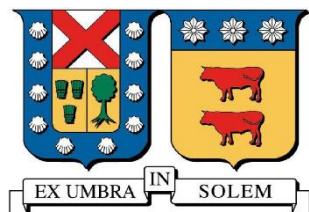


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES  
VALPARAÍSO – CHILE



**DISEÑO POR DESEMPEÑO DE MARCOS  
ESTRUCTURALES CON COLUMNAS TUBULARES  
RELLENAS DE HORMIGÓN**

PABLO ANDRÉS SEITZ CASTRO

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL

**PROFESOR GUÍA: GASTON FERNANDOIS CORNEJO**

ENERO-2022

*A mi familia por estar siempre presente.*

*A Gastón por su paciencia y guía.*

*Lo que más agradezco de mi estancia en la universidad  
fue las maravillas personas que conocí que se convirtieron en mis amigos.*

## RESUMEN

El diseño sísmico basado en desempeño es un procedimiento que busca determinar de manera explícita el comportamiento probable que tendría una estructura ante algún evento sísmico. Para esto, se realizan simulaciones utilizando análisis tiempo historia, considerando las propiedades esperadas de los materiales y de los elementos, y definiendo el objetivo de desempeño de la estructura ante una demanda sísmica específica que queda definida según la amenaza sísmica del sitio en donde se ubica la estructura. En el año 2017, la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) publica una guía denominada “Diseño Sísmico Basado En Desempeño” que busca proporcionar un método alternativo al diseño sísmico tradicional.

El presente trabajo consiste en estudiar el comportamiento sísmico de una estructura de marcos resistente a momento de trece pisos utilizando la metodología de diseño basada en desempeño. Para las columnas se utiliza elementos CFT (“concrete filled tube”) que son elementos compuestos por perfiles de acero estructural rellenas de hormigón. Estos elementos compuestos combinan las propiedades de compresión del hormigón con las de tracción y ductilidad del acero logrando de esta forma elementos con propiedades superiores a las que se lograría de manera independiente. La estructura se considera emplazada en la ciudad de Santiago de Chile que de acuerdo a la norma nacional NCh433 modificada 2009 corresponde a zona 2 mientras que el uso de suelo se considera Tipo B. Para la modelación se utiliza el programa de código abierto OpenSees y los elementos estructurales se definen como elementos tipo fibra de plasticidad distribuida.

El análisis consiste en comparar las diferencias a nivel estructural que se obtiene de realizar el diseño por desempeño propuesto por ACHISINA(2017) versus el diseño tradicional mediante la norma NCh433of1996 modificada el 2009. Además de lo anterior, se realiza un pre-diseño de la estructura bajo los criterios de estabilidad definidos en el capítulo C de la especificación AISC360(2016b) verificando también su desempeño sísmico de acuerdo a la guía de ACHISINA(2017).

En cuanto a los resultados obtenidos, se destaca que una estructura diseñada por desempeño bajo las indicaciones de ACHISINA(2017) presenta una respuesta prácticamente elástica para el sismo de diseño, alcanzando una respuesta no lineal solo para el sismo máximo considerado.

**Palabras claves:** Marcos de momento, columnas rellenas de hormigón, diseño sísmico basado en el desempeño, diseño por estabilidad.

## ABSTRACT

Performance-based seismic design is a procedure that seeks to explicitly determine the probable behavior that a structure would have in the event of a seismic event. For this, simulations are performed using time-history analysis considering the expected properties of the materials and elements, defining the performance objective of the structure in the face of a specific seismic demand that is defined according to the seismic hazard of the site where the structure is located. In 2017, the Chilean Association of Seismology and Earthquake Engineering ACHISINA(2017) published a guide called "Performance-Based Seismic Design" that seeks to provide an alternative method to traditional seismic design.

The present work consists of studying the seismic behavior of a thirteen-story moment resistant frame structure using the performance-based design methodology. For the columns, CFT elements (concrete filled tube) are used, which are elements composed of structural steel profiles filled with concrete. These composite elements combine the compression properties of concrete with those of traction and ductility of steel, thus achieving elements with properties superior to those of that would be achieved independently. The structure is assumed to be located in the city of Santiago de Chile, which according to the national standard NCh433 modified 2009 corresponds to zone 2 while the soil is considered type B. For modeling, the open source program OpenSees is used and the elements (columns and beams) are defined as distributed plasticity fiber-type elements.

The analysis consists of comparing the differences at the structural level obtained from carrying out the performance design proposed by ACHISINA(2017) versus the traditional design using the NCh433 standard. In addition to the above, a pre-design of the structure is carried out under the stability criteria defined in chapter C of the AISC360 (2016b) specification, also verifying its seismic performance according to the ACHISINA (2017) guide.

Regarding the results obtained, it is highlighted that a structure designed for performance under the indications of ACHISINA (2017) presents a practically elastic response for the design earthquake, reaching a non-linear response only for the maximum earthquake considered.

**Keywords:** moment frame, concrete filled tube, performance-based seismic design, stability design.

## Contenido

|       |                                                        |    |
|-------|--------------------------------------------------------|----|
| 1     | INTRODUCCIÓN.....                                      | 1  |
| 1.1   | Motivación .....                                       | 1  |
| 1.2   | Objetivos .....                                        | 2  |
| 1.2.1 | Objetivos generales: .....                             | 2  |
| 1.2.2 | Objetivos específicos: .....                           | 2  |
| 2     | REVISIÓN LITERATURA .....                              | 3  |
| 2.1   | Columnas rellenas de hormigón (CFT).....               | 3  |
| 2.2   | Diseño sísmico tradicional .....                       | 6  |
| 2.3   | Proceso del diseño por desempeño.....                  | 8  |
| 2.4   | Propuesta de diseño por desempeño ACHISINA.....        | 9  |
| 2.4.1 | Demanda sísmica.....                                   | 10 |
| 2.4.2 | Combinaciones de carga.....                            | 10 |
| 2.4.3 | Propiedades de los materiales.....                     | 11 |
| 2.4.4 | Criterio de aceptación de elementos estructurales..... | 11 |
| 3     | DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA A ESTUDIAR.....               | 15 |
| 3.1   | Tipología .....                                        | 15 |
| 3.2   | Materiales .....                                       | 16 |
| 3.3   | Cargas gravitacionales.....                            | 16 |
| 3.3.1 | Cargas permanentes.....                                | 16 |
| 3.3.2 | Sobrecarga de uso.....                                 | 17 |
| 3.4   | Reglas constitutivas de los materiales .....           | 18 |
| 3.4.1 | Hormigón .....                                         | 18 |
| 3.4.2 | Acero estructural .....                                | 20 |
| 3.5   | Modelación problema a estudiar .....                   | 22 |
| 3.5.1 | Modelo no lineal de columnas y vigas. ....             | 22 |

|       |                                                                                   |    |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| 3.5.2 | Criterios de modelación general.....                                              | 24 |
| 3.5.3 | Amortiguamiento .....                                                             | 24 |
| 3.5.4 | Método de integración.....                                                        | 25 |
| 3.5.5 | Efecto PDelta.....                                                                | 25 |
| 4     | DISEÑO MARCO CON COLUMNAS DE SECCIÓN COMPUESTA .....                              | 26 |
| 4.1   | Diseño de columnas compuestas.....                                                | 26 |
| 4.1.1 | Limitaciones de los materiales .....                                              | 26 |
| 4.1.2 | Clasificación de secciones compuestas rellenas.....                               | 27 |
| 4.1.3 | Resistencia a la compresión .....                                                 | 29 |
| 4.1.4 | Resistencia a la tracción .....                                                   | 32 |
| 4.1.5 | Resistencia a la flexión.....                                                     | 32 |
| 4.1.6 | Curva de Interacción flexión-carga axial para elementos de sección compuesta..... | 36 |
| 4.1.7 | Resistencia al corte.....                                                         | 45 |
| 4.2   | Diseño de vigas .....                                                             | 47 |
| 4.2.1 | Diseño a flexión .....                                                            | 49 |
| 4.2.2 | Diseño al corte.....                                                              | 50 |
| 5     | ANÁLISIS DE ESTABILIDAD .....                                                     | 52 |
| 5.1   | Diseño por estabilidad.....                                                       | 57 |
| 5.1.1 | Diseño por resistencia. ....                                                      | 58 |
| 5.1.2 | Diseño por deformación. ....                                                      | 61 |
| 6     | DISEÑO POR DESEMPEÑO.....                                                         | 62 |
| 6.1   | Casos de estudio .....                                                            | 62 |
| 6.2   | Ubicación del diseño .....                                                        | 67 |
| 6.3   | Registros sísmicos .....                                                          | 68 |
| 6.4   | Escalamiento de registros sísmicos. ....                                          | 70 |
| 6.5   | Resultados Sismo de Diseño (SD) .....                                             | 74 |
| 6.5.1 | Deriva de piso (Criterio de aceptación global).....                               | 74 |

|       |                                                                   |     |
|-------|-------------------------------------------------------------------|-----|
| 6.5.2 | Elementos por resistencia.....                                    | 77  |
| 6.5.3 | Elementos controlados por deformación.....                        | 92  |
| 6.6   | Resultados sismo máximo considerado (SMC).....                    | 99  |
| 6.6.1 | Deriva de piso (Criterio de aceptación global).....               | 99  |
| 6.6.2 | Elementos controlados por resistencia (Columnas) .....            | 101 |
| 6.6.3 | Elementos controlados por deformación (Vigas).....                | 113 |
| 6.7   | Corte Basal .....                                                 | 119 |
| 7     | CONCLUSIONES.....                                                 | 122 |
| 8     | BIBLIOGRAFÍA.....                                                 | 125 |
| A     | ANEXOS.....                                                       | 127 |
| A.1   | Momento curvatura sismo de diseño.....                            | 127 |
| A.1.1 | Momento curvatura vigas caso RPMI .....                           | 127 |
| A.1.2 | Momento curvatura vigas caso RPPI .....                           | 130 |
| A.1.3 | Momento curvatura vigas caso diseño previo por estabilidad.....   | 133 |
| A.1.4 | Momento curvatura vigas caso diseño por NCh433 columnas CFT ..... | 136 |
| A.1.5 | Momento curvatura vigas caso diseño por NCh433 columnas W .....   | 139 |
| A.2   | Momento curvatura vigas sismo máximo considerado (SMC).....       | 142 |
| A.2.1 | Momento curvatura vigas caso RMPI .....                           | 142 |
| A.2.2 | Momento curvatura vigas caso RPPI .....                           | 145 |
| A.2.3 | Momento curvatura vigas caso diseño por NCh433 columnas CFT ..... | 148 |
| A.2.4 | Momento curvatura vigas caso diseño por NCh433 columnas W .....   | 151 |
| A.3   | Rotación Angular (SD).....                                        | 154 |
| A.3.1 | Rotación angular vigas caso diseño previo por estabilidad.....    | 154 |
| A.3.2 | Rotación angular vigas caso RMPI .....                            | 157 |
| A.3.3 | Rotación angular vigas caso RPPI.....                             | 160 |
| A.3.4 | Rotación angular vigas caso diseño por NCh433 columnas CFT .....  | 163 |
| A.3.5 | Rotación angular vigas caso diseño por NCh433 columnas W .....    | 166 |

|       |                                                                     |     |
|-------|---------------------------------------------------------------------|-----|
| A.4   | Rotación Angular (SMC) .....                                        | 169 |
| A.4.1 | Rotación angular vigas caso RMPI .....                              | 169 |
| A.4.2 | Rotación angular vigas caso RPPI.....                               | 172 |
| A.4.3 | Rotación angular vigas caso diseño previo NCh433 columnas CFT ..... | 175 |
| A.4.4 | Rotación angular vigas caso diseño previo NCh433 columnas W .....   | 178 |
| A.5   | Diseño sísmico NCh433of2009 .....                                   | 181 |
| A.5.1 | Diseño previo mediante NCh433 Columnas CFT .....                    | 183 |
| A.5.2 | Diseño previo mediante NCh433 Columnas W .....                      | 186 |

## Índice Tabla

|                                                                                                                                                               |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 2-1 Limites de deformación vigas de acero (guía ACHISINA).....                                                                                          | 13  |
| Tabla 2-2 Criterio de aceptación global, máxima deriva de piso. ....                                                                                          | 14  |
| Tabla 3-1 Carga gravitacional de diseño. ....                                                                                                                 | 17  |
| Tabla 4-1 Razón Ancho-Espesor límite para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a compresión axial. <i>Fuente:</i> (AISC, 2016b)..... | 27  |
| Tabla 4-2 Razón Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a flexión. <i>Fuente:</i> (AISC, 2016b).....         | 28  |
| Tabla 4-3 Razón Ancho-Espesor límite para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a compresión axial. <i>Fuente:</i> (AISC, 2016a)..... | 28  |
| Tabla 4-4 Ecuaciones de momento plástico. <i>Fuente:</i> (AISC, 2019).....                                                                                    | 33  |
| Tabla 4-5 Ecuaciones de momento de fluencia. <i>Fuente:</i> (AISC, 2019) .....                                                                                | 34  |
| Tabla 4-6 Ecuaciones de momento primer momento de fluencia. <i>Fuente:</i> (AISC, 2019).....                                                                  | 35  |
| Tabla 4-7 Coeficientes $c_p$ y $c_m$ para ecuaciones (40) y (41). <i>Fuente</i> (AISC, 2016b).....                                                            | 44  |
| Tabla 4-8 Razón ancho-espesor de elementos en compresión de miembros sujeto a flexión. <i>Fuente:</i> (AISC, 2016b). ....                                     | 48  |
| Tabla 4-9 Razón ancho-espesor de elementos en compresión de miembros sujeto a flexión. <i>Fuente:</i> (AISC, 2016a). ....                                     | 48  |
| Tabla 5-1 Procedimiento del método de análisis directo .....                                                                                                  | 56  |
| Tabla 5-2 Cargas nocionales por nivel y combinaciones de carga [kN]. ....                                                                                     | 57  |
| Tabla 5-3 Estructuración diseño por estabilidad. ....                                                                                                         | 57  |
| Tabla 5-4 Clasificación de esbeltez local de vigas. ....                                                                                                      | 58  |
| Tabla 5-5 Clasificación de esbeltez local columnas compuestas. ....                                                                                           | 58  |
| Tabla 6-1 Clasificación pandeo local columnas.....                                                                                                            | 63  |
| Tabla 6-2 Clasificación de pandeo local vigas.....                                                                                                            | 64  |
| Tabla 6-3 Peso de elementos estructurales por caso de estudio. ....                                                                                           | 65  |
| Tabla 6-4 Factor de escala registros sísmicos .....                                                                                                           | 72  |
| Tabla 6-5 Factor de escala corregido .....                                                                                                                    | 73  |
| Tabla 6-6 Comparación rotación de fluencia versus rotación máxima obtenida. ....                                                                              | 98  |
| Tabla 6-7 Comparación rotación máxima obtenida versus limite guía ACHISINA.....                                                                               | 118 |

## Índice de figuras

|                                                                                                                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2-1 Puente, edificios y estadios con vigas compuesta de acero y hormigón (Australia). Fuente: (Uy, 2012) .....                                           | 3  |
| Figura 2-2 Ejemplos de edificios con columnas de sección compuesta. Fuente: (Uy, 2012) .....                                                                    | 4  |
| Figura 2-3 Esquemas tipos de sección compuesta, Fuente: (Denavit & Hajjar, 2014) .....                                                                          | 4  |
| Figura 2-4 Definición de niveles discretos de desempeño, (Federal Emergency Management Agency. FEMA P-58-1, 2018) .....                                         | 7  |
| Figura 2-5 Matriz de desempeño(Shapiro et al., 2000).....                                                                                                       | 7  |
| Figura 2-6 Procedimiento diseño por desempeño .....                                                                                                             | 8  |
| Figura 2-7 Propiedades esperadas de los materiales. Fuente ACHISINA (2017).....                                                                                 | 11 |
| Figura 2-8 Cinemática de deformación de marcos especiales.....                                                                                                  | 13 |
| Figura 3-1 Esquemas de prototipos de edificio, unidades en centímetros. ....                                                                                    | 15 |
| Figura 3-2 Planta estructura de estudio .....                                                                                                                   | 16 |
| Figura 3-3 Características generales de la curva del hormigón. Fuente:(Waugh, 2009).....                                                                        | 19 |
| Figura 3-4 Leyes constitutivas para el hormigón. Kent & Park (1971). Fuente: Clases teóricas Hormigón Armado I. Gilberto Leiva.....                             | 19 |
| Figura 3-5 Modelo constitutivo para el acero (Menegotto & Pinto 1973) Fuente: <a href="https://opensees.berkeley.edu/">https://opensees.berkeley.edu/</a> ..... | 20 |
| Figura 3-6 Discretización a escala de elemento tipo fibra sección CFT20x7/8. ....                                                                               | 23 |
| Figura 3-7 Discretización a escala de elemento tipo fibra sección W21x101.....                                                                                  | 23 |
| Figura 4-1 Resistencia a la compresión nominal versus esbeltez local. Fuente: (AISC, 2016b).....                                                                | 30 |
| Figura 4-2 Distribución de fuerza y esfuerzo del momento plástico $M_p$ . Fuente : (AISC, 2019) ....                                                            | 33 |
| Figura 4-3 Distribución de fuerza y esfuerzo del momento de fluencia $M_y$ . Fuente: (AISC, 2019)                                                               | 34 |
| Figura 4-4 Sección esbelta, esfuerzo en el miembro para determinar $M_{cr}$ . Fuente: (AISC, 2019).                                                             | 35 |
| Figura 4-5 Resistencia a la flexión de una viga rellena versus razón de esbeltez local. Fuente: (AISC, 2016b). ....                                             | 36 |
| Figura 4-6 Diagrama de interacción: Comparación entre la respuesta real versus el método de tensiones plásticas. Fuente: (AISC, 2016b).....                     | 37 |
| Figura 4-7 Diagrama de interacción diseño por Método 1.....                                                                                                     | 38 |
| Figura 4-8 Diagrama de interacción diseño por Método 2. Fuente (AISC, 2016b). ....                                                                              | 39 |
| Figura 4-9 Diagrama de interacción para elementos viga-columna de sección compuesta-Método 2 simplificado. Fuente (AISC, 2016b). ....                           | 42 |
| Figura 4-10 Diagrama de interacción para miembro de sección compuesta rellena no-compacto o esbeltos. Fuente: (AISC, 2016b). ....                               | 43 |

|                                                                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 5-1 Efectos de segundo orden vigas. <i>Fuente:</i> (AISC, 2016b). .....                            | 52 |
| Figura 5-2 Momentos solicitante columna en voladizo (Griffis & White, 2013) .....                         | 53 |
| Figura 5-3 Diagrama de interacción columna CFT16x1/2 (Diseño por Estabilidad).....                        | 58 |
| Figura 5-4 Diagrama de interacción columna CFT14x1/2 (Diseño por estabilidad) .....                       | 59 |
| Figura 5-5 Diagrama de interacción columna CFT12x3/8 (Diseño por estabilidad) .....                       | 59 |
| Figura 5-6 Diagrama resistencia de diseño y solicitaciones vigas W18x60 (Diseño por estabilidad)<br>..... | 59 |
| Figura 5-7 Diagrama resistencia de diseño y solicitaciones vigas W18x50 (Diseño por estabilidad)<br>..... | 60 |
| Figura 5-8 Diagrama resistencia de diseño y solicitaciones vigas W14x38 (Diseño por estabilidad)<br>..... | 60 |
| Figura 5-9 Razón de desplazamiento $\Delta 2^{nd} \Delta 1^{st}$ .....                                    | 61 |
| Figura 6-1 Peso total de estructura por caso de estudio. ....                                             | 66 |
| Figura 6-2 Peso total de acero estructural por caso de estudio.....                                       | 66 |
| Figura 6-3 Estaciones con registros de terremotos 2010 y 2015, Suelto tipo B.....                         | 67 |
| Figura 6-4 Registros sísmicos estaciones Santiago la Florida, R02M y R05M (Castro et al.,2021)            | 68 |
| Figura 6-5 Registros sísmicos estaciones R14M, R20M y R22M (Castro et al.,2021).....                      | 69 |
| Figura 6-6 Espectros de pseudo-aceleración SRSS.....                                                      | 70 |
| Figura 6-7 Espectros de desplazamiento SRSS.....                                                          | 71 |
| Figura 6-8 Espectros de desplazamiento escalados (RPPI).....                                              | 71 |
| Figura 6-9 Promedio de espectros de desplazamiento SRRS escalado (RPPI).....                              | 72 |
| Figura 6-10 Espectro de pseudo aceleración (SRSS) de registros escalados (RPPI). ....                     | 73 |
| Figura 6-11 Deriva de Piso RMPI.....                                                                      | 74 |
| Figura 6-12 Deriva de Piso RPPI .....                                                                     | 75 |
| Figura 6-13 Deriva de Piso Diseño Por Estabilidad.....                                                    | 75 |
| Figura 6-14 Deriva de piso diseño previo NCh433 columnas CFT .....                                        | 76 |
| Figura 6-15 Deriva de piso diseño previo NCh433 columnas W.....                                           | 76 |
| Figura 6-16 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (RMPI).....                                         | 78 |
| Figura 6-17 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (RMPI).....                                        | 79 |
| Figura 6-18 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (RMPI).....                                       | 80 |
| Figura 6-19 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (RPPI) .....                                        | 81 |
| Figura 6-20 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (RPPI) .....                                       | 82 |
| Figura 6-21 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (RPPI) .....                                      | 83 |
| Figura 6-22 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (Diseño previo por estabilidad).....                | 84 |

|                                                                                              |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 6-23 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (Diseño previo por estabilidad).....  | 85  |
| Figura 6-24 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (Diseño previo por estabilidad)..... | 86  |
| Figura 6-25 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (Diseño previo por NCh433 CFT) .....   | 87  |
| Figura 6-26 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (Diseño previo por NCh433 CFT) .....  | 88  |
| Figura 6-27 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (Diseño previo por NCh433 CFT) ..... | 89  |
| Figura 6-28 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (Diseño previo por NCh433 W).....      | 90  |
| Figura 6-29 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (Diseño previo por NCh433 W).....     | 91  |
| Figura 6-30 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (Diseño previo por NCh433 W).....    | 92  |
| Figura 6-31 Rotación máxima angular vigas (Diseño previo por estabilidad).....               | 93  |
| Figura 6-32 Rotación máxima angular vigas (RMPI) .....                                       | 94  |
| Figura 6-33 Rotación angular máxima vigas (RPPI) .....                                       | 95  |
| Figura 6-34 Rotación angular máxima vigas (Diseño previo por NCh433 columnas CFT) .....      | 96  |
| Figura 6-35 Rotación angular máxima vigas (Diseño previo por NCh433 columnas W) .....        | 97  |
| Figura 6-36 Deriva de piso (RMPI) .....                                                      | 99  |
| Figura 6-37 Deriva de piso (RPPI).....                                                       | 99  |
| Figura 6-38 Deriva de piso (NCH433).....                                                     | 100 |
| Figura 6-39 Deriva de piso (NCH433).....                                                     | 100 |
| Figura 6-40 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (RMPI).....                            | 101 |
| Figura 6-41 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (RMPI).....                           | 102 |
| Figura 6-42 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (RMPI).....                          | 103 |
| Figura 6-43 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (RPPI) .....                           | 104 |
| Figura 6-44 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (RPPI) .....                          | 105 |
| Figura 6-45 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (RPPI) .....                         | 106 |
| Figura 6-46 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (NCh433) .....                         | 107 |
| Figura 6-47 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (NCh433) .....                        | 108 |
| Figura 6-48 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (NCh433) .....                       | 109 |
| Figura 6-49 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (NCh433) H .....                       | 110 |
| Figura 6-50 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (NCh433) H .....                      | 111 |
| Figura 6-51 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (NCh433) H .....                     | 112 |
| Figura 6-52 Rotación angular máxima (RMPI) .....                                             | 114 |
| Figura 6-53 Rotación angular máxima (RPPI).....                                              | 115 |
| Figura 6-54 Rotación angular máxima (Diseño previo por NCh433 Columnas CFT) .....            | 116 |
| Figura 6-55 Rotación angular máxima (Diseño previo por NCh433 Columnas W) .....              | 117 |
| Figura 6-56 Corte basal sismo de diseño(Estabilidad). .....                                  | 119 |

|                                                                                                    |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 6-57 Corte basal sismo de diseño(RPPI). .....                                               | 120 |
| Figura 6-58 Corte basal sismo de diseño(RMPI). .....                                               | 120 |
| Figura 6-59 Corte basal sismo de diseño(NCh433 columnas CFT). .....                                | 121 |
| Figura 6-60 Corte basal sismo de diseño(NCh433 columnas W). .....                                  | 121 |
|                                                                                                    |     |
| Figura A.1- 1 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 1-6 (RMPI) .....                                | 127 |
| Figura A.1- 2 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 7-10 (RMPI) .....                               | 128 |
| Figura A.1- 3 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 11-13 (RMPI) .....                              | 129 |
| Figura A.1- 4 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 1-6 (RPPI) .....                                 | 130 |
| Figura A.1- 5 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10 (RPPI) .....                                | 131 |
| Figura A.1- 6 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13 (RPPI) .....                               | 132 |
| Figura A.1- 7 Momento Curvatura Vigas W18x60 Piso 1-6 (Diseño previo por estabilidad) .....        | 133 |
| Figura A.1- 8 Momento Curvatura Vigas W16x50 Piso 7-10 (Diseño previo por estabilidad) .....       | 134 |
| Figura A.1- 9 Momento Curvatura Vigas W14x38 Piso 11-13 (Diseño previo por estabilidad) .....      | 135 |
| Figura A.1- 10 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 1-6 (Diseño previo NCh433 .....                 | 136 |
| Figura A.1- 11 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10 (Diseño previo NCh433 .....                | 137 |
| Figura A.1- 12 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13 (Diseño previo NCh433 .....               | 138 |
| Figura A.1- 13 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 1-6 (Diseño previo NCh433 Columnas W)<br>.....  | 139 |
| Figura A.1- 14 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10 (Diseño previo NCh433 Columnas W)<br>..... | 140 |
| Figura A.1- 15 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13 (Diseño previo NCh433 .....               | 141 |
|                                                                                                    |     |
| Figura A.2- 1 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 1-6 (RMPI) .....                                | 142 |
| Figura A.2- 2 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 7-10 (RMPI) .....                               | 143 |
| Figura A.2- 3 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 11-13 (RMPI) .....                              | 144 |
| Figura A.2- 4 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso1-6 (RPPI) .....                                  | 145 |
| Figura A.2- 5 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10 (RPPI) .....                                | 146 |
| Figura A.2- 6 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13 (RPPI) .....                               | 147 |
| Figura A.2- 7 Momento Curvatura Vigas W21x68 Piso 1-6(Diseño previo NCh433 columnas CFT)<br>.....  | 148 |
| Figura A.2- 8 Momento Curvatura Vigas W21x62 Piso 7-10(Diseño previo NCh433 .....                  | 149 |
| Figura A.2- 9 Momento Curvatura Vigas W21x55 Piso 11-13(Diseño previo NCh433 .....                 | 150 |

|                                                                                              |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura A.2- 10 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 1-6(Diseño previo NCh433 columnas W)      | 151 |
| Figura A.2- 11 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10(Diseño previo NCh433 columnas W)     | 152 |
| Figura A.2- 12 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13(Diseño previo NCh433 .....          | 153 |
| Figura A.3- 1 Rotación angular vigas piso 1-6 (Diseño previo por estabilidad).....           | 154 |
| Figura A.3- 2 Rotación angular vigas piso 7-10 (Diseño previo por estabilidad).....          | 155 |
| Figura A.3- 3 Rotación angular vigas piso 11-13 (Diseño previo por estabilidad).....         | 156 |
| Figura A.3- 4 Rotación angular vigas piso 1-6 (RMPI).....                                    | 157 |
| Figura A.3- 5 Rotación angular vigas piso 7-11 (RMPI).....                                   | 158 |
| Figura A.3- 6 Rotación angular vigas piso 11-13 (RMPI).....                                  | 159 |
| Figura A.3- 7 Rotación angular vigas piso 1-6 (RPPI).....                                    | 160 |
| Figura A.3- 8 Rotación angular vigas piso 7-10 (RPPI).....                                   | 161 |
| Figura A.3- 9 Rotación angular vigas piso 11-13 (RPPI).....                                  | 162 |
| Figura A.3- 10 Rotación angular vigas piso 1-6 (Diseño previo por NCh433 columnas CFT).....  | 163 |
| Figura A.3- 11 Rotación angular vigas piso 7-10 (Diseño previo por NCh433 columnas CFT)....  | 164 |
| Figura A.3- 12 Rotación angular vigas piso 11-13 (Diseño previo por NCh433 columnas CFT)..   | 165 |
| Figura A.3- 13 Rotación angular vigas piso 1-6 (Diseño previo por NCh433 columnas W) .....   | 166 |
| Figura A.3- 14 Rotación angular vigas piso 7-10 (Diseño previo por NCh433 columnas W) .....  | 167 |
| Figura A.3- 15 Rotación angular vigas piso 11-13 (Diseño previo por NCh433 columnas W) ..... | 168 |
| Figura A.4- 1 Rotación angular Vigas W21x101 Piso 1-6 (RMPI).....                            | 169 |
| Figura A.4- 2 Rotación angular Vigas W21x101 Piso 7-10 (RMPI).....                           | 170 |
| Figura A.4- 3 Rotación angular Vigas W21x101 Piso 11-13 (RMPI).....                          | 171 |
| Figura A.4- 4 Rotación angular Vigas W21x57 Piso 1-6 (RPPI).....                             | 172 |
| Figura A.4- 5 Rotación angular Vigas W21x57 Piso 7-10 (RPPI).....                            | 173 |
| Figura A.4- 6 Rotación angular Vigas W18x46 Piso 11-13 (RPPI).....                           | 174 |
| Figura A.4- 7 Rotación angular Vigas W21x68 Piso 1-6 (Diseño previo NCh433 Columnas CFT)     | 175 |
| Figura A.4- 8 Rotación angular Vigas W21x62 Piso 7-10 (Diseño previo NCh433 Columnas CFT)    | 176 |
| Figura A.4- 9 Rotación angular Vigas W18x46 Piso 11-13 (Diseño previo NCh433 Columnas CFT)   | 177 |

|                                                                                           |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura A.4- 10 Rotación angular Vigas W21x57 Piso 1-6 (Diseño previo NCh433 Columnas W)   | 178 |
| Figura A.4- 11 Rotación angular Vigas W21x57 Piso 7-10(Diseño previo NCh433 Columnas W)   | 179 |
| Figura A.4- 12 Rotación angular Vigas W18x46 Piso 11-13 (Diseño previo NCh433 Columnas W) | 180 |
| Figura A.5- 1 Espectro elástico de diseño NCh433of2009-DS61. Zona 2-Suelo B               | 182 |
| Figura A.5- 2 Espectro de diseño reducido                                                 | 183 |
| Figura A.5- 3 Diagrama de interacción columnas piso 1-6                                   | 183 |
| Figura A.5- 4 Diagrama de interacción columnas piso 7-10                                  | 184 |
| Figura A.5- 5 Diagrama de interacción columnas piso 11-13                                 | 184 |
| Figura A.5- 6 Deriva de piso menor a 0.2%                                                 | 185 |
| Figura A.5- 7 Espectro de diseño reducido                                                 | 186 |
| Figura A.5- 8 Diagrama de interacción columnas piso 1-6                                   | 186 |
| Figura A.5- 9 Diagrama de interacción columnas piso 7-10                                  | 187 |
| Figura A.5- 10 Diagrama de interacción columnas piso 11-13                                | 187 |
| Figura A.5- 11 Deriva de piso menor a 0.2%                                                | 188 |

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Motivación

Los miembros de sección compuesta son elementos que combinan las ventajas del acero estructural con el hormigón. Por una parte, el acero tiene la característica de tener una alta resistencia a la tracción y ductilidad, mientras que los miembros de hormigón poseen una alta resistencia a la compresión. Existen dos tipos principales de elementos de sección compuesta, la primera son elementos de acero estructural embebidos en hormigón armado (SRC, *steel-reinforced concrete column*), y la segunda son tubos de acero estructural rellenos de hormigón (CFT, *concrete-filled tubes*).

Actualmente, la construcción en Chile se basa principalmente en la utilización de elementos de hormigón armado (muros y/o marcos), existiendo muy pocos casos de estructuras que utilicen construcción compuesta. Esta experiencia nacional se contrasta con la realidad de países como Estados Unidos o Japón, donde estos elementos han sido utilizados en diferentes estructuras como en edificios de oficinas y hoteles (Morino, 2002). Adicionalmente, se han formado programas de cooperación para la investigación en construcción compuesta, con énfasis en el diseño de elementos de sección compuesta (Denavit & Hajjar, 2014).

Mientras, estudios realizados en Chile han concluido que aplicar la norma NCh433 (INN, 2009) en este tipo de estructuras dan como resultados sistemas con una alta sobre-resistencia en relación a las solicitaciones (Peña, Araya, & Herrera, 2010). Como consecuencia, la práctica chilena entrega diseños muy conservadores y poco económicos, desaprovechando las cualidades de estos elementos. La principal razón se debe al límite de distorsión de piso impuesto en la norma igual a 0.2% para el estado de servicio (Borquéz & Schnaidt, 2017), que no asegura necesariamente un adecuado desempeño del sistema estructural.

Como alternativa de diseño sísmico existen otras metodologías, como el diseño por desempeño, el cual busca determinar directamente el comportamiento esperado de la estructura. Por tanto, este trabajo considera el diseño por desempeño de marcos compuestos por columnas tipo CFT. Una de las diferencias entre esta metodología y los códigos actuales es que el diseño actual chileno se basa en la realización de un análisis lineal elástico (modal espectral) de la estructura a la cual se le aplica un factor de reducción de respuesta sísmica ( $R^*$ ) para simular la respuesta no lineal de la estructura; mientras, el diseño por desempeño considera el comportamiento en el rango no lineal de los elementos de manera directa al estar sometidos a un análisis tiempo historia. Esto último permite aprovechar de

mejor manera las propiedades de estos elementos dado que se puede obtener la respuesta de estos de manera explícita según el objetivo de desempeño deseado. En la actualidad existe una guía de diseño basado en el desempeño publicada por Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA) publicada el año 2017 cuyo objetivo es proporcionar una metodología de diseño alternativa al tradicional en Chile, esta guía se usa como base para el diseño

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivos generales:

- El objetivo principal es evaluar el comportamiento sísmico de marcos de momento diseñados con columnas tipo CFT aplicando una metodología del diseño por desempeño y comparar la diferencia con la actual norma vigente NCh433.

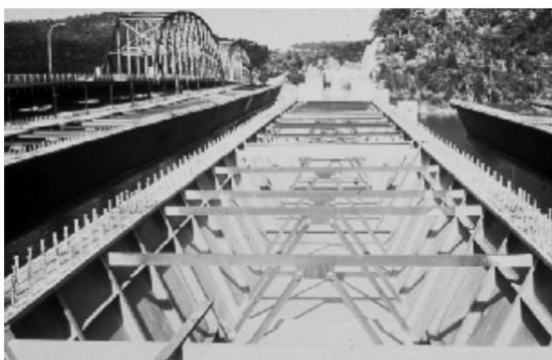
### 1.2.2 Objetivos específicos:

- Diseñar estructuras con columnas compuestas utilizando normativa internacional y nacional.
- Comparar diferencia entre el uso de la norma NCh433 con la metodología del diseño por desempeño.
- Realizar un análisis del desempeño sísmico del sistema estructural, utilizando el software de elementos finitos OpenSees.
- Evaluar la influencia del límite de deformación de entre piso indicado en la norma NCh433 sobre el diseño final en estructuras de marcos compuestos por columnas tipo CFT.
- Aplicación de la metodología del diseño por desempeño utilizando la guía “Diseño Sísmico Basado En Desempeño Un Procedimiento Alternativo Para El Análisis Y Diseño Sísmico De Edificios” creada por la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA, 2017)

## 2 REVISIÓN LITERATURA

### 2.1 Columnas rellenas de hormigón (CFT)

En la actualidad existen varios sistemas estructurales que combinan el acero estructural con el hormigón como son las vigas compuestas embebidas de hormigón, las losas colaborante, columnas compuestas, etc. Todos estos sistemas tienen un mismo objetivo, combinar las propiedades del acero estructural con el hormigón para obtener elementos compuestos con propiedades superiores a las que se lograrían por separado. Si bien la utilización y conocimiento sobre estos tipos de elementos es relativamente reciente, podemos encontrar ejemplos de su uso en una gran variedad de estructuras como edificio de oficina, estadios, puentes, etc.(Uy, 2012).



(a) Hawkesbury River bridge



(b) UWS cable stayed bridge



(c) Star City building



(d) Olympic stadium

Figura 2-1 Puente, edificios y estadios con vigas compuesta de acero y hormigón (Australia). Fuente: (Uy, 2012)



(a) Hearst Tower, New York



(b) School of Medicine Building, UWS, Sydney

Figura 2-2 Ejemplos de edificios con columnas de sección compuesta. *Fuente: (Uy, 2012)*

Este trabajo se enfocará en la utilización de columnas de sección compuesta en marcos resistente a momento. Las columnas de sección compuestas se construyen a base de perfiles de acero estructural laminados o armados que pueden ir embebidos en el hormigón o rellenas en su interior (perfiles tubulares).

En la Figura 2-3, se muestra las columnas compuestas más comunes en la actualidad. En la parte (a) de la figura se observa un perfil W embebido en hormigón. En este tipo de elementos es común utilizar armadura longitudinal y estribos en toda su longitud. Si el detallado del refuerzo se realiza de buena manera, este contribuye al aumento de la resistencia y ductilidad del hormigón, evitando además que las barras longitudinales se pandeen producto de la acción de fuerzas cíclicas, principalmente sísmicas. En la figura (b) y (c) se muestran columnas de sección tubular típicas “rellenas” de hormigón.

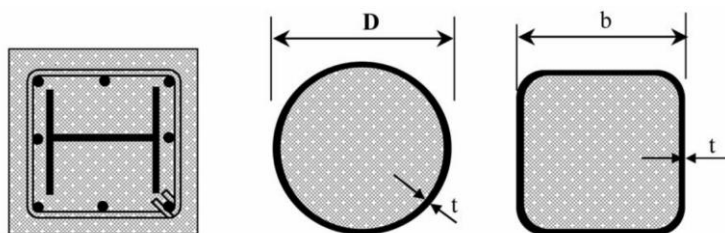


Figura 2-3 Esquemas tipos de sección compuesta, *Fuente: (Denavit & Hajjar, 2014)*

En relación a las ventajas y desventajas de las columnas de sección compuesta podemos mencionar lo siguiente.

#### 1. Ventajas

- Al combinar el concreto con el acero estructural se logran perfiles con una mayor resistencia que se lograría con columnas de hormigón armado del mismo tamaño, lo que se traduce en ahorro de espacio entre los pisos.
- En temas de construcción las secciones compuestas también presentan ventajas por su rapidez de montaje especialmente en el caso de los perfiles rellenos que sirven de encofrado.
- Durante la construcción los perfiles de acero pueden ayudar a resistir las fuerzas gravitacionales y laterales.

