/30$ con incrementos de 5 en 5, que definirán el espesor de cada prisma. Tomando como la altura de entre piso $h = 3m$, que es una medida típica, que da como resultado espesores exactos.

Para el ancho del espécimen se considera el doble del espesor, esta medida no influye significativamente en los resultados como lo demostró Haro A. (2017) en su estudio, pero es importante tomar en consideración que el ancho no puede ser menor que el espesor ya que, fallaría de este lado y lo que se busca en este estudio es analizar el pandeo fuera del plano en función al espesor del muro.

3.1.2. CUANTÍA DE REFUERZO

La cuantía utilizada para los diferentes especímenes es la cantidad que propone la NEC-15, capítulo de Hormigón Armado que recomienda emplear cuantías que van desde el 1% hasta el 3%, para elementos prismáticos tipo columna. Es así que, el refuerzo longitudinal fluctúa entre el 1% hasta el 3% de acero, con incrementos de 0.5%.

El refuerzo transversal y la disposición de armado se estima empleando las fórmulas propuestas por el ACI 318-14, para elementos de borde de muros especiales de hormigón armado.

Para el área de refuerzo transversal (A_{sh}) se aplica la ec. (14).

$$A_{sh} \geq \text{máx} \left[\frac{0.3 * s * b_c * f'_c}{f_{yt}} * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) ; \frac{0.09 * s * b_c * f'_c}{f_{yt}} \right] \quad (14)$$

Donde A_{sh} corresponde al área en cm^2 del lado de análisis, s es el espaciamiento del refuerzo transversal cuando se requiera elementos de borde, que se estima mediante la ec. (15) y (16), b_c es la longitud comprendida entre los estribos de confinamiento del lado de análisis, f_{yt} es el esfuerzo de fluencia del acero, A_g es el área gruesa de la sección transversal y A_{ch} es el área confinada.

$$s \leq \left[\frac{d_{db}}{3} \right] \quad (15)$$

$$s \leq \text{mín}[6 * d_{db}; 150mm] \quad (16)$$

Dónde d_{db} es el menor diámetro de varilla utilizado en el refuerzo longitudinal.

3.1.3. RECUBRIMIENTOS

Otra variable en el presente estudio es el recubrimiento que se asumirá de 3cm como lo dicta la norma NEC-15, y de 2cm debido a que los resultados de las investigaciones experimentales realizados por Haro A. (2017) y Chai & Elayer (1999) con las cuales se va a validar en el capítulo 5, no consideraron en sus modelos.

3.1.4. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.

3.1.4.1 Hormigón

De acuerdo con lo antes mencionado se va a considerar dos f'_c , el primero de 280 $[kg/cm^2]$ y el segundo de 350 $[kg/cm^2]$.

La resistencia a la fractura (f_r) y el módulo de elasticidad (E_c), se calculan con la ec. (17) y la ec. (18), respectivamente (Comité ACI 318, 2014).

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c} ; \quad \lambda = 1 ; \quad f'_c \quad [kg/cm^2] \quad (17)$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad ; \quad f'_c \quad [kg/cm^2] \quad (18)$$

3.1.4.2 Acero

Tanto el acero longitudinal como el transversal tienen un $f_y = 42000 \quad [kg/cm^2]$, de acuerdo al ACI 318-14, el módulo de elasticidad correspondiente a esta resistencia de fluencia es de 2100000 $[kg/cm^2]$, y para la estimación de la deformación unitaria se estima con la ec. (19), misma que está adaptada a las propiedades del acero, esta fórmula f_y representa al la tensión ejercida sobre el área de la sección transversal del elemento, E_s es el módulo de Young, mientras que, ε_y se refiere a la deformación unitaria comprendida como la proporción de cambio de longitud con respecto a la longitud inicial (Gere & Goodno, 2016). Esta fórmula corresponde a principios básicos de la resistencia de materiales, que asume un material constante e isotrópico,

$$f_y = E_s * \varepsilon_y \quad (19)$$

Las propiedades mecánicas de los materiales se sintetizan en la Tabla 12.

Tabla 12:
Propiedades mecánicas de los materiales

Acero			
Resistencia de fluencia	$f_y =$	4200	(kg/cm ²)
Módulo de eslasticida	$E_s =$	2100000	(kg/cm ²)
Deformación unitaria	$\varepsilon_y =$	0.002	(--)
Hormigón			
Resistencia de fluencia	$f'_c =$	280	(kg/cm ²)
Resistencia a tracción	$f_r =$	33.47	(kg/cm ²)
Módulo de eslasticida	$E_c =$	252671.33	(kg/cm ²)
Resistencia de fluencia	$f'_c =$	350	(kg/cm ²)
Resistencia a tracción	$f_r =$	37.42	(kg/cm ²)
Módulo de eslasticida	$E_c =$	282495.13	(kg/cm ²)

Para una mejor apreciación de los especímenes de estudio se presenta las Tabla 13, Tabla 14, Tabla 15, Tabla 16, Tabla 17, Tabla 18.

Tabla 13:

Especímenes cuya relación de aspecto es $h/5$

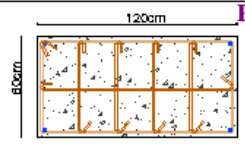
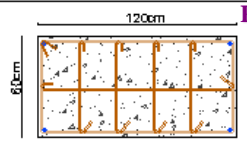
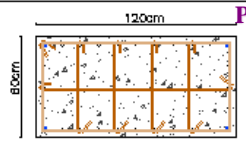
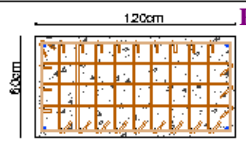
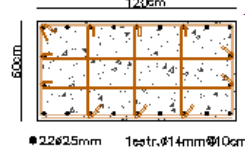
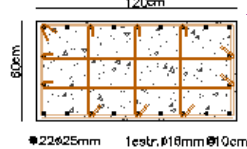
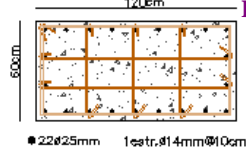
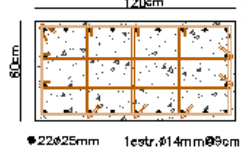
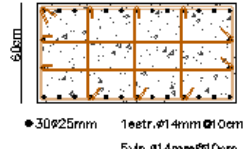
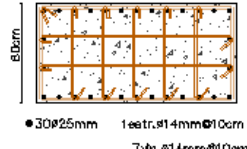
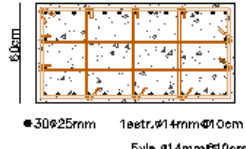
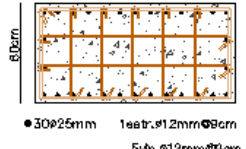
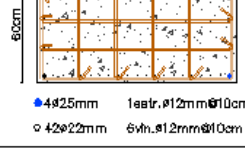
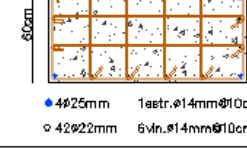
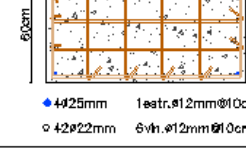
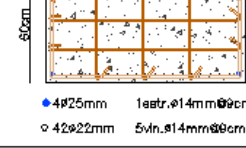




	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm
$\rho \approx 1.0\%$	<p>120cm P1</p>  <p>4#20mm 1estr.#12mm@10cm 24#18mm 5vin.#12mm@10cm</p>	<p>120cm P2</p>  <p>4#20mm 1estr.#14mm@10cm 24#18mm 5vin.#14mm@10cm</p>	<p>120cm P3</p>  <p>4#20mm 1estr.#12mm@10cm 24#18mm 5vin.#12mm@10cm</p>	<p>120cm P4</p>  <p>4#20mm 1estr.#10mm@10cm 24#18mm 12vin.#10mm@10cm</p>
$\rho \approx 1.5\%$	<p>120cm P5</p>  <p>22#25mm 1estr.#14mm@10cm 5vin.#14mm@10cm</p>	<p>120cm P6</p>  <p>22#25mm 1estr.#18mm@10cm 5vin.#16mm@10cm</p>	<p>120cm P7</p>  <p>22#25mm 1estr.#14mm@10cm 5vin.#14mm@10cm</p>	<p>120cm P8</p>  <p>22#25mm 1estr.#14mm@10cm 5vin.#14mm@10cm</p>
$\rho \approx 2.0\%$	<p>120cm P9</p>  <p>30#25mm 1estr.#14mm@10cm 5vin.#14mm@10cm</p>	<p>120cm P10</p>  <p>30#25mm 1estr.#14mm@10cm 7vin.#14mm@10cm</p>	<p>120cm P11</p>  <p>30#25mm 1estr.#14mm@10cm 5vin.#14mm@10cm</p>	<p>120cm P12</p>  <p>30#25mm 1estr.#12mm@10cm 5vin.#12mm@10cm</p>
$\rho \approx 2.5\%$	<p>120cm P13</p>  <p>4#25mm 1estr.#12mm@10cm 42#22mm 6vin.#12mm@10cm</p>	<p>120cm P14</p>  <p>4#25mm 1estr.#14mm@10cm 42#22mm 6vin.#14mm@10cm</p>	<p>120cm P15</p>  <p>4#25mm 1estr.#12mm@10cm 42#22mm 6vin.#12mm@10cm</p>	<p>120cm P16</p>  <p>4#25mm 1estr.#14mm@10cm 42#22mm 5vin.#14mm@10cm</p>
$\rho \approx 3.0\%$	<p>120cm P17</p>  <p>4#20mm 1estr.#10mm@10cm 24#18mm 10vin.#10mm@10cm</p>	<p>120cm P18</p>  <p>4#20mm 1estr.#12mm@10cm 24#18mm 10vin.#12mm@10cm</p>	<p>120cm P19</p>  <p>4#20mm 1estr.#10mm@10cm 24#18mm 5vin.#10mm@10cm</p>	<p>120cm P20</p>  <p>4#20mm 1estr.#12mm@10cm 24#18mm 5vin.#12mm@10cm</p>

Tabla 14:

Especímenes cuya relación de aspecto es $h/10$

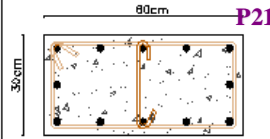
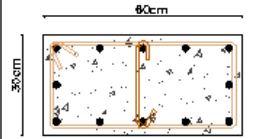
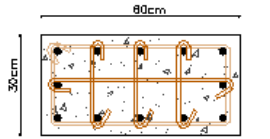
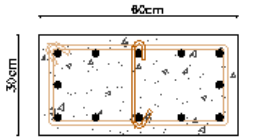
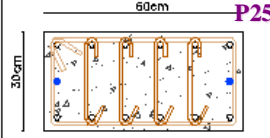
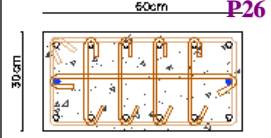
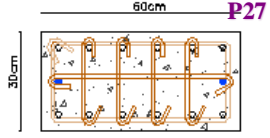
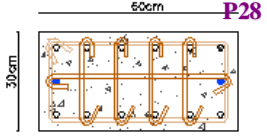
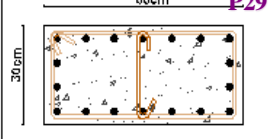
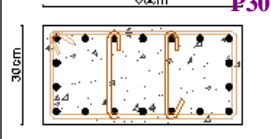
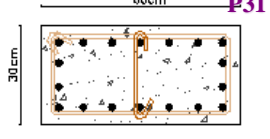
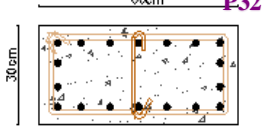
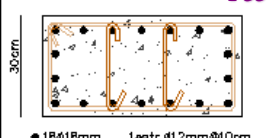
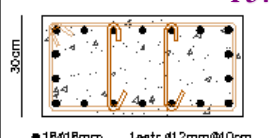
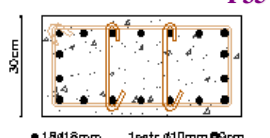
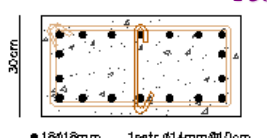
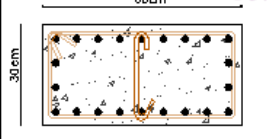
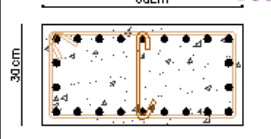
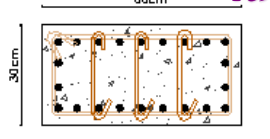
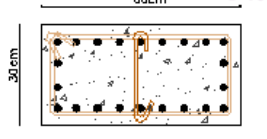
	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm P22	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm P23	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm P24
$\rho \approx 1.0\%$	 <p>P21</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 2#14mm 1estr. #12mm@10cm ○ 1vn. #12mm@10cm 	 <p>P22</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 12#14mm 1estr. #14mm@10cm ○ 1vn. #14mm@10cm 	 <p>P23</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 12#14mm 1estr. #10mm@10cm ○ 4vn. #10mm@10cm 	 <p>P24</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 12#14mm 1estr. #14mm@10cm ○ 1vn. #14mm@10cm
$\rho \approx 1.5\%$	 <p>P25</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 2#14mm 1estr. #10mm@10cm ○ 12#18mm 4vn. #10mm@10cm 	 <p>P26</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 2#14mm 1estr. #10mm@10cm ○ 12#18mm 4vn. #10mm@10cm 	 <p>P27</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 2#14mm 1estr. #10mm@10cm ○ 12#18mm 5vn. #10mm@10cm 	 <p>P28</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 2#14mm 1estr. #10mm@10cm ○ 12#18mm 4vn. #10mm@10cm
$\rho \approx 2.0\%$	 <p>P29</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 18#18mm 1estr. #12mm@10cm ○ 1vn. #12mm@10cm 	 <p>P30</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 18#18mm 1estr. #12mm@10cm ○ 2vn. #12mm@10cm 	 <p>P31</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 18#18mm 1estr. #12mm@10cm ○ 1vn. #12mm@10cm 	 <p>P32</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 18#18mm 1estr. #14mm@10cm ○ 1vn. #14mm@10cm
$\rho \approx 2.5\%$	 <p>P33</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 18#18mm 1estr. #12mm@10cm ○ 2vn. #12mm@10cm 	 <p>P34</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 18#18mm 1estr. #12mm@10cm ○ 2vn. #12mm@10cm 	 <p>P35</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 18#18mm 1estr. #10mm@10cm ○ 2vn. #10mm@10cm 	 <p>P36</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 18#18mm 1estr. #14mm@10cm ○ 1vn. #14mm@10cm
$\rho \approx 3.0\%$	 <p>P37</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 22#18mm 1estr. #12mm@10cm ○ 1vn. #12mm@10cm 	 <p>P38</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 22#18mm 1estr. #14mm@10cm ○ 1vn. #14mm@10cm 	 <p>P39</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 22#18mm 1estr. #10mm@10cm ○ 3vn. #10mm@10cm 	 <p>P40</p> <ul style="list-style-type: none"> ● 22#18mm 1estr. #14mm@10cm ○ 1vn. #14mm@10cm

Tabla 15:

