

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE Escuela de Ingeniería

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA VIVIENDA DE MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

ADHEMIR TABOADA MITA

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:

MATÍAS ANDRÉS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, Octubre, 2015.

(A mi hijo y esposa)

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres, Orlando y Leticia, por su apoyo incondicional en todo momento y por hacer realidad este sueño.

A mi hijo, Nicolás y esposa Marisol, por su amor y paciencia en los momentos difíciles.

A mis hermanos, Orlando y Carolina, por las palabras de aliento.

A los compañeros y amigos del magister, con los que compartí y aprendí, especialmente a Raúl Heredia, Edgar Ccanchi y Marcelo Semblantes.

Al Prof. Matías Hube, por su tiempo, paciencia y colaboración para la culminación de este trabajo.

Finalmente, quiero agradecer al Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales CONICYT/FONDAP/ 15110017, en el cual se enmarca este trabajo de graduación.

INDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE GENERAL	iv
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS	viii
RESUMEN	X
ABSTRACT	xi
1. INTRODUCCIÓN	1
2. INGENIERÍA BASADA EN EL DESEMPEÑO: ESTADO DEL ARTE	4
2.1 Metodología FEMA P-695	5
2.1.1 Información Requerida y Desarrollo del Sistema Estructural	6
2.2.2 Desarrollo de los Arquetipos y Modelos Analíticos No Lineales	6
2.2.3 Análisis No Lineales	7
2.2.4 Evaluación del Colapso y Desempeño de la Estructura	12
2.2.5 Curvas de Fragilidad	14
3. VIVIENDA DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO	16
3.1 Descripción de la Vivienda	16
3.2 Cargas	18
3.3 Parámetros de Diseño Sísmicos	23
4. MODELACIÓN ESTRUCTURAL Y VERIFICACIÓN DEL DISEÑO AL	
CORTE	24
4.1 Modelo Elástico Tridimensional	24
4.2 Propiedades Dinámicas y Verificación del Corte de los Muros	27
4.3 Esfuerzo de Corte Admisible	29
4.4 Esfuerzo axial de Compresión	31
4.5 Flexo-Compresión para solicitaciones contenidas en el plano	32
4.6 Modelo Simplificado de OpenSees para análisis no lineal	35
4.6.1 Representación de los muros de Albañilería confinada	38

4.6.2 Relación Constitutiva de los Elementos uniaxiales	
4.7 Desarrollo de los modelos constitutivos	
4.8 Definición de la Envolvente de histéresis para los muros de albañilería	42
4.9 Modelos histereticos experimentales	
4.10 Propiedades mecánicas de los modelos de OpenSees	50
5. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	
5.1 Análisis Estático No Lineal	52
5.2 Análisis Dinámico Incremental (IDA)	55
5.3 Determinación de la Incertidumbre Total del Sistema	61
5.4 Curvas de Fragilidad de Colapso	63
7. CONCLUSIONES	68
BIBLIOGRAFIA	
APÉNDICES	73

INDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1: Peso de muros del primer piso. 19
Tabla 3. 2: Peso de muros del segundo piso 19
Tabla 3. 3: Peso de losa de entrepiso. 19
Tabla 3. 4: Peso de tabiques de primer piso 20
Tabla 3. 5: Peso de tabiques de segundo piso
Tabla 3. 6: Peso de estructura de techumbre en 35 m ² 22
Tabla 3. 7: Estimación peso sísmico total de la estructura
Tabla 4. 1: Valores indicativos de la resistencia básica de corte. 25
Tabla 4. 2: Periodos de vibración y masa efectiva. 27
Tabla 4. 3: Fuerzas laterales equivalentes en ambas direcciones, para análisis estático 28
Tabla 4. 4: Aporte de corte basal que toman los muros en ambas direcciones. 29
Tabla 4. 5: Verificación del diseño al corte de los muros en dirección X 30
Tabla 4. 6: Verificación del diseño al corte de los muros en dirección Y 31
Tabla 4. 7: Verificación del esfuerzo axial de compresión de los muros en dirección X 32
Tabla 4. 8: Verificación del esfuerzo axial de compresión de los muros en dirección Y 32
Tabla 4. 9: Verificación del esfuerzo de flexión simple de los muros en dirección X 33
Tabla 4. 10: Verificación del esfuerzo de flexión simple de los muros en dirección Y 34
Tabla 4. 11: Verificación del esfuerzo de flexión-compresión de los muros en dirección X.
Tabla 4. 12: Verificación del esfuerzo de flexión-compresión de los muros en dirección Y.
Tabla 4. 13: Parámetros de entrada del material histerético de Opensees 39
Tabla 4. 14: Degradación de la rigidez en los estados límites
Tabla 4. 15: Definición de la envolvente de Histéresis47
Tabla 4. 16: Definición de la envolvente de Histéresis con derivas de piso 48
Tabla 4. 17: Comparación de los periodos de vibración de los modelos numéricos 51

Tabla 5. 1: Resumen de resultados de análisis no lineales estáticos de la casa	54
Tabla 5. 2: Registros sísmicos chilenos seleccionados para análisis IDA	56
Tabla 5. 3: Factores de forma espectral (SSF) para sistemas diseñados para SCD C.	
(Traducción de la Tabla 7-1a del FEMA P-695 (2009))	60
Tabla 5. 4: Resumen de resultados de análisis IDA, utilizando el PGA como medida de	
intensidad de los registros sísmicos	60
Tabla 5. 5: Factores de incertidumbre del modelo la vivienda	63
Tabla 5. 6: Parámetros de curvas de fragilidad de colapso	64
Tabla 5. 7: Valores mínimos aceptables de ACMR para diferentes probabilidades de	
colapso con diferentes grados de incertidumbre (Traducción de la Tabla 7-3 del FEMA P	-
695 (2009))	66
Tabla 5. 8: Resumen de la evaluación del desempeño y colapso de la casa	67

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Ejemplo de una curva idealizada de fuerza deformación obtenida de un
"pushover" (FEMA P-695, 2009)
Figura 2.2: Resultado de análisis dinámico incremental (IDA) que relaciona la
aceleración espectral versus la deriva máxima de piso. (FEMA P-695, 2009) 12
Figura 2.3: Curva de fragilidad de colapso considerado (a) factor de incertidumbre
asociada a los registros (β_{RTR}), (b) factor de incertidumbre total del sistema (β_{TOT}) (FEMA
P-695, 2009)
Figura 3.1: Plano de arquitectura, planta del primer piso 17
Figura 3. 2: Plano de arquitectura, planta del segundo piso 17
Figura 3.3: Vista en elevación de la fachada de la estructura
Figura 3. 4: Detalle de componentes de tabiques (ICH, 2010) 20
Figura 3. 5: Estructura de techumbre Metalcon
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and Structures
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and Structures Inc., 2011)
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011)
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011)
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011)
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011)
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011)
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011).26Figura 4. 2: Identificación de los muros del primer piso de la casa.29Figura 4. 3: Muros con más del 5% de aporte a la resistencia al corte.37Figura 4. 4: Modelo 2D simplificado no lineal.37Figura 4. 5: Representación esquemática del elemento de longitud nula (zeroLength38Figura 4. 6: Relación constitutiva del Material Histeretico de OpenSees.39
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011)
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011).26Figura 4. 2: Identificación de los muros del primer piso de la casa.29Figura 4. 3: Muros con más del 5% de aporte a la resistencia al corte.37Figura 4. 4: Modelo 2D simplificado no lineal.37Figura 4. 5: Representación esquemática del elemento de longitud nula (zeroLengthElement) utilizado en OpenSees para modelar los muros.38Figura 4. 6: Relación constitutiva del Material Histeretico de OpenSees.39Figura 4. 7: Falla de corte por deslizamiento.40Figura 4. 8: Falla de corte sin y con armadura horizontal en el paño.41
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011).26Figura 4. 2: Identificación de los muros del primer piso de la casa.29Figura 4. 3: Muros con más del 5% de aporte a la resistencia al corte.37Figura 4. 4: Modelo 2D simplificado no lineal.37Figura 4. 5: Representación esquemática del elemento de longitud nula (zeroLengthElement) utilizado en OpenSees para modelar los muros.38Figura 4. 6: Relación constitutiva del Material Histeretico de OpenSees.39Figura 4. 7: Falla de corte por deslizamiento.40Figura 4. 8: Falla de corte sin y con armadura horizontal en el paño41Figura 4. 9: Falla por agrietamiento de tracción diagonal.41
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011)
Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and StructuresInc., 2011).26Figura 4. 2: Identificación de los muros del primer piso de la casa.29Figura 4. 3: Muros con más del 5% de aporte a la resistencia al corte.37Figura 4. 4: Modelo 2D simplificado no lineal.37Figura 4. 5: Representación esquemática del elemento de longitud nula (zeroLengthElement) utilizado en OpenSees para modelar los muros.38Figura 4. 6: Relación constitutiva del Material Histeretico de OpenSees.39Figura 4. 7: Falla de corte por deslizamiento.40Figura 4. 8: Falla de corte sin y con armadura horizontal en el paño41Figura 4. 10: Dimensiones en mm. de los muros ensayados.42Figura 4. 11: Curva envolvente trilineal idealizada a partir de ensayos experimentales.43

Figura 4. 13: Propiedades del espécimen A de los ensayos experimentales de T	Sukuba et a.
(1992)	49
Figura 4. 14: (a) Resultado Experimental, (b) Resultado modelo constitutivo	50

Figura 5. 1: Curvas "pushover" obtenidas para los muros de hormigón armado
considerados para (a) la dirección longitudinal (X) y (b) la dirección transversal (Y) de
análisis
Figura 5. 2: Curva "pushover" de la vivienda para (a) dirección longitudinal (X) y (b)
dirección transversal (Y) de análisis
Figura 5. 3: Respuesta de desplazamientos en el tiempo y comportamiento histerético para
el registro de Angol, componente Norte-Sur, escalado a un PGA de 0.7g 57
Figura 5. 4: Curvas IDA para dirección longitudinal (X) de análisis 59
Figura 5. 5: Curvas IDA para dirección transversal (Y) de análisis 59
Figura 5. 6: Curvas de fragilidad de colapso y agrietamiento a partir de los resultados IDA.
Dirección longitudinal (X)
Figura 5. 7: Curvas de fragilidad de colapso y agrietamiento a partir de los resultados IDA.
Dirección transversal (Y) de análisis

RESUMEN

El uso de muros de albañilería confinada es una práctica muy común en la construcción de viviendas de uno y dos pisos en Chile. Para el análisis y diseño sísmico de estas estructuras se utiliza la NCh 2123 y el decreto DS 61. Sin embargo, mediante estas normas no es posible estimar el desempeño sísmico de estas estructuras frente a un determinado sismo. El objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de una vivienda de muros de albañilería confinada de dos pisos, representativa de la construcción en Chile. El primer y segundo piso están estructurados con muros de ladrillo cerámico tipo MqM de 14 cm. de espesor, confinado con columnas de hormigón armado de 14x14 cm., y con cadenas de hormigón armado de 14x30 cm. Para evaluar el desempeño sísmico de la vivienda se utiliza la metodología FEMA P-695, la cual involucra un análisis no lineal estático y un análisis dinámico incremental. Para cumplir el objetivo se desarrolla un modelo no lineal simplificado de la estructura en el programa OpenSees. Para simular el comportamiento no lineal de los muros se consideran relaciones fuerza-desplazamiento propuesta en la literatura y obtenidas mediante ensayos experimentales. Para el análisis dinámico incremental se utiliza un total de 44 registros sísmicos y se utiliza la aceleración máxima del suelo como medida de intensidad sísmica. A partir de los dos análisis, se determina el factor de sobrerresistencia y la ductilidad, y se verifica la aceptabilidad del factor de modificación de respuesta de la estructura (R = 4). Adicionalmente, se obtienen curvas de fragilidad de colapso que estiman la probabilidad de colapso de este tipo de viviendas en función de la intensidad sísmica. Los resultados obtenidos permiten concluir que la probabilidad de colapso es 42% parar el sismo máximo creíble y que el factor de modificación de la respuesta de R = 4 no es aceptable para esta estructura.

ABSTRACT

The use of confined masonry walls is a common practice in the construction of houses of one and two floors in Chile. For analysis and seismic design of these structures NCh DS 2123 and Decree 61. However used by these standards is not possible to estimate the seismic performance of these structures before a given earthquake. The aim of this study is to evaluate the seismic performance of masonry housing confined two-story building representative in Chile. The first and second floor are built with walls of ceramic brick type of MqM 14 cm. thick, confined by reinforced concrete columns of 14x14 cm., and chains of reinforced concrete 14x30 cm. To evaluate the seismic performance of the methodology housing FEMA P-695 is used, which involves nonlinear static analysis and dynamic analysis incremental. To meet the target a simplified structure in the program OpenSees nonlinear model is developed. To simulate the nonlinear behavior of the walls are considered force-displacement relationships proposed in the literature and obtained by experimental tests. Incremental dynamic analysis for a total of 44 seismic records is used and the maximum ground acceleration is used as a measure of seismic intensity. From both analyzes, the factor overstrength and ductility is determined, and the acceptability of the modification factor response of the structure (R = 4) holds. Additionally, collapse fragility curves estimating the probability of collapse of this type of housing in terms of seismic intensity are obtained. The results obtained indicate that the probability of collapse is 42% maximum credible earthquake stop and that the modification factor R = 4 response is not acceptable to this structure.

1. INTRODUCCION

Los avances tecnológicos y estudios en la disciplina de la ingeniería estructural han permitido una evolución favorable en el análisis símico de las estructuras. Gracias a la experiencia de expertos, la realización de una gran variedad de estudios y la aplicación de nuevas metodologías, en los últimos años se ha logrado avanzar bastante en la estimación del desempeño sísmico de estructuras. Las metodologías para la estimación del desempeño sísmico de estructuras. Las metodologías para la estimación del desempeño sísmico de estructuras. Las metodologías para la estimación del desempeño sísmico de estructuras. La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de Estados Unidos (FEMA) propuso el año 2009 la metodología FEMA P-695 (2009). Esta metodología permite verificar la aceptabilidad del factor de reducción de resistencia de una estructura (factor R) mediante la estimación de diferentes factores, como la capacidad de colapso, ductilidad, sobrerresistencia, entre otros.

Chile es un país de importante actividad sísmica y por lo tanto las estructuras se debiesen diseñar para soportar las altas demandas sísmicas a las que estas pudieran ser sometidas. En Chile, la construcción de viviendas de uno a dos pisos de albañilería confinada es una práctica común. El diseño sísmico de estas viviendas se realiza utilizando la NCh2123 Of. 1997 Mod. 2003 de (Albañilería confinada – Requisitos de Diseño y Calculo) y el decreto DS 621. Sin embargo, mediante estas normas no es posible estimar el desempeño sísmico de estas estructuras frente a un determinado sismo Adicionalmente, el empleo de metodologías para evaluar el desempeño sísmico en sistemas estructurales controlados por corte ha sido muy poco estudiado en Chile. Haindl (2014) realizo la evaluación del desempeño sísmico de casas con muros de hormigón armado.

Los objetivos principales de este estudio son: determinar si el factor de modificación de la respuesta estructural (R) es aceptable para el diseño sísmico de una vivienda de muros de albañilería confinada, obtener curvas de fragilidad de la vivienda para estimar la probabilidad de colapso para una cierta amenaza sísmica, y finalmente evaluar si es aceptable y recomendable la utilización de este tipo de viviendas en Chile.

Para cumplir con los objetivos propuestos, en este trabajo se seleccionó una vivienda de albañilería confinada de dos pisos y se construyó un modelo tridimensional de elementos finitos en el programa ETABS (Computers and Structures Inc., 2011) para

obtener las propiedades dinámicas de esta. En segundo lugar, se construye y calibra un Modelo numérico no lineal simplificado de esta vivienda en el programa OpenSees (McKenna et al., 2000). En este último modelo, se utilizan las recomendaciones y parámetros propuestos por Tomazevic, M. y Klemenc, I. (1997) para representar la envolvente histerética de los muros de albañilería confinada de baja altura. El modelo no lineal es sometido a un análisis dinámicos incrementales (IDA) con 22 pares de registros sísmicos chilenos tanto en la dirección longitudinal y como en la dirección transversal. Mediante la obtención de los resultados de IDA, se construyen curvas de fragilidad de la vivienda y se estima la probabilidad de colapso para cada una de sus direcciones. Finalmente se verifica que esta probabilidad de colapso no supere los requerimientos aceptables propuestos por el FEMA P-695 (2009).

Este documento está dividido en seis capítulos. El Capítulo 2 contiene una revisión de la literatura sobre metodologías utilizadas para evaluar el desempeño sísmico de estructuras, describiendo en detalle la metodología FEMA P-695 (2009), la cual es utilizada en este trabajo para la evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de albañilería confinada.

El Capítulo 3 describe la vivienda de albañilería confinada utilizada en este estudio. Adicionalmente, se determina el peso sísmico de la estructura y los parámetros de diseño sísmico, a ser utilizados en el modelo computacional tridimensional en ETABS (Computers and Structures Inc., 2011).

En el Capítulo 4 se hace una modelación elástica tridimensional en ETABS (Computers and Structures Inc., 2011) para después hacer una verificación del diseño al corte según la norma NCh2123 Of. 1997 Mod. 2003. Adicionalmente se describen los modelos no lineales simplificados en OpenSees (McKenna et al., 2000) de la vivienda en estudio y se definen las curvas envolventes histeréticas para los muros de albañilería confinada para el Análisis No lineal.

El Capítulo 5, resume la evaluación del desempeño sísmico de la vivienda utilizando la metodología FEMA P-695 (2009) y el modelo simplificado en OpenSees (McKenna et al., 2000). Adicionalmente, se resume el análisis dinámico incremental (IDA) con 22 pares de registros sísmicos, utilizado para evaluar y determinar la capacidad media

de colapso de la estructura y la razón de margen de colapso. Con estos valores se determina la aceptabilidad del factor de reducción de resistencia (factor R) utilizado para el diseño de la vivienda. La capacidad de colapso de la vivienda se analiza en términos de curvas de fragilidad de colapso.

Finalmente el capítulo capítulos 6 contiene las conclusiones de este estudio.