#### 2. Desventajas

- Una de las desventajas de la utilización de elementos de sección compuesta es la diferencia de deformación vertical que se puede lograr en relación a otros tipos de elementos estructurales como pueden ser muros de corte (de hormigón armado o compuestos) y/o con perfiles de acero estructural corrientes.

Otro punto importante es que a diferencia de las estructuras de hormigón armado o de perfiles de acero, la rigidez de la estructura se va logrando a medida que esta se va construyendo en cambio en las secciones compuestas la resistencia total del elemento no se consigue hasta que el hormigón se ha colocado alrededor o dentro de los perfiles de acero y éste se haya endurecido lo suficiente. Dado lo anterior es importante que el ingeniero a cargo de la estructura especifique la necesidad o no de elementos que ayuden durante el montaje.

## 2.2 Diseño sísmico tradicional

En la actualidad, tanto en Chile como en resto del mundo, los códigos de diseño sísmicos están enfocadas en resguardar la vida de las personas ante la ocurrencia del algún evento sísmico importante, lo que implica que se acepta que las estructuras presenten daños, pero sin que esto sea una amenaza a las vidas de las personas. Para esto, los códigos especifican una serie de requerimientos y/o recomendaciones relacionadas con la configuración estructural, el sistema estructural utilizado y el detallamiento de los elementos estructurales para asegurar una suficiente rigidez y resistencia lateral. Además de lo anterior el diseño tradicional se basa en una filosofía de fuerzas realizando un análisis lineal y elástico mediante la utilización de espectros de diseño a los cuales se aplica un factor de reducción el cual busca de alguna manera emular la respuesta no lineal de la estructura.

En cuanto al desempeño estructural esperado actualmente la norma NCh433(INN, 2009) define ciertos objetivos de desempeño definidos de la siguiente manera:

- 1) Las estructuras deben resistir sin daños ante movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- 2) Limitar daños en elementos no estructurales durante sismo de mediana intensidad.
- 3) Evitar el colapso durante sismo de intensidad excepcionalmente severa.

Como se puede observar no se define de manera explícita la intensidad del movimiento o demanda sísmica ni tampoco establece objetivos específicos de desempeño lo que finalmente se traduce en que la norma busca dar como resultado edificios capaces de proporcionar ciertos niveles de rendimiento. Sin embargo, la capacidad de rendimiento real de los edificios diseñados no se evalúa como parte del proceso de diseño. Por lo tanto, mediante este procedimiento cabe preguntarse: ¿se puede tener certeza de la respuesta estructural ante algún evento sísmico de cierta intensidad? ¿La respuesta estructural esperada que utiliza el código prescrito es realmente consistente con la respuesta que esperan los usuarios o los dueños de la estructura?

Las preguntas antes mencionadas pueden ser en cierta medida respondidas por el diseño sísmico basado en el desempeño. Este procedimiento busca evaluar explícitamente mediante simulaciones computacionales cual sería el desempeño probable de una estructura y su contenido dado un peligro potencial a la cual este sujeto. Para esto se definen objetivos de desempeño discretos, generalmente identificados como: (i) operacional, (ii) ocupación inmediata, (iii) seguridad de vida y (iv) prevención

de colapso. Estos objetivos son evaluados para un nivel de amenaza propio de la zona geográfica donde se sitúa la estructura.

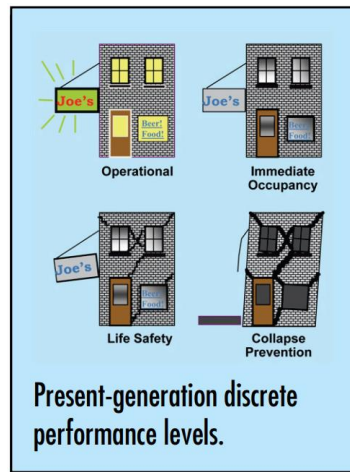


Figura 2-4 Definición de niveles discretos de desempeño, (Federal Emergency Management Agency. FEMA P-58-1, 2018)

Además de los niveles de desempeño también se define los niveles de amenaza sísmica como por ejemplo los sismos frecuentes, ocasional, raro y muy raro. Cada uno de estos se asocia a una probabilidad de excedencia en  $t$  años (usualmente 50 años), o bien a un periodo de retorno. Una vez definido tanto los niveles de desempeño como los niveles de demanda sísmica es posible generar una matriz de desempeño sísmico que nos permite clasificar el nivel de significancia de nuestra estructura y que desempeño sísmico esperamos de ésta.

|                         |                      | Building Performance Levels         |                                             |                                     |                                             |
|-------------------------|----------------------|-------------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------------|
|                         |                      | Operational Performance Level (1-A) | Immediate Occupancy Performance Level (1-B) | Life Safety Performance Level (3-C) | Collapse Prevention Performance Level (5-E) |
| Earthquake Hazard Level | 50%/50 year          | a                                   | b                                           | c                                   | d                                           |
|                         | 20%/50 year          | e                                   | f                                           | g                                   | h                                           |
|                         | BSE-1 (~10%/50 year) | i                                   | j                                           | k                                   | l                                           |
|                         | BSE-2 (~2%/50 year)  | m                                   | n                                           | o                                   | p                                           |

Figura 2-5 Matriz de desempeño(Shapiro et al., 2000)

Un punto importante a resaltar de esta filosofía es que se produce un cambio de paradigma respecto al diseño sísmico tradicional, ya que ahora el proceso de diseño no solo corresponde a los ingenieros y entes reguladores, sino que también se incorpora a la sociedad en el proceso de definir las expectativas del desempeño sísmico y de esta manera tomar una decisión más racional en términos de costos y seguridad esperada.

## 2.3 Proceso del diseño por desempeño

El proceso del diseño por desempeño comienza con definir primero los objetivos de desempeño en función de una amenaza sísmica definida. Luego de esto se evalúa si la estructura cumple con los objetivos definidos. Si éstos se logran el diseño termina; en caso contrario, se realizan los cambios correspondientes como puede ser redefinir los objetivos, cambiar el sistema estructural, etc. En la Figura 2-6 se muestra el flujo de trabajo en el diseño por desempeño con la explicación de las tareas mínimas necesarias en cada paso del proceso.

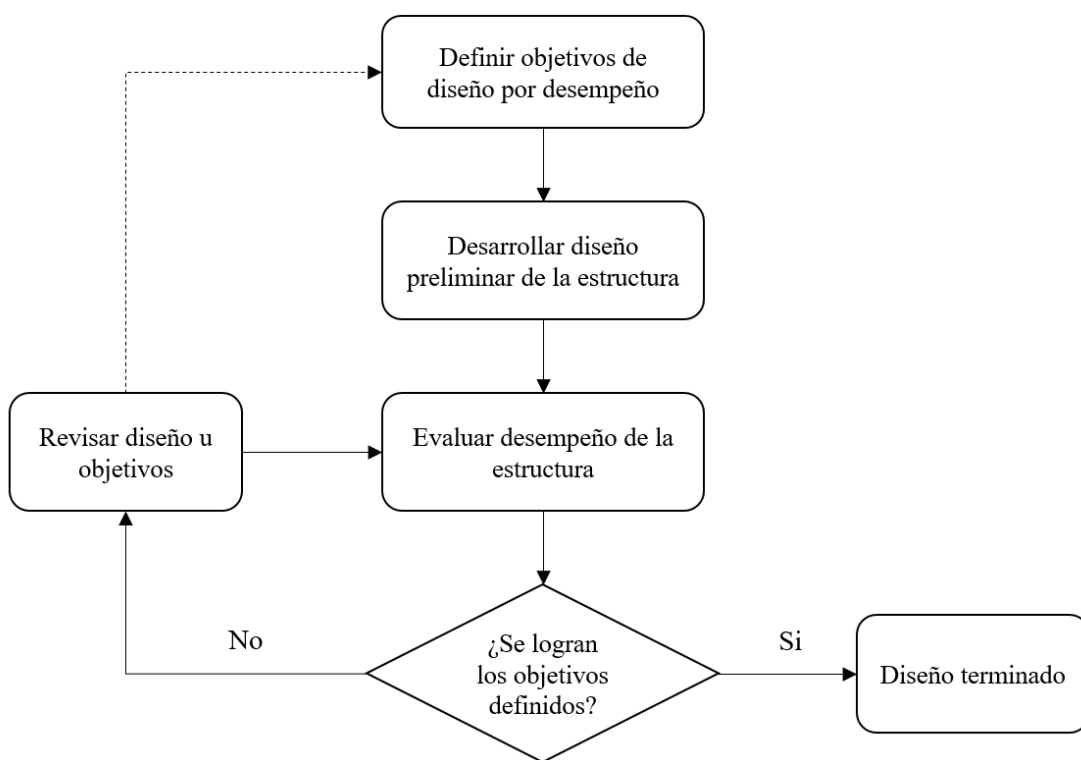


Figura 2-6 Procedimiento diseño por desempeño

**Objetivos diseño por desempeño:** El primer paso consiste en definir los objetivos de desempeño los cuales están en función del nivel de daño aceptable de los elementos estructurales y no estructurales de acuerdo a la amenaza sísmica considerada.

**Desarrollo preliminar de la estructura:** El diseño preliminar consiste en definir ciertos atributos a la estructura que tienen gran influencia del desempeño de la estructura, como:

- Configuración estructural, tipo de estructura, materiales, número de pisos, presencia de irregularidades, etc.
- Lugar y naturaleza del sitio.
- Presencia de tecnología de protección sísmica (por ejemplo, aisladores y disipadores).

**Evaluación del desempeño.** Una vez terminado el diseño preliminar de la estructura, esta se somete a una serie de simulaciones computacionales para evaluar su respuesta estructural.

**Revisión de diseño:** En caso de que la estructura cumpla con el desempeño esperado, el diseño queda terminado, en caso contrario será necesario revisar el diseño y comenzar un proceso iterativo hasta que los objetivos de desempeño sean alcanzados.

## 2.4 Propuesta de diseño por desempeño ACHISINA

En el año 2017, La Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica publicó una guía del diseño sísmico basado en el desempeño (ACHISINA, 2017), cuyo objetivo es obtener una ocupación inmediata para el sismo de diseño, aceptando que se deban realizar reparaciones a nivel estructural como no estructural, siempre y cuando esto no interrumpa la operación de funcionamiento. Además, también se exige que tenga una sobre resistencia para el sismo máximo considerado, el cual se define como la amplificación del sismo de diseño en un 30%.

Para lograr los objetivos anteriores, esta guía indica ciertos requisitos de resistencia, ductilidad y respuesta global de la estructura que se deben considerar al momento de diseñar.

### 2.4.1 Demanda sísmica

Como se menciona anteriormente, la demanda sísmica se evalúa para dos estados. El primero correspondiente al sismo de diseño (SD) y el segundo para el sismo máximo considerado (SMC). El sismo de diseño queda definido por un mínimo de tres pares de registros horizontales que deben ser consistente con el tipo de falla, magnitud, distancia de falla y tipo de suelo considerado.

Los registros seleccionados deben ser escalados de tal manera que el promedio de los espectros de desplazamiento combinados mediante suma de valores cuadrados en raíz (SRSS) sea superior a 1.17 veces al espectro de desplazamiento elástico del Decreto Supremo N61(MINVU, 2011) definido de la siguiente manera:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (1)$$

Para suelo tipo B (nuestro caso de estudio) el factor de amplificación de desplazamiento elástico queda definido de la siguiente manera:

$$C_d^* = \begin{cases} 1.0 & T_n < 0.23 \text{ s} \\ 0.95T_n + 0.55 & 0.47\text{s} < T_n \leq 2.02 \text{ s} \\ 0.065T_n^2 - 0.75T_n + 3.72 & 2.02\text{s} < T_n \leq 5.0 \text{ s} \end{cases} \quad (2)$$

El proceso detallado de escalamiento de los registros se muestra en el sección 6.4. Respecto al sismo máximo considerado (SMC) este queda definido como un 30% superior al sismo de diseño.

### 2.4.2 Combinaciones de carga

La estructura debe ser diseñada con la combinación de carga definida en la ecuación (3), donde los estados de carga gravitacionales (D y  $L_{exp}$ ) se deben considerar como un estado de carga inicial antes de aplicar la demanda sísmica(SD o SMC).

$$1.0D + 1.0L_{exp} + 1.0E \quad (3)$$

$L_{exp}$  corresponde al 25% de la carga viva no reducida y  $E$  corresponde a la demanda sísmica de diseño según se esté evaluando la respuesta estructural para el sismo de diseño (SD) o para el sismo máximo considerado (SMC).

### 2.4.3 Propiedades de los materiales

Para el análisis se utiliza las propiedades esperadas de los materiales en vez de las nominales. En la siguiente figura se muestra las resistencias esperadas propuestas por la guía de ACHISINA(2017).

| Material                                            |                                                       | Resistencia esperada               |
|-----------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|------------------------------------|
| Resistencia a la fluencia para                      |                                                       | Resistencia                        |
| Acero estructural                                   | Perfiles y barras estructurales laminadas en caliente |                                    |
|                                                     | ASTM A36/A36M                                         | $1,5F_y$                           |
|                                                     | ASTM A572/A572M Grado 42 (290)                        | $1,3F_y$                           |
|                                                     | ASTM A992/A992M                                       | $1,1F_y$                           |
|                                                     | Todos los demás grados                                | $1,1F_y$                           |
|                                                     | Secciones estructurales huecas                        |                                    |
|                                                     | ASTM A500, A501, A618 y A847                          | $1,3F_y$                           |
|                                                     | Tuberías de acero                                     |                                    |
|                                                     | ASTM A53/A53M                                         | $1,4F_y$                           |
|                                                     | Placas                                                | $1,1F_y$                           |
|                                                     | Todos los demás productos                             | $1,1F_y$                           |
| Resistencia a la fluencia para el acero de refuerzo |                                                       | $1,17$ veces el $f_y$ especificado |
| Resistencia máxima para el hormigón                 |                                                       | $1,3$ veces el $f'_c$ especificado |

Figura 2-7 Propiedades esperadas de los materiales. Fuente ACHISINA (2017).

Los materiales marcados en rojo son los utilizados para el diseño de este trabajo de título. Para las columnas se considera acero estructural ASTM A500 Gr.C, mientras que para las vigas ASTM A992. En cuanto al hormigón se considera calidad G30.

### 2.4.4 Criterio de aceptación de elementos estructurales.

Los elementos estructurales se clasifican en dos categorías: (i) los elementos controlados por fuerza y (ii) los elementos controlados por deformación. El presente trabajo contempla el diseño de una estructura de marcos resistente a momento de columnas compuestas tipo CFT. Para este caso las columnas son elementos diseñados para permanecer elásticos mientras que las vigas son elementos controlados por deformación, es decir, se diseñan para que puedan incurrir en el rango no lineal.

#### 2.4.4.1 Elementos Controlados por fuerza

- Sismo de diseño (SD)

Todos los elementos controlados por fuerzas deben cumplir con la siguiente relación:

$$\lambda F_u \leq \phi F_n \quad (4)$$

Donde:

$\lambda=1.5$  para elementos críticos

1.0 para elementos no críticos

$F_u$ = demanda de resistencia para el SD

$F_n$ =Resistencia de los elementos en función del código de diseño correspondiente utilizando los valores esperados de los materiales.

$\phi=1.0$

- Sismo máximo considerado (SMC)

Los elementos controlados por resistencia deben satisfacer la siguiente relación:

$$F_u \leq \phi F_n \quad (5)$$

$F_u$ = demanda de resistencia para el SMC

$F_n$ =Resistencia de los elementos en función del código de diseño correspondiente, utilizando los valores esperados de los materiales.

$\phi=1.0$

#### 2.4.4.2 Elementos Controlados por deformaciones

Los desplazamientos laterales de la estructura provocado por los movimientos sísmicos inducen deformaciones en los elementos estructurales que dependiendo del nivel de demanda puede provocar que éstos incurrieren en el rango no lineal. En el diseño de marcos especiales se espera que esto ocurra en las vigas de la estructura donde producto de las rotaciones excesivas, se generen las llamadas rotulas plásticas, cuya función consiste en la disipación de energía ante eventos sísmicos, sin comprometer la estabilidad local y global de la estructura. Una manera aproximada de determinar la rotación angular es considerar que ésta es igual al desplazamiento relativo entre piso normalizado con la altura del piso (Shapiro et al., 2000). En la siguiente figura se muestra la relación entre la deriva de piso y la rotación angular en las vigas.

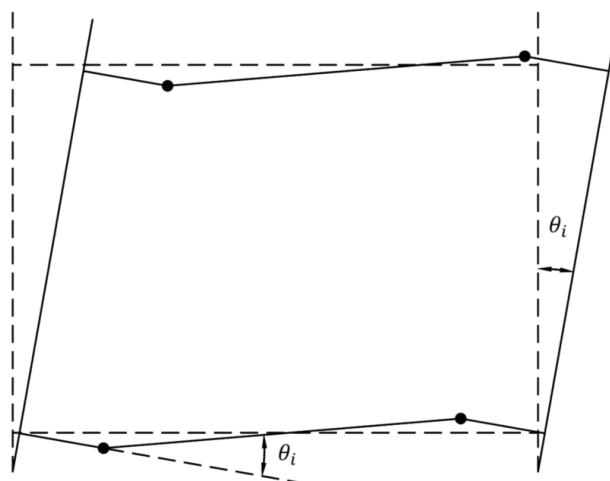


Figura 2-8 Cinemática de deformación de marcos especiales.

En la siguiente tabla se especifica la rotación límite permitida para los casos de diseño.

Tabla 2-1 Límites de deformación vigas de acero (guía ACHISINA)

| Demanda sísmica                | Rotación límite |
|--------------------------------|-----------------|
| Sismo de Diseño (SD)           | $\theta_y$      |
| Sismo máximo considerado (SMC) | $6\theta_y$     |

La rotación de fluencia de las vigas se obtiene de acuerdo a la siguiente expresión (Shapiro et al., 2000):

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}L}{6EI} [rad] \quad (6)$$

Siendo:

Z: Modulo plástico de la sección en torno al eje de flexión.

$F_{ye}$ : Esfuerzo de fluencia esperado del material.

L: Longitud del elemento.

E: Modulo de elasticidad del material, acero  $E=200000$  MPa.

I: Momento de inercia en el plano de flexión.

#### 2.4.4.3 Criterio de aceptación global

- Sismo de Diseño

En relación al criterio de aceptación global estos se definen en función del tipo de elementos no estructurales. Para elementos no estructurales frágiles la deriva máxima permitida es de 0.5%, mientras que para elementos no estructurales dúctiles este límite sube a 0.7%.

Tabla 2-2 Criterio de aceptación global, máxima deriva de piso.

| Tipo de Elemento          | Deriva máxima |
|---------------------------|---------------|
| No estructurales frágiles | 0.5%          |
| No estructurales dúctiles | 0.7%          |

- Sismo Máximo Considerado (SMC)

No se especifican límites de aceptación global para este caso.

### 3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA A ESTUDIAR

#### 3.1 Tipología

El estudio consiste en el diseño de una estructura de 13 pisos compuesta por marcos resistente a momento con columnas cuadradas de sección compuesta (CFT) y vigas tipo W de acero con un espaciamiento típico entre ejes de 6[m] y con una altura entre piso de 3.5[m] como se muestra en la siguiente figura.

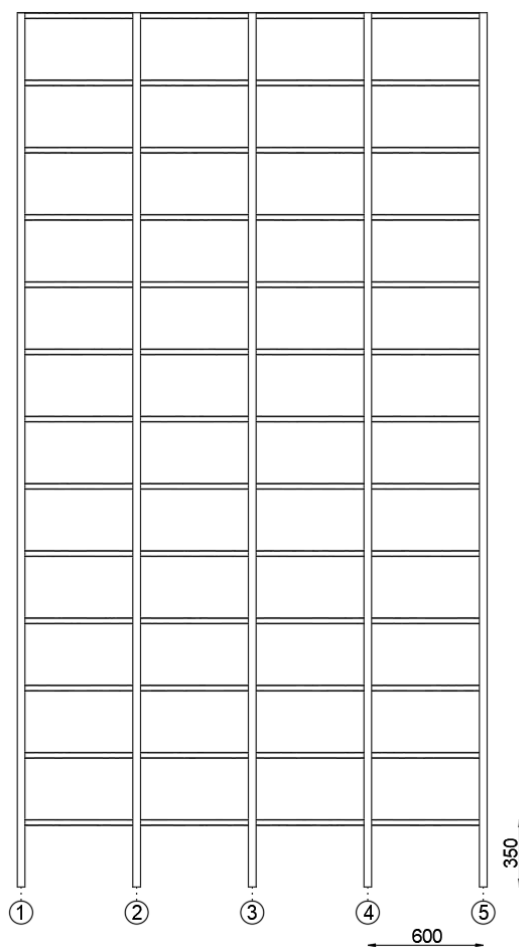


Figura 3-1 Esquemas de prototipos de edificio, unidades en centímetros.

Por otro lado, la estructura presenta una planta cuadrada de 24 [m] de longitud en cada dirección como se muestra a continuación.

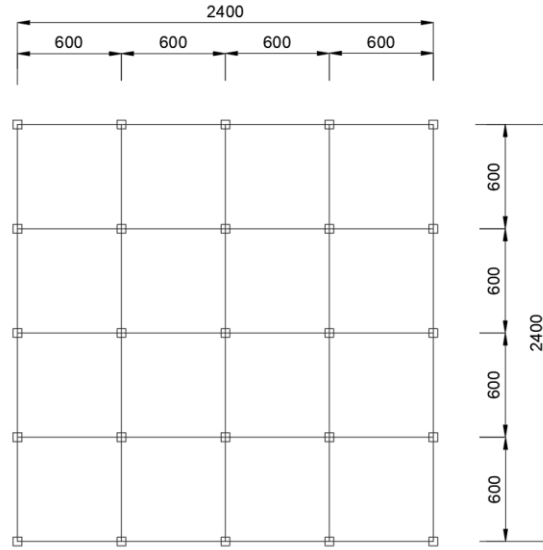


Figura 3-2 Planta estructura de estudio

## 3.2 Materiales

En cuanto a la materialidad de los elementos estructurales para columna CFT se considera A500GrC con un límite de fluencia de 344[MPa] y para las vigas se utiliza perfiles “W” con materialidad ASTM992Gr50 con un límite de fluencia de 344[MPa]. Para el hormigón de relleno se utiliza la calidad G30 con una resistencia a la compresión cilíndrica de 30MPa.

## 3.3 Cargas gravitacionales

### 3.3.1 Cargas permanentes

Se entenderá como cargas permanentes a todas las cargas que provengan de elementos estructurales y no estructurales que no sufran modificación en el tiempo como son las vigas de acero, las columnas de sección compuesta, las losas, tabiquería etc.

Por concepto de losa y tabiquería se considera una carga de diseño de 3.5 kPa. En cuanto al peso los elementos estructurales (columnas y vigas) esta se aplica directamente sobre los propios elementos como una carga lineal considerado para el acero una densidad de 7850 kg/m<sup>3</sup> mientras que para el hormigón 2.5 ton/m<sup>3</sup>.

### 3.3.2 Sobrecarga de uso

Siguiendo las recomendaciones de la norma NCh1537of2009 y considerando una categoría de edificio tipo oficina se utiliza una carga de uso igual 2.5[kPa]. En cuanto al diseño del techo se considera una sobrecarga por mantención de 1[kPa].

A continuación, se muestran todas las cargas gravitacionales de diseño consideradas.

Tabla 3-1 Carga gravitacional de diseño.

| Carga gravitacional       | q(kPa) |
|---------------------------|--------|
| Carga Muerta D            | 3.5    |
| Sobrecarga de uso L       | 2.5    |
| Sobrecarga de techo $L_r$ | 1.0    |

### 3.4 Reglas constitutivas de los materiales

La precisión de los resultados en la modelación de los elementos compuestos depende en gran medida de la capacidad de las relaciones constitutivas para proporcionar estimaciones realistas del comportamiento de los materiales utilizados y al usar secciones tipo fibra, la respuesta de un elemento se rige por la agregación de la respuesta de las fibras individuales y las relaciones constitutivas uniaxiales asociadas con ellas.

#### 3.4.1 Hormigón

A lo largo del tiempo muchos investigadores han estudiado la relación esfuerzo-deformación del hormigón y han propuesto varios modelos constitutivos de este material. Actualmente existen varias propuestas de curvas de esfuerzo-deformación para el hormigón como por ejemplo Kent & Park (1971), Kent, Scott & Park (1982), Popovics (1973), Tsai (1988), Sheikh & Uzumeri (1980), Hoshimuka et al. (1997), Akiyama et al. (2010). Cada uno de estos modelos intenta emular el comportamiento del hormigón sometido a esfuerzos de compresión/tracción de la manera más fiel posible.

La mayoría de los modelos propuestos presentan una forma de curva esfuerzo-deformación similar (respuesta monocíclica), compartiendo ciertas propiedades como: (i) la pendiente inicial de la curva corresponde al módulo de elasticidad de hormigón, (ii) todas las curvas presentan un punto de compresión máxima de hormigón con su correspondiente deformación; y (iii) por último presentan una curva ascendente y descendente como punto de inflexión la compresión máxima del hormigón. Estas propiedades se ilustran en la Figura 3-3.

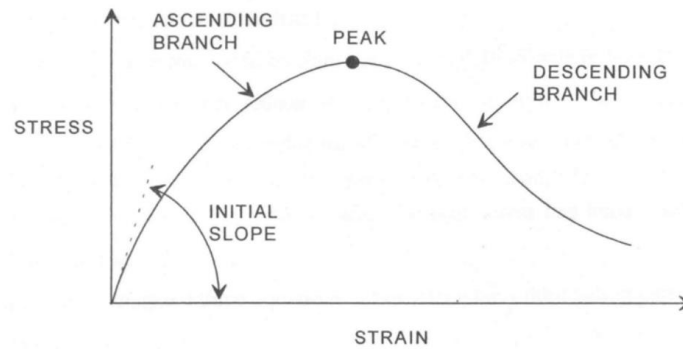


Figura 3-3 Características generales de la curva del hormigón. Fuente: (Waugh, 2009)

Para el desarrollo de esta investigación se utiliza la relación cíclica propuesta por Kent & Park (1971), la cual presenta la siguiente curva esfuerzo deformación.

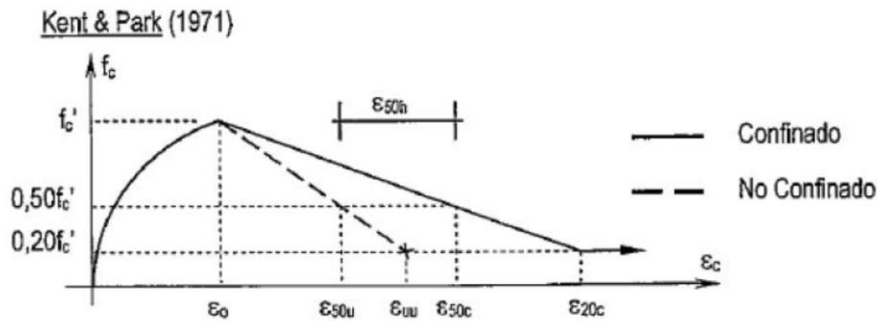


Figura 3-4 Leyes constitutivas para el hormigón. Kent & Park (1971). Fuente: Clases teóricas Hormigón Armado I. Gilberto Leiva.

Respecto al efecto de confinamiento, experimentos han demostrado que en columnas CFT circulares este efecto ocurre a tiempo para generar un aumento en la resistencia, lo que se traduce en un aumento de la capacidad en compresión (He, Lin, & Jiang, 2019). Sin embargo, el confinamiento es mucho más efectivo para columnas CFT circulares que para las columnas CFT cuadradas. Dado esto, no se considera un mejoramiento de las propiedades del hormigón por concepto de confinamiento (Baig, Fan, & Nie, 2006).

### 3.4.2 Acero estructural

Para el desarrollo de este trabajo de título se opta por la relación constitutiva propuestas por Menegotto & Pinto (1973). Este modelo consiste en representar la respuesta de compresión y tracción del acero mediante una serie de reglas de fluencia y endurecimiento relacionado con la deformación de los elementos como se muestra en la siguiente figura.

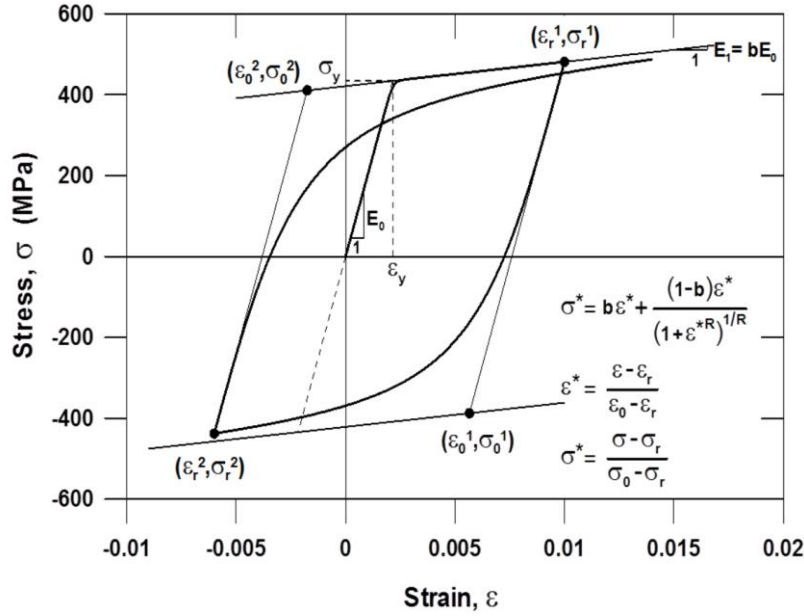


Figura 3-5 Modelo constitutivo para el acero (Menegotto & Pinto 1973)

Fuente: <https://opensees.berkeley.edu/>

Este modelo se encuentra implementado en el programa OpenSees en el comando Steel02, siguiendo las siguientes reglas:

$$\sigma^* = b \cdot \varepsilon^* + \frac{(1-b) \cdot \varepsilon^*}{(1 + \varepsilon^{*R})^{\frac{1}{R}}} \quad (3-1)$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \xi}{a_2 + \xi} \quad (3-2)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (3-3)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (3-4)$$

Donde:

$\sigma_0$  = Tensión en la intersección de las asíntotas.

$\varepsilon_0$  = Deformación en la interacción de las asíntotas.

$\sigma_r$  = Tensión en el último punto de reserva.

$\varepsilon_r$  = Deformación en el último punto de reserva.

$b = \frac{E_1}{E_0}$  = Razón de endurecimiento.

$R$  = Parámetro de forma de la transición durante la fluencia.

En la Figura 3-5, la ecuación (3-1) representa la transición de la curva entre las asíntotas a y b con pendientes  $E_0$  y  $E_1$  respectivamente. Para la modelación de este material se consideran los parámetros por defecto de OpenSees  $a_1 = 0$  y  $a_2 = 1$ , mientras que para el valor de  $R_0$  se recomienda usar un valor entre 10 y 20. Para el desarrollo de este trabajo se considera  $R_0$  igual a 15. Las pendientes de las asíntotas corresponden a los módulos de elasticidad pre y post fluencia considerando los siguientes valores,  $E_0 = 200.000 \text{ MPa}$  y  $E_1 = 0.00896E_0$ .bo (Borquéz & Schnaidt, 2017)

## 3.5 Modelación problema a estudiar

### 3.5.1 Modelo no lineal de columnas y vigas.

Como se mencionó con anterioridad, para el desarrollo de esta investigación se utiliza el programa de elementos finitos OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2007), el cual tiene una serie de herramientas que permiten modelar distintos tipos de elementos estructurales, como vigas, columnas, placas, etc. Para la modelación de elementos viga-columnas no-lineales se cuenta con dos tipos: (i) los elementos basados en desplazamiento, y (ii) los elementos basados en fuerza. Este último es el utilizado para esta investigación. Este tipo de elementos se separan entre elementos de plasticidad concentrada y elementos de plasticidad distribuida.

Los elementos de plasticidad concentrada consisten en ubicar las propiedades no-lineales del elemento en los extremos de éste asumiendo un comportamiento elástico en el resto del elemento. Por otro lado, la plasticidad distribuida permite la incursión en el rango no-lineal del material en todo el elemento, controlando la inelasticidad en puntos de integración específicos a lo largo del elemento. A diferencia de la plasticidad concentrada, la plasticidad distribuida tiene resultados más precisos, pero a la vez tiene un coste computacional mayor, debido a que la no-linealidad se rastrea en múltiples puntos a lo largo del elemento siendo esto una representación más realista en lugar de solo considerar la plasticidad en los extremos del elemento. En vista de las ventajas mencionadas de los elementos de plasticidad distribuida, estos serán utilizados para la modelación de los elementos estructurales.

En relación a la sección seleccionada, se utilizan las secciones tipo fibra la cual consiste en discretizar la sección en subelementos llamados fibras. Cada una de estas fibras representa una porción de la sección del elemento a la cual se define una relación constitutiva uniaxial que represente de mejor manera la materialidad de dicha sección. Una de las ventajas de modelar elementos estructurales de esta forma es que los elementos tipo fibra permiten la creación de modelos con plasticidad distribuida permitiendo la incursión en el rango plástico en toda la longitud. A continuación, se detallan algunas características de estos elementos:

- Las secciones planas permanecen planas.
- Es posible monitorear la respuesta esfuerzo deformación de cada fibra.
- El modelo considera la interacción fuerza axial momento.

- Se puede generar secciones de diferentes formas.
- Se pueden definir fibras de distintos materiales en una misma sección.
- Tiene un costo computacional alto.

Para la definición de las secciones, éstas se dividen en un total de 20 fibras en la dirección de análisis. En las siguientes figuras se muestra la cantidad de fibras utilizadas para la creación de las secciones columnas y vigas, mostrando a escala los elementos de mayor tamaño utilizados en este trabajo.

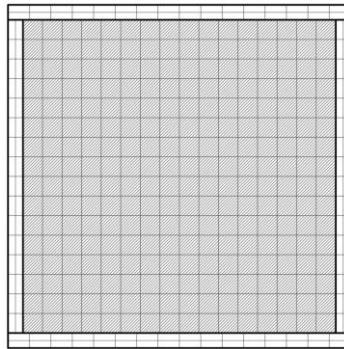


Figura 3-6 Discretización a escala de elemento tipo fibra sección CFT20x7/8.

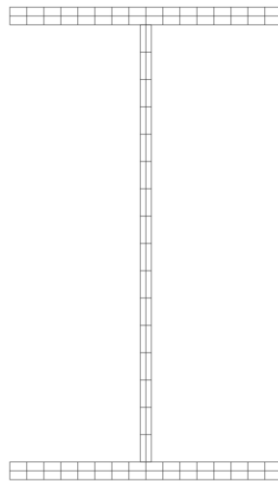


Figura 3-7 Discretización a escala de elemento tipo fibra sección W21x101.

### 3.5.2 Criterios de modelación general

En cuanto a los criterios de modelación utilizados se consideran los siguientes:

- Empotramiento perfecto en la base de la estructura lo que implica restricción de movimiento y de giro en la base de las columnas.
- No se considera interacción suelo-estructura.
- Además de lo anterior para efectos de este trabajo se consideran cuatro puntos de integración tanto para las vigas como para las columnas.

### 3.5.3 Amortiguamiento

Para la modelación se considera un amortiguamiento viscoso de tipo Rayleigh, el cual formula la matriz de amortiguamiento en base a una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (7)$$

Los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  se definen en función de los primeros dos modos fundamentales de la estructura de la siguiente manera:

$$\alpha = 2d \frac{w_1 w_2}{w_1 + w_2} \quad (8)$$

$$\beta = \frac{2d}{w_1 + w_2} \quad (9)$$

#### 3.5.4 Método de integración

Para la solución de la ecuación de movimiento se utiliza el método de Newmark el cual está en función de los parámetros  $\gamma$  y  $\beta$ . Estos parámetros definen la variación de la aceleración durante el paso de tiempo y determina las características de estabilidad y precisión del método. Típicamente, se considera un valor de  $\gamma = \frac{1}{2}$  y  $\frac{1}{2} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ . Estos valores cumplen los requerimientos de estabilidad y precisión para la solución de la ecuación de movimiento (Chopra, 2011). El software OpenSees contiene el comando “Newmark” al cual se le asignan los parámetros  $\gamma$  y  $\beta$ , para efectos de este estudio se consideran valores de  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{1}{4}$  respectivamente.

#### 3.5.5 Efecto PDelta.

Para considerar el efecto PDelta en la estructura se ocupa el comando “PDelta” del programa OpenSees el cual incluye los efectos de segundo orden P- $\Delta$ . Estos conceptos son explicados en mayor detalle en el capítulo 5.

## 4 DISEÑO MARCO CON COLUMNAS DE SECCIÓN COMPUESTA

### 4.1 Diseño de columnas compuestas

Actualmente existen distintos códigos con recomendaciones para el diseño de columnas de sección compuestas como por ejemplo el AISC360, ACI318 y Eurocódigo 4. Sin embargo, para este caso de estudio se seguirán las recomendaciones AISC 360-16 que es ampliamente utilizada y reconocida en Chile para el diseño de estructuras de acero.

Como todo código de diseño estructural, el AISC360 especifica ciertas recomendaciones y requerimientos para el diseño de estos elementos. A continuación, se resumen e indican las recomendaciones que se utilizan en este trabajo.

#### 4.1.1 Limitaciones de los materiales

En cuanto a los materiales (hormigón y acero) que conforman los elementos de sección compuestas, estos deben respetar los siguientes rangos de resistencia.

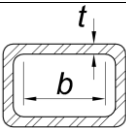
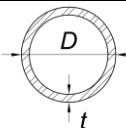
- 1) La resistencia mínima que debe presentar el concreto de peso normal es de 21 MPa y no debe exceder los 69 MPa, por otro lado, para el caso del concreto liviano la resistencia debe estar en el rango de 21MPa y 41MPa.
- 2) El esfuerzo de fluencia del acero estructural no debe superar los 525MPa.
- 3) En relación al acero de refuerzo, el esfuerzo de fluencia no debe superar los 550MPa. Este límite fue actualizado con respecto a la versión anterior del AISC360-10 que fijaba un valor máximo de 525MPa.

Además de lo anterior, los miembros compuestos rellenos deben presentar un área de acero mínimo de 1% con respecto al área total de la sección compuesta.

#### 4.1.2 Clasificación de secciones compuestas rellenas

Al igual que las columnas de acero tradicionales, la resistencia de columnas compuesta dependerá de la razón de esbeltez de la sección. Para el caso de elementos que trabajen a compresión estos se clasifican como perfiles compacto, no compacto y esbelto según los límites establecidos en la Tabla 4-1. Para el caso en que la razón ancho-espesor ( $b/t$ ) del elemento es menor  $\lambda_p$ , este clasifica como compacto. Si la razón supera el límite  $\lambda_p$ , pero es menor a  $\lambda_r$ , el elemento clasifica como no-compacto, y por último en caso de que la razón de esbeltez supere el límite  $\lambda_r$ , el elemento clasifica como esbelto.