Especímenes cuya relación de aspecto es $h/15$

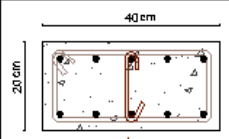
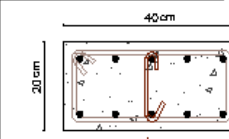
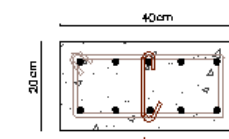
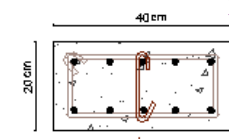
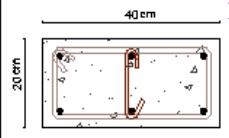
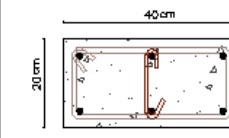
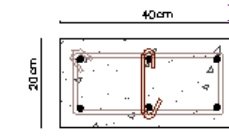
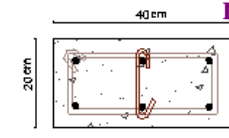
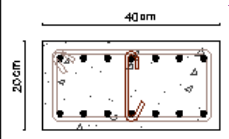
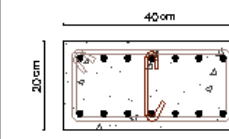
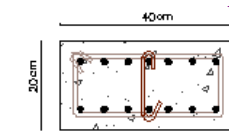
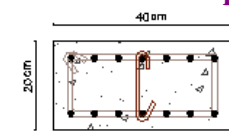
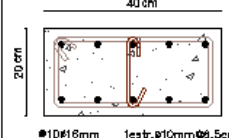
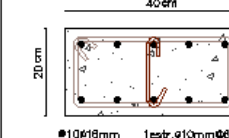
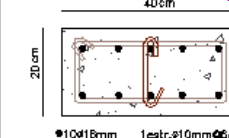
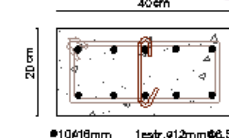
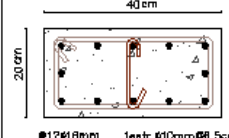
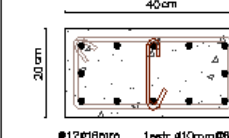
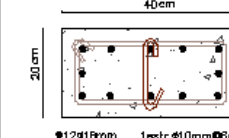
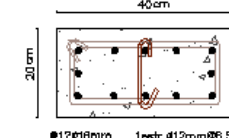
	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm
$\rho \approx 1.0\%$	 <p>P41</p> <p>•10#10mm 1estr.#8mm@6.5cm 1vn.#8mm@6.5cm</p>	 <p>P42</p> <p>•10#10mm 1estr.#10mm@6.5cm 1vn.#10mm@6.5cm</p>	 <p>P43</p> <p>•10#10mm 1estr.#10mm@6cm 1vn.#10mm@6cm</p>	 <p>P44</p> <p>•10#10mm 1estr.#10mm@4.5cm 1vn.#10mm@4.5cm</p>
$\rho \approx 1.5\%$	 <p>P45</p> <p>•6#18mm 1estr.#10mm@6.5cm 1vn.#10mm@6.5cm</p>	 <p>P46</p> <p>•6#18mm 1estr.#10mm@6.5cm 1vn.#10mm@6.5cm</p>	 <p>P47</p> <p>•6#18mm 1estr.#10mm@6cm 1vn.#10mm@6cm</p>	 <p>P48</p> <p>•6#18mm 1estr.#12mm@6.5cm 1vn.#12mm@6.5cm</p>
$\rho \approx 2.0\%$	 <p>P49</p> <p>•14#12mm 1estr.#10mm@6.5cm 1vn.#10mm@6.5cm</p>	 <p>P50</p> <p>•14#12mm 1estr.#10mm@6.5cm 1vn.#10mm@6.5cm</p>	 <p>P51</p> <p>•14#12mm 1estr.#10mm@6cm 1vn.#10mm@6cm</p>	 <p>P52</p> <p>•14#12mm 1estr.#12mm@6.5cm 1vn.#12mm@6.5cm</p>
$\rho \approx 2.5\%$	 <p>P53</p> <p>•10#18mm 1estr.#10mm@6.5cm 1vn.#10mm@6.5cm</p>	 <p>P54</p> <p>•10#18mm 1estr.#10mm@6.5cm 1vn.#10mm@6.5cm</p>	 <p>P55</p> <p>•10#18mm 1estr.#10mm@6cm 1vn.#10mm@6cm</p>	 <p>P56</p> <p>•10#18mm 1estr.#12mm@6.5cm 1vn.#12mm@6.5cm</p>
$\rho \approx 3.0\%$	 <p>P57</p> <p>•12#18mm 1estr.#10mm@6.5cm 1vn.#10mm@6.5cm</p>	 <p>P58</p> <p>•12#18mm 1estr.#10mm@6.5cm 1vn.#10mm@6.5cm</p>	 <p>P59</p> <p>•12#18mm 1estr.#10mm@6cm 1vn.#10mm@6cm</p>	 <p>P60</p> <p>•12#18mm 1estr.#12mm@6.5cm 1vn.#12mm@6.5cm</p>

Tabla 16:

Especímenes cuya relación de aspecto es $h/20$

	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm
$\rho_s \approx 1.0\%$	<p>30cm P61 15 cm 6#10mm 1estr.#8mm#5cm 1vn.#8mm#5cm</p>	<p>30cm P62 15 cm 6#10mm 1estr.#10mm#5cm 1vn.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P63 15 cm 6#10mm 1estr.#10mm#5cm 1vn.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P64 15 cm 6#10mm 1estr.#10mm#4cm 1vn.#10mm#4cm</p>
$\rho_s \approx 1.5\%$	<p>30cm P65 15 cm 8#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P66 15 cm 8#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P67 15 cm 8#12mm 1estr.#10mm#5cm 1vn.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P68 15 cm 8#12mm 1estr.#10mm#4cm 1vn.#10mm#4cm</p>
$\rho_s \approx 2.0\%$	<p>30cm P69 15 cm 8#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P70 15 cm 8#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P71 15 cm 8#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P72 15 cm 8#12mm 1estr.#12mm#4cm</p>
$\rho_s \approx 2.5\%$	<p>30cm P73 15 cm 10#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P74 15 cm 10#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P75 15 cm 10#12mm 1estr.#10mm#5cm 1vn.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P76 15 cm 10#12mm 1estr.#10mm#4cm 1vn.#10mm#4cm</p>
$\rho_s \approx 3.0\%$	<p>30cm P77 15 cm 12#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P78 15 cm 12#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P79 15 cm 12#12mm 1estr.#10mm#5cm</p>	<p>30cm P80 15 cm 12#12mm 1estr.#8mm#5cm 6vn.#6mm#5cm</p>

Tabla 17:

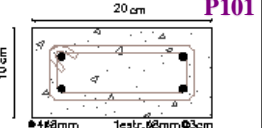
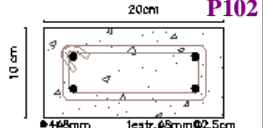
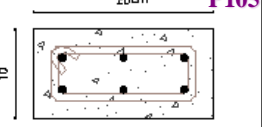
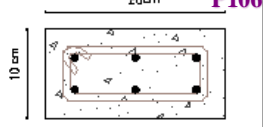
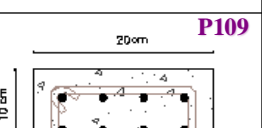
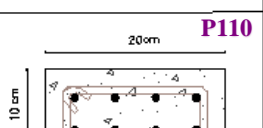
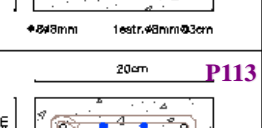
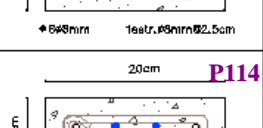
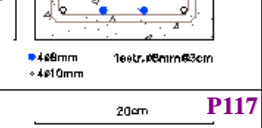
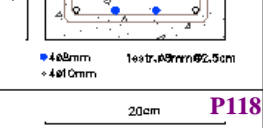
Especímenes cuya relación de aspecto es $h/25$

	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm
$\rho \approx 1.0\%$	P81 • 6#8mm 1estr.#8mm@4cm 1vn.#8mm@4cm	P82 • 6#8mm 1estr.#8mm@4cm 1vn.#8mm@4cm	P83 • 6#8mm 1estr.#8mm@2.5cm 1vn.#8mm@2.5cm	No aplica
$\rho \approx 1.5\%$	P85 • 6#10mm 1estr.#8mm@4cm 1vn.#8mm@4cm	P86 • 6#10mm 1estr.#8mm@4cm 1vn.#8mm@4cm	P87 • 6#10mm 1estr.#10mm@4cm 1vn.#10mm@4cm	P88 • 6#10mm 1estr.#10mm@3.5cm 1vn.#10mm@3.5cm
$\rho \approx 2.0\%$	P89 • 2#10mm 1estr.#10mm@4cm • 4#12mm	P90 • 2#10mm 1estr.#10mm@4cm • 4#12mm	P91 • 2#10mm 1estr.#10mm@4cm • 4#12mm 1vn.#10mm@4cm	P92 • 2#10mm 1estr.#10mm@3.5cm • 4#12mm 1vn.#10mm@3.5cm
$\rho \approx 2.5\%$	P93 • 2#8mm 1estr.#10mm@4cm • 8#10mm	P94 • 2#8mm 1estr.#10mm@4cm • 8#10mm	P95 • 2#8mm 1estr.#10mm@4cm • 8#10mm	P96 • 2#8mm 1estr.#10mm@4cm • 8#10mm 2vn.#10mm@4cm
$\rho \approx 3.0\%$	P97 • 8#12mm 1estr.#10mm@4cm	P98 • 8#12mm 1estr.#10mm@4cm	P99 • 8#12mm 1estr.#12mm@4cm	P100 • 8#12mm 1estr.#12mm@3.5cm

La razón por la cual no aplica los especímenes P84,P99 y P100 mostrado en la Tabla 17 es que cualquier disposición de armado transversal que se adopte el diámetro de los estribos es mayor que el refuerzo longitudinal lo que la NEC-15-HA, y el ACI318-14 especifican claramente que el diámetro de varillas longitudinales debe ser mayor a las transversales.

Tabla 18:

Especímenes cuya relación de aspecto es $h/30$

	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=2 cm	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ rec.=3 cm
$\rho \approx 1.0\%$	 P101	 P102	No aplica P103	No aplica P104
$\rho \approx 1.5\%$	 P105	 P106	No aplica P107	No aplica P108
$\rho \approx 2.0\%$	 P109	 P110	No aplica P111	No aplica P112
$\rho \approx 2.5\%$	 P113	 P114	No aplica P115	No aplica P116
$\rho \approx 3.0\%$	 P117	 P118	No aplica P119	No aplica P120

Al igual que en la Tabla 17, prismas de la Tabla 18 presentan estribos de mayor diámetro que el armado longitudinal (P103, P104 y P108), adicionalmente se puede observar que los EB graficados (P107, P111, P112, P115, P116, P119 y P120) que no aplican se debe a que al aumentar el recubrimiento el espacio entre varillas longitudinales incumplen con el apartado 25.2.3 del ACI318-14, que menciona que el espaciamiento entre dichas barras debe cumplir con la ec. (20). Donde d es la distancia mínima entre varillas longitudinales, d_b es le menor diámetro de varillas longitudinales y d_{agg} es el diámetro del agregado grueso del concreto.

$$d \geq \text{máx} \left[40\text{mm} ; 1.5d_b ; \frac{4}{3} * d_{agg} \right] \quad (20)$$

3.2. MODELAMIENTO EN SEISMOSTRUCT

Después de descartar los especímenes P84, P99, P100, P103, P104, P107, P108, P111, P112, P115, P116, P119 y P120, se modelará un total del 107 EB. Este modelado computacional debe tomar cuenta las propiedades mecánicas y comportamiento de los materiales, así como el tipo de análisis y el rango en que se va a desempeñar los prismas, para ello se empleará el software libre SeismoStruct, un paquete de elementos finitos (EF) basado en fibras capaz de predecir el comportamiento estructural de elementos prismáticos espaciales, considerando las no linealidades geométricas y la inelasticidad de los materiales (Seismosoft Ltd., 2017).

Como método de integración numérica el programa SeismoStruct utiliza una distribución de Gauss-Lobatto optimizada que comprende al menos un punto de control en el inicio y fin del elemento (Seismosoft, 2016).

El análisis que se va a desarrollar en el software es el de Historia en el tiempo – estático, en dónde los elementos a modelar van a ser del tipo rectangular inelástico basado en fuerzas (infrmBF), que permite que el estado de esfuerzo-deformación de los elementos subdivididos en secciones con no linealidades geométricas y de material, sea obtenido mediante la integración uniaxial no lineal del material en cada una de las fibras, permitiendo así la propagación de la inelasticidad a través de todo el miembro a analizar (Seismosoft, 2016).

La formulación basada en fuerzas (BF) ha demostrado ser numéricamente consistente y confiable, debido a que siempre provee soluciones exactas para elementos prismáticos por ser

independiente del comportamiento constitutivo del material, dicha característica permite que el enfoque BF sea factible al llevar a cabo un análisis no lineal (Almeida, Tarquini, & Beyer, 2014) y (D'Aniello, Portioli, & Landolfo, 2010).

Cada modelo numérico fue particionado en seis EF a fin de obtener un resultado más real, con apoyos fijo-empotrado para los extremos, como se espera altos niveles de inelasticidad se adoptará 200 fibras y 4 secciones de integración.

3.2.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Debido a que el rango en el cual se van a desempeñar los modelos es en el rango inelástico, es decir, posterior a la cedencia del acero, los modelos ideales para estos materiales son: para el concreto el de Mander et. al (1988), mientras que, para el acero se empleará el que está basado en el de Menegotto-Pinto (1973).

3.2.1.1. Modelo de Mander et al. para el hormigón

En SeismoStruct corresponde al modelo no lineal de Mander et. al (con_ma), que consiste en un modelo uniaxial de confinamiento constante, que considera las leyes de Mander et al. (1988) con respecto a los efectos del confinamiento constante, provisto por la armadura transversal, esto se refiere al supuesto de que a lo largo de todo el rango de la gráfica de esfuerzo vs. deformación la presión es constante (Seismosoft, 2016), como lo muestra Figura 40. A dicho comportamiento se le suma las leyes cíclicas propuesto por Martínez-Rueda & Elnashai (1997).

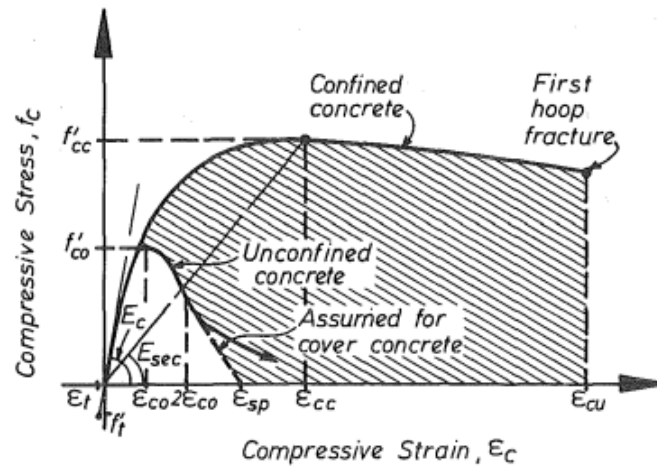


Figura 40: Gráfica de Esfuerzo vs. Deformación del concreto confinado y no confinado para cargas monotónicas

Fuente: (Mander, Priestley, & Park, 1988)

3.2.1.2. Modelo de Menegotto-Pinto para el acero

Este es un modelo uniaxial (stl_mp), basado en el comportamiento cíclico del acero descrito por Menegotto-Pinto (1973) en la gráfica de esfuerzo deformación mostrado en la Figura 41 y las reglas de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. (1983).