2. INGENIERIA BASADA EN EL DESEMPEÑO: ESTADO DEL ARTE

Las elevadas pérdidas económicas, costos de reparación y daños que significan para las estructuras el estar sometidas a grandes eventos sísmicos, han generado la discusión de si las metodologías actualmente utilizadas para el diseño de estas son adecuadas o no. La ingeniería sísmica basada en el desempeño es una filosofía de diseño integral en que los criterios de diseño son alcanzados en la medida que se alcanzan objetivos de desempeño cuando las estructuras son sometidas a diferentes niveles de amenaza sísmica (Ghobarah, 2001). La idea principal de la ingeniería sísmica basada en el desempeño es poder diseñar estructuras con un comportamiento sísmico predecible, tomando en consideración diferentes factores de incertidumbre asociados a la magnitud de un evento sísmico y la respuesta que pueda tener una estructura frente a este evento (Sejal et al., 2011). Los objetivos de desempeño son definiciones de criterios aceptables para la respuesta sísmica de una estructura. Los objetivos pueden ser muchos, desde el control de los desplazamientos o fuerzas hasta el control de las aceleraciones en la estructura, buscando alcanzar un nivel adecuado de seguridad social y estructural. El uso de metodologías para el diseño por desempeño se está tornando una alternativa cada vez más asequible en la práctica profesional a medida que las herramientas tecnológicas para su implementación lo han permitido. Sin embargo, aún quedan bastantes desafíos por delante en materia de desarrollo de la ingeniería sísmica basada en el desempeño, así como su aceptación e incorporación a los códigos de diseño. Para poder desarrollar mejor esta metodología de diseño, se requiere desarrollar procedimientos más eficientes, efectivos y fáciles de entender y manejar. Adicionalmente, se debe perfeccionar el conocimiento acerca del comportamiento inelástico de las estructuras, para así disminuir las incertidumbres y entregar resultados que se acerquen lo mejor posible a la realidad (Ghobarah, 2001).

En este Capítulo se hace una revisión una descripción detallada de la metodología FEMA P-695 (2009), propuesta por el FEMA para la cuantificación y evaluación de los factores de desempeño sísmico de estructuras.

2.1. Metodología FEMA P-695

FEMA P-695 (2009) propone una metodología para la evaluación de factores de diseño y desempeño sísmico (R, Ω y C_d), basado en la seguridad al colapso. R es el factor de modificación de la respuesta, Ω es el factor de sobrerresistencia y C_d es el factor de amplificación de las deformaciones. Estos factores son usados por varios códigos sísmicos para estimar la resistencia y demandas de sistemas estructurales con comportamiento en rangos no lineales, como por ejemplo el ACI 318-14 (2014). Con los criterios establecidos en los códigos de diseño sísmico y mediante la realización de simulaciones computacionales con análisis no lineales, la metodología FEMA P-695 permite estimar la probabilidad de colapso de un sistema estructural. El objetivo de la metodología es verificar de manera racional, usando herramientas estadísticas y probabilísticas, la aceptabilidad de la elección del factor de reducción de respuesta. La metodología puede ser aplicada a sistemas estructurales nuevos o estructuras ya existentes para evaluar su desempeño sísmico.

El FEMA P-695 define criterios de aceptabilidad para la estructura en cuanto a su capacidad de colapso, estimada a partir de la razón entre la intensidad de colapso media (\hat{S}_{CT}) y la intensidad del Sismo Máximo Esperado (S_{MT}) . Se considera un nivel aceptable de seguridad cuando la probabilidad de colapso promedio, obtenida de los análisis dinámicos incrementales (Vamvatsikos y Cornell, 2002), de un grupo de estructuras de similares características ("Performance Group"), bajo la demanda del Sismo Máximo Esperado (SME), es menor o igual a 10%.

La metodología permite al ingeniero que la utiliza, realizar recomendaciones al diseño de un sistema estructural, de acuerdo a la evaluación de su desempeño. Adicionalmente, la metodología FEMA P-695 (2009) incorpora explícitamente en la evaluación del desempeño de la estructura la incertidumbre asociada a la ejecución de los análisis no lineales. Específicamente, considera el nivel de precisión de los modelos no lineales, la significancia y representatividad del uso de los criterios y requerimientos de diseño, la calidad de los datos experimentales, además de otros factores.

Para la evaluación de la seguridad al colapso y estudio del desempeño sísmico de un sistema estructural, la primera etapa consiste en recopilar de información relevante para la generación de los modelos y el posterior estudio del comportamiento de la estructura. El sistema estructural a ser estudiado debe estar prolijamente definido, con el fin de obtener resultados confiables, minimizando las incertidumbres y representando de la mejor forma posible la estructura real.

2.1.1. Información Requerida y Desarrollo del Sistema Estructural

Para el desarrollo de un sistema estructural usando el FEMA P-695 (2009), en primer lugar se requiere recopilar información existente (datos experimentales, estudios en estructuras similares, entre otros.). Con esta información se desarrollan uno o más arquetipos estructurales y los modelos no lineales para los análisis. Los arquetipos estructurales son representaciones prototípicas de un sistema estructural, considerando un rango de parámetros de diseño y atributos (materialidad, sistemas de disipación, altura, dimensiones, configuración en planta y elevación, ente otros.). Los arquetipos estructurales consideran tanto los problemas de configuración estructural como los factores de dependencia sísmica como la resistencia, rigidez y capacidad de deformación entre otros. La información recopilada permite definir el comportamiento de elementos estructurales y conexiones de los arquetipos. Mientras más complejo sea el sistema estructurales bien conocidos.

2.1.2. Desarrollo de los Arquetipos y Modelos Analíticos No lineales

Definidos los arquetipos a utilizar, el desarrollo de los modelos no lineales consta de dos etapas. En la primera etapa se diseñan los elementos estructurales de los arquetipos modelo, de acuerdo a algún código seleccionado para la definición de los requerimientos de diseño. Una descripción del desempeño sísmico esperado del sistema estructural y sus componentes, debe ser considerada en esta primera etapa. En la segunda etapa, se modelan matemáticamente estos arquetipos ya diseñados y se someten a análisis no lineales estáticos y dinámicos, para la evaluación de la probabilidad de colapso del sistema estructural propuesto. Para el diseño de los arquetipos modelo se requiere de la selección tentativa del factor de modificación de la respuesta R. En general, el FEMA P-695 utiliza para el diseño de los elementos y componentes estructurales de un arquetipo, el método de las Fuerzas Laterales Equivalentes, dispuesto en el código ASCE/SEI 7-05 (2005), a menos que dicho código no lo permita, para lo cual el mismo sugiere otro tipo de métodos de diseño. Sin embargo, otros métodos o procedimientos de diseño son también permitidos.

Los arquetipos modelo deben, en lo posible, simular todos los modos de deterioro significativos que contribuyen al colapso, considerando la masa sísmica y los efectos P-delta. En general, estos modelos son representados a través de parámetros como la rigidez, resistencia y capacidad de deformación en el rango inelástico. Con estos parámetros, se definen las relaciones constitutivas para caracterizar el comportamiento cíclico de cada elemento estructural. En los casos en que no sea posible simular un modo de deterioro que contribuye al colapso, estos pueden ser evaluados de manera indirecta verificando estados límites en los análisis (colapsos no simulados).

2.1.3. Análisis No Lineales

Para la evaluación del desempeño sísmico de una estructura, es requisito realizar análisis no lineales estáticos y dinámicos. Los modelos no lineales deben ser capaces de representar correctamente los mecanismos de deterioro, de resistencia y rigidez. La herramienta computacional a utilizar debe ser capaz de realizar ambos tipos de análisis no lineales y debe lograr representar los efectos de degradación de resistencia y rigidez de los elementos estructurales.

Los análisis no lineales permiten determinar de manera estadística el factor de sobrerresistencia (Ω), la ductilidad (μ_T), la intensidad media de colapso (\hat{S}_{CT}) y la razón de margen de colapso (CMR). Para los análisis no lineales, se debe considerar la siguiente combinación de carga para efectos de las cargas de gravedad (Ellingwood et al., 1980):

$$1.05D + 0.25L$$
 (2.1)

, donde D es la carga nominal muerta y L es la sobrecarga nominal.

El análisis no lineal estático o "pushover" sirve para validar los modelos analíticos no lineales y permite determinar el factor de sobrerresistencia y la ductilidad para cada uno de los arquetipos modelos. El análisis "pushover" se realiza aplicando un patrón de fuerzas laterales al modelo estructural. Estas fuerzas se distribuyen en la altura, de manera proporcional a la masa y al modo fundamental de vibración de arquetipo modelo. La distribución lateral de fuerzas se determina de

$$F_x = m_x \Phi_{1,x} \tag{2.2}$$

, donde F_x es la distribución lateral de fuerzas, m_x la masa del nivel o piso x y $\Phi_{1,x}$ la ordenada del modo fundamental para el piso x. La Figura 2.1 muestra en ejemplo de la curva idealizada de Fuerza-Desplazamiento obtenida de un análisis no lineal estático.



Figura 2.1: Ejemplo de una curva idealizada de fuerza deformación obtenida de un "pushover" (FEMA P-695, 2009).

A partir de la curva del análisis "pushover", se obtiene la capacidad máxima de corte (V_{max}) y el desplazamiento ultimo (δ_u). La capacidad máxima de corte (V_{max}) es la resistencia de corte máxima. El desplazamiento último (δ_u) se define como el desplazamiento para el cual se alcanza una pérdida del 20% de la resistencia máxima (V_{max}). La estimación de estos parámetros permite estimar el factor de sobrerresistencia

 (Ω) y la ductilidad (μ_T) para el arquetipo modelo analizado. La sobrerresistencia se estima como:

$$\Omega = \frac{V_{\text{max}}}{V} \tag{2.3}$$

, donde V corresponde al corte basal de diseño. La ductilidad (μ_T) se define como:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \tag{2.4}$$

, donde $\delta_{y,\text{eff}}$ es el desplazamiento de techo efectivo de fluencia, el cual se calcula como:

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{\text{max}}}{W} \left[\frac{g}{4\pi^2} \right] (\max(T, T_1))^2$$
(2.5)

, donde C₀ es un factor que relaciona el desplazamiento del modo fundamental con el desplazamiento de techo, V_{max}/W es el corte basal máximo normalizado por el peso de la estructura, g es la aceleración de gravedad, T es el periodo fundamental, calculado de acuerdo a la ecuación 2.6, y T₁ es el periodo fundamental del arquetipo modelo, usando un análisis de valores propios.

$$T = C_{\mu}C_{t}h_{n}^{x} \ge 0.25 \, segundos \tag{2.6}$$

, en que los valores de C_u , C_t y x están definidos en las tablas 12.8-1 y 12.8-2 del ASCE/SEI 7-10 (2010). El coeficiente C_0 se calcula como:

$$C_{0} = \phi_{1,r} \frac{\sum_{1}^{N} m_{x} \phi_{1,x}}{\sum_{1}^{N} m_{x} \phi_{1,x}^{2}}$$
(2.7)

, donde N es el número de pisos de la estructura y $\phi_{1,r}$ es la ordenada del modo fundamental de techo. Más fundamento acerca del cálculo de la ductilidad (μ_T) se encuentra en el Apéndice B del FEMA P-695 (2009).

El análisis dinámico incremental (IDA) (Vamvatsikos y Cornell, 2002) consiste en someter un modelo computacional de una estructura a uno o más registros sísmicos, los cuales son escalados a múltiples niveles de intensidad, hasta alcanzar el colapso de la misma. Este tipo de análisis permite estimar la intensidad media de colapso (\hat{S}_{CT}) y la razón de margen de Colapso (CMR). Con la estimación de estos parámetros es posible determinar la aceptabilidad del desempeño sísmico de la estructura analizada. La intensidad media de colapso (\hat{S}_{CT}) se define como aquella intensidad sísmica para la cual, luego de realizado el análisis IDA, la mitad de los registros sísmicos de un conjunto de registros, provoca el colapso del modelo. Los registros sísmicos utilizados son escalados en intensidad de manera incremental hasta alcanzar el colapso de la estructura o hasta observar un aumento excesivo de la respuesta frente al incremento diferencial de la intensidad. La idea es poder representar gráficamente los resultados en términos de alguna variable que permita medir el daño de la estructura, como por ejemplo su respuesta máxima, la cual puede ser expresada en términos de desplazamiento o deriva máxima de techo, carga máxima de compresión en los elementos estructurales, o momentos en la base de elementos estructurales. Esta respuesta máxima se relaciona con el nivel de intensidad sísmica, como por ejemplo la aceleración máxima del suelo (PGA) o la pseudo-aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura.

Para los análisis no lineales dinámicos, FEMA P-695 propone dos conjuntos de registros sísmicos posibles. El primer conjunto corresponde a "Sismos Cercanos", que se utilizan para estructuras ubicadas a menos de 10 kilómetros de distancia a la falla y categoría de Diseño D de acuerdo al ASCE 7-05 (2005). El segundo conjunto corresponde a "Sismos Lejanos", que se utilizan para estructuras ubicadas a más de 10 kilómetros de distancia de la falla. Sin embargo, para la mayoría de los casos solo se utiliza el conjunto "Sismos Lejanos", ya que son los requeridos para estructuras de categoría de diseño B, C o D según ASCE 7-05 (2005). Para cada conjunto de registros se debe incluir 22 pares de componentes sísmicas horizontales. Adicionalmente, se pueden incluir hasta un máximo de

dos registros, entre los más intensos de un evento sísmico. Los registros sísmicos se seleccionan de aquellos eventos ocurridos dentro del mismo origen tectónico y deben tener magnitudes y distancias a la falla consistentes con aquellos que controlan el nivel de movimiento sísmico para el máximo sismo considerado. Adicionalmente, la forma espectral de los registros debe ser comparable con el espectro de respuesta objetivo.

Para obtener la intensidad media de colapso (\hat{S}_{CT}), se requiere que el modelo sea sometido a aproximadamente 200 análisis tiempo-historia no lineales, es decir aproximadamente 5 análisis para diferentes intensidades, para cada una de las componentes de los 22 pares de registros sísmicos. La metodología FEMA P-695 (2009) propone primero escalar todos los registros hasta que el promedio de las aceleraciones espectrales del conjunto de registros en el periodo fundamental de la estructura coincida con la aceleración espectral del SME (S_{MT}) en el periodo fundamental de la estructura. Luego, se realiza el analisis dinámico incremental con cada uno de los registros hasta que la mitad de ellos cause el colapso de la estructura. Esta intensidad corresponde a la intensidad media de colapso (\hat{S}_{CT}) y la razón de margen de colapso se calcula como:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}}$$
(2.8)

En la Figura 2.2, se muestra el resultado de un IDA para una estructura marcos de hormigón armado de cuatro pisos. El IDA es una técnica para obtener sistemáticamente los efectos del incremento de la intensidad de un registro sísmico sobre la respuesta de la estructura (Vamvatsikos y Cornell, 2002). El modelo numérico de una estructura se somete a un conjunto de registros sísmicos escalados a diferentes niveles de intensidad. En la Figura 2.2 cada punto del grafico representa el resultado de un análisis tiempo-historia no lineal, en este caso la respuesta máxima del modelo numérico, para un nivel de intensidad de uno de los registros sísmicos. Una curva representa la evolución de la respuesta de la estructura sujeta a un registro sísmico escalado incrementalmente a diferentes niveles de intensidad (Vamvatsikos y Cornell, 2002). La diferencia entre las distintas curvas refleja la diferencia en la respuesta de un mismo modelo estructural, sometido a distintos registros

sísmicos. Existe la posibilidad de que existan fenómenos de colapso que no sea posible simular por medio de un modelo numérico. En esos casos se denomina colapso no simulado y la estructura alcanza un estado límite que se considera colapso antes de que la curva IDA muestre algún signo de inestabilidad. La gran variabilidad que se presenta en los resultados de un análisis IDA refleja la variación que existe entre los diferentes registros sísmicos utilizados, que pueden deberse a diferentes motivos como por ejemplo el contenido de frecuencias de cada registro sísmico.



Figura 2.2: Resultado de análisis dinámico incremental (IDA) que relaciona la aceleración espectral versus la deriva máxima de piso. (FEMA P-695, 2009)

2.1.4. Evaluación del Colapso y Desempeño de la Estructura

Con los resultados de los análisis no lineales y la estimación de los factores de desempeño sísmico, se realiza la evaluación del colapso y la aceptabilidad del desempeño de la estructura en cuanto al valor del factor R adoptado. Para esta evaluación es necesario realizar dos ajustes a los resultados. El primero es la inclusión de los factores de incertidumbre asociados al modelo numérico y registros sísmicos. Adicionalmente, se debe ajustar el valor del CMR usando un factor de forma espectral (SSF) para representar los efectos de los sismos de gran intensidad que causan el colapso. Para cada modelo del sistema estructural analizado, se debe calcular la razón de margen de colapso ajustada (ACMR) como:

$$ACMR = SSF \cdot CMR \tag{2.9}$$

La metodología FEMA P-695 propone obtener el factor de forma espectral (SSF) a partir del periodo fundamental del sistema estructural, ductilidad y la categoría de diseño sísmico (SDC), de acuerdo a la norma ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010), con la que fue diseñada. Los valores para el factor de forma espectral (SSF) se encuentran tabulados en la tabla 7-1a y 7-1b del FEMA P-695 (2009).

Es importante aclarar que para este estudio se impone que los valores de ductilidad consideradas por el FEMA P-695 (2009), basadas en el periodo de la estructura, son equivalentes a valores de ductilidad calculados por otros métodos. Por esto, se considera que los valores entregados por FEMA P-695 (2009) para determinar SSF son igualmente válidos para este estudio.