Tabla 4-1 Razón Ancho-Espesor límite para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a compresión axial. *Fuente:*(AISC, 2016b)

| Descripción del elemento                                          | Ejemplo                                                                             | Razón Ancho-espesor | $\lambda_p$<br>Compacto/<br>No compacto | $\lambda_r$ No compacto /Esbelto | Máximo Permitido            |
|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|-----------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|
| Paredes de sección tubulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme |   | $b/t$               | $2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$             | $3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$      | $5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |
| Secciones circulares                                              |  | $D/t$               | $\frac{0.15E}{F_y}$                     | $\frac{0.19E}{F_y}$              | $\frac{0.31E}{F_y}$         |

Para el caso de la flexión, el elemento también se clasifica en compacto, no-compacto y esbelto de acuerdo a los límites de la Tabla 4-2. El procedimiento para determinar la clasificación del elemento es el mismo que para el caso de compresión, pero respetando los límites de la Tabla 4-2.

Tabla 4-2 Razón Ancho-Espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a flexión. *Fuente:* (AISC, 2016b)

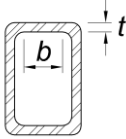
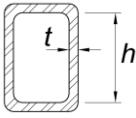
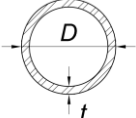
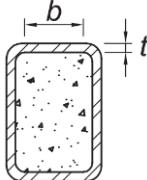
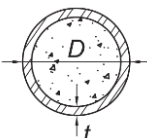
| Descripción del elemento                                             | Ejemplo                                                                           | Razón Ancho-espesor | $\lambda_p$<br>Compacto/<br>No compacto | $\lambda_r$ No compacto /Esbelto | Máximo Permitido            |
|----------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|---------------------|-----------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|
| “Ala” de sección tubulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme      |  | b/t                 | $2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$             | $3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$      | $5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |
| “Alma” de perfiles rectangulares y sección cajón de espesor uniforme |  | h/t                 | $3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$             | $5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$      | $5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |
| Secciones circulares                                                 |  | D/t                 | $\frac{0.09E}{F_y}$                     | $\frac{0.31E}{F_y}$              | $\frac{0.31E}{F_y}$         |

Tabla 4-3 Razón Ancho-Espesor límite para elementos de acero comprimidos en miembros compuestos sujetos a compresión axial. *Fuente:* (AISC, 2016a)

| Descripción del elemento                      | Ejemplo                                                                             | Razón Ancho-espesor | $\lambda_{hd}$<br>Altamente dúctil | $\lambda_{md}$<br>modernamente dúctil |
|-----------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|------------------------------------|---------------------------------------|
| Paredes de elementos compuestos rectangulares |  | b/t                 | $1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$    | $2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$       |
| Paredes de elementos compuestos circulares    |  | D/t                 | $\frac{0.085E}{R_y F_y}$           | $\frac{0.17E}{R_y F_y}$               |

Según sea el tipo de columna de sección compuesta (es decir, embebida o rellena), la norma AISC360-16 indica ciertas recomendaciones de diseño. Dado que nuestro caso de estudio corresponde a

columnas rellenas de hormigón, a continuación se detalla ecuaciones y recomendaciones que rigen el diseño de estos elementos.

#### 4.1.3 Resistencia a la compresión

Para obtener la resistencia a la compresión de diseño de la sección compuesta, primero se determina la resistencia nominal a la compresión que depende de su clasificación de esbeltez local de acuerdo a las siguientes formulas.

##### 1) Para secciones compactas

$$P_{no} = P_p \quad (10)$$

Donde:

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (11)$$

Siendo:

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero, MPa.

$A_s$ : Área de la sección de acero, mm<sup>2</sup>.

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del hormigón, MPa

$A_c$ : Área de hormigón, mm<sup>2</sup>.

$A_{sr}$ : Área de barras de refuerzo, mm<sup>2</sup>.

$E_s$ : Módulo de elasticidad del acero, MPa.

$E_c$ : Módulo de elasticidad del hormigón, MPa.

$C_2$ : igual a 0.85 para secciones rectangulares y 0.95 para secciones circulares.

##### 2) Para secciones no compactas

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (12)$$

Donde  $\lambda$ ,  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  son los límites de esbeltez de la sección de acuerdo a la Tabla 4-1,  $P_p$  se determina de acuerdo a la ecuación (12) y  $P_y$  se define de la siguiente manera:

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (13)$$

3) Para secciones esbeltas:

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (14)$$

Donde  $F_{cr}$  se define de la siguiente manera para secciones rectangulares:

$$F_{cr} = \frac{9 E_s}{\left( \frac{b}{t} \right)^2} \quad (15)$$

En la Figura 4-1 se muestra la variación de la resistencia nominal de compresión del elemento de sección compuesta en función de su razón de esbeltez. Como es de esperar, un elemento compacto con una razón de esbeltez menor a  $\lambda_p$  logrará una plastificación completa de la sección, alcanzando de esta manera su máxima capacidad a la compresión. Dicha resistencia irá disminuyendo a medida que aumenta su razón de esbeltez.

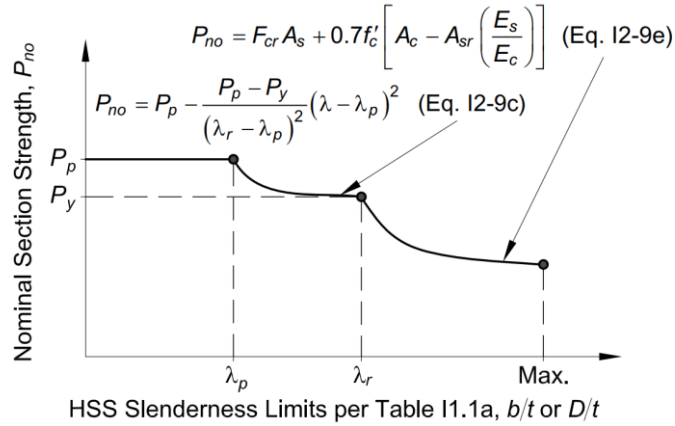


Figura 4-1 Resistencia a la compresión nominal versus esbeltez local. Fuente: (AISC, 2016b)

Una vez definida la resistencia nominal, se determina la resistencia de compresión de diseño  $\phi_c P_n$  (o la resistencia a la compresión permisible  $P_n / \Omega_c$ ), en función del estado límite de pandeo por flexión basado en la esbeltez global del elemento de la siguiente manera:

$$\phi_c = 0.75(LRFD) \quad \Omega_c = 2.00(ASD)$$

1) Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$ :

$$P_n = P_{no} \left( 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (16)$$

2) Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$ :

$$P_n = 0.877 P_e \quad (17)$$

La carga crítica de pandeo queda definida de la siguiente manera:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} \quad (18)$$

La rigidez efectiva de la sección se define de la siguiente manera:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (19)$$

El coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva se calcula de la siguiente formula

$$C_3 = 0.45 + 3 \left( \frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.9 \quad (20)$$

#### 4.1.4 Resistencia a la tracción

Para la resistencia a la tracción se considera solo la contribución del acero ignorando la contribución del hormigón, dado esto la resistencia a la tracción del elemento es la siguiente.

$$P_n = A_s F_y + A_{sr} F_{ysr} \quad (21)$$

El factor de resistencia y seguridad para el diseño son los siguientes:

$$\phi_t = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

#### 4.1.5 Resistencia a la flexión

De la misma manera que para los elementos a compresión, la resistencia a flexión nominal de los perfiles de acero relleno de hormigón depende de su clasificación de esbeltez, de acuerdo a las siguientes formulas.

$$\phi_b = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

##### 4.1.5.1 Secciones compactas

Para el caso de los elementos que presenten una razón de esbeltez menor a  $\lambda_p$  desarrollan la plasticidad completa del elemento. Es decir:

$$M_n = M_p \quad (22)$$

El procedimiento para obtener el momento plástico, consiste en realizar un equilibrio de fuerza entre la parte comprimida (acero-hormigón) y la porción de acero en tracción. Luego, se multiplican dichas fuerzas por sus respectivas distancias en torno al eje plástico. En la Figura 4-2 se muestra un esquema identificando las fuerzas de equilibrio y en la Tabla 4-4 se muestra el resultado una vez realizado el equilibrio de fuerza.

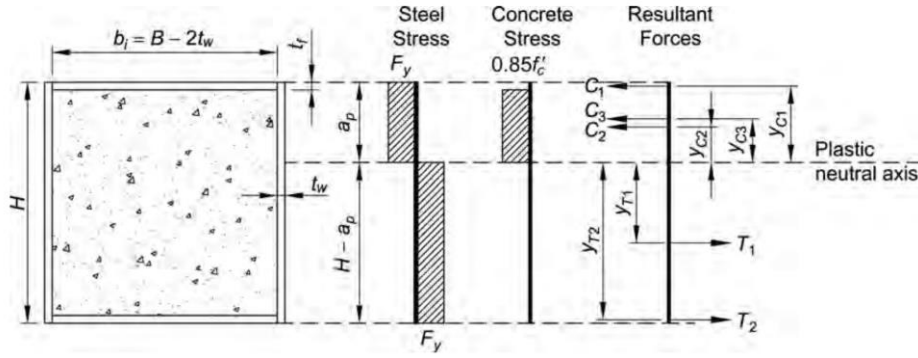


Figura 4-2 Distribución de fuerza y esfuerzo del momento plástico  $M_p$ . Fuente : (AISC, 2019)

Tabla 4-4 Ecuaciones de momento plástico. Fuente: (AISC, 2019)

| Componente                                                                                                                                | Fuerza                            | Brazo de momento                   |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| Compresión en el ala                                                                                                                      | $C_1 = b_i t_f F_y$               | $y_{c1} = a_p - \frac{t_f}{2}$     |
| Compresión en el hormigón                                                                                                                 | $C_2 = 0.85 f'_c (a_p - t_f) b_i$ | $y_{c2} = \frac{a_p - t_f}{2}$     |
| Compresión en alma                                                                                                                        | $C_3 = a_p 2 t_w F_y$             | $y_{c3} = \frac{a_p}{2}$           |
| Tensión en el alma                                                                                                                        | $T_1 = (H - a_p) 2 t_w F_y$       | $y_{T1} = \frac{H - a_p}{2}$       |
| Tensión en el ala                                                                                                                         | $T_2 = b_i t_f F_y$               | $y_{T2} = H - a_p - \frac{t_f}{2}$ |
| Donde:<br>$a_p = \frac{2 F_y H t_w + 0.85 f'_c b_i t_f}{4 t_w F_y + 0.85 f'_c b_i}$ $M_p = \sum (\text{Fuerza})(\text{brazo de momento})$ |                                   |                                    |

#### 4.1.5.2 Para secciones no-compactas

Para determinar el momento nominal resistente para las secciones no-compactas se realiza una interpolación lineal entre el momento plástico  $M_p$  y el momento de fluencia  $M_y$  de acuerdo a la siguiente formula.

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (23)$$

Se utiliza los límites de esbeltez  $\lambda$ ,  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  definidos en la Tabla 4-2.

El momento de fluencia se determina utilizando el mismo procedimiento que para el momento plástico, es decir, se realizar un equilibrio de fuerza y luego se obtienen el momento resistente, pero para este caso el equilibrio de fuerza se realiza considerando que la fibra de acero en compresión más extrema alcanza la fluencia. En la Figura 4-3 se muestra de manera gráfica el procedimiento para obtener el momento de fluencia.

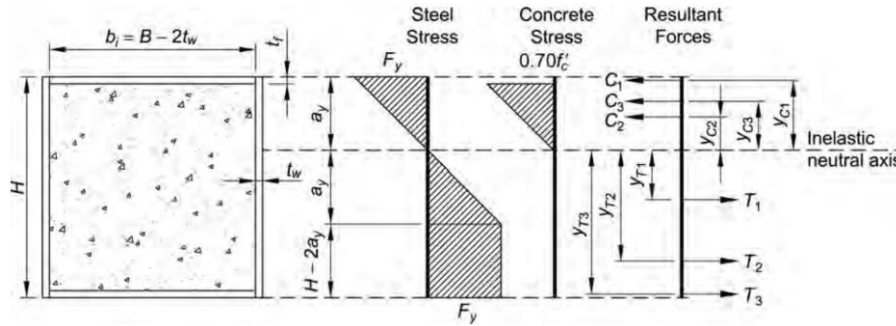


Figura 4-3 Distribución de fuerza y esfuerzo del momento de fluencia  $M_y$ .

Fuente: (AISC, 2019)

Tabla 4-5 Ecuaciones de momento de fluencia. Fuente: (AISC, 2019)

| Componente                                                                                                                        | Fuerza                                                  | Brazo de momento                                    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| Compresión en el ala                                                                                                              | $C_1 = b_i t_f F_y$                                     | $y_{c1} = a_y - \frac{t_f}{2}$                      |
| Compresión en el hormigón                                                                                                         | $C_2 = 0.35 f'_c (a_y - t_f) b_i$                       | $y_{c2} = \frac{2(a_y - t_f)}{3}$                   |
| Compresión en alma                                                                                                                | $C_3 = a_y 2t_w 0.5 F_y$                                | $y_{c3} = \frac{2a_y}{3}$                           |
| Tensión en el alma                                                                                                                | $T_1 = a_y 2t_w 0.5 F_y$<br>$T_1 = (H - 2a_y) 2t_w F_y$ | $y_{T1} = \frac{2a_y}{3}$<br>$y_{T2} = \frac{H}{2}$ |
| Tensión en el ala                                                                                                                 | $T_2 = b_i t_f F_y$                                     | $y_{T3} = H - a_y - \frac{t_f}{2}$                  |
| Donde:<br>$a_y = \frac{2F_y H t_w + 0.35 f'_c b_i t_f}{4t_w F_y + 0.35 f'_c b_i}$ $M_y = \sum (Fuerza)(brazo \text{ de momento})$ |                                                         |                                                     |

#### 4.1.5.3 Para secciones esbeltas.

El momento nominal  $M_n$ , se calcula considerando el primer momento de fluencia  $M_{cr}$ . La distribución de esfuerzo de compresión del hormigón se define de manera linear-elástica con un esfuerzo de compresión máximo de  $0.70f'_c$ . Por otro lado el esfuerzo de compresión del acero queda limitado por el esfuerzo de compresión local  $F_{cr}$  según la ecuación (15). En la Figura 4-4 se muestra el esquema de distribución de esfuerzo y fuerza de la sección para determinar el primer momento de fluencia  $M_{cr}$ .

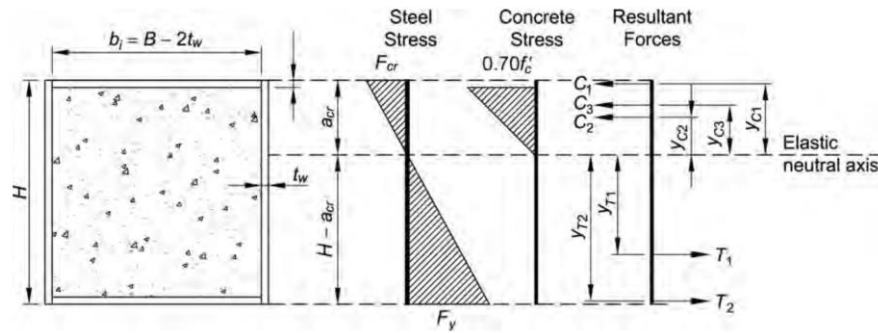


Figura 4-4 Sección esbelta, esfuerzo en el miembro para determinar  $M_{cr}$ .

Fuente: (AISC, 2019)

Tabla 4-6 Ecuaciones de momento primer momento de fluencia. Fuente: (AISC, 2019)

| Componente                                                                                         | Fuerza                            | Brazo de momento                      |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|
| Compresión en el ala acero                                                                         | $C_1 = b_i t_f F_{cr}$            | $y_{c1} = a_{cr} - \frac{t_f}{2}$     |
| Compresión en el hormigón                                                                          | $C_2 = 0.35f'_c(a_{cr} - t_f)b_i$ | $y_{c2} = \frac{2(a_{cr} - t_f)}{3}$  |
| Compresión en alma acero                                                                           | $C_3 = a_{cr} 2t_w 0.5F_{cr}$     | $y_{c3} = \frac{2a_{cr}}{3}$          |
| Tensión en el alma de acero                                                                        | $T_1 = (H - a_{cr}) 2t_w 0.5F_y$  | $y_{T1} = \frac{2(H - a_{cr})}{3}$    |
| Tensión en el ala de acero                                                                         | $T_2 = b_i t_f F_y$               | $y_{T2} = H - a_{cr} - \frac{t_f}{2}$ |
| Donde:                                                                                             |                                   |                                       |
| $a_{cr} = \frac{F_y H t_w + (0.35f'_c + F_y - F_{cr}) b_i t_f}{t_w (F_{cr} + F_y) + 0.35f'_c b_i}$ |                                   |                                       |
| $M_p = \sum (Fuerza)(brazo \text{ de momento})$                                                    |                                   |                                       |

En la Figura 4-5 se muestra la variación del momento nominal  $M_n$  de la sección compuesta en función de su esbeltez.

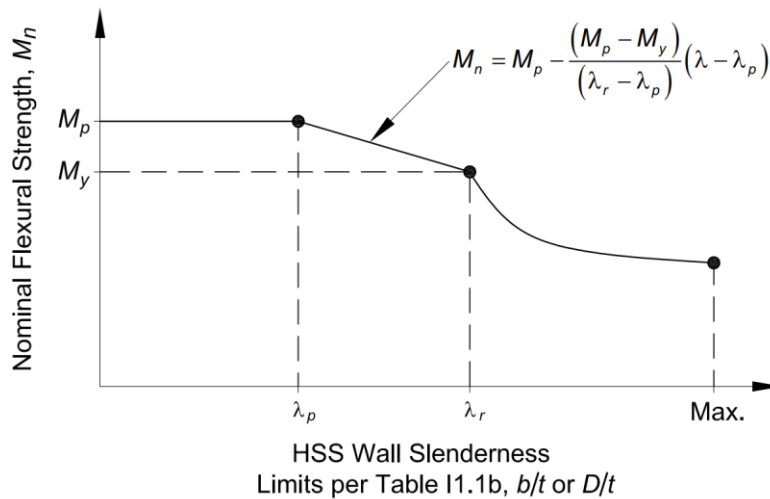


Figura 4-5 Resistencia a la flexión de una viga rellena versus razón de esbeltez local.

Fuente: (AISC, 2016b).

#### 4.1.6 Curva de Interacción flexión-carga axial para elementos de sección compuesta

Para determinar la resistencia nominal de los elementos de sección compuesta sujeto a combinación de carga axial y de momento, el código AISC360-16 dispone de tres métodos: (i) método de distribución de tensiones plásticas utilizado para elementos de sección compacta; (ii) el segundo es el método de compatibilidad de deformaciones utilizado también para elementos de sección compacta; y (iii) método de esfuerzo-deformación efectiva. Este último método fue agregado en la edición 2016 del código AISC360, el cual provee una guía para calcular la resistencia de los elementos compuestos con secciones no-compactas o esbeltas

En relación a los elementos de sección compacta se utiliza el método de distribución de tensiones plásticas dado que este provee una formulación simple y conveniente para la gran mayoría de las situaciones. Este método asume que la sección desarrolla una plastificación completa formando un mecanismo. En la Figura 4-6 se compara la respuesta “real” de una sección compuesta versus el método de distribución de tensiones plásticas.

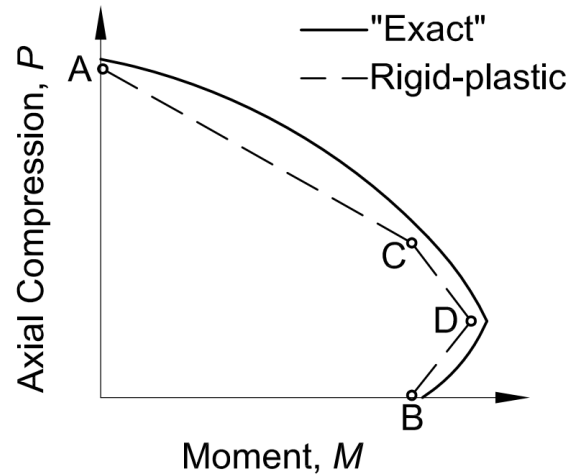


Figura 4-6 Diagrama de interacción: Comparación entre la respuesta real versus el método de tensiones plásticas. Fuente: (AISC, 2016b)

#### 4.1.6.1 Método 1: Ecuaciones de interacción de acuerdo a la sección H1 de la norma AISC360-16.

Este enfoque aplica a elementos de simetría doble. Este método se basa en el uso de las ecuaciones de interacción de la Sección H1 del AISC360-16 entregando como resultado una evaluación conservadora de la resistencia de los elementos compuestos como se observa en la Figura 4-7. Estas fórmulas también son aplicables para las combinaciones tracción axial-flexión. Por otro lado, generalmente estas ecuaciones son más conservadoras para elementos con una alta resistencia a la compresión del hormigón en comparación con elementos con un hormigón de menor resistencia a la compresión. A continuación se detallan las ecuaciones de interacción de este método.

1) Cuando  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (24)$$

2) Cuando  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (25)$$

Donde:

$P_r$ : Carga axial requerida

$P_c$ : Carga axial de diseño,  $\phi_c P_n$

$M_{rx}$ : Momento requerido entorno al eje x.

$M_{ry}$ : Momento requerido entorno al eje y.

$M_{cx}$ : Momento de diseño entorno al eje x,  $\phi_b M_{nx}$

$M_{cy}$ : Momento de diseño entorno al eje y,  $\phi_b M_{ny}$

Las ventajas de este método es su fácil uso, además que con solo dos puntos es posible generar la curva de interacción. El punto A corresponde a la resistencia a la tracción pura del elemento calculado de acuerdo a la ecuación (21), el punto B corresponde a la resistencia a la flexión según el capítulo 4.1.5. En la Figura 4-7 se muestra el diagrama de interacción utilizando el método 1.

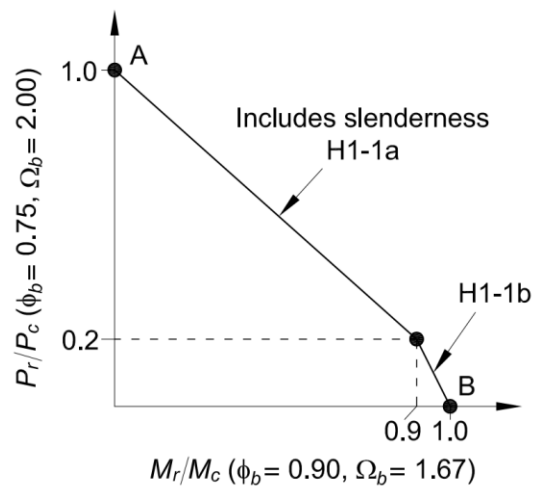


Figura 4-7 Diagrama de interacción diseño por Método 1.

#### 4.1.6.2 Método 2: Curva de interacción de acuerdo al método de distribución de tensiones plásticas.

Al igual que el caso anterior este método se aplica a elementos con simetría doble y de sección compacta. Para determinar la curva de interacción flexión carga axial se utiliza el método de distribución de tensiones plásticas. El punto A del gráfico corresponde a la resistencia pura de la sección de acuerdo a las ecuaciones capítulo 4.1.3. El punto B corresponde al caso de flexión pura y determinar según las disposiciones del capítulo 4.1.5. El punto C corresponde a la ubicación de eje neutro plástico que da como resultado la misma resistencia a la flexión del punto B, pero que incluye la compresión axial, y por último el punto D corresponde al momento obtenido de considerar la mitad de la carga axial del punto C.

Para obtener la curva de interacción de diseño primero se deben determinar los puntos A, B, C y D, luego se aplica el factor por esbeltez  $\lambda$  para obtener los puntos A', B', C' y D'. Y finalmente se aplica los factores de resistencia o seguridad de acuerdo a la filosofía de diseño que se esté utilizando (ASD o LRFD) para obtener los puntos A'', B'', C'' y D''. En la Figura 4-8 se muestra el diagrama de interacción utilizando el método 2.

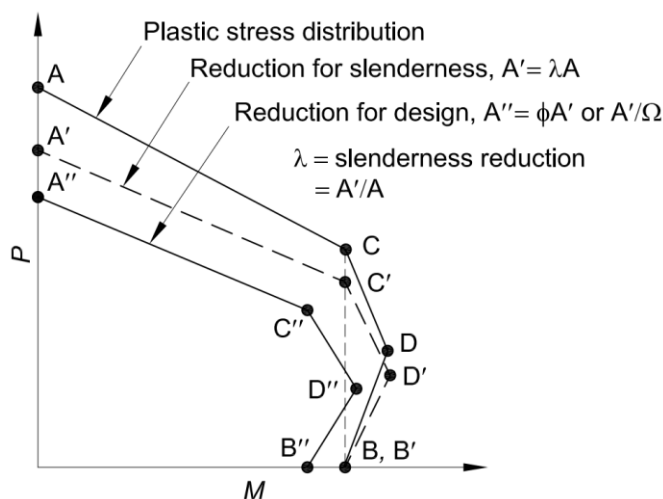


Figura 4-8 Diagrama de interacción diseño por Método 2. Fuente (AISC, 2016b).

A continuación, se detallan los pasos necesarios para aplicar el método 2:

- 1) Punto A correspondiente a la compresión pura:

$$P_A = F_y A_s + 0.85 f'_c A_c \quad (26)$$

$$M_A = 0 \quad (27)$$

- 2) Punto D, momento máximo resistente de la sección:

$$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} \quad (28)$$

$$M_D = F_y Z_s + \frac{0.85 f'_c Z_c}{2} \quad (29)$$

Donde:

$$Z_c = \frac{b_i h_i^2}{4} - 0.192 r_i^3$$

$$r_i = t$$

$$b_i = b - 2t$$

$$h_i = h - 2t$$

- 3) Punto B, momento flector puro:

$$P_B = 0 \quad (30)$$

$$M_B = M_D - F_y Z_{sn} - \frac{0.85 f'_c Z_{cn}}{2} \quad (31)$$

Donde:

$$Z_{sn} = 2t h_n^2$$

$$Z_{cn} = b_i h_n^2$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c A_c}{2(0.85 f'_c b_i + 4t F_y)} \leq \frac{h_i}{2}$$

4) Punto C:

Este punto considera el mismo momento resistente del punto B y el doble de la carga axial resistente del punto D.

$$P_c = 0.85f'_c A_c \quad (32)$$

$$M_c = M_B \quad (33)$$

5) Factor de reducción de esbeltez,  $\lambda$ .

El factor de reducción de esbeltez, se determina para el punto A, para lo cual se iguala  $P_{no}$  a  $P_A$  y luego se calcula el valor  $P_n$ .

$$P_{no} = P_A \quad (34)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} \quad (35)$$

Las ecuaciones de los puntos a) y b) son las misma a las definidas del capítulo 4.1.3.

a) Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$ :

$$P_n = P_{no} \left( 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right) \quad (36)$$

b) Cuando  $\frac{P_{no}}{P_e} > 2.25$ :

$$P_n = 0.877 P_e \quad (37)$$

Finalmente se tiene,

$$\lambda = \frac{P_n}{P_{no}} \quad (38)$$

6) Curva de reducción por esbeltez.

Una vez obtenido el factor de reducción por esbeltez, los puntos A, B, C, D se multiplican para obtener la curva de reducción por esbeltez.

$$\begin{aligned} P_{A'} &= \lambda P_A \\ P_{B'} &= \lambda P_B \\ P_{C'} &= \lambda P_C \\ P_{D'} &= \lambda P_D \end{aligned} \quad (39)$$

Una vez realizado el procedimiento anterior se aplican los factores de resistencia o seguridad de acuerdo a la filosofía de diseño que se esté utilizando (ASD o LRFD) para obtener la curva de interacción de diseño.

Una de las debilidades de este enfoque es que cuando se reduce el punto D ya sea por un factor de resistencia o se considera la esbeltez del elemento se puede producir una zona de inseguridad que permite una resistencia a la flexión mayor con una resistencia a la compresión axial menor que la prevista por la resistencia de la sección de elemento. Esta situación se puede corregir al aplicar una simplificación del método la que consiste en desplazar el punto D como se muestra en la Figura 4-9. En esta figura se muestra el método 2 simplificado con una línea vertical punteada que une los puntos B'' y C''.

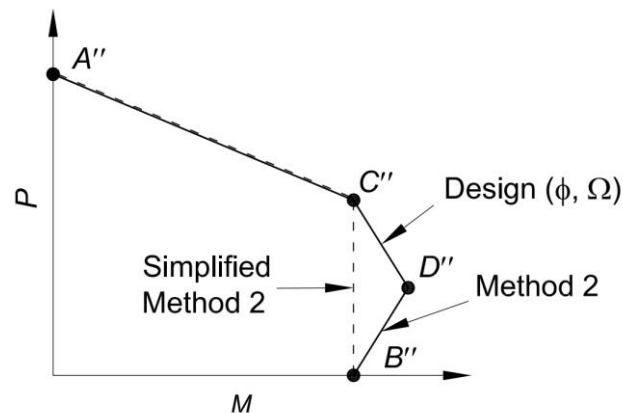


Figura 4-9 Diagrama de interacción para elementos viga-columna de sección compuesta-Método 2 simplificado. *Fuente* (AISC, 2016b).

#### 4.1.6.3 Método 3, Según documento “Design Guide 6”

Este método es usado para determinar a curva de interacción de elementos viga-columna de sección W embebida en el hormigón. Dado que este método no aplica para perfiles rellenos de hormigón que es nuestro caso de estudio, no se entregará mayor detalle sobre este método.

#### 4.1.6.4 Método 4, Método directo de interacción para elementos no-compacto y esbeltos.

Para elementos no-compacto o esbeltos, las fórmulas (24) y (25) pueden resultar conservadoras para determinar la resistencia fuerza axial-flexión de los elementos (Lai, Varma, & Griffis, 2016). La interacción entre la carga axial y momento para elementos de sección compuesta rellenos varía según la razón de esfuerzo  $c_{sr}$ , que se calcula de acuerdo a la ecuación (42). La Figura 4-10, muestra la curva de interacción utilizando las ecuaciones (40) y (41), como se observa esta curva queda definida por tres (3) puntos. La resistencia axial pura,  $P_c$ , del elemento se define de acuerdo a las ecuaciones del capítulo 4.1.3. El punto de momento puro,  $M_c$ , se determina de acuerdo a las ecuaciones del capítulo 4.1.5, y por último el punto de balance se determina de acuerdo a las constantes definidas en la Tabla 4-7.

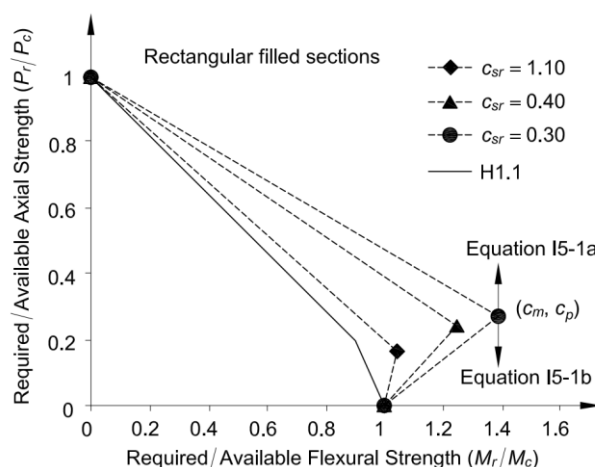


Figura 4-10 Diagrama de interacción para miembro de sección compuesta rellena no-compacto o esbeltos. Fuente: (AISC, 2016b).

Las ecuaciones para desarrollar la curva de interacción son las siguientes:

1. Para  $\frac{P_r}{P_c} \geq c_p$ :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{1 - c_p}{c_m} \left( \frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1.0 \quad (40)$$

2. Para  $\frac{P_r}{P_c} < c_p$ :

$$\left( \frac{1 - c_p}{c_m} \right) \left( \frac{P_r}{P_c} \right) + \frac{M_r}{M_c} \leq 1.0 \quad (41)$$

Las constantes  $c_p$  y  $c_m$  se definen de acuerdo a la Tabla 4-7.

Tabla 4-7 Coeficientes  $c_p$  y  $c_m$  para ecuaciones (40) y (41). Fuente (AISC, 2016b)

| Tipo de sección<br>compuesta rellena | $c_p$                             | $c_m$                                       |                                              |
|--------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------------|----------------------------------------------|
|                                      |                                   | $c_{sr} \geq 0.5$                           | $c_{sr} < 0.5$                               |
| Rectangular                          | $c_p = \frac{0.17}{c_{sr}^{0.4}}$ | $c_m = \frac{1.06}{c_{sr}^{0.11}} \geq 1.0$ | $c_m = \frac{0.90}{c_{sr}^{0.36}} \leq 1.67$ |
| Circular                             | $c_p = \frac{0.27}{c_{sr}^{0.4}}$ | $c_m = \frac{1.10}{c_{sr}^{0.08}} \geq 1.0$ | $c_m = \frac{0.95}{c_{sr}^{0.32}} \leq 1.67$ |

La constante  $c_{sr}$  se define de la siguiente manera:

$$c_{sr} = \frac{A_s F_y + A_{sr} F_{yr}}{A_c f'_c} \quad (42)$$

El método descrito en esta sección se limita a elementos que presenten una razón de longitud no soportada L/B o L/D menor a 20 y a elementos que no proporcionen estabilidad a columnas inclinadas o de gravedad con una carga axial significativa. En caso de no cumplir con las recomendaciones anteriores los elementos esbeltos y no-compacto se pueden diseñar de acuerdo a las ecuaciones (24) y (25) o mediante el método efectivo de tensión-deformación definido en el punto I1.2d del AISC360-16.

#### 4.1.7 Resistencia al corte

En cuanto a la resistencia al corte, el elemento de sección compuesta presenta tres enfoques. El primero consiste en considerar solo la resistencia del perfil de acero; el segundo considera la contribución del hormigón más el refuerzo de acero (estribos) presente en el perfil; y el tercero considera la construcción a la resistencia del perfil de hacer más la armadura de refuerzo. Como se observa, ninguno de los puntos anteriores considera la contribución del perfil de acero junto con el hormigón, esto último es debido a la falta de investigación que justifique dicha combinación (AISC, 2016b).

A continuación, se detallan las tres maneras de calcular la resistencia al corte:

1. Las solicitaciones de corte resistida por el perfil de acero.

Para este caso se utilizan la ecuación de resistencia al corte del capítulo G del AISC360-16, específicamente a sección G4 para el caso de elementos HSS.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2} \quad (43)$$

Donde el área del “alma” del perfil se define de la siguiente manera:

$$A_w = 2ht^2$$

El coeficiente de pandeo al corte del alma,  $C_{v2}$ , se define de la siguiente manera:

- a) Cuando  $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$ :

$$C_{v2} = 1.0 \quad (44)$$

b) Cuando  $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ :

$$C_{v2} = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (45)$$

c) Cuando  $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ :

$$C_{v2} = \frac{1.5k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (46)$$

Con  $k_v = 5$ .

2. La resistencia al cortante lo proporciona la porción de hormigón más el refuerzo al corte.

Para este caso se considera la resistencia al corte proporcionado por el hormigón armado según lo indicado en el capítulo 11 de la norma ACI318-08.

$$V_n = V_c + V_s \quad (47)$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c}bd \quad (48)$$

$$V_s = A_{st}F_{yt} \frac{d}{s} \quad (49)$$

Los factores de resistencia y de seguridad son los siguientes:

$$\phi_v = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 2.00 \text{ (ASD)}$$

3. La resistencia al corte se determina considerando la contribución del perfil de acero más el refuerzo al corte de la siguiente manera:

$$V_n = 0.6F_yA_w + A_{st}F_{yt} \frac{d}{s} \quad (50)$$

Los factores de resistencia y de seguridad son los siguientes:

$$\phi_v = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Dado que nuestro caso de estudio se centra en las columnas compuestas rellenas, para el cálculo de la resistencia al corte del elemento se considera el primer caso, es decir la resistencia al corte del perfil de acero sin la contribución del hormigón.

## 4.2 Diseño de vigas

Tal como se mencionó con anterioridad el marco resistente a momento debe ser diseñado para desarrollar una gran ductilidad, lo que permitirá obtener una mejor respuesta antes eventos sísmicos. Por un lado, se utilizan las ecuaciones de la norma AISC360-16 para determinar la resistencia del elemento y, por otro lado, se utiliza los límites de razón ancho-espesor indicados en la norma AISC341-16 para garantizar una alta ductilidad en las vigas.

Tabla 4-8 Razón ancho-espesor de elementos en compresión de miembros sujeto a flexión.  
Fuente: (AISC, 2016b).

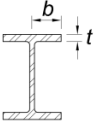
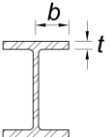
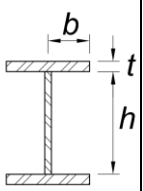
| Descripción del elemento                               | Ejemplo                                                                           | Razón Ancho-espesor | $\lambda_p$ Compacto/<br>Nocompacto | $\lambda_r$ No compacto<br>/Esbelto |
|--------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|---------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Alas de sección I laminadas de simetría simple o doble |  | b/t                 | $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$         | $1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$         |
| Alma de secciones I con simetría doble                 |  | $h/t_w$             | $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$         | $5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$         |

Tabla 4-9 Razón ancho-espesor de elementos en compresión de miembros sujeto a flexión.  
Fuente: (AISC, 2016a).

| Descripción del elemento                                         | Ejemplo                                                                             | Razón Ancho-espesor | $\lambda_{hd}$ miembros altamente dúctiles                                                                                                                                                          | $\lambda_{md}$ miembros moderadamente dúctiles |
|------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| Alas de sección I laminadas de simetría simple o doble           |  | b/t                 | $0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$                                                                                                                                                                         | $0.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$                    |
| Alas de sección I laminadas o armadas de simetría simple o doble |  | b/t                 | <p>Si <math>C_a \leq 0.114</math></p> $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$ <p>Donde:</p> $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} (LRFD)$ $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y} (ASD)$ $P_y = R_y F_y A_g$ | $0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$                |

Como se observa, la norma AISC341-16 es más restrictiva que la norma AISC360-10 a la hora definir los límites de esbeltez local de los elementos. Además de lo anterior la norma AISC341-16 indica que los arrostros de las vigas de alta ductilidad de tenerla separación máxima de

$$L_b = 0.095r_y E / (R_y F_y) \quad (51)$$

#### 4.2.1 Diseño a flexión

El momento resistente de la viga será el menor valor obtenido entre los estados límites de fluencia (momento plástico) y el pandeo lateral torsional.

##### 1. Fluencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (52)$$

Donde  $F_y$  es la tensión de fluencia de acuerdo al tipo de acero y  $Z_x$  corresponde al módulo de sección plástico de la sección.

##### 2. Pandeo Lateral-Torsional

- a) Cuando  $L_b \leq L_p$ , no aplica el estado límite del pandeo lateral torsional.
- b) Cuando  $L_p \leq L_b < L_r$ :

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (53)$$

- a) Cuando  $L_b > L_r$ :

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (54)$$

Siendo:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (55)$$

La longitud limite no arriostrada para el estado límite de fluencia,  $L_p$ , se define de la siguiente manera.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (56)$$

La longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo inelástico lateral-torsional  $L_r$ , se determina de la siguiente manera.

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (57)$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (58)$$

$c = 1$  para elemento con simetría doble para secciones H.