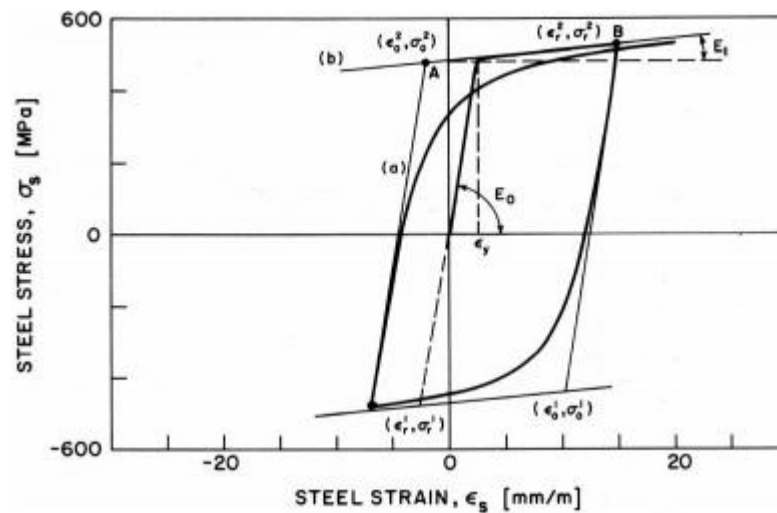


Figura 41: Modelo de Menegotto-Pinto (1973)

Fuente: (Yu, 2006)

Para la modelación se toma en cuenta los parámetros de calibración de las características mecánicas del acero longitudinal y transversal basado en los resultados del estudio experimental de los 12 prismas ensayados por Haro A. (2017). Ver la Tabla 19

Tabla 19:
Parámetros para el modelado del acero

Parámetro	R_o	a_1	a_2	a_3	a_4
Valor	20.0	18.0	0.15	0.025	2.0

Fuente: (Haro A., 2017)

Adaptado por el autor

Donde R_o es el parámetro encargado de controlar la forma en que se produce la curva de transición entre el inicio y la post cedencia de la rigidez, considerando el Efecto Bauschinger, mientras que los coeficientes a_1 y a_2 , calibran los cambios de R_o , a_3 y a_4 definen el grado de endurecimiento isotrópico que corresponde a la respuesta de esfuerzo-deformación de material (Haro A., 2017).

3.2.2. PROTOCOLO DE CARGAS

El protocolo de cargas consiste en tres ciclos incrementales de desplazamiento, basados en fracciones de la deformación de cedencia del acero aplicadas hasta que se identifique la inestabilidad por pandeo, a través del estado límite del concreto cuando se presenta el aplastamiento de este en la región pandeada caudado por desplazamientos de compresión.

En cuanto a los desplazamientos de compresión se estiman como el efecto del esfuerzo axial de compresión P_o para cada prisma.

Es SeismoStruct este protocolo de carga se lo ingresa a través de curvas de historia en el tiempo es así que, para la demanda de tensión como ya se mencionó se emplean varias

proporciones de ε_y , que van desde de 1 ε_y hasta que se identifique la inestabilidad por pandeo, para identificar el número de múltiplos de ε_y utilizados para la curva se determina en función de la estimación de ε_{sm} , mediante el método HKC, en algunos casos como se observará más adelante la estimación de SeismoStruct sobrepasó lo predicho por HKC, cabe recalcar que es necesario adicionar las fracciones de ε_y necesarias hasta que se produzca el aplastamiento del concreto.

La demanda por compresión se determinó a través de la ec. (21) del ACI 318-14, que determina la carga nominal a compresión P_n , que en este caso representa a P_o .

$$P_n = 0.85 * f'_c (A_g - A_s) + f_y * A_{st} \quad (21)$$

Donde A_s es el área de refuerzo longitudinal, y A_{st} es el área de refuerzo transversal. Un ejemplo típico de una curva de historia en el tiempo se presenta en la Figura 42.

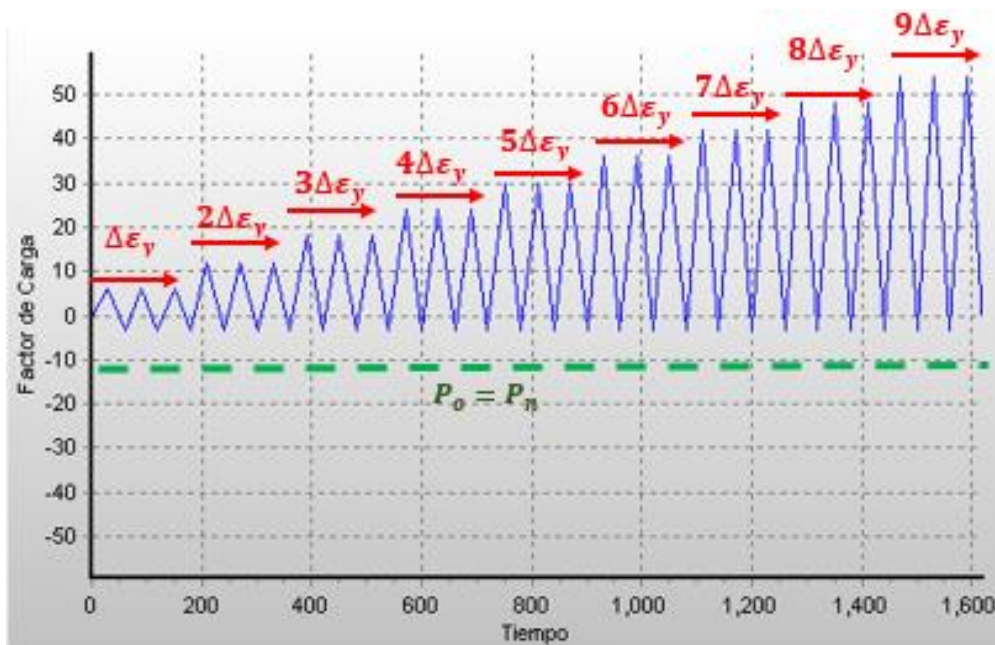


Figura 42: Típico protocolo de deformación (curva de historia en el tiempo)

3.2.3. CRITERIO DE DESEMPEÑO

Como lo señala Haro A. (2017), el criterio de desempeño que captura la presencia de inestabilidad por pandeo fuera del plano es el estado límite cuando se produce el aplastamiento del recubrimiento del hormigón en la zona pandeada, es por ello que dado los resultados de Haro A. (2017), el valor de este criterio se asume como -0.004 , es así que al momento en que el programa detecta dicho valor en las fibras del recubrimiento a lo largo de la región afectada, posterior de la carga a compresión aplicada el análisis se detendrá automáticamente.

3.2.4. PROCESAMIENTO DE RESULTADOS

Como se presenta en el capítulo siguiente los especímenes cuya relación de aspecto corresponde a $h/30$, con una geometría de 10cm de espesor y 20 cm de ancho, resultó ser un modelo inestable por lo que se descartó todos los prismas que tienen estas características; es decir, todos los especímenes de la Tabla 18.

Es importante señalar que a pesar de que si convergieron los modelos correspondientes a la relación $h/5$, estos se descartaron para el análisis ya que como lo muestra la Tabla 20 los valores obtenidos en SeismoStruct comparados con los resultantes del método HKC son significativamente menores, esto quiere decir que, el aplastamiento del concreto se presenta mucho antes de que ocurra el pandeo fuera del plano en el armado longitudinal, debido que al ser una sección bastante robusta (1.20mx 0.60m) el modo de falla regente se produce en el concreto.

Tabla 20:

Deformaciones unitarias por tensión obtenidas en SeismoStruct y HKC correspondientes a la relación $h/5$

RELACIÓN	L_o [cm]	b_w [cm]	rec [cm]	$\rho_{long.}$	f_y [kg/cm ²]	f'_c [kg/cm ²]	m [cm ²]	ξ_c [--]	HCK ϵ_{sm}	SeismoStruct $\overline{\epsilon_{sm}}$
h / 5	173.21	60	2	1.0%	4200	280	0.153	0.21896	0.17713	0.02194
h / 5	173.21	60	2	1.5%	4200	280	0.225	0.18614	0.15678	0.02888
h / 5	173.21	60	2	2.0%	4200	280	0.307	0.16005	0.14057	0.02783
h / 5	173.21	60	2	2.5%	4200	280	0.374	0.14405	0.13060	0.02864
h / 5	173.21	60	2	3.0%	4200	280	0.453	0.12901	0.12121	0.02294
h / 5	173.21	60	2	1.0%	4200	350	0.120	0.23987	0.18926	0.02473
h / 5	173.21	60	2	1.5%	4200	350	0.180	0.20525	0.16778	0.02646
h / 5	173.21	60	2	2.0%	4200	350	0.240	0.18064	0.15252	0.02590
h / 5	173.21	60	2	2.5%	4200	350	0.300	0.16190	0.14087	0.03330
h / 5	173.21	60	2	3.0%	4200	350	0.360	0.14700	0.13160	0.02556
h / 5	173.21	60	3	1.0%	4200	280	0.153	0.21896	0.17713	0.02767
h / 5	173.21	60	3	1.5%	4200	280	0.225	0.18614	0.15678	0.02216
h / 5	173.21	60	3	2.0%	4200	280	0.307	0.16005	0.14057	0.02170
h / 5	173.21	60	3	2.5%	4200	280	0.374	0.14405	0.13060	0.02216
h / 5	173.21	60	3	3.0%	4200	280	0.453	0.12901	0.12121	0.03146
h / 5	173.21	60	3	1.0%	4200	350	0.120	0.23987	0.18926	0.02400
h / 5	173.21	60	3	1.5%	4200	350	0.180	0.20525	0.16778	0.02237
h / 5	173.21	60	3	2.0%	4200	350	0.240	0.18064	0.15252	0.01762
h / 5	173.21	60	3	2.5%	4200	350	0.300	0.16190	0.14087	0.01655
h / 5	173.21	60	3	3.0%	4200	350	0.360	0.14700	0.13160	0.01507

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO

Se va a analizar el resultado de dos puntos de monitoreo ubicados en el tercer elemento en la parte superior del mismo, a fin de analizar el comportamiento de pandeo que como lo señala Haro et al. (2018) el pandeo fuera del plano se produce en el centro del EB. Dichos puntos de control corresponden a las varillas centrales del armado longitudinal, para una mejor comprensión se puede visualizar la Figura 43.

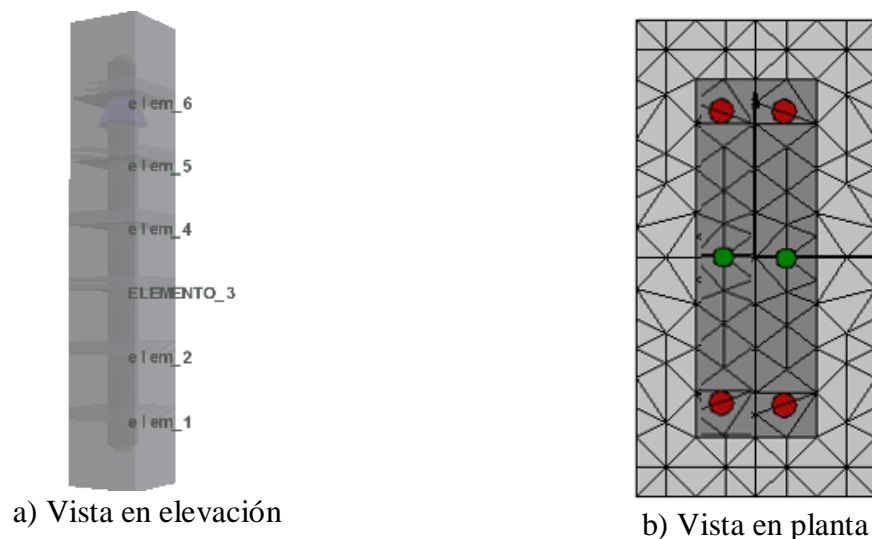


Figura 43: Puntos de análisis de cada EB

4.1. MATRIZ DE RESPUESTA ESTRUCTURAL DE LOS ESPECÍMENES

Se realizó un promedio entre las deformaciones unitarias por tensión obtenidas en los dos puntos de control analizados en SeismoStruct, adicionalmente se calculó las componentes del comportamiento histerético del acero mediante el método HKC basados en lo obtenido en los modelos computacionales y para la ϵ_{sm} de HKC, se agrupó $\epsilon_e + \epsilon_r$ ya que según su investigación ambas están en función de la deformación unitaria del acero, para luego calcular la variación entre lo modelado y el método propuesto por Haro et. al (2018). La síntesis de la matriz de respuesta estructural se encuentra en la Tabla 21, Tabla 22, Tabla 23 y Tabla 24.

Tabla 21:*Matriz de respuesta estructural de la relación h/10*

RELACIÓN	L_o [cm]	b_w [cm]	rec [cm]	$\rho_{long.}$	f_y [kg/cm ²]	f'_c [kg/cm ²]	m [cm ²]	ξ_c [-]	HCK			SeismoSt. $\bar{\epsilon}_{sm}$	$\Delta \%$	Componentes de ϵ_{sm} (SeismoStruct- HKC)				
									ϵ_a^*	$\bar{\epsilon}_e + \bar{\epsilon}_r$	ϵ_{sm}			ϵ_a^*	$\bar{\epsilon}_o$	$\bar{\epsilon}_e$	$\bar{\epsilon}_r$	$\bar{\epsilon}_e + \bar{\epsilon}_r$
h / 10	173.21	30	2	1.5%	4200	280	0.227	0.18548	0.02671	0.02073	0.04744	0.03920	17.4%	0.02671	0.035743	0.00345	0.00903	0.01249
h / 10	173.21	30	2	2.0%	4200	280	0.302	0.16146	0.02325	0.01965	0.04290	0.03687	14.1%	0.02325	0.033489	0.00338	0.01024	0.01362
h / 10	173.21	30	2	2.5%	4200	280	0.382	0.14232	0.02049	0.01875	0.03924	0.03508	10.6%	0.02049	0.03179	0.00329	0.01130	0.01459
h / 10	173.21	30	2	3.0%	4200	280	0.453	0.12901	0.01858	0.01810	0.03668	0.03409	7.1%	0.01858	0.030945	0.00314	0.01237	0.01551
h / 10	173.21	30	2	1.5%	4200	350	0.181	0.20459	0.02946	0.02073	0.05019	0.03879	22.7%	0.02946	0.035372	0.00342	0.00591	0.00933
h / 10	173.21	30	2	2.0%	4200	350	0.241	0.18019	0.02595	0.01965	0.04559	0.03625	20.5%	0.02595	0.032894	0.00335	0.00695	0.01030
h / 10	173.21	30	2	2.5%	4200	350	0.305	0.16044	0.02310	0.01875	0.04185	0.03427	18.1%	0.02310	0.030987	0.00329	0.00788	0.01117
h / 10	173.21	30	2	3.0%	4200	350	0.362	0.14652	0.02110	0.01810	0.03920	0.03304	15.7%	0.02110	0.029861	0.00318	0.00876	0.01194
h / 10	173.21	30	3	2.5%	4200	280	0.382	0.14232	0.02049	0.01875	0.03924	0.03186	18.8%	0.02049	0.028734	0.00312	0.00824	0.01136
h / 10	173.21	30	3	3.0%	4200	280	0.453	0.12901	0.01858	0.01810	0.03668	0.03049	16.9%	0.01858	0.027433	0.00306	0.00886	0.01191
h / 10	173.21	30	3	2.0%	4200	350	0.241	0.18019	0.02595	0.01965	0.04559	0.03319	27.2%	0.02595	0.030097	0.00309	0.00415	0.00724
h / 10	173.21	30	3	2.5%	4200	350	0.305	0.16044	0.02310	0.01875	0.04185	0.03022	27.8%	0.02310	0.027193	0.00302	0.00409	0.00711
h / 10	173.21	30	3	3.0%	4200	350	0.362	0.14652	0.02110	0.01810	0.03920	0.02807	28.4%	0.02110	0.025082	0.00299	0.00398	0.00697