Adicionalmente, existen factores de incertidumbre en el proceso de análisis del sistema estructural que deben ser incorporados en la evaluación del desempeño. La incertidumbre está asociada a diferentes fuentes. Los factores de incertidumbre toman valores entre 0.1 y 0.5, donde 0.1 representa una baja incertidumbre y 0.5 una alta incertidumbre. Valores para los factores de incertidumbre iguales a cero no existen, es decir, no se puede asegurar la certeza absoluta en ningún caso. Así, el factor de incertidumbre total es una función de la incertidumbre asociada a la variabilidad de los registros sísmicos (β_{RTR}), a los requerimientos de diseño (β_{DR}), a los datos experimentales (β_{TD}), y a la modelación (β_{MDL}). El factor de incertidumbre total se obtiene de combinar estas 4 fuentes de incertidumbre presentes en el proceso de evaluación del desempeño sísmico descrito por la metodología FEMA P-695. Los factores de incertidumbre alteran la forma de la curva de fragilidad de colapso, modificando los datos estadísticos obtenidos del IDA. El factor de incertidumbre total del sistema se calcula como:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2 + \beta_{RTR}^2}$$
(2.10)

Las tablas 3-1, 3-2 y 5-3 del FEMA P-695 (2009) entregan valores pre-definidos para β_{DR} , β_{TD} y β_{MDL} , mientras que la incertidumbre asociada a la variabilidad de los

registros sísmicos (β_{RTR}), la cual refleja la variabilidad de la respuesta de la estructura frente a diferentes registros sísmicos, se estima como:

$$\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \le 0.40 \tag{2.11}$$

La incertidumbre tiene efecto sobre el valor de CMR y por lo tanto mientras más grande es la incertidumbre asociada, mayor aumento tendrá la probabilidad de colapso de la estructura para la intensidad del MSE en el periodo correspondiente. En la tabla 7-3 del FEMA P-695 (2009) se entregan valores para el ACMR y valores de probabilidad de colapso aceptable, en función de la incertidumbre total. Si el ACMR es mayor al mínimo valor tabulado, considerando la incertidumbre total calculada, entonces se considera aceptable el valor de R escogido para el diseño del sistema estructural. De lo contrario, se debe rediseñar la estructura para otro valor de R y reevaluaría siguiendo el mismo procedimiento antes descrito. El factor R debe ser aceptable para todos los grupos de arquetipos y sus respectivos modelos. Los valores para R y Ω no necesariamente deben corresponder al mismo grupo de arquetipos.

Para asegurar un correcto desempeño de la estructura analizada, la metodología FEMA P-695 (2009) exige para un grupo de arquetipos, que la probabilidad de colapso sea menor o igual a 10%. Adicionalmente, ninguno de los arquetipos dentro de un mismo grupo puede exceder una probabilidad de colapso de 20%.

Finalmente, si bien la metodología FEMA P-695 está dirigida especialmente para evaluar el desempeño sísmico de sistemas estructurales genéricos, esta metodología se puede adaptar para evaluar el desempeño sísmico de estructuras individuales, pudiéndose evaluar el desempeño de estructuras ya existentes.

2.1.5. Curvas de Fragilidad

Una curva de fragilidad de colapso se define como aquella función que expresa una probabilidad condicional de exceder el estado límite de capacidad para un nivel de intensidad de movimiento sísmico (Ibarra et al., 2005). Las curvas de fragilidad son muy utilizadas actualmente para evaluar el desempeño de una estructura bajo diferentes niveles de solicitaciones sísmicas. La estimación de curvas de fragilidad utilizando los resultados de los análisis dinámicos incrementales, incluyendo la incertidumbre asociada, es un paso muy importante en la evaluación del desempeño sísmico de una estructura (Baker, 2014). Existen diferentes maneras de poder representar una curva de fragilidad. Una de ellas, como se mencionó anteriormente, es por medio del concepto de intensidad relativa o la razón del margen de colapso (CMR). En general, para definir una curva de fragilidad, se ajusta una función de distribución de probabilidad acumulada log-normal, donde se describe la probabilidad de colapso en función de la intensidad sísmica caracterizada para la peligrosidad sísmica de la zona en que se desea estudiar el comportamiento de la estructura. La Figura 2.3 muestra un ejemplo de una curva de fragilidad obtenida de los resultados de un análisis dinámico incremental, para la evaluación del desempeño sísmico de una estructura. En esta figura se representa de manera segmentada la curva de fragilidad ajustada considerando los resultados brutos obtenidos de los IDA's, mientras que la curva de color rojo representa la curva de fragilidad de la estructura considerando la incertidumbre asociada al sistema, calculada con la ecuación 2.10. Mediante las curvas de fragilidad, es posible entonces poder evaluar gráficamente la aceptabilidad del comportamiento de la estructura frente a una peligrosidad sísmica característica.



Figura 2.3: Curva de fragilidad de colapso considerado (a) factor de incertidumbre asociada a los registros (β_{RTR}), (b) factor de incertidumbre total del sistema (β_{TOT}) (FEMA P-695, 2009)

3. VIVIENDA CON MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA

En este capítulo se describe la vivienda de muros de albañilería confinada seleccionada para realizar la evaluación del desempeño sísmico de este trabajo. Se presenta la arquitectura de la vivienda, las cargas para determinar el peso sísmico y la verificación del diseño de los muros de albañilería confinada según la Norma NCh2123 Of. 1997 Mod. 2003.

3.1. Descripción de la vivienda

La estructura corresponde a dos viviendas sociales pareadas, tiene dos niveles, y la superficie total de la estructura es de aproximadamente 160 m². Cada vivienda tiene 50 m² de superficie en el primer piso y 30 m² en el segundo. Esta estructura fue considerada por Haindl (2014), pero él consideró que los muros del primer y segundo piso eran de hormigón armado.

El primer y segundo piso están estructurados con muros de ladrillo cerámico de 14 cm. de espesor, teniendo como elementos de confinamiento vertical a columnas de hormigón armado de 14x14 cm., y como elementos de confinamiento horizontal a cadenas de hormigón armado de 14x30 cm.

Para la techumbre se consideran cerchas de Metalcon (CINTAC, 2010), espaciadas a 60 cm, costaneras y tejas cerámicas. Para sostener el cielo de yeso del segundo piso se consideran portantes inferiores. Las cerchas de la techumbre se apoyan sobre las cadenas de hormigón aramado del segundo nivel. Por otro lado, la fundación está constituida por una fundación corrida de hormigón armado de 50 cm de base y 60 cm de altura.

En las figuras 3.1 y 3.2 se muestran los planos de arquitectura de la planta del primer y segundo nivel respectivamente. En la figura 3.3 se muestra una vista en elevación de la fachada de la estructura. En adelante se hablara de vivienda para referirse a la estructura completa de estudio.



Figura 3.1: Plano de arquitectura, planta del primer piso.



Figura 3. 2: Plano de arquitectura, planta del segundo piso



Figura 3.3: Vista en elevación de la fachada de la estructura.

Según la NCh2123 Of. 1997 Mod. 2003 en su apartado 6.1 indica que en el diseño de muros de albañilería confinada se considera que los elementos de confinamiento de hormigón armado, cadenas y pilares, no contribuyen a aumentar la resistencia al corte del muro. La función de estos elementos es evitar la falla frágil luego de producido el agrietamiento diagonal de la albañilería.

3.2. Cargas

El peso sísmico de la estructura se estima considerando el peso propio más el 25% de la sobrecarga de uso. El peso propio y las sobrecargas de uso se obtienen a partir de lo estipulado en la norma NCh1537 Of. 1986. (INN, 2009).

Para estimar el peso propio, se considera el peso específico de cada material de acuerdo a valores utilizados en la literatura. Para las estructuras de techumbre y tabiques, se consideran propiedades de las secciones que los componen, de acuerdo al manual de diseño Metalcon (CINTAC, 2010). En las Tablas 3.1, 3.2 y 3.3 se presentan de manera desglosada los pesos propios de muros del primer piso, muros del segundo piso y losa de entrepiso, respectivamente. Para el cálculo del peso propio de los muros, se considera una terminación de estuco exterior de 2 cm de espesor y una terminación de yeso interior de 1 cm de espesor. Para la losa de entrepiso, se considera una sobrelosa de 3 cm de espesor y una terminación de Volcanita de 15 mm de espesor para el cielo.

Motorial	Área	Espesor	Peso especifico	Peso
Material	[m ²]	[m]	[kN/m ³]	[kN]
Albañilería	100	0.14	17.65	247
Yeso	100	0.01	12.05	12
Estuco	100	0.02	17.00	34
			Total	293

Tabla 3. 1: Peso de muros del primer piso.

Tabla 3. 2: Peso de muros del segundo piso.

Motorial	Área	Espesor	Peso especifico	Peso
Materiai	[m ²]	[m]	[kN/m ³]	[kN]
Albañilería	71	0.14	17.65	175
Yeso	71	0.01	12.05	9
Estuco	71	0.02	17.00	24
			Total	208

Tabla 3. 3: Peso de losa de entrepiso.

Matarial	Área	Espesor	Peso especifico	Peso
Materiai	[m ²]	[m]	[kN/m ³]	[kN]
Hormigón	95	0.10	23.50	223
Hormigón pobre	95	0.03	22.50	64
Volcanita ST 15 mm	95	-	0.13 (kN/m ²)	12
			Total	300

Para los muros de tabiquería, se considera el detalle de los planos de arquitectura del ICH mostrados en la Figura 3.4, considerando el diseño del manual de diseño de Metalcon (CINTAC, 2010).

Los tabiques tienen una altura efectiva de 2,3 m y se conforman por pies derechos de perfil 40CA085 a 60 cm, solera superior e inferior de perfil 42C085 y un recubrimiento de Volcanita ST de 10 mm de espesor por ambas fachadas. El primer piso tiene un total de 22,5 metros lineales de tabique y el segundo piso un total de 23 metros lineales de tabique. Las Tablas 3.4 y 3.5 resumen el cálculo del peso propio de los tabiques del primer y segundo piso, respectivamente.



Figura 3. 4: Detalle de componentes de tabiques (ICH, 2010).

Elemento	Cantidad	Unidad	Peso especifico unitario	Peso [kN]
Solera 42C085	45 ⁽¹⁾	m	5.2 (N/m)	0.23
Pie derecho 40CA085	86 ⁽²⁾	m	8.1 (N/m)	0.70
Volcanita ST 15 mm	104 ⁽³⁾	m^2	74.0 (N/m ²)	7.70
			Total	8.63

Tabla 3. 4: Peso de tabiques de primer piso

(1) Calculado considerando solera superior e inferior en 22,5 m lineales de tabique.

(2) Calculado considerando pies derechos de 2,3 m de altura separados a 60 cm.

(3) Calculado considerando plancha de Volcanita por ambos lados del tabique con 2,3 m de altura y 22,5 m lineales de tabique.

Elemento	Cantidad	Unidad	Peso especifico unitario	Peso [kN]
Solera 42C085	45 ⁽¹⁾	m	5.2 (N/m)	0.23
Pie derecho 40CA085	88.2 ⁽²⁾	m	8.1 (N/m)	0.71
Volcanita ST 15 mm	105.8(3)	m^2	74.0 (N/m ²)	7.83
			Total	8.78

Tabla 3. 5: Peso de tabiques de segundo piso.

(1) Calculado considerando solera superior e inferior en 23 m lineales de tabique.

(2) Calculado considerando pies derechos de 2,3 m de altura separados a 60 cm.

(3) Calculado considerando plancha de Volcanita por ambos lados del tabique con 2,3 m de altura y23 m. lineales de tabique.

Para la estructura de techumbre, se consideraron los detalles del manual de diseño Metalcon (CINTAC, 2010). La estructura consiste en cerchas espaciadas a 60 cm. con costaneras separadas a 40 cm. Sobre las costaneras se apoya una plancha de recubrimiento de OSB de 15 mm, como se muestra en la Figura 3.5. Para el recubrimiento de cielo, se considera una plancha de poliestireno expandido de 80 mm de espesor y una placa de Volcanita ST de 10 mm de espesor. Para soportar el recubrimiento, se dispone de portantes perfil 40R conectados a las cerchas y espaciados a 40 cm. Se estima únicamente el peso de la techumbre para una porción del segundo nivel, en una superficie de 35 m². Luego, se extrapola para obtener el peso de la techumbre sobre el total de la superficie, tanto del primer como segundo piso de la estructura.



Figura 3. 5: Estructura de techumbre Metalcon.

Los valores indicados en la Tabla 3.6 corresponden al peso de techumbre, considerando una superficie de 35 m^2 .

Elemento	Cantidad	Unidad	Peso especifico unitario	Peso [kN]
Cerchas	13	U	200.0 (N/u)	2.6
Costaneras	135 ⁽²⁾	m	9.6 (N/u)	1.3
Portantes 40R	86 ⁽³⁾	m	3.7 (N/u)	0.3
Volcanita ST 15 mm	35 ⁽⁴⁾	m^2	74.0 (N/m ²)	2.6
OSB 15 mm	50 ⁽⁵⁾	m^2	100.0 (N/m ²)	5.0
Pol. Expandido 80 mm	35 ⁽⁴⁾	m^2	7.8 (N/m ²)	0.3
Teja asfáltica	50 ⁽⁵⁾	m^2	$100.0 (N/m^2)$	5.0
			Total	17.1

Tabla 3. 6: Peso de estructura de techumbre en 35 m^2

(1)Peso equivalente considerando 13 cerchas en 35 m^2 .

(2) Se consideran un total 18 costaneras de 7,5 m de largo cada una, en 35 m² de superficie.

(3) Considerando portantes 40R de 7,5 m de largo y separados a 40 cm en un ancho de 4,6 m.

(4) Calculado considerando una superficie de 35 m^2 de cielo.

(5) Calculado considerando un techo de doble pendiente de 6,7 m de ancho por 7,5 m de largo a cada lado.

Extrapolando el peso estimado para una superficie de 35 m² y considerando que el primer piso tiene una superficie de techo igual a 36 m² y el segundo piso 60 m², el peso de la estructura de techumbre para el primer piso resulta 17,6 kN y para el segundo piso 29,3 kN. Finalmente, en la Tabla 3.7 se muestra el resumen de los pesos propios, de los elementos que conforman la estructura y el peso sísmico total. Adicionalmente, se considera la sobrecarga sísmica de un 25% de la sobrecarga de uso de la losa de entrepiso (1,96 kN/m²), de acuerdo a la norma NCh1537 (2009). El peso sísmico total obtenido es 3% mayor que el peso sísmico calculado por Haindl (2014) que consideró la vivienda estructura con muros de hormigón armado.

Ninal de Dise	Flowerto	Peso*
Nivel de Piso	Elemento	[kN]
1	Muros	251
	Tabiques	9
	Techumbre en el primer piso	18
	Losa de entrepiso	300
	Sobrecarga Símica de uso (25%)	47
2	Muros	104
	Tabiques	4
	Techumbre en el segundo piso	29
	Sobrecarga Sísmica de uso (25%)	5
	Peso Sísmico Total	766

Tabla 3. 7: Estimación peso sísmico total de la estructura.

*Se considera el peso sísmico calculado por piso, concentrando las masas en los diafragmas rígidos; losa de entrepiso y techo del segundo piso respectivamente.

3.3. Parámetros de Diseño Sísmico

Para el diseño sísmico de la estructura se emplea el decreto DS 61 (2011), que derogó a la NCh433 (2009) y que fija el diseño sísmico de edificios. La vivienda se ubica en Santiago, Chile, es decir, en Zona Sísmica 2 ($A_0 = 0.3g$). El suelo en que se emplaza la vivienda se considera tipo D. Este tipo de estructura corresponde a la categoría de ocupación II y se utiliza un factor de reducción de la respuesta (R) igual a 4 (para análisis estático).
4. MODELACION ESTRUCTURAL Y VERIFICACION DEL DISEÑO AL CORTE

En este capítulo se presenta el modelo computacional tridimensional elástico de la vivienda en estudio realizado en el programa ETABS. Este modelo se utiliza para estimar los periodos fundamentales de vibración y para verificar el diseño de los muros de albañilería, de acuerdo a los requerimientos de la Norma NCh 2123 Of. 1997. Adicionalmente, se describe el modelo computacional simplificado, que se elabora para realizar los análisis no lineales y evaluar el desempeño sísmico de la vivienda, utilizando la metodología FEMA-P-695 (2009). El modelo no lineal se realiza en el programa computacional OpenSees. Para el comportamiento no lineal de los muros de albañileria confinada se consideran las envolventes propuestas por Tomazevic, M. y Klemenc, I. (1997).

4.1. Modelo Elástico Tridimensional

Para el modelo se consideran que los muros de albañilería confinada están compuestos de ladrillos cerámicos clase *MqM*, que se refiere a un ladrillo cerámico hecho a máquina compacta en toda su masa de acuerdo a la norma NCh 2123 Of. 1997. En el modelo computacional se incluyen los muros de albañilería, la losa de entrepiso de hormigón armado y la estructura de techumbre. La estructura de techumbre se incluye como un elemento de peso específico equivalente para el peso sísmico estimado de este elemento. El peso propio de terminaciones de muro, terminaciones de losa y tabiques, se consideran como cargas adicionales aplicadas como cargas distribuidas, para poder considerar adecuadamente la masa sísmica de la estructura.

De acuerdo al apartado 5.7.4 de la Norma NCh 2123 Of. 1997 para efectos de calcular las deformaciones producidas por la acción sísmica, el módulo de elasticidad de la albañilería confinada se determina con la ecuación 4.1, y el módulo de corte se determina con la ecuación 4.2.

$$E_m = 1000 \cdot f'_m \tag{4.1}$$

$$G_m = 0.3 \cdot E_m \tag{4.2}$$

, donde f'_m es la resistencia básica de compresión de la albañilería confinada de acuerdo al apartado 5.7.1 sección b de la NCh 2123 Of. 1997 para albañilería de ladrillos cerámicos. Esta resistencia básica se determina a partir de la resistencia a la compresión de las unidades de albañilería de la ecuación 3.3.

$$f'_{m} = 0.25 \cdot f_{p} \tag{4.3}$$

, donde f_p es la resistencia a la compresión de la unidad de albañilería. En este caso se considera una albañilería clase MqM de acuerdo al apartado 5.7.2 sección b de la Norma NCh 2123 Of. 1997 y que se muestra en la tabla 4.1.

Tipo de	Unidad	Grado del mortero	Resistencia básica	
Clase	f_p en Mpa	(según NCh 2256)	de corte τ_m en Mpa	
MqM	16.0	M 15	0.60	
MqP	10.0	M 10	0.50	
MqHv	10.0	M 10	0.50	
mnM	4.0	M 5	0.25	
Bloque	5.0	M 10	0.30	
Bloque	4.5	M 10	0.20	

Tabla 4. 1: Valores indicativos de la resistencia básica de corte.

La losa de entrepiso se modela como elemento tipo placa, de 10 cm de espesor y material de hormigón H20 (f $_{c}$ =16 MPa), con un coeficiente de Poisson de 0,2. Por simplicidad para el modelo, tanto la losa de entrepiso como la techumbre se modelan como diafragma rígido.