#### 4.2.2 Diseño al corte

La resistencia al corte de la viga se determinar de la siguiente manera.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (59)$$

- a) Para alma de secciones I laminadas con  $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$

$$C_{v1} = 1.0 \quad (60)$$

Lo factores de resistencia y de seguridad son los siguientes:

$$\phi_v = 1.00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 1.5 \text{ (ASD)}$$

b) Para todas las otras secciones I y canales

$$\text{i) Si } h/t_w \leq 1.10\sqrt{E/F_y}$$

$$C_{v1} = 1.0 \quad (61)$$

$$\text{ii) Si } h/t_w > 1.10\sqrt{E/F_y}$$

$$C_{v1} = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (62)$$

El coeficiente de pandeo por corte en el alma se determina según las siguientes condiciones

i) Para vigas sin atiesadores transversales en el alma

$$k_v = 5.34 \quad (63)$$

ii) Para vigas con atiesadores transversales en el alma

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \leq 5.34 \quad (64)$$

Donde “a” es igual a la distancia libre entre atiesadores.

## 5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Uno de los puntos importantes al momento de diseñar edificios de gran altura es la verificación de la estabilidad ante cargas gravitacionales, la importancia de realizar esta verificación radica en el hecho que para estructuras de gran tamaño se pueden generar efectos de segundo orden que pueden producir un aumento considerable en las solicitaciones en los elementos. Los efectos de segundo orden se pueden separar en dos tipos: primero, está el efecto  $P-\Delta$  que considera los efectos de la posición desplazada de los nodos de la estructura; y segundo, el efecto  $P-\delta$  que considera los efectos de la deformada de los elementos. En la Figura 5-1 se ilustran los efectos de segundo orden descritos.

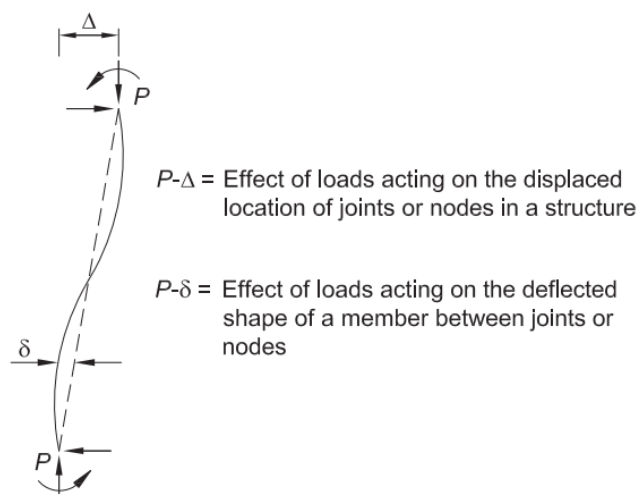


Figura 5-1 Efectos de segundo orden vigas. Fuente: (AISC, 2016b).

El objetivo del diseño por estabilidad es considerar y verificar todos los efectos desestabilizadores que actúan en una estructura producto de las cargas gravitacionales. Como se menciona anteriormente, a medida que se produzca un “deslizamiento” horizontal en el tope de las columnas, ya sea por la presencia de cargas laterales o por el desaplomo producto de la construcción, se producirán efectos de segundo orden lo que provocará un aumento en las solicitaciones de diseño de la columna. En la siguiente figura se muestra el momento total en la base de una columna empotrada producto de las cargas solicitantes y por los efectos de segundo orden.

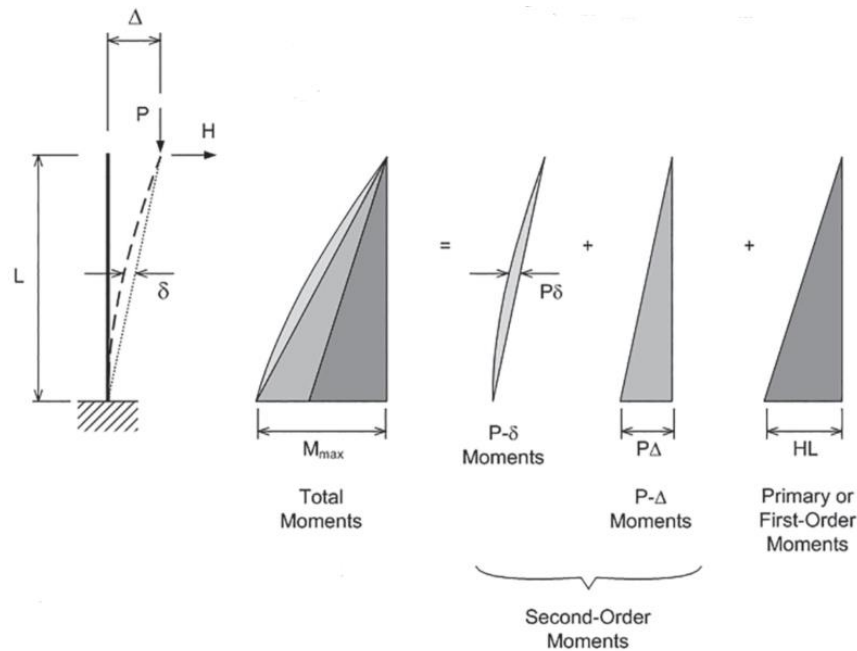


Figura 5-2 Momentos solicitante columna en voladizo (Griffis & White, 2013)

En la actualidad el estándar AISC especifica los siguientes tres métodos para el análisis por estabilidad:

1. Método directo (DM)
2. Método de longitud efectiva (ELM)
3. Método de análisis de primer orden (FOM).

Tradicionalmente el método preferido para el análisis por estabilidad fue el método de la longitud efectiva que se encontraba en el capítulo C del estándar AISC hasta la edición del 2005. Sin embargo, desde la edición del 2010 del AISC, el método directo fue incomparado como el procedimiento recomendado para el análisis por estabilidad. Por esta razón, se utiliza este método para el diseño del edificio en estudio.

El método directo consiste en la aplicación de cargas laterales ficticias en cada nivel de la estructura, ya sea en combinaciones de carga que consideren solo cargas gravitacionales o que presenten además cargas laterales como el viento. El objetivo de estas cargas ficticias es representar los efectos desestabilizadores producto de las imperfecciones geométricas iniciales. Estas cargas se obtienen de multiplicar las cargas gravitacionales correspondiente a cada nivel por un coeficiente de  $0.002(1/500)$  que se basa el “desplome” inicial máximo permitido de acuerdo al estándar AISC. A continuación,

se indican las principales ventajas y desventajas de este método (para un mayor de detalle se puede consultar AISC Desing Guide 28).

1. Ventajas del método directo.

- Puede ser aplicado para todo tipo de estructuración, ya sea estructuras con muros, marcos de momentos, arriostrados y mixtos.
- Para el diseño se considera el factor de longitud efectiva ( $K$ ) igual a 1.0, lo que permite evitar errores y complicaciones que puedan surgir para determinar esta constante.
- DM se enfoca en que el diseñador ponga atención en proporcionar suficiente rigidez lateral al sistema.
- DM considera una reducción en las propiedades de los miembros por las imperfecciones e incertezas de la rigidez y resistencia que estos pueden presentar. También destaca directamente los efectos inelásticos sobre la rigidez de la columna y el marco mediante la aplicación del factor  $\tau_b$  en el análisis.
- DM proporciona estimaciones más precisas de las fuerzas internas en la estructura dado que considera la influencia de las imperfecciones geométricas y los efectos de estabilidad en el cálculo de las fuerzas internas en las vigas, columnas y sus conexiones, mientras que el ELM no. Esto puede ser particularmente importante para vigas y conexiones que soportan cargas de gravedad relativamente ligeras pero que proporcionan restricción de rotación a los extremos de las columnas como suele ser el caso de los marcos a momentos en que por lo general su diseño queda determinado por la deriva de piso.
- DM se puede utilizar tanto para un análisis y diseño elástico como inelástico. Además, también se puede aplicar para marcos compuestos, que es nuestro caso de estudio.

## 2. Desventajas

- DM contempla la reducción de las propiedades en los miembros ( $EI$ ,  $EA$ ) en el análisis, por lo que se tiene que tener cuidado que al momento de diseñar los elementos se consideren las rigideces nominales de éstos.
- El método contempla un paso iterativo adicional en la reducción de las propiedades al considerar el factor adicional  $\tau_b$ , esto puede ser particularmente engorroso de llevar a cabo, sin embargo, para evitar esto, el método permite considerar este factor  $\tau_b$  igual a 1.0 siempre y cuando se aumenten las cargas ficticias en  $0.001Y_i$ .
- Unas de las precauciones que se debe tener al utilizar este método, es que es más sensible en la precisión en el análisis de segundo orden que el método ELM. Lo que implica que, para estructuras controladas por pandeo lateral elástico, la variación no lineal de fuerzas y momentos internos a medida que se acerca a la estabilidad da como resultado que las razones  $M_r/M_c$  y  $P_r/P_c$  aumenten rápidamente, por lo que al momento de diseñar se puede pensar que se tiene cierta holgura en la resistencia de los elementos, sin embargo, un pequeño aumento en las cargas puede conllevar que las relaciones anteriores superan la unidad con facilidad.
- Los valores de desplome considerados no están basados en el uso de procedimientos modernos de fabricación y construcción, sino que en la tolerancia máxima indicada de  $1/500$  por el estándar AISC.

A continuación se muestra el procedimiento detallado para aplicar el DM:

Tabla 5-1 Procedimiento del método de análisis directo

|                                                      |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |
|------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Factor de reducción de resistencia $\tau_b$ variable | <ul style="list-style-type: none"> <li>Reducción de rigidez <ul style="list-style-type: none"> <li><math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math></li> <li><math>\tau_b = \begin{cases} 1.0 &amp; ; \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5 \\ 4 \left( \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \left( 1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) &amp; ; \frac{\alpha P_r}{P_y} &gt; 0.5 \end{cases}</math></li> </ul> </li> <li>Cargas ficticias <math>N_i = 0.002\alpha Y_i</math></li> <li><math>\alpha = \begin{cases} 1.0 &amp; (LRFD) \\ 1.6 &amp; (ASD) \end{cases}</math></li> <li><math>\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.7</math> las cargas ficticias solo deben considerar en las combinaciones de cargas gravitacionales, en caso contrario estas fuerzas deben considerarse en las combinaciones de cargas que incluyan cargas laterales.</li> <li>Coeficiente de carga ficticia 0.002</li> </ul> |
| Factor de reducción de resistencia $\tau_b$ fijo     | <ul style="list-style-type: none"> <li>Reducción de rigidez <ul style="list-style-type: none"> <li><math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math></li> <li><math>\tau_b = 1</math></li> </ul> </li> <li>Cargas ficticia <math>N_i = 0.003\alpha Y_i</math></li> <li><math>\alpha = \begin{cases} 1.0 &amp; (LRFD) \\ 1.6 &amp; (ASD) \end{cases}</math></li> <li>Si <math>\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.7</math> las cargas ficticias solo se deben considerar en las combinaciones de cargas gravitacionales, en caso contrario estas fuerzas deben considerarse en las combinaciones de cargas que incluyan cargas laterales.</li> <li>Coeficiente de carga ficticia, 0.003</li> </ul>                                                                                                                                                                                            |

## 5.1 Diseño por estabilidad

Para el diseño por estabilidad se consideran las combinaciones de carga la norma NCh3171 edición 2017. Además, se considera un factor de reducción de resistencia  $\tau_b=1$ , lo que implica utilizar un coeficiente de carga ficticia lateral igual a 0.003 como se indicó en la Tabla 5-1. Dadas las cargas de peso propio y sobrecarga definidas en la sección 3.3, se tienen las siguientes cargas ficticias por nivel.

Tabla 5-2 Cargas nocionales por nivel y combinaciones de carga [kN].

| Nivel | 1.4D | 1.2D+1.6L+0.5Lr | 1.2D+1.6Lr+L | 1.2D+1.6Lr+0.8W | 1.2D+1.6W+L+0.5Lr |
|-------|------|-----------------|--------------|-----------------|-------------------|
| Techo | 2.1  | 2.0             | 2.5          | 2.5             | 2.0               |
| 1-12  | 2.1  | 3.5             | 2.9          | 1.8             | 2.9               |
| Total | 27.5 | 44.5            | 37.2         | 24.3            | 36.8              |

Si bien la combinación 1.2D+1.6L+0.5Lr presenta la magnitud más grande de carga ficticia, la combinación con presencia de carga de viento, es decir 1.2D+1.6W+L+0.5Lr resulta ser el caso más desfavorable para el diseño dada la presencia de cargas de viento.

En cuanto a los elementos estructurales utilizados, la estructura se subdivide en tres zonas, la primera desde el piso 1-6; la segunda, desde piso 7-10; y la tercera, desde el piso 11-13. A continuación se muestra los perfiles estructurales seleccionados por nivel.

Tabla 5-3 Estructuración diseño por estabilidad.

| Nivel | Columnas  | Vigas  | Peso[ton] |
|-------|-----------|--------|-----------|
| 1-6   | CFT16x1/2 | W18x60 | 67.5      |
| 7-10  | CFT14x1/2 | W16x50 | 34.3      |
| 11-13 | CFT12x3/8 | W14x38 | 19.5      |
|       |           |        | 121.3     |

A continuación, se muestran la esbeltez local de las vigas y columnas seleccionadas.

Tabla 5-4 Clasificación de esbeltez local de vigas.

| Perfiles | d<br>mm | tw<br>mm | bf<br>mm | tf<br>mm | AISC 360 | AISC 341    |
|----------|---------|----------|----------|----------|----------|-------------|
| W18x60   | 432.3   | 10.5     | 192      | 17.7     | Compacto | Alt. Dúctil |
| W18x50   | 457.2   | 9        | 190.5    | 14.5     | Compacto | Alt. Dúctil |
| W14x38   | 358.1   | 7.9      | 172      | 13.1     | Compacto | Alt. Dúctil |

Tabla 5-5 Clasificación de esbeltez local columnas compuestas.

| Elemento  | b/t | AISC 360 | AISC 341    |
|-----------|-----|----------|-------------|
| CFT16x1/2 | 30  | Compacto | Alt. Dúctil |
| CFT14x1/2 | 26  | Compacto | Alt. Dúctil |
| CFT12x3/8 | 30  | Compacto | Alt. Dúctil |

### 5.1.1 Diseño por resistencia.

Para el diseño por esfuerzo de las columnas se utilizan los diagramas de interacción según el método 2 descrito en la sección 4.1.6.2. A continuación, se muestran los resultados del diseño de las columnas, observando que éstas cumplen con la resistencia requerida.

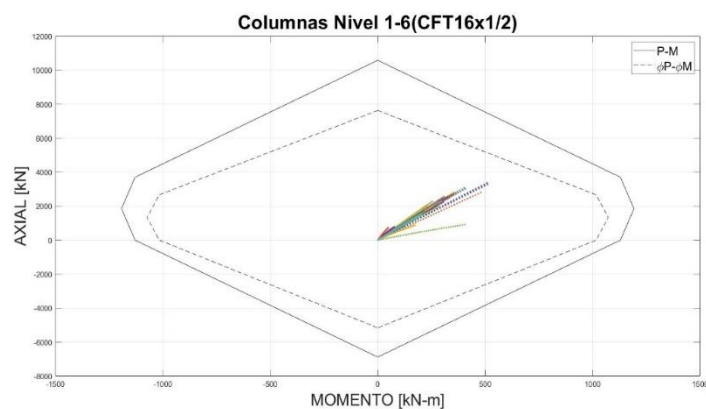


Figura 5-3 Diagrama de interacción columna CFT16x1/2 (Diseño por Estabilidad)

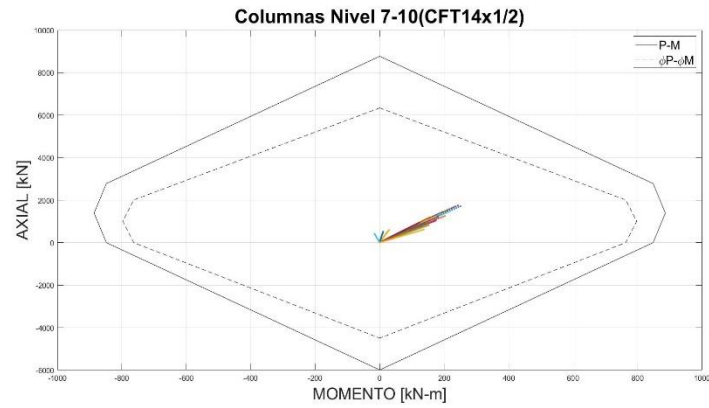


Figura 5-4 Diagrama de interacción columna CFT14x1/2 (Diseño por estabilidad)

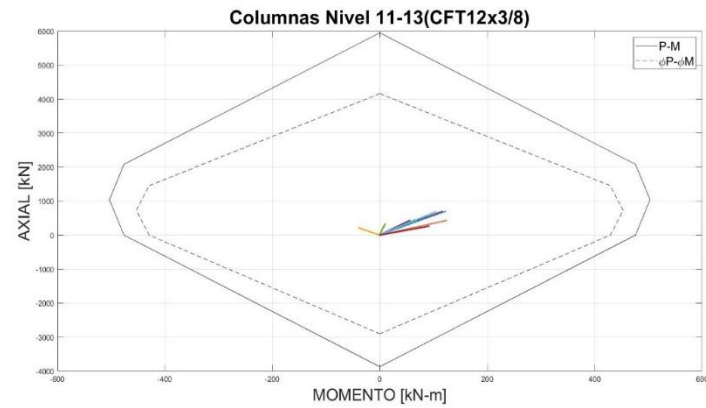


Figura 5-5 Diagrama de interacción columna CFT12x3/8 (Diseño por estabilidad)

Al igual que en las columnas, se comprueba que las resistencias de las vigas sean superiores a las solicitaciones, las resistencias de las vigas se realizan de acuerdo al capítulo F del estándar AISC.

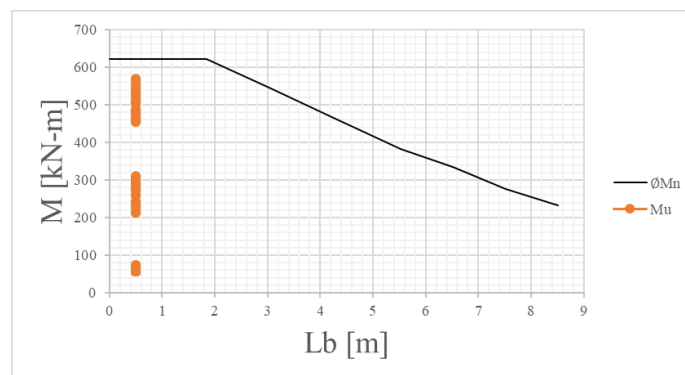


Figura 5-6 Diagrama resistencia de diseño y solicitaciones vigas W18x60 (Diseño por estabilidad)

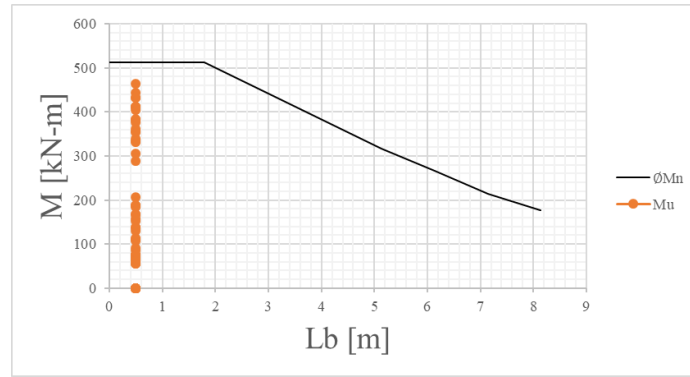


Figura 5-7 Diagrama resistencia de diseño y solicitaciones vigas W18x50 (Diseño por estabilidad)

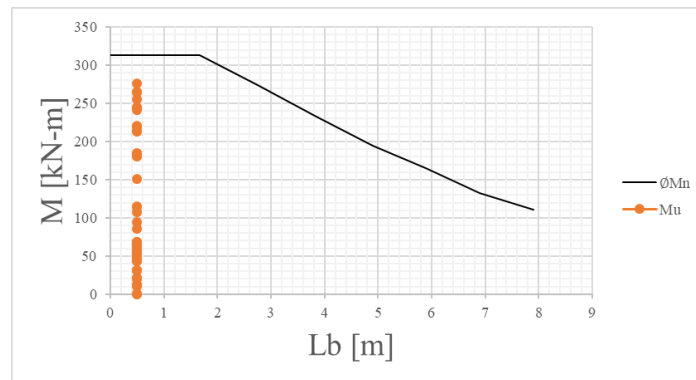


Figura 5-8 Diagrama resistencia de diseño y solicitaciones vigas W14x38 (Diseño por estabilidad)

### 5.1.2 Diseño por deformación.

El siguiente gráfico representa la razón  $\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}}$  por nivel. Como se puede observar esta razón es menor al límite indicado en la Tabla 5-1, lo que implica que no es necesario incluir las cargas ficticias en las combinaciones de diseño.

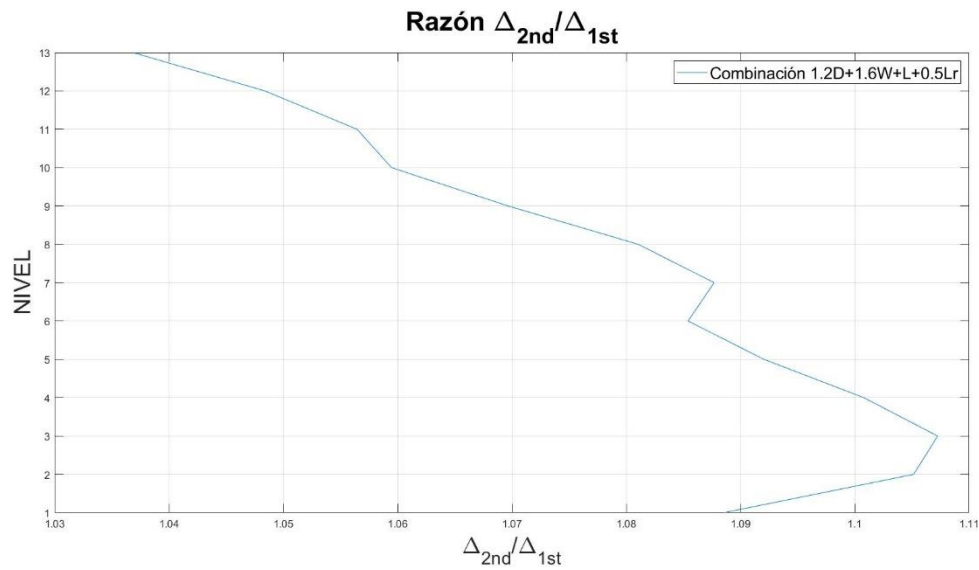


Figura 5-9 Razón de desplazamiento  $\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}}$

## 6 DISEÑO POR DESEMPEÑO

### 6.1 Casos de estudio

La guía de diseño basado en el desempeño de ACHISINA(2017) especifica que se necesitan un mínimo de tres pares de registros horizontales. También indica que, en caso de contar con al menos 7 pares de registros, se puede considerar la respuesta promedio del parámetro de interés.

La estructura de estudio se considera ubicada en la ciudad de Santiago de Chile, lo que corresponde a zona 2. El suelo considerado es tipo B. Como se muestra más adelante para esta situación se tiene 6 pares de registros, por lo que en estricto rigor se debería considerar la respuesta máxima del parámetro de interés. Sin embargo, también se realiza el diseño considerando la respuesta promedio del parámetro de interés con el fin de comparar ambas situaciones.

Además de lo anterior también se realiza la evaluación del desempeño de la estructura diseñada previamente por estabilidad y por la norma NCH433. Finalmente, los casos de estudio se resumen a continuación.

1. Respuesta máxima del parámetro de interés (RMPI): Se realiza el diseño por desempeño considerando la respuesta máxima obtenida (deriva) de todos los registros utilizados.
2. Respuesta promedio del parámetro de interés (RPPI): Se realiza el diseño por desempeño de la estructura, pero considerando como límite de diseño la respuesta promedio obtenida de todos los registros utilizados.
3. Diseño previo por estabilidad: Se revisará el desempeño sísmico de la estructura diseñada previamente por un análisis por estabilidad. Para verificación se considera la respuesta promedio obtenida de todos los registros utilizados.
4. Diseño previo por norma NCh433: Se revisará el desempeño sísmico de dos estructuras diseñadas previamente mediante la norma NCh433. Ambas estructuras presentan la misma geometría y cargas que los casos anteriores, con la salvedad que un caso presenta columnas

CFT y el otro presenta columnas tipo W. Para verificación se considera la respuesta promedio obtenida de todos los registros utilizados.

- a. Columnas compuestas CFT
- b. Columnas tipo W

A continuación, se muestran la clasificación por pandeo local de las vigas y columnas consideradas para todas las estructuras analizadas.

Tabla 6-1 Clasificación pandeo local columnas

| Nivel                                           | Elemento  | b/tf | h/tw | AISC 360 | AISC 341    |
|-------------------------------------------------|-----------|------|------|----------|-------------|
| Respuesta máxima del parámetro interés (RMPI)   |           |      |      |          |             |
| 1-6                                             | CFT20x7/8 | 21   | 21   | Compacto | Alt. Dúctil |
| 7-10                                            | CFT18x7/8 | 19   | 19   | Compacto | Alt. Dúctil |
| 11-13                                           | CFT18x7/8 | 19   | 19   | Compacto | Alt. Dúctil |
| Respuesta promedio del parámetro interés (RPPI) |           |      |      |          |             |
| 1-6                                             | CFT20x7/8 | 30   | 30   | Compacto | Alt. Dúctil |
| 7-10                                            | CFT18x7/8 | 30   | 30   | Compacto | Alt. Dúctil |
| 11-13                                           | CFT18x7/8 | 26   | 26   | Compacto | Alt. Dúctil |
| Diseño previo por estabilidad                   |           |      |      |          |             |
| 1-6                                             | CFT16x1/2 | 30   | 30   | Compacto | Alt. Dúctil |
| 7-10                                            | CFT14x1/2 | 26   | 26   | Compacto | Alt. Dúctil |
| 11-13                                           | CFT12x3/8 | 30   | 30   | Compacto | Alt. Dúctil |
| Diseño previo por NCh433 Columnas CFT           |           |      |      |          |             |
| 1-6                                             | CFT16x1/2 | 30   | 30   | Compacto | Alt. Dúctil |
| 7-10                                            | CFT16x1/2 | 30   | 30   | Compacto | Alt. Dúctil |
| 11-13                                           | CFT14x1/2 | 26   | 26   | Compacto | Alt. Dúctil |
| Diseño previo por NCh433 Columnas W             |           |      |      |          |             |
| 1-6                                             | W18x158   | 3.9  | 20.7 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 7-10                                            | W18x119   | 5.3  | 25.8 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 11-13                                           | W16x77    | 6.8  | 32.8 | Compacto | Alt. Dúctil |

Tabla 6-2 Clasificación de pandeo local vigas

| Nivel                                           | Elemento | b/tf | h/tw | AISC 360 | AISC 341    |
|-------------------------------------------------|----------|------|------|----------|-------------|
| Respuesta máxima del parámetro interés (RMPI)   |          |      |      |          |             |
| 1-6                                             | W21x101  | 7.7  | 39.6 | Compacto | Mod. Dúctil |
| 7-10                                            | W21x101  | 7.7  | 39.6 | Compacto | Mod. Dúctil |
| 11-13                                           | W21x101  | 7.7  | 39.6 | Compacto | Mod. Dúctil |
| Respuesta promedio del parámetro interés (RPPI) |          |      |      |          |             |
| 1-6                                             | W21x57   | 5.0  | 48.8 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 7-10                                            | W21x57   | 5.0  | 48.8 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 11-13                                           | W18x46   | 5.0  | 46.8 | Compacto | Alt. Dúctil |
| Diseño previo por estabilidad                   |          |      |      |          |             |
| 1-6                                             | W18x60   | 5.4  | 37.8 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 7-10                                            | W18x50   | 6.6  | 47.6 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 11-13                                           | W14x38   | 6.6  | 42.0 | Compacto | Alt. Dúctil |
| Diseño previo por NCh433 Columnas CFT           |          |      |      |          |             |
| 1-6                                             | W21x68   | 6.0  | 46.0 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 7-10                                            | W21x62   | 6.7  | 49.2 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 11-13                                           | W21x57   | 5.0  | 46.8 | Compacto | Alt. Dúctil |
| Diseño previo por NCh433 Columnas W             |          |      |      |          |             |
| 1-6                                             | W21x57   | 5.0  | 48.8 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 7-10                                            | W21x57   | 5.0  | 48.8 | Compacto | Alt. Dúctil |
| 11-13                                           | W18x46   | 5.0  | 46.8 | Compacto | Alt. Dúctil |

Adicionalmente, se realiza una comparación de peso entre las estructuras, en la siguiente tabla se desglosa el peso total de las estructuras por nivel y la cantidad de volumen de hormigón. El peso de la estructura se obtiene de multiplicar el volumen total del hormigón por su peso específico (2.5ton/m<sup>3</sup>) más el peso del acero considerando las columnas y las vigas.

Tabla 6-3 Peso de elementos estructurales por caso de estudio.

| Nivel                                       | Columna   | Viga         | V hor. [m3] | Peso acero [ton] | Peso total [ton] |
|---------------------------------------------|-----------|--------------|-------------|------------------|------------------|
| Respuesta máxima del parámetro de interés   |           |              |             |                  |                  |
| 1-6                                         | CFT20x7/8 | W21x101      | 22.6        | 57.4             | 113.8            |
| 7-10                                        | CFT18x7/8 | W21x101      | 11.9        | 35.8             | 65.6             |
| 11-13                                       | CFT18x7/8 | W21x101      | 8.9         | 26.8             | 49.2             |
|                                             |           | <b>Total</b> | <b>43.4</b> | <b>120.0</b>     | <b>228.6</b>     |
| Respuesta promedio del parámetro de interés |           |              |             |                  |                  |
| 1-6                                         | CFT16x1/2 | W21x57       | 15.2        | 28.8             | 66.9             |
| 7-10                                        | CFT16x1/2 | W21x57       | 10.2        | 19.2             | 44.6             |
| 11-13                                       | CFT14x1/2 | W18x46       | 5.7         | 12.1             | 26.5             |
|                                             |           | <b>Total</b> | <b>31.1</b> | <b>60.1</b>      | <b>138.0</b>     |
| Diseño Preliminar (Estabilidad)             |           |              |             |                  |                  |
| 1-6                                         | CFT16x1/2 | W18x60       | 15.2        | 29.4             | 67.5             |
| 7-10                                        | CFT14x1/2 | W18x50       | 7.6         | 16.8             | 35.9             |
| 11-13                                       | CFT12x3/8 | W16x38       | 4.3         | 8.7              | 19.5             |
|                                             |           | <b>Total</b> | <b>27.2</b> | <b>55.0</b>      | <b>122.9</b>     |
| Diseño previo por norma NCh433 columnas CFT |           |              |             |                  |                  |
| 1-6                                         | CFT16x1/2 | W21x68       | 15.2        | 31.2             | 69.3             |
| 7-10                                        | CFT16x1/2 | W21x62       | 10.2        | 19.9             | 45.3             |
| 11-13                                       | CFT14x1/2 | W18x46       | 5.7         | 12.1             | 26.5             |
|                                             |           | <b>Total</b> | <b>31.1</b> | <b>63.2</b>      | <b>141.1</b>     |
| Diseño previo por norma NCh433 columnas CFT |           |              |             |                  |                  |
| 1-6                                         | W18x1258  | W21x57       | 0           | 37.2             | 37.2             |
| 7-10                                        | W18x119   | W21x57       | 0           | 20.7             | 20.7             |
| 11-13                                       | W16x77    | W18x46       | 0           | 11.0             | 11.0             |
|                                             |           | <b>Total</b> | <b>0</b>    | <b>68.9</b>      | <b>68.9</b>      |

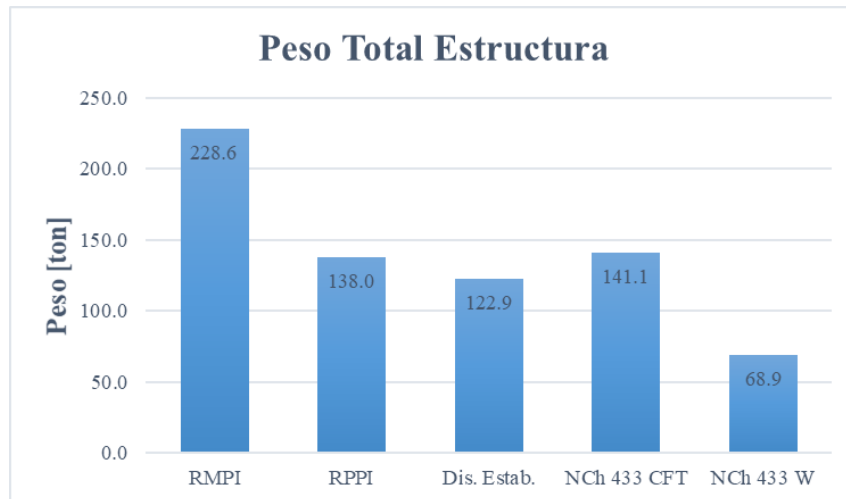


Figura 6-1 Peso total de estructura por caso de estudio.

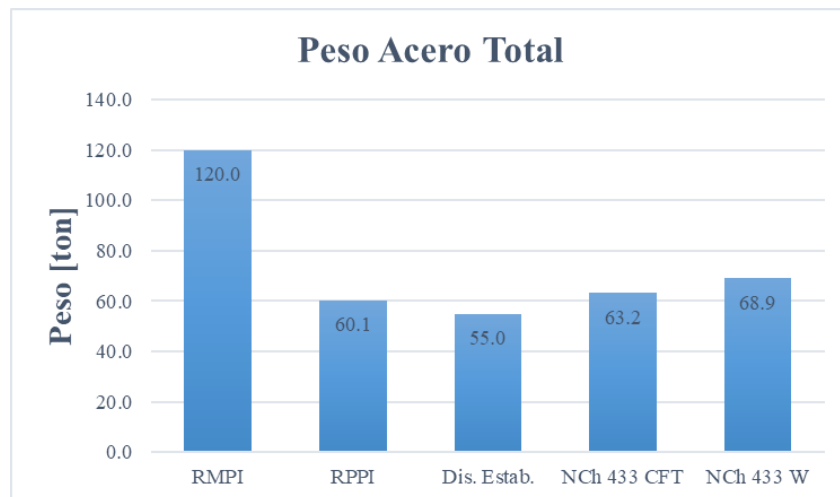


Figura 6-2 Peso total de acero estructural por caso de estudio.

Al revisar las gráficas anteriores, es evidente notar la diferencia que existe entre el caso RMPI y RPPI. Esto como se verá más adelante es una consecuencia de considerar la respuesta máxima de deriva en vez de considerar el promedio de ésta. Otro punto importante a notar es la ligera diferencia entre los diseños RPPI y el caso previamente diseñando por la norma NCh433.

## 6.2 Ubicación del diseño

Los registros sísmicos seleccionados para el análisis por desempeño corresponden a los eventos sísmicos ocurridos en el año 2010 y 2015. Estos dos eventos corresponden al sismo de diseño indicados en la guía de ACHISINA(2017) y ambos presentan tipo de falla de subducción.

El lugar considerado para el diseño sísmico de la estructura es en Santiago de Chile el cual clasifica como zona sísmica 2, y en cuanto al suelo se considera tipo B. Para este suceso se tiene 6 estaciones con registros sísmicos de los cuales cinco corresponde al terremoto de Coquimbo 2015, y uno al evento sísmico del 2010.

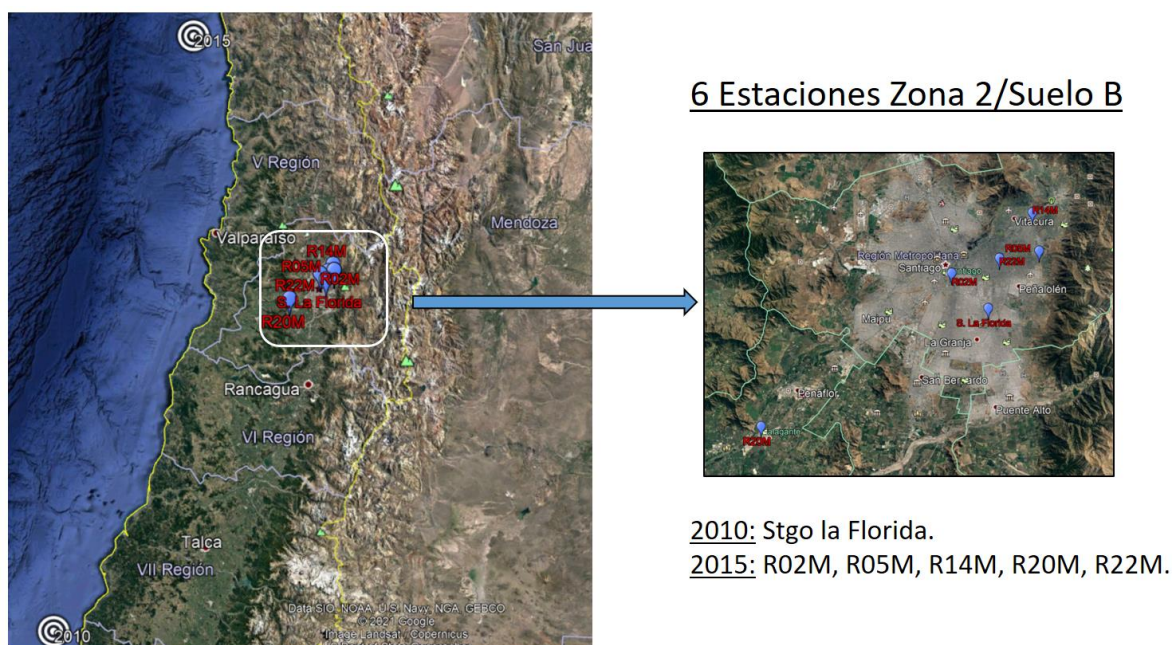


Figura 6-3 Estaciones con registros de terremotos 2010 y 2015, Suelto tipo B.

### 6.3 Registros sísmicos

Cada estación cuenta con dos registros horizontales, lo que implica que para el diseño por desempeño se considera un total de 12 registros, seis en la dirección este (HNE), y seis en la dirección norte (HNN). A continuación, se muestran los acelerogramas de los registros seleccionados.

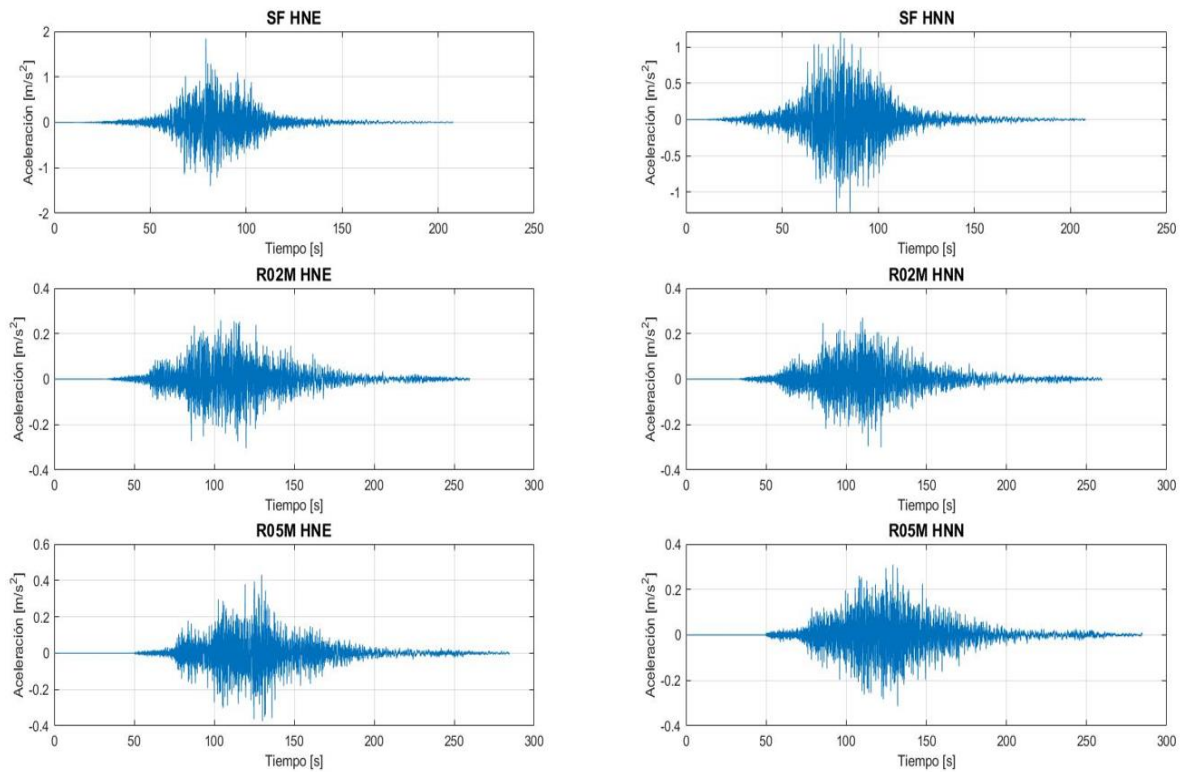


Figura 6-4 Registros sísmicos estaciones Santiago la Florida, R02M y R05M (Castro et al.,2021)

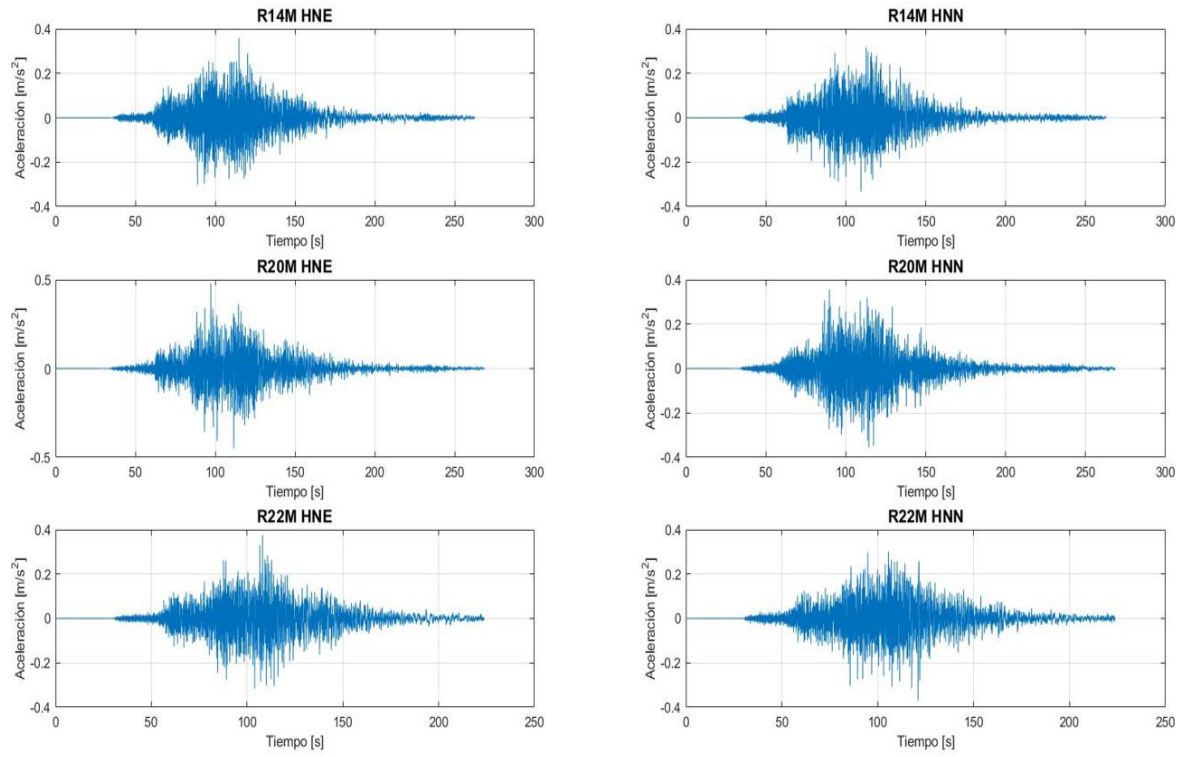


Figura 6-5 Registros sísmicos estaciones R14M, R20M y R22M (Castro et al.,2021)

## 6.4 Escalamiento de registros sísmicos.

Previo a realizar un análisis tiempo historia con los registros seleccionados, se aplica un escalamiento de éstos de tal manera que el promedio de los espectros de desplazamiento combinados mediante SRSS sea 1.17 veces mayor que el espectro de desplazamiento elástico definido en el Decreto Supremo N°61(MINVU, 2011).

A continuación, se muestra el procedimiento de escalamiento realizado para el caso RPPI el cual fue replicado para todos los otros casos de estudio.

1. Se construye los espectros de pseudo-aceleración de cada registro. Luego, estos se combinan mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), obteniendo el siguiente resultado (ver Figura 6-6):

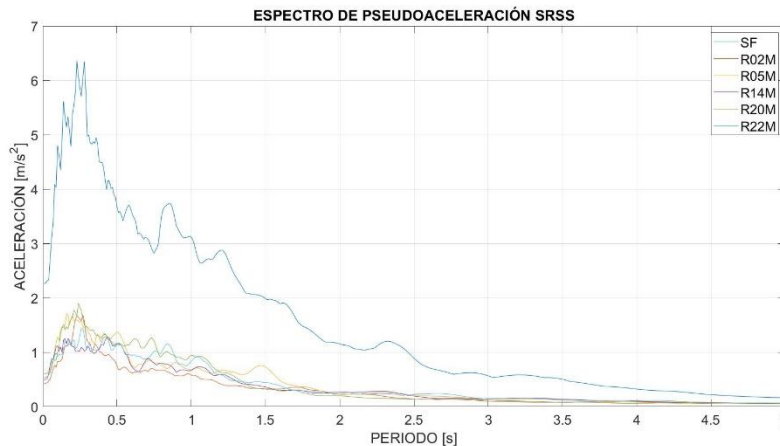


Figura 6-6 Espectros de pseudo-aceleración SRSS

2. Una vez obtenido el espectro de pseudo-aceleración(SRSS) se determina el espectro SRSS de desplazamiento utilizando la siguiente expresión:

$$S_d = \frac{T_n^2}{4\pi^2} P S_a \quad (6-1)$$

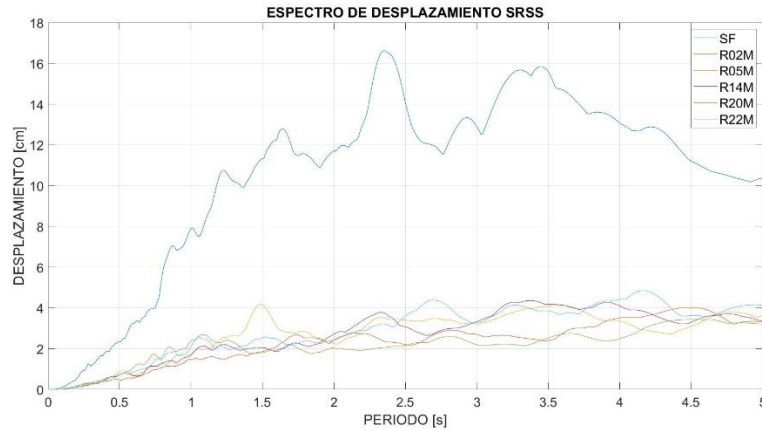


Figura 6-7 Espectros de desplazamiento SRSS

3. Luego de lo anterior se amplifican los espectros de desplazamientos de registros combinados mediante SRSS de tal manera que estos sean mayores a 1.17 veces el espectro elástico de desplazamiento definido en Decreto N°61 (MINVU, 2011) dentro del rango de periodo de  $0.5T$  a  $1.25T$ . En la siguiente figura se muestra los espectros de desplazamiento escalados de todos los registros utilizados.

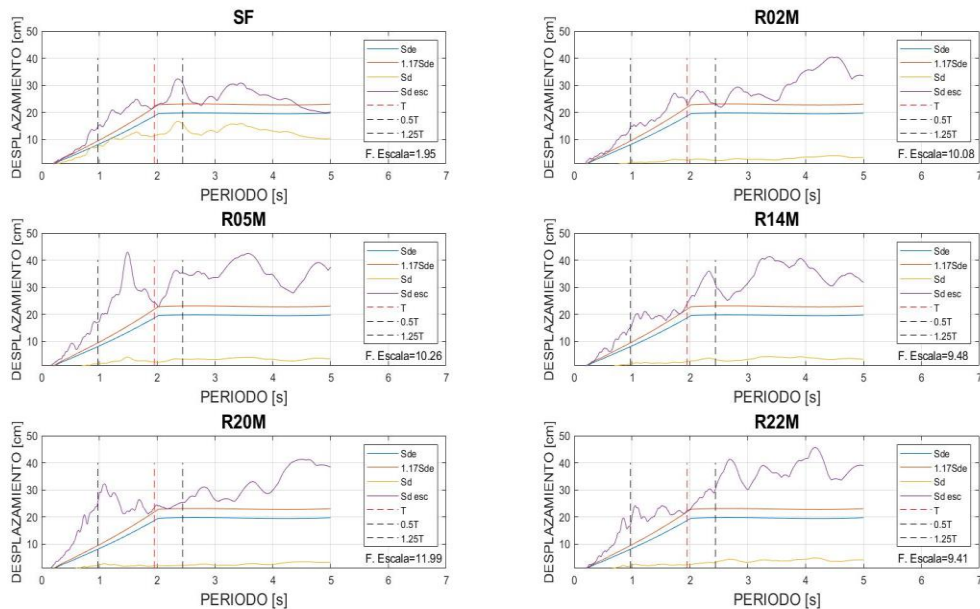


Figura 6-8 Espectros de desplazamiento escalados (RPPI).

Tabla 6-4 Factor de escala registros sísmicos

| Estación            | Factor de escala |
|---------------------|------------------|
| Santiago La Florida | 1.95             |
| R02M                | 10.08            |
| R05M                | 10.26            |
| R14M                | 9.48             |
| R20M                | 11.99            |
| R22M                | 9.41             |

4. Si bien con el proceso anterior se obtuvieron los factores de escalamientos para cada registro, en el documento de ACHISINA(2017) se indica que no es necesario que el promedio de los espectros de desplazamientos combinados con SRSS estén 1.17 veces por encima del espectro de diseño. Dado esto se procede a obtener el promedio de los espectros de desplazamiento combinado con SRSS de todos los registros utilizados en este trabajo. A continuación, se muestra el promedio de los espectros SRSS de todos los registros utilizados en este trabajo. También se muestra el espectro promedio escalado por un valor de 0.95.

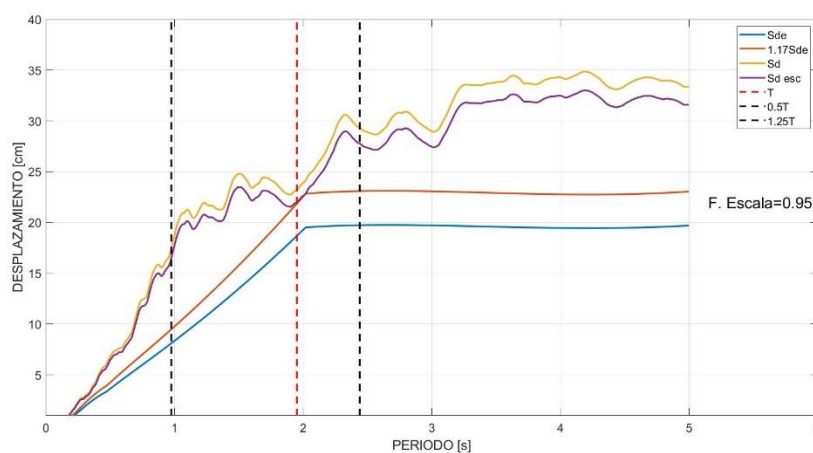


Figura 6-9 Promedio de espectros de desplazamiento SRRS escalado (RPPI).

El factor de escalamiento obtenido para el promedio de los espectros de desplazamiento (SRSS) se aplica individualmente a todos los registros escalados obteniendo de esta manera un factor de escala de cada registro corregido como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 6-5 Factor de escala corregido

| Registro            | Factor de escala | Factor de escala corregido |
|---------------------|------------------|----------------------------|
| Santiago la Florida | 1.95             | 1.84                       |
| R02M                | 10.08            | 9.54                       |
| R05M                | 10.26            | 9.71                       |
| R14M                | 9.48             | 8.97                       |
| R20M                | 11.99            | 11.3                       |
| R22M                | 9.41             | 8.90                       |

Con resultado del proceso anterior se obtiene los siguientes espectros de pseudo aceleración finalmente escalados.

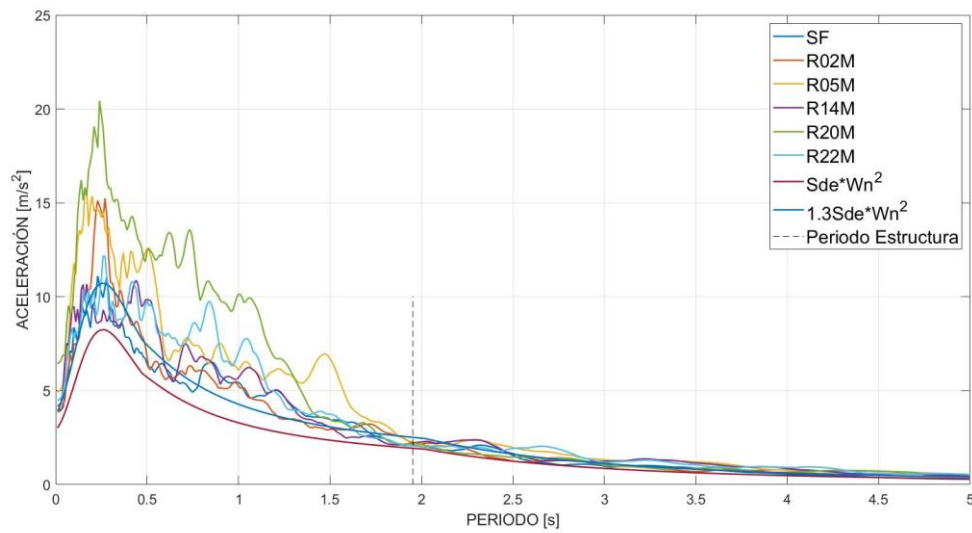


Figura 6-10 Espectro de pseudo aceleración (SRSS) de registros escalados (RPPI).

## 6.5 Resultados Sismo de Diseño (SD)

A continuación, se muestran los resultados del sismo de diseño para todos los casos de estudios. Los resultados se muestran en el siguiente orden.

- Deriva de piso
- Elementos controlados por resistencia
- Elementos controlados por deformación

En cuanto a los objetivos de desempeño, el parámetro de interés predominante es la deriva de piso que es congruente con lo que esperaría para marcos resistente a momento. Dado esto, el diseño queda controlado por este parámetro y como se podrá observar más adelante, si la estructura cumple con los límites de deriva, las demás verificaciones también cumplen.

### 6.5.1 Deriva de piso (Criterio de aceptación global)

Como es de esperar, dado que la estructura está compuesta por marcos de momento, la deriva es el parámetro predominante en el diseño. En las siguientes figuras se muestran los resultados de deriva para todos los casos de estudios.

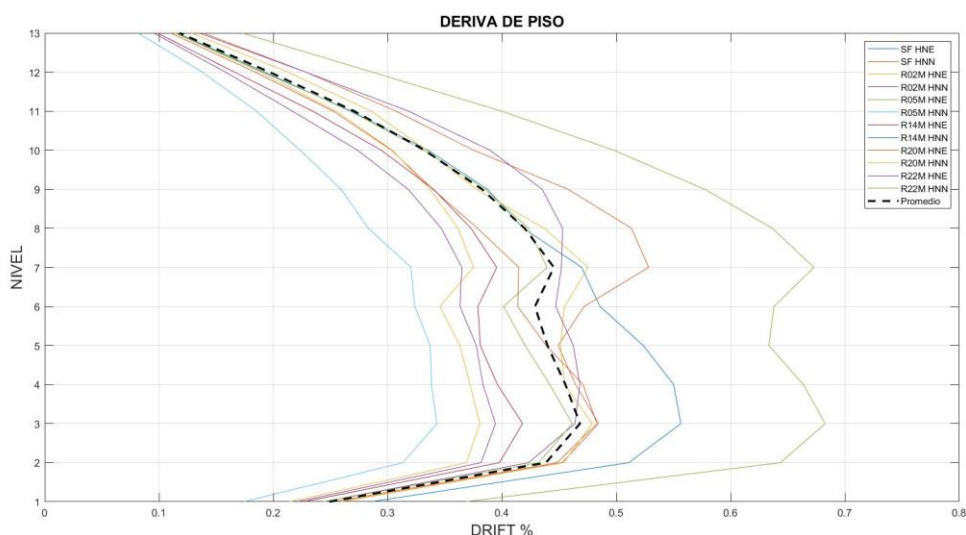


Figura 6-11 Deriva de Piso RMPI

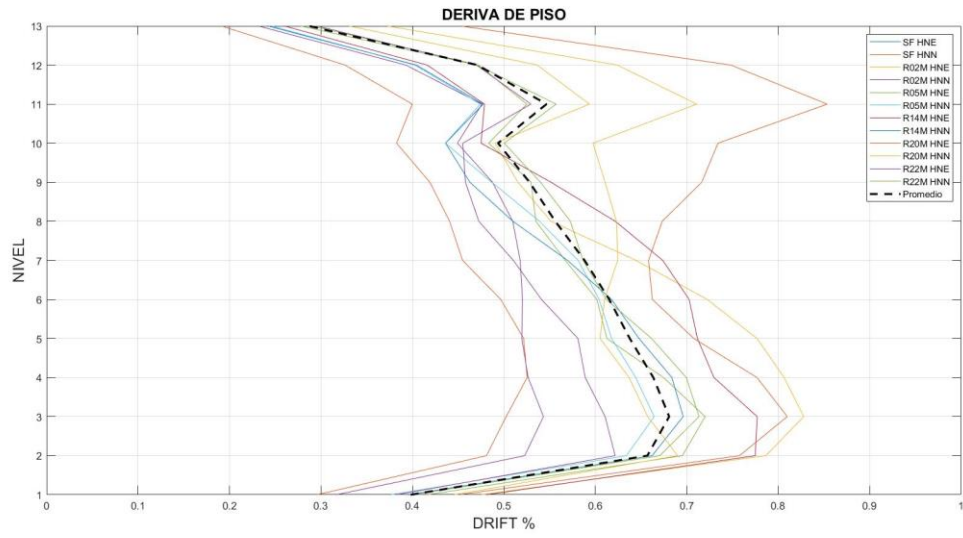


Figura 6-12 Deriva de Piso RPPI

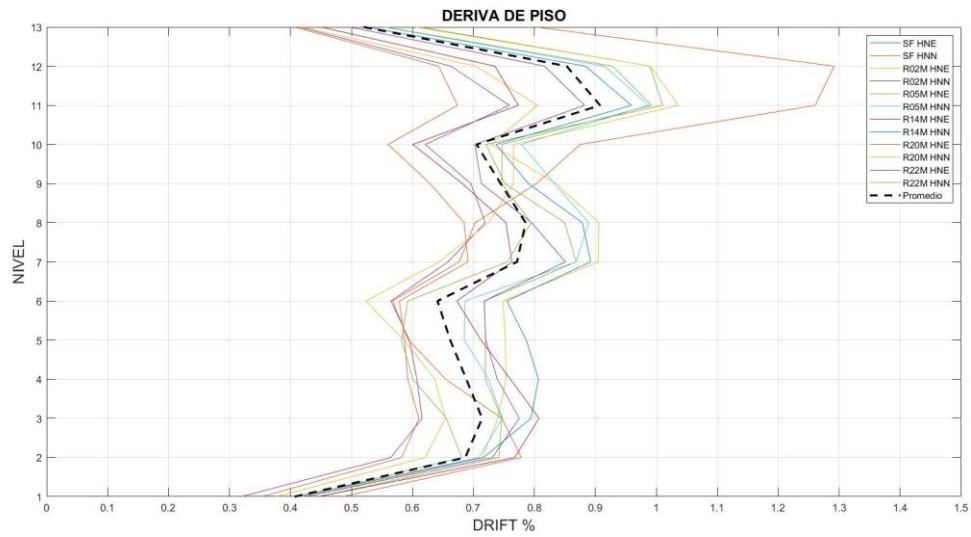


Figura 6-13 Deriva de Piso Diseño Por Estabilidad

Se observa que para la estructura diseñada previamente por estabilidad se supera el límite de deriva de 0.7%.

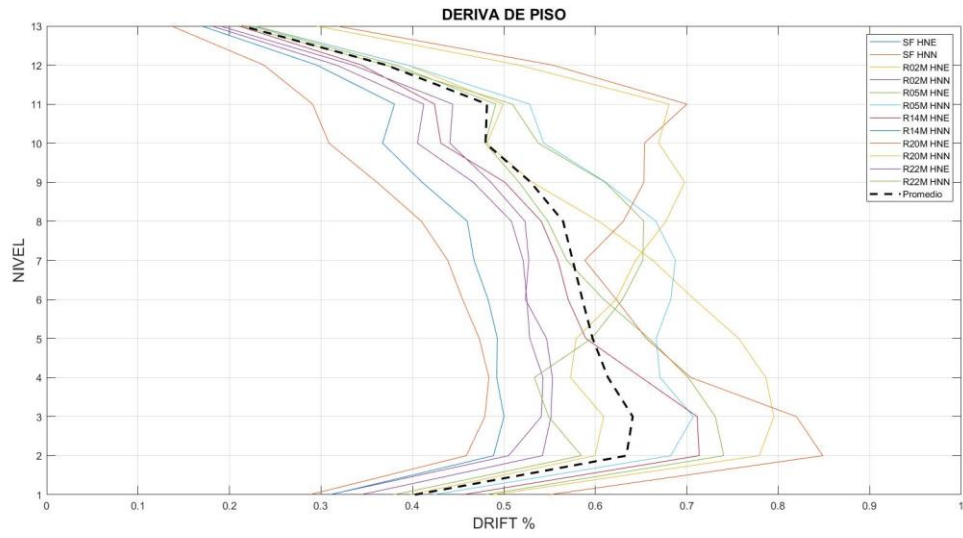


Figura 6-14 Deriva de piso diseño previo NCh433 columnas CFT

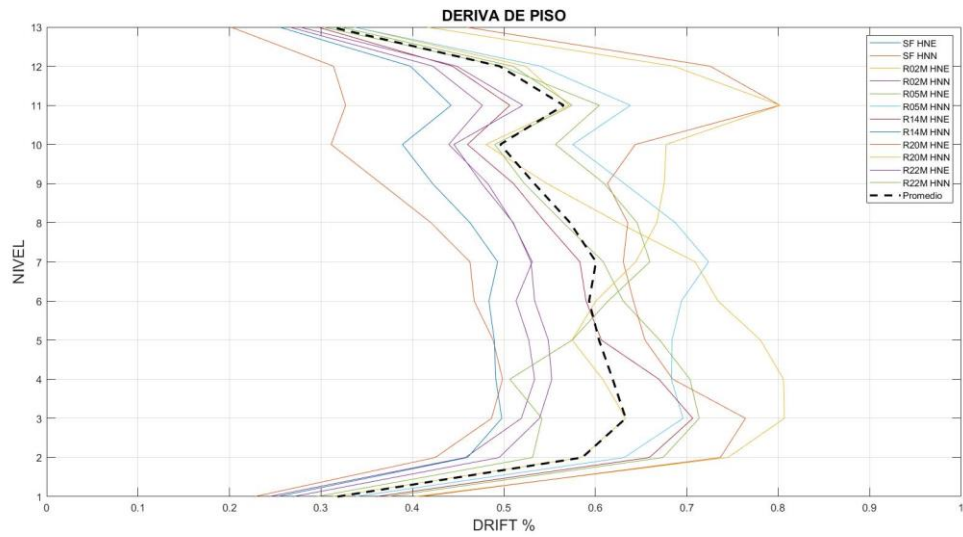


Figura 6-15 Deriva de piso diseño previo NCh433 columnas W

De los resultados obtenidos se puede observar lo siguiente:

1. La estructura diseñada previamente por estabilidad no cumple con el criterio de deriva aunque se considere el promedio de los valores registrados
2. Ambas estructuras diseñadas previamente por la norma NCh433 cumple con el criterio de límite de deriva si se considera el promedio de la respuesta.

#### 6.5.2 Elementos por resistencia

Dado que las columnas corresponden a elementos críticos en la estructura, todas las solicitaciones obtenidas se amplifican por 1.5 tal como se indica en la guía de diseño de ACHISINA. Los diagramas de interacción mostrados a continuación representan la resistencia nominal de los elementos considerando la resistencia esperada de los materiales según la Figura 2-7. De los resultados que son presentados a continuación solo las columnas correspondientes al diseño previo por estabilidad no cumple con el diseño por resistencia.

### 6.5.2.1 Diseño considerando la respuesta máxima parámetro de interés (RMPI)

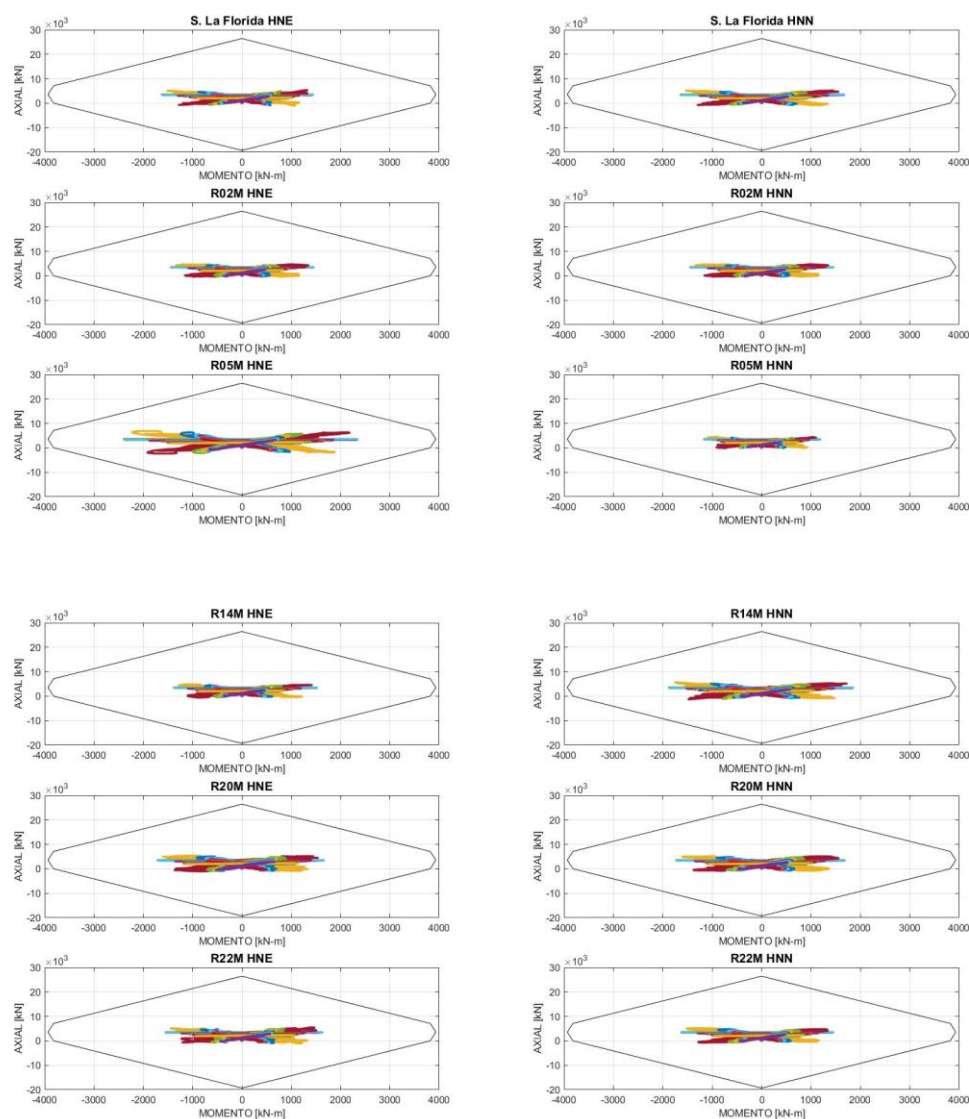


Figura 6-16 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (RMPI)

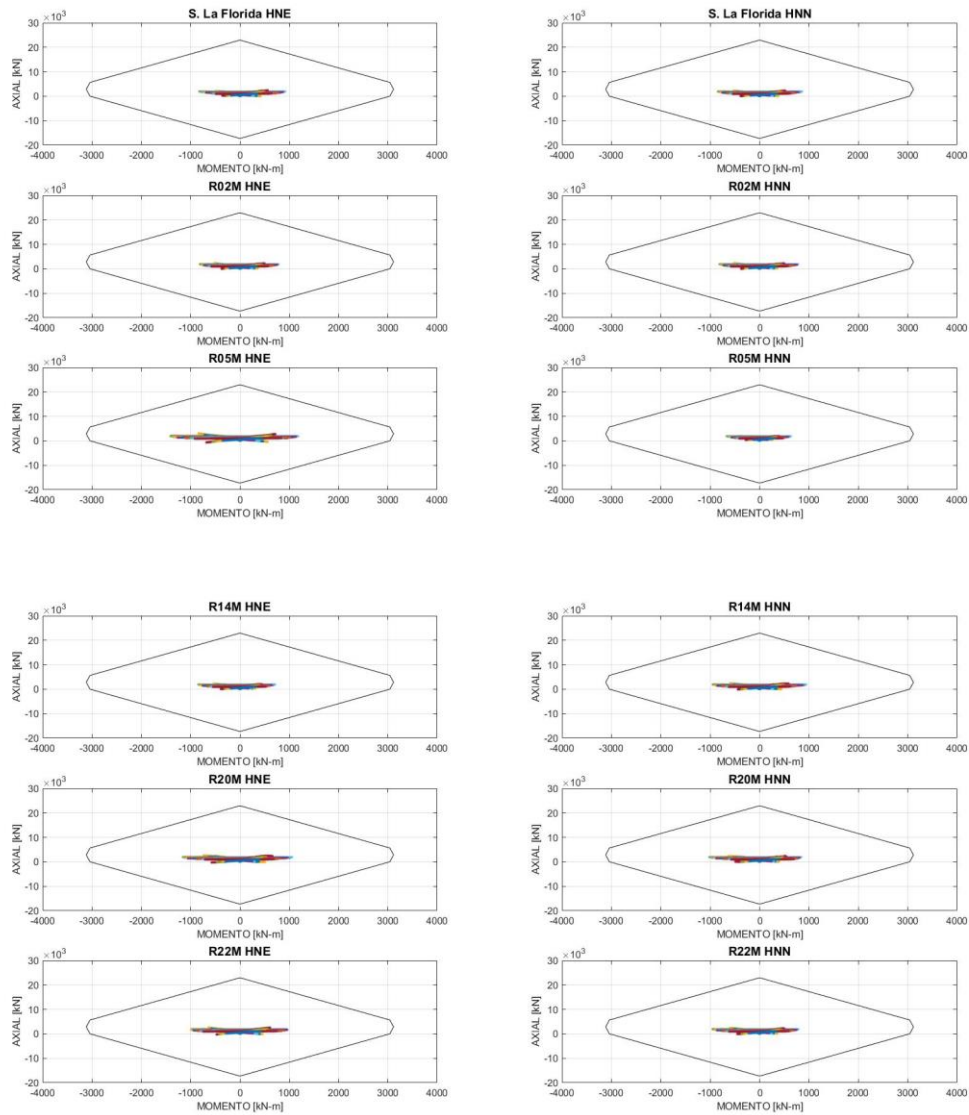


Figura 6-17 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (RMPI)

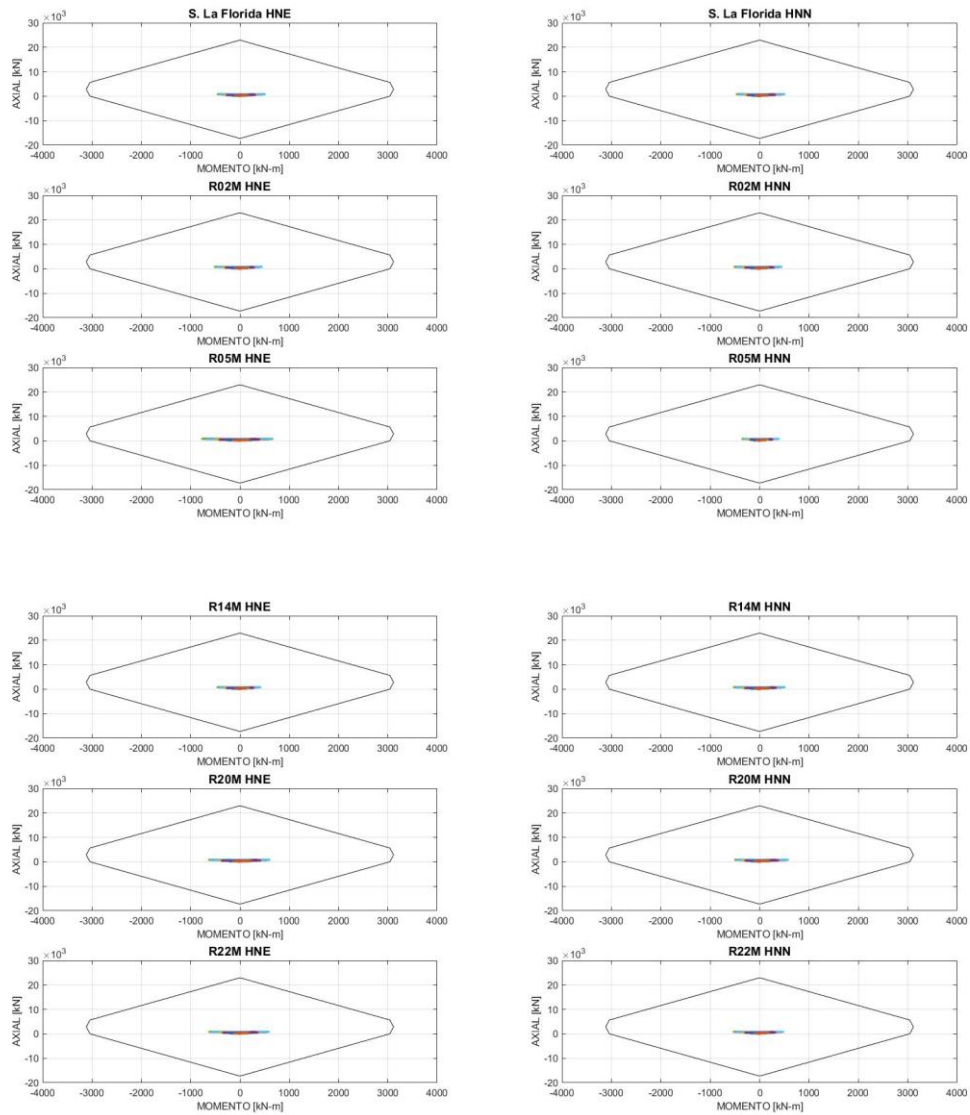


Figura 6-18 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (RMPI)

6.5.2.2 Diseño considerando el promedio de la respuesta esperada.

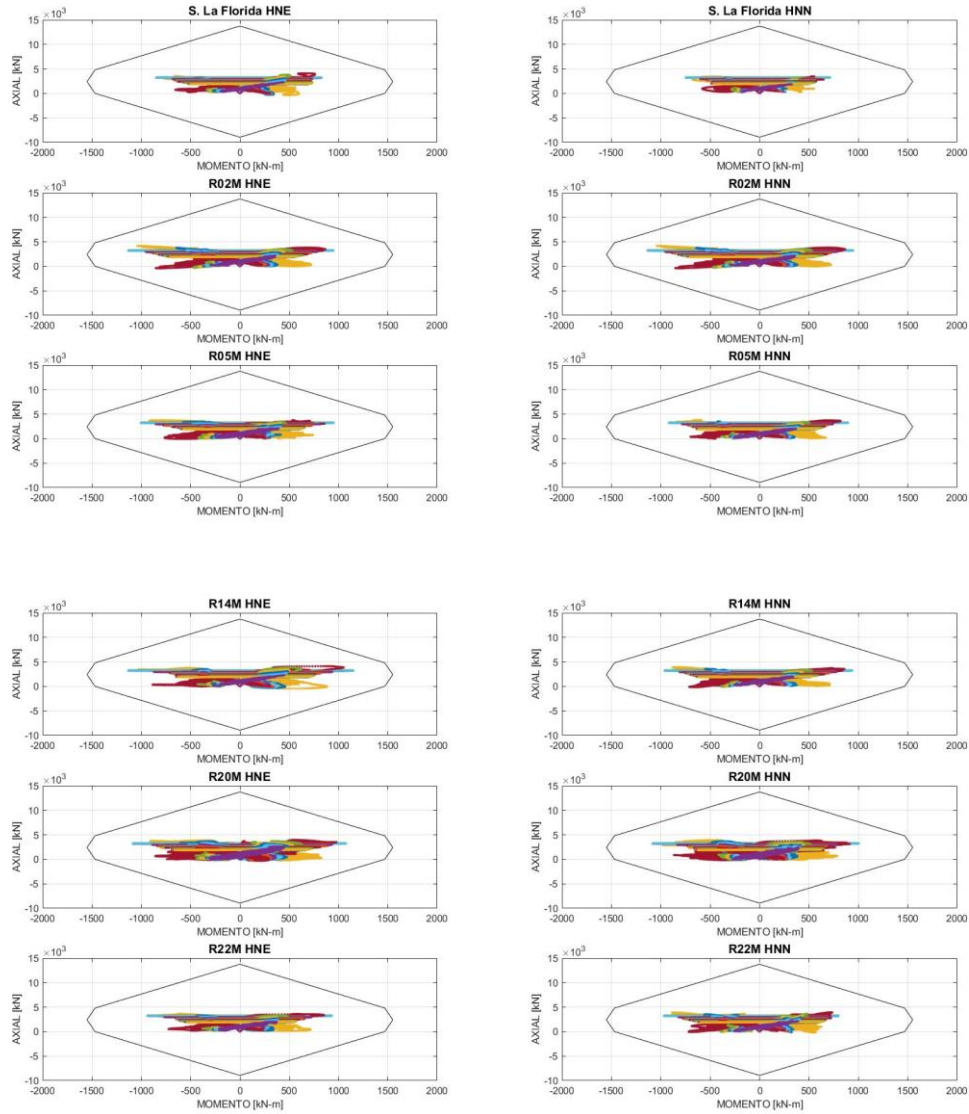


Figura 6-19 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (RPPI)

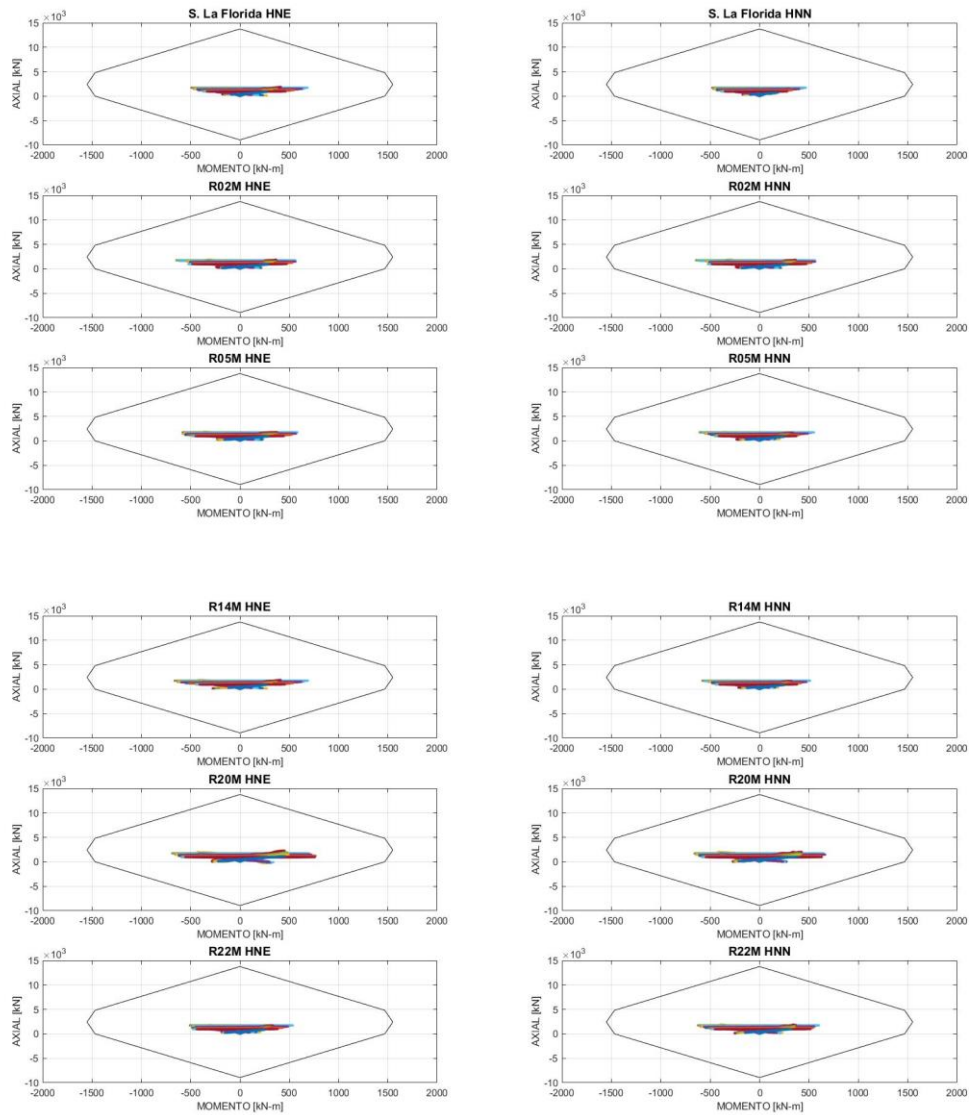


Figura 6-20 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (RPP1)

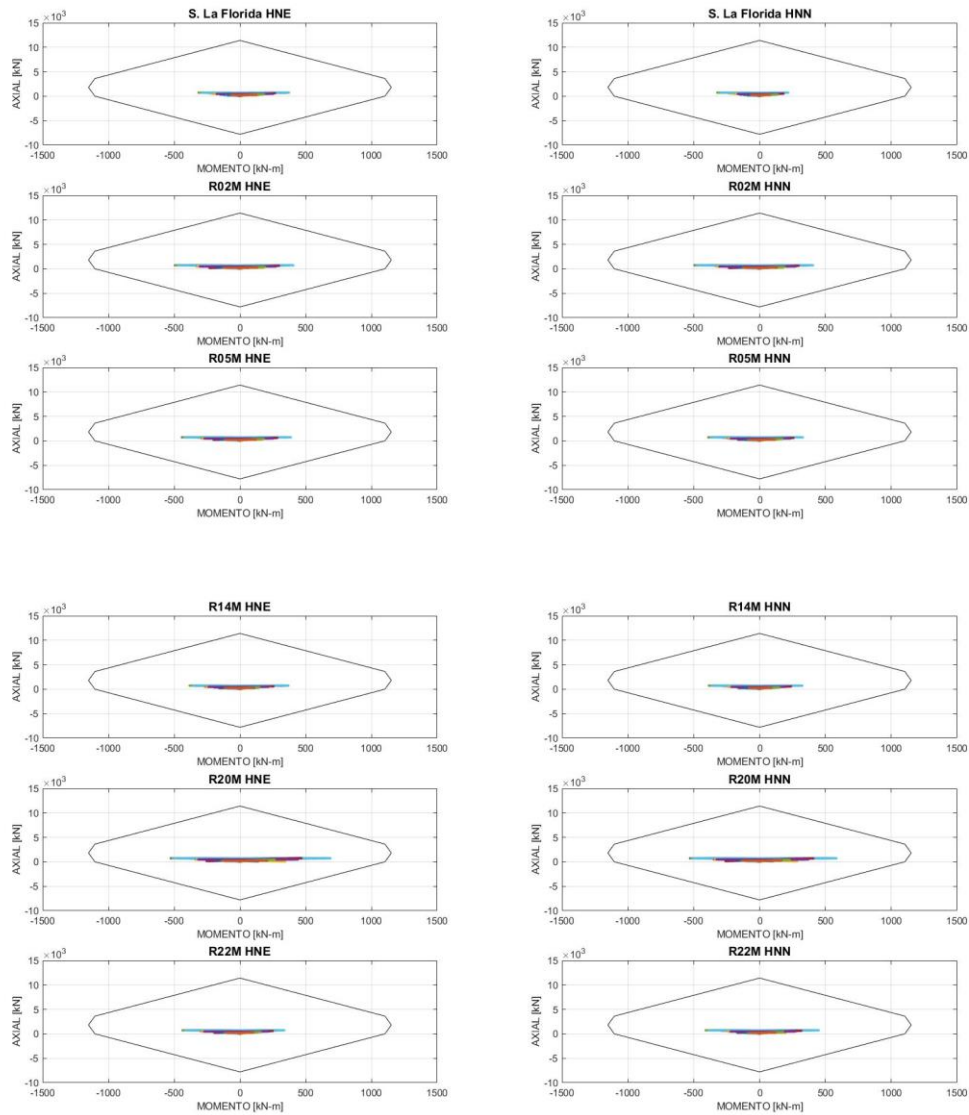


Figura 6-21 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (RPPI)

### 6.5.2.3 Diseño previo por estabilidad

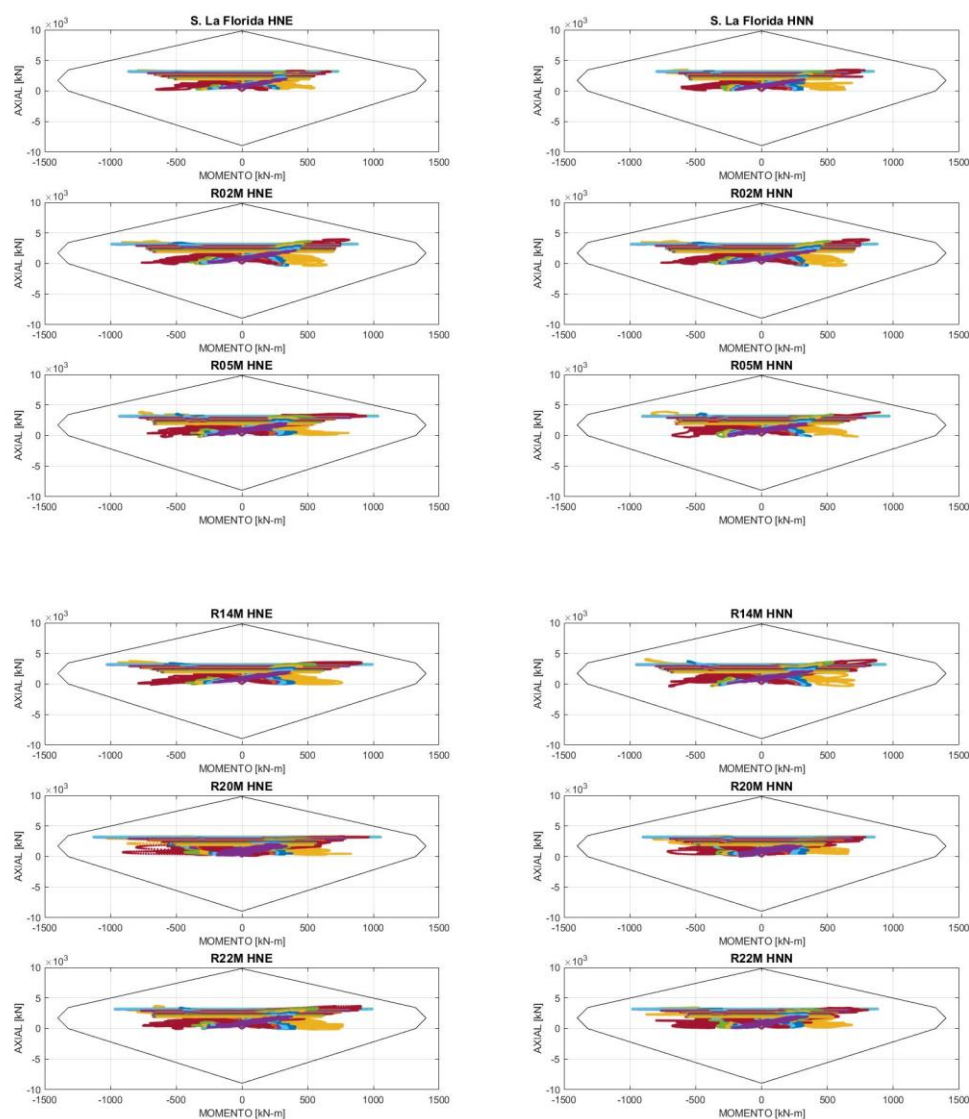


Figura 6-22 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (Diseño previo por estabilidad)

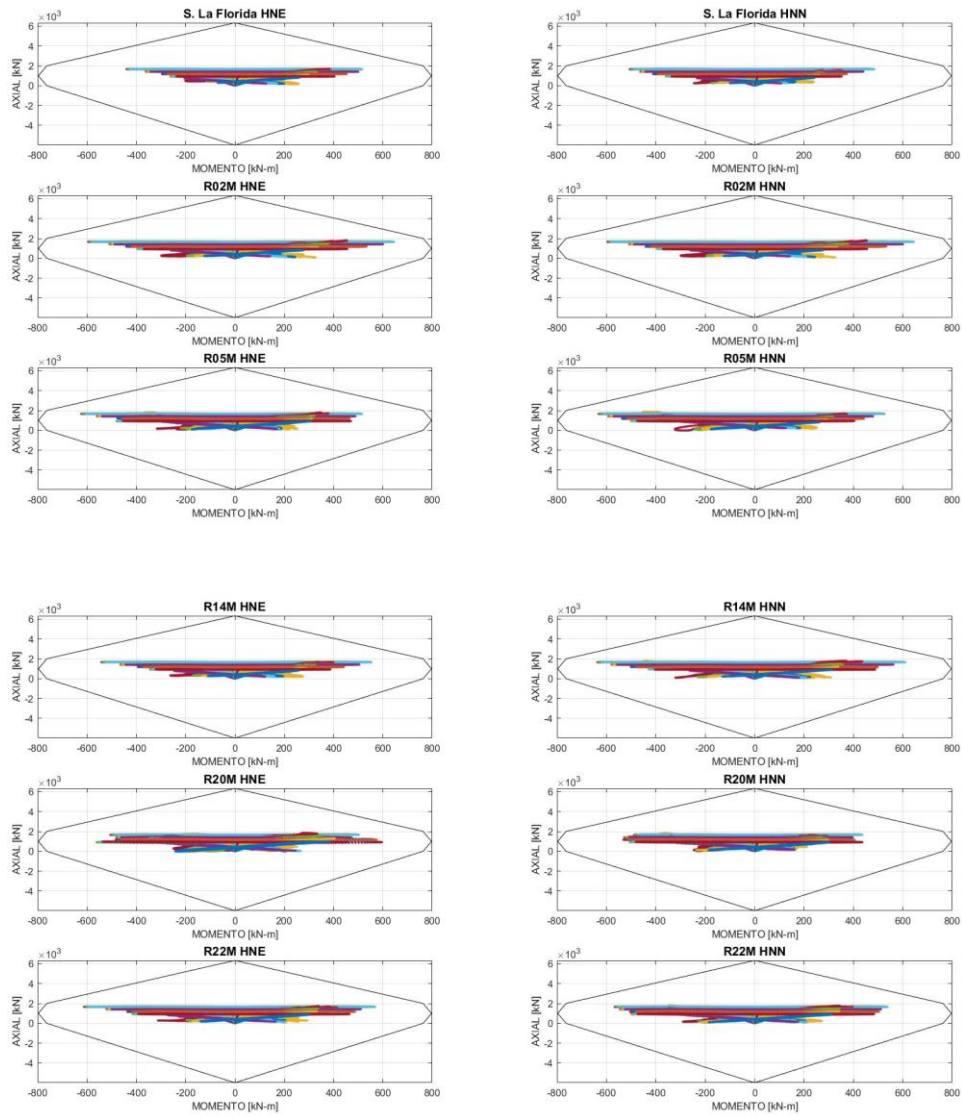


Figura 6-23 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (Diseño previo por estabilidad)

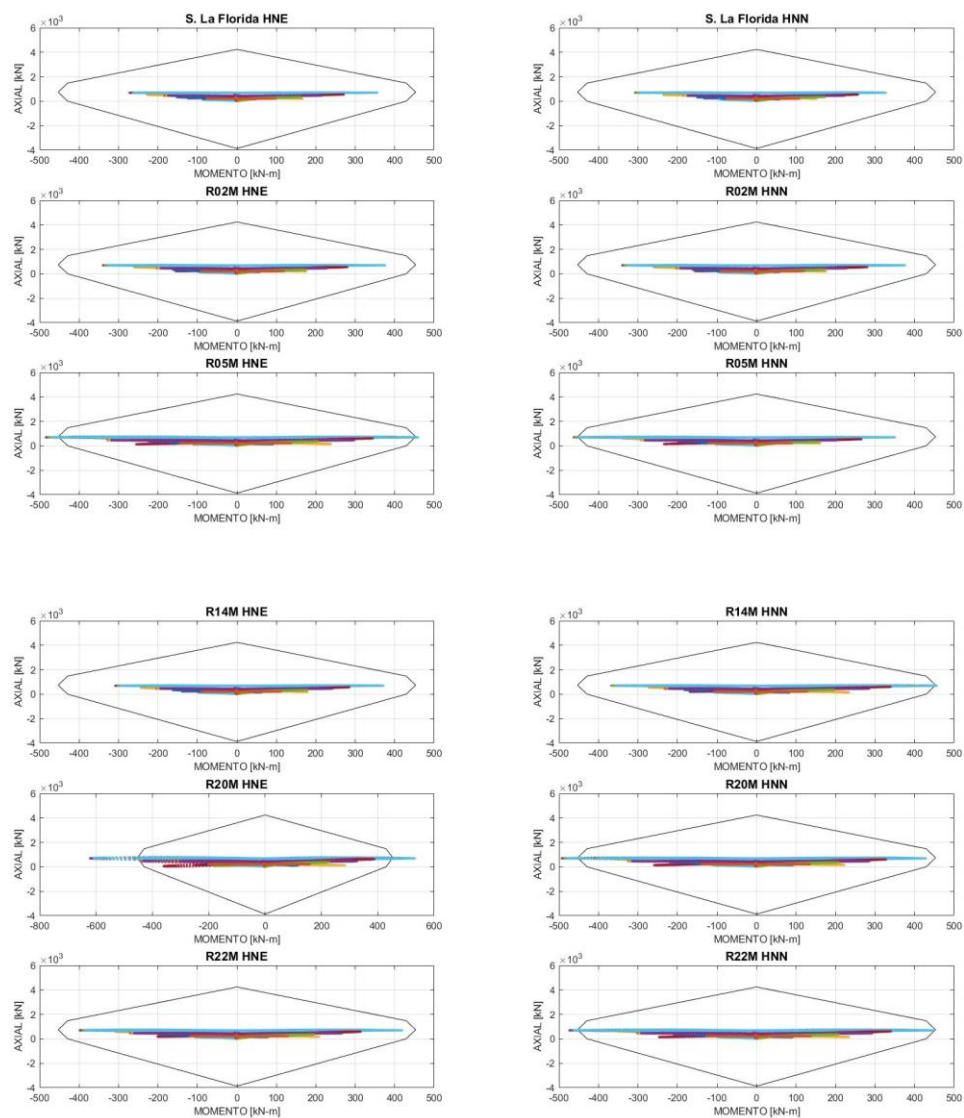


Figura 6-24 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (Diseño previo por estabilidad)

#### 6.5.2.4 Diseño previo mediante norma NCh433 columnas compuestas

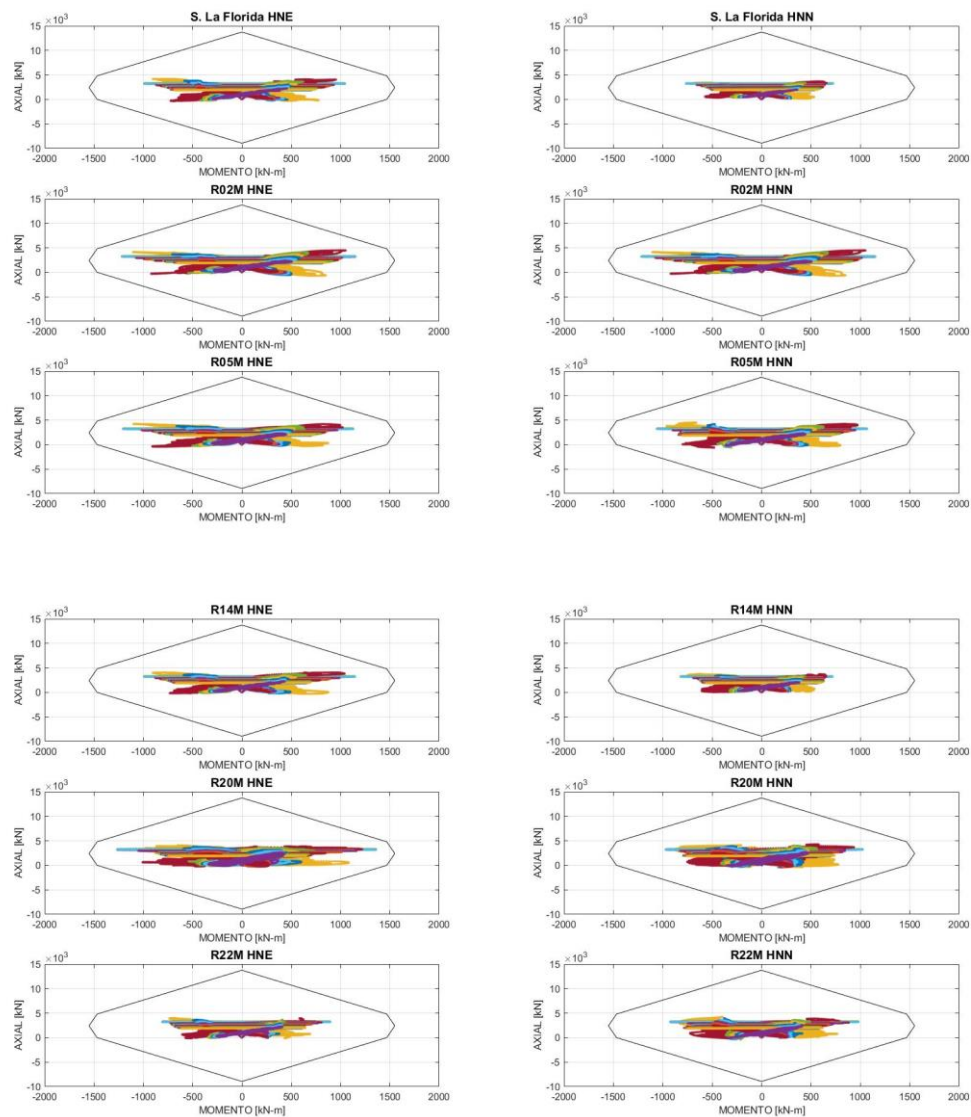


Figura 6-25 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (Diseño previo por NCh433 CFT)

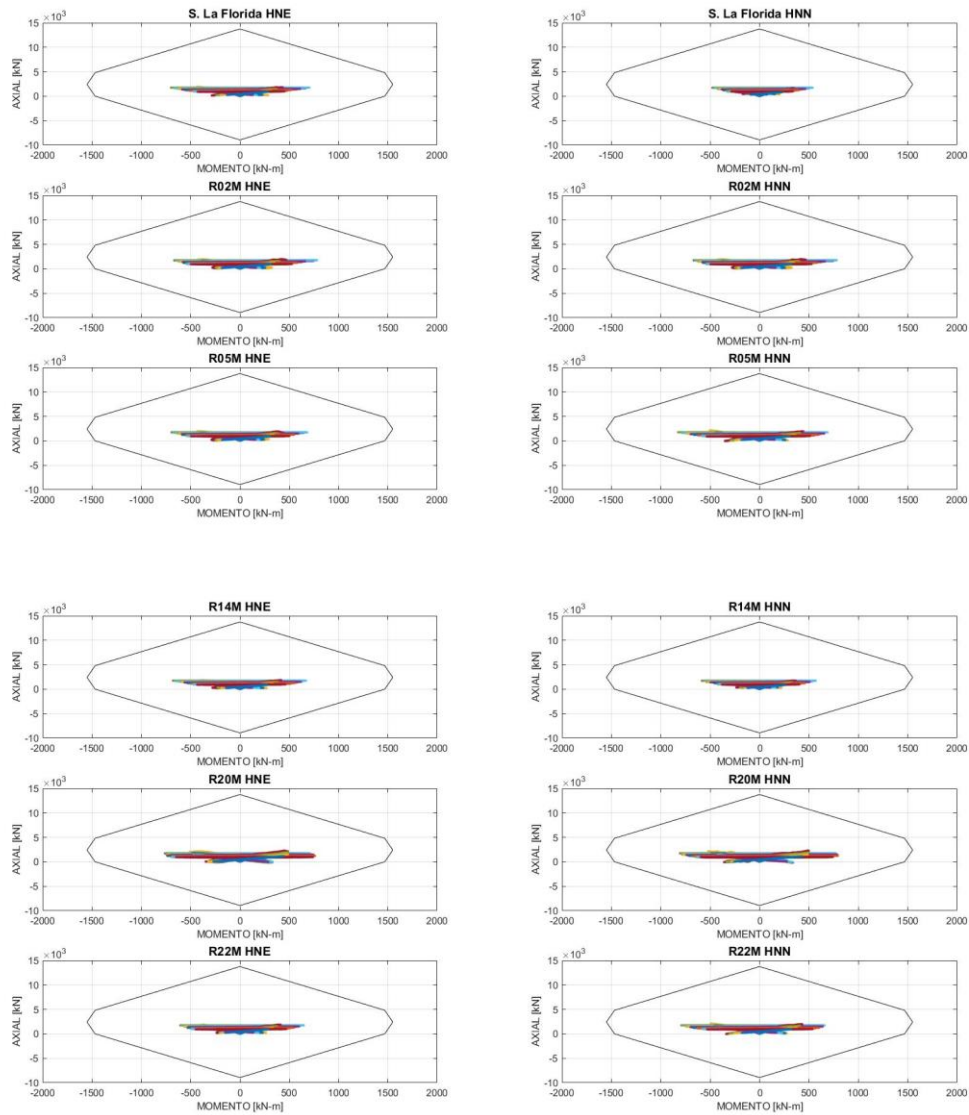


Figura 6-26 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (Diseño previo por NCh433 CFT)

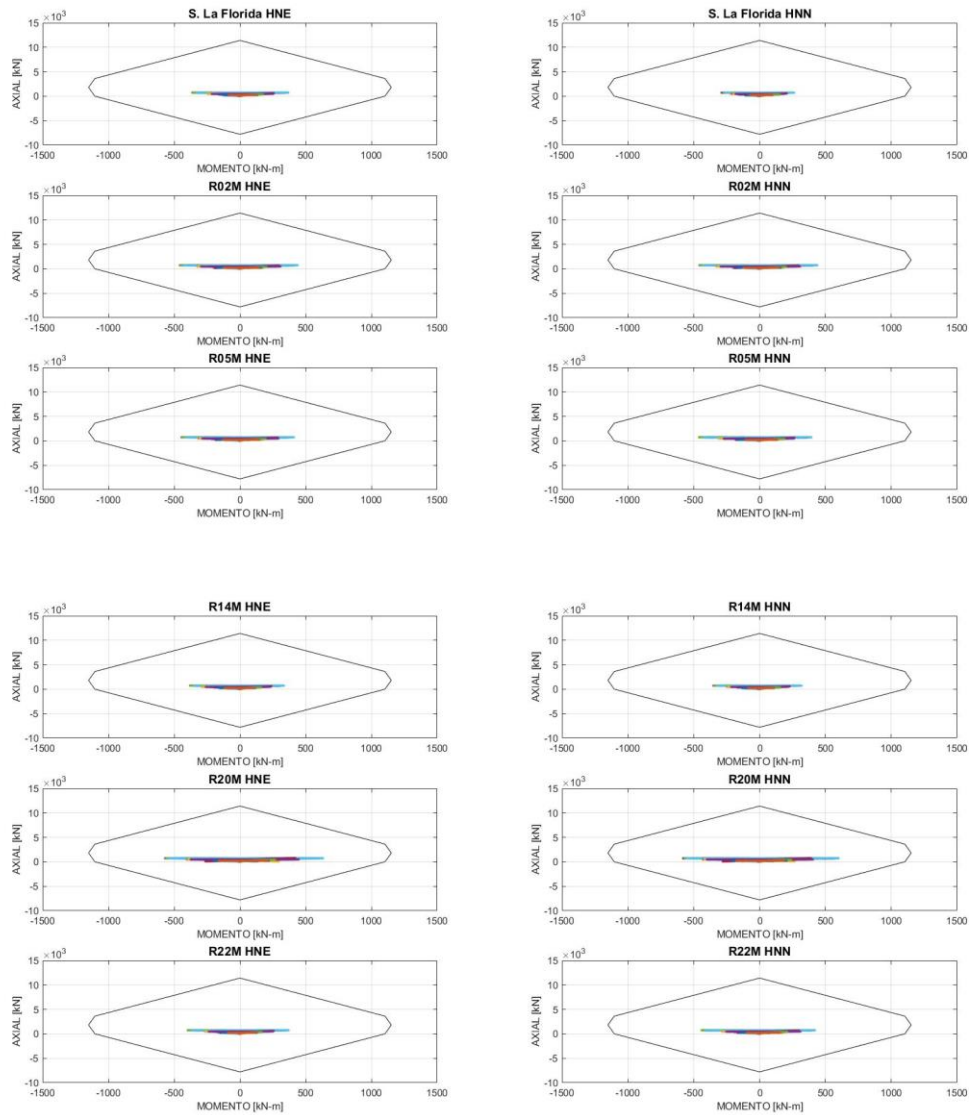


Figura 6-27 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (Diseño previo por NCh433 CFT)

### 6.5.2.5 Diseño previo mediante norma NCh433 columnas W

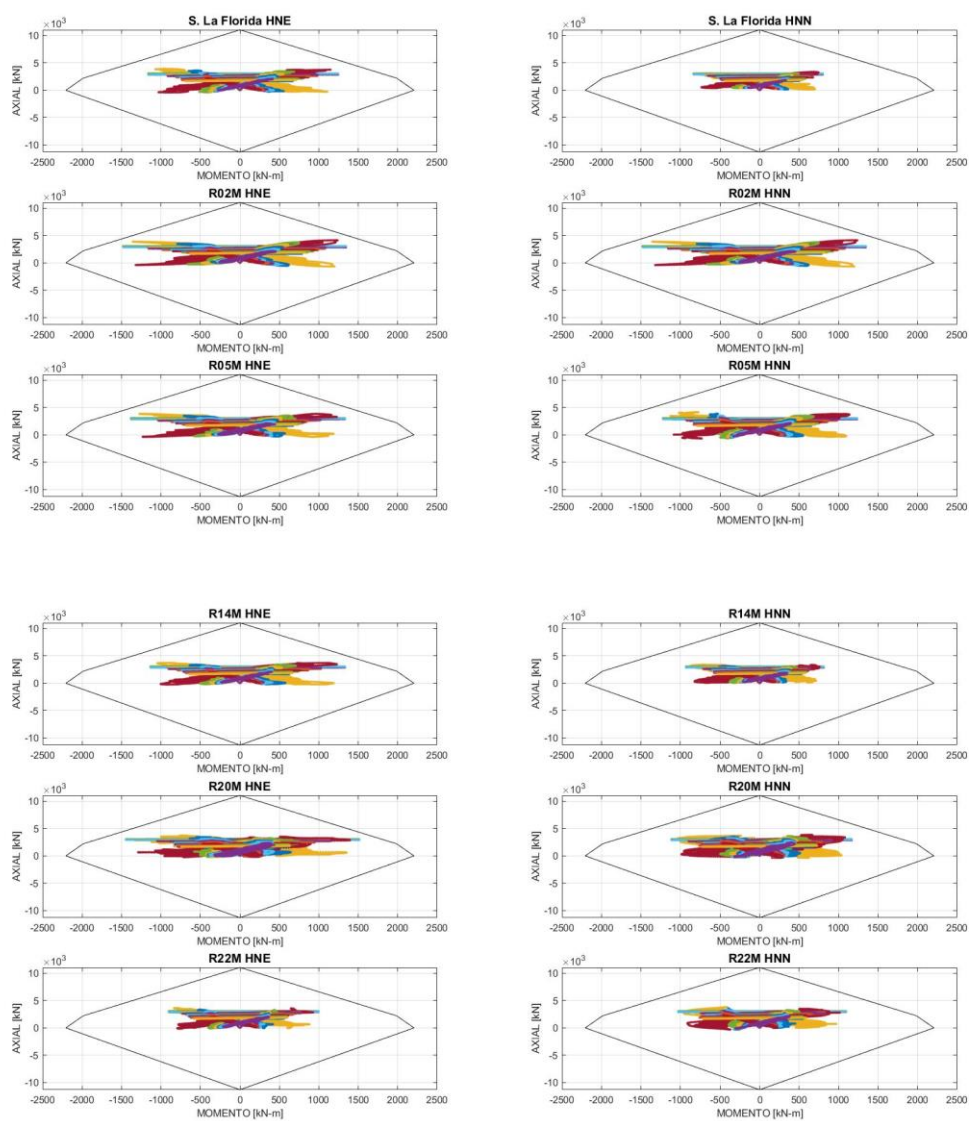


Figura 6-28 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (Diseño previo por NCh433 W)

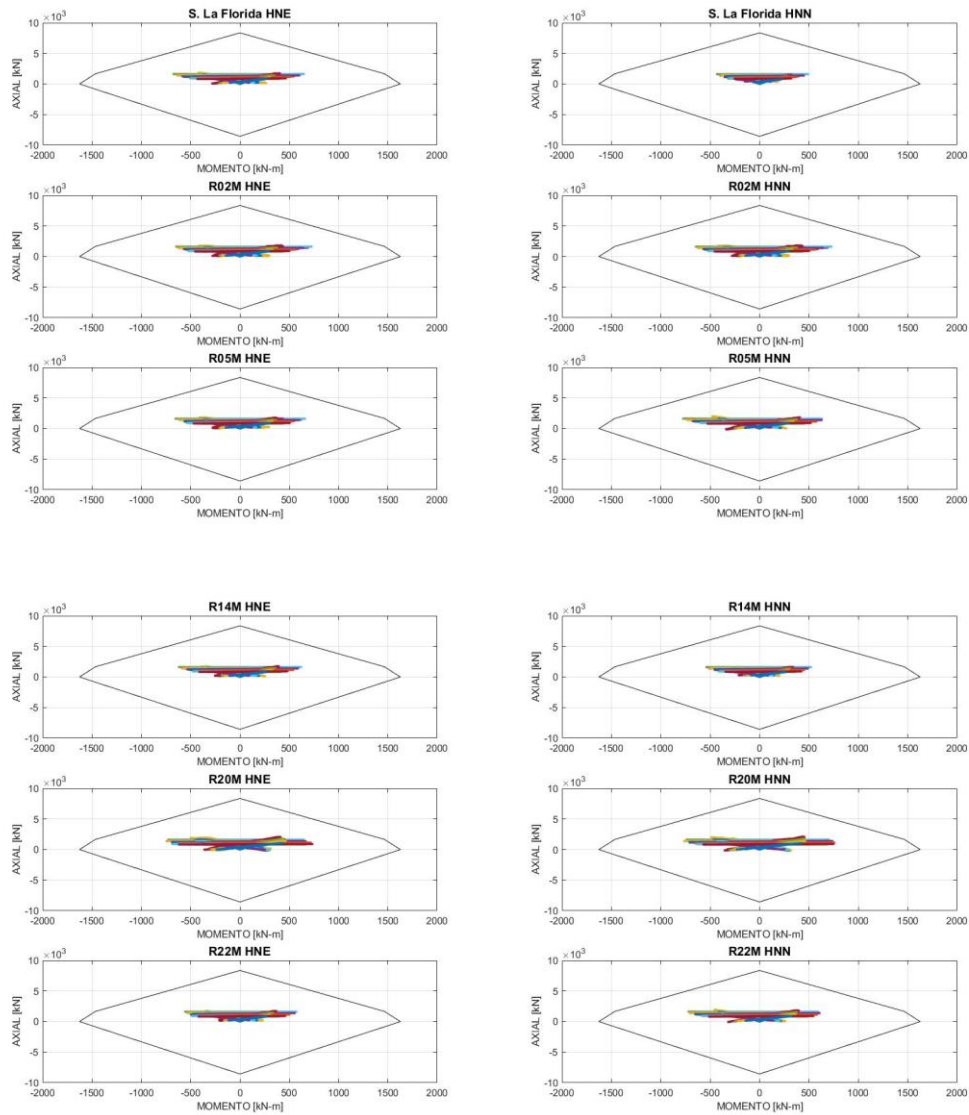


Figura 6-29 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (Diseño previo por NCh433 W)

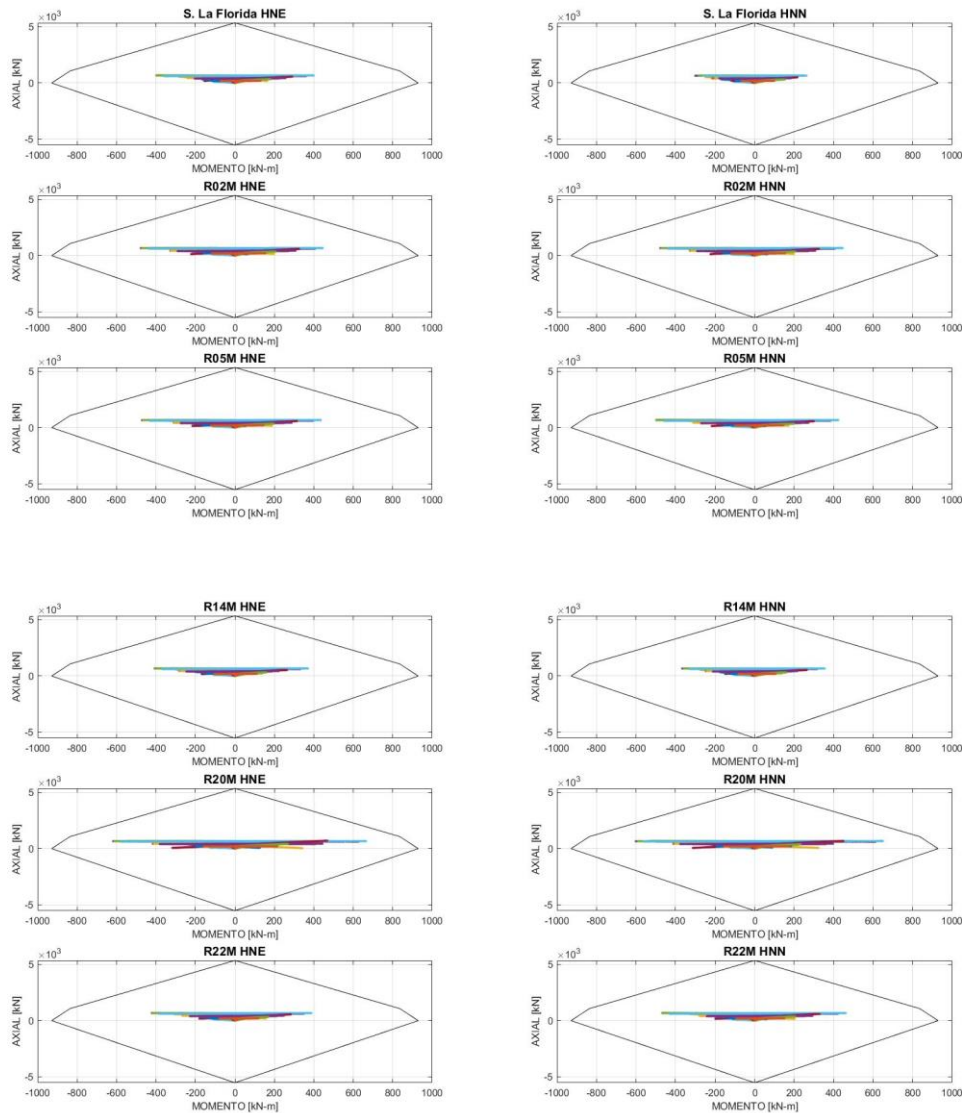


Figura 6-30 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (Diseño previo por NCh433 W)

### 6.5.3 Elementos controlados por deformación

Si bien el criterio de aceptación de las vigas es mediante la verificación de la rotación angular, en el capítulo ANEXO se muestra los diagramas momento curvatura que nos permite evidenciar si algunos de estos elementos incurren en el rango no lineal.

### 6.5.3.1 Rotación angular vigas caso diseño previo por estabilidad

A continuación, se muestran los resultados de las rotaciones angular de las vigas en el tiempo junto con las rotaciones máximas obtenidas por nivel y registro.

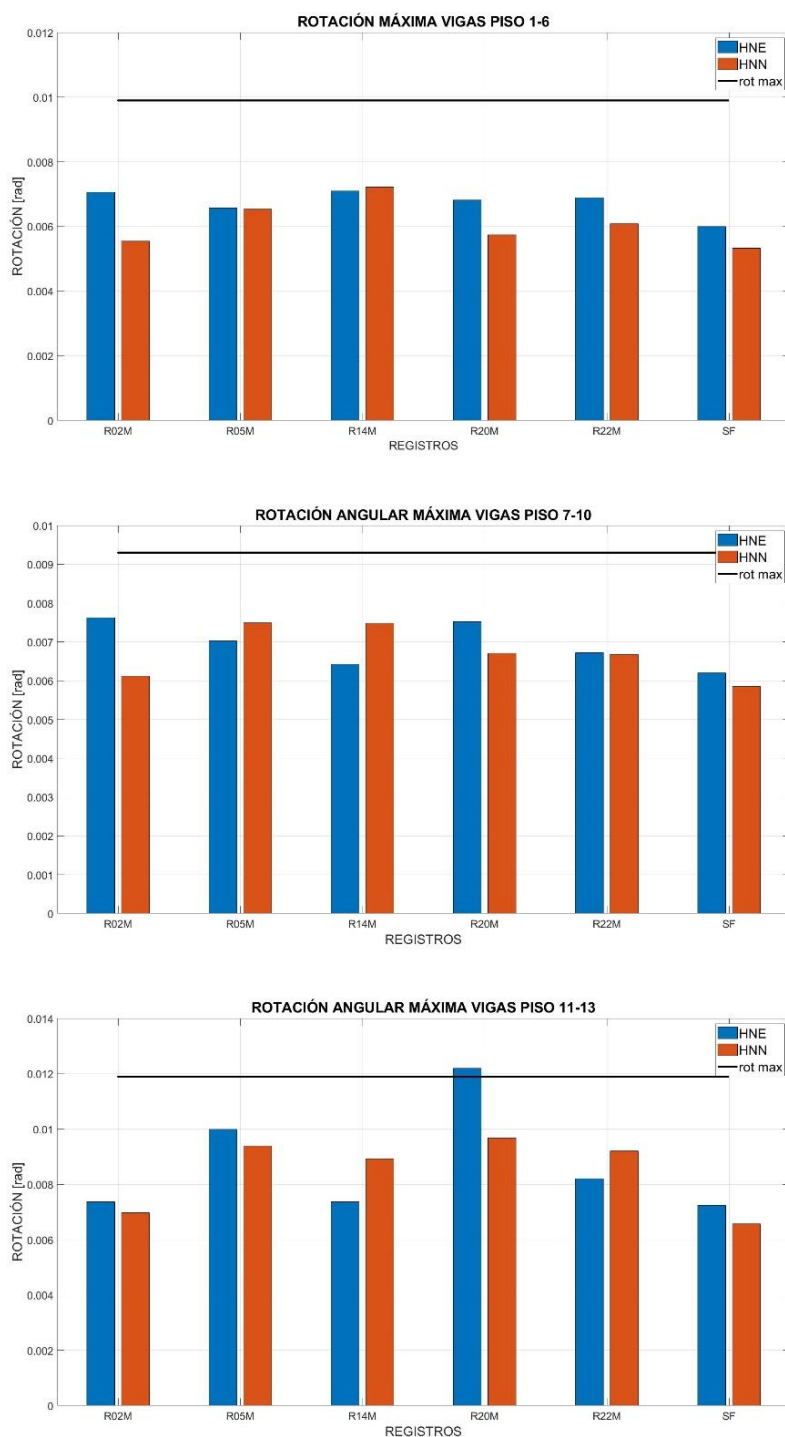


Figura 6-31 Rotación máxima angular vigas (Diseño previo por estabilidad)

### 6.5.3.2 Rotación angular vigas caso RMPI

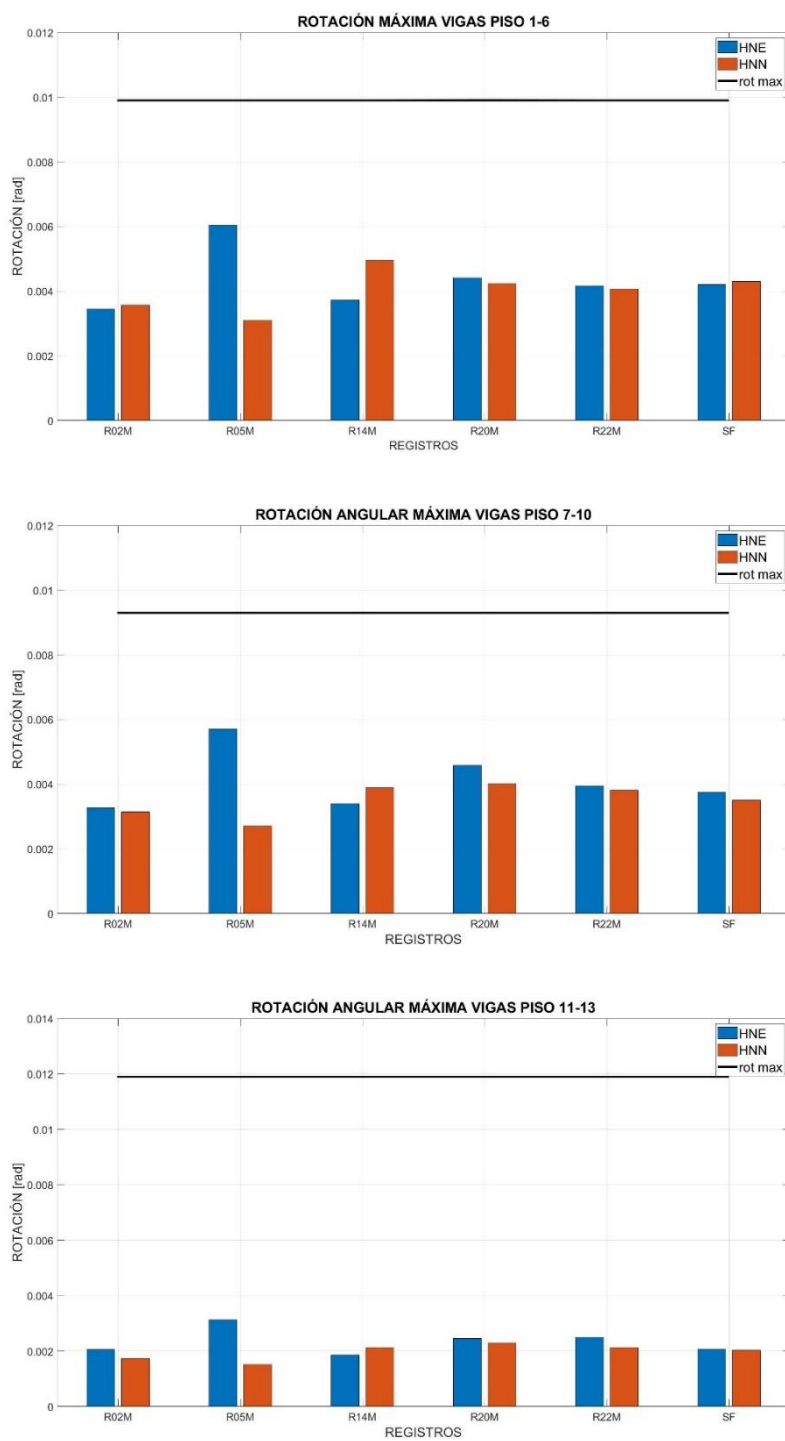


Figura 6-32 Rotación máxima angular vigas (RMPI)

### 6.5.3.3 Rotación angular vigas caso RPPI

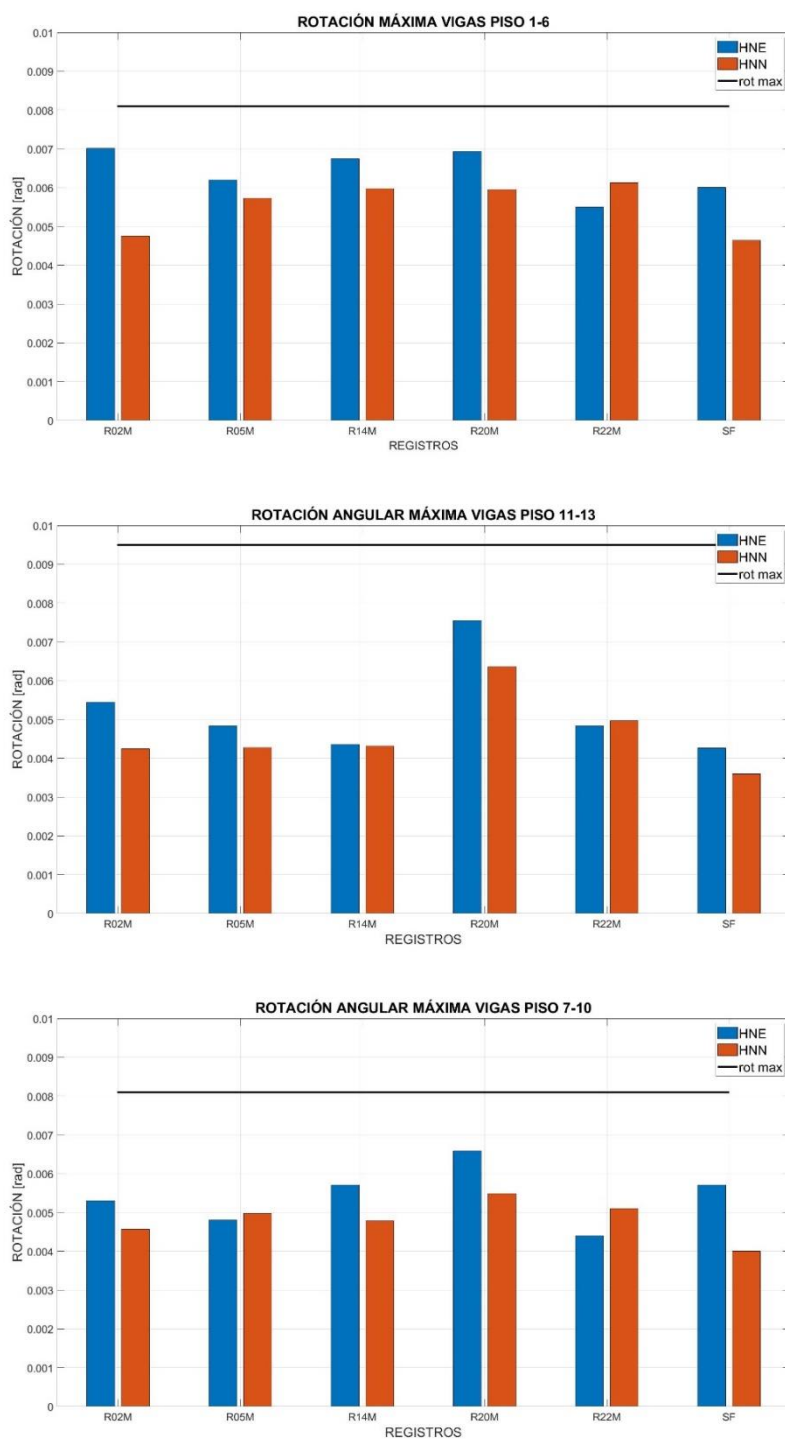


Figura 6-33 Rotación angular máxima vigas (RPPI)

#### 6.5.3.4 Rotación angular vigas caso diseño previo por NCh433 columnas CFT

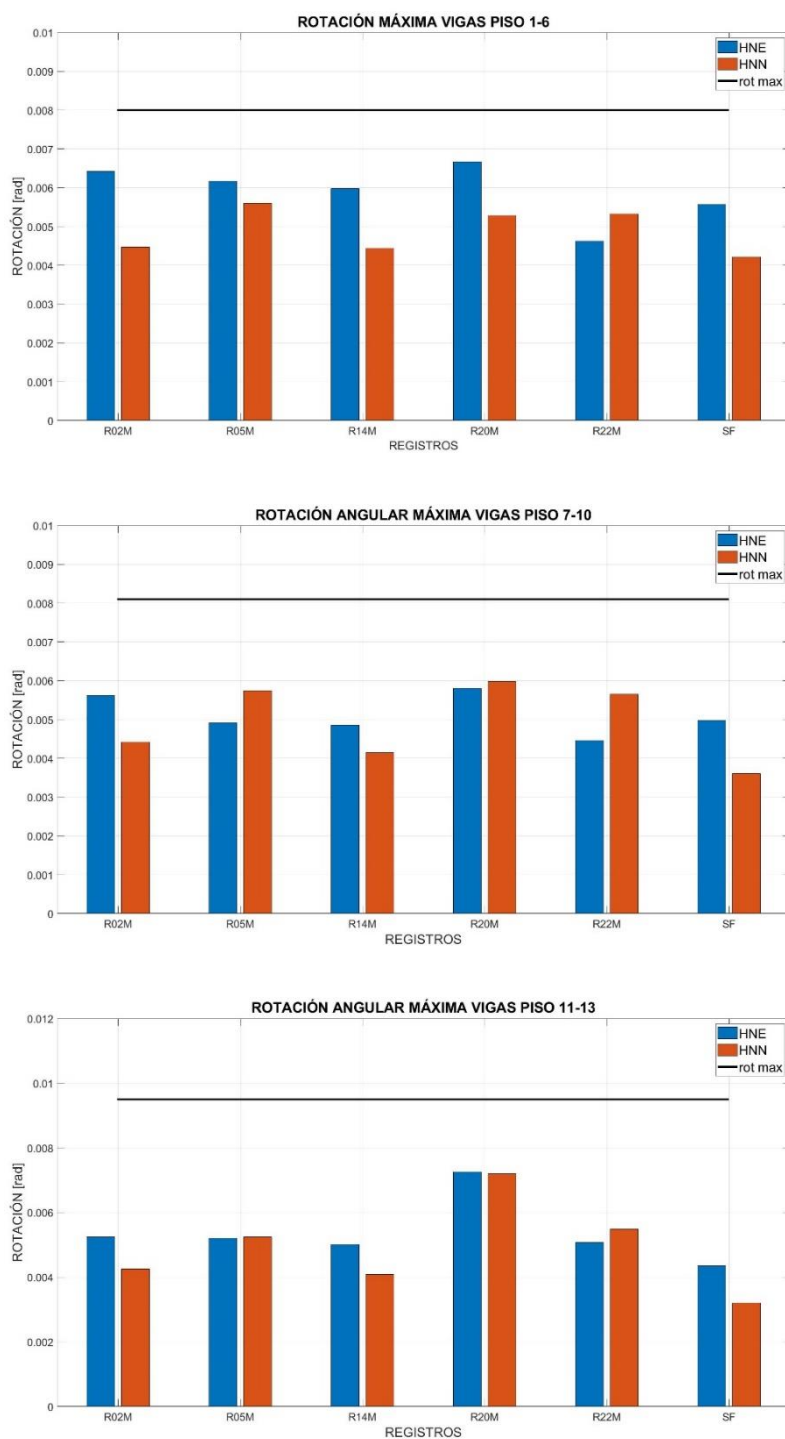


Figura 6-34 Rotación angular máxima vigas (Diseño previo por NCh433 columnas CFT)

### 6.5.3.5 Rotación angular vigas caso diseño previo con NCh433 columnas W

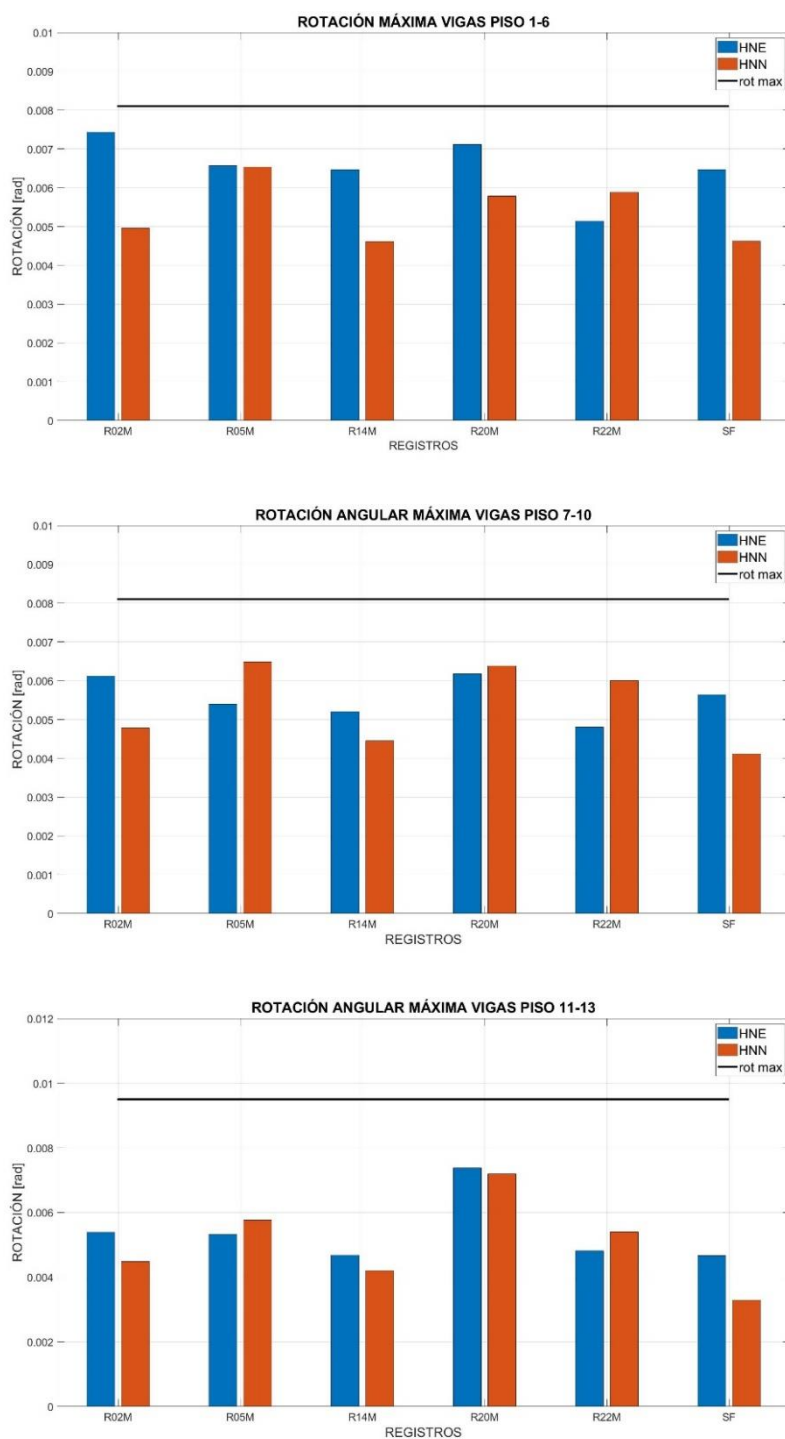


Figura 6-35 Rotación angular máxima vigas (Diseño previo por NCh433 columnas W)

De acuerdo a los resultados obtenidos solo la estructura diseñada previamente por estabilidad supera el límite de la rotación de fluencia como se observa en la tabla resumen a continuación:

Tabla 6-6 Comparación rotación de fluencia versus rotación máxima obtenida.

| Nivel                                           | Elemento | Rot. Permitida $\theta_y$ [rad] | Rot. Max obtenida [rad] | Razón rotación<br>Máximo/Permitida |
|-------------------------------------------------|----------|---------------------------------|-------------------------|------------------------------------|
| Respuesta máxima del parámetro interés (RMPI)   |          |                                 |                         |                                    |
| 1-6                                             | W18x60   | 0.0099                          | 0.0061                  | 0.62                               |
| 7-10                                            | W18x50   | 0.0093                          | 0.0057                  | 0.61                               |
| 11-13                                           | W14x38   | 0.0119                          | 0.0025                  | 0.21                               |
| Respuesta promedio del parámetro interés (RPPI) |          |                                 |                         |                                    |
| 1-6                                             | W21x57   | 0.0081                          | 0.0070                  | 0.86                               |
| 7-10                                            | W21x57   | 0.0081                          | 0.0066                  | 0.81                               |
| 11-13                                           | W18x46   | 0.0095                          | 0.0076                  | 0.80                               |
| Diseño previo por estabilidad                   |          |                                 |                         |                                    |
| 1-6                                             | W18x60   | 0.0099                          | 0.0071                  | 0.72                               |
| 7-10                                            | W18x50   | 0.0093                          | 0.0076                  | 0.82                               |
| 11-13                                           | W14x38   | 0.0119                          | 0.0122                  | 1.02                               |
| Diseño previo por NCh433 Columnas CFT           |          |                                 |                         |                                    |
| 1-6                                             | W21x68   | 0.0080                          | 0.0067                  | 0.84                               |
| 7-10                                            | W21x62   | 0.0081                          | 0.0060                  | 0.74                               |
| 11-13                                           | W21x57   | 0.0095                          | 0.0073                  | 0.77                               |
| Diseño previo por NCh433 Columnas W             |          |                                 |                         |                                    |
| 1-6                                             | W21x57   | 0.0081                          | 0.0074                  | 0.92                               |
| 7-10                                            | W21x57   | 0.0081                          | 0.0061                  | 0.76                               |
| 11-13                                           | W18x46   | 0.0095                          | 0.0074                  | 0.78                               |

#### Observaciones sismo de diseño:

Las estructuras diseñadas previamente por la norma NCh433 aparentemente tienden ser más rígidas que las estructuras diseñadas por desempeño. Por otro lado, la estructura diseñada por estabilidad no cumple con requerimiento de deformación y de resistencia.

## 6.6 Resultados sismo máximo considerado (SMC)

Como se puede observar en los resultados anteriores la estructura diseñada previamente por estabilidad no cumple con los requerimientos para el sismo de diseño, dado esto no se evalúa su desempeño para el caso del sismo máximo considerado. En cuanto a los otros casos, a continuación, se muestra el resultado de su desempeño sísmico para SMC.

### 6.6.1 Deriva de piso (Criterio de aceptación global)

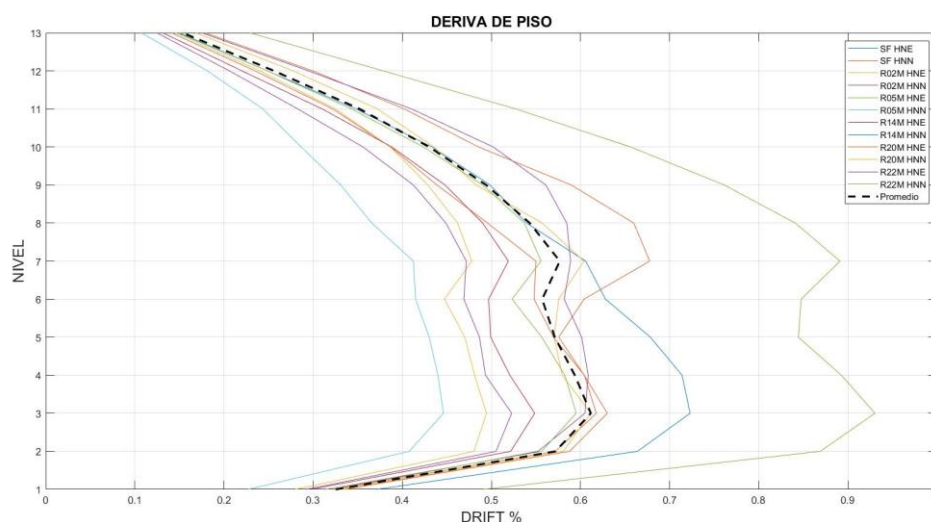


Figura 6-36 Deriva de piso (RMPI)

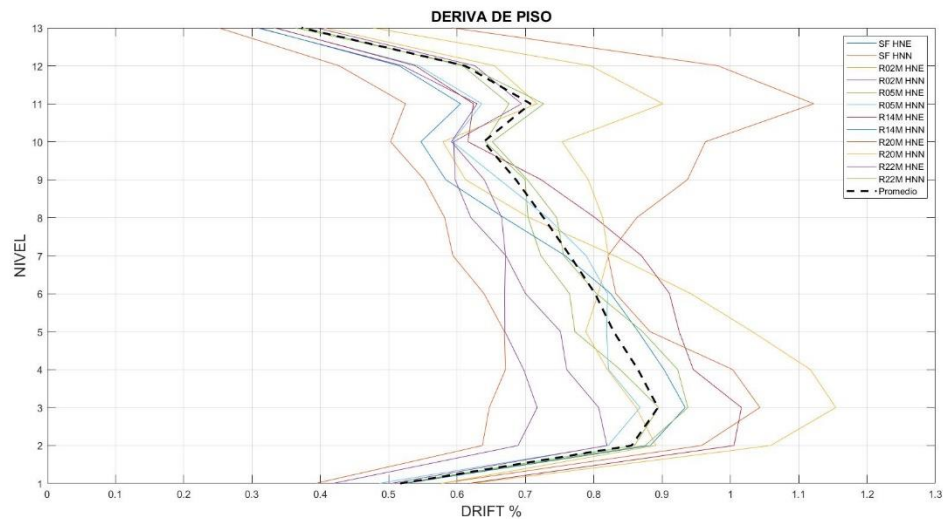


Figura 6-37 Deriva de piso (RPPI)

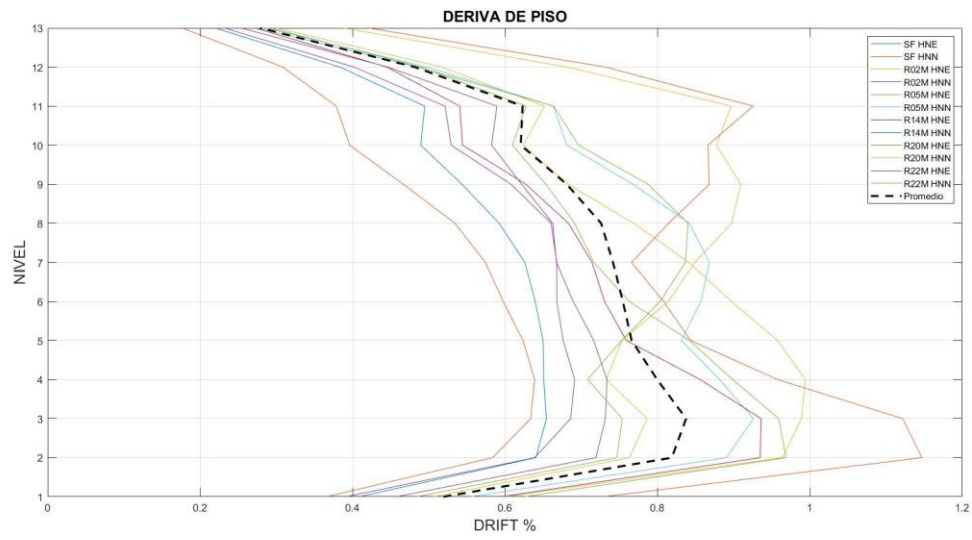


Figura 6-38 Deriva de piso (NCH433)

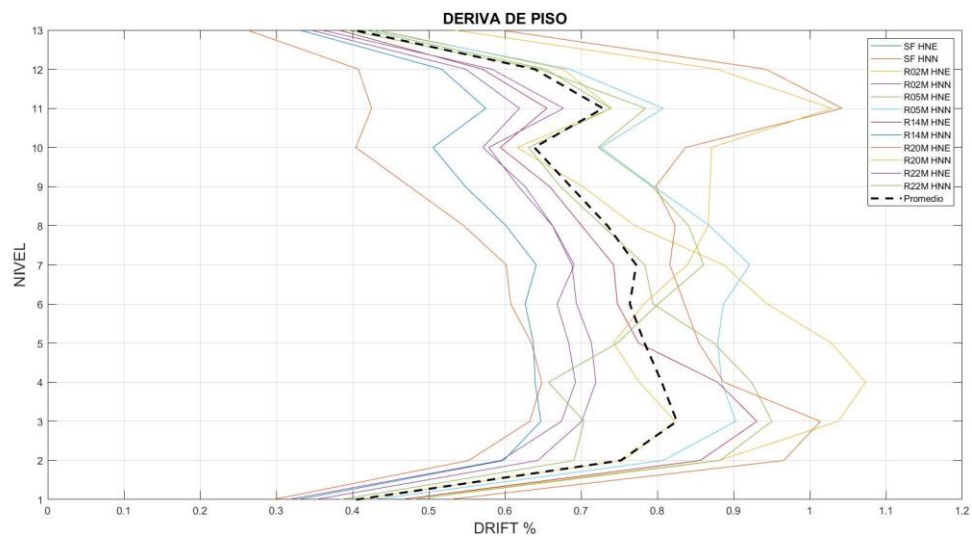


Figura 6-39 Deriva de piso (NCH433)

## 6.6.2 Elementos controlados por resistencia (Columnas)

### 6.6.2.1 Diseño considerando la respuesta máxima del parámetro de interés (RMPI)

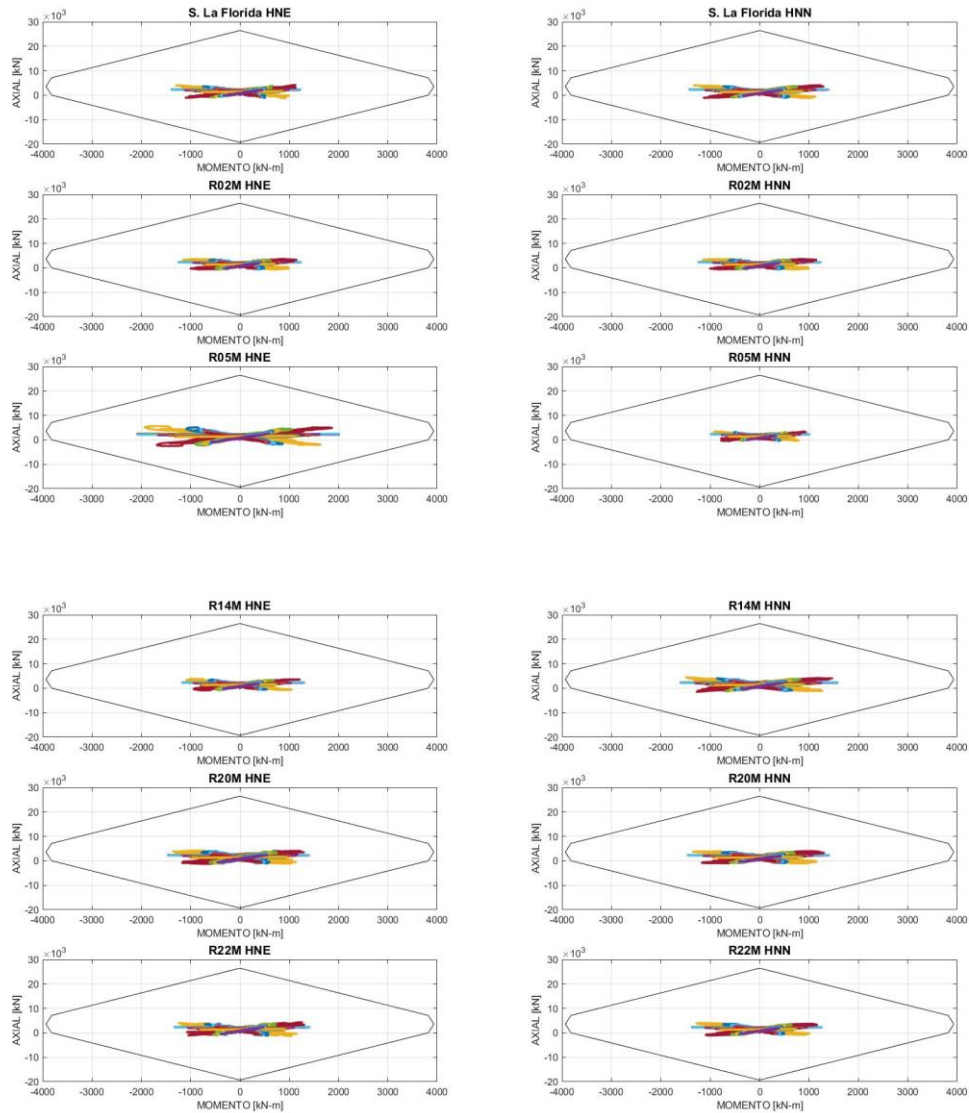


Figura 6-40 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (RMPI)

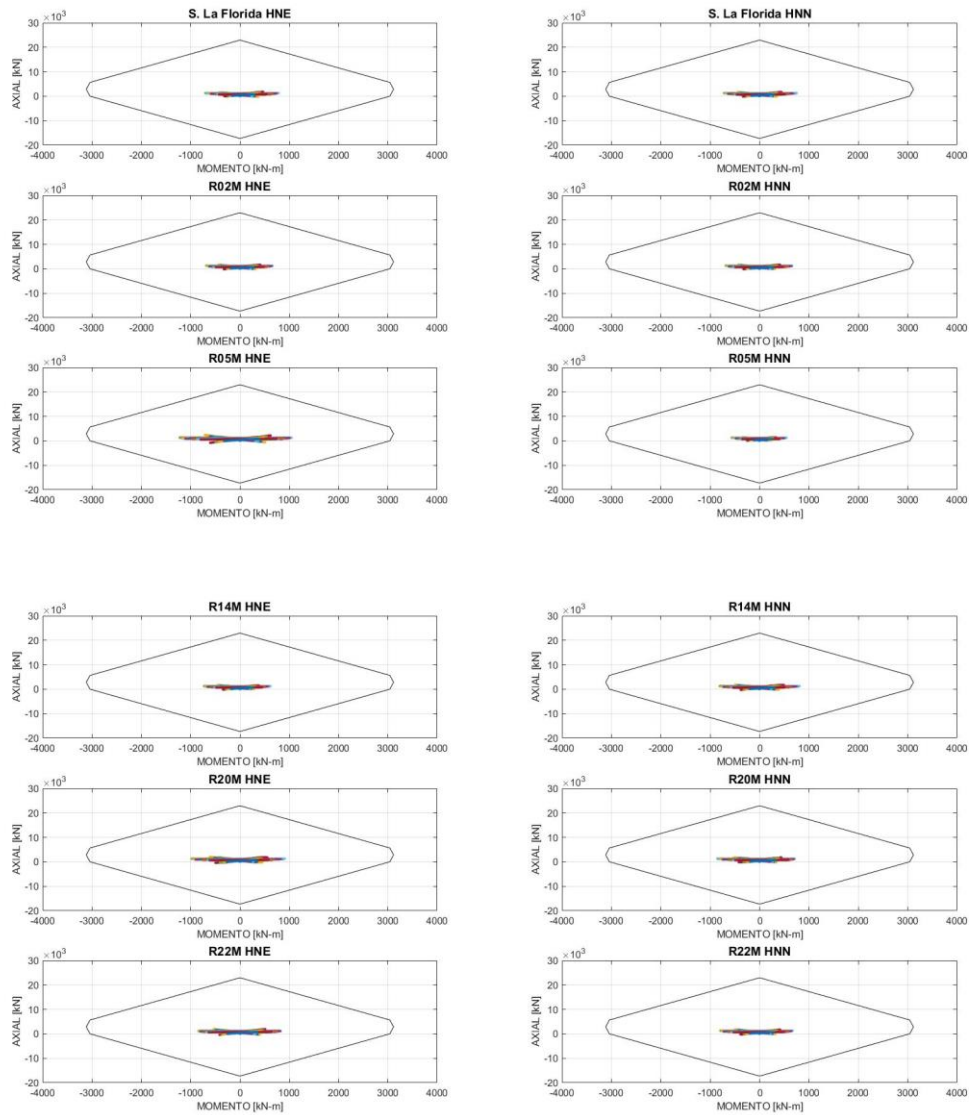


Figura 6-41 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (RMPI)

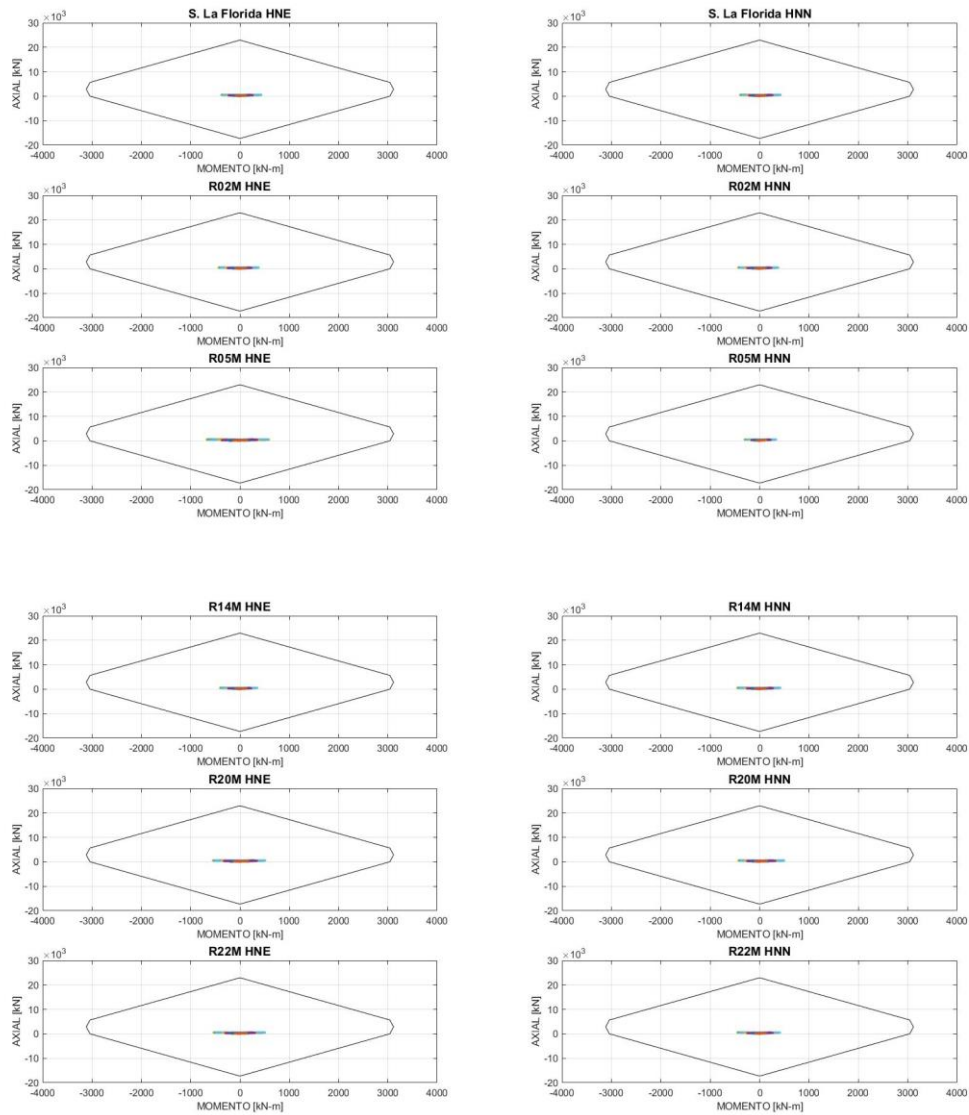


Figura 6-42 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (RMPI)

### 6.6.2.2 Diseño considerando la respuesta promedio del parámetro de interés (RPPI)

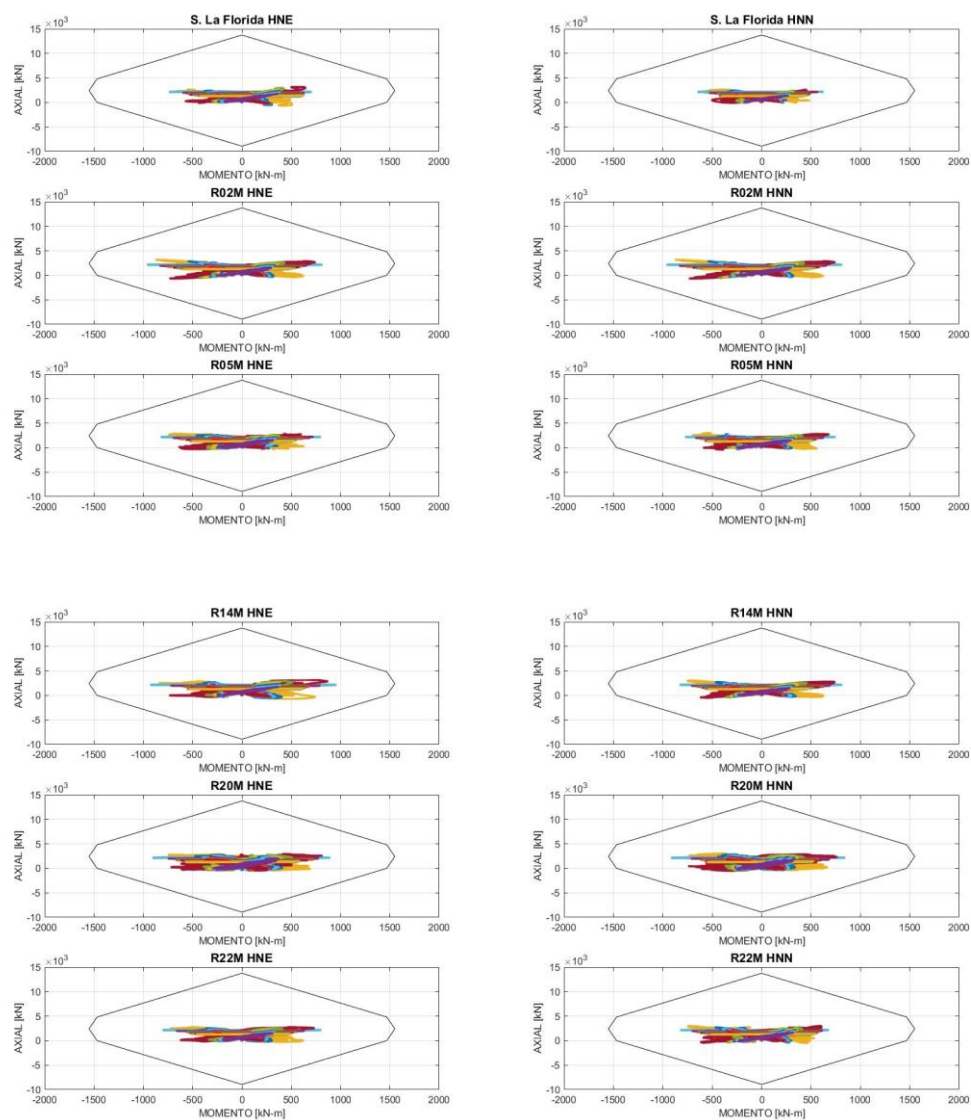


Figura 6-43 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (RPPI)

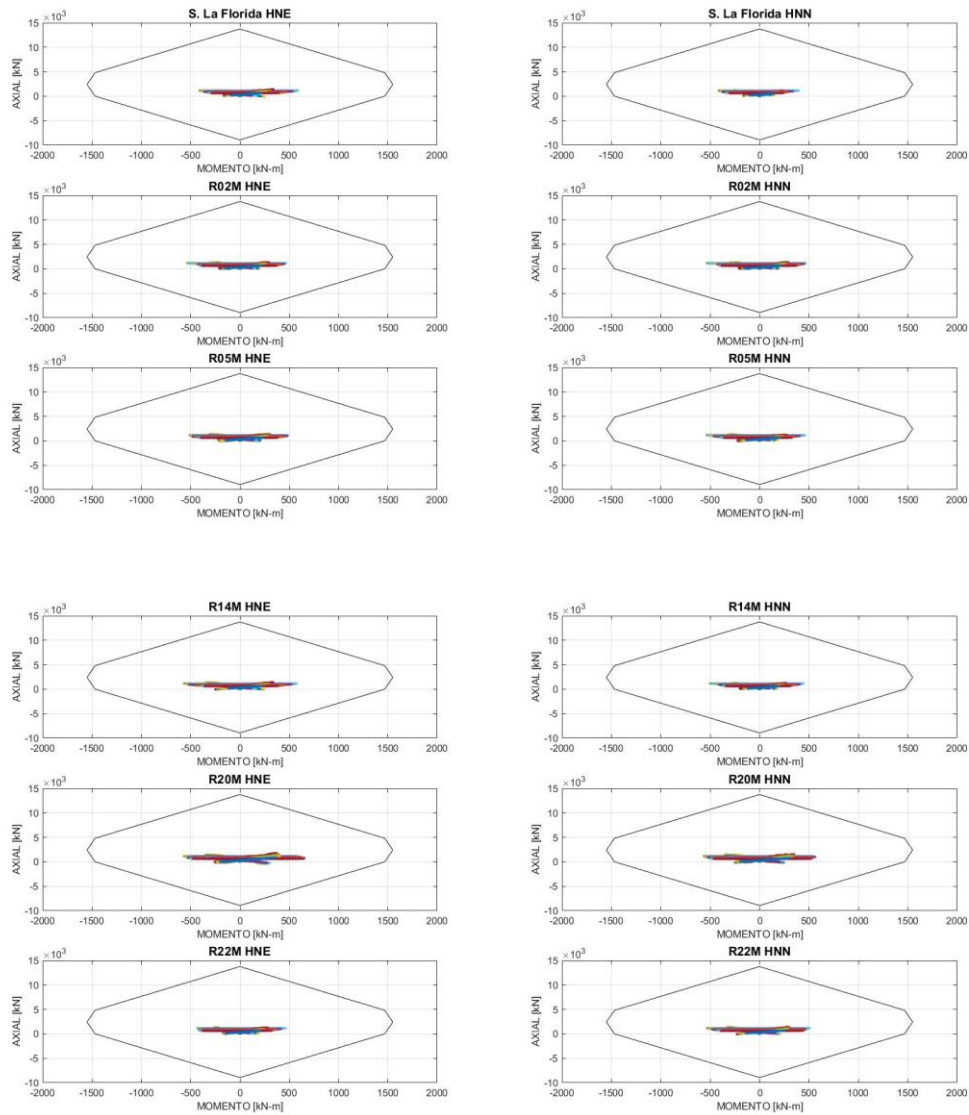


Figura 6-44 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (RPPI)

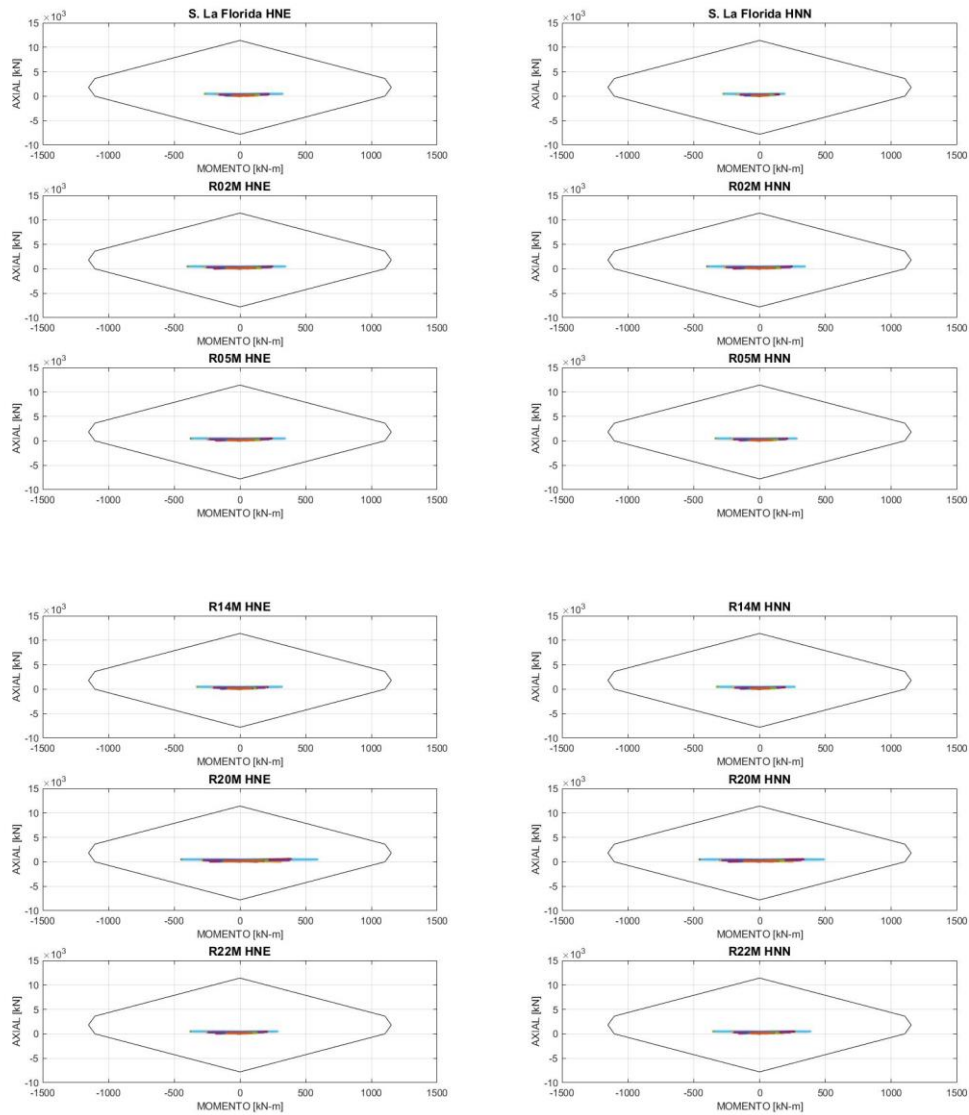


Figura 6-45 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (RPPI)

### 6.6.2.3 Diseño previo mediante norma NCh433 columnas CFT.

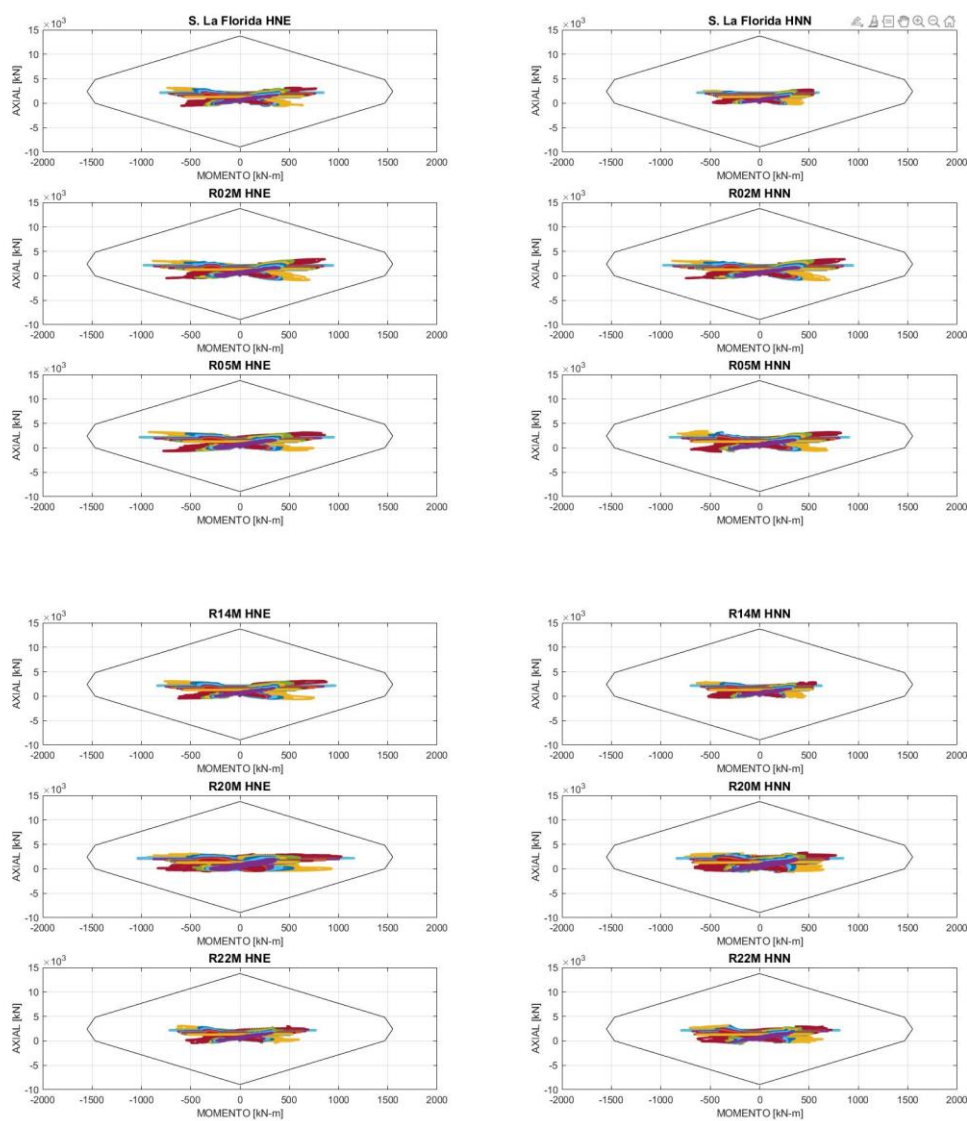


Figura 6-46 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (NCh433)

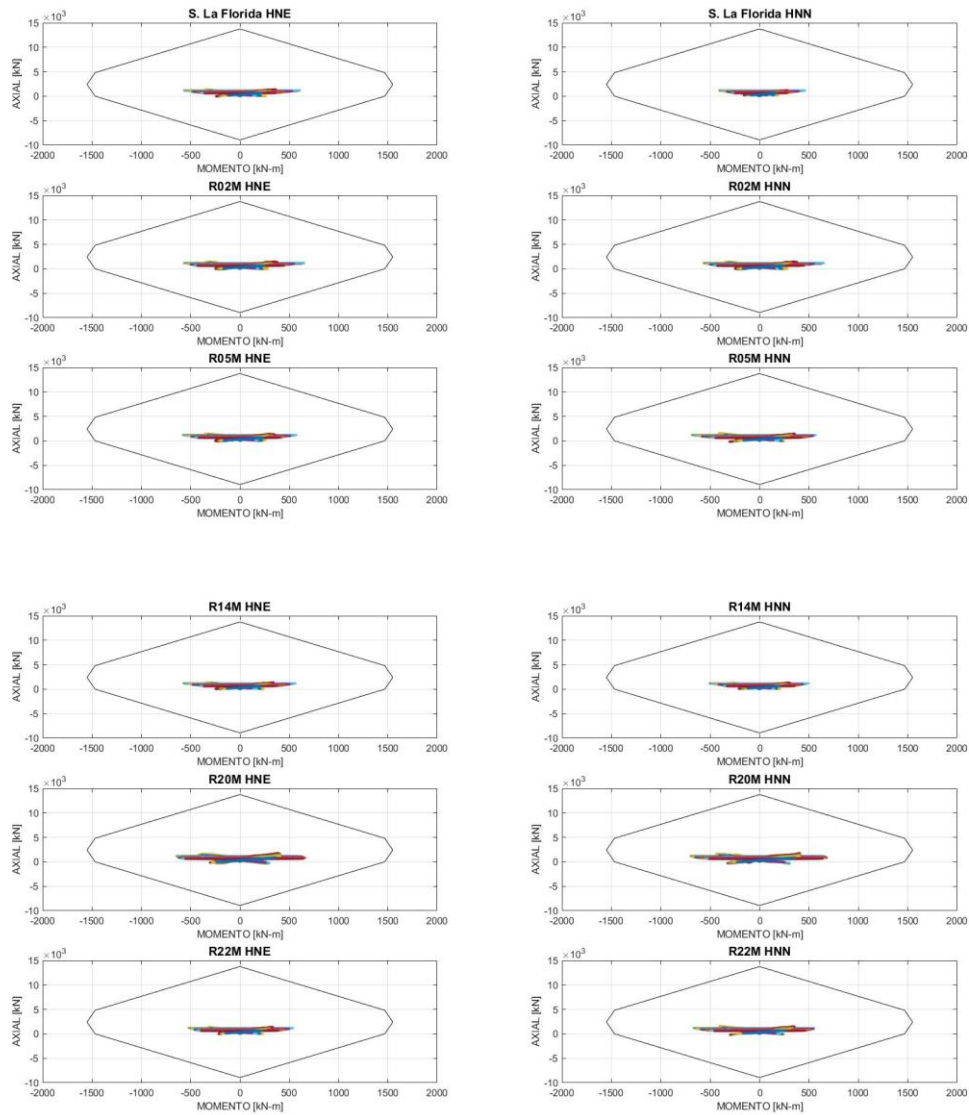


Figura 6-47 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (NCh433)

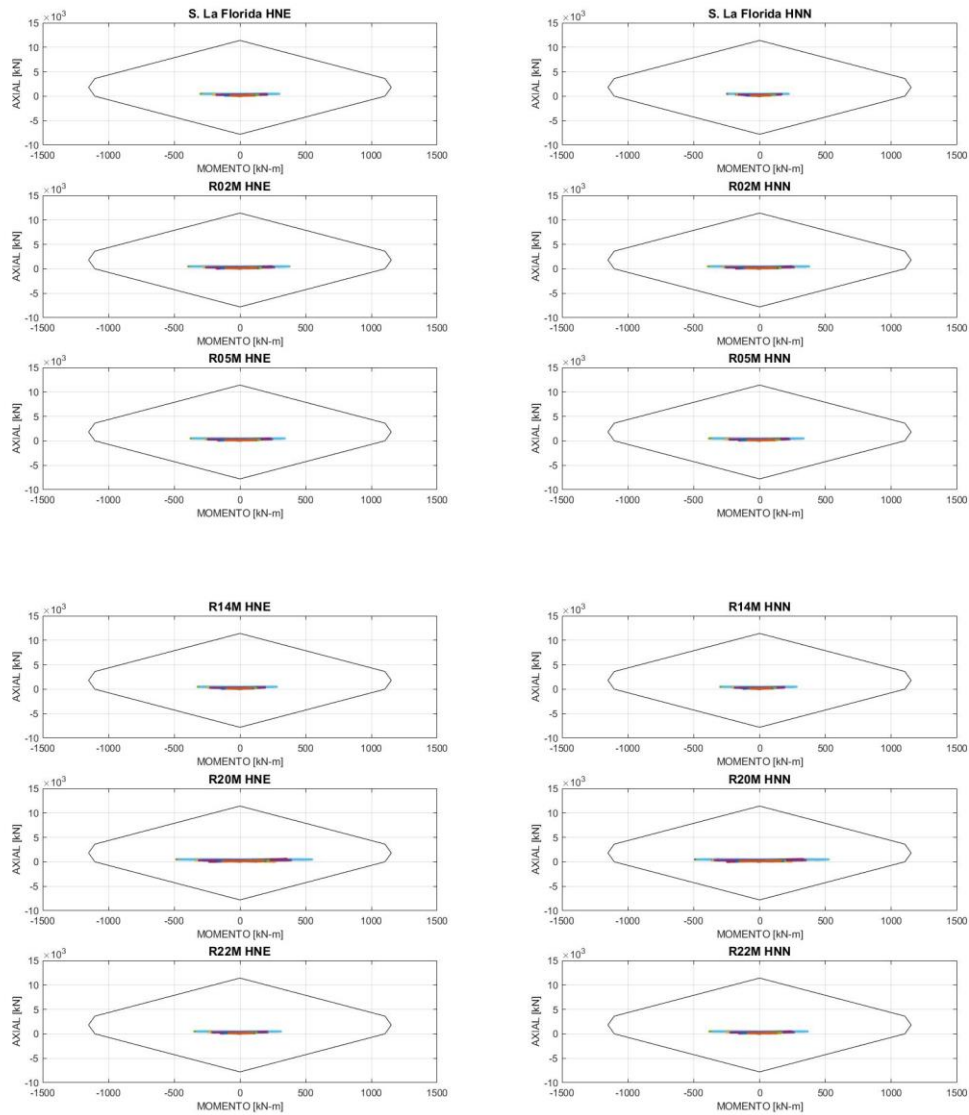


Figura 6-48 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (NCh433)

#### 6.6.2.4 Diseño previo mediante norma NCh433 columnas W

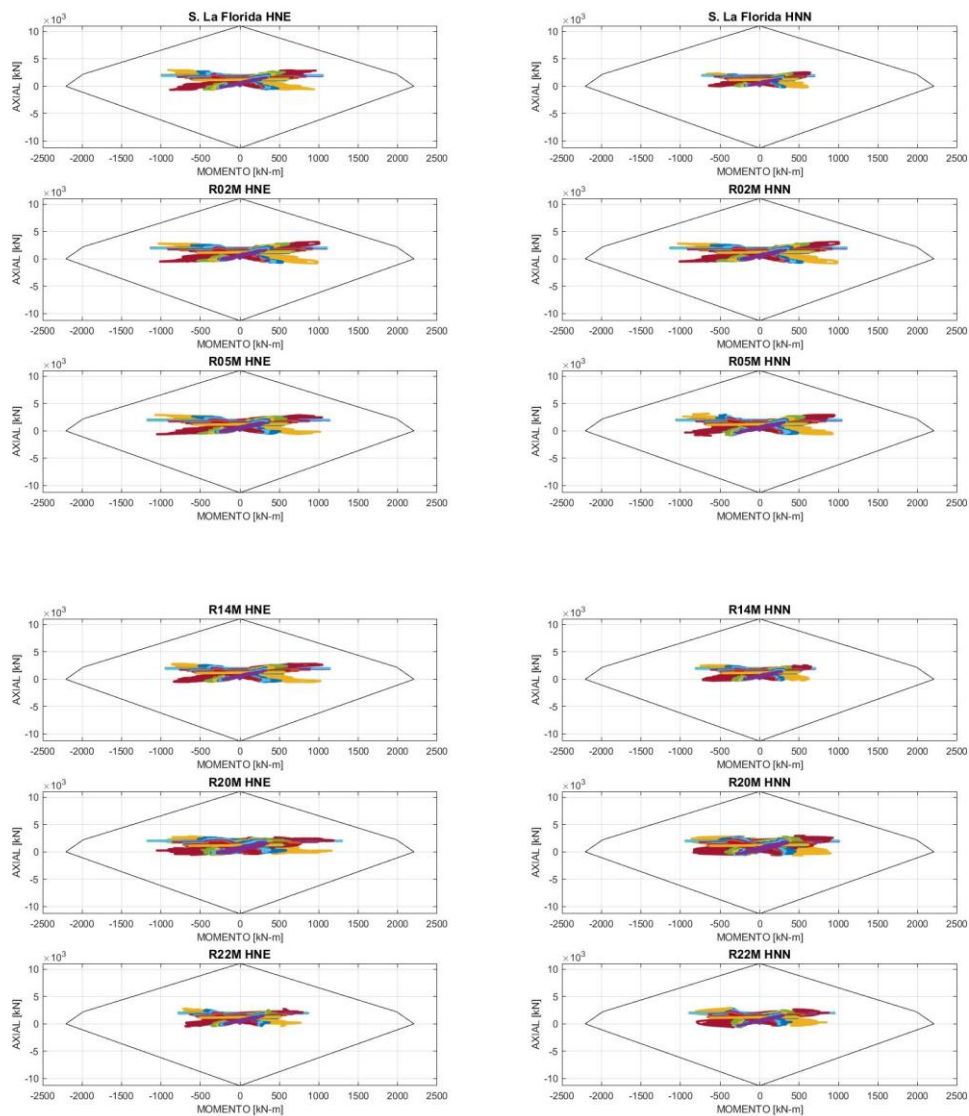


Figura 6-49 Diagrama de Interacción Columnas Piso 1-6 (NCh433) H

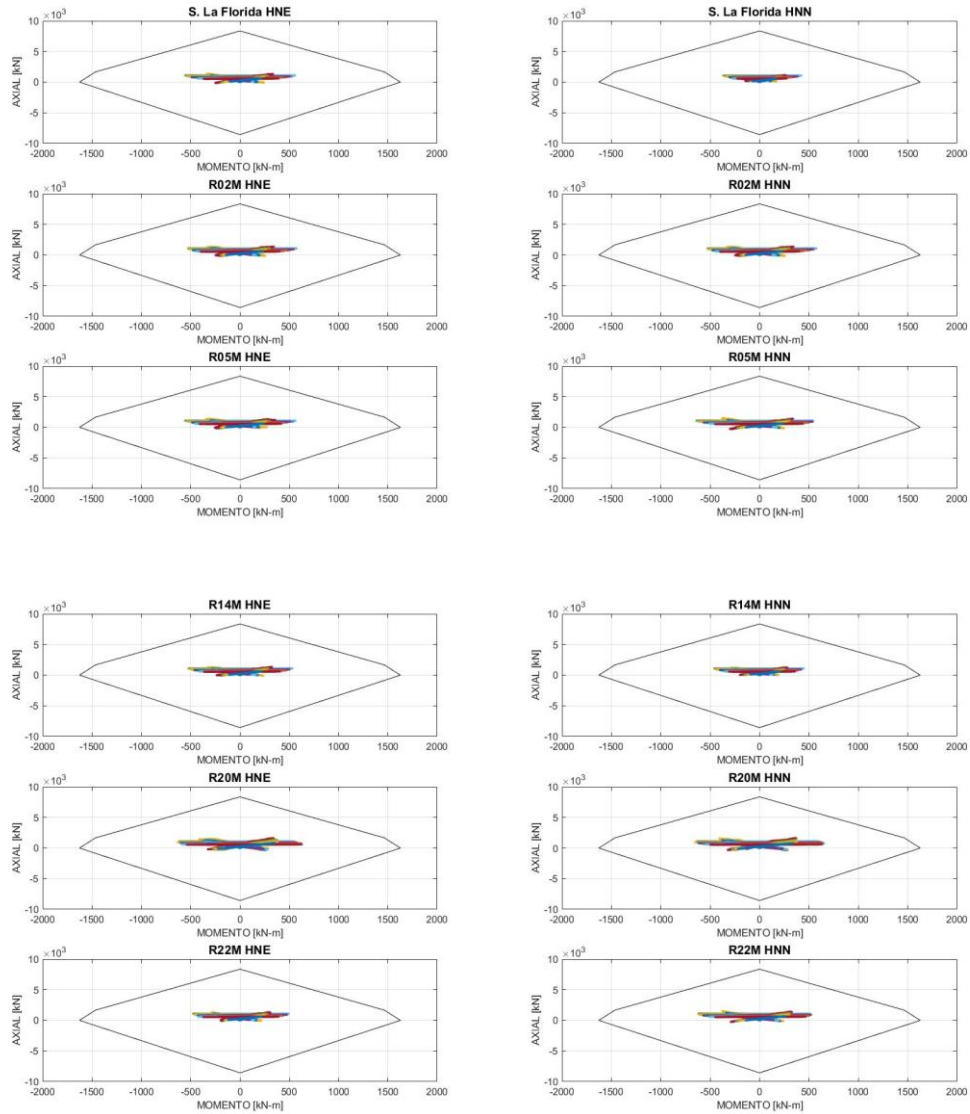


Figura 6-50 Diagrama de Interacción Columnas Piso 7-10 (NCh433) H

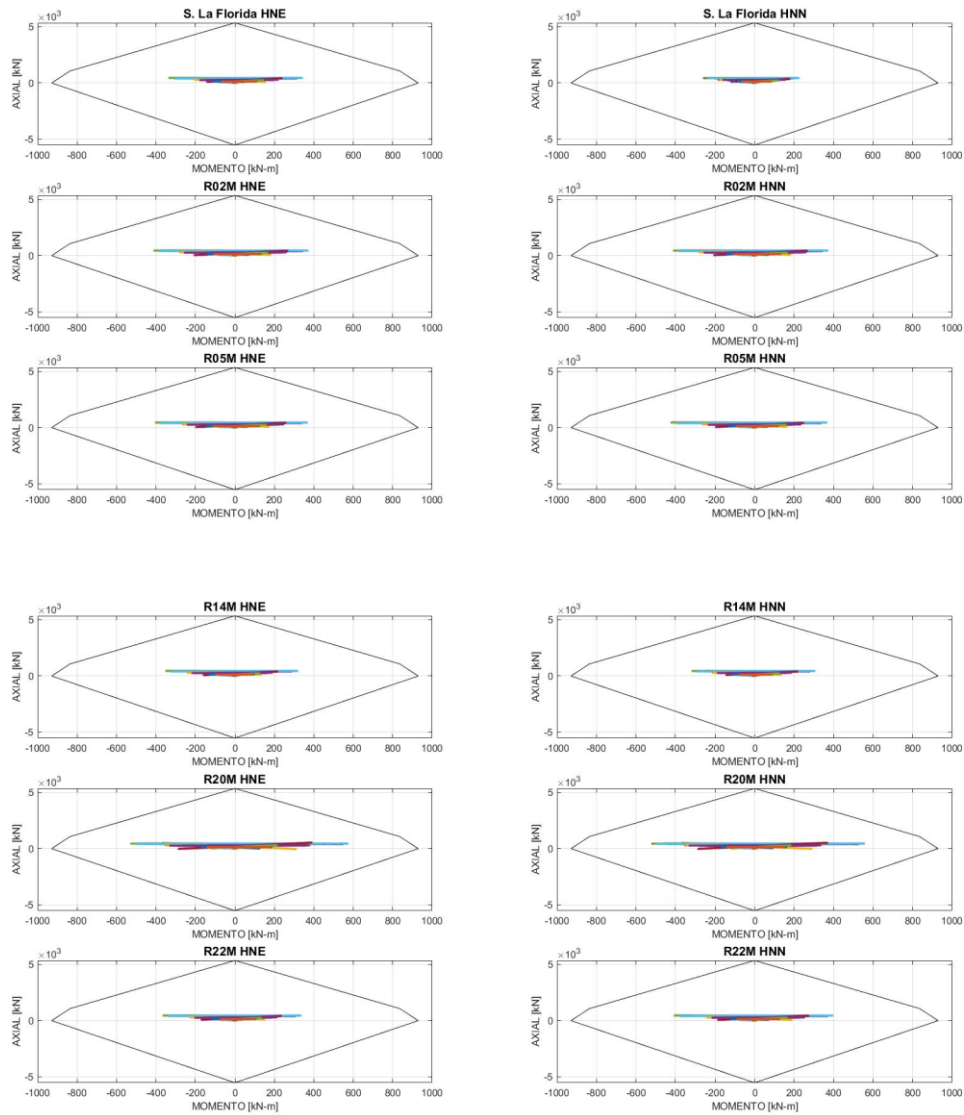


Figura 6-51 Diagrama de Interacción Columnas Piso 11-13 (NCh433) H

### 6.6.3 Elementos controlados por deformación (Vigas)

Al igual que el caso del sismo de diseño los resultados de las gráficas momento curvatura se muestran en el capítulo ANEXO donde se puede apreciar a continuación se observa una incursión clara en el rango no lineal para todos los casos. A continuación, se muestra los resultados de rotación angular

### 6.6.3.1 Rotación angular vigas caso RMPI

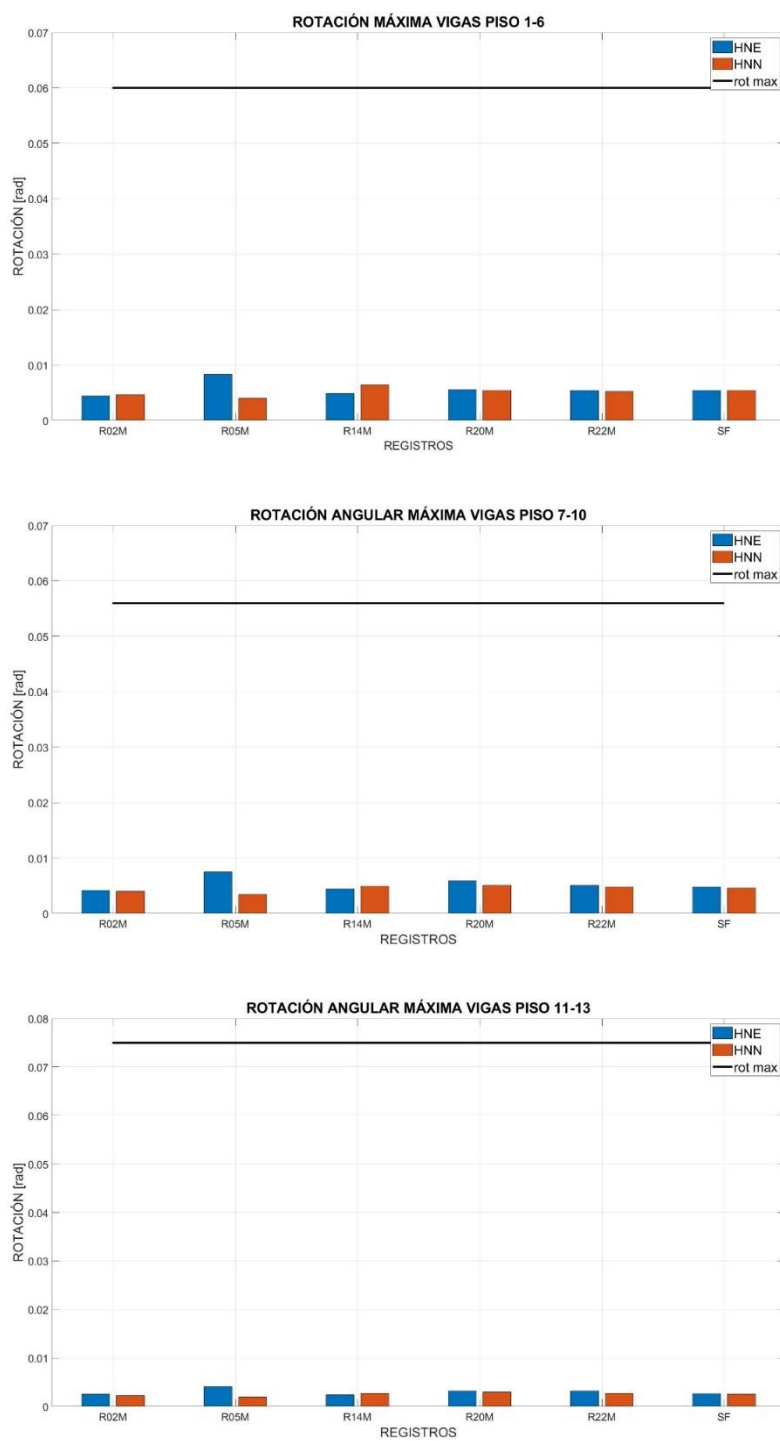


Figura 6-52 Rotación angular máxima (RMPI)

### 6.6.3.2 Rotación angular vigas caso RPPI

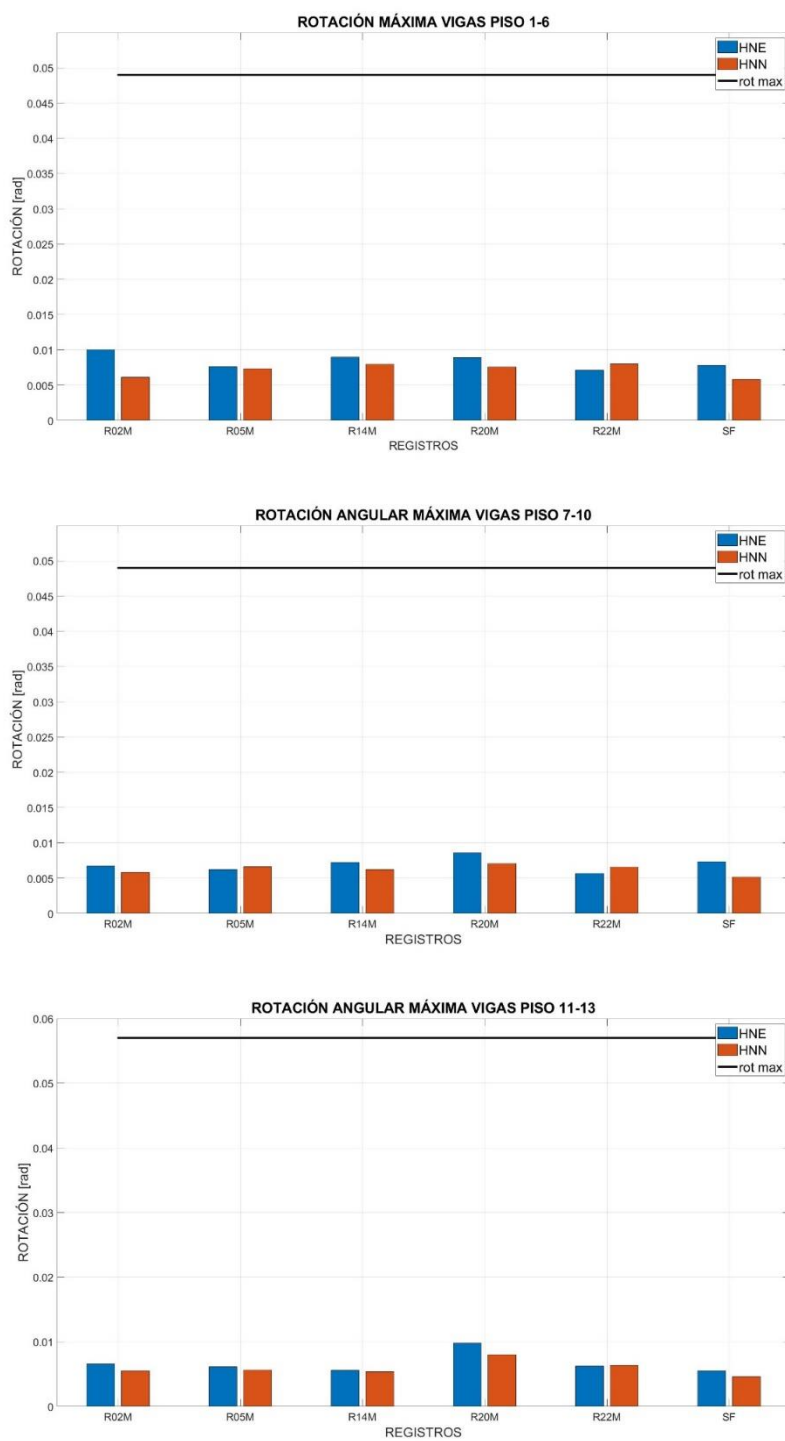


Figura 6-53 Rotación angular máxima (RPPI)

### 6.6.3.3 Rotación angular vigas caso diseño previo por NCh433 columnas CFT

