

## DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA EN PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO CON NÚCLEO DE MURO

*M. Pezo Rivera<sup>1</sup>, N. Maureira Carsalade<sup>2</sup> y F. Sanhueza<sup>3</sup>*

### RESUMEN

Chile es un país con un amplio historial sísmico, cuenta con al menos 3 eventos en el ranking de los 20 mayores terremotos del mundo (USGS, 2017). Debido a esto se realizan estudios a las estructuras para evaluar el comportamiento después de cada evento, lo que conlleva a una constante actualización de las normativas sísmicas nacionales buscando mejorar la resistencia de las construcciones. Estas modificaciones generalmente surgen de investigaciones comúnmente realizadas por las universidades, cuya finalidad es validar los parámetros que son estipulados dentro de las normas nacionales utilizadas en el diseño de las estructuras. Uno de los parámetros más relevantes de la norma chilena de diseño sísmico de edificios, NCh 433 Of.1996, es el factor de reducción de aceleración espectral o  $R^*$ , el cual describe la capacidad que tiene una estructura para comportarse en rango inelástico.

En este trabajo se analizaron modelos bidimensionales de edificios de hormigón armado estructurados en base a pórticos con muro central de 5, 10, 15 y 20 pisos. La estructura se modeló considerando elementos finitos elásticos con no-linealidad concentrada en puntos específicos de la estructura como uniones viga-columna, viga-muro, base de columnas y de muro. Se realizaron análisis de tipo no lineal dinámico y no lineal cuasi-estático para obtener la curva de capacidad del sistema estructural. A partir de estas curvas se determinó el valor analítico de  $R^*$  el cual fue contrastado con lo establecido en la NCh 433. Finalmente se concluyó que de las dos fórmulas dadas por la NCh433 para calcular  $R^*$ , solo la recomendada para edificios en base a muros posee una buena concordancia con el valor calculado de forma analítica, y por tanto es validada para el estudio realizado, mientras que la formula dada para estructuras en general, no cumple con dicho criterio.

**Palabras clave:** Análisis estático no lineal, factor de reducción de la respuesta, mecanismo de plastificación.

### ABSTRACT

Chile is a country with a strong seismic track record where, according to the USGS (United States Geological Survey), 3 of the 20 largest recorded earthquakes in the world have taken place. Because of this, the frameworks are studied to evaluate the performance of buildings after every earthquake, which leads to constant updatings of the national seismic regulation in order to improve the seismic-resistance constructions. It is important to do further researches with the objective of validating the stipulated parameters within the national regulations used for the frameworks design. One of the most relevant parameters of the Earthquake Resistant Design of Buildings (NCh 433) is the reduction factor of spectral acceleration, also called  $R^*$ , which describes the capacity of a structure on an inelastic state.

Through this study it has been designed a building, composed of 20 floors in 2D and reinforced concrete frames with the central core. The structure was shaped in elastic and inelastic states, which was analyzed through a nonlinear dynamic and static analysis in order to get the capability curve, used to obtain the analytical value of  $R$  and to be compared to NCh 433's value. At the end of the research, there have been done evaluations of buildings composed of 15, 10 and 5 2D floors that are a simplified model of the building with 20 floors, used as parameter of comparison.

**Keywords:** Nonlinear analysis; response reduction factor; plastification mechanism.

<sup>1</sup> Estudiante, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile, [mgpezo@ing.ucsc.cl](mailto:mgpezo@ing.ucsc.cl)

<sup>2</sup> Profesor Auxiliar, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile, [nmaureira@ucsc.cl](mailto:nmaureira@ucsc.cl)

<sup>3</sup> Profesor Auxiliar, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile, [franksanhueza@ucsc.cl](mailto:franksanhueza@ucsc.cl)

## INTRODUCCIÓN

Un sismo corresponde al proceso de generación de ondas y su posterior propagación por medio de la Tierra, producido por la interacción de las placas tectónicas que componen la corteza terrestre. Al llegar a la superficie de la Tierra, estas ondas son percibidas tanto por la población como por estructuras. Dependiendo de la amplitud del movimiento y de su duración, el sismo será de mayor o menor magnitud e intensidad, las cuales pueden ser calificadas por medio de las escalas Richter y Mercalli respectivamente. (CSN, 2017)

Nuestro país está ubicado geográficamente sobre la placa sudamericana la cual está dentro del cinturón de fuego del pacífico, zona que rodea el océano Pacífico y que registra una alta actividad sísmica y volcánica. En las costas de Chile se encuentran las placas de Nazca y Sudamérica. La primera, más densa que la placa continental de Sudamérica, penetra bajo el continente, formando una zona de subducción (Sismicidad y Terremotos en Chile, 2017). Por esta razón y a lo largo de la historia, Chile ha sufrido numerosos eventos sísmicos, dentro de los cuales destaca el ocurrido en Valdivia (1960) con una magnitud de 9.5 en escala Richter, considerado el más fuerte registrado en el mundo (Kanamori, H., 1975). El sismo más importante de la última década corresponde al ocurrido en las cercanías de Concepción el 27 de febrero de 2010. En este evento se destacan emblemáticos casos de daño severo en estructuras como la torre O'Higgins que sufrió el colapso de un piso completo y el desplome del edificio alto río (**Figura 1**).



**Figura 1:** Derrumbe de edificio alto río.  
Fuente: Diario el Mercurio, 2010.

En Chile, el Instituto Nacional de Normalización, INN, es el organismo que establece las exigencias mínimas al diseño sísmico de las edificaciones. Los documentos normativos relacionados con lo anterior son la NCh433, Diseño sísmico de edificios, la NCh2369, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales y la NCh2745, Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Estas normas son periódicamente sometidas a actualizaciones de acuerdo a las experiencias que deja cada evento sísmico severo ocurrido, incorporando también tecnologías constructivas nuevas. La norma sísmica chilena fue aprobada por primera vez en 1972, NCh 433 of 72, esta norma mostraba para su época modernos conceptos como el análisis sísmico estático y modal espectral, parámetros del suelo y formas estructurales. En 1985, con la ocurrencia del terremoto de Valparaíso, se obtuvieron conclusiones suficientes para realizar un estudio a la norma sísmica chilena que condujeron a la actual NCh 433 Of.96. En el año 2009 se realizaron modificaciones a dicha, las cuales condujeron a la NCh433, mod 2009. Este documento tuvo un período de vigencia muy corto ya que el severo sismo del 27 de febrero del 2010, motivó la inclusión de modificaciones de emergencia por medio del Decreto Supremo N°117. A finales del año 2011 se incorpora el Decreto Supremo N°61, documento que reemplaza al DS N°117, y que actualmente es parte íntegra y complementaria de la NCh433of 96 mod 2009 (CARGAZ, 2017).

Las lecciones aprendidas luego de la ocurrencia de eventos sísmicos severos se observan, por ejemplo, en el cálculo de los parámetros utilizados en la NCh433 que conducen a la determinación de espectro de diseño que define la demanda sísmica. Uno de estos parámetros es el factor de reducción de aceleración espectral,  $R^*$ , valor que describe la capacidad de una estructura para disipar energía al incursionar en un rango inelástico. Este parámetro permite reducir la demanda sísmica a la cual estaría sometido un sistema estructural lineal en comparación con un sistema similar pero que posee la capacidad de disipar energía en rango plástico. Esto permite simplificar el proceso de diseño de estructuras, pudiendo utilizar un análisis modal espectral lineal

reduciendo la demanda sísmica por  $R^*$ , en lugar de un análisis dinámico no-lineal que es mucho más complejo y demanda bastante más tiempo (Vielma, J.C., 2006).

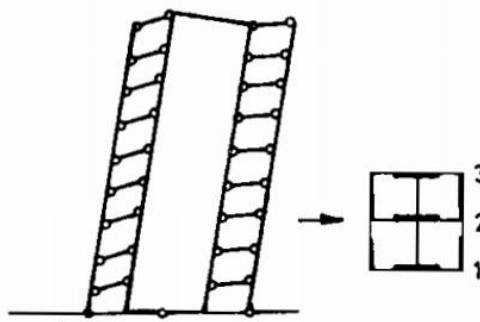
En esta investigación se aplica una metodología que permite calcular el valores del parámetro de reducción de la aceleración espectral,  $R^*$ , indicado en la norma NCh 433 vigente a la fecha. Con esto se busca validar el valor especificado a dicho parámetro en la norma de diseño sísmico para edificios.

Para modelar la estructura se realizó una recolección de datos para construir una estructura con medidas semejantes a las existentes en la realidad, considerando formulas empíricas de periodo para la calibración del modelo. La estructura consiste en un sistema de pórticos de hormigón armado con un núcleo de muro en el centro, el cual le aporta la mayor parte de la rigidez lateral, convirtiéndolo en un elemento fundamental para resistir esfuerzos sísmicos.

Para determinar analíticamente el factor de reducción de aceleración espectral se analizó la estructura en el rango no lineal. Se utilizaron para lo anterior los métodos de análisis dinámico no lineal (tiempo-historia) y estático no lineal (push-over).

El análisis dinámico no lineal utiliza una función tiempo historia del terremoto de Maule-Bío Bío del 27 de febrero del 2010, registrado en la estación de San Pedro de la Paz del gran Concepción. En este análisis se consideraron rótulas plásticas modeladas mediante links no lineales basados en el modelo plastic-Wen en el software ETABS. Sin embargo, debido a las limitaciones de la versión del software utilizado, el análisis dinámico no pudo ser llevado a cabo de la forma deseada, lo que fue evidenciado una vez ya construido y analizado el modelo.

El análisis estático no lineal consiste en aplicar a la estructura un patrón de cargas laterales de piso específico que busca reproducir el efecto sísmico en la estructura. La intensidad o fuerza resultante de este patrón de carga —correspondiente al corte basal— se incrementa gradualmente en pasos discretos durante el análisis hasta lograr el colapso de los mecanismos sismo-resistentes de la estructura. Esto último implica el alcanzar niveles de deformación en los límites de resistencia de los materiales que conforman la estructura. Para es necesario conocer a priori los puntos donde se espera que exista concentración de esfuerzos y deformaciones producto de las cargas sísmicas. Estos corresponden a las uniones viga-columna, viga-muro, columna-base y muro-base, donde se definieron rótulas plásticas en el modelo estructural (ver **Figura 2**). Las propiedades mecánicas de estas rótulas fueron determinadas internamente por el software, en función de la sección de los elementos estructurales, cuantía y distribución de acero de refuerzo y tipo de hormigón. Estos cálculos se basan en la norma estadounidense de evaluación sísmica y reparación de estructuras existentes ASCE/SEI 41-13, la cual considera un modelo elasto-plástico empírico para definir los parámetros del modelo de análisis de las rótulas.