Tabla 22:*Matriz de respuesta estructural de la relación h/15*

RELACIÓN	L_o [cm]	b_w [cm]	rec [cm]	$\rho_{long.}$	f_y [kg/cm ²]	f'_c [kg/cm ²]	m [cm ²]	ξ_c [-]	HCK			SeismoSt. $\bar{\epsilon}_{sm}$	$\Delta \%$	Componentes de ϵ_{sm} (SeismoStruct- HKC)				
									ϵ_a^*	$\bar{\epsilon}_e + \bar{\epsilon}_r$	ϵ_{sm}			ϵ_a^*	$\bar{\epsilon}_o$	$\bar{\epsilon}_e$	$\bar{\epsilon}_r$	$\bar{\epsilon}_e + \bar{\epsilon}_r$
h / 15	173.21	20	2	1.5%	4200	280	0.226	0.18568	0.01188	0.01541	0.02729	0.02486	8.9%	0.01188	0.021609	0.00325	0.00973	0.01298
h / 15	173.21	20	2	2.0%	4200	280	0.297	0.16277	0.01042	0.01437	0.02479	0.02306	7.0%	0.01042	0.020596	0.00247	0.01018	0.01264
h / 15	173.21	20	2	2.5%	4200	280	0.377	0.14331	0.00917	0.01346	0.02264	0.02107	6.9%	0.00917	0.018957	0.00211	0.00978	0.01189
h / 15	173.21	20	2	3.0%	4200	280	0.453	0.12901	0.00826	0.01277	0.02103	0.01952	7.2%	0.00826	0.017626	0.00190	0.00937	0.01127
h / 15	173.21	20	2	1.0%	4200	350	0.118	0.24142	0.01545	0.01704	0.03249	0.02932	9.7%	0.01545	0.024271	0.00505	0.00882	0.01387
h / 15	173.21	20	2	1.5%	4200	350	0.181	0.20479	0.01311	0.01541	0.02851	0.02650	7.1%	0.01311	0.022451	0.00405	0.00934	0.01339
h / 15	173.21	20	2	2.0%	4200	350	0.238	0.18153	0.01162	0.01437	0.02599	0.02435	6.3%	0.01162	0.021304	0.00304	0.00969	0.01273
h / 15	173.21	20	2	2.5%	4200	350	0.302	0.16146	0.01033	0.01346	0.02380	0.02238	6.0%	0.01033	0.019828	0.00255	0.00949	0.01204
h / 15	173.21	20	2	3.0%	4200	350	0.362	0.14652	0.00938	0.01277	0.02215	0.02072	6.4%	0.00938	0.01819	0.00253	0.00881	0.01134
h / 15	173.21	20	3	1.5%	4200	280	0.226	0.18568	0.01188	0.01541	0.02729	0.02144	21.4%	0.01188	0.019534	0.00190	0.00765	0.00955
h / 15	173.21	20	3	2.0%	4200	280	0.297	0.16277	0.01042	0.01437	0.02479	0.01919	22.6%	0.01042	0.017762	0.00143	0.00735	0.00877
h / 15	173.21	20	3	2.5%	4200	280	0.377	0.14331	0.00917	0.01346	0.02264	0.01701	24.8%	0.00917	0.015985	0.00103	0.00681	0.00784
h / 15	173.21	20	3	3.0%	4200	280	0.453	0.12901	0.00826	0.01277	0.02103	0.01568	25.4%	0.00826	0.014822	0.00086	0.00657	0.00742
h / 15	173.21	20	3	2.0%	4200	350	0.238	0.18153	0.01162	0.01437	0.02599	0.02080	20.0%	0.01162	0.0188	0.00200	0.00718	0.00918
h / 15	173.21	20	3	2.5%	4200	350	0.302	0.16146	0.01033	0.01346	0.02380	0.01873	21.3%	0.01033	0.017102	0.00163	0.00677	0.00840
h / 15	173.21	20	3	3.0%	4200	350	0.362	0.14652	0.00938	0.01277	0.02215	0.01734	21.7%	0.00938	0.016324	0.00102	0.00695	0.00797

Tabla 23:
Matriz de respuesta estructural de la relación h/20

RELACIÓN	L_o [cm]	b_w [cm]	rec [cm]	$\rho_{long.}$	f_y [kg/cm ²]	f'_c [kg/cm ²]	m [cm ²]	ξ_c [-]	HCK			SeismoSt. $\overline{\epsilon}_{sm}$	Δ %	Componentes de ϵ_{sm} (SeismoStruct- HKC)				
									ϵ_a^*	$\overline{\epsilon}_e + \overline{\epsilon}_r$	ϵ_{sm}			ϵ_a^*	$\overline{\epsilon}_o$	$\overline{\epsilon}_e$	$\overline{\epsilon}_r$	$\overline{\epsilon}_e + \overline{\epsilon}_r$
h / 20	173.21	15	2	1.0%	4200	280	0.157	0.21694	0.00781	0.01492	0.02273	0.02068	9.0%	0.00781	0.016855	0.00383	0.00905	0.01287
h / 20	173.21	15	2	1.5%	4200	280	0.226	0.18568	0.00668	0.01354	0.02022	0.01809	10.5%	0.00668	0.014348	0.00374	0.00766	0.01141
h / 20	173.21	15	2	2.0%	4200	280	0.302	0.16146	0.00581	0.01245	0.01826	0.01620	11.3%	0.00581	0.012613	0.00359	0.00680	0.01039
h / 20	173.21	15	2	2.5%	4200	280	0.377	0.14331	0.00516	0.01160	0.01676	0.01482	11.6%	0.00516	0.011514	0.00330	0.00635	0.00966
h / 20	173.21	15	2	3.0%	4200	280	0.453	0.12901	0.00464	0.01090	0.01555	0.01354	12.9%	0.00464	0.010543	0.00300	0.00590	0.00890
h / 20	173.21	15	2	1.0%	4200	350	0.126	0.23597	0.00849	0.01492	0.02342	0.02179	7.0%	0.00849	0.017824	0.00396	0.00933	0.01329
h / 20	173.21	15	2	1.5%	4200	350	0.181	0.20479	0.00737	0.01354	0.02091	0.01914	8.5%	0.00737	0.015301	0.00384	0.00793	0.01177
h / 20	173.21	15	2	2.0%	4200	350	0.241	0.18019	0.00649	0.01245	0.01893	0.01717	9.3%	0.00649	0.013474	0.00370	0.00699	0.01069
h / 20	173.21	15	2	2.5%	4200	350	0.302	0.16146	0.00581	0.01160	0.01741	0.01563	10.2%	0.00581	0.012092	0.00354	0.00628	0.00982
h / 20	173.21	15	2	3.0%	4200	350	0.362	0.14652	0.00527	0.01090	0.01618	0.01432	11.5%	0.00527	0.011154	0.00317	0.00588	0.00905
h / 20	173.21	15	3	1.0%	4200	280	0.157	0.21694	0.00781	0.01492	0.02273	0.01903	16.3%	0.00781	0.015559	0.00347	0.00775	0.01122
h / 20	173.21	15	3	1.5%	4200	280	0.226	0.18568	0.00668	0.01354	0.02022	0.01657	18.1%	0.00668	0.013309	0.00326	0.00662	0.00988
h / 20	173.21	15	3	2.0%	4200	280	0.302	0.16146	0.00581	0.01245	0.01826	0.01468	19.6%	0.00581	0.011667	0.00301	0.00585	0.00887
h / 20	173.21	15	3	2.5%	4200	280	0.377	0.14331	0.00516	0.01160	0.01676	0.01331	20.5%	0.00516	0.010443	0.00287	0.00528	0.00816
h / 20	173.21	15	3	3.0%	4200	280	0.453	0.12901	0.00464	0.01090	0.01555	0.01236	20.5%	0.00464	0.009568	0.00279	0.00492	0.00771
h / 20	173.21	15	3	1.0%	4200	350	0.126	0.23597	0.00849	0.01492	0.02342	0.01993	14.9%	0.00849	0.016117	0.00381	0.00762	0.01144
h / 20	173.21	15	3	1.5%	4200	350	0.181	0.20479	0.00737	0.01354	0.02091	0.01744	16.6%	0.00737	0.013724	0.00371	0.00635	0.01007
h / 20	173.21	15	3	2.0%	4200	350	0.241	0.18019	0.00649	0.01245	0.01893	0.01549	18.2%	0.00649	0.012081	0.00341	0.00559	0.00900
h / 20	173.21	15	3	2.5%	4200	350	0.302	0.16146	0.00581	0.01160	0.01741	0.01412	18.9%	0.00581	0.010883	0.00324	0.00507	0.00831
h / 20	173.21	15	3	3.0%	4200	350	0.362	0.14652	0.00527	0.01090	0.01618	0.01313	18.9%	0.00527	0.010151	0.00298	0.00488	0.00785

Tabla 24:
Matriz de respuesta estructural de la relación h/25

RELACIÓN	L_o [cm]	b_w [cm]	rec [cm]	$\rho_{long.}$	f_y [kg/cm ²]	f'_c [kg/cm ²]	m [cm ²]	ξ_c [-]	HCK			SeismoSt. $\overline{\epsilon}_{sm}$	Δ %	Componentes de ϵ_{sm} (SeismoStruct- HKC)				
									ϵ_a^*	$\overline{\epsilon}_e + \overline{\epsilon}_r$	ϵ_{sm}			ϵ_a^*	$\overline{\epsilon}_o$	$\overline{\epsilon}_e$	$\overline{\epsilon}_r$	$\overline{\epsilon}_e + \overline{\epsilon}_r$
h / 25	173.21	12	2	1.0%	4200	280	0.157	0.21694	0.00500	0.01406	0.01906	0.01563	18.0%	0.00500	0.011671	0.00396	0.00667	0.01063
h / 25	173.21	12	2	1.6%	4200	280	0.245	0.17874	0.00412	0.01236	0.01648	0.01328	19.4%	0.00412	0.00983	0.00345	0.00571	0.00916
h / 25	173.21	12	2	2.1%	4200	280	0.321	0.15640	0.00360	0.01135	0.01495	0.01177	21.3%	0.00360	0.008482	0.00329	0.00488	0.00816
h / 25	173.21	12	2	2.5%	4200	280	0.380	0.14276	0.00329	0.01071	0.01400	0.01082	22.7%	0.00329	0.007664	0.00316	0.00438	0.00754
h / 25	173.21	12	2	3.0%	4200	280	0.453	0.12901	0.00297	0.01004	0.01301	0.00990	23.9%	0.00297	0.007046	0.00285	0.00407	0.00693
h / 25	173.21	12	2	1.0%	4200	350	0.126	0.23597	0.00544	0.01406	0.01950	0.01673	14.2%	0.00544	0.01327	0.00346	0.00783	0.01129
h / 25	173.21	12	2	1.6%	4200	350	0.188	0.20129	0.00464	0.01252	0.01716	0.01440	16.1%	0.00464	0.011421	0.00297	0.00678	0.00976
h / 25	173.21	12	2	2.1%	4200	350	0.254	0.17586	0.00405	0.01139	0.01544	0.01257	18.6%	0.00405	0.009782	0.00279	0.00573	0.00852
h / 25	173.21	12	2	2.5%	4200	350	0.304	0.16089	0.00371	0.01071	0.01441	0.01146	20.5%	0.00371	0.008867	0.00259	0.00516	0.00775
h / 25	173.21	12	2	3.0%	4200	350	0.362	0.14652	0.00338	0.01004	0.01341	0.01053	21.5%	0.00338	0.007922	0.00260	0.00455	0.00715
h / 25	173.21	12	3	1.0%	4200	280	0.157	0.21694	0.00500	0.01406	0.01906	0.01185	37.8%	0.00500	0.009555	0.00230	0.00456	0.00685
h / 25	173.21	12	3	1.6%	4200	280	0.236	0.18221	0.00420	0.01252	0.01672	0.00995	40.5%	0.00420	0.007951	0.00200	0.00375	0.00576
h / 25	173.21	12	3	2.1%	4200	280	0.317	0.15724	0.00362	0.01139	0.01501	0.00862	42.6%	0.00362	0.006922	0.00170	0.00330	0.00500
h / 25	173.21	12	3	2.5%	4200	280	0.380	0.14276	0.00329	0.01071	0.01400	0.00786	43.8%	0.00329	0.006349	0.00152	0.00306	0.00458
h / 25	173.21	12	3	1.6%	4200	350	0.196	0.19778	0.00456	0.01236	0.01692	0.01212	28.4%	0.00456	0.009435	0.00269	0.00488	0.00757
h / 25	173.21	12	3	2.1%	4200	350	0.254	0.17586	0.00405	0.01139	0.01544	0.01037	32.8%	0.00405	0.007966	0.00241	0.00391	0.00632
h / 25	173.21	12	3	2.5%	4200	350	0.304	0.16089	0.00371	0.01071	0.01441	0.00957	33.6%	0.00371	0.007256	0.00231	0.00355	0.00586

Como se puede observar en las tablas anteriores varios especímenes se han omitido, esto se debe a que el comportamiento que definió el modo de falla se atribuye al aplastamiento del concreto y no al pandeo de las varillas, tal cual como sucedió con los modelos de relación $h/5$.

Para el cálculo de cada componente (ε_e y ε_r) aplicando el método HKC a lo obtenido en SeismoStruct, a $\varepsilon_e = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_o$, donde ε_o es la deformación correspondiente al último ciclo de esfuerzo-deformación, donde el esfuerzo es igual acero (Haro et. al ,2018).

4.2. FUNCIONES DE TENDENCIA PARA LA DEFORMACIÓN MÁXIMA UNITARIA

A fin de observar la tendencia que siguen las deformaciones máximas unitarias por tensión se graficó a partir de los datos de las matrices de respuesta estructural como se muestra en la Figura 44, Figura 45, Figura 46 y Figura 47. Las líneas punteadas corresponden al método HKC, mientras que las líneas continuas son la respuesta de SeismoStruct.

Como el método HKC no considera el recubrimiento en su fórmula solo se obtuvieron dos curvas para este.