Para incluir el peso sísmico de la techumbre se modeló usando elementos tipo placa de 10 cm de espesor con un material con un Peso Específico de 5 kN/m³, que representa la carga muerta de peso propio de la techumbre de acuerdo a las estimaciones de la Tabla 3.6. Para este material de techumbre, se considera un módulo de elasticidad de 9,4 MPa, es decir, mil veces menor al de elementos de hormigón, ya que la estructura de techumbre

tiene una rigidez flexural despreciable. De acuerdo a la norma NCh1537 Of. 1986. (INN, 2009), se colocó una sobrecarga de 1,96 kN/m² a la losa de entrepiso como sobrecarga de uso.

Como peso propio adicional al peso de los elementos estructurales modelados en ETABS, se agregó al modelo una carga de 1,35 kN/m² en el diafragma de entrepiso para representar la mitad de la carga aportada por los tabiques del primer piso, terminaciones de muros del primer piso, sobrelosa de entrepiso, terminaciones de cielo del primer piso, más la mitad del peso de los tabiques y terminaciones de muro del segundo piso. Al diafragma de techo del segundo piso se agregó una carga de 0,35 kN/m². Esta última carga considera las terminaciones de cielo y la mitad del peso propio de los tabiques y terminación de muro del segundo piso. Adicionalmente, se colocó una sobrecarga de uso de 0,30 kN/m² a la techumbre tanto en el diafragma de la losa de entrepiso y del segundo piso de acuerdo a la norma NCh1537 Of. 1986. (INN, 2009). La Figura 4.1 muestra una vista en 3D del modelo construido de la vivienda.



Figura 4. 1: Modelo 3D de la vivienda realizado en ETABS (Computers and Structures Inc., 2011).

El peso sísmico obtenido del modelo ETABS resulta 767 kN, es decir, prácticamente igual al estimado en la Tabla 3.7.

4.2. Propiedades Dinámicas y Verificación del Corte de los Muros

En la Tabla 4.2 se resumen los periodos fundamentales obtenidos del modelo tridimensional elástico de la casa, para la dirección longitudinal (X) y transversal (Y) de análisis. Adicionalmente, se muestran los porcentajes de masa efectiva en cada dirección de análisis. El periodo fundamental es de 0.065 segundos y es 30% más flexible que si se considera la casa de hormigón armado (Haindl 2014).

Modo	Periodo [seg.]	Masa efectiva Dirección (X) [%]	Masa efectiva Dirección (Y) [%]	Masa efectiva Rotacional [%]
Longitudinal (X)	0.065	91	0	8
Transversal (Y)	0.047	0	96	0
Rotacional	0.040	10	0	87

Tabla 4. 2: Periodos de vibración y masa efectiva.

El coeficiente sísmico y el esfuerzo de corte basal de la estructura en cada dirección de análisis se calculan a partir de los períodos de vibración con mayor masa traslacional en cada una de las direcciones de análisis. El coeficiente sísmico resultante en ambas direcciones es C = 0,198 y queda controlado por el coeficiente sísmico máximo. Para un valor de R=4, este coeficiente sísmico es C=0.55SAo/g=0.198. Por lo tanto, el esfuerzo de corte basal sísmico se calcula como:

$$Q_0 = CIP \tag{4.4}$$

, donde I es el coeficiente de categoría del edificio que es igual a 1.0 y P es el peso sísmico de la estructura (766 kN). En consecuencia, el corte basal es de 152 kN para ambas direcciones de análisis. Este corte basal equivale al 19,8% del peso sísmico de la estructura. Utilizando el método de análisis estático de la norma Norma NCh 433 (2009), las fuerzas laterales equivalentes a aplicar en el modelo, calculadas según la sección 6.2.5 de dicha norma, para ambas direcciones de análisis, se muestran en la Tabla 4.3. Las fuerzas laterales equivalentes son introducidas al modelo ETABS como fuerzas distribuidas horizontalmente, por unidad de superficie, sobre la losa y el techo. Por simplicidad no se incorpora la torsión accidental para el diseño de los muros.

Nivel	Peso [kN]	Z _k [m]	A _k	Fuerza Eq. [kN]
2	142	4.8	0.707	54
1	624	2.4	0.293	98

Tabla 4. 3: Fuerzas laterales equivalentes en ambas direcciones, para análisis estático.

Para verificar el diseño al corte de los muros en ambas direcciones, se consideran las combinaciones de carga dispuestas en la norma NCh3171 (INN, 2010) [10].

- C1: D + L
- C2: $D + 0.75L \pm SX$
- C3: $D + 0.75L \pm SY$
- C4: $0,6D \pm SX$
- C5: $0,6D \pm SY$

, donde D son las cargas de peso propio, L son las sobrecargas de uso definidas según la norma NCh1537 (INN, 2009), mientras que S_X y S_Y son las fuerzas laterales equivalentes en la dirección longitudinal y transversal respectivamente y corresponden a las mostradas en la Tabla 4.3. La verificación del diseño a corte de los muros, se realiza solo para los muros del primer piso, ya que estos son los que están sometidos a mayores esfuerzos de corte. La Figura 4.2 muestra una vista en planta de los muros del primer piso y la designación usada en este trabajo. Los muros de color rojo aportan resistencia en la dirección transversal de la vivienda, mientras que los de color azul aportan resistencia en la dirección longitudinal. Sin embargo, es importante aclarar que el modelo tridimensional de elementos finitos considera el acoplamiento que existe entre los muros de ambas direcciones. Para la verificación del diseño al corte de los muros, se consideran todos los muros identificados en la Figura 4.2. La Tabla 4.4 muestran el porcentaje del esfuerzo de corte sísmico que toma cada muro en la dirección longitudinal (X) y transversal (Y) respectivamente.



Figura 4. 2: Identificación de los muros del primer piso de la casa.

Dirección X								
Muro	%V _{piso}	Muro	%V _{piso}					
1	6.2	9	27.4					
2	2.8	10	18.1					
3	2.8	11	7.4					
4	2.1	12	0.9					
5	2.7	13	3.0					
6	2.1	14	0.9					
7	2.7	15	3.0					
8	18.1							

Tabla 4. 4: Aporte de corte basal que toman los muros en ambas direcciones.

Dirección Y						
Muro	%V _{piso}					
16	23.7					
17	1.5					
18	4.6					
19	40.3					
20	4.6					
21	23.7					
22	1.5					

4.3. Esfuerzo de Corte Admisible

El esfuerzo de corte admisible de los muros de albañilería confinada se estima de acuerdo a las disposiciones de diseño de la norma NCh 2123 (año) en la sección 6.2, y que corresponde a:

$$V_a = (0.23\,\tau_m + 0.12\,\sigma_0)A_m \tag{4.5}$$

, donde τ_m es la resistencia básica de corte de albañilería medida sobre el área bruta que es igual a 0.6 MPa de acuerdo a la tabla 4.1, σ_0 es la tensión media de compresión producida por el esfuerzo axial N que actúa sobre la sección, y A_m es el área bruta de la sección transversal del muro. Adicionalmente la norma limita el corte admisible a un valor máximo de $0.35 \tau_m \cdot A_m$. Para cumplir el diseño al corte de los muros se debe cumplir que V < V_a, donde V es la fuerza de corte sísmico que actúa en el muro.

En la tabla 4.5 y 4.6 se muestra la verificación del corte para los muros en dirección (X) e (Y), respectivamente. Se verifica el diseño y los muros más exigidos son los muros 8 y 10 para la dirección (X) ($V/V_a = 57\%$) y el muro 19 para la dirección (Y) ($V/V_a = 34\%$).

Muro	Α _m [m ²]	P [kN]	$\sigma_0 = N/A_m$ [MPa]	V [kN]	Va [kN]	V/V _a
1	0.224	20.7	0.092	10.5	33.4	31%
2	0.112	11.2	0.100	4.8	16.8	29%
3	0.112	11.2	0.100	4.8	16.8	29%
4	0.084	6.8	0.081	3.5	12.4	28%
5	0.084	6.4	0.076	4.5	12.4	36%
6	0.084	6.8	0.081	3.5	12.4	28%
7	0.084	6.4	0.076	4.5	12.4	36%
8	0.322	77.3	0.240	30.7	53.7	57%
9	0.588	148.0	0.252	46.4	98.9	47%
10	0.322	77.3	0.240	30.7	53.7	57%
11	0.196	57.3	0.292	12.5	33.9	37%
12	0.070	39.3	0.561	1.5	14.4	10%
13	0.084	26.0	0.310	5.0	14.7	34%
14	0.070	39.3	0.561	1.5	14.4	10%
15	0.084	26.0	0.310	5.0	14.7	34%

Tabla 4. 5: Verificación del diseño al corte de los muros en dirección X.

Muro	A _m [m ²]	N [kN]	$\sigma_0 = N/A_m$ [MPa]	V [kN]	Va [kN]	V/V _a
16	0.756	139.4	0.184	38.3	121.056	32%
17	0.084	9.5	0.113	2.5	12.732	20%
18	0.238	30.0	0.126	7.5	36.444	21%
19	1.190	217.3	0.183	65.2	190.296	34%
20	0.238	30.0	0.126	7.5	36.444	21%
21	0.756	139.4	0.184	38.3	121.056	32%
22	0.084	9.5	0.113	2.5	12.732	20%

Tabla 4. 6: Verificación del diseño al corte de los muros en dirección Y

4.4. Esfuerzo Axial de compresión admisible

De acuerdo al apartado 6.3 de la norma NCh 2123, el esfuerzo axial de compresión admisible en un muro se calcula con la siguiente ecuación.

$$N_a = 0.4 \cdot f'_m A_m \cdot \phi_e \cdot A_m \tag{4.6}$$

, donde f'_m es la resistencia básica a la compresión de la albañilería medida sobre el área bruta; ϕ_e es el factor de reducción por esbeltez, definido por la:

$$\phi_e = \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t}\right)^3\right] \tag{4.7}$$

, donde *t* es el espesor del muro; *h* es el menor valor entre la distancia entre los pilares de confinamiento y la distancia entre las cadenas de confinamiento. En las tablas 4.7 y 4.8 se muestran la verificación del esfuerzo axial de compresión admisible. N es el valor de la fuerza axial de compresión que actúa sobre el muro y tiene que ser menor a N_a . Se verifica el diseño y los muros más exigidos son los muros 12 y 14 para la dirección (X) (N/ N_a = 35%) y los muros más exigidos son los muros 16, 19 y 21 para la dirección (Y) (N/ N_a = 12%).

Muro	фe	A_m [m ²]	<i>f'</i> m [MP a]	N [kN]	Na [kN]	N/N _a
1	0.987	0.224	4.0	20.7	354	6%
2	0.999	0.112	4.0	11.2	179	6%
3	0.999	0.112	4.0	11.2	179	6%
4	1.000	0.084	4.0	6.8	134	5%
5	1.000	0.084	4.0	6.4	134	5%
6	1.000	0.084	4.0	6.8	134	5%
7	1.000	0.084	4.0	6.4	134	5%
8	0.954	0.322	4.0	77.3	492	16%
9	0.947	0.588	4.0	148.0	891	17%
10	0.954	0.322	4.0	77.3	492	16%
11	0.992	0.196	4.0	57.3	311	18%
12	1.000	0.070	4.0	39.3	112	35%
13	1.000	0.084	4.0	26.0	134	19%
14	1.000	0.070	4.0	39.3	112	35%
15	1.000	0.084	4.0	26.0	134	19%

Tabla 4. 7: Verificación del esfuerzo axial de compresión de los muros en dirección X.

Tabla 4. 8: Verificación del esfuerzo axial de compresión de los muros en dirección Y.

Muro	ϕ_{e}	Α _m [m ²]	<i>f'm</i> [MPa]	N [kN]	Na [kN]	N/N _a
16	0.947	0.756	4.0	139.4	1145.8	12%
17	0.999	0.084	4.0	9.5	134.2	7%
18	0.972	0.238	4.0	30.0	370.1	8%
19	0.947	1.190	4.0	217.3	1803.6	12%
20	0.972	0.238	4.0	30.0	370.1	8%
21	0.947	0.756	4.0	139.4	1145.8	12%
22	0.999	0.084	4.0	9.5	134.2	7%

4.5. Flexo-compresión para solicitaciones contenidas en el plano del muro.

De acuerdo al apartado 6.4 de la norma NCh 2123, el momento de flexión admisible se debe calcular con las siguientes expresiones:

$$M_{oa} = 0.9 \cdot A_s \cdot f_s \cdot d' \tag{4.8}$$

, donde A_s es el área de la armadura de refuerzo longitudinal de cada pilar colocado en los extremos del muro; d' es la distancia entre los centroides de los pilares colocados e ambos extremos del muro y f_s es la tensión admisible de la armadura de refuerzo. Para la armadura de los pilares se disponen 4 barras de diámetro 10 mm que viene a ser la armadura mínima que se indica en la NCh. 2123 apartado 7.7.8.1; Para la tensión f_s se considera 0.5 f_y , donde f_y es la tensión de fluencia nominal de la armadura de refuerzo y que es igual a 280 MPa. Para satisfacer el diseño a flexión de los muros, Se debe cumplir que M < M_{oa}, donde M es el momento flector que actúa sobre el muro

En las tablas 4.9 y 4.10 se muestran la verificación del diseño a flexión de los muros donde se observa que el muro más exigido en la dirección (X) es el 9 con un 47% de su capacidad de diseño y el muro más exigido en la dirección (Y) es el muro 19 con 57% de su capacidad de diseño.

Muro	As	d'	$f_s = 0.5*f_y$	Μ	Moa	M/M _{oa}
	[cm ²]	[m]	[MPa]	[kN-m]	[kN-m]	
1	3.14	1.3	140.0	11.2	51.4	22%
2	3.14	0.5	140.0	5.2	19.8	26%
3	3.14	0.5	140.0	5.2	19.8	26%
4	3.14	0.3	140.0	2.0	11.9	17%
5	3.14	0.3	140.0	1.8	11.9	15%
6	3.14	0.3	140.0	2.0	11.9	17%
7	3.14	0.3	140.0	1.8	11.9	15%
8	3.14	2.0	140.0	31.3	79.1	40%
9	3.14	3.9	140.0	72.4	154.3	47%
10	3.14	2.0	140.0	31.3	79.1	40%
11	3.14	1.1	140.0	15.7	43.5	36%
12	3.14	0.2	140.0	1.5	7.9	19%
13	3.14	0.3	140.0	2.8	11.9	24%
14	3.14	0.2	140.0	1.5	7.9	19%
15	3.14	0.3	140.0	2.8	11.9	24%

Tabla 4. 9: Verificación del esfuerzo de flexión simple de los muros en dirección X.

Muro	A _s [m ²]	d' [m]	$f_s = 0.5*f_y$ [MPa]	M [kN-m]	M _{oa} [kN-m]	M/M _{oa}
16	3.14	5.1	140.0	71.8	201.8	36%
17	3.14	0.3	140.0	1.0	11.9	8%
18	3.14	1.4	140.0	9.5	55.4	17%
19	3.14	8.2	140.0	184.0	324.4	57%
20	3.14	1.4	140.0	9.5	55.4	17%
21	3.14	5.1	140.0	71.8	201.8	36%
22	3.14	0.3	140.0	1.0	11.9	8%

Tabla 4. 10: Verificación del esfuerzo de flexión simple de los muros en dirección Y.

Cuando existe esfuerzo axial de compresión sobre el muro, el momento de flexión admisible de la sección, para flexión compuesta, se calcula con las siguientes ecuaciones.

$$M_a = M_{oa} + 0.20 \cdot N \cdot d$$
 si $N \le N_a / 3$ (4.9)

$$M_{a} = (1.5 \cdot M_{oa} + 0.10 \cdot N_{a} \cdot d) (1 - N / N_{a}) \qquad si \ N > N_{a} / 3 \qquad (4.10)$$

Muro	Ν	Na	Moa	Μ	Ma	M/Ma
	[kN]	[kN]	[kN-m]	[kN-m]	[kN-m]	
1	20.7	353.9	51.4	11.2	58.1	19%
2	11.2	179.1	19.8	5.2	21.6	24%
3	11.2	179.1	19.8	5.2	21.6	24%
4	6.8	134.4	11.9	2.0	12.7	16%
5	6.4	134.4	11.9	1.8	12.6	14%
6	6.8	134.4	11.9	2.0	12.7	16%
7	6.4	134.4	11.9	1.8	12.6	14%
8	77.3	491.7	79.1	31.3	114.7	27%
9	148.0	891.2	154.3	72.4	278.6	26%
10	77.3	491.7	79.1	31.3	114.7	27%
11	57.3	311.2	43.5	15.7	59.6	26%
12	39.3	112.0	7.9	1.5	11.3	13%
13	26.0	134.4	11.9	2.8	15.0	19%
14	39.3	112.0	7.9	1.5	11.3	13%
15	26.0	134.4	11.9	2.8	15.0	19%

Tabla 4. 11: Verificación del esfuerzo de flexión-compresión de los muros en dirección X.

Muro	N [kN]	Na [kN]	M _{oa} [kN-m]	M [kN-m]	Ma [kN-m]	M/M _a
16	139	1145.8	201.8	71.8	352.3	20%
17	10	134.2	11.9	1.0	13.0	8%
18	30	370.1	55.4	9.5	65.6	14%
19	217	1803.6	324.4	184.0	693.8	27%
20	30	370.1	55.4	9.5	65.6	14%
21	139	1145.8	201.8	71.8	352.3	20%
22	10	134.2	11.9	1.0	13.0	8%

Tabla 4. 12: Verificación del esfuerzo de flexión-compresión de los muros en dirección Y.

, donde d es la altura útil de la sección transversal del muro. Esta distancia, se define como la distancia entre el centro de gravedad de la armadura longitudinal del pilar ubicado en el borde traccionado del muro y la fibra extrema de la zona comprimida de la sección.

En las tablas 4.11 y 4.12 se muestran la verificación del diseño a flexión de los muros. Se observa que el muro más exigido en la dirección (X) es el 10 con un 27% de su capacidad de diseño y el muro más exigido en la dirección (Y) es el muro 19 con 27% de su capacidad de diseño. En consecuencia, se concluye que el esfuerzo de corte es el que controla el diseño de esta estructura.