**Figura 2:** Mecanismos de colapso para una estructura de marcos con muro de núcleo.

Fuente: Patricio Bonelli, 1989.

Con los resultados de los análisis no lineales realizados se construyó la curva de capacidad de la estructura, la cual relaciona el corte basal aplicado con el desplazamiento de techo calculado en el análisis de push-over. En esta curva se definen puntos característicos de la evolución de la capacidad resistente del sistema estructural que permiten hacer una proyección de la curva de comportamiento lineal elástico. Con ambas curvas, la inelástica y la elástica, y considerando criterios de igualdad de energía e igualdad de desplazamiento según

corresponda de acuerdo al período fundamental de la estructura, se determinó el factor de reducción de la aceleración espectral. Los resultados de estos cálculos mostraron que el factor de reducción de aceleración espectral calculado analíticamente tiene buena correlación con lo obtenido usando la fórmula recomendada por la NCh433 para edificios estructurados en base a muros. Sin embargo, la correlación no es tan buena cuando se comparan los resultados analíticos con lo obtenido a partir de la fórmula recomendada por la NCh433 para estructuras en general.

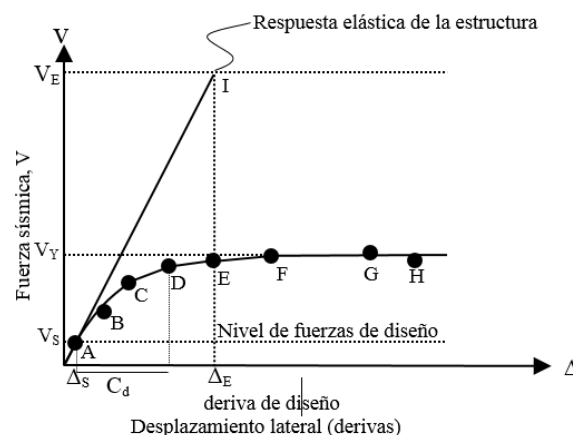
## 1. METODOLOGÍA

### 2.1 Comportamiento inelástico de edificios

El espectro de aceleraciones de la NCh433 describe el input sísmico de diseño elástico, teniendo en cuenta la distancia a la fuente sismo-genética, características locales del suelo de fundación e importancia de la estructura, considerando una probabilidad de excedencia de 10% en 475 años. Este espectro considera reducción de la demanda sísmica al asumir capacidad de deformación plástica de la estructura. El uso del espectro de diseño sin considerar esta reducción conllevaría a estructuras muy robustas y por lo tanto costosas (recta OI en **Figura 3**). Debido a esto es que la norma permite realizar una reducción de las aceleraciones, como una simplificación al diseño en rango no lineal (recta OA de **Figura 3**).

El comportamiento inelástico está asociado a disipación de parte de la energía impuesta a la estructura por el sismo. Sin embargo, en estructuras clásicas sin sistemas de disipación especialmente diseñados para tal efecto, el comportamiento inelástico está relacionado con daño estructural o no estructural. La filosofía de diseño de la NCh433 exige que las estructuras tengan desempeños esperados frente a sismos de características específicas. Las construcciones deben resistir sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada; con daño moderado limitado a elementos no estructurales durante un sismo de mediana intensidad. En caso de evento sísmico de excepcional intensidad se permite que sufran daños severos e irreparables pero sin colapso general, permitiendo la evacuación de los ocupantes y la preservación de las vidas.

Cuando sobre la estructura actúa un sismo de intensidad menor a la crítica de diseño ( $V_s$  en **Figura 3**), en esta se presentan deformaciones elásticas y lineales, sin existencia de daño, manteniéndose constante la rigidez de la edificación. Cuando el input sísmico aumenta y supera la carga de diseño,  $V_s$  de la edificación, comienzan a activarse gradualmente los mecanismos de colapso, como se muestra ocurre desde el punto A hasta el H en **Figura 3**. Es decir, algunos de los elementos comienzan a plastificarse y a comportarse en rango no lineal con daño permanente en los mismos (Valencia, D., 2008). Esto último implica reducción en la rigidez lateral del sistema estructural, observándose incrementos de desplazamientos cada vez más grandes para un mismo incremento de carga lateral. En esta etapa, el comportamiento mecánico de la estructura comienza a estar controlada por la deformación más que por el aumento de las cargas laterales.

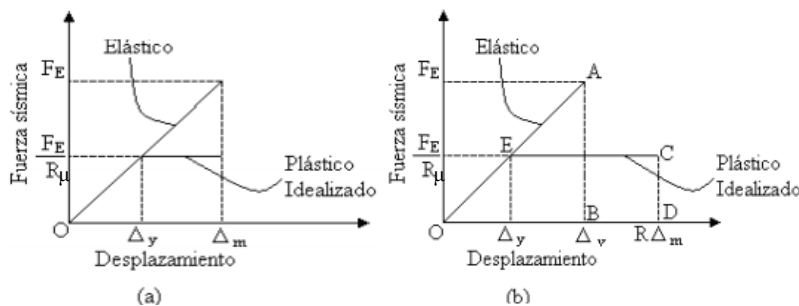


**Figura 3:** Curva de capacidad idealizada de análisis pushover.  
 Referencia: Valencia - Clement, 2008.

## 2.2 Significado conceptual del factor $R^*$

El factor de reducción de aceleración,  $R^*$ , busca incorporar en el diseño el hecho de que las estructuras pueden resistir deformaciones inelásticas grandes sin llegar al colapso global. Cuando una estructura capaz de deformarse en rango inelástico se somete a la acción sísmica, la demanda de resistencia se reduce en la medida de que su capacidad de deformación inelástica se incrementa. Lo anterior es la premisa básica que permite simplificar el análisis sísmico considerando la plasticidad de la estructura, por un análisis simplificado con solicitación sísmica reducida. El factor de reducción de la solicitación sísmica en el caso antes mencionado es denominado  $R^*$  en la normativa de diseño chilena. Este factor es siempre  $\geq 1$ ; valores cercanos a 1 se usan en estructuras con escasa capacidad de deformación inelástica o bien cuando se desea limitar la incursión plástica. Factores  $R^*$  bastante mayores que 1 son usados en el diseño de estructuras que pueden tener grandes deformaciones plásticas, sin embargo, esto asume el hecho de que pueda ocurrir daño significativo en algunos elementos estructurales de la edificación al ser sometida a un sismo severo (Vielma, J.C., 2006).

La mayoría de los códigos de diseño sísmico y documentos científicos relacionados con la determinación del factor de reducción antes mencionado se basan en la investigación de Newmark y Hall (1973) para calcular dicho factor. Esta muestra dos enfoques diferentes para la determinación del factor de reducción  $R_\mu$ ; uno basado en la premisa de que tanto el sistema no lineal como el lineal alcanzan el mismo desplazamiento máximo (**Figura 4a**) y la segunda que propone que ambos sistemas absorben la misma energía al alcanzar su condición última (**Figura 4b**).



**Figura 4:** Determinación del factor  $R_\mu$  según Newmark y Hall.

Newmark y Hall proponen el uso del criterio de igualdad de desplazamiento máximo para estructuras de periodos largos,  $T > 0.5s$ . Esto conduce a la definición del factor de reducción de respuesta,  $R$ , igual a la ductilidad  $\mu$  del sistema estructural, esto es:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = R_\mu \quad (1)$$

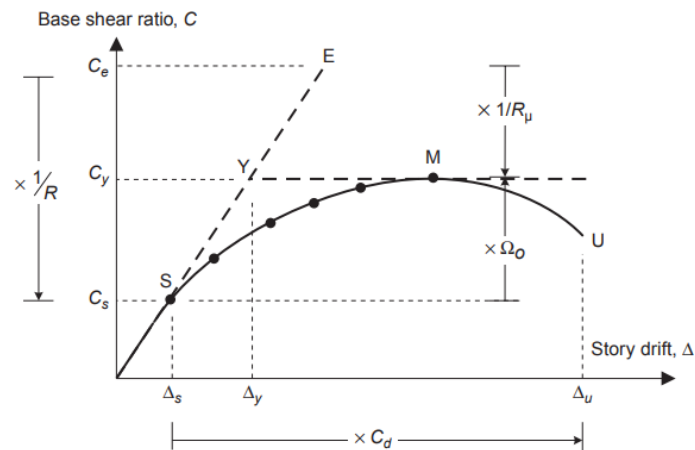
Para periodos cortos los autores recomiendan el uso del criterio de igualdad de energía, de donde se obtiene:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \frac{R_\mu^2 + 1}{2} \quad (2)$$

$$R_\mu = \sqrt{2 \cdot \mu - 1} \quad (3)$$

Donde la ductilidad,  $\mu$ , es una medida de la capacidad de la estructura de disipar energía a través de deformaciones plásticas. Desde un punto vista estructural un elemento dúctil es aquel que ha sido diseñado intencionadamente para admitir deformaciones inelásticas tras muchos ciclos de carga-descarga debidos a la acción sísmica, sin que esto implique una degradación significativa de su resistencia o rigidez (Rodríguez, M., 2015). Con esto queda definido el factor de reducción por ductilidad,  $R_\mu$ , que indica una disminución de la fuerza de diseño elástico debido a la capacidad de la estructura de disipar energía, que además se puede definir como (**Figura 5**):

$$R_\mu = \frac{C_e}{C_y} \quad (4)$$



**Figura 5:** Cálculo de  $R^*=R$ , usando curva de capacidad idealizada.  
 Fuente: Bruneau, 1998.

Donde:

$C_e$ : Resistencia elástica última del modelo elástico-lineal equivalente.

$C_y$ : Capacidad de corte idealizada de la estructura con comportamiento no lineal.

$C_s$ : Corte basal de la primera fluencia significativa, es decir cuando se presenta el primer mecanismo de colapso.

$\Delta_s$ : Desplazamiento de la primera fluencia significativa.

$\Delta_y$ : Desplazamiento de la fluencia general en la curva de respuesta elasto-plástica idealizada.

$\Delta_u$ : Desplazamiento máximo real de la estructura.

Sin embargo, la regla de Newmark-Hall no puede aplicarse directamente a estructuras complejas ya que está hecha para sistemas de un grado de libertad de comportamiento elasto-plástico. En este último modelo existe un único punto de fluencia, en cambio en estructuras de varios grados de libertad, donde la fluencia ocurre en diferentes puntos de la estructura y en instantes distintos, la plastificación ocurre de forma gradual. En este último caso, se define un inicio de fluencia (punto S de **Figura 5**) cuando el primer elemento estructural plastifica. Luego de lo anterior, otros elementos estructurales incurren en rango plástico, reduciéndose la rigidez del sistema hasta que se alcanza un punto de máxima resistencia donde la rigidez es nula (punto M de **Figura 5**). Un comportamiento con plastificación gradual y progresiva como el anterior permite definir el factor de sobre-resistencia,  $\Omega_0$ , como cociente entre el corte nominal de fluencia,  $C_y$ , y el corte de la primera fluencia significativa,  $C_s$ , como se muestra en **Figura 5**. En el modelo de Newmark y Hall, al existir una única fluencia, los cortes  $C_y$  y  $C_s$  son iguales, por lo que no existe sobre resistencia —  $\Omega_0=1$  —, lo cual implica que  $R=R_\mu$ .

El diseño de la estructura debe realizarse considerando el corte basal de primera fluencia,  $C_s$ . Esto permite a la estructura contar con resistencia de reserva en relación a sus valores nominales de diseño, debido a que dichos elementos son sobredimensionados en la etapa de diseño (Bruneau, M., 1998).

$$\Omega_0 = \frac{C_y}{C_s} \quad (5)$$

Finalmente  $R^*$  queda definido por la ecuación siguiente:

$$R^* = R = \frac{C_e}{C_s} = \frac{C_e}{C_y} \left( \frac{C_y}{C_s} \right) = R_\mu \Omega_0 \quad (6)$$

Por lo tanto no es apropiado referirse a  $R$  como un factor de reducción de la ductilidad, debido a que la sobre-resistencia y la ductilidad del sistema pueden contribuir igualmente a  $R$  (Bruneau, M., 1998).

El procedimiento para determinar el factor de reducción de aceleración del modelo está basado en el expuesto en FEMA P695, y en el trabajo de Peña y Lillo (2010), basado en los procedimientos de Bruneau (1998). Los pasos a seguir para el procedimiento se resumen en la **Figura 6**.



**Figura 6:** Resumen metodología para la determinación de los parámetros sísmicos.

### 2.3 Diseño de elementos estructurales

Debido a que el modelo a construir es una estructura ficticia, es necesario respaldar el modelo guiándose por estructuras ya existentes en el país. Se realizó una recopilación de información sobre la geometría de 7 distintas estructuras construidas en Chile, las cuales se muestran en la tabla 1. Los promedios y medidas obtenidas fueron utilizados solo como orientación en la etapa de diseño, los valores seleccionados no son exactamente los mismos.

**Tabla 1:** Resumen de datos recopilados sobre la geometría de edificios.

EDIFICIO	CIUDAD	TIPO	N° PISOS	V1 (m)	M (m)	V2 (m)	B (m)	P (m)	ESBELTEZ
Torres del Bosque	Temuco	Habitacional	15				15.7	2.5	2.8
Gabriela Mistral	Temuco	Habitacional	13				19.7	2.5	2.0
Don Alberto	Concepción	Habitacional	17				16.5	2.6	2.9
Condominio Don Alejo	Concepción	Habitacional	5	5	3.4	5	13.4	2.5	1.0
Cumbres	Concepción	Habitacional	17				14.1	2.5	3.3
Piedra real	Concepción	Habitacional	20				12.2	2.5	3.8
Millaray	San Pedro	Habitacional	14				17.0	2.5	2.1
	<b>Media</b>		15	5	3.4	5	15.5	2.5	2.8

Donde “V1” y “V2” corresponden al largo de las vigas izquierda y derecha respectivamente, “M” el ancho basal del muro central, “B” la dimensión total de la base de la estructura y “P” la altura de piso.

Debido a que la estructura es de 20 pisos se tomó como primera decisión diseñarla con una esbeltez igual a 4 y P=2.5m, lo que da como resultado B=12.5 m, V1=V2=4.5m y M=3.5.

#### 2.3.1 Calibración del modelo

En el diseño de nuevos edificios el ingeniero tiene la posibilidad de elegir las características del sistema estructural, así como las propiedades de los materiales empleados en su construcción para que el edificio, considerando también las propiedades del suelo, tenga un comportamiento adecuado ante una excitación dinámica (Takewaki, I., 1998). Para la calibración de la estructura se utilizó la fórmula (7) la cual corresponde a una fórmula empírica muy utilizada en Chile.

$$T_n \leq 0.1 \cdot N \quad (7)$$

Donde

$T_n$  corresponde al periodo natural de la estructura.

N es el número de pisos de la estructura.

Se construyó el modelo como un edificio de hormigón armado utilizando las dimensiones descritas anteriormente. Se tributaron las masas correspondientes a las losas considerando un ancho tributario de 12 m y una losa de 15 cm de espesor. La densidad por piso entregada por la losa es de 56250 kg y un periodo de 1.678 s

### 2.3.2 Análisis modal espectral

En el diseño sismo-resistente de la estructura fue utilizada la NCh433 of 96 mod 2009 junto al DS61. En donde se utilizó el análisis modal espectral, que fue construido con los siguientes parámetros.

Estructura tipo 2:

$$I = 1$$

Suelo tipo D:

$$S = 1.2 \quad A_0 = 0.4g \quad T_0 = 0.75$$

Tipo de estructuración pórtico de hormigón armado con muro central:

$$R_0 = 11$$

Periodo de la estructura:

$$T^* = 1.678 \text{ [s]}$$

El factor de amplificación  $\alpha$  se calcula para cada modo de vibrar  $T_n$  utilizando la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1+4.5 \cdot \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1+\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (8)$$

Factor de reducción de la aceleración espectral se determina de la forma siguiente:

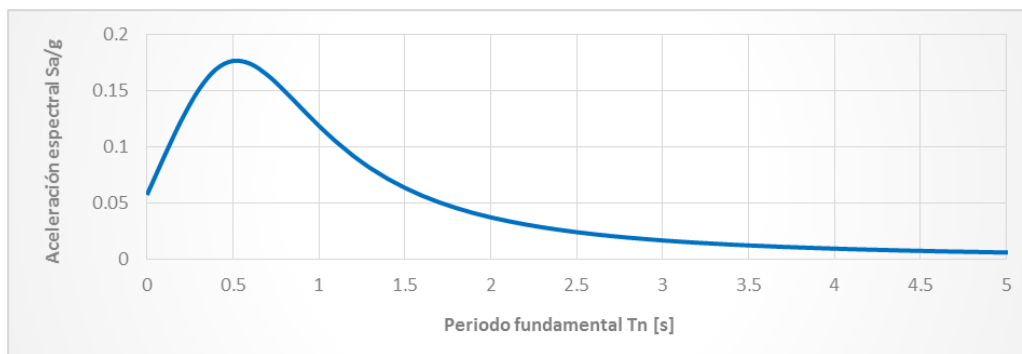
$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (9)$$

Reemplazando

$$R^* = 8.374$$

Con estos parámetros es posible calcular el espectro de aceleración mostrado en la **Figura 7** utilizando la siguiente fórmula:

$$S_a = \frac{I \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*} \quad (10)$$



**Figura 7:** Espectro de aceleración utilizado para el resultado de la estructura.

Según la normativa vigente el espectro está limitado por un corte basal máximo y mínimo, de no cumplir con estos valores los esfuerzos deben ser amplificados o reducidos, según corresponda, por un factor  $f_Q$ .

En donde

$$Q_{max} = C_{max} \cdot I \cdot P \quad (11)$$

$$Q_{min} = \frac{A_0}{6 \cdot g} \quad (12)$$

Luego de verificar si el corte basal cumple con las limitaciones antes nombradas se realiza, si es necesario, el cálculo del factor de amplificación.

$$f_Q = \frac{Q_{max \text{ o } min}}{Q_0} \quad (13)$$

**Tabla 2:** Resultados obtenidos para la verificación de limitación de corte basal.

CARGA	SIMBOLO	VALOR
Peso sísmico del edificio	P	13947.36 [ Kn ]
Corte basal estructura	$Q_0$	620.85 [ Kn ]
Corte basal máximo	$Q_{max}$	2340.77 [ Kn ]
Corte basal mínimo	$Q_{min}$	928.8767 [ Kn ]
Factor de escala	$f_Q$	1.496

### 2.3.3 Cargas aplicadas

Se utilizaron las combinaciones de carga mayoradas usando el diseño por resistencia de la NCh3171 of 2010.

Las cargas aplicadas sobre la estructura son:

- Peso propio D.
- Sobre carga de piso L (2 kpa).
- Sobrecarga de techo Lr (2 kpa).
- Carga de viento W.
- Sismo E.

Para el cálculo de las cargas W, L y Lr se utilizaron las NCh432 of 71 y la NCh1537 of 2009 respectivamente.

### 2.3.4 Elementos diseñados

Los elementos fueron calculados en base a la envolvente entregada por el software, con lo que se puede asegurar que sean diseñadas bajo las máximas solicitaciones calculadas. Como simplificación de los cálculos se consideró que los elementos varían sus propiedades geométricas cada 5 pisos. El muro del primer al 5to piso fue diseñado con elementos de borde debido a las grandes cargas que este recibe por flexo-compresión. El resumen de los elementos diseñados se muestra en la tabla 3.

**Tabla 3: Propiedades geométricas de elementos diseñados.**

Pisos construidos	Vigas			Columna		Muro		
	b x h [cm]	As [cm <sup>2</sup> ]	As' [cm <sup>2</sup> ]	b x h [cm]	As [cm <sup>2</sup> ]	Franja central Lw x e [cm]	Elemento de borde B x h [cm]	As Extremos [cm <sup>2</sup> ]
1 a 5	30 x 55	24.55	23.44	80 x 80	76.0265	3420 x 30	45 x 40	59.27
6 a 10	27.5 x 55	27.05	24.55	75 x 75	76.0265	3500 x 27.5	NO	9.82
11a 15	25 x 55	23.44	23.44	70 x 70	50.8938	3500 x 25	NO	9.82
16 a 20	22.5 x 55	17.21	17.21	65 x 65	60.8212	3500 x 22.5	NO	9.82

### 2.4 Modelo no-lineal

Existen dos tipos de no linealidades, la geométrica debido a grandes desplazamientos en relación a las dimensiones de la estructura y la plástica, relacionada con el comportamiento del material. En edificios, comúnmente los desplazamientos son mucho menores que las dimensiones de la estructura, por lo que el efecto de la no-linealidad geométrica puede ser despreciado. Sin embargo, la plasticidad de los materiales usualmente utilizados en estructuras como hormigón y acero se desarrolla para niveles de deformación bajos. Por lo tanto, el comportamiento plástico de los materiales debe ser considerado en el diseño de edificios.

La no linealidad del material o plasticidad se desarrolla en un edificio de forma distribuida, partiendo en un punto que normalmente es el más solicitado y/o el más débil, propagándose en la vecindad del mismo. En el tipo de estructura analizada en esta investigación, compuesta por pórticos con muro central de hormigón armado, estos puntos débiles o más solicitados corresponden a las intersecciones viga-columna, apoyo basal de muro y apoyo basal de columnas. Para la obtención de una estructura más estable, es deseable que la plastificación en el encuentro viga-columna ocurra por el lado de la viga y no en la columna. Esto debido a que la columna es el principal elemento resistente a cargas laterales del pórtico, de modo que su resistencia y rigidez determinan la correspondiente resistencia, rigidez y estabilidad del pórtico. Se permite el desarrollo de comportamiento plástico en la base de muros y columnas, aun cuando esto reduce la resistencia y rigidez del sistema estructural completo, debido a que no conduce a inestabilidad global.

Los modelos de plasticidad distribuida son matemáticamente mucho más complejos que los modelos de plasticidad concentrada. Por otra parte, en estructuras como la analizada, en la práctica la plasticidad se desarrolla en una longitud reducida del elemento estructural. Por lo tanto, el modelamiento del comportamiento no lineal plástico considerando elementos de plasticidad concentrada simples es suficientemente bueno y certero, reduciendo significativamente el tiempo de análisis en comparación con modelos que consideran plasticidad distribuida.

Considerando lo anterior, en el sistema estructural estudiado se definieron a priori los puntos donde se espera que la estructura incurra en deformaciones plásticas. Estos puntos se definieron en los extremos de todas las vigas y en la base de columnas y muros (**Figura 2**).

Las vigas y columnas se modelaron como elementos de Timochenko, con 6 grados de libertad, considerando deformación por flexión, corte y carga axial. Los muros fueron modelados como elementos Shell de 4 nodos con 2 desplazamientos por nodos.

## 2.5 Análisis no-lineal

Existen dos tipos de análisis no lineales que pueden ser implementados en estructuras para determinar el efecto de la acción sísmica en ellas, estos son: estático no lineal o push-over y dinámico no-lineal. El primero se basa en la determinación de un patrón de cargas laterales aplicadas en cada piso que busca reproducir las fuerzas inerciales que impone el sismo. Este patrón se incrementa paulatinamente desde cero hasta alcanzar la capacidad resistente máxima de la estructura, determinándose el desplazamiento de techo en cada paso, definiendo así la curva de push-over. Este método no toma en consideración el tiempo, por lo tanto no es en estricto rigor un procedimiento de análisis dinámico. El segundo método requiere de un input de aceleración basal explícitamente definido en función del tiempo. La respuesta de la estructura se determina por integración de la ecuación diferencial no lineal que rige el comportamiento dinámico de la estructura.

En ambos casos es necesario definir el comportamiento de los elementos donde se concentra la plasticidad de la estructura. En el análisis de push-over se requiere conocer la curva de capacidad de los elementos plásticos o rótulas plásticas hasta alcanzada la deformación de rotura de la misma. En el análisis dinámico no lineal se requiere conocer la curva de histéresis o regla de flujo plástico que gobierna el comportamiento de las rótulas plásticas sometidas a ciclos de carga-descarga reversibles.

### 2.5.1 Análisis estático no lineal o push-over

El análisis estático no lineal es generalmente un enfoque más confiable que los procedimientos lineales para caracterizar el desempeño de una estructura. Sin embargo, no puede explicar los cambios en la respuesta dinámica, ya que en rigor es un método estático pues no considera la variable tiempo.

Este es un análisis estático inelástico, que es afectado por cargas gravitacionales constantes y fuerzas laterales que son incrementadas monotónicamente. El modelo estructural utilizado reproduce los efectos de la no linealidad del material despreciando la no linealidad geométrica. El push-over es un método de estimación de capacidad de la estructura a través de un set de fuerzas que representan los efectos de las fuerzas inerciales del terremoto actuando en la estructura.

Actualmente existen variadas metodologías para realizar este análisis. Para esta investigación se utilizó la descrita en FEMA-356, 2000, la cual representa gráficamente los resultados del push-over en términos de desplazamiento del techo versus corte basal del edificio.

Los parámetros que definen al análisis push-over convencional son: la naturaleza de la carga lateral (fuerzas o desplazamientos), el patrón de distribución de las cargas a lo largo de la altura de la estructura (triangular, uniforme, etc.) y su magnitud (Elnashai, A., 2008).

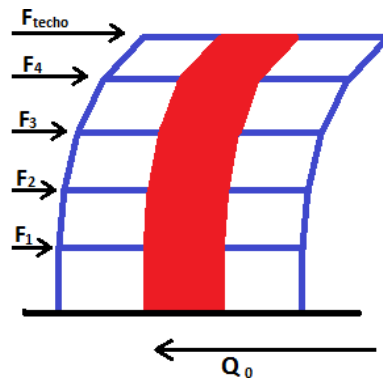
Los pasos necesarios para realizar el análisis push-over son:

- Aplicar las cargas gravitacionales.
- Determinar el patrón de carga lateral.
- Seleccionar un nodo de control de desplazamientos en el techo.
- Aplicar el análisis por medio del software seleccionado.
- Obtener la curva de capacidad.
- Determinar la recta elástica por medio del análisis de igual desplazamientos.

Dentro de las cargas gravitacionales se consideró el peso propio de los elementos estructurales más una losa tributaria de 15cm de grosor, con ancho 6m a cada lado del plano estructural. Adicionalmente se sumó a la masa sísmica la correspondiente a una sobrecarga de 2 kPa/m<sup>2</sup>.

#### - *Distribución de cargas laterales*

Se consideró un set de cargas laterales de piso distribuidas de forma triangular con máximo en el último nivel. La magnitud de la carga de piso se asumió proporcional a la altura del piso respecto a la base (ver **Figura 8**; Error! No se encuentra el origen de la referencia.).

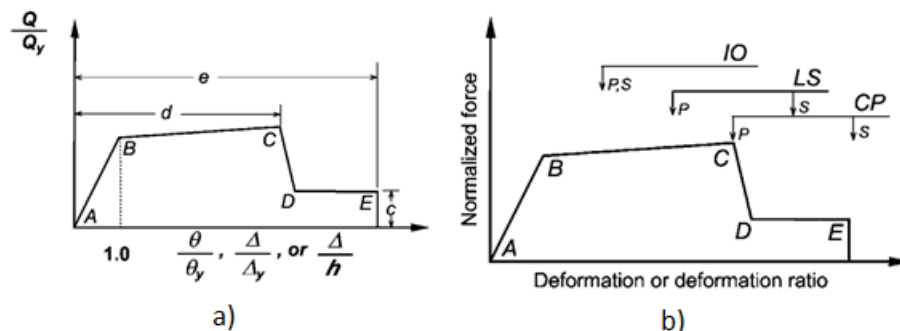


**Figura 7:** Patrón de cargas laterales utilizado para el estudio.

- *Rótulas plásticas*

El software ETABS determina los parámetros de las curvas de capacidad de las rótulas plásticas para el análisis push-over según lo establecido en el ASCE/SEI 41-13, sobre la base de la geometría de los elementos y propiedades de los materiales.

Los diagramas idealizados de la **Figura 9** están contruidos de forma empírica, donde los valores  $e$ ,  $d$  y  $c$  son obtenidos en base a las tablas 10-7 y 10-8 del ASCE/SEI 41-13 para vigas y columnas respectivamente. Las cargas están establecidas en base a porcentajes de la fluencia, donde el punto B es la fluencia ( $Q_y$ ), C es el momento nominal ( $1.1 Q_y$ ), D y E es la carga residual ( $0.2 Q_y$ ).



**Figura 8:** Curva de capacidad de una rótula plástica en hormigón armado, según ASCE/SEI 41-13.

En **Figura 9** se muestran los criterios de aceptación para las relaciones carga deformación de cada elemento con sus siglas en inglés.

IO: Immediate Occupancy o zona de ocupación. Inicio de línea BC en cualquier elemento.

LS: Life Safety o zona de seguridad. Término de línea BC en elementos principales y DE en secundarios.

CP: Collapse Prevention o colapso inminente. Punto C en elementos principales y E en secundarios.

S: Secondary Components o elemento secundario.

P: Primary Components o elemento principal.

### 2.5.2 Análisis dinámico no lineal o tiempo-historia

Este tipo de método de análisis tiene algunas semejanzas con el estático no lineal. Ambos difieren fundamentalmente en que en este método los cálculos de respuesta se llevan a cabo utilizando análisis tiempo-historia y en el estático no se considera el tiempo. Con el análisis dinámico no lineal, la respuesta no se determina utilizando un desplazamiento objetivo, sino que directamente a través del análisis dinámico utilizando la historia de aceleraciones de un sismo seleccionado (ASCE/SEI 41-13). El análisis seleccionado en el software fue el denominado análisis no lineal rápido o FNA por sus siglas en inglés. Este es un método

eficiente para analizar estructuras que son predominantemente lineales elásticas pero que tienen un número limitado de elementos no lineales predefinidos (Wilson, E., 2010).

El análisis dinámico permite, además, establecer el margen de colapso de una estructura, esto es, la relación entre la respuesta elástica e inelástica. Los valores de los factores de modificación de la respuesta son función de este margen de colapso.

- *Procedimiento de análisis*

La intensidad del sismo que conduce al colapso se puede determinar a través del concepto de análisis dinámico incremental (IDA) (Vamvatsikos, D., 2002). Este consiste en que el input sísmico es escalado hasta que la estructura modelada en el rango no lineal alcanza el colapso, el cual queda definido por la condición límite de deformación de la rótula más solicitada. Para cada factor de escalamiento creciente considerado, se registra el corte basal máximo y el desplazamiento máximo de techo del análisis dinámico. Con todos los pares corte-desplazamiento registrados, se construye la curva inelástica de capacidad de la estructura.