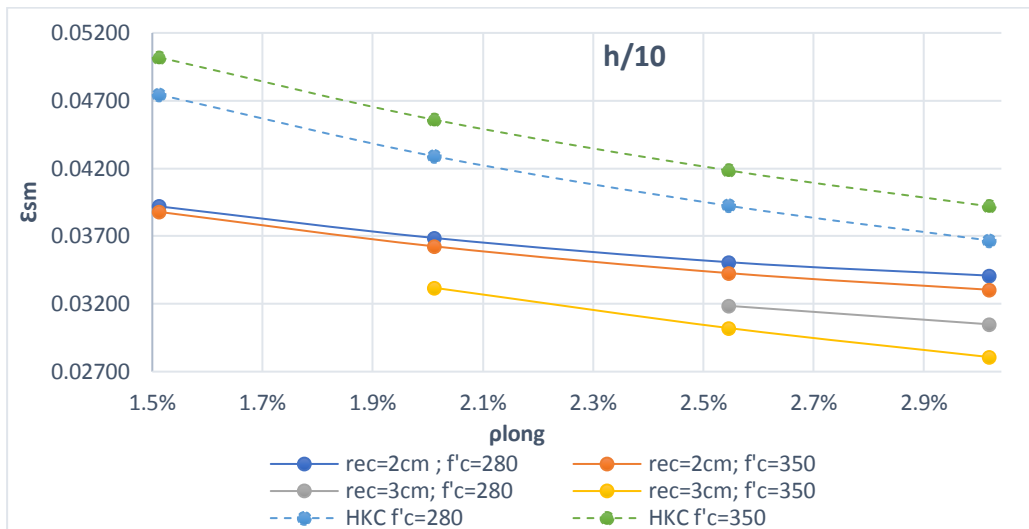


Figura 44: Gráfica de tendencia de ε_{sm} correspondiente a la relación h/10

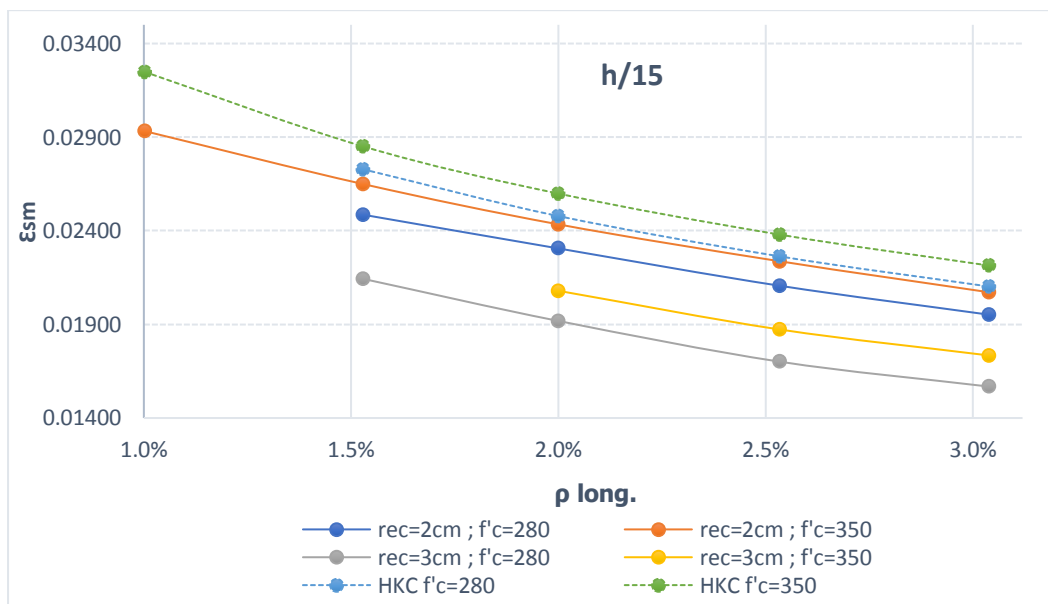


Figura 45: Gráfica de tendencia de ε_{sm} correspondiente a la relación h/15

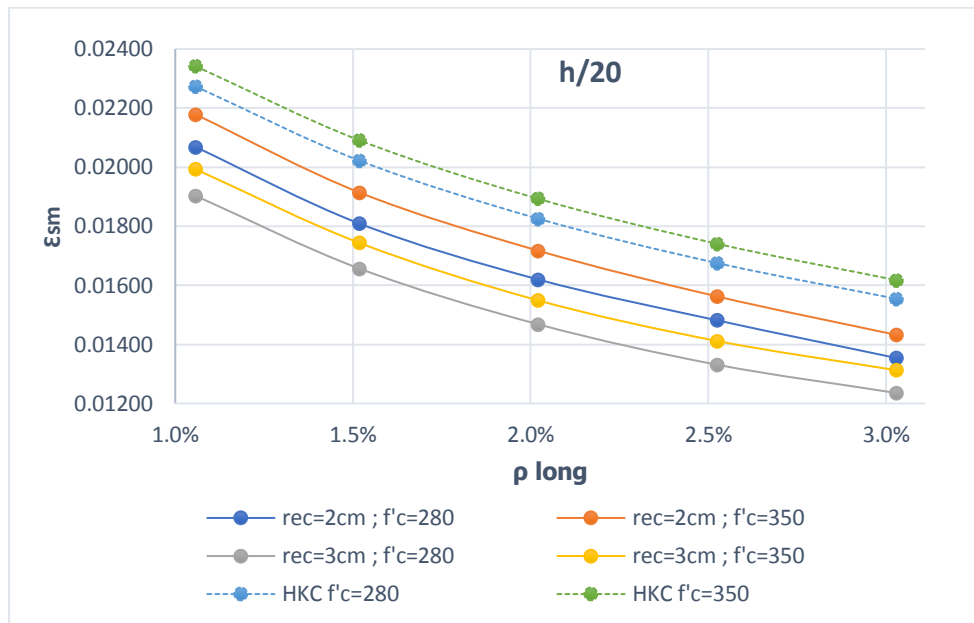


Figura 46: Gráfica de tendencia de ε_{sm} correspondiente a la relación h/20

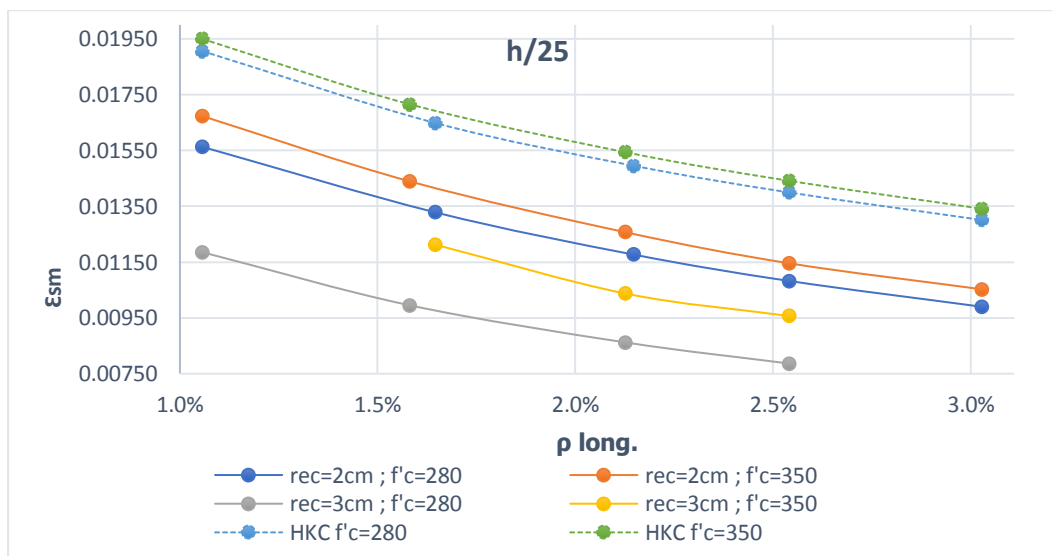


Figura 47: Gráfica de tendencia de ε_{sm} correspondiente a la relación h/25

Como lo muestran las gráficas anteriores las curvas de la deformación máxima unitaria por tensión vs. la cuantía de acero longitudinal obtenidos a partir de SeismoStruct siguen la misma tendencia de la ecuación propuesta por Haro et. al (2018), sin embargo, la variación en el eje de

las ordenadas es significativa, como también se puede apreciar numéricamente en la Tabla 21, Tabla 22, Tabla 23 y Tabla 24. En cuanto al efecto de la variable $f'c$ del hormigón en la ε_{sm} , sigue el mismo comportamiento que el método HKC, es decir, que experimenta mayor deformación cuando la resistencia a compresión del concreto aumenta.

Al seguir la misma tendencia en la función del método HKC, se mantendrá los términos de esta ecuación, pero se incluirán otros aspectos para la formulación de un ajuste de dicha función que defina el comportamiento de pandeo fuera del plano, como lo es la variación en el recubrimiento, que como se puede observar en las gráficas y tablas al incrementa el recubrimiento la ε_{sm} decrece, este aspecto se estudiará en el siguiente capítulo.

Adicionalmente se puede notar que entre la Figura 44 y la Figura 45, Figura 46, Figura 47, existe una diferencia ya que la primera exhibe mayor ε_{sm} cuando el $f'c$ es menor, esto se puede justificar, notando que al ser una relación de $h/10$ con dimensiones de 60cmx30cm, constituye una sección robusta, adicionalmente, cuando la cuantía correspondiente al 1% de armado longitudinal todos prismas fallaron por aplastamiento del concreto, esto se debe a que cuando la resistencia a la compresión es menor, el acero contribuye mayormente en el pandeo inelástico, por lo que experimenta mayor deformación máxima unitaria por tensión.

Tomando en cuenta dicha respuesta se descartarían aquellos prismas en el cual el modo de falla principal se le atribuye al aplastamiento del concreto y no al pandeo fuera del plano, esto incluiría a la relación $h/10$.

En cuanto al parámetro de la relación de aspecto $Ar = b_w/l_o$ sigue el comportamiento estudiado por Haro A. (2017), en cual las deformaciones unitarias máximas por tensión

aumentan cuando la relación alto-espesor merma, tal como se muestra en la Figura 48, Figura 49, Figura 50 y Figura 51. Cabe mencionar que se aislaron en diferentes gráficas la variación del recubrimiento y la resistencia del hormigón para que se puede visualizar mejor el efecto de A_r , bajo las mismas condiciones, demostrando una vez más que la tendencia del método HKC sigue la misma configuración a lo obtenido en los modelos computacionales.

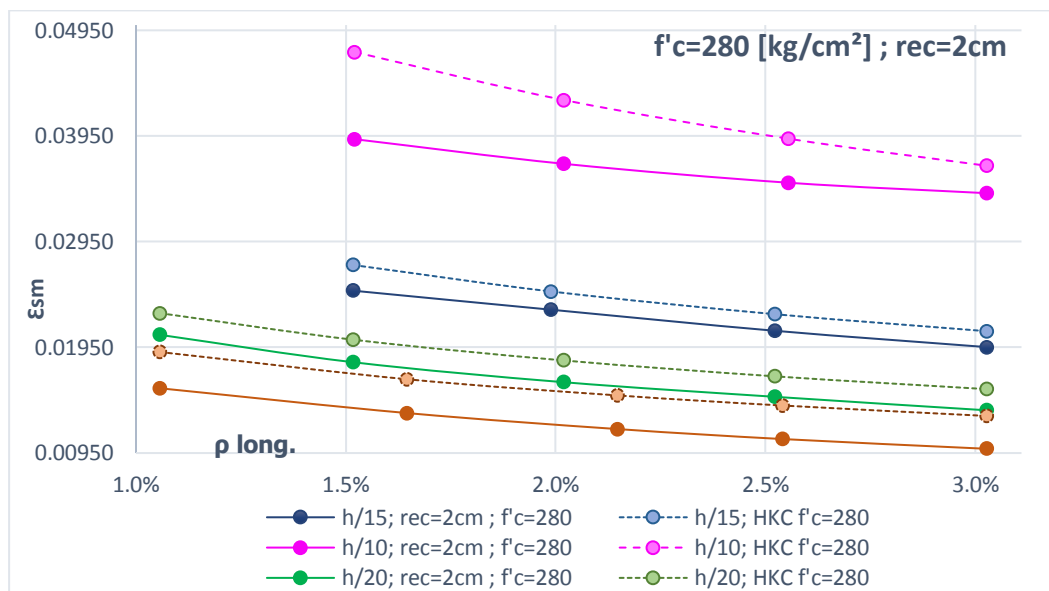


Figura 48: Gráfica ϵ_{sm} vs. Cuantía de armado longitudinal, para diferentes relaciones de aspecto, pero conservando el mismo $f'c = 280[kg/cm^2]$ y recubrimiento=2cm

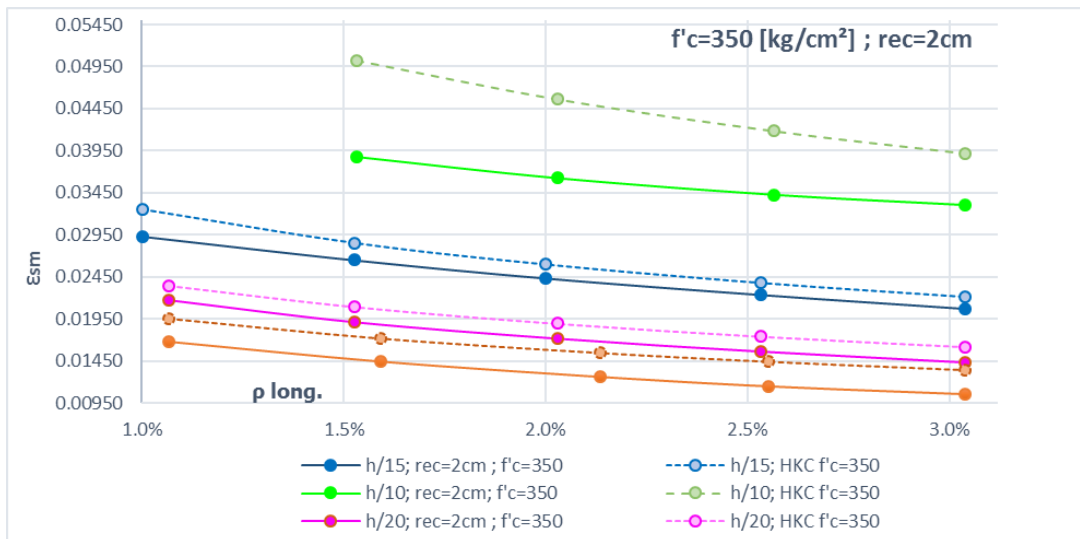


Figura 49: Gráfica ε_{sm} vs. Cuantía de armado longitudinal, para diferentes relaciones de aspecto, pero conservando el mismo $f'c = 350[kg/cm^2]$ y recubrimiento=2cm

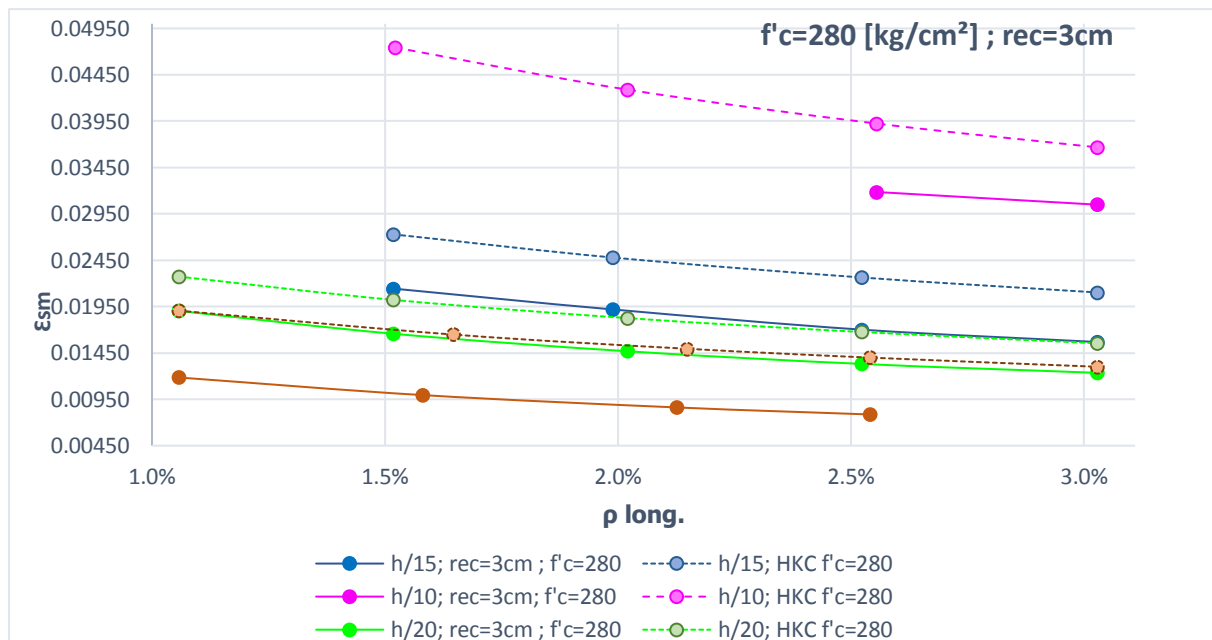


Figura 50: Gráfica ε_{sm} vs. Cuantía de armado longitudinal, para diferentes relaciones de aspecto, pero conservando el mismo $f'c = 280[kg/cm^2]$ y recubrimiento=3cm