4.6. Modelo Simplificado de OpenSees para Análisis no Lineal.

En esta sección se describe el modelo 2D simplificado no lineal de tres grados de libertad de la estructura que se desarrolló en OpenSees para la evaluación del desempeño sísmico de la vivienda en sus dos direcciones principales. El modelo solo considera el primer piso de la casa, el segundo piso se considera como masa concentrada en el centro de masa del modelo. Los muros se modelan mediante elementos uniaxiales tipo resorte con un comportamiento tipo histerético para representar la relación fuerza-deformación del comportamiento al corte de cada uno de ellos. Al igual que en el modelo tridimensional elástico, en este modelo no se considera interacción suelo-estructura. Para el análisis tiempo historia se impone una razón de amortiguamiento (ξ) de 2,5% tipo Rayleigh para los modos 1 y 3.

Con el objetivo de simplificar el modelo no lineal, este incluyen únicamente los muros con más de un 5% de aporte a la resistencia al corte en su respectiva dirección (ver Tabla 4.4). Así, en la dirección longitudinal (X), se consideran 5 elementos uniaxiales que simulan el comportamiento al corte de los muros 1, 8, 9, 10 y 11. Estos muros aportan aproximadamente un 90% de la resistencia al corte en dicha dirección. Por otro lado, para la dirección transversal (Y) de la casa, se consideran tres elementos uniaxiales, que simulan el comportamiento al corte de los muros 16, 19 y 21. En esta dirección, dichos muros contribuyen con aproximadamente un 90% de la resistencia al corte al corte. En la Figura 4.3 se presenta la ubicación en planta de los muros que aportan con más del 5% de resistencia al corte en ambas direcciones.

En el modelo simplificado, los elementos uniaxiales están conectados mediante la losa, la cual se modela con un elemento elástico tipo viga, lo suficientemente rígido para simular el comportamiento de diafragma rígido. Adicionalmente, las distancias entre los elementos uniaxiales son equivalentes a las distancias entre los muros respectivos de la vivienda. Estas distancias se obtuvieron de los planos de arquitectura.

En la Figura 4.4 se presenta un esquema del modelo simplificado donde además se muestran los tres grados de libertad (u₁, u₂ y u₃), que corresponden a los grados de libertad de desplazamiento longitudinal (X), desplazamiento transversal (Y), y giro, de la losa de entrepiso, respectivamente.



Figura 4. 3: Muros con más del 5% de aporte a la resistencia al corte.



Figura 4. 4: Modelo 2D simplificado no lineal.

4.6.1. Representación de los Muros de Albañilería Confinada en OpenSees

Para representar el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada se utilizan resortes uniaxiales cuya relación constitutiva se ajusta al comportamiento de corte de los muros. Los elementos uniaxiales tipo resorte se definen en OpenSees mediante elementos de longitud nula (*zeroLength Elements*) cuyo comportamiento se representa utilizando un material histerético (*Hysteretic Material*), definido en OpenSees a través de una serie de parámetros. Los resortes que representn a cada muro están dispuestos entre dos nodos: uno fijo y otro libre, conectado al sistema de vigas del modelo estructural (las cuales representan a la losa de hormigón armado). La Figura 4.5 muestra esquemáticamente la manera en que se definen en OpenSees los elementos uniaxiales, tipo resorte, con los que se modelan los muros albañilería confinada.



Figura 4. 5: Representación esquemática del elemento de longitud nula (zeroLength Element) utilizado en OpenSees para modelar los muros.

4.6.2. Relación Constitutiva de los Elementos uniaxiales.

La relación constitutiva de los elementos uniaxiales descritos en la sección anterior, se deben ajustar al comportamiento de corte de los muros de albañileria confinada. Para esto, se utiliza un material histeretico *(Hysteretic Material)* cuyo comportamiento se define a través de los parámetros de la Figura 4.6. Los cuales se explican en la Tabla 4.13.

(\$e1p, \$s1p)	Deformación y tensión o deformación y fuerza en el primer punto de la envolvente en la dirección positiva
(\$e2p, \$s2p)	Deformación y tensión o deformación y fuerza en el segundo punto de la envolvente en la dirección positiva
(\$e3p, \$s3p)	Deformación y tensión o deformación y fuerza en el tercer punto de la envolvente en la dirección positiva
(\$e1n, \$s1n)	Deformación y tensión o deformación y fuerza en el primer punto de la envolvente en la dirección negativa
(\$e2n, \$s2n)	Deformación y tensión o deformación y fuerza en el segundo punto de la envolvente en la dirección negativa
(\$e3n, \$s3n)	Deformación y tensión o deformación y fuerza en el tercer punto de la envolvente en la dirección negativa
beta	Factor para determinar la pendiente de descarga de la curva, basada en la ductilidad
\$pinchx	Factor de estrangulamiento o "pinching" para deformación durante ciclos de carga
\$pinchy	Factor de estrangulamiento o "pinching" para tensión o fuerza durante los ciclos de carga

Tabla 4. 13: Parámetros de entrada del material histerético de Opensees



Figura 4. 6: Relación constitutiva del Material Histeretico de OpenSees.

4.7. Desarrollo de los modelos constitutivos.

Astroza y Schmidt (2004) establecen cuatro modos de falla para un muro de albañilería confinada sometido a fuerzas sísmicas en su plano. Estos modos dependen de la

geometría del muro, de la calidad de los materiales, del contacto entre el paño de ladrillos y los elementos de confinamiento y de las restricciones de borde de este. Los modos de falla que pueden presentar este tipo de muros son las siguientes:

Falla de Corte por Deslizamiento:

Se produce por un deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta. Este deslizamiento produce un mecanismo del tipo "columna corta" en los pilares (ver Figura 4.7).

Falla de Corte:

Esta falla se caracteriza por un agrietamiento diagonal del paño de albañilería y es consecuencia de las tracciones de tracción diagonal que se producen en el paño (ver Figura 4.8). Para evitar la propagación de la grieta diagonal en los elementos de confinamiento es necesario reforzar las zonas críticas de estos elementos, especialmente cuando la albañilería es de buena calidad y el paño de albañilería es largo.



Figura 4. 7: Falla de corte por deslizamiento.



Figura 4. 8: Falla de corte sin y con armadura horizontal en el paño Falla por agrietamiento de tracción diagonal:

Esta falla se produce cuando se separa el paño de albañilería de los elementos de confinamiento. Esta situación genera grandes tensiones de compresión en las esquinas del muro, las que pueden provocar las falla por aplastamiento de la zona cuando la albañilería es de baja calidad o cuando se usan unidades del tipo rejilla de paredes delgadas.

Este modo de falla es típicamente caracterizado por la formación de una fisura diagonal en el muro, la cual se desarrolla a través de las hiladas de mortero y/o través de los ladrillos. Luego de que se fisura el paño de albañilería, el esfuerzo cortante es tomado por el marco confinante más el puntal de compresión que se genera cuando el paño de albañilería se separa de los elementos de confinamiento. (Ver Figura 4.9).



Figura 4. 9: Falla por agrietamiento de tracción diagonal.

4.8. Definición de la Envolvente de Histéresis de los Muros de Albañilería Confinada.

Para desarrollar la envolvente de histéresis de los muros de albañilería confinada sometida a comportamiento sísmico se utilizaron las expresiones de Tomazevic, M. (1997). Estas expresiones se obtuvieron de ensayos experimentales de tres muros de albañilería confinada de escala 1:5 y con una relación altura/largo h/l = 1.58, sometidos a un esfuerzo axial constante equivalente al 22% de su capacidad máxima y a un patrón de deformación horizontal cíclica (ver Figura 4.10).

De los resultados obtenidos de estos ensayos experimentales Tomazevic, M. (1997) propone una curva envolvente resistencia lateral (H) vs. deformación (d) trilineal (ver Figura 4.11) con tres estados límites: agrietamiento, resistencia lateral máxima y capacidad de deformación última. La resistencia lateral se obtiene de la combinación de la resistencia al corte del paño de albañilería y de los elementos verticales de confinamiento. La rigidez lateral se obtiene como una función de la rigidez elástica efectiva inicial y la degradación de esta en los tres estados límites.



Figura 4. 10: Dimensiones en mm. de los muros ensayados.



Figura 4. 11: Curva envolvente trilineal idealizada a partir de ensayos experimentales.

A continuación se presentan las expresiones propuestas por Tomazevic, M. (1997) para calcular estos tres estados límites:

1er. Estado Límite: Resistencia de Agrietamiento

Cuando termina el límite elástico. Está determinado por la resistencia lateral (H_{cr}) y la deformación (d_{cr}) cuando se empiezan a formar las primeras fisuras cambiando la rigidez lateral. La resistencia lateral de agrietamiento se obtiene de:

$$H_{cr} = C_{cr} \cdot H_{u,s} \tag{4.10}$$

, donde C_{cr} es el factor de reducción experimental que varía entre 0.6 y 0.8; $H_{u,s}$ es la resistencia lateral del paño de albañilería mas la contribución de los elementos de confinamiento del paño antes de que se produzca la separación entre el paño confinado y los elementos de confinamiento, en otras palabras es la resistencia lateral hasta donde el muro se comporta como un elemento estructural monolítico, y se calcula con:

$$H_{u,s} = \frac{f_t \cdot A_w}{C_i \cdot b} \cdot \left[1 + \sqrt{C_i \left(1 + \frac{N_w}{f_t \cdot A_w} \right) + 1} \right]$$
(4.11)

, donde f_t es la resistencia a tracción de la albañilería, que es aproximadamente 0.03; f'_m según Tomazevic, M. (1999); f'_m es la resistencia básica de compresión de la albañilería confinada y tiene un valor de 4 MPa; A_w es la sección transversal del muro; b es el factor de distribución de esfuerzo de corte que varía de acuerdo a la relación h_w/l_w ; h_w es la altura del muro y l_w es el largo del muro, si la relación es menor 1.5 se toma b igual a 1 sino igual a 1.5; $C_i = 2 \cdot \alpha \cdot b / h_w$ es el coeficiente de interacción de fuerzas y distribución de tensiones de corte en la sección del muro. Para el caso de muros de albañilería confinada se ha determinado de forma experimental $\alpha = 5/4$; N_w es la fuerza axial que actúa en el muro.

La deformación (d_{cr}) se obtiene de:

$$d_{cr} = H_{cr} / K_e \tag{4.12}$$

, donde K_e es la pendiente inicial de la envolvente trilineal (ver Figura 4.11) y queda definida como la rigidez efectiva inicial del muro y se calcula como:

$$K_{e} = \left(\frac{h_{w}^{3}}{\beta \cdot E_{m} \cdot I_{w}} + \frac{\kappa \cdot h_{w}}{G_{m} \cdot A_{w}}\right)^{-1}$$
(4.13)

, donde h_w es la altura del muro; β es un coeficiente que depende de las condiciones de borde y que es igual a 12; E_m es el módulo de Elasticidad que se calcula con la Ecuación 4.1; G_m es el módulo de Corte que se calcula con la Ecuación 4.2; I_w es el momento de Inercia del muro; $\kappa = 1.2$ es el coeficiente para secciones transversales rectangulares.

2do. Estado Límite: Resistencia Máxima

Está determinado por la resistencia lateral máxima (H_{max}) y la deformación correspondiente (d_{Hmax}), obtenida de los ensayos. La resistencia lateral máxima se calcula con:

$$H_{\max} = H_{u,s} + H_{d,r}$$
(4.14)

, donde $H_{d,r}$ es la contribución del refuerzo de los elementos de confinamiento y se calcula con:

$$H_{u,s} = n \cdot 0.806 \cdot d_{rv}^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_v}$$
(4.15)

, donde *n* es número de barras de refuerzo por pilar de confinamiento igual a 4; d_{rv} diámetro de las barras de refuerzo en este caso 10 mm; f_c es la resistencia de compresión del hormigón que es igual a 16 MPa; f_y es la tensión de fluencia de las barras del refuerzo igual a 280 MPa.

La deformación de resistencia máxima (d_{Hmax}) es igual se obtiene de:

$$d_{H\max} = H_{\max} / K_{H\max}$$
(4.16)

, donde K_{Hmax} es la rigidez secante después de producido el agrietamiento, la cual es definida según el grado de daño que presente el muro y se obtiene con la ecuación (4.17).

$$K_{H\max} = K_e \left(1 - \sqrt{1.281 \cdot I_d - 0.320} \right)$$
(4.17)

, donde $I_d = 0.5$ es el índice de daño observado cuando se llega la resistencia máxima que es obtenido experimentalmente.

3er. Estado Límite: Deformación última

El estado límite de deformación última está determinado por la máxima deformación (d_{max}) antes del colapso obtenido de los ensayos y la correspondiente resistencia lateral (H_{dmax}). La resistencia lateral última se calcula como:

$$H_{d\max} = C_{sd} \cdot H_{\max} \tag{4.18}$$

, donde C_{sd} es el factor de degradación de resistencia que varía entre 0.4 y 0.8, pero debido a la severa degradación que sufren los muros de albañilería confinada antes del colapso es que se recomienda para cálculos prácticos un valor de 0.8 según Tomazevic, M. (1999).

La deformación (d_{max}) es igual se obtiene de:

$$d_{\max} = H_{d\max} / K_{d\max}$$
(4.19)

, donde K_{dmax} es la rigidez después de alcanzar la resistencia lateral máxima la cual queda definida como la rigidez ultima justo antes del colapso. Se obtiene con:

$$K_{d\max} = K_e \left(1 - \sqrt{1.281 \cdot I_d - 0.320} \right)$$
(4.21)

, donde $I_d = 1$ es el índice de daño observado en el muro de daño que se relaciona con el estado limite ultimo del muro y es obtenido experimentalmente.

Los valores de la rigidez secante, calculados en los puntos característicos de la curva histerética envolvente Resistencia Lateral-Deformación (d_{cr} , d_{hmax} , d_{max}) se muestran en la Tabla 4.14, además para apreciar se muestra la degradación de la rigidez en función a la rigidez inicial efectiva (K_e). En la Tabla 4.15, se muestran los parámetros calculados para definir las curvas envolventes de histéresis de cada uno de los muros considerados. Los resultados de las deformaciones (d_{cr} , d_{hmax} , d_{max}) de la tabla 4.15 se pueden expresar en términos de derivas de piso (D_{cr} , D_{hmax} , D_{max}) como se muestra en la Tabla 4.16. Notar que el muro 1 tienen una altura menor (1.3 m) porque solo se toma la parte donde existen ventana.

	Muro :	$\mathbf{h}_{\mathbf{w}}$	Ke	K _{Hmax}	K _{dmax}	K _{Hmax} /K _e	K _{dmax} /K _e
		[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
	1	1.30	147898	64169	2912	43%	2%
(X)	8	2.10	126888	55053	2498	43%	2%
cción	9	2.10	263529	114338	5189	43%	2%
Dire	10	2.10	126888	55053	2498	43%	2%
	11	2.10	59733	25916	1176	43%	2%
$\mathbf{\hat{S}}$	16	2.10	346884	150503	6831	43%	2%
Dirección	19	2.10	558149	242165	10992	43%	2%
	21	2.10	346884	150503	6831	43%	2%

Tabla 4. 14: Degradación de la rigidez en los estados límites.

Tabla 4. 15: Definición de la envolvente de Histéresis

	Muna	$\mathbf{h}_{\mathbf{w}}$	$\mathbf{l}_{\mathbf{w}}$	dcr	d _{Hmax}	d _{max}	Hcr	H _{max}	H _{dmax}
	wiuro :	[m]	[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[kN]	[kN]	[kN]
	1	1.30	1.60	0.025	0.083	0.591	36.66	73.95	59.16
(X)	8	2.10	2.30	0.059	0.156	1.184	74.79	128.42	102.74
Dirección	9	2.10	4.20	0.052	0.123	0.965	137.81	218.45	174.76
	10	2.10	2.30	0.059	0.156	1.184	74.79	128.42	102.74
	11	2.10	1.40	0.046	0.174	1.207	27.40	60.72	48.58
(X)	16	2.10	5.40	0.048	0.110	0.875	167.69	261.14	208.91
Dirección	19	2.10	8.50	0.047	0.103	0.827	263.54	398.07	318.45
	21	2.10	5.40	0.048	0.110	0.875	167.69	261.14	208.91

	Muno	$\mathbf{h}_{\mathbf{w}}$	$\mathbf{l}_{\mathbf{w}}$	Dcr	D _{max}	$\mathbf{D}_{\mathbf{u}}$	H _{cr}	H _{max}	H _{dmax}
	Muro :	[m]	[m]	[%]	[%]	[%]	[kN]	[kN]	[kN]
	1	1.30	1.60	0.019	0.064	0.454	36.66	73.95	59.16
X)	8	2.10	2.30	0.028	0.074	0.564	74.79	128.42	102.74
Dirección	9	2.10	4.20	0.025	0.058	0.459	137.81	218.45	174.76
	10	2.10	2.30	0.028	0.074	0.564	74.79	128.42	102.74
	11	2.10	1.40	0.022	0.083	0.575	27.40	60.72	48.58
(Y)	16	2.10	5.40	0.023	0.053	0.417	167.69	261.14	208.91
Dirección	19	2.10	8.50	0.022	0.049	0.394	263.54	398.07	318.45
	21	2.10	5.40	0.023	0.053	0.417	167.69	261.14	208.91

Tabla 4. 16: Definición de la envolvente de Histéresis con derivas de piso

4.9. Modelos histereticos Experimentales.

El Instituto de Investigación de la Construcción, Tsukuba, Japon Kato, H. (1992), ha realizado ensayos experimentales a muros de albañilería confinada frente a la acción de cargas laterales cíclicas basados en prototipos de edificios chilenos (Ver Figura 5.6). Para este ensayo se construyeron muros de albañilería de dimensiones 1270x1330x100 mm, manteniendo una escala de 1:2 respecto a las dimensiones reales presentes en este tipo de edificios.



Figura 4. 12: Prototipos de edificios de albañilería confinada Chile.