Conocido el factor de escalamiento del sismo que conduce a la falla del sistema estructural inelástico, el correspondiente sismo escalado es utilizado como input de análisis del modelo lineal de estructura. La respuesta de corte basal máximo y desplazamiento máximo de techo del análisis dinámico lineal, definen la recta de comportamiento elástico de la estructura.

- *Modelo de Bouc-Wen*

Este modelo de caracterización de la plasticidad fue introducido por Bouc en 1967 y luego modificado por Wen en 1976, Baber and Noori en 1985, Sivaselvan y Reinhorn en 2000. Este modelo permite caracterizar diferentes tipos de comportamiento plástico, uno de los más sencillos y útiles en análisis estructural es el bi-lineal (**Figura 10b**). La ecuación general de Bouc-Wen es la siguiente:

$$\dot{z} = \frac{1}{u_y} [\dot{A} \cdot u - \beta \cdot |\dot{u}| \cdot |z|^{n-1} \cdot z - \gamma \cdot \dot{u} \cdot |z|^n] \quad (14)$$

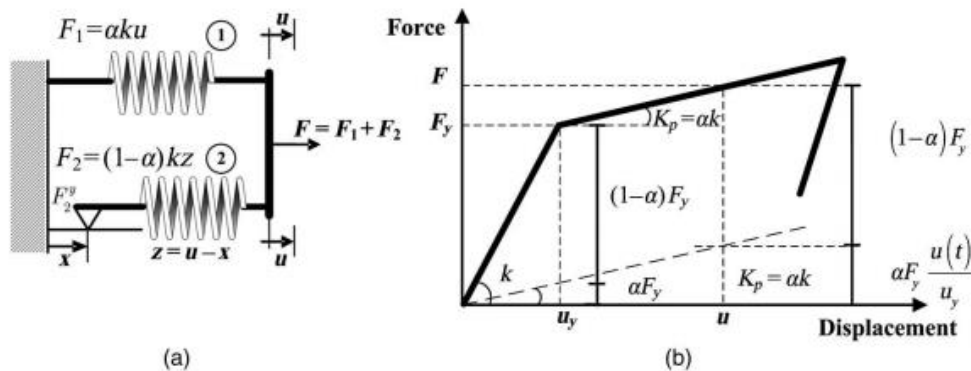
Para pasar del diseño estructural del elemento al modelo matemático de Bouc-Wen es necesario conocer la sección, cuantía y distribución de acero de refuerzo y tipo de hormigón. Con lo anterior se determina la relación momento-curvatura (**Figura 11**). Posteriormente, al definir la longitud en la cual se desarrolla la plastificación en el elemento estructural, es posible pasar de curvatura a giro, siendo este último igual al producto de la curvatura por la longitud de plastificación. A partir de la relación anterior se definen los parámetros del modelo de Bouc-Wen para la relación bi-lineal, los cuales se definen en **Figura 9b**. El comportamiento dinámico de la rótula plástica resultante queda caracterizado por las ecuaciones (15) y (16).

$$F = F_1 + F_2 = \alpha k u + (1 - \alpha) k z \quad (15)$$

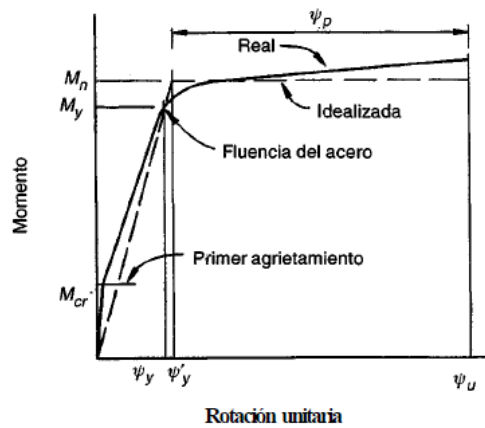
$$\dot{z} = \frac{\dot{u}}{u_y} \left[ 1 - \frac{1}{2} \cdot |z|^n \cdot (1 + \text{sgn}(z \cdot \dot{u})) \right] \quad (16)$$

El comportamiento bi-lineal puede representarse conceptualmente por el modelo de la **Figura 10**; Error! No se encuentra el origen de la referencia. **a**. El modelo consiste en un resorte de rigidez  $(1-\alpha)k$  en serie con un disipador friccional de capacidad  $F_2^y$ , todo trabajando en paralelo con un segundo resorte de rigidez  $\alpha k$ . La respuesta fuerza-desplazamiento se muestra en la **Figura 10**; Error! No se encuentra el origen de la referencia. **b** (Triantafyllou, S., 2012).

El software ETABS tiene incorporado el elemento link plastic-Wen, capaz de modelar el comportamiento bi-lineal considerando la plasticidad del material conforme a lo descrito anteriormente. Este fue utilizado en la caracterización de las rótulas plásticas del modelo dinámico de la estructura.



**Figura 10:** a) Modelo bi-lineal; b) Respuesta F-u del modelo bi-lineal.  
Referencia: Triantafyllou, 2012.

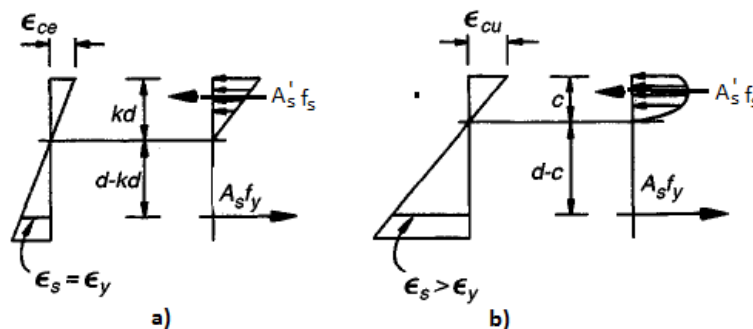


**Figura 11:** Diagrama momento curvatura real e idealizado.  
Referencia: Nilson, A., 1999.

- Diagramas momento-curvatura

La teoría vista para el modelo de Bouc-Wen es trabajada implícitamente por software. Lo que se debe determinar para obtener un buen modelo de los elementos no lineales, corresponde a calcular correctamente la respuesta fuerza-desplazamiento o el diagrama momento-giro, dependiendo del elemento.

Las vigas fueron modeladas con links plastic-Wen en sus extremos, los cuales representan rótulas plásticas con no linealidad en el grado de libertad de momento flector. Como el diagrama es bi-lineal se calculó en base a los modelos mostrados en la **Figura 1**; Error! No se encuentra el origen de la referencia.2, donde el modelo a) muestra el estado del elemento al inicio de la fluencia y el b) muestra el equilibrio de fuerzas para calcular la curvatura y momento en el estado último del elemento.



**Figura 10:** (a) deformaciones unitarias y esfuerzos al inicio de la fluencia; (b) deformaciones unitarias y esfuerzos en la falla incipiente.  
Referencia: Nilson, A., 1999.

Las rótulas de columna fueron modeladas solo en el primer piso y en el extremo más cercano a la base, con un grado de libertad no lineal en el grado de libertad asociado al momento flector.

Los muros por su parte fueron modelados con dos links axiales, uno al lado derecho y otro al lado izquierdo de la base. El momento del par de estos links axiales se igualó al momento flector de fluencia de la sección del muro, lo cual permitió determinar los parámetros del modelo.

Debido a la complicación de calcular estos diagramas momento curvatura, estos fueron obtenidos por una herramienta del software que modela un diagrama multi-lineal, pero traspasado a uno bi-lineal por medio de la igualdad de áreas.

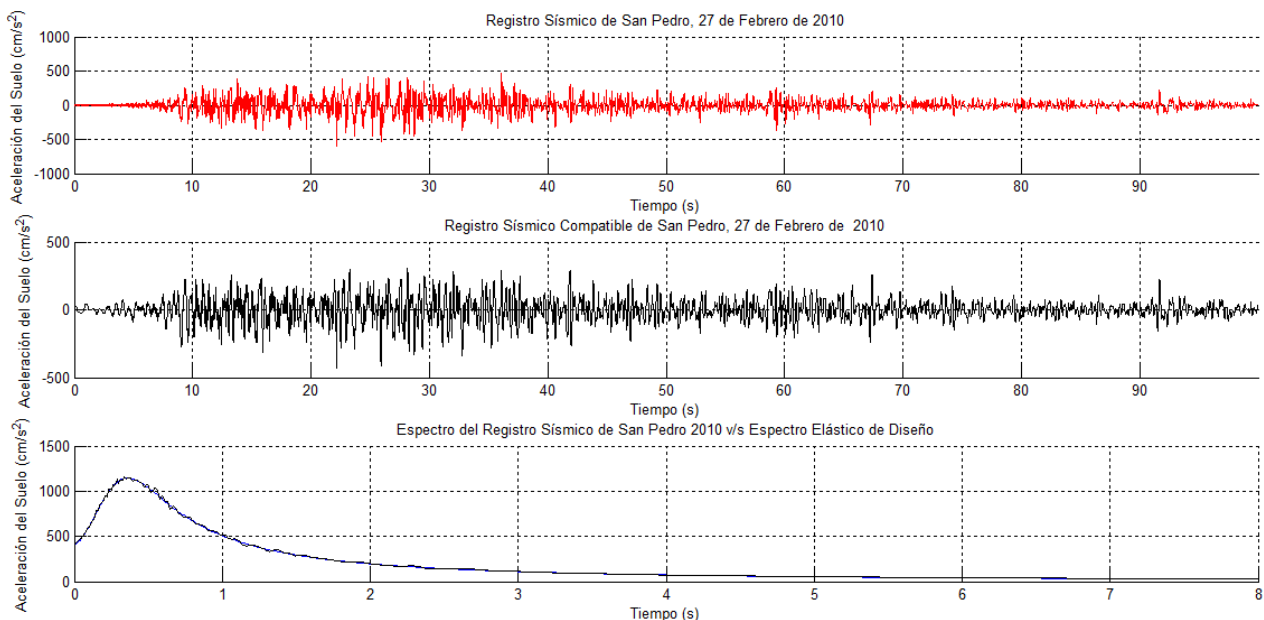
## 2. RESULTADOS

### 3.1 Análisis dinámico no lineal

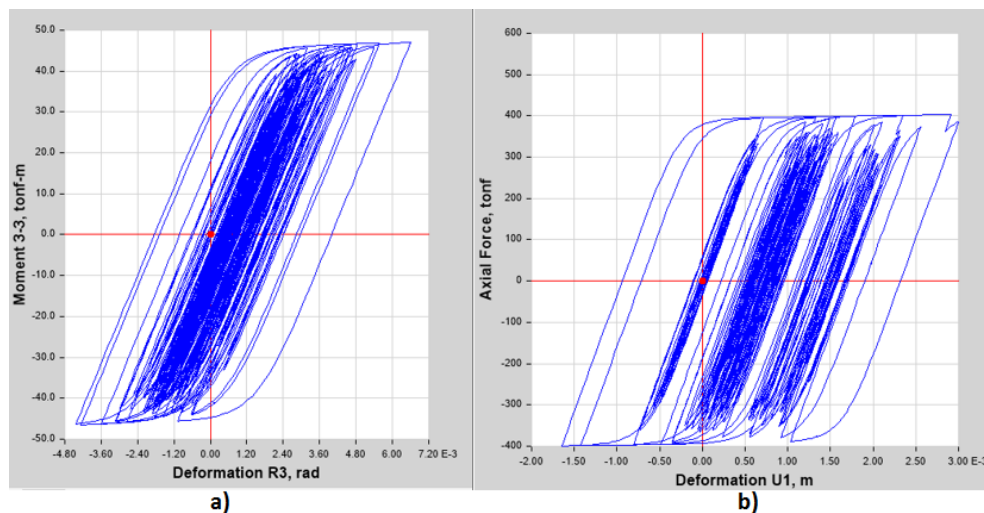
Para el análisis no lineal se utilizó el registro sísmico del terremoto del Maule-Bío Bío de 2010, registrado en la estación de San Pedro de la Paz. Este fue modificado en el dominio de la frecuencia de modo de hacer coincidir aproximadamente su espectro de respuesta con el espectro de diseño de la NCh433. Por lo anterior se dice que el registro modificado es un registro sintético compatible con la citada norma (ver **Figura 11**).

Se logró modelar de forma correcta el comportamiento histerético de las rótulas plásticas de la estructura sometida al registro Sin embargo, la transferencia de momento entre los elementos unidos por los links que caracterizaron las rótulas plásticas no resultó como se esperaba. Previo a la fluencia en la rótula la transferencia de momento fue perfecta, sin embargo, sobrepasada ésta la transferencia de momento resultó nula. Esto es un comportamiento anómalo que llevó a la decisión de cambiar de metodología de análisis.

En **Figura 14** se muestra como ejemplo el comportamiento momento-giro de una rótula e viga de primer piso y en uno de los nodos de la base del muro de un modelo de estructura de 20 pisos sometida al registro sísmico antes mencionado. Aunque el comportamiento de las rótulas resultó ser el esperado, el momento transmitido a la viga fue nulo, por lo que se descartó el uso de este tipo de análisis.



**Figura 11:** Registro de san pedro 2010 compatibilizado con espectro de diseño NCh2745.

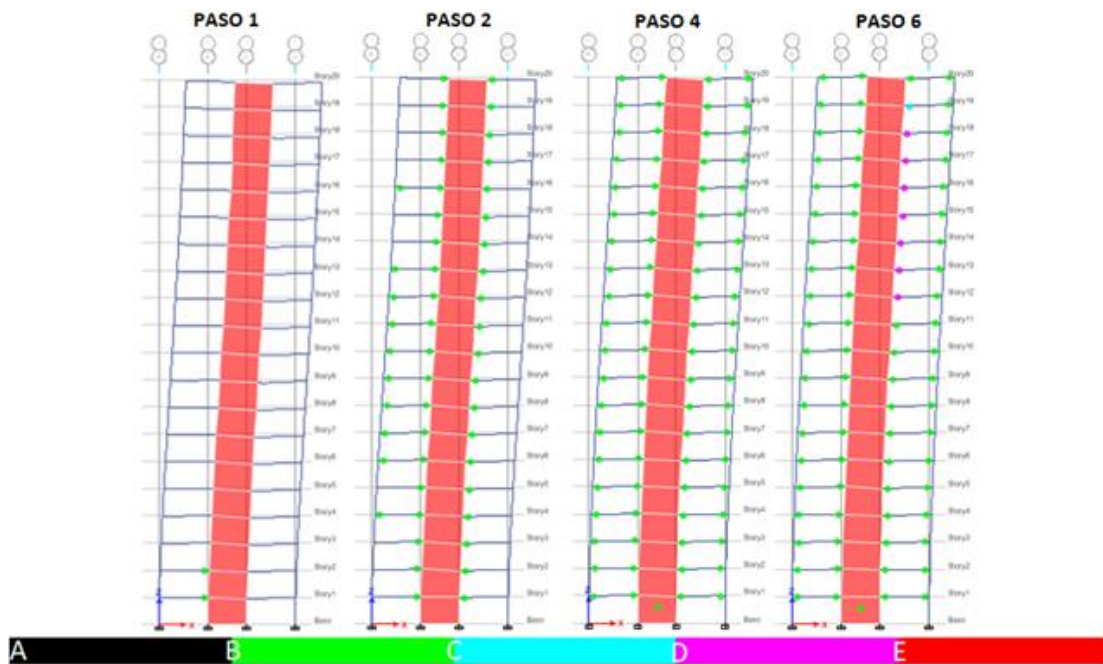


**Figura 12:** a) Ciclo de histéresis de una viga del modelo; b) Ciclo de histéresis del muro del modelo.

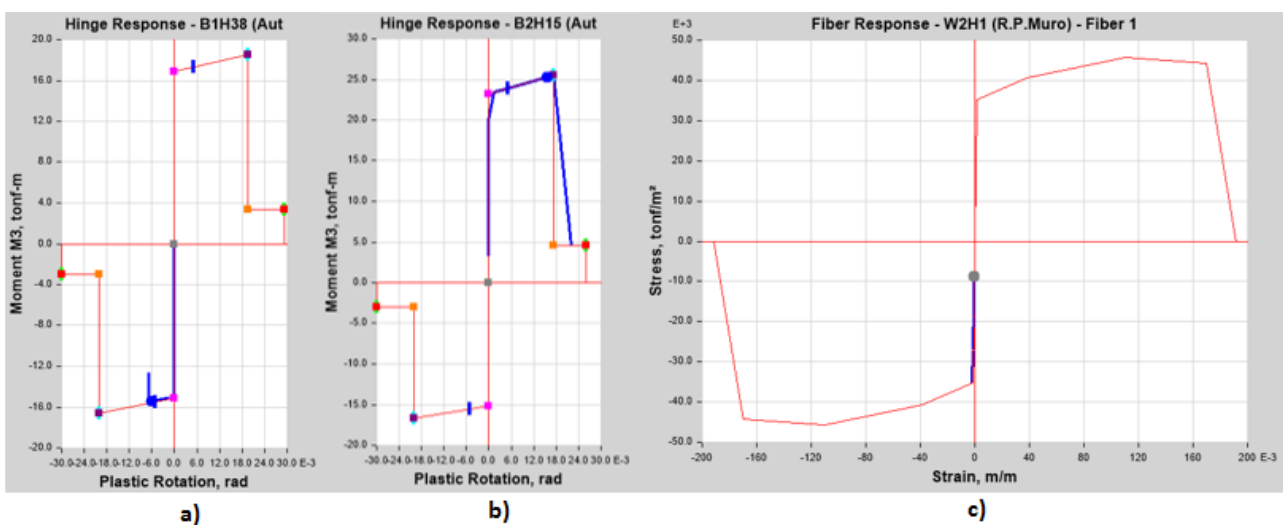
### 3.2 Análisis estático no lineal

En **Figura 13** se muestra de izquierda a derecha los pasos 1, 2, 4 y 6 del análisis de push-over, señalando con colores el grado de incursión plástica de las rótulas asignadas al modelo. Los colores están delimitados por letras y colores en la parte inferior de la **Figura 15**, los cuales describen los puntos característicos de la curva de capacidad de la rótula que se muestra en la **Figura 9**; **Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

- En el paso 1 se aprecian los primeros 2 colapsos en vigas del primer y segundo piso en color verde.
- La figura del paso 2 muestra que aumentan en gran cantidad las rótulas plásticas activadas, pero siguen ocurriendo solo en vigas.
- Ya en el paso 4 se puede destacar la activación de la rótula plástica de muro junto con la activación de la totalidad de los mecanismos de vigas.
- En el paso 6 el modelo se muestra visualmente igual, donde en el primero de estos se aprecia que las vigas del piso 12 al 18 se acercan al colapso.
- Finalmente el hecho de que todos los mecanismos en vigas se hayan activado sin aparecer rótulas plásticas en las columnas, se debe a que la estructura se encuentra cumpliendo con el concepto de columna fuerte y viga débil.



**Figura 13:** Pasos 1, 2, 4 y 6 del análisis pushover realizado a la estructura de 20 pisos.



**Figura 14:** Respuesta plástica de algunos mecanismos de colapso.

En la **Figura 14** se muestra a modo de ejemplo las respuestas de algunas rótulas de la estructura

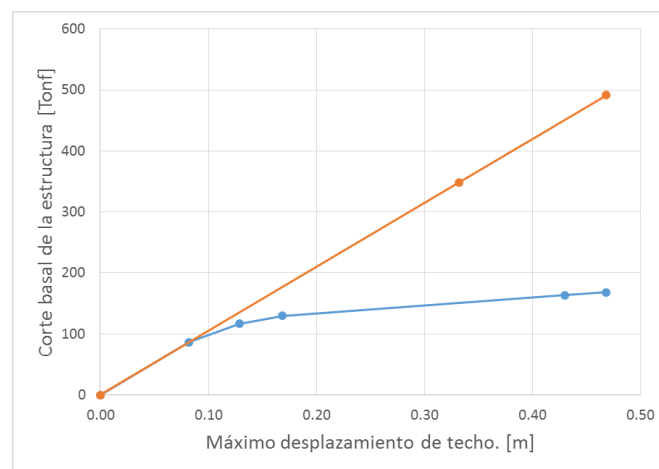
- La **Figura 14a** corresponde al mecanismo activo del paso 1 de la viga del segundo piso. El recorrido de la línea azul muestra cuanto fue incrementando el momento hasta llegar al final del paso 1.
- En la **Figura 14b** se observa la rótula plástica del piso 15 en el paso 6, la cual está comenzando a colapsar y es sostenida solo por el momento residual.
- En la **Figura 14c** es mostrada la respuesta de la rótula plástica del muro, la cual a diferencia de las anteriores no funciona con relación a los momentos si no que funciona de forma axial. Esta rótula alcanza apenas el rango inelástico a compresión, pero lo suficiente para que el software la considere como activa.

### 3.3 Curva de capacidad y demanda

#### 3.3.1 Edificio de 20 pisos

Se realizó un análisis modal espectral utilizando el espectro de diseño de la NCh433, para determinar la demanda y diseñar las secciones y cuantías de los elementos estructurales. En este diseño se procuró que el período fundamental de la estructura fuese menor al número de pisos dividido en 10. La asignación de las secciones de los elementos se hizo por bloques de 5 pisos, con secciones más delgadas en los últimos pisos, creciendo a razón constante cada 5 pisos hasta llegar a la base donde se tienen las secciones más robustas (**Tabla 3**).

En **Figura 17**, la curva de capacidad entregada por el software está dada en color azul. La primera fluencia significativa se obtiene a las 86 ton de corte basal. La curva elástica de demanda se calculó mediante la regla de igual desplazamiento, esto debido a que la estructura tiene un periodo mayor a 0.5 segundos ( $T=1.678$ ). Por lo tanto, el corte elástico calculado es de 491 ton, correspondiente al límite de la relación elástica.

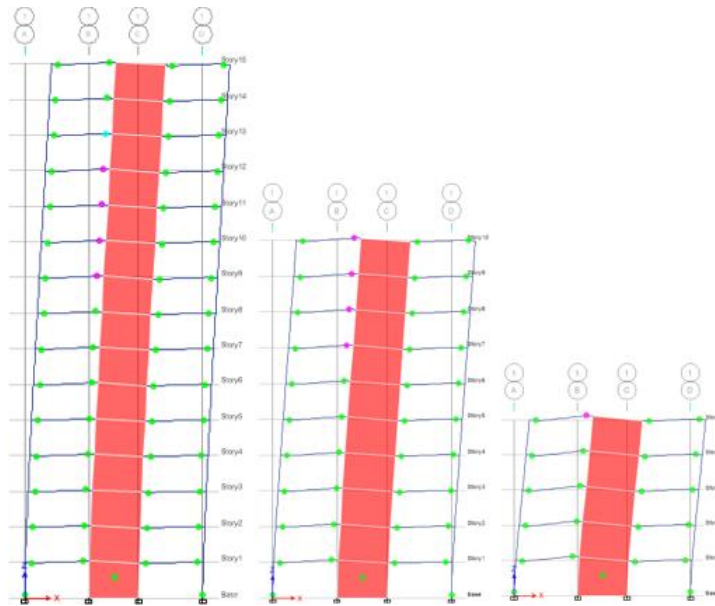


**Figura 15:** Curva de capacidad y demanda de estructura de 20 pisos.

#### 3.3.2 Edificios de 5, 10 y 15 pisos

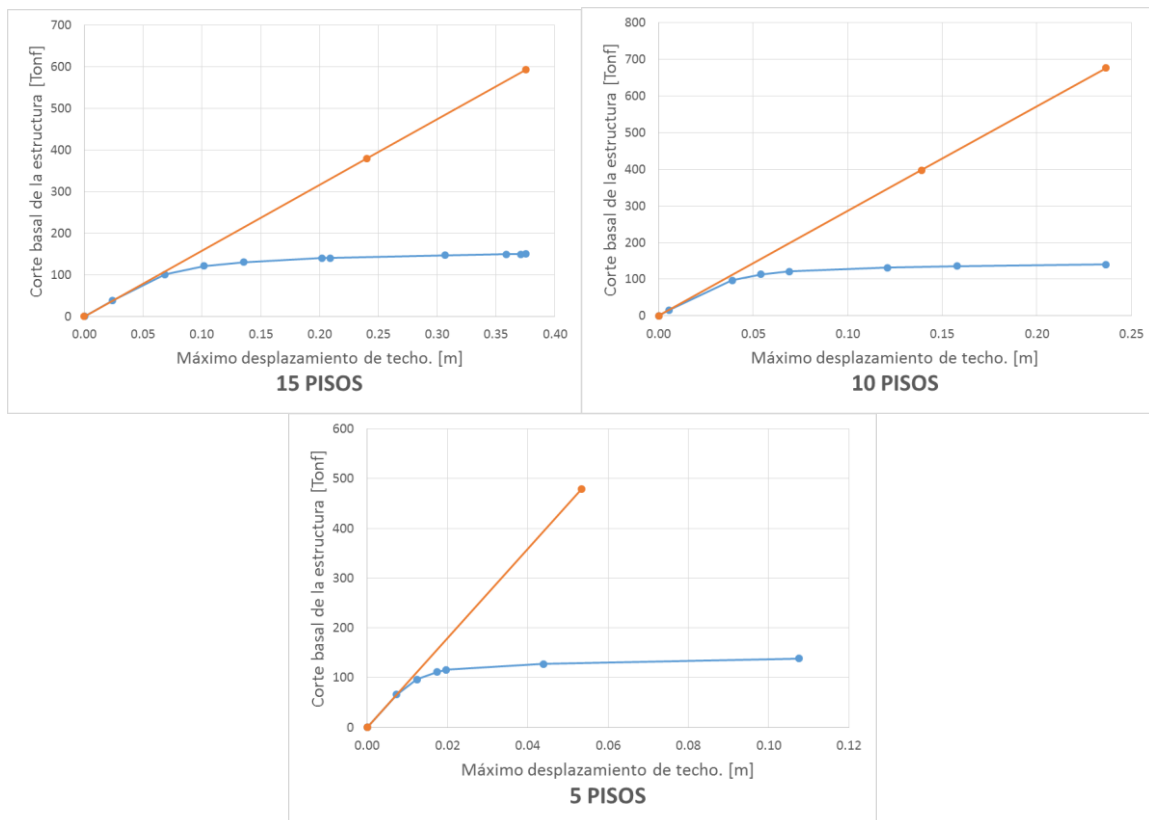
No se realizó un diseño detallado de las secciones y cuantías de los elementos estructurales en estos edificios. En su defecto, se consideró como referencia las dimensiones y cuantías del edificio de 20 pisos, tomando los últimos pisos en cada caso. Por ejemplo, el edificio de 5 pisos tiene las dimensiones de los últimos 5 pisos del edificio de 20 pisos.

Se ajustó el patrón de carga en cada edificio, para ser consistente con la metodología usada en el edificio de 20 pisos y con la cantidad de pisos de cada edificio (ver **Figura 18**).



**Figura 16:** Estructuras de 15, 10 y 5 pisos respectivamente basadas en el modelo de 20 pisos.

La **Figura 19** muestra la curva de capacidad y demanda de los 3 edificios obtenidos como porciones del edificio de 20 pisos. En los edificios de 15 y 10 pisos se realizó el cálculo del corte elástico por la regla de igualdad de desplazamientos, resultando con valores de 592 ton y 676 ton de corte basal respectivamente. El corte elástico para el edificio de 5 pisos debió ser calculado por medio de la regla de igualdad de áreas, debido a que tiene un periodo menor a 0.5 s ( $T=0.29$  s) resultando un corte elástico de 480 ton de corte basal.



**Figura 19:** Curva de capacidad y demanda para edificios de 15, 10 y 5 pisos.

### 3.3.3 Cálculo del factor de reducción de aceleración espectral

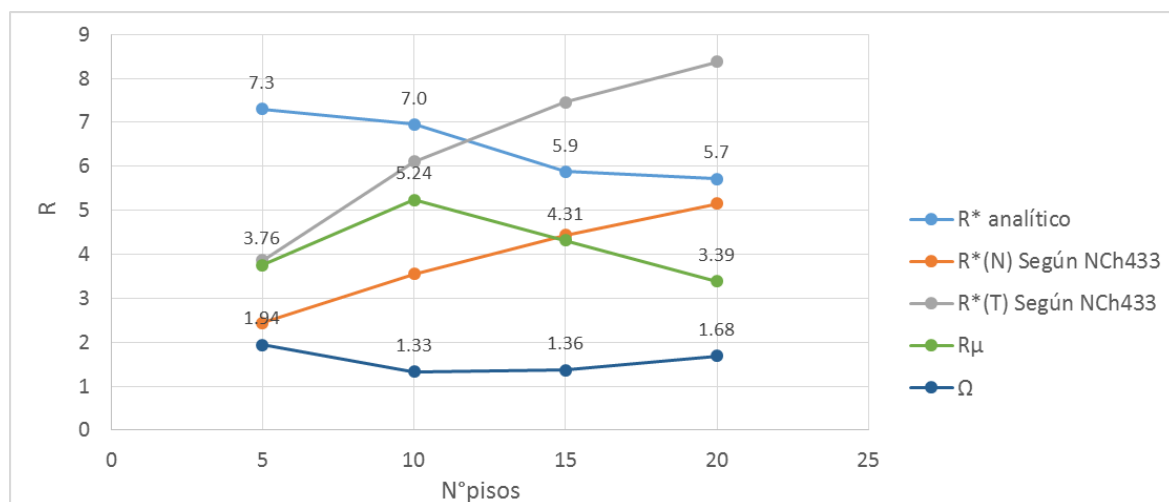
Las formulas 17 y 18 describen los valores sugeridos por la NCh433 para el cálculo del factor de reducción de aceleración espectral, para caso genera y estructuración e base a muros, respectivamente.

$$R^*(T) = 1 + \frac{T^*}{0.10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (17)$$

$$R^*(N) = 1 + \frac{N \cdot R_0}{4 \cdot T_0 \cdot R_0 + N} \quad (18)$$

**Tabla 4:** Comparación de cálculos para el factor de reducción de aceleración espectral.

N° Pisos	Ce T [s]	Cs [tonf]	R* Analítico	R(N) NCh433	R*(T) NCh433	Rμ	Ω	Método para el cálculo del corte elástico
5	0.29	479.78	7.31	2.45	3.86	3.76	1.94	Igualdad de área
10	0.714	676.38	6.95	3.56	6.10	5.24	1.33	Igual desplazamiento
15	1.175	592.52	5.88	4.44	7.46	4.31	1.36	Igual desplazamiento
20	1.678	491.60	5.71	5.15	8.37	3.39	1.68	Igual desplazamiento



**Figura 17:** Gráfico comparativo de factores de reducción de aceleración espectral.

En **Figura 17** aparece en color celeste el valor de  $R^*$  calculado en esta investigación; en color naranja se muestra el factor  $R^*$  recomendado por la NCh433 para edificios estructurados por muros, el cual depende de la variable número de pisos; en gris aparece la formula general recomendada por la norma para el cálculo del factor de reducción espectral; en verde se puede observar el factor de reducción por ductilidad; en azul se observa el valor residual.

En la **Tabla 4** y **Figura 17** se puede observar que los edificios comparativos arrojan un factor de reducción de aceleración más alto que el del edificio original, contrario a la pendiente que describen los valores efectivos recomendados por la norma.

Si comparamos el factor de reducción por ductilidad del análisis se observa que los 2 edificios más altos son menores que  $R^*$  calculado por la norma pero mucho más altos que el factor por sobre-resistencia. Por ende el factor  $R^*$  depende principalmente del factor de reducción por ductilidad.

Considerando el valor sugerido por la NCh433 para edificaciones estructuradas en base a muros, se observa que se cumple con el criterio de validación aunque la pendiente no corresponda con la calculada analíticamente.

### 3. CONCLUSIÓN

Utilizando el análisis push-over se logró establecer una metodología para obtener el factor de reducción de aceleración espectral de forma analítica. La NCh433 sugiere dos fórmulas de cálculo para este factor, de las cuales solo la fórmula 18, recomendada para edificaciones en base a muros, entregó resultados similares a los obtenidos analíticamente aquí. En tanto la fórmula 17, recomendada por la norma para caso de estructuras en general, resultó entregar valores mayores al calculado analíticamente, lo cual supone una estructura más dúctil de lo que en realidad es.

El factor de reducción de la respuesta,  $R^*$ , como lo considera la NCh433, reduce la demanda sísmica al punto en el que se supone ocurriría la primera fluencia en la estructura real con comportamiento plástico. Entre este punto y el de capacidad máxima existe una zona en la cual la estructura puede trabajar en rango seguro sin colapso. Los resultados de cálculo del factor de reducción de la respuesta para edificio de 20 pisos mostraron valores similares entre lo analíticamente calculado y lo propuesto por la NCh 433 para estructuras de muro. Sin embargo, en la medida de que la estructura se redujo en altura, los cálculos analíticos mostraron resultados de  $R^*$  crecientes, en tanto que el valor propuesto por la norma fue decreciente, llegando a ser la mitad del analítico en edificio de 5 pisos. En estructuras bajas la NCh es muy conservadora al determinar la demanda sísmica, esto es, el factor  $R^*$  podría ser mayor al propuesto por la norma, sin alcanzar la capacidad límite de corte de fluencia de la estructura, como muestran los resultados analíticos de este trabajo. Lo anterior sugiere la posibilidad de modificar la fórmula de cálculo que la norma sugiere para estructuras en base a muros, incorporando otros parámetros como el factor de reducción por ductilidad,  $R_{\mu}$ , o el factor de sobre-resistencia,  $\Omega_0$ , sin que la estructura se acerque al colapso.

En base a los resultados obtenidos, se sugiere como buena práctica el verificar los diseños de estructuras realizados de acuerdo a las estipulaciones de la NCh 433, realizando un análisis de push-over posteriormente al dimensionamiento y asignación de cuantías a los elementos. Esto último para verificar que la capacidad efectiva de la estructura nunca sea superada por el corte basal de diseño determinado del análisis modal espectral considerando el factor  $R^*$  recomendado por la norma.

### 4. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

- Profundizar más en investigaciones de este tipo, en donde se puedan considerar distintos modelos de estructuración y materiales.
- Realizar este análisis considerando estructuras tridimensionales, donde el diseño consideraría mayores estados de carga y el aporte de los diafragmas rígidos para hacer la estructura lo más realista posible.
- Se recomienda el uso de un análisis dinámico no lineal para la determinación del factor de reducción de aceleración espectral, en conjunto con el método push-over.
- Realizar un análisis push-over con rotulas plásticas mejor calibradas, ya que en esta investigación se usó un modelo empírico que calcula automáticamente ETABS. Un diseño con mayor análisis podría asegurar menor probabilidad de error en el cálculo.
- Se recomienda investigar sobre capacidad y diseño de estructuras basada en el diseño por desplazamientos con el fin de unificar criterios para lograr convergencia con el diseño basado en las fuerzas.

## 5. REFERENCIAS

- ACI 318S**, (2008). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*, Comité ACI 318.
- Aguiar, R.oberto, Mora, D.avid, & Rodríguez, MichaelM.** (2016). CEINCI-LAB un software libre para hallar la curva de capacidad sísmica de pórticos con disipadores ADAS o TADAS. *Revista ingeniería de construcción*, 31(1), 37-53.
- Aguirre, C.,** (2005). “Diseño sísmico de marcos de acero basado en desempeño mediante métodos simplificados”, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica.
- ASCE/SEI 41-13**, (2014). “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, American Society of Civil Engineers.
- Benedetti, S.** (2011). El terremoto más grande de la historia. Valdivia-Chile, 22 de mayo de 1960. Origo Ediciones, Santiago.
- Bonelli, P.** (1989). “Control del desplazamiento lateral para mitigar los daños del terremoto”. Homenaje a Rodrigo Flores In *Anales de la Universidad de Chile*, AUCH, 5<sup>ta</sup> serie, N°5(21), 375-409.
- Bruneau, M., Uang, Ch., Whittaker, A.,** (1998). *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw- Hill, New York, 312-321.
- CARGAZ.** (07 de Julio de 2017). CARGAZ, Ingeniería Estructural. Obtenido de <http://www.cargaz.cl/2012/04/historia-normas-nch430-y-nch433/>
- Centro Sismológico Nacional.** (03 de Agosto de 2017). Obtenido de [http://www.csn.uchile.cl: http://www.csn.uchile.cl/wp-content/uploads/2014/06/001\\_terremotos\\_y\\_sismicidad\\_chile.pdf](http://www.csn.uchile.cl: http://www.csn.uchile.cl/wp-content/uploads/2014/06/001_terremotos_y_sismicidad_chile.pdf)
- Chopra, A.,** (2005). “Estimating seismic demands for performance-based engineering of buildings”, In 13 th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. IX Jornadas, 34 p., Concepción, Chile.
- Computers and Structures**, (2015). Reference Manual. CSI.
- Contreras, M., & Winckler, P.,** (2013). “Pérdidas de vidas, viviendas, infraestructura y embarcaciones por el tsunami del 27 de Febrero de 2010 en la costa central de Chile”, *Obras y proyectos*, 6-19.
- CSN.** (03 de Agosto de 2017). Obtenido de <http://www.sismologia.cl/links/aprende.html>
- Elnashai, A., & Sarno, L.,** (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Wiley & Sons, United Kingdom.
- FEMA. 273** (1997). “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, Washington, D. C., Estados Unidos.
- FEMA. 356** (2000). “Prestandard and Commentary for the Seismic rehabilitation of Buildings”, Washington, D. C., Estados Unidos.
- FEMA. P695.** (2009). “Quantification of Building Seismic Performance Factors”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Kanamori, H., & and D. L. Anderson** (1975), “Theoretical basis of some empirical relations in seismology”, *Bulletin of the seismological society of America*, 65(5), 1073-1095. Seismological Society of America.
- Kanamori, H.,** (1978). Quantification of Earthquakes. *Nature* 271(5644), 411-414.

- Medina, E.,** (2010). “Evaluación de métodos de análisis inelástico en SAP para estructuras de hormigón armado”, Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica De Chile.
- NCh 1537.**, (2009). Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso. Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización.
- NCh 3171,** (2010). Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Cargas. Norma Chilena Oficial. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh 432,** (1971). Cálculo de la Acción del Viento Sobre las Construcciones. Norma Chilena Oficial. Instituto Nacional de Normalización.
- NCh 433.**, (2009). Diseño Sísmico de Edificios. Norma Chilena Oficial. Instituto Nacional de Normalización.
- Newmark, N.M., y Hall, W.J., (1973).** “Seismic design criteria for nuclear reactor facilities”, Buildings practices for disaster mitigation. Rep. N° 45. National Bureau of Standards U. S. Dept. of commerce. Gaithersburg, 209-236.
- Nilson, A., Darwin, D.** (1999). *Diseño de estructuras de concreto*, McGraw- Hill, Duodécima edición, 353-355.
- Peña y Lillo, M.** (2010). “Evaluación de parámetros sísmicos para edificios de marcos de acero”, Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil, Santiago.
- Rodríguez, M.** (2015), “Diagramas momento-curvatura para secciones de hormigón armado. Determinación del valor de ductilidad local de una sección de hormigón armado. Empleo del programa Matlab en aplicaciones estructurales a nivel seccional (parte II)”,” Anales de Edificación, Universidad politécnica Madrid, Anales de edificación, 1(2), 27-41.
- Suárez, V.** (2009). “Diseño basado en desplazamientos, una alternativa atractiva racional al diseño basado en fuerzas”, Revista tecnológica ESPOL, Ecuador.
- Takewaki, I.** (1998). Remarkable Response Amplification of Buildin Frames Due to Resonance with the Surface Ground. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 17(4), 211-218.
- Triantafyllou, S. & Koumousis, V.** (2012). “Bouc-Wen Type Hysteretic Plane Stress Element”, Journal of Engineering Mechanics, American Society of Civil Engineers, 138(3), 235-246.
- USGS.** (03 de Agosto de 2017). [earthquake.usgs.gov](http://earthquake.usgs.gov). Obtenido de <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/browse/largest-world.php>
- Valencia, D., Clement, G.** (2008). “Evaluación del coeficiente de disipación de energía, R, para algunos tipos de estructuras de acero”, Revista Ingeniería e investigación, 28(1), 41-49.
- Vamvatsukos, D., & and Cornell, C.,** (2002). “Incremental Dynamic Analysis”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491-514.
- Vielma, J.C., Lobo, W., & Rivero, P.** (2006). “Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento histerético. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos”, UPF Editora, Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, 11(1), 77-106.
- Wilson, E., L.** (2010). *Static and dynamic analysis of structures, Computers and Structures*, Berkeley, CA. Wire Reinforcement Institute.