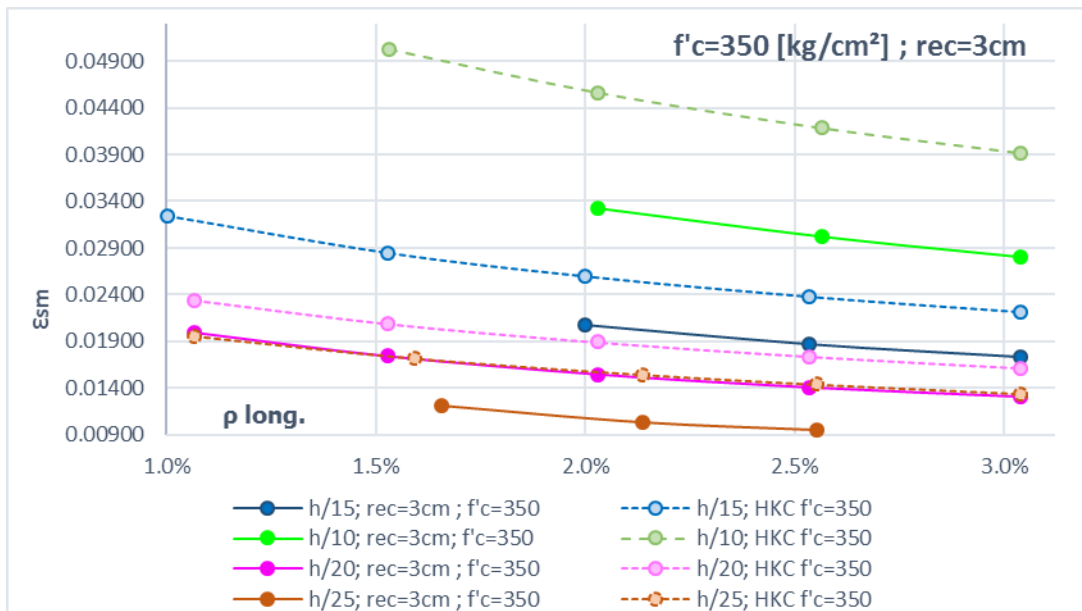


Figura 51: Gráfica ϵ_{sm} vs. Cuantía de armado longitudinal, para diferentes relaciones de aspecto, pero conservando el mismo $f'c = 350[kg/cm^2]$ y recubrimiento=3cm

Siguiendo lo estudiado por Haro et. al (2018), conforme se incrementa la cuantía de acero longitudinal, la deformación máxima unitaria por tensión disminuye, lo que implica una menor capacidad de deformación, debido a que se vuelve un elemento más frágil.

Adicionalmente se puede notar que entre la Figura 48, y la Figura 49, Figura 50, Figura 51, existe una diferencia ya que la primera exhibe mayor ϵ_{sm} cuando el $f'c$.

CAPÍTULO 5: MODELO PREDICTIVO PARA CONTROLAR EL PANDEO INELÁSTICO

5.1. SELECCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO MÁS APROPIADOS PARA ECUADOR

Como ya se mencionó las variables que se consideraron para este estudio fueron la relación de aspecto alto-espesor, el recubrimiento, la resistencia a compresión del concreto y la cuantía de armado longitudinal, sin embargo, en la ec. (12) toma en cuenta dichas variables a excepción del recubrimiento, mismo que como se observó en las gráficas y tablas del apartado 4.2 del presente estudio, este parámetro es determinante en la predicción de la ε_{sm} .

El recubrimiento es un aspecto importante ya que como lo señala la NEC-15 en el capítulo de HA, el recubrimiento no solo provee de protección ante la corrosión del acero y cualquier agente externo que amenace la integridad de las varillas de acero, sino también contribuye al incremento en la capacidad de carga, lo que se traduce a un mejor desempeño en el esfuerzo y deformaciones unitarias durante el pandeo inelástico como lo demuestran Korentz & Kucharczyk (2017).

Se han aislado las componentes ε_a^* y $\varepsilon_e + \varepsilon_r$ a fin de analizar mejor su tendencia, y visualizar cómo el espesor en el recubrimiento repercute. Ver Figura 52, Figura 53 y Figura 54.

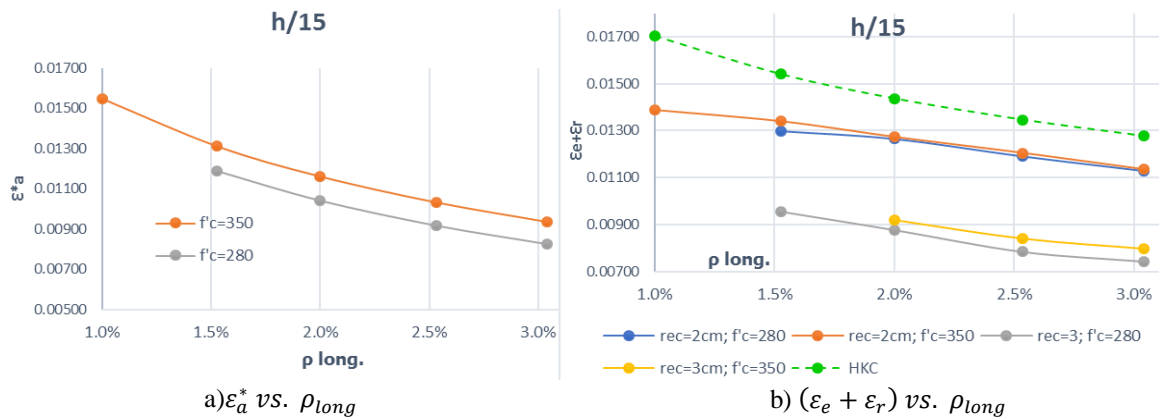


Figura 52: Componentes de ε_{sm} correspondientes a la relación $h/15$

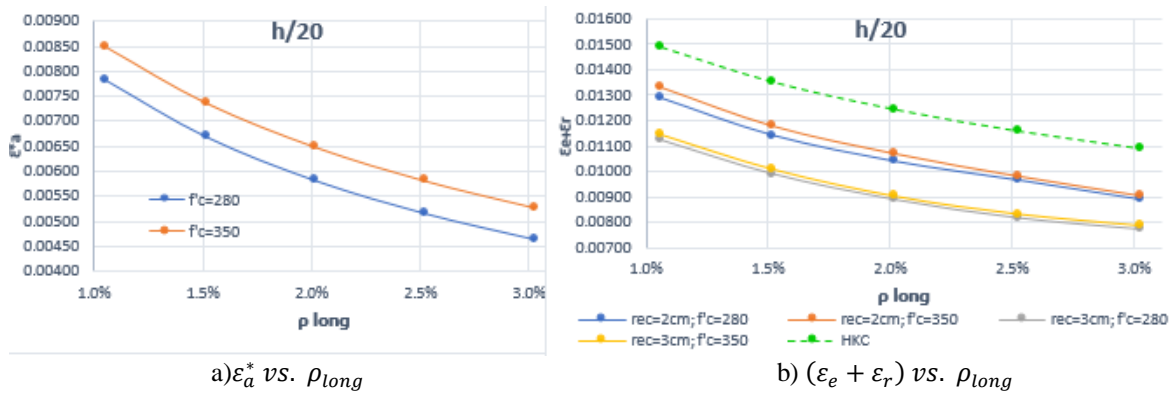


Figura 53: Componentes de ε_{sm} correspondientes a la relación $h/20$

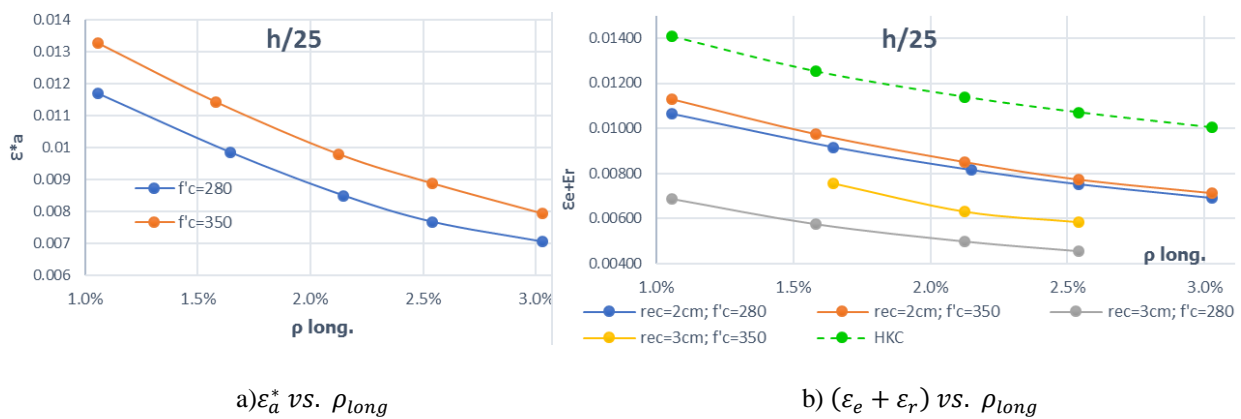


Figura 54: Componentes de ε_{sm} correspondientes a la relación $h/25$

Todas las gráficas que corresponden a la componente ε_a^* en la parte a) de la Figura 52, Figura 53 y Figura 54, son las mismas tanto para el recubrimiento de 2 como de 3 cm, capturando la diferencia en las deformaciones debido a la variación de $f'c$, mientras que, en el literal b) las componentes $\varepsilon_e + \varepsilon_r$ se diferencia su valor entre los recubrimientos, sin embargo, cuando se desea comparar con el método HKC solo se tiene una opción, a diferencia de la otra componente (ε_a^*), ya que en esta parte de la ecuación (12) no incluye el $f'c$, miso que se encuentra implícito en ξ_c , que se calcula a partir de la relación e refuerzo mecánico (m).

Dicha variación debido a $f'c$ es compensada al final del cálculo de ε_{sm} , al adicionar ε_a^* misma que marca una diferencia notable cuando es calculada con diferentes resistencias a compresión del concreto. Por lo cual se ha decidido incluir la variable recubrimiento en $\varepsilon_e + \varepsilon_r$.

5.2. VALIDACIÓN Y CALIBRACIÓN DEL MODELO HKC

Una vez analizado el impacto del recubrimiento, se puede plantear una función polinomial a través de una regresión lineal de los puntos, siguiendo la configuración plateada en la ec. (21) dónde los rangos para los coeficientes $p00$, $p10$ y $p01$ tienen una confianza del 95%

$$f(x, y) = p00 + p10 \left(\frac{bw - rec}{L_o} \right)^2 + Ln(\rho_b) \quad (22)$$

La ec. (21) constituye la suma de las componentes $\varepsilon_e + \varepsilon_r$ normalizadas, es decir divididas para la deformación unitaria de cedencia (ε_y) porque como lo señala Haro A. (2017) en su estudio estas dependen del ε_y del acero. Los coeficientes y límites para las relaciones $h/15$, $h/20$, $h/25$ con $f'c = 280[kg/cm^2]$ y $f'c = 350[kg/cm^2]$ se presentan en la Tabla 25

Tabla 25:
Coeficientes de ajuste para $\varepsilon_e + \varepsilon_r$ normalizada

$f'c= 280 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$						
Coeficientes	hs/15		hs/20		hs/25	
	$(\varepsilon_e + \varepsilon_r)/\varepsilon_y$	Límites de confianza	$(\varepsilon_e + \varepsilon_r)/\varepsilon_y$	Límites de confianza	$(\varepsilon_e + \varepsilon_r)/\varepsilon_y$	Límites de confianza
p00	-16.41	(-18.23, -14.59)	-6.845	(-7.538, -6.152)	-11.11	(-12.47, -9.746)
p10	1583	(1448, 1717)	922.2	(819.1, 1025)	2770	(2490, 3049)
p01	-1.415	(-1.726, -1.104)	-1.764	(-1.875, -1.654)	-1.576	(-1.808, -1.344)
$f'c= 350 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$						
Coeficientes	hs/15		hs/20		hs/25	
	$(\varepsilon_e + \varepsilon_r)/\varepsilon_y$	Límites de confianza	$(\varepsilon_e + \varepsilon_r)/\varepsilon_y$	Límites de confianza	$(\varepsilon_e + \varepsilon_r)/\varepsilon_y$	Límites de confianza
p00	-14.05	(-15.94, -12.15)	-7.449	(-8.361, -6.538)	-9.008	(-9.679, -8.337)
p10	1462	(1270, 1654)	993.8	(858.1, 1129)	1703	(1554, 1852)
p01	-1.153	(-1.466, -0.8413)	-1.851	(-1.995, -1.706)	-1.984	(-2.121, -1.847)

Para un mejor visualización de los puntos se puede observar la Figura 55 donde se encuentran

la influencia de los parámetros $\left(\frac{bw-rec}{L_o}\right)^2$, $Ln(\rho_b)$ en $(\varepsilon_e + \varepsilon_r)/\varepsilon_y$.

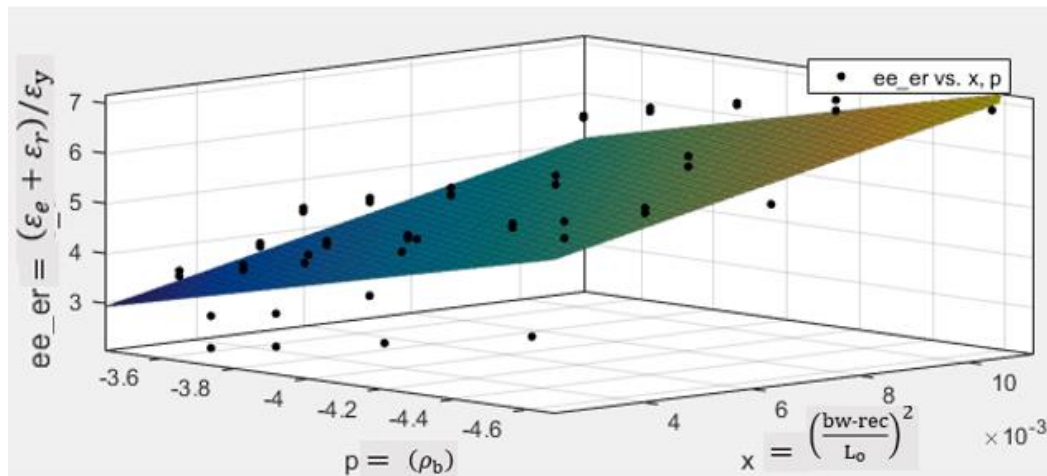


Figura 55: Gráfica de $(\varepsilon_e + \varepsilon_r)/\varepsilon_y$ en función de $\left(\frac{bw-rec}{L_o}\right)^2$ y $Ln(\rho_b)$

Mediante los coeficientes y límites de la Tabla 25 se puede extrapolar o interpolar la ec. (21) a fin de obtener una ecuación que se ajuste a los resultados obtenidos es SeismoStruct (SS) es así que, para las componentes $(\varepsilon_e + \varepsilon_r)/\varepsilon_y$ se obtuvo la ec. (21).

$$f(x, y) = -1.56 + 124 \left(\frac{bw - rec}{L_o} \right)^2 + 1.12(\rho_b) \quad (23)$$

A fin de verificar la proximidad de estas componentes se calculó la deformación unitaria máxima por tensión de todos los modelos computacionales que se emplearon para la determinación de la función en comparación con el método HKC, como se presenta en la Tabla