Para comparar los resultados experimentales con los resultados obtenidos mediante modelación no lineal en OpenSees utilizando la envolvente trilineal, se utilizan las propiedades del espécimen A ensayado por Tsukuba et al. . Se selecciona este espécimen pues posee un espaciamiento en los estribos de los pilares de confinamiento que se asemeja de mejor manera a los muros considerados en este trabajo (Ver Figura 4.12)



Prism	σ,=	40.3 MPa	, E	,=	12:	< 10 ³	MPa	
Concrete	σ _c =	20.3 MPa	, E	c =	20 >	< 10 3	MPa	
Reinforc- ing Bar	D6	σ _y = 370	MPa	,	Ε.	= 19	9 × 10 ³	MPa
	D8	$\sigma_{\nu} = 406$	MPa	,	E.	= 25	2×10 ³	MPa
	D13	$\sigma_y = 348$	MPa	,	Ε.	= 20	5×103	MPa

Figura 4. 13: Propiedades del espécimen A de los ensayos experimentales de Tsukuba et a. (1992)

Para hacer el análisis comparativo se considerara que el módulo de corte de la albañilería corresponde a un 30% del módulo de elasticidad y que la resistencia a tracción puede ser estimada como un 3% de la resistencia a la compresión según Tomazevic, M. (1999) considerando las dimensiones y características que se indican en la Figura 4.13.

El muro se modeló en OpenSees utilizando un elemento de longitud nula (*zerolength element*) con un material histerético (*Hysteretic Material*). Este elemento se sometió aun patrón de desplazamientos cíclicos horizontales hasta ejercer una fuerza lateral máxima de 230 kN, magnitud similar a la obtenida en los ensayos experimentales. La comparación de la respuesta obtenida en Opensees con la respuesta del ensayo experimental. En la Figura 4.14 se puede apreciar que el modelo constitutivo trilineal histerético propuesto es capaz de captar de manera adecuada la relación fuerza-deformación de los ensayos experimentales. Para modelar la degradación de rigidez en los ciclos de carga y descarga se seleccionó los parámetros pinchX, pinchY y beta que representen el comportamiento histerético de muros de albañilería confinada, con los siguientes valores: pinchX = 0.5, pinchY = 0.05 y beta = 0.4, que son los que mejor representa los resultados experimentales.



Figura 4. 14: (a) Resultado Experimental, (b) Resultado modelo constitutivo

4.10. Propiedades Mecánicas de los modelos de OpenSees.

Utilizando las características de los muros de las tablas 4.14 a 4.16, se construyó el modelo de la estructura en Opensees. La Tabla 4.17 resume los periodos de la estructura

obtenidos con el modelo no lineal en OpenSees tanto para la dirección longitudinal (X) como transversal (Y). Adicionalmente, estos periodos se comparan con los obtenidos en el modelo tridimensional en ETABS. Se observa que los periodos de vibración de los modelos en OpenSees son muy cercanos a los obtenidos con ETABS. La diferencia entre los valores de los periodos se debe principalmente a que las expresiones propuestas por Tomazevic, M. y Klemenc, I. (1997), utilizadas en el modelo OpenSees, proponen una rigidez inicial más grande que la calculada por ETABS, lo que lo hace un modelo más rígido. Por otro lado, el modelo Opensees no considera el acoplamiento entre muros perpendiculares y tampoco incluye la totalidad de los muros. Por último, el modelo Opensees es un modelo que considera solo un piso y desprecia el efecto del segundo piso.

Dirección de Anólisia	Periodos	T - / T _(1)		
Direccion de Analisis	OpenSees	ETABS		
Longitudinal (X)	0.067	0.065	1.03	
Transversal (Y)	0.049	0.047	1.04	

Tabla 4. 17: Comparación de los periodos de vibración de los modelos numéricos.

⁽¹⁾T₀: Periodo obtenido en OpenSees; T_E: Período obtenido en ETABS.5.

5. EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO

La evaluación del desempeño sísmico se basa en los resultados obtenidos de los análisis no lineales estáticos y dinámicos. En este capítulo se muestran los resultados de los análisis no lineales para cada dirección de análisis, para poder validar el modelo, obtener el factor de sobrerresistencia, la ductilidad (μ) y para estimar la razón del margen de colapso. Adicionalmente, se muestran los registros sísmicos utilizados para realizar los análisis IDA. Finalmente, se determina la incertidumbre total asociada al sistema estructural y se construyen curvas de fragilidad para evaluar la probabilidad de colapso de la casa y verificar la aceptabilidad del factor (R) utilizado para el diseño.

5.1. Análisis Estático no lineal

El análisis estático no lineal, en ambas direcciones de análisis, se realizó siguiendo un patrón de incremento constante de desplazamiento. La metodología FEMA P-695 (2009) propone realizar el análisis estático usando un patrón de fuerzas laterales proporcionales al primer modo de vibración. Sin embargo, en este estudio se considera un modelo de un piso y el análisis estático se realiza controlando el desplazamiento de techo del sistema. Adicionalmente, no se considera la combinación de carga de la ecuación 2.1, ya que el efecto de la carga axial no afecta el modelo histerético. Para el cálculo de la deformación de efectiva de fluencia ($\delta_{y,eff}$) no se considera la ecuación 2.5. Dicha ecuación limita el periodo de la estructura a 0.25 seg., lo cual es una estimación del periodo fundamental de edificios basada en estadísticas de edificios reales en Estados Unidos. Para este estudio, este límite no es adecuado, ya que es un valor poco representativo, considerando que los periodos fundamentales de la vivienda son muy bajos ($T_{\rm X} = 0.067$ seg. y $T_Y = 0.049$ seg.). De esta manera, para el cálculo de la deformación de fluencia efectiva, se considera el desplazamiento asociado al 80% de la resistencia máxima (Carrillo y Al., 2014). Es importante aclarar que en este estudio no se utiliza una ductilidad basada en el periodo (μ_T) como sí lo hace el FEMA P-695 (2009), ya que no se utiliza la ecuación 2.5, para el cálculo de la deformación efectiva de fluencia. La ductilidad se

calcula como el cociente entre δ_u y el desplazamiento asociado al 80% de la resistencia máxima.

Para ambas direcciones de análisis, el análisis estático no lineal se lleva a cabo aplicando un patrón de incrementos de desplazamiento (Δu) constantes de 0.005 cm sobre el nodo donde está el centro de masa. El desplazamiento se aplica hasta alcanzar un desplazamiento máximo de 2 cm. La relación fuerza-deformación para cada uno de los muros de albañilería de la vivienda se muestran en la Figura 5.1.



Figura 5. 1: Curvas "pushover" obtenidas para los muros de hormigón armado considerados para (a) la dirección longitudinal (X) y (b) la dirección transversal (Y) de análisis.

En la Figura 5.1 (a), las curvas de los muros 8 y 10 son idénticas y se superponen, ya que son muros que tienen geometría y propiedades iguales. Lo mismo ocurre para los muros 16 y 21 en la Figura 5.1 (b). De las figuras se observa que para el muro 19 el agrietamiento se inicia para una deriva de 0,02% y la falla se produce para una deriva de 0,4%. La relación entre el corte basal y el desplazamiento máximo piso de la estructura completa (curva "pushover") para ambas direcciones de análisis, se muestra en la Figura 5.2, esta curva se obtiene sumando la fuerza de corte de cada uno de los muros para cada estado de deformación.



Figura 5. 2: Curva "pushover" de la vivienda para (a) dirección longitudinal (X) y (b) dirección transversal (Y) de análisis.

Adicionalmente, la Figura 5.2 muestra el corte basal de diseño (V) de 152 kN, el corte máximo (V_{max}), el desplazamiento último (δ_u) asociada al desplazamiento máximo, y el desplazamiento efectivo de fluencia ($\delta_{y,eff}$) utilizando el criterio del 80% de V_{max} propuesto por Carrillo y Alcocer (2014). Adicionalmente, la figura muestra los valores del factor de sobrerresistencia (Ω) y ductilidad (μ) obtenidos del pushover en cada dirección. Para efectos de este estudio, el colapso se define cuando se alcanza el desplazamiento máximo (δ_u) de cualquiera de los muros de hormigón armado en la dirección de análisis. La Tabla 5.1 resume los resultados obtenidos de los análisis estáticos, para ambas direcciones de análisis del modelo de la vivienda.

Dirección	V [kN]	V _{max} [kN]	Ω	80% V _{max} [kN]	δ _{y,eff} [cm]	δ _u [cm]	μ
Longitudinal (X)	152	605	4.0	484.00	0.09	0.6	6.4
Transversal (Y)	152	919	6.1	735.20	0.07	0.83	11.4

Tabla 5. 1: Resumen de resultados de análisis no lineales estáticos de la casa.

5.2. Análisis Dinámico Incremental (IDA)

La respuesta dinámica no lineal de la vivienda se evalúa, en ambas direcciones, usando un conjunto de 22 pares de registros sísmicos horizontales seleccionados de dos eventos diferentes; Terremoto de Algarrobo de 1985 y Terremoto del Maule de 2010. La magnitud de los registros sísmicos seleccionados fue 7.8 y 8.8 para el terremoto de 1985 y 2010, respectivamente que son los mismos que uso Haindl (2014). El rango de PGA de los registros sísmicos varía entre 0.13g y 0,93g. La Tabla 5.2 muestra los registros sísmicos utilizados en este estudio. La selección de este conjunto de registros se basó en utilizar registros de tipo interplaca de los dos eventos principales ocurridos en la zona central de Chile.

Como la vivienda es una estructura muy rígida, se asume que la respuesta está influenciada principalmente por el PGA (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Por lo tanto, el PGA es la medida de intensidad escogida para escalar los registros. Para determinar la intensidad media de colapso (\hat{S}_{CT}) de la estructura, se realizan análisis tiempo-historia utilizando los registros de la Tabla 5.2, escalados de manera conjunta para iguales valores de PGA.

En primer lugar se realizaron análisis tiempo-historia con todos los registros escalados para un PGA de 0.5g. Luego, los registros se escalaron con incrementos de PGA de 0.005 g hasta un valor de PGA de 1g en la dirección longitudinal y un valor de PGA de 1.5 g en la dirección transversal. Con estos valores de PGA se logró que la totalidad de los registros provocara el colapso de la estructura, en cada dirección. El colapso de la vivienda se evalúa en términos de la deriva máxima para cada análisis dinámico no lineal. Se considera colapso cuando cualquiera de los muros considerados en la dirección de análisis, alcanza su deformación última (delta u) o cuando se aprecia un aumento excesivo de las derivas máximas para un aumento diferencial de la intensidad de los registros sísmicos.

Evente	Esta aión	Registros	PGA	PGV
Evento	Estacion	Horizontales	[g]	[cm/seg]
	Domudo	Longitudinal	0.30	16.71
	Papudo	Transversal	0.42	24.79
Terremoto del Maule	Viña del Mar	Norte-Sur	0.22	20.86
2010 Mw = 8.8	Centro	Este-Oeste	0.33	32.61
	Viña del Mar El	Norte-Sur	0.35	37.92
	Salto	Este-Oeste	0.34	44.58
	Valparaiso	Longitudinal	0.22	29.15
	Almendral	Transversal	0.27	22.31
	Valparaiso	Longitudinal	0.13	7.38
	UTFSM	Transversal	0.30	16.02
	Llolloo	Longitudinal	0.33	25.84
	LIOIIEO	Transversal	0.56	30.95
	Santiago Contro	Longitudinal	0.22	21.93
	Santiago Centro	Transversal	0.31	25.64
	Santiago Mainu	Norte-Sur	0.56	44.13
	Santiago Marpu	Este-Oeste	0.49	38.97
	Santiago	Norte-Sur	0.30	29.3
	Peñalolen	Este-Oeste	0.29	22.74
	Santiago La	Norte-Sur	0.19	15.32
	Florida	Este-Oeste	0.13	14.22
Terremoto del Maule	Santiago Puente	Norte-Sur	0.27	24.58
2010 Mw = 8.8	Alto	Este-Oeste	0.27	31.45
	Matanzaa	Longitudinal	0.34	43.35
	Iviatalizas	Transversal	0.29	27.75
	Curico	Norte-Sur	0.47	27.71
	Curreo	Este-Oeste	0.41	32.64
	Hualañe	Longitudinal	0.38	38.83
	Tiudidile	Transversal	0.45	35.02
	Talca	Longitudinal	0.47	27.35
	1 alca	Transversal	0.42	33.42
	Constitución	Longitudinal	0.54	43.32
	Constitución	Transversal	0.63	68.59
	Concención	Longitudinal	0.40	67.63
	Concepción	Transversal	0.29	51.74
	Angol	Norte-Sur	0.93	34.25
	7 mgoi	Este-Oeste	0.70	37.55
	Llavllav	190 grados	0.35	36.66
	Lidyndy	280 grados	0.47	41.79
	San Isidro	0 grados	0.72	43.07
Terremoto de Algarrobo	Sui Isidi O	90 grados	0.71	43.37
1985 Mw = 7.8	Melinilla	0 grados	0.69	34.25
		90 grados	0.53	40.32
	Llolleo	10 grados	0.71	23.29
	Lioneo	100 grados	0.45	40.29

Tabla 5. 2: Registros sísmicos chilenos seleccionados para análisis IDA.

En la Figura 6.1 se muestra la respuesta de desplazamientos en el tiempo y el comportamiento histerético del muro 9 y 19, para la componente Norte-Sur del registro de Angol, para un PGA de 0.7g. Se puede ver la diferencia que existe entre las respuestas de desplazamiento entre ambos muros; el muro 9 en la dirección longitudinal (X) y el segundo para la dirección transversal (Y) de análisis. Se observa que en la dirección transversal (Y), las demandas de desplazamiento (D) son apreciablemente menores ($D_{max} \approx 0,06$ cm) que las obtenidas para la dirección longitudinal (X) de análisis ($D_{max} \approx 0,89$ cm). En la dirección transversal (Y), la respuesta para el registro de Angol escalado a 0.7g es lineal elástica, mientras que en la dirección longitudinal (X), la estructura incurre en el rango inelástico, observándose finalmente desplazamientos residuales.



Figura 5. 3: Respuesta de desplazamientos en el tiempo y comportamiento histerético para el registro de Angol, componente Norte-Sur, escalado a un PGA de 0.7g.

En total, se realizaron aproximadamente 8800 análisis tiempo-historia en la dirección (X) (200 escalamientos distintos de intensidad (PGA) para los 44 registros sísmicos seleccionados), y 13200 análisis tiempo-historia en la dirección (Y) (300 escalamientos distintos de intensidad (PGA) para los 44 registros sísmicos seleccionados), para poder determinar la capacidad de colapso de la casa. La norma norteamericana ASCE-7-10 (2010) define el espectro del Sismo Máximo Esperable (SME) como 1,5 veces el sismo de diseño. En Chile aún no existen estudios profundos en esta materia y no existe un consenso en la intensidad para caracterizar el máximo sismo posible ni tampoco un espectro asociado a este sismo. Leyton et al. (2010) realizaron un estudio para la reevaluación del peligro sísmico en la zona central de Chile. En dicho estudio generaron mapas de aceleración máxima del suelo (PGA) esperada para una cierta probabilidad de excedencia en un determinado periodo. Leyton et al. (2010) consideran los efectos combinados de fuentes de interplaca, intraplaca de profundidad intermedia y cortical. Concluyen que para la zona central de Chile, específicamente Santiago, el PGA que tiene un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años es de 0.55g y el PGA que tiene una probabilidad de 2% en 50 años es de 0.72g. Para efectos de este estudio, se considera esta última intensidad (0.72g) como la intensidad representativa para el sismo máximo posible.

Las Figura 5.4 y 5.5 muestran los resultados de los análisis IDA para la dirección (X) y para la dirección (Y) respectivamente. Se muestran en color rojo los puntos en que se produce el colapso de la estructura, es decir, cuando se alcanza la deriva última de cualquiera de los muros del modelo. Se muestran en color magenta los puntos en que se desarrolla la fuerza lateral máxima, es decir, cuando se alcanza la resistencia máxima de cualquiera de los muros del modelo. Finalmente, los puntos de color verde corresponden a los puntos en que se produce el agrietamiento cualquiera de los muros del modelo. La intensidad media de colapso resulta 0.73g para la dirección longitudinal (X) y 1.16g para la dirección transversal (Y). La intensidad media de resistencia máxima es 0.46g para la dirección longitudinal (X) y 0.96g para la dirección transversal (Y). La intensidad media de agrietamiento resulta 0.20g para la dirección longitudinal (X) y 0.63g para la dirección transversal (Y). La intensidad media de agrietamiento es aproximadamente tres veces mayor en la dirección transversal porque los muros en esta dirección tienen una resistencia

de agrietamiento aproximadamente 300% mayor a la de los muros principales en la dirección longitudinal.



Figura 5. 4: Curvas IDA para dirección longitudinal (X) de análisis



Figura 5. 5: Curvas IDA para dirección transversal (Y) de análisis
La determinación del factor de forma espectral (SSF) se utilizó la Tabla 7-1a del FEMA P-695 (2009). En la Tabla 5.3 se muestran a los valores de SSF para la Categoría de Diseño Sísmico C del FEMA, los cuales dependen también del periodo fundamental y ductilidad de la estructura. Los valores de SSF obtenidos para la estructura en estudio son de 1.12 para la dirección longitudinal de análisis (X) y 1,14 para la dirección transversal de análisis (Y).

Periodos				Duct	ilidad µ			
[seg.]	1.0	1.1	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0	≥8
≤0.5	1.0	1.02	1.04	1.06	1.08	1.09	1.12	1.14
0.6	1.0	1.02	1.05	1.07	1.09	1.11	1.13	1.16
0.7	1.0	1.03	1.06	1.08	1.1	1.12	1.15	1.18
0.8	1.0	1.03	1.06	1.08	1.11	1.14	1.17	1.20
0.9	1.0	1.03	1.07	1.09	1.13	1.15	1.19	1.22
1.0	1.0	1.04	1.08	1.1	1.14	1.17	1.21	1.25
1.1	1.0	1.04	1.08	1.11	1.15	1.18	1.23	1.27
1.2	1.0	1.04	1.09	1.12	1.17	1.2	1.25	1.30
1.3	1.0	1.05	1.10	1.13	1.18	1.22	1.27	1.32
1.4	1.0	1.05	1.10	1.14	1.19	1.23	1.3	1.35
≥1.5	1.0	1.05	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.37

Tabla 5. 3: Factores de forma espectral (SSF) para sistemas diseñados para SCD C. (Traducción de la Tabla 7-1a del FEMA P-695 (2009))

Con los resultados se obtiene la razón de margen de colapso (CMR) de la estructura en cada una de las direcciones de análisis. La Tabla 5.4 resume los resultados de los análisis IDA, utilizando el PGA como medida de intensidad en las direcciones longitudinal (X) y transversal (Y) de la vivienda.

 Tabla 5. 4: Resumen de resultados de análisis IDA, utilizando el PGA como medida de intensidad de los registros sísmicos.

