

Evaluación comparativa mediante diseño basado en el desempeño de un edificio estructurado en base a muros

Comparative evaluation using performance-based design of a wall-structured building

Fecha de entrega: 18 de noviembre 2023

Fecha de aceptación: 17 de abril 2024

Juan Carlos Vielma-Quintero^{1,2}, Jorge Carvalho^{1,2} y Juan Carlos Vielma¹

¹ Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Escuela de Ingeniería Civil, Avenida Brasil 2147, Valparaíso, Chile, juan.vielma.q@mail.pucv.cl, jorge.carvalho@pucv.cl, juan.vielma@pucv.cl

² Carvalho y Asociados Ltda., Viña del Mar, Chile

El diseño basado en el desempeño ha sido cada vez más utilizado en la práctica debido a mejoras computacionales, la sofisticación y difusión de métodos de análisis no lineales, y al desarrollo de programas comerciales que facilitan su aplicación. Podemos evaluar el efecto no lineal de eventos sísmicos de gran magnitud en el comportamiento estructural de un edificio, verificar diseños preliminares con métodos basados en fuerzas, validar regulaciones de diseño estándar, determinar deformaciones y calcular aceleraciones que pueden traducirse en parámetros de daño estructural y pérdidas económicas, entre otras funciones. Documentos guía han presentado metodologías para establecer requisitos, criterios de evaluación y métodos de análisis, cada uno con diferentes objetivos. En este artículo, se aplica uno de los métodos, conocido como el procedimiento alternativo de ACHISINA, a una estructura en base a muros diseñada según las normas chilenas actuales. Se aborda la modelización de la estructura resistente a los terremotos del edificio, la preparación de registros sísmicos y los aspectos que limitan la aplicación rigurosa del método en un marco de análisis no elástico. Los resultados obtenidos en los respectivos análisis para evaluar el desempeño estructural se comparan con los criterios de desempeño correspondientes delineados en el procedimiento de ACHISINA.

Palabras clave: diseño basado en el desempeño, análisis no lineal tiempo-historia, ACHISINA, estructura basada en muros

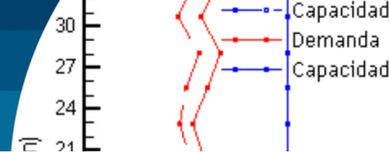
Performance-based design has been increasingly used in practice due to computational improvements, the sophistication and dissemination of nonlinear analysis methods, and the development of commercial programs that facilitate its use. We can evaluate the nonlinear effect of seismic events of great magnitude on the structural behaviour of a building, verify preliminary designs based on force-based methods, validate standard design regulations, determinate deformations, and calculate accelerations that can be translated into parameters of structural damage and economic losses, among other functions. Guiding documents have presented methodologies to establish requirements, evaluation criteria and analysis methods, each with different objectives. In this article, one of the methods is applied, known as the alternative procedure of ACHISINA, to a structure with shear walls designed according to current Chilean regulations. The modelling of the earthquake-resistant structure of the building, the preparation of seismic records, and the aspects that limit the rigorous application of the method are addressed in a non-elastic analysis framework. Results obtained in the respective analyses to evaluate the structural performance are compared with the corresponding performance criteria outlined in the ACHISINA procedure.

Keywords: performance-based design, non-linear time-history analysis, ACHISINA, shear wall structure

Introducción

El diseño basado en desempeño surgió de la necesidad de los proyectistas estructurales de racionalizar las prescripciones de las normas, que fueron desarrolladas de forma empírica

o por juicios de expertos, y prescindir de estas en el diseño al demostrar un comportamiento equivalente o superior a los alcances de estas normas (Moehle, 2005; Yang *et al.*, 2012). Esto sirviendo como la herramienta que permita validar diseños arquitectónicos que son



inviabiles por norma, acomodar el uso de nuevos materiales y/o sistemas estructurales innovadores, y eximirse de los límites prescriptivos de las normativas que rigen métodos tradicionales, como por ejemplo la altura máxima permitida de un edificio (Klemencic *et al.*, 2006; Aly y Galal, 2019; Jeon y Park, 2020). Asimismo, se unió a esto la necesidad de los tomadores de decisiones de cuantificar el beneficio de invertir en una estructura sismorresistente superior, analizando a partir de su desempeño los daños y pérdidas que podría sufrir en eventos durante su vida útil (Dabaghi *et al.*, 2019; Abdullah y Wallace, 2020; Kolozvari *et al.*, 2018; Arifin *et al.*, 2021; Ji *et al.*, 2018). De igual manera, está la preocupación de la sociedad acerca de la seguridad y confiabilidad del diseño frente a los sismos fuertes, buscando en si el resguardo de vida de los ocupantes, el continuo funcionamiento de servicios esenciales y asegurar la contención en las instalaciones que manejan elementos peligrosos, entre varias otras funciones específicas (Abdullah y Wallace, 2020; Zhong *et al.*, 2021; Vielma *et al.*, 2010; Hagen, 2012).

Es por esto, que las publicaciones más recientes buscaron regularizar y estandarizar la implementación del método, buscando integrar además los resultados de nuevas investigaciones y concesiones de criterios, y explorando el uso de análisis más complejos posibles ahora con la mejora de capacidad de procesamiento computacional. Particularmente, las guías y procedimientos utilizados ampliamente en la actualidad se pueden destacar el ASCE/SEI 7-16 (2017), ASCE/SEI 41-17 (2017), TBI (2017), LATBSDC (2020) y FEMA P-58 (2018).

En cambio, la norma de diseño sismorresistente en Chile se caracteriza por requerir solamente el uso de análisis lineal elástico, siendo prevaleciente el uso del método de espectro de respuesta. El uso del análisis no-lineal estático con empuje incremental (pushover) no es prescrito por las normas, pero son usualmente utilizados para apoyar las revisiones de edificios altos habitacionales. Por otro lado, los análisis tiempo historia no-lineal raramente son utilizados, siendo principalmente empleados para verificar la respuesta sísmica a edificios con disipación suplementaria. Sin embargo, aún con validaciones empíricas del nivel de desempeño esperado por eventos sísmicos recientes, surgió la necesidad de establecer un método de análisis formalizado para validar el diseño

chileno explícitamente (Lagos *et al.*, 2021). Por lo tanto, se desarrolló a consenso un documento conteniendo el procedimiento del diseño basado en desempeño por ACHISINA (2017), con el propósito de ser discutido y evaluado y posteriormente ser utilizado como estándar en el futuro.

Bajo este contexto, se presentará en el siguiente artículo, el marco metodológico empleado para evaluar el desempeño de un edificio estructurado en base a muros mediante análisis no-lineal, bajo el procedimiento estipulado en el documento de ACHISINA.

Metodología

Un paso importante para el desarrollo de la metodología es la modelación no-lineal de la estructura, debido a que la calidad de resultados depende que este represente al comportamiento que exhibirá frente a las sollicitaciones impuestas. En la siguiente sección se describirán las características relevantes del edificio bajo estudio, seguido de la definición de los materiales según su parámetros y modelos constitutivos, finalizando con las consideraciones para llevar a cabo el modelamiento de cada uno de los elementos y otros aspectos de importancia, para así obtener el modelo computacional creado para el análisis. De forma análoga, se explicará el procedimiento de obtención y modificación de los registros sísmicos a emplear dentro del análisis no lineal tiempo-historia, y los criterios de aceptación según el procedimiento delineado en el documento de ACHISINA.

Descripción del edificio

El edificio analizado consiste en una torre de departamentos con uso habitacional, ubicado en la localidad de Reñaca en la comuna de Viña del Mar. Está materializado en hormigón armado, presentando 14 pisos y dos niveles de subterráneos, sumando con esto una altura total de 37 m desde el nivel de terreno. Respecto a su emplazamiento, el edificio se encuentra fundado en suelo tipo C y está localizado en zona sísmica 3 (aceleración efectiva $A_0 = 0.4g$), y con una categoría de ocupación II, todo según las clasificaciones contenidas en la norma NCh433 (2009).

La estructuración del edificio, según la Figura 1, sigue la practica chilena de usar muros especiales con geometrías complejas y vigas de acople. Respecto a sus dimensiones y

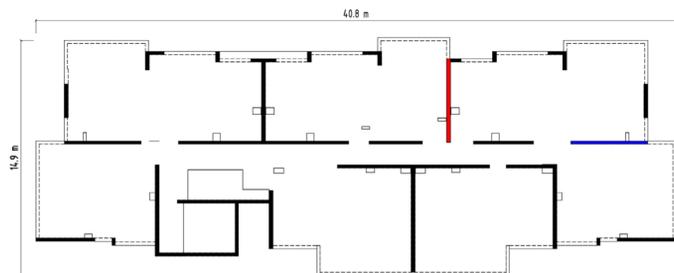
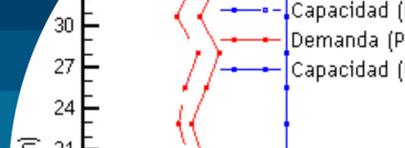


Figura 1: Estructuración en planta, marcado en líneas negras los muros y en líneas claras las vigas.

materiales utilizados, los espesores y grados de hormigón de muro varían por piso y dirección, se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1: Espesores y grados de hormigón de muros, para diseño inicial y rediseño.

Piso	Diseño inicial			Rediseño		
	Hormigón, MPa	Espesor X, cm	Espesor Y, cm	Hormigón, MPa	Espesor X, cm	Espesor Y, cm
8 a 14	25	20	20	35	20	25
7	25	20	20	35	20	30
5 a 6	30	20	20	35	20	30
4	30	20	25	35	20	30
3	35	20	25	35	20	30
1 a 2	35	20	30	35	20	30

Tabla 2: Resultados de análisis modal espectral

Parámetro	Dirección X	Dirección Y
Período fundamental, s	0.86	1.41
Factor de reducción de respuesta R^*	8.26	9.39
Corte basal elástico $Q_{(R=1)}$, ton	2950.25	1880.69
Corte basal máximo inelástico Q_{max} , ton	1274.86	1274.86
Corte basal mínimo inelástico Q_{min} , ton	607.08	607.08
Corte basal inelástico reducido $Q_{(R^*)}$, ton	357.06	200.36
Corte basal inelástico de diseño $Q_{diseño}$, ton	607.08	607.08
Factor de reducción de respuesta ajustado R^{**}	4.86	3.10
Aceleración espectral inelástico S_a , m/s ²	6.23	3.20
Desplazamiento espectral inelástico S_{de} , m	0.1211	0.2199
Desplazamiento ultimo de techo δ_u , m	0.1574	0.2859

El diseño estructural fue realizado mediante un análisis

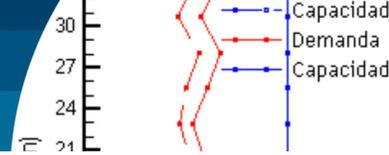
modal espectral según las prescripciones de la norma NCh433 (2009), y siguiendo el código de diseño ACI 318-08 (2008) con las modificaciones del decreto supremo DS60 (2011). Se resume los resultados de este análisis en la Tabla 2. Durante este procedimiento, se realizó el detallamiento de la armadura de muros y vigas, empleando acero grado A630-420H. Por otro lado, no exigido actualmente por las normativas, durante este proceso se consideraron los principios de diseño por capacidad en los muros, que no fueron incluidos hasta la edición del año 2019 del código ACI318 (2019).

Modelamiento estructural

La modelización no lineal de la estructura sismorresistente del edificio bajo estudio se realizó utilizando las herramientas proporcionadas por los productos de software SeismoStruct (2021) y SeismoBuild (2021), siguiendo las recomendaciones y directrices presentadas en su documentación. La siguiente sección presenta cómo los programas modelan los elementos estructurales y su base teórica, así como las consideraciones utilizadas para el desarrollo del modelo analítico.

En primer lugar, en el proceso de modelado, se considera la no linealidad geométrica teniendo en cuenta grandes desplazamientos y rotaciones, así como deformaciones independientes de cuerda del elemento (efectos P-Delta). En segundo lugar, se considera la no-linealidad del material a partir de la distribución completa de la inelasticidad en el elemento, a diferencia de la práctica usual de usar modelos en donde se concentran la plasticidad en puntos concretos. Esto tiene la ventaja de no requerir una calibración empírica del comportamiento real o ideal del elemento bajo condiciones de carga idealizadas, como sucede con los modelos de plasticidad concentrada. Se utiliza un modelo basado en fibras para representar el comportamiento de la sección transversal del elemento, donde cada fibra se asocia con una relación uniaxial esfuerzo-deformación, y el estado del elemento se obtiene a partir de la integración de la respuesta uniaxial no lineal esfuerzo-deformación de cada fibra individual en la que se subdivide la sección (el número de fibras depende de las dimensiones de la sección transversal de cada miembro estructural).

Dentro de las propiedades de los materiales a utilizar, para el hormigón, se utiliza como curva constitutiva el modelo



no-lineal de Mander *et al.* (1988) para el hormigón de grado G25. Los parámetros que definen el modelo constitutivo se encuentran resumidos en la Tabla 3, para los grados de hormigón empleados en el modelo. Para el acero de la armadura de refuerzo longitudinal y transversal, se emplea el modelo constitutivo de Menegotto y Pinto (1973), para el acero de grado A630-420H. Los parámetros que definen esta se resume en la Tabla 4.

Tabla 3: Parámetros de modelo constitutivo de Mander *et al.* (1988), hormigón G25, G30 y G35

Parámetro	Hormigón G25	Hormigón G30	Hormigón G35
Resistencia a la compresión, MPa	33.00	38.00	43.00
Límite inferior de la resistencia, MPa	25.00	30.00	35.00
Resistencia a la tensión, MPa	2.60	2.90	3.20
Módulo de elasticidad, MPa	26999.00	28973.00	30820.00
Peso específico, kN/m ³	24.00	24.00	24.00

Tabla 4: Parámetros del modelo constitutivo Menegotto y Pinto (1973), acero grado A630-420H

Parámetro	Valor
Módulo de elasticidad E , MPa	200000.00
Resistencia a la fluencia f_y , MPa	490.00
Deformación de fractura/pandeo (adim.)	1.00
Peso específico kN/m ³	78.00

Modificación de registros sísmicos

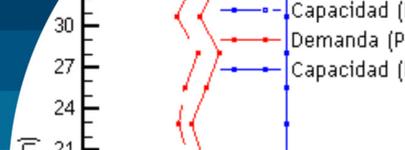
Los registros sísmicos se seleccionan de acuerdo con los requisitos del documento ACHISINA (2017), que establece que se deben utilizar como mínimo 3 pares de registros horizontales (reales o artificiales) con características congruentes (origen, tipo de suelo, magnitud, entre otros) en relación con los eventos que controlan la sismicidad de diseño en la región. Para lograr esto, se eligieron los registros chilenos obtenidos de la base de datos del CESMD (2021) con el fin de obtener varios pares de registros mayores a $M_w = 7$; se utilizó el valor promedio del parámetro de interés evaluado en los criterios de aceptación.

Además, estos registros sísmicos deben ser modificados de manera que el promedio de los espectros combinados de desplazamiento mediante SRSS de todos los pares no sea inferior a 1.17 veces el espectro de desplazamiento elástico de NCh433 (2009), considerando $\beta = 5\%$, entre los períodos de $0.50T$ y $1.25T$, donde T corresponde a los períodos principales. Sin embargo, a pesar de esta indicación, los acelerogramas se han adaptado para un rango de períodos entre 0.05 s y 4.00 s. Esta consideración es pertinente, ya que incorpora las demandas sísmicas para el rango de períodos cortos, que corresponden a modos de vibración superiores. La contribución de estos modos de vibración superiores se vuelve decisiva en edificios de cierta altura. Para controlar eficazmente el costo computacional de los análisis, se recortan los registros utilizando el criterio de duración significativa de los registros, definido por la intensidad de Arias (1970).

Finalmente, el procedimiento de emparejamiento espectral se utiliza para modificar los registros corregidos de manera que los espectros combinados de desplazamiento no sean inferiores al espectro de desplazamiento definido en los requisitos del documento ACHISINA (2017). Este proceso se facilita mediante el programa SeismoMatch (2021), en el cual un grupo de registros puede ser emparejado en función de un registro de aceleración objetivo. Sin embargo, debido a que el documento requiere ajustarse al espectro de desplazamiento, se decide utilizar el espectro de aceleración resultante de la integración de esta. A partir de todo este procedimiento, se pueden obtener los registros modificados para ser utilizados en el estado límite de servicio, correspondiendo al sismo de diseño (SD) en el documento de ACHISINA (2017). Para el sismo máximo considerando (SMC), la norma permite utilizar los registros utilizados como sismo de diseño, pero aumentado en sus aceleraciones en un 30%.

Criterios de aceptación

Para evaluar el nivel de desempeño del edificio el procedimiento contenido en el documento de ACHISINA (2017) incluye criterios de desempeño para ambos estados límites, haciendo la verificación a nivel global y por los elementos que componen la estructura. Para el caso de estudio, es de interés conocer los criterios de desempeño para los muros y las vigas de acople controlados por



deformación, en donde el nivel de desempeño de servicio presenta los límites dados en la Tabla 5.

Tabla 5: Criterios de aceptación según manual de ACHISINA (2017).

Tipo	Criterio	Ocupación inmediata	Deformación adicional
Local	Acortamiento unitario en el hormigón confinado	0.008	0.015
	Acortamiento unitario en el hormigón no confinado	0.003	0.003
	Alargamiento unitario en el acero de refuerzo	0.030	0.050
	Rotación plástica en viga de acople	0.01	Sin límite si no compromete estabilidad
Global	Edificios con elementos no estructurales frágiles	0.005	Sin límite
	Edificios con elementos no estructurales dúctiles	0.007	Sin límite

Para evaluar el desempeño global, se miden los desplazamientos en los centros de masa de cada nivel. Sin embargo, para el desempeño local, es necesario discretizar las deformaciones por el tipo de material.

Resultados y análisis

En esta sección, se presentan los resultados obtenidos utilizando el marco metodológico delineado en la sección anterior para su desarrollo. También se discuten los criterios de desempeño que rigen la evaluación de la estructura estudiada. Dentro del alcance de este artículo, resulta impráctico realizar una evaluación exhaustiva de cada elemento debido al gran número de elementos que componen la estructura. Por lo tanto, se ha decidido incluir en su lugar los resultados de un muro característico marcado rojo en el plano, como se muestra en la Figura 1. Este fue elegido porque es uno de los elementos que presentan una de las relaciones demanda-capacidad más exigentes observadas en los análisis realizados.

Por otro lado, debido a que el comportamiento exhibido por la estructura del edificio no cumple tanto para los criterios de desempeño globales y locales, como se revisará en esta sección a continuación, se dio la necesidad de hacer un rediseño para dar su cumplimiento. En esto se incluye aumentar las dimensiones y el grado de hormigón que compone los muros, como se resume en la Tabla 1, al igual que modificar su detalle de armadura, principalmente fuera de la sección crítica (pisos 3-14).

Estado límite de ocupación inmediata

En primer lugar, se ilustra en las Figuras 2a y 2b el desplazamiento máximo medidos para el centro de masa de cada nivel, seguido de las derivas de entrepiso en las Figuras 2c y 2d, mostrando los valores promedio para cada dirección ortogonal de la estructura.

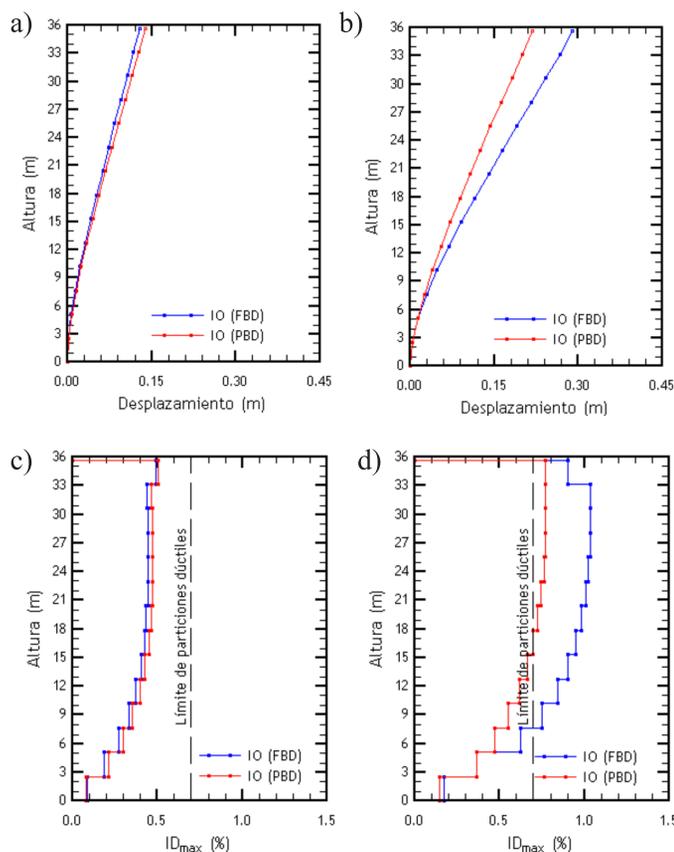
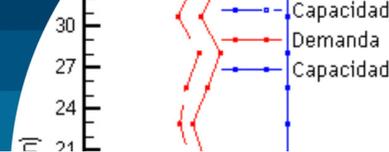


Figura 2: Comparación de desplazamiento y derivas de entrepiso de diseño Original versus Rediseño. (a) Desplazamiento en X, (b) desplazamiento en Y, (c) deriva en X y (d) deriva en Y

Respecto al rediseño, en la dirección X, se puede apreciar un ligero incremento del desplazamiento máximo



incurrido, lo cual puede ser razonado por un aumento de flexibilidad por el aumento de masa total del edificio sin haber aumentado su rigidez respecto al modelo anterior. Respecto a la dirección Y, se puede apreciar una sustancial mejora en el comportamiento, reduciendo en general hasta un 30% el desplazamiento máximo, y superando el límite de particiones dúctiles hasta un máximo de 0.05% en los últimos pisos. Para la evaluación del desempeño local de los muros seleccionados, se presentan en las Figuras 3a, 3b y 3c las relaciones demanda/capacidades máximas obtenidas para el alargamiento del acero y el acortamiento del hormigón.

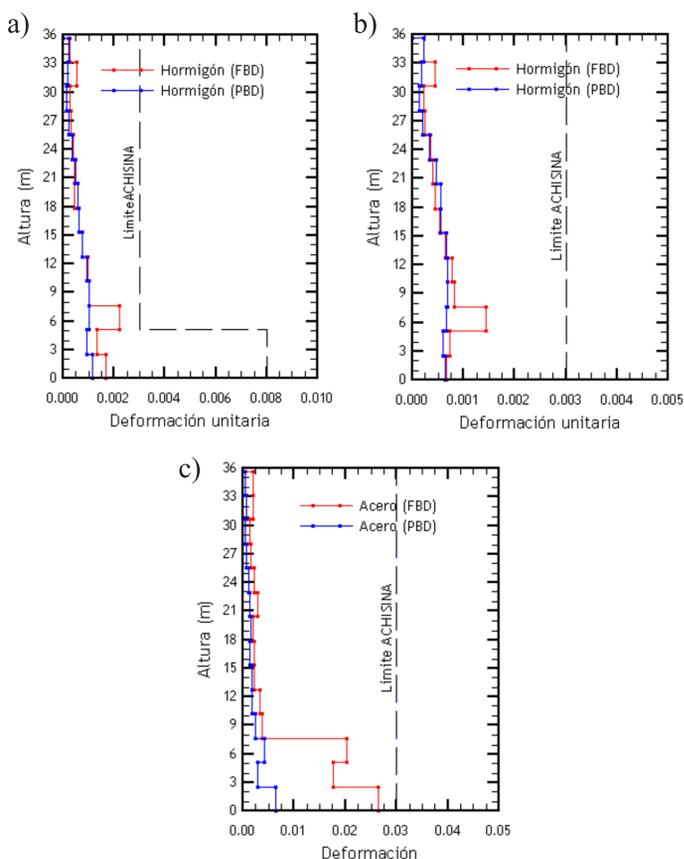


Figura 3: Comparación demanda/capacidad de la deformación unitaria, muro en dirección Y, bajo diseño FBD y PBD. (a) Elemento de borde, (b) doble malla Estado y (c) acero de refuerzo.

Para el muro seleccionado, se puede observar que no se supera ninguno de los límites de deformación impuestos a los elementos de acero y hormigón. Se puede evidenciar que los márgenes que presenta son menores, acercándose en el primer piso al límite para el alargamiento del acero,

y de forma preocupante al límite de deformación para el hormigón no confinado en el tercer piso, justo fuera de la zona contemplada con elementos de borde especial. Esto último puede ser de gran importancia, debido a que presentaría un modo de falla no deseable al alcance del diseño, fallando prematuramente en el tercer piso con poco aprovechamiento de la capacidad de deformación adicional prestada para los pisos inferiores.

Para explicar lo anterior, se compara la demanda y capacidad del momento flector y la cortante, en las Figuras 4a y 4b, respectivamente. Para esto, se considera la demanda como la envolvente del análisis realizado, mientras que la capacidad se calcula a partir de las propiedades de los materiales y disposición del refuerzo del muro estudiado, aplicando como carga axial el peso sísmico. Se observa en el primer y en el tercer nivel se logra alcanzar cercanamente al momento flector donde se puede esperar que ocurra la plastificación, posiblemente produciendo una falla prematura en este último debido a su menor capacidad del hormigón, tal como se observó en los resultados anteriores. En cambio, la demanda por esfuerzo de corte igualmente no supera la capacidad del muro, por lo que es de esperarse una falla por flexión.

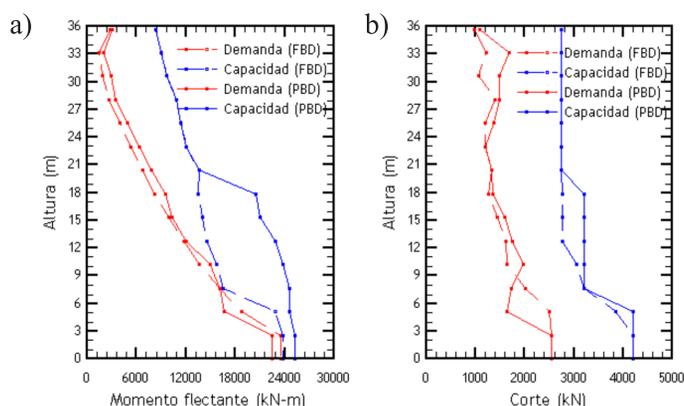
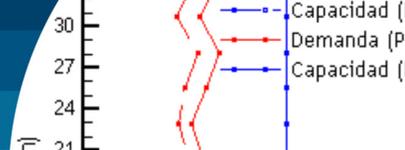


Figura 4: Comparación demanda/capacidad bajo diseño FBD y PBD. (a) Envolvente de momento y (b) envolvente de corte. Estado Límite de Ocupación Inmediata.

Respecto al rediseño, se puede observar que el muro del tercer piso no presenta deformaciones superiores según se apreció en el diseño original, asimismo, la comparación entre la demanda y capacidad a momento parece indicar la formación de la sección crítica en el primer piso.



Estado límite de capacidad de deformación adicional

El estado límite corresponde solamente a la evaluación del desempeño local, en donde se revisan los mismos parámetros que en el estado límite anterior, pero permitiendo un rango mayor de daños para una sollicitación sísmica amplificada. De forma análoga, se presenta las relaciones demanda/capacidad para el alargamiento del acero y el acortamiento del hormigón de los muros seleccionados en las Figuras 5a, 5b y 5c.

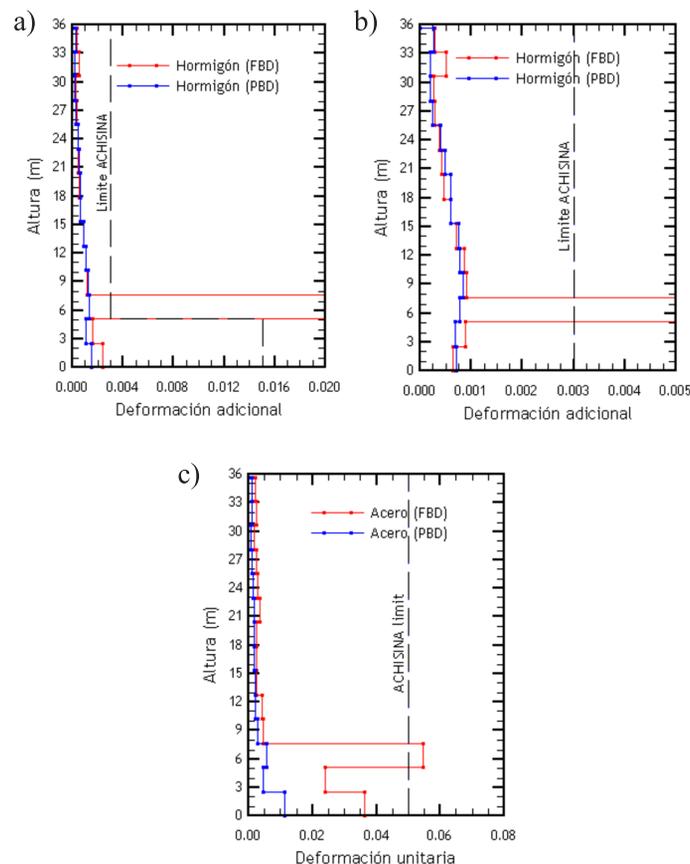


Figura 5: Comparación demanda/capacidad de la deformación unitaria, bajo diseño FBD y PBD. (a) Elemento de borde, (b) doble malla Estado y (c) acero de refuerzo.

Se evidencia para el tercer nivel que se superan los límites para ambos materiales, presentando valores de deformación en comparación con la capacidad considerables para el hormigón. Estos resultados se pueden fundamentar en el hecho de la pérdida de la capacidad de resistir la flexión, considerando la gran reducción del refuerzo de acero, el espesor y el grado del hormigón utilizados entre los dos primeros pisos y los pisos superiores. En efecto, en lugar de concentrarse las deformaciones plásticas en los primeros

niveles, está ocurriendo esto en el tercero, cuyo diseño no está preparado para manejar grandes deformaciones.

De forma análoga al estado límite anterior, ilustrado en la Figura 6 se tiene que se alcanza el momento de fluencia para el primer y el tercer nivel, con lo que explica los resultados anteriores respecto a las deformaciones experimentadas en este último piso. En efecto, se logra plastificar el muro en ambos niveles, ocurriendo la gran mayoría de la rotación en el tercer nivel y no en el primero, fuera de la intención del diseño por capacidad realizado inicialmente en el procedimiento lineal. Por otro lado, se tiene que se supera el límite del esfuerzo de corte en el segundo nivel, aunque esto viene después de la falla de la fibra de hormigón a compresión, por lo que incide como relevante para el estudio del posible mecanismo de falla de este elemento.

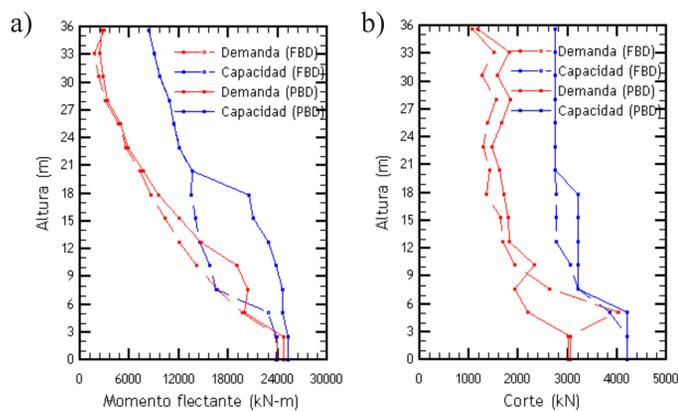
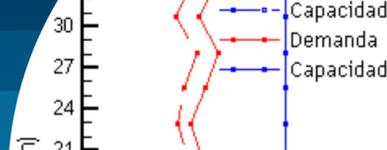


Figura 6: Comparación demanda/capacidad bajo diseño FBD y PBD. (a) Envoltura de momento y (b) envoltura de corte. Estado Límite de Capacidad de Deformación Adicional.

Respecto al rediseño, se presenta una mejora sustancial en cuanto a las deformaciones incurridas, lográndose cumplir con los requisitos especificados para el material de hormigón. En efecto, la comparación entre la demanda y capacidad a momento flector indica que el rediseño logró subsanar la deficiencia que presentaba el diseño original en los pisos 3-7, permitiendo el desarrollo de la rótula plástica dentro de la sección crítica definida en la etapa de diseño. El lector interesado podrá encontrar más antecedentes sobre esta investigación en Vielma-Quintero *et al.* (2023a,b).

Conclusiones

En el presente artículo, a través del análisis realizado mediante el método ACHISINA, se puede concluir que, aunque la estructura obtenida mediante el diseño basado



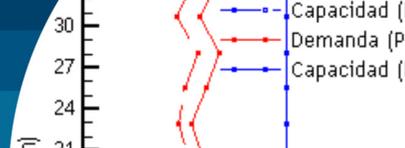
en fuerzas (FBD) cumple con los criterios establecidos para el estado límite de ocupación inmediata, fue necesario revisar el diseño de los elementos de muro, especialmente aquellos correspondientes a la dirección Y. De hecho, existe una clara necesidad de mantener la capacidad de momento en relación a la altura para evitar la formación de rótulas plásticas fuera de la zona crítica definida en la etapa de diseño, lo que resulta en una subutilización de la mayor capacidad de deformación de los elementos de borde confinados pertenecientes a los dos primeros pisos. Por lo tanto, podría ser necesario incluir en el procedimiento FBD requisitos que tengan en cuenta la participación de modos superiores en el diseño. Para lograr esto, se recomienda evitar cambios bruscos en el grosor de las paredes, en las calidades de los materiales y en la disposición del refuerzo en el diseño, teniendo en cuenta la aparición de mayores momentos en niveles intermedios debido a una mayor participación de modos superiores.

En base a los resultados de las derivas de entrepiso, se revela la necesidad de aumentar la rigidez en la dirección Y de la estructura obtenida según el diseño basado en fuerzas (FBD), ya que se observaron derivas superiores al 1%, muy por encima del límite del 0.7%, incluso considerando el uso de particiones dúctiles. Se estima que es necesario reevaluar estos límites considerados para las derivas de entrepiso, aun con el conocimiento de la intención de obtener un desempeño de Ocupación inmediata al considerar un sismo de diseño, como se evidenció en eventos sísmicos recientes, se considera exigente para edificios que cumplen con un diseño lineal. Estos resultados se mejoraron con la aplicación de la metodología de diseño basado en el desempeño (PBD).

Al comparar las metodologías aplicadas en el diseño del edificio (FBD y PBD), se evidencian diferencias en su aplicación y en los datos medidos resultantes, siendo crítica la diferencia entre los registros sísmicos utilizados. Además, se sugiere realizar el emparejamiento de acelerogramas que se utilizarán en los análisis para evaluar el desempeño de las estructuras, ya sean registros reales o acelerogramas artificiales, abarcando todo el rango de períodos relevantes para la respuesta estructural, en lugar de depender únicamente de la recomendación de igualar entre $0.5T$ y $1.25T$.

Referencias

- Abdullah, S.A. and Wallace, J.W. (2020). Reliability-based design methodology for reinforced concrete structural walls with special boundary elements. *ACI Structural Journal* **117**(3), 17-29
- ACHISINA (2017). Procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios. Subcomité 7 de ACHISINA, Santiago, Chile
- ACI 318-08 (2008). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute ACI, Farmington Hills MI, USA
- ACI 318-19 (2019). Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute ACI, Farmington Hills MI, USA
- Aly, N. and Galal, K. (2019). Seismic performance and height limits of ductile reinforced masonry shear wall buildings with boundary elements. *Engineering Structures* **190**, 171-188
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. In *Seismic Design for Nuclear Plants*, R.J. Hansen (ed.), MIT Press, Cambridge MA, USA, 438-483
- Arifin, F.A., Sullivan, T.J., MacRae, G., Kurata, M. and Takeda, T. (2021). Lessons for loss assessment from the Canterbury earthquakes: a 22-storey building. *Bulletin of Earthquake Engineering* **19**(5), 2081-2104
- ASCE/SEI 7-16 (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers ASCE, Reston VA, USA
- ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers ASCE, Reston VA, USA
- CESMD (2021). Center for Engineering Strong Motion Data. USA (www.strongmotioncenter.org)
- Dabaghi, M., Saad, G. and Allhassania, N. (2019). Seismic collapse fragility analysis of reinforced concrete shear wall buildings. *Earthquake Spectra* **35**(1), 383-404
- DS60 (2011). Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga DS118 de 2010. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile



- FEMAP-58-6 (2018). Guidelines for performance-based seismic design of buildings. Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency FEMA, Washington DC, USA
- Hagen, G.R. (2012). *Performance-based analysis of a reinforced concrete shear wall building*. MSc thesis, California Polytechnic State University, San Luis Obispo CA, USA
- Jeon, S.H. and Park, J.H. (2020). Seismic fragility of ordinary reinforced concrete shear walls with coupling beams designed using a performance-based procedure. *Applied Sciences* 10(12), 4075
- Ji, X., Liu, D. and Hutt, C.M. (2018). Seismic performance evaluation of a high-rise building with novel hybrid coupled walls. *Engineering Structures* 169, 216-225
- Klemencic, R., Fry, J.A. and Hooper, J.D. (2006). Performance-based design of tall reinforced concrete ductile core wall systems. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 15(5), 571-579
- Kolozvari, K., Terzic, V., Miller, R. and Saldana, D. (2018). Assessment of dynamic behavior and seismic performance of a high-rise rc coupled wall building. *Engineering Structures* 176, 606-620
- Lagos, R., Lafontaine, M., Bonelli, P., Boroschek, R., Guendelman, T., Massone, L.M., Saragoni, R., Rojas, F. and Yañez, F. (2021). The quest for resilience: The Chilean practice of seismic design for reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra* 37(1), 26-45
- LATBSDC (2020). An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings located in the Los Angeles Region. Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council LATBSDC, Los Angeles CA, USA
- Mander, J.B., Priestley, M.J. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 114(8), 1804-1826
- Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisbon, Portugal, 15-22
- Moehle, J.P. (2005). Nonlinear analysis for performance-based earthquake engineering. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 14(5), 385-400
- NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile
- SeismoBuild (2021) User manual - A computer program for seismic assessment of reinforced concrete framed structures. Seismosoft Ltd., Pavia, Italy (<https://seismosoft.com/>)
- SeismoMatch (2021). Seismosoft Ltd., Pavia, Italy (<https://seismosoft.com/ha>)
- SeismoStruct (2021). User manual - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Seismosoft Ltd., Pavia, Italy (<https://seismosoft.com/>)
- TBI (2017). Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings, TBI. Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER, College of Engineering, University of California, Berkeley CA, USA
- Vielma-Quintero, J. C., Carvalho, J. y Vielma J.C. (2023a). Evaluación comparativa de la respuesta sísmica de un edificio estructurado mediante diseño basado al desempeño. Monografía CIMNE IS 79, A.H. Barbat (ed.). Monografías de Ingeniería Sísmica. UPC, Barcelona, España
- Vielma-Quintero, J.C., Carvalho, J. and Vielma J.C. (2023b). Comparative assessment of performance-based design methodologies applied to a R.C. shear-wall building. *Buildings* 13(6), 1492
- Vielma, J. C., Barbat, A.H. and Oller, S. (2010). Seismic safety of low ductility structures used in Spain. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 135-155
- Yang, T.Y., Moehle, J.P., Bozorgnia, Y., Zareian, F. and Wallace, J.W. (2012). Performance assessment of tall concrete core-wall building designed using two alternative approaches. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41(11), 1515-1531
- Zhong, K., Lin, T., Deierlein, G. G., Graves, R.W., Silva, F. and Luco, N. (2021). Tall building performance-based seismic design using SCEC broadband platform site-specific ground motion simulations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 50(1), 81-98