26

Tabla 26:
Calibración del modelo HKC

Relación	Geometría			Cuantía longitudinal	Propiedades Mecánicas		ε _m			ε _m /ε _y			Variación	
	Lo	bw	rec	ρ	f _y	f _c	SS	HKC	Nuevo	SS	HKC	Nuevo	HKC	Nuevo
h / 15	173.21	20	2	1.5%	4200	280	0.0249	0.0204	0.0208	12.43	10.22	10.42	17.8%	16.2%
h / 15	173.21	20	2	2.0%	4200	280	0.0231	0.0184	0.0188	11.53	9.20	9.38	20.2%	18.6%
h / 15	173.21	20	2	2.5%	4200	280	0.0211	0.0167	0.0170	10.53	8.33	8.49	21.0%	19.4%
h / 15	173.21	20	2	3.0%	4200	280	0.0195	0.0154	0.0157	9.76	7.68	7.83	21.4%	19.8%
h / 15	173.21	20	2	1.5%	4200	350	0.0265	0.0217	0.0221	13.25	10.83	11.03	18.2%	16.8%
h / 15	173.21	20	2	2.0%	4200	350	0.0243	0.0196	0.0200	12.17	9.80	9.98	19.5%	18.0%
h / 15	173.21	20	2	2.5%	4200	350	0.0224	0.0178	0.0181	11.19	8.91	9.07	20.4%	18.9%
h / 15	173.21	20	2	3.0%	4200	350	0.0207	0.0165	0.0168	10.36	8.24	8.39	20.5%	19.0%
h / 15	173.21	20	3	1.5%	4200	280	0.0214	0.0204	0.0205	10.72	10.22	10.27	4.6%	4.1%
h / 15	173.21	20	3	2.0%	4200	280	0.0192	0.0184	0.0185	9.59	9.20	9.24	4.1%	3.7%
h / 15	173.21	20	3	2.5%	4200	280	0.0170	0.0167	0.0167	8.51	8.33	8.35	2.1%	1.9%
h / 15	173.21	20	3	3.0%	4200	280	0.0157	0.0154	0.0154	7.84	7.68	7.68	2.1%	2.0%
h / 15	173.21	20	3	2.0%	4200	350	0.0208	0.0196	0.0197	10.40	9.80	9.84	5.7%	5.4%
h / 15	173.21	20	3	2.5%	4200	350	0.0187	0.0178	0.0179	9.37	8.91	8.93	4.9%	4.7%
h / 15	173.21	20	3	3.0%	4200	350	0.0173	0.0165	0.0165	8.67	8.24	8.24	5.0%	4.9%
h / 20	173.21	15	2	1.0%	4200	280	0.0207	0.0161	0.0163	10.34	8.05	8.15	22.2%	21.2%
h / 20	173.21	15	2	1.5%	4200	280	0.0181	0.0142	0.0144	9.05	7.10	7.18	21.5%	20.6%
h / 20	173.21	15	2	2.0%	4200	280	0.0162	0.0127	0.0128	8.10	6.36	6.42	21.4%	20.7%
h / 20	173.21	15	2	2.5%	4200	280	0.0148	0.0116	0.0117	7.41	5.80	5.84	21.7%	21.1%
h / 20	173.21	15	2	3.0%	4200	280	0.0135	0.0107	0.0108	6.77	5.35	5.38	21.0%	20.5%
h / 20	173.21	15	2	1.0%	4200	350	0.0218	0.0168	0.0170	10.89	8.39	8.49	22.9%	22.0%
h / 20	173.21	15	2	1.5%	4200	350	0.0191	0.0149	0.0150	9.57	7.45	7.52	22.2%	21.4%
h / 20	173.21	15	2	2.0%	4200	350	0.0172	0.0134	0.0135	8.59	6.70	6.76	22.0%	21.3%
h / 20	173.21	15	2	2.5%	4200	350	0.0156	0.0123	0.0123	7.81	6.13	6.17	21.6%	21.0%
h / 20	173.21	15	2	3.0%	4200	350	0.0143	0.0113	0.0114	7.16	5.67	5.70	20.9%	20.5%
h / 20	173.21	15	3	1.0%	4200	280	0.0190	0.0161	0.0161	9.52	8.05	8.05	15.4%	15.4%
h / 20	173.21	15	3	1.5%	4200	280	0.0166	0.0142	0.0142	8.28	7.10	7.08	14.3%	14.6%
h / 20	173.21	15	3	2.0%	4200	280	0.0147	0.0127	0.0126	7.34	6.36	6.32	13.3%	13.9%
h / 20	173.21	15	3	2.5%	4200	280	0.0133	0.0116	0.0115	6.66	5.80	5.74	12.9%	13.8%
h / 20	173.21	15	3	3.0%	4200	280	0.0124	0.0107	0.0106	6.18	5.35	5.28	13.4%	14.6%
h / 20	173.21	15	3	1.0%	4200	350	0.0199	0.0168	0.0168	9.97	8.39	8.39	15.8%	15.8%
h / 20	173.21	15	3	1.5%	4200	350	0.0174	0.0149	0.0148	8.72	7.45	7.42	14.6%	14.9%
h / 20	173.21	15	3	2.0%	4200	350	0.0155	0.0134	0.0133	7.75	6.70	6.65	13.5%	14.1%
h / 20	173.21	15	3	2.5%	4200	350	0.0141	0.0123	0.0121	7.06	6.13	6.07	13.2%	14.1%
h / 20	173.21	15	3	3.0%	4200	350	0.0131	0.0113	0.0112	6.56	5.67	5.59	13.7%	14.8%
h / 25	173.21	12	2	1.0%	4200	280	0.0156	0.0128	0.0129	7.81	6.40	6.46	18.0%	17.3%
h / 25	173.21	12	2	1.6%	4200	280	0.0133	0.0110	0.0110	6.64	5.49	5.52	17.3%	16.9%
h / 25	173.21	12	2	2.1%	4200	280	0.0118	0.0099	0.0099	5.88	4.95	4.96	15.8%	15.7%
h / 25	173.21	12	2	2.5%	4200	280	0.0108	0.0092	0.0092	5.41	4.62	4.62	14.7%	14.7%
h / 25	173.21	12	2	3.0%	4200	280	0.0099	0.0085	0.0085	4.95	4.27	4.26	13.6%	13.9%
h / 25	173.21	12	2	1.0%	4200	350	0.0167	0.0132	0.0134	8.37	6.62	6.68	20.8%	20.2%
h / 25	173.21	12	2	1.6%	4200	350	0.0144	0.0116	0.0116	7.20	5.80	5.82	19.5%	19.1%
h / 25	173.21	12	2	2.1%	4200	350	0.0126	0.0104	0.0104	6.29	5.19	5.20	17.5%	17.3%
h / 25	173.21	12	2	2.5%	4200	350	0.0115	0.0097	0.0096	5.73	4.83	4.82	15.7%	15.8%
h / 25	173.21	12	2	3.0%	4200	350	0.0105	0.0090	0.0089	5.26	4.48	4.46	14.9%	15.2%
h / 25	173.21	12	3	1.6%	4200	350	0.0121	0.0114	0.0113	6.06	5.71	5.66	5.7%	6.6%
h / 25	173.21	12	3	2.1%	4200	350	0.0104	0.0104	0.0102	5.19	5.19	5.12	0.0%	1.3%
h / 25	173.21	12	3	2.5%	4200	350	0.0096	0.0097	0.0095	4.78	4.83	4.75	0.9%	0.8%

5.3. VALIDACIÓN DE LAS FUNCIONES DE AJUSTE EN BASE A ESTUDIOS

EXPERIMENTALES PREVIOS

A pesar de que los valores obtenidos por el método HKC y el Nuevo son cercanos, se puede observar una diferenciación cuando se comprueban con ensayos experimentales en elementos de borde las ecuaciones (24) y (25) respectivamente, como se muestra en la Tabla 27.

$$\varepsilon_{sm} \leq \frac{24}{5} \left(\frac{b_w}{L_o} \right)^2 * \xi_c + \frac{5}{9} \left[-2.4 + 160 \left(\frac{b_w}{L_o} \right)^2 - 1.9 \ln(\rho_{lbe}) \right] \varepsilon_y \quad (24)$$

$$\varepsilon_{sm} \leq \frac{24}{5} \left(\frac{b_w}{L_o} \right)^2 * \xi_c + \left[-1.56 + 124 \left(\frac{b_w - rec}{L_o} \right)^2 - 1.12 \ln(\rho_{lbe}) \right] \varepsilon_y \quad (25)$$

Tabla 27:

Calibración experimental

Ensayo	# de espécimen	Propiedades del Material			Sección transversal		Recubrimiento	Altura		ε _{sm}			Variación [%]	
		f _c [kg/cm ²]	ξ _y	f _y [kg/cm ²]	b _w [cm]	alto [cm]		h _s [cm]	ρ [%]	Experimental	HKC	Nuevo	HKC	Nuevo
(Goodsir,1985)	4	241	0.0016	2900	16	48	1.25	97	3.14	2.30	3.02	3.10	31.5%	34.6%
(Chai & Elayer,1999)	1	341	0.002	3750	10.2	20.6	0.6	119.9	2.1	2.55	1.37	1.41	46.2%	44.8%
	2	341	0.002	4550	10.2	20.6	0.6	119.9	3.8	1.85	1.13	1.16	38.9%	37.5%
	3,4,5	341	0.002	3750	10.2	20.6	0.6	150.5	2.1	1.61	1.07	1.10	33.4%	31.9%
	6,7,8	341	0.002	4550	10.2	20.6	0.6	150.5	3.8	1.43	0.87	0.89	39.0%	37.9%
	9,10,11	341	0.002	3750	10.2	20.6	0.6	181.1	2.1	1.39	0.91	0.93	34.5%	33.2%
	12,13,14	341	0.002	4550	10.2	20.6	0.6	181.1	3.8	1.17	0.73	0.74	37.3%	36.5%
(Welt, 2015)	CS14	280	0.0031	5690	20.3	38.1	1.6	101.6	2.6	1.90	6.37	6.58	235.4%	246.2%
	CS10	260	0.0031	5683	20.3	38.1	1.6	101.6	2.6	2.00	6.49	6.70	224.6%	234.8%
	CS16	340	0.0032	5530	20.3	38.1	1.6	101.6	2.6	2.40	6.07	6.28	152.9%	161.7%
	CS17	340	0.0032	5530	20.3	38.1	1.6	101.6	2.6	2.47	6.07	6.28	145.7%	154.3%
	CS8	300	0.0031	5760	20.3	38.1	1.6	101.6	2.6	1.35	6.28	6.49	365.3%	380.4%
	CS1	270	0.0031	5760	20.3	38.1	1.6	101.6	2.6	2.00	6.45	6.66	222.6%	232.9%
	CS4	270	0.0031	5760	20.3	38.1	1.6	101.6	2.6	2.10	6.45	6.66	207.3%	217.0%
(Haro, 2017)	CS6	300	0.0031	5760	20.3	38.1	1.6	101.6	2.6	2.25	6.28	6.49	179.2%	188.3%
	P1	421	0.00239	4778	12.7	30.5	0.64	152.4	3.1	2.90	2.70	2.81	7.0%	3.1%
	P2	421	0.00239	4778	12.7	30.5	0.64	152.4	3.1	2.77	2.70	2.81	2.5%	1.6%
	P3	421	0.00239	4778	12.7	30.5	0.64	152.4	3.1	3.10	2.70	2.81	13.0%	9.3%
	P4	421	0.00239	4778	12.7	30.5	0.64	152.4	3.1	2.82	2.70	2.81	4.3%	0.3%
	P5	421	0.00239	4778	12.7	30.5	0.64	152.4	3.1	2.75	2.70	2.81	1.9%	2.2%
	P6	421	0.00239	4778	12.7	30.5	0.64	152.4	3.1	3.37	2.70	2.81	20.0%	16.6%
	P7	455	0.00239	4764	12.7	30.5	0.64	152.4	2	3.28	3.11	3.23	5.1%	1.5%
	P8	455	0.00239	4764	12.7	30.5	0.64	152.4	2	3.22	3.11	3.23	3.3%	0.4%
	P9	455	0.00239	4764	12.7	30.5	0.64	152.4	2	3.69	3.11	3.23	15.7%	12.4%
	P11	400	0.00239	4337	14	30.5	0.64	152.4	1	4.83	4.56	4.72	5.6%	2.2%
	P12	400	0.00239	4337	14	30.5	0.64	152.4	1	4.19	4.56	4.72	8.9%	12.7%

Se puede observar en la Tabla 27 como en los ensayos de Welt (2015) los resultados varían de manera significativa, y que ambas fórmulas (24) y (25) distan demasiado de la realidad, esto se le atribuye a la utilización de un acero de alta resistencia grado 80 que a diferencia del acero convencional su plataforma de cedencia es distinta como se observa en la Figura 56 esto permite utilizar menos cantidad y diámetro de armado, logrando grandes resistencias y siendo propenso a menos deformaciones (Barcley, 2018).

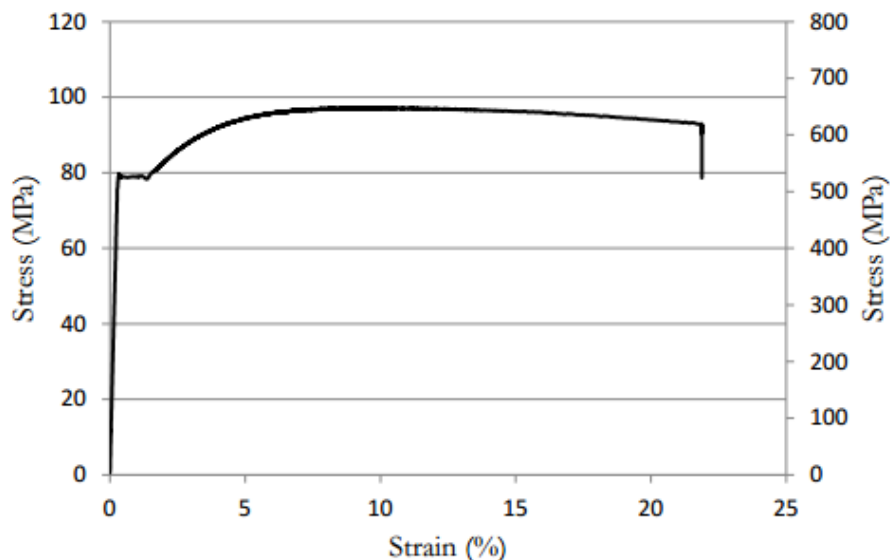


Figura 56: Gráfica esfuerzo vs. deformación unitaria del acero grado 80
Fuente: (Welt, 2015)

Cabe mencionar que en los ensayos de Goodsir (1985), Chai & Elayer (1999) y Welt (2015), las condiciones de apoyo no fueron empotrado-empotrado más bien fueron del tipo pin-pin que permite rotación y desplazamiento vertical en la parte superior, por lo tanto, la longitud de pandeo L_o para estos casos se tomó como la longitud total.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

A través de este estudio se obtuvieron las siguientes conclusiones

- Los prismas con relación de aspecto igual a $h/25$ comparado con $h/10$, con 12 y 30cm de espesor respectivamente, exhibieron mayores niveles de inestabilidad lateral debido a la esbeltez del EB tal como lo observado en el estudio de Chrysanidis & Tegos (2010b).
- Varios modelos con relación de aspecto $h/30$, cuyas dimensiones corresponden a 10x20cm, el espesor resultó insuficiente respecto a la demanda de acero longitudinal debido a que el espaciamiento entre las varillas no cumplía con el apartado 25.2.3 del ACI318-14.
- Los especímenes con espesor de 10 cm que cumplieron con los espaciamientos mínimos entre varillas, al momento de ser modelados en SeismoStruct fueron, surgieron problemas de convergencia porque las dimensiones eran pequeñas e insuficientes para soportar los ciclos de carga.
- Cuando la cuantía de armado longitudinal es menor las varillas alcanzan mayores deformaciones unitarias antes de que experimente pandeo fuera del plano.
- Cuando las secciones son lo suficientemente robustas y/o la cuantía de acero es mínima el modo de falla predominante es el aplastamiento del concreto y el pandeo fuera del plano pasa a segundo plano.
- Al igual que la cuantía de acero longitudinal y transversal, propiedades de los materiales, relaciones de aspecto, espaciamiento de confinamiento, anchos de fisuras, confinamiento del núcleo distribución de armadura, relaciones de aspecto alto-espesor deformaciones unitarias en los elementos de borde y carga axial, el espesor es uno de los parámetros críticos en el pandeo fuera del plano así como el recubrimiento del mismo ya que si es insuficiente no garantiza la integridad del núcleo cuando experimenta deformaciones unitarias que provocan la inestabilidad lateral.