Dirección	Periodos [seg]	eriodos PGA _{MT} ⁽¹⁾ [seg] [g]		CMR _{PGA} ⁽³⁾	μ	SSF	ACMR	
Longitudinal (X)	0.067	0.72	0.73	1.01	6.4	1.12	1.13	
Transversal (Y)	0.049	0.72	1.16	1.61	11.4	1.14	1.84	

⁽¹⁾ PGA del SME (Leyton et al., 2010). Equivalente al S_{MT} .

 $^{(2)}$ PGA correspondiente a la intensidad media de colapso. Equivalente al S_{CT}.

⁽³⁾ Razón de margen de colapso obtenida con los valores de PGA.

5.3. Determinación de la Incertidumbre Total del Sistema

Asociado al diseño, modelación y análisis no lineales, existe una serie de factores de incertidumbre que afectan en la determinación de la capacidad de colapso de un sistema estructural (FEMA, 2009). Estos factores de incertidumbre deben incorporarse al análisis de probabilidad de colapso para evaluar el desempeño sísmico de la estructura. A continuación se describe la determinación de los cuatro factores de incertidumbre asociados a la estructura en estudio. Para el modelo en cada una de las direcciones de análisis se impone un mismo nivel de incertidumbre en cada una de las categorías.

Incertidumbre Registro a Registro

El FEMA P-695 (2009) utiliza un conjunto de registros bien caracterizados, para los cuales determinaron estadísticamente valores de incertidumbre asociados a la variabilidad de los registros sísmicos (β_{RTR}) para arquetipos estructurales conocidos. En este estudio se utiliza un conjunto de registros sísmicos seleccionado de acuerdo a criterios de Haindl (2014) y para los cuales el comportamiento de la estructura analizada no se comporta de manera similar a los arquetipos utilizados por el FEMA P-695 (2009). Dada la incertidumbre asociada a los registros sísmicos seleccionados, sin un estudio profundo de sus contenidos de frecuencia, se decide utilizar el valor máximo para β_{RTR} propuesto por el FEMA P-695, correspondiente a 0.4.

Incertidumbre de los Requerimientos de Diseño

En este estudio no se considera el efecto de la carga axial en el aporte a la resistencia al corte. De acuerdo a la tabla 3-1 de FEMA P-695 (2009), se decide escoger un valor intermedio para el factor β_{DR} igual a 0.2, ya que existen una serie de factores en el comportamiento que no se están considerando en este modelo.

Incertidumbre de los Datos Experimentales

Para poder determinar la representatividad de los modelos desarrollados para la simulación del comportamiento dinámico de los muros de hormigón armado, se usaron las expresiones de Tomazevic, M. (1997) para muros de albañilería confinada. Adicionalmente se comparó los resultados computacionales con las curvas experimentales de un muro obtenida por Kato, H., (1992). . Sin embargo, la cantidad de ensayos realizados y las variaciones geométricas de los ensayos experimentales y los propósitos de este estudio, no permiten asegurar una alta confiabilidad y podría existir variabilidad en los modelos. De esta manera, se adopta un valor intermedio para el factor de incertidumbre asociado a los datos experimentales, para el desarrollo de los modelos analíticos, igual a 0.2.

Incertidumbre de los Modelos Analíticos

Los modelos uniaxiales de los muros logran representar adecuadamente el comportamiento al corte de los muros de albañilería confinada. La relación entre el comportamiento al corte y flexión, se considera de manera implícita y el modelo es incapaz de captar la contribución de cada efecto por separado para caracterizar los modos de falla de los muros de albañileria confinada. Adicionalmente, no se considera el efecto de deslizamiento en la base que podría producirse en los muros y tampoco la interacción suelo-estructura, aspectos que modifican la respuesta dinámica del sistema. Sin embargo, la geometría de la vivienda está bien definida. Adicionalmente, la estructura es bastante sencilla y su comportamiento es prácticamente elástico. Tomando en consideración estos factores, se decidió asignar un valor intermedio de 0,35 para la incertidumbre asociada a la modelación analítica (β_{MDL})

Incertidumbre Total del Sistema Estructural

En la Tabla 5.5 se muestra el resumen de los factores de incertidumbre determinados anteriormente.

Registro a Registro	Requerimientos de Diseño	Datos Experimentales	Modelos Analíticos		
(βrtr)	(βdr)	(βτd)	(βmdl)		
0.40	0.20	0.20	0.35		

Tabla 5. 5: Factores de incertidumbre del modelo la vivienda.

De acuerdo a la ecuación 2.10, y los valores mostrados en la Tabla 5.5, la incertidumbre total asociada al modelo de la vivienda resulta:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{0.4^2 + 0.2^2 + 0.2^2 + 0.35^2} = 0.60$$

5.4. Curvas de Fragilidad de Colapso.

En esta sección se presentan las curvas de fragilidad de colapso construidas a partir de los resultados obtenidos de los análisis IDA. El PGA propuesto por Leyton et al. (2010) de 0.72g se utiliza como la intensidad del sismo máximo creíble. Las curvas se construyen en términos de frecuencias acumuladas, es decir, se ordenan las intensidades de manera creciente, para las cuales se registró el colapso en cada uno de los registros sísmicos. La probabilidad de colapso para una determinado nivel de intensidad sísmica (IM) se calcula como el total de registros que provocaron el colapso para una intensidad menor o iguales a IM, dividido por el total de registros sísmicos considerados (44 en total) y se muestran en las figuras 5.6 y 5.7 con línea de puntos. Finalmente, se ajusta una curva de distribución log-normal de media igual a la media de las intensidades de colapso registradas y desviación estándar β_{TOT} del FEMA P-695. El ajuste consiste en representar una curva de fragilidad mediante una función de distribución acumulada log-normal como:

$$P(C/IM = x) = \Phi \cdot \left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right)$$

, donde P(C/IM = x) es la probabilidad de que un sismo con intensidad IM = x cause el colapso de la estructura, Φ es la función de distribución acumulada normal con media igual a θ y β_{TOT} del FEMA P-695.

Las Figuras 5.6 y 5.7 se muestran las curvas de fragilidad de colapso ajustadas para la dirección (X) y la dirección (Y) respectivamente, y se identifica la probabilidad de colapso asociada al SME (0.72g), Las curvas continuas representan el ajuste con el factor de incertidumbre total propuesto por FEMA P-695 (BTOT), además se incluyen también las curvas de fragilidad de resistencia máxima y las curvas de fragilidad de agrietamiento. Las líneas punteadas, horizontales y verticales de color negro, hacen referencia a las probabilidades de agrietamiento, resistencia máxima y colapso, para el SME. Las curvas punteadas (SSF x β_{TOT}) son las curvas de fragilidad ajustadas por el factor de forma espectral (SSF) y el factor de incertidumbre total (β_{TOT}). Para el SME, la probabilidad de colapso resulta 41.8% y 14.0% para la dirección longitudinal y transversal de análisis, respectivamente. La probabilidad de alcanzar la resistencia máxima resulta 70.8% y 21.7% para la dirección longitudinal y transversal de análisis, respectivamente. Finalmente, la probabilidad de que ocurra agrietamiento de los muros para esta misma intensidad es de 97.5% y 46.6% para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Se concluye que en la dirección longitudinal la probabilidad de colapso es mayor. La Tabla 5.6 muestra los parámetros (θ y β_{TOT}) utilizados para definir la curva de fragilidad de colapso.

Parámetro	Dirección Longitudinal	Dirección transversal		
θ	0.73	1.16		
βτοτ	0.6	0.6		

Tabla 5. 6: Parámetros de curvas de fragilidad de colapso



Figura 5. 6: Curvas de fragilidad de colapso y agrietamiento a partir de los resultados IDA. Dirección longitudinal (X)



Figura 5. 7: Curvas de fragilidad de colapso y agrietamiento a partir de los resultados IDA. Dirección transversal (Y) de análisis.

De acuerdo a los resultados obtenidos de los análisis IDA y su representación en las curvas de fragilidad mostradas en las Figuras 5.6 y 5.7, la Tabla 5.7 muestra los valores aceptables de ACMR para diferentes probabilidades de colapso según FEMA P-695 (2009). Se verifica la aceptabilidad del sistema estructural para una probabilidad de colapso máxima de 10% (ACMR_{10%}).

o		Probabili	dad de Cola	pso	
ртот	5%	10% (ACMR _{10%})	15%	20%	25%
0.500	2.28	1.90	1.68	1.52	1.40
0.525	2.37	1.96	1.72	1.56	1.42
0.550	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.575	2.57	2.09	1.81	1.62	1.47
0.600	2.68	2.16	1.86	1.66	1.50
0.625	2.80	2.23	1.91	1.69	1.52
0.650	2.91	2.30	1.96	1.73	1.55
0.675	3.04	2.38	2.01	1.76	1.58
0.700	3.16	2.45	2.07	1.80	1.60
0.725	3.30	2.53	2.12	1.84	1.63
0.750	3.43	2.61	2.18	1.88	1.66
0.775	3.58	2.70	2.23	1.92	1.69
0.800	3.73	2.79	2.29	1.96	1.72

Tabla 5. 7: Valores mínimos aceptables de ACMR para diferentes probabilidades de colapso con diferentes grados de incertidumbre (Traducción de la Tabla 7-3 del FEMA P-695 (2009))

Considerando el factor de incertidumbre total igual a 0.6 y los valores de ACMR de 1.13 y 1.92 para la dirección longitudinal (X) y transversal (Y), respectivamente, , se verifica que la vivienda no cumple con los requerimientos de aceptabilidad propuestos por el FEMA P-695 (2009), porque estos valores on mayores a 2.16 de la tabla 5.7. En consecuencia, en ambas direcciones la probabilidad de colapso de la estructura es mayor a un 10%. Con estos resultados, se verifica que el factor R utilizado (R = 4) para el diseño de la casa, no es aceptable. La Tabla 5.8 resume los resultados para la evaluación del desempeño sísmico y la aprobación de los criterios de aceptabilidad de acuerdo al FEMA P-695 (2009).

Dirección	Ω	CMR	μ	SSF	ACMR	ACMR aceptable	¿Aprueba?
Longitudinal (X)	4.0	1.01	6.4	1.12	1.13	2.16	NO
Transversal (Y)	6.1	1.68	11.4	1.14	1.93	2.16	NO

Tabla 5. 8: Resumen de la evaluación del desempeño y colapso de la casa.

En cuanto a los valores obtenidos para el factor de sobrerresistencia (Ω), los resultados muestran que los valores obtenidos son suficientemente altos; 4.0 y 6.1 para la dirección longitudinal y transversal de análisis. Para efectos de la metodología FEMA P-695 (FEMA, 2009), el factor Ω no necesita ser mayor a 3.00 fijado como un límite práctico para el diseño.

Es importante mencionar que para este estudio se adoptó la vivienda que consideró Haindl (2014), pero con muros de albañilería confinada y estos se verificaron de acuerdo a los requerimientos de la norma NCh 2123 (1996) y las expresiones propuestas por Tomazevic, M., (1997). Las fuerzas de corte en los muros se estimaron utilizando un factor (R) igual a 4. Como el factor de utilización máximo es de 57% (ver Tabla 4.5 y 4.6) los muros no cumplirían los requerimientos de diseño para un factor R menor (R = 2), por lo que sería necesario dimensionar de nuevo la casa si se quiere utilizar este factor. Para un factor R = 3 el diseño cumpliría al límite pero al igual que con un factor R = 4 no cumpliría con no cumpliría con la evaluación del desempeño sísmico según la metodología FEMA P-695. Por otro lado, si la casa es de hormigón armado, un factor R = 4 es adecuado según Haindl (2014).

6. CONCLUSIONES

En este trabajo se evalúa el desempeño sísmico de una estructura usando la metodología FEMA P-695 (2009). La estructura se ubica en Santiago y corresponde a una vivienda de muros de albañilería confinada de dos pisos, con elementos de confinamiento de hormigón armado, teniendo ladrillos cerámicos (MqM) como unidades de albañilería. Para evaluar el desempeño sísmico se realizó un modelo no lineal simplificado de la vivienda en el programa OpenSees. El modelo se construyó usando los modelos constitutivos propuestos por Tomazevic, M., (1997) para muros de albañileria confinada. En este trabajo se determinó la ductilidad (μ), el factor de sobrerresistencia (Ω) y el factor de forma espectral (SSF) de la estructura. El IDA se realizó con un conjunto de 22 pares de registros sísmicos chilenos y escalados según el PGA. La estructura se evaluó para un sismo máximo posible con un PGA de 0.72g.

Las conclusiones principales de este estudio son las siguientes:

- En este estudio el diseño al corte de los muros de la casa se verificó para un factor R igual a 4 de acuerdo a la normativa vigente, resultando en un factor de utilización máximo de 57%.
- Los factores de sobrerresistencia (Ω) calculados a partir de los análisis estáticos no lineales son 4.0 y 6.1 para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Estos valores son 30% mayores a los propuestos por FEMA P-695, por lo que resultan valores aceptables para efectos de diseño.
- Se calculó una ductilidad de la vivienda de 6.4 y 11.4 para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Esta ductilidad se debe a la existencia de los elementos de confinamiento de hormigón armado.
- Del análisis dinámico incremental (IDA) se obtuvieron las curvas de fragilidad para las dos direcciones de análisis. Las probabilidades de colapso de la vivienda considerando un sismo máximo posible con un PGA de 0.72g, son 41.8% y 14.0%, para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. Estas probabilidades son superiores al 10% requerido por FEMA P-695 (2009) y por lo tanto el factor de

reducción de la resistencia no es aceptable según esta metodología. Adicionalmente, las curvas IDA muestran que una vez que los muros alcanzan su resistencia máxima al corte para pequeños incrementos diferenciales de PGA el drift aumenta de manera desmedida.

BIBLIOGRAFIA

American Society of Civil Engineers (ASCE). (2005). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-05)*.

Astroza, M. y Schmidt, A. (2004). "*Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño*". Revista de Ingeniería sísmica Nro. 70 59-75.

Baker, J. W. (2015). *Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. Earthquake Spectra. (in press).*

Balkaya, C. y Kalkan, E. (2003). Estimation of fundamental periods of shear-wall dominant building structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 32, pp.985-998.

Carrillo, J., González, G. y Rubiano, A. (2014). Displacement Ductility for Seismic Design of RC Walls for Low-Rise Housing. Latin American Journal of Solids and Structures, Vol. 11, pp. 725-737.

CINTAC, "Manual de Diseño METALCON".

Computers and Structures, Inc. (2011). ETABS v.9.7.4. Berkeley, California, USA.

Decreto número 61 (DS61). (2010). Diseño Sísmico de Edificios. Diario oficial de la República de Chile.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2009). *Quantification of Building* Seismic Performance Factors (FEMA P-695).

Ghobarah A, (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. Engineering Structures, Vol. 23, pp. 878.884.

Instituto Nacional de Normalización (INN). (1996). Diseño sísmico de edificios (NCh433 Of. 1996 Mod 2009). Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN). (1997). Albañilería Confinada – Requisitos de diseño y cálculo (NCh2123 Of.1997 Mod 2003). Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN). (2009). Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso (NCh1537). Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización (INN). (2010). Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga (NCh3171). Santiago, Chile.

Kato, H., Goto, T., Mizuno, H., Iiba, M., (1992). "*Cycling loading test of confined masonry wall elements for structural design development of apartment houses in the Third World*". Earthquake Enginnering. Tenth World Conference, Balkem, Rotterdam.

Leyton, F., Ruiz, S. y Sepúlveda S. A. (2010). Reevaluación del Peligro Sísmico Probabilístico en Chile Central. Andean Geology, Vol. 37, pp. 455-472.

Murcia-Delso, J., y Shing, P. B. (2012). Fragility Analysis of Reinforced Masonry Shear Walls. Earthquake Spectra, Vol. 28, No. 4, pp. 1523–1547

NIST. (2010). GCR 10-917-8 Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors, prepared by National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) for the Engineering Laboratory of the National Institute of Standards and Technology (NIST). McKenna, F., Fenves, G. L., Scott, M. H. y Jeremic B. (2000). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). [software]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA. <u>http://opensees.berkeley.edu.</u>

Orakcal, K., Massone, L. M. y Wallace, J. W. (2009). Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels. Structural Journal, ACI, Vol 106, No 4, pp. 455465.

Sejal, D. P., Vasanwala, S. A. y Desai A. K. (2011). Performance Based Seismic Design of Structures: A Review. International Journal of Civil and Structural Engineering. Vol. 1, No 4.

Tomazevic, M. y Klemenc, I. (1997). "Seismic behavior of confined masonry walls". Earthquake Enginnering and structural Dynamics, vol. 26, 1059-1071.

Tomazevic, M. (1999). "*Earthquake-Resistant design of masonry buildings*". Series on Innovation in Structures and Construction. Vol. 1, Imperial College Press, London.

Vamvatsikos, D. y Cornell, A. C. (2002). Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, No. 3, pp. 491-514.

APÉNDICES

APENDICE A. EJEMPLO DE DEFINICIÓN DEL MODELO EN OPENSEES

	##########		+#########	
	##	Modelo Simplificado Vivienda	##	
	##	Dirección X	##	
	##	Adhemir Taboada M.	##	
	##	2015	##	
	##########		+##########	
#		DEFICION GEOMETRIA DEL MODE	LO	#
model E wipe	BasicBuilder -no	lm 2 -ndf 3		
# Unid	lades en SI (N, 1	m, kg)		
# Masa	as nodales equiv	valentes		
set $\sigma 9.8$	1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1, 1			
set P 76	6000° #Peso to	otal casa [N]		
set m1 [[expr \$P/\$g]; #]	Masa nodal para el CM [kg]		
# Defi	rición de nodos	(m)		
π Defined node 1.6	52000	(iii)		
node 2.6	5.20 3 70 0			
node 3 ϵ	5.20 8.50 0			
node 4 () 4.655 0			
node 5 6	5.20 4.655 0			
node 6 1	12.40 4.655 0			
node 7 6	5.20 0 0			
node 8 6	5.20 3.70 0			
node 9 6	5.20 8.50 0			
node 10	0 4.655 0			
node 11	6.20 4.655 0			
node 12	12.40 4.655 0			

fix 11 0 0 0 fix 12 0 0 0

Propiedades de la Losa de Hormigón
Material rígido
set Ax 6847
set Ay 12440
set E 18800000000.
set Ix 270.2
set Iy 1588.4
set Io [expr \$m1*16.746]

Asignación Masa al CM mass 11 \$m1 \$m1 \$I0

Definición de material para muros source M1.tcl source Hysteretic_Material.tcl; #Constitutiva para muro 1 uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p \$s3p \$e3p \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n \$s3n \$e3n \$pinchx \$pinchy \$damage1 \$damage2 \$beta

source M8.tcl source Hysteretic_Material.tcl; #Constitutiva para muro 8 uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p \$s3p \$e3p \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n \$s3n \$e3n \$pinchx \$pinchy \$damage1 \$damage2 \$beta

source M9.tcl source Hysteretic_Material.tcl; #Constitutiva para muro 9 uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p \$s3p \$e3p \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n \$s3n \$e3n \$pinchx \$pinchy \$damage1 \$damage2 \$beta

source M10.tcl source Hysteretic_Material.tcl; #Constitutiva para muro 10 uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p \$s3p \$e3p \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n \$s3n \$e3n \$pinchx \$pinchy \$damage1 \$damage2 \$beta

source M11.tcl source Hysteretic_Material.tcl; #Constitutiva para muro 11 uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p \$s3p \$e3p \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n \$s3n \$e3n \$pinchx \$pinchy \$damage1 \$damage2 \$beta

source M16.tcl source Hysteretic_Material.tcl; #Constitutiva para muro 16 uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p \$s3p \$e3p \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n \$s3n \$e3n \$pinchx \$pinchy \$damage1 \$damage2 \$beta

source M19.tcl source Hysteretic_Material.tcl; #Constitutiva para muro 19 uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p \$s3p \$e3p \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n \$s3n \$e3n \$pinchx \$pinchy \$damage1 \$damage2 \$beta

source M21.tcl source Hysteretic_Material.tcl; #Constitutiva para muro 21 uniaxialMaterial Hysteretic \$matTag \$s1p \$e1p \$s2p \$e2p \$s3p \$e3p \$s1n \$e1n \$s2n \$e2n \$s3n \$e3n \$pinchx \$pinchy \$damage1 \$damage2 \$beta

Elementos muro geomTransf Linear 1

element zeroLength 1 1 7 -mat 1 -dir 1 -doRayleigh 1 element zeroLength 2 2 8 -mat 2 -dir 1 -doRayleigh 1 element zeroLength 3 2 8 -mat 3 -dir 1 -doRayleigh 1 element zeroLength 4 2 8 -mat 4 -dir 1 -doRayleigh 1 element zeroLength 5 3 9 -mat 5 -dir 1 -doRayleigh 1 element zeroLength 6 4 10 -mat 6 -dir 2 -doRayleigh 1 element zeroLength 7 5 11 -mat 7 -dir 2 -doRayleigh 1 element zeroLength 8 6 12 -mat 8 -dir 2 -doRayleigh 1

Elementos viga para modelación de la losa element elasticBeamColumn 9 10 11 \$Ax \$E \$Ix 1 element elasticBeamColumn 10 11 12 \$Ax \$E \$Ix 1 element elasticBeamColumn 11 7 8 \$Ay \$E \$Iy 1 element elasticBeamColumn 12 8 11 \$Ay \$E \$Iy 1 element elasticBeamColumn 13 11 9 \$Ay \$E \$Iy 1

#------Analisis Modal ------#

Numero de Modos a Calcular set numeigs 3

Calculo de valores propios # eigen <\$solver> \$numEigenvalues; solver: puede ser cambiado a -genBandArpack,fullGenLapack, el metodo por defecto usado es genBandArpack # Valores propios set lambda [eigen -fullGenLapack \$numeigs] ; set freq "" ; # Frecuencias set period "" ; # Periodos set pi 3.1416 ; # Definicion de Pi foreach lam \$lambda { lappend freq [expr sqrt(\$lam)] ; # Guarda las frecuencias de una en una en la variable freq lappend period [expr 2.*\$pi/sqrt(\$lam)] ; # Guarda los periodos de uno en uno en la variable period puts " \$period" }

Calculo para el primer modo

set numeigs 3;

Calculo de valores propios

eigen <\$solver> \$numEigenvalues; solver: puede ser cambiado a -genBandArpack,-

fullGenLapack, el metodo por defecto usado es genBandArpack

Valores propios

set lambda [eigen -fullGenLapack \$numeigs] ;

set freq ""; # Frecuencias

set period ""; # Periodos

set pi 3.1416 ; # Definicion de Pi

foreach lam \$lambda {

lappend freq [expr sqrt(\$lam)] ; # Guarda las frecuencias de una en una en la variable freq lappend period [expr 2.*\$pi/sqrt(\$lam)] ; # Guarda los periodos de uno en uno en la variable period

}

APENDICE B. EJEMPLO DE DEFINICIÓN DE ANÁLISIS ESTÁTICO EN OPENSEES

#####	***************************************	####
##	Definición de Análisis Estático	##
##	Dirección X	##
##	Adhemir Taboada M.	##
##	2015	##
#####	*******	####

Recorders para fuerzas en los muros

recorder Node -file Results_Pushover_X/CM_X.txt -node 11 -dof 1 disp;

Recorders para desplazamientos en los muros recorder Node -file Results_Pushover_X/D_M1.txt -node 7 -dof 1 disp; recorder Node -file Results_Pushover_X/D_M8.txt -node 8 -dof 1 disp; recorder Node -file Results_Pushover_X/D_M9.txt -node 8 -dof 1 disp; recorder Node -file Results_Pushover_X/D_M10.txt -node 8 -dof 1 disp; recorder Node -file Results_Pushover_X/D_M11.txt -node 9 -dof 1 disp;

Recorders para fuerzas en los muros

recorder Element -file Results_Pushover_X/F_M1.txt -ele 1 force; recorder Element -file Results_Pushover_X/F_M8.txt -ele 2 force; recorder Element -file Results_Pushover_X/F_M9.txt -ele 3 force; recorder Element -file Results_Pushover_X/F_M10.txt -ele 4 force; recorder Element -file Results_Pushover_X/F_M11.txt -ele 5 force;

#-----

#----- Parámetros de control ------"

puts "Corriendo pushover..."

Se asignan las cargas laterlaes con patron en el primer modo de vibración set lat1 0.00005; # Desplazamiento aplicada en el piso 1

Parámetros de control de desplazamiento

```
set IDctrlNode1 11;
set IDctrlDOF 1; # Grado de libertad a controlar
set Dmax 0.02; # Desplazamiento máximo para el pushover
set Dincr [expr 0.00005]; # Incrementos de desplazamiento
```

#-----

#----- Definición del Pushover -----

constraints Plain; numberer RCM;

```
system UmfPack;
  test NormDispIncr 1.0e-6 100;
  integrator DisplacementControl $IDctrlNode1 $IDctrlDOF $Dincr;
  algorithm Newton;
  analysis Static;
    pattern Plain 2 Linear {
           load $IDctrlNode1 $lat1 0.0 0.0;
  }
  set Nsteps [expr int($Dmax/$Dincr)];
#------
#----- Ejecución del Pushover -----
  set ok [analyze $Nsteps];
  if {$ok != 0} {
    puts "Newton regular no converge .. se prueba con rigidez inicial para este paso"
    set ok 0
    set maxU $Dmax
    set controlDisp 0.0
    test NormDispIncr 1.0e-12 100 0
    while \{\text{scontrolDisp} < \text{smaxU \&\& } \text{sok} == 0\}
      set ok [analyze 1]
      set controlDisp [nodeDisp $IDctrlNode1 $IDctrlDOF]
         if {$ok != 0} {
         puts "Newton regular no converge .. se prueba con rigidez inicial para este paso"
         test NormDispIncr 1.0e-12 1000 1
         algorithm Newton -initial
         set ok [analyze 1]
         test NormDispIncr 1.0e-12 100 0
         algorithm Newton
       }
      if {$ok != 0} {
         puts ""
         puts "Intentar Broyden .."
         algorithm Broyden 8
         set ok [analyze 1]
         algorithm Newton
       }
      if {$ok != 0} {
         puts ""
         puts "Intentar NewtonWithLineSearch .."
         algorithm NewtonLineSearch -type InitialInterpolation -tol 0.8 -maxIter 100
         set ok [analyze 1]
         algorithm Newton
       }
    }; #fin del while loop
  }; #termina originial si $ok != 0
```

if {\$ok != 0} {
 puts "DispControl Analysis fallo"
} else {
 puts "Pushover completado";
 puts "------"

APÉNDICE C. EJEMPLO DE DEFINICIÓN DE IDA EN OPENSEES

#####	***************************************	###########
##	Definición de Análisis IDA	##
##	Dirección X	##
##	Adhemir Taboada M.	##
##	2015	##
#####	*****	##########

Factores de escalamiento para IDA

set ID	A_fact	tor [list	0.0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1 (0.11
0.12	0.13	0.14	0.15	0.1	6 0.1'	7 0.1	8 0.1	19 0.2	0.21	0.22	0.23	0.24	0.25	0.26
0.27	0.28	0.29	0.3 ().31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38	0.39	0.4 0.	41
0.42	0.43	0.44	0.45	0.4	6 0.4'	7 0.4	8 0.4	49 0.5	0.51	0.52	0.53	0.54	0.55	0.56
0.57	0.58	0.59	0.60).61	0.62	0.63	0.64	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69	0.7 0.	71
0.72	0.73	0.74	0.75	0.7	6 0.7'	7 0.7	8 0.7	79 0.8	8 0.81	0.82	0.83	0.84	0.85	0.86
0.87	0.88	0.89	0.90).91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1 1.0)1
1.02	1.03	1.04	1.05	1.0	6 1.0'	7 1.0	8 1.0	09 1.1	1.11	1.12	1.13	1.14	1.15	1.16
1.17	1.18	1.19	1.2 1	.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.3 1.	31
1.32	1.33	1.34	1.35	1.3	6 1.3 [°]	7 1.3	8 1.3	39 1.4	1.41	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46
1.47	1.48	1.49	1.5 1	.51	1.52	1.53	1.54	1.55	1.56	1.57	1.58	1.59	1.6 1.	61
1.62	1.63	1.64	1.65	1.6	6 1.6'	7 1.6	68 1.6	59 1.7	1.71	1.72	1.73	1.74	1.75	1.76
1.77	1.78	1.79	1.8 1	.81	1.82	1.83	1.84	1.85	1.86	1.87	1.88	1.89	1.9 1.	91
1.92	1.93	1.94	1.95	1.9	6 1.9'	7 1.9	8 1.9	99 2.0)];					
			0											

puts "Definidos los factores de escalamiento de los sismos"

Cargar registros sísmicos

*(Las unidades de los registros están en cm/s2)
set GM {

angol1002271_EW.tcl angol1002271_NS.tcl concepcion1002271_L.tcl constitucion1002271_L.tcl constitucion1002271_L.tcl constitucion1002271_T.tcl curico1002271_NS.tcl curico1002271_EW.tcl hualane1002271_L.tcl hualane1002271_L.tcl llolleo1002271_L.tcl llolleo1002271_T.tcl matanzas1002271_L.tcl

matanzas1002271 T.tcl papudo1002271 L.tcl papudo1002271 T.tcl stgocentro1002271_L.tcl stgocentro1002271_T.tcl stgolaflorida1002271_NS.tcl stgolaflorida1002271_EW.tcl stgomaipu1002271 EW.tcl stgomaipu1002271 NS.tcl stgopenalolen1002271 EW.tcl stgopenalolen1002271 NS.tcl stgopuentealto1002271 EW.tcl stgopuentealto1002271_NS.tcl talca1002271 L.tcl talca1002271 T.tcl valparaisoalmendral1002271 L.tcl valparaisoalmendral1002271 T.tcl vinacentro1002271 EW.tcl vinacentro1002271_NS.tcl vinaelsalto1002271_NS.tcl vinaelsalto1002271 EW.tcl valparaisoUTFSM1002271 L.tcl valparaisoUTFSM1002271_T.tcl llayllay 190d.tcl llayllay 280d.tcl llolleo 010d.tcl llolleo 100d.tcl melipilla_NS.tcl melipilla_EW.tcl sanisidro_L.tcl sanisidro T.tcl

}

set nPts [list 18001 18001 28338 28338 28657 28657 18001 18001 28811 28811 24923 24923 24079 24079 17754 17754 41000 41000 41600 41600 16701 16701 17101 17101 14701 14701 29608 29608 20559 20559 12502 12502 34000 34000 14402 14402 12480 12490 23277 23279 15872 15865 20000 20000];

set GM_sf [list 0.7171 0.5349 1.2470 1.7483 0.9299 0.7988 1.0534 1.2088 1.3086 1.1073 1.5372 0.8970 1.4527 1.7456 1.6837 1.2001 2.3287 1.6226 2.6932 3.7595 1.0245 0.8923 1.7087 1.6787 1.8661 1.8834 1.0607 1.2033 2.2668 1.8707 1.5104 2.2870 1.4205 1.4793 3.8024 1.6601 1.4193 1.0537 0.7022 1.1224 0.7285 0.9466 0.6935 0.7045]; #Factores para escalar el sismo a 0.5g puts "Cargados los sismos"

Número a subdividir intervalo de tiempo set SubStep 4;

Dirección de aplicación del sismo

set GMdirection 1; #1:x, 2:y

#set wn [list 93.779 128.23 157.08]; #Frecuencias fundamentales [rad/s]
#set dirs [list 1 2]; #Dirección de aplicación del sismo (X=1 Y=2)

Inicio del ciclo - Direccion X

foreach IDA_SF \$IDA_factor {
 foreach GMfile \$GM DT \$dT NPOINTS \$nPts SF \$GM_sf {

------ DEFICIÓN ANALISIS IDA ------

puts "Corriendo Analisis IDA direccion \$GMdirection ..."

Amortiguamiento Rayleigh
set w1 93.779; # Frecuencia fundamental Dirección 1
set w3 157.08; # Frecuencia fundamental Dirección 3
set zi 0.025; # Amortiguamiento critico
set alpha [expr \$zi*2*\$w1*\$w3/(\$w1+\$w3)]
set beta [expr \$zi*2/(\$w1+\$w3)]
Rayleigh command: rayleigh \$alphaM \$betaK \$betaKinit \$betaKcomm rayleigh \$alpha \$beta 0 0

Comienzo Analisis
setTime 0.0
puts "Analizando sismo: \$GMfile"
puts "Factor de escalamiento: \$IDA_SF"

set Pga_F [expr \$IDA_SF*0.5]
set dt \$DT
set ScaleFact [expr \$IDA_SF*\$SF]
set npts \$NPOINTS;

set maxtime [expr \$dt*\$npts]; #Duración sismo a analizar set accfactor [expr \$ScaleFact*0.01]; #Transforma registros a [m/s2]

timeSeries Path 1 -dt \$dt -filePath \$GMfile -factor \$accfactor; # Define time series pattern UniformExcitation 1 \$GMdirection -accel 1;

set LengthString [string length \$GMfile]
set GM_Name [string range \$GMfile 0 [expr \$LengthString-5]]

set FileNameN1 "Desp_Muros_X_\${GM_Name}_\${Pga_F}g" set FileNameF1 "Fuerza_Muros_X_\${GM_Name}_\${Pga_F}g" set FileNameND "Desp_CM_X_\${GM_Name}_\${Pga_F}g"

```
# Recorders para desplazamientos nodos libres de los muros
  recorder Node -file Results_IDA_X/$FileNameN1.txt -node 7 8 8 8 9 -dof 1 disp;
  # Recorders para fuerzas en los muros
  recorder Element -file Results_IDA_X/$FileNameF1.txt -ele 1 2 3 4 5 -dof 1 force;
  # Recorder para desplazamiento del CM
  recorder Node -file Results_IDA_X/$FileNameND.txt -node 11 -dof 1 disp;
#----- Definicion Analisis ------
  constraints Plain;
  numberer Plain:
  system BandGeneral;
  test EnergyIncr 1.e-006 1000 0;
  set AlgotithmDefault "Newton -initial"
  eval algorithm $AlgotithmDefault
  integrator Newmark 0.5 0.25;
  analysis Transient;
 ----- Analisis ------
  set DtAnalysis [expr $dt/$SubStep]; # Intervalo de tiempo discretizado
  set Nsteps [expr int($maxtime/$DtAnalysis)]; # Numero de pasos a analizar
  set startTime [clock clicks -milliseconds]
  # Inicio de Analisis
  set ok [analyze $Nsteps $DtAnalysis] ;
                                            # Si ok=0, Análisis exitoso
  if \{\text{sok } != 0\} { ; # if analysis was not successful.
    set ok 0;
    set controlTime [getTime];
      while \{ scontrolTime <  smaxtime &  sok == 0 \} 
         set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
         set controlTime [getTime]
           if {$ok != 0} {
              puts ""
              puts "Intentar Newton with Initial Tangent .."
              algorithm Newton -initial
              set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
                if \{ sok == 0\} {puts "***** Initial Newton functiono .. regreso a
$AlgotithmDefault"}
                  eval "algorithm $AlgotithmDefault"
                  puts ""
            }
           if {$ok != 0} {
              puts ""
```

```
puts "Intentar NewtonWithLineSearch .. "
              algorithm NewtonLineSearch .8
              set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
                 if {$ok == 0} {puts "***** NewtonLineSearch functiono .. regreso a
$AlgotithmDefault"}
                   eval "algorithm $AlgotithmDefault"
                   puts ""
            }
            if {$ok != 0} {
              puts ""
              puts "Intentar KrylovNewton .."
              algorithm KrylovNewton -initial
              set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
                 if {$ok == 0} {puts "***** KrylovNewton functiono .. regreso a
$AlgotithmDefault"}
                   eval "algorithm $AlgotithmDefault"
                   puts ""
            }
            if {$ok != 0} {
              puts ""
              puts "Intentar Broyden .."
              algorithm Broyden 8
              set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
                 if {$ok == 0} {puts "***** Broyden functiono .. regreso a $AlgotithmDefault"}
                   eval "algorithm $AlgotithmDefault"
                   puts stdout ""
            }
         }
       }
```

```
puts "Analisis Dinamico de $GMfile Factor Escalar $IDA_SF Completo";
```

```
set finishTime [clock clicks -milliseconds];
set timeSeconds [expr ($finishTime-$startTime)/1000];
```

wipe wipeAnalysis puts "---OK----" } } puts "Analisis exitoso! Direccion X ---- F