- El recubrimiento es un parámetro determinante al momento de limitar las deformaciones máximas unitarias para evitar el pandeo fuera del plano, porque a menor recubrimiento mayor ε_{sm} , esto se debe a que al ser un recubrimiento menor deja mayor dimensión para el núcleo, lo que incrementa el área dándole mayor capacidad para experimentar deformaciones.
- A pesar de ser importante el recubrimiento este estudio demostró que a mayor cobertura se tiene menor capacidad de soportar deformaciones unitarias en tensión debido a que se disminuye el núcleo confinado para que este crezca, por lo que se debe proporcionar el espesor necesario a los elementos de borde para que el recubrimiento también sea suficiente.
- Al comparar los modelos de predicción para ε_{sm} con resultados experimentales en elementos de borde con varillas de refuerzo grado 80, se detectaron rangos de error relativamente altos, lo que sugiere que se deben realizar más estudios sobre el efecto de uso de este tipo de varillas en elementos de concreto armado.
- Al comparar el ajuste con el método HKC en los ensayos de Chai & Elayer (1999) y Haro A. (2017), el nuevo método consigue un mejor ajuste en la obtención del ε_{sm} , sin embargo, la variación es más distante cuando se compara con los resultados de Chai & Elayer (1999), en cuanto al ensayo de Goodsir (1985) se obtuvieron resultados más conservadores comparado con el método HKC.

6.2. RECOMENDACIONES

A través del presente estudio se puede dar las siguientes recomendaciones.

- A pesar de que experimente mayor deformación cuando el recubrimiento es menor esto no quiere decir que los recubrimientos deben ser pequeños, si no que las secciones deben ser más grandes para que el núcleo sea mayor, ya que este espacio permite la protección de las varillas ante agentes externos y permite darle una mayor capacidad de resistencia ante fisuras si es la cantidad necesaria.

- Es importante tener un espaciamiento considerable entre las varillas longitudinales de tal manera que permitan el paso del agregado grueso del hormigón tal como lo señala la NEC-15.
- El espaciamiento del refuerzo longitudinal y transversal debe ser el suficiente para que cumpla su respectiva función de confinamiento. Para este estudio como se presentó en el capítulo 3 el espaciamiento máximo fue de 10cm tomando en cuenta que estos muros se expondrán a carga sísmica (ACI 314-18)
- No se debe colocar demasiado refuerzo longitudinal porque lo elementos de borde no solo trabajarán a flexo-compresión sino también recibirán cargas laterales para lo cual se requiere un diseño dúctil es necesario.
- La ecuación propuesta como resultado de este estudio, se desarrolló considerando un acero de resistencia común de $f_y=420$ MPa. Se recomienda que se desarrollen más estudios para considerar el efecto del uso de aceros de alta resistencia en el mecanismo de pandeo fuera del plano de muros estructurales de hormigón armado.

4. BIBLIOGRAFÍA

- Comité ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14) (Versión en español y en sistema métrico SI)*. American Concrete Institute.
- Norma técnica Ecuatoria de la Construcción (NEC-15). (2014). *Estructuras de hormigón armado*. Quito: Ministerio de desarrollo y vivienda.
- Aaleti, S., Brueggen, B. L., Johnson, B., French, C. E., & Sritharan, S. (Julio de 2014). Cyclic Response of RC Walls with Different Anchorage Details: An Experimental Investigation. *Journal of Structural Engineering*, 1181–1191. doi: [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000732](http://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000732)
- Alarcón, C. (2013). *Influence of Axial Load in the Seismic Behavior of Reinforced Concrete Walls With Nonseismic*. Pontificia Universidad Católica de Chile. M.S tesis.
- Almeida, J. P., Tarquini, D., & Beyer, K. (2014). Modelling Approaches for Inelastic Behaviour of RC Walls: Multi-level Assessment and Dependability of Results. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 23(1), 69–100.
- Ávila, J. (2010). *El terremoto de Chile 27 de febrero de 2010 Mw. 8.8*. México: Instituto de Ingeniería UNAM, Informe de la misón de estudio de ingeniería UNAM.
- Barcley, L. (2018). *Seismic Performance of A706-80 Reinforced Concrete Column and Critical Bending Strain of Longitudinal Reinforcement*. Msc. dissertation, University of North Carolina State.
- Bonelli, P., Restrepo, J., Quintana Gallo, S., Pampanin, & Carr, A. J. (2012). Improvements for the seismic design of reinforced concrete walls in Chile and Suggestions for the refinement of other seismic code provisions. *2012 NZSEE Conference*, 7.
- Briseño, A., & Carreras, N. (2013). *Bajo cargas reversas, se puede generar deformaciones en a la zona de compresión como resultado de los anchos de grietas residuales y la excentricidad entre la fuerza de compresión y el pie del muro. Si la deformación lateral es suficiente, la inestabilida*. Santiago de Chile: Universidad Católica Andrés Bello.
- Brueggen, B. L. (2009). *Performance of T-shaped reinforced concrete structural walls under multi-directional loading*. University of Minnesota. Dissertation Abstracts International. Obtenido de <https://nees.org/resources/236>
- Canadian Standards Association. (2004). *Design of Concrete Structures CSA A23.3-04*.
- Ccallo, R. (2016). *Comportamiento y capacidad de muros estructurales de hormigón armado frente a solicitaciones sísmicas*. Barcelona: UPC Barcelona TECH, Disestación de maestría.
- CEN. Eurocode 8. (2004). : *Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.

- Chai, Y., & Elayer, D. T. (1999). Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, 96(96), 780–789.
- Chrysanidis, T. A., & Tegos, I. A. (2012a). The influence of ratio of the longitudinal reinforcement of the boundary edges of structural walls to the resistance against lateral instability of earthquake-resistant reinforced concrete structural walls. *15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, (pág. 10). Lisboa.
- Chrysanidis, T. A., & Tegos, I. A. (2012b). The influence of tension strain of wall ends to their resistance against lateral instability for low-reinforced concrete walls. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, (pág. 10). Lisboa.
- Costales, V. (23 de Abril de 2016). *El Comercio*. Obtenido de La mala construcción, un agravante del sismo: <http://www.elcomercio.com/tendencias/malaconstruccion- agravante-sismo-ecuador-pedernales.html>
- Creagh, A., Acevedo, C., Moehle, J., Hassan, W., & Tanyeri, A. C. (2010). *Seismic Performance of Concrete Special Boundary Element (Vol. 1)*. Austin: University of California Berkeley.
- D’Aniello, M., Portioli, F., & Landolfo, R. (2010). Modelling issues of steel braces under extreme cyclic actions. *Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events*, 1048.
- DICTUC. (2010). Inspección visual y levantamiento de daño edificio Alto Huerto Concepción, Report # 906575/10-056-EE-01-R0, Santiago (Chile).
- El Universo. (17 de Abril de 2016). *Noticias*. Obtenido de Sismos más potentes que han afectado Ecuador: <https://www.eluniverso.com/noticias/2016/04/17/nota/5531580/sismos-mas-potentes-que-han-afectado-ecuador>
- Eltelégrafo. (18 de Mayo de 2016). *Redacción Actualidad*. Obtenido de El terremoto afectó a 24.013 edificaciones: <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/ecuador/3/el-terremoto-afecto-a-24-013-edificaciones>
- Flintrop, A., Wallace, J. W., & Segura, C. (2013). *Testing of Reinforced Concrete Shear Wall Boundary Elements Designed According to ACI 318-11 (Vol. 1)*. University of .
- Gere, J., & Goodno, B. (2016). *Mecánica de materiales* (Octava ed.). México DF: Cengage Learning.
- Goodsir, W. (1985). *The design of coupled frame-wall structures for seismic actions*. Ph.D. dissertation, University of Canterbury.
- Haro, A. (2017). *Assessment of the Out-of-Plane Buckling Instability of Ductile Reinforced Concrete Structural Walls*. Raleigh, North Carolina: A dissertation submitted to the Graduate Faculty of North Carolina State University in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor of Philosophy.

- Haro, A., Kowalsky, M., Chai, Y. H., & Gregory, W. (2018). Boundary Elements of Special Reinforced Concrete Walls Tested Under Different Loading Paths. *Earthquake Spectra In-Press*. doi:<https://doi.org/10.1193/081617EQS160M>
- Herrick, C. (2015). *Out-of-Plane Buckling of Ductile Reinforced Structural Walls due to In-Plane Loads*. North Carolina State University. M.S. thesis.
- Herrick, C. K., & Kowalsky, M. J. (2016). Out-of-Plane Buckling Reinforced Structural Walls due to in Plane Loads. *Journal of Structural Engineering*, 1-15. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001660
- Instituto Geofísico. (20 de Enero de 2012). *Terremoto de Esmeraldas de 1906*. Obtenido de Uno de los sismoa más grandes de la historia reciente: <http://www.igepn.edu.ec/noticias/575-terremoto-de-esmeraldas-de-1906-uno-de-los-sismos-m%C3%A1s-grandes-la-historia>
- Johnson, B. (2010). Anchorage detailing effects on lateral deformation components of RC shear walls. *University of Minnessota*.
- Korentz, J., & Kucharczyk, A. (2017). Concrete Cover Influence on Inelastic Buckling of Buckling. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 245 (2017) 032058* . doi:10.1088/1757-899X/245/3/032058
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. Obtenido de [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Marihuén, A. (2014). *Comportamiento Sísmico Armado Esbeltos De Hormigón Armado*. Pontificia Universidad Católica de Chile. M.S tesis.
- Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending. In *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Loads* (págs. 15-22). Zurich: International Association for Bridge and Structural Engineering. doi:<http://doi.org/http://dx.doi.org/10.5169/seals-13741>
- Oesterle, R., Aristizabal-Ochoa, J., Fiorato, A., Russell, H., & Corley, W. (1976). *Earthquake resistant structural walls test of isolated walls-Phase II*. Illinois: Rep. No. GI-43880. 43880.
- Ortiz, Ó. (2013). *Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador*. Universidad Complutense de Madrid : Tesis de Maestría.
- Parra, P. (2015). *Stability of Reinforced Concrete Wall Boundaries*. Ph.D. dissertation. University of California, Berkeley.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1991). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: Wiley Interscience Publication.

- Paulay, T., & Priestley, M. (1993). Stability of Ductile Structural walls. *ACI Structural Journal*, 90, 385-392.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures. (pág. 721). Pavia, Italy: IUSS Press.
- Ramírez, P., Schüler, Ú., & Avendaño, F. (4 de Julio de 2010). *Centro de Investigaciones Periódica (CIPER)*. Obtenido de Estudio de edificio de Penta revela falla que se repite en modernas torres afectadas por el terremoto: <http://ciperchile.cl/2010/04/07/estudio-de-edificio-de-penta-revela-la-falla-estructural-que-se-repite-en-las-modernas-torres-afectadas-por-el-terremoto/>
- Root, S. (01 de Enero de 2018). *Geniolandia*. Obtenido de Los efectos del pandeo: <https://www.geniolandia.com/13108413/los-efectos-del-pandeo>
- Rosso, A. (2018). *Out-of-plane instability of thin reinforce concrete walls under seismic loading*. Suiza: École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Doctoral Thesis.
- Rosso, A., Almeida, J., & Beyer, K. (2015). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2(14), 455–484. doi:<http://doi.org/10.1007/s10518-015-9827-x>
- Rosso, A., Almeida, J., & Beyer, K. (2016). Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(2) 455–484.
- Rosso, A., Almeida, J., & Katrin, B. (2018). Mechanical model to assess the vulnerability to out-of-plane instability of thin walls with a single layer of reinforcement. *Bulletin of Earthquake 2018*, 15-21.
- Saatcioglu, M., Palermo, D., Ghobarah, A., Mitchell, D., Simpson, R., Adebar, P., & Hong, H. (2013). Performance of reinforced concrete buildings during the 27 February 2010 Maule (Chile) earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(July), 693–710. Obtenido de <http://doi.org/10.1139/cjce-2012-0243>
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Wilson, S. (2011). Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo de febrero de 2010. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, 36-48.
- Sánchez, T. (2017). Parámetros que Afectan el Comportamiento Estructural de Edificios de Hormigón Armado. *Congreso de Ingeniería Sísmica, Estructural y Geotécnica. Enseñanzas del Sismo del 16 de Abril de 2016. Una retrospectiva de lo aprendido, evaluado y actuado con miras hacia el futuro* (pág. 5). Quito: Ministerio de Desarrollo y Vivienda. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/05/Parametros-que-afectan-el-comportamiento-estructural-de-edificios-de-HA-Telmo-Sanchez.pdf>
- Seismosoft. (2016). *SeismoStruct Manual del Usuario*. Pavia: Seismosoft Ltda.

- Seismosoft Ltd. (2017). *Seismosof: Earthquake engineering software solutions*. Obtenido de Seismostruct: <http://www.seismosoft.com/seismostruct>
- Shea, M., Wallace, J. W., & Segura, C. (2013). *Seismic performance of thin reinforced concrete shear wall boundaries*. University of Massachusetts Amherst.
- Singaicho, J. (2017). Descripción y características del sismo del 16 de Abril de 2016. *Congreso de Ingeniería Sísmica, Estructural y Geotécnica. Enseñanzas del Sismo del 16 de Abril de 2016. Una retrospectiva de lo aprendido, evaluado y actuado con miras hacia el futuro* (pág. 14). Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Viviendas.
- Standards New Zealand. (2006). *Concrete structures Standards, Part 1: the design of concrete structures. Standards Association of New Zealand*. Wellington, New Zealand.
- Thiele, K., Wenk, T., & Bachmann, H. (Noviembre de 2000). Versuche an Stahlbetontragwänden unter pseudodynamischer. *Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich*(257). doi:<https://doi.org/10.3929/ethz-a-004179638>
- Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (2014). Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification. *Journal of Structural Engineering*, 4(130), 618-630. doi:[http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:4\(618\)](http://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618))
- Vallenas, J. M., Bertero, V. V., & Popov, E. P. (1979). *Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls*. . Rep. No. UCB/EERC-79/20. Berkeley: University of California.
- Wallace, J., & Moehel, J. (2012). Behavior, design, and modeling of structural walls and coupling beams — Lessons from recent laboratory tests and earthquakes. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), 3–18. Obtenido de <http://doi.org/10.1007/s40069-012-0001-4>
- Welt, T. C. (2015). *Detailing for Compression in Reinforced Concrete Wall Boundary Elements: Experiments, Simulations, and Design Recommendations*. University of Illinois at Urbana-Champaign. Ph.D. dissertation.
- Yu, W. (2006). *Inelastic Modeling of Reinforcing Bars and Blind Analysis of the Benchmarks Tests on Beam-Column Joints under Cyclic Loading*. Rose School-European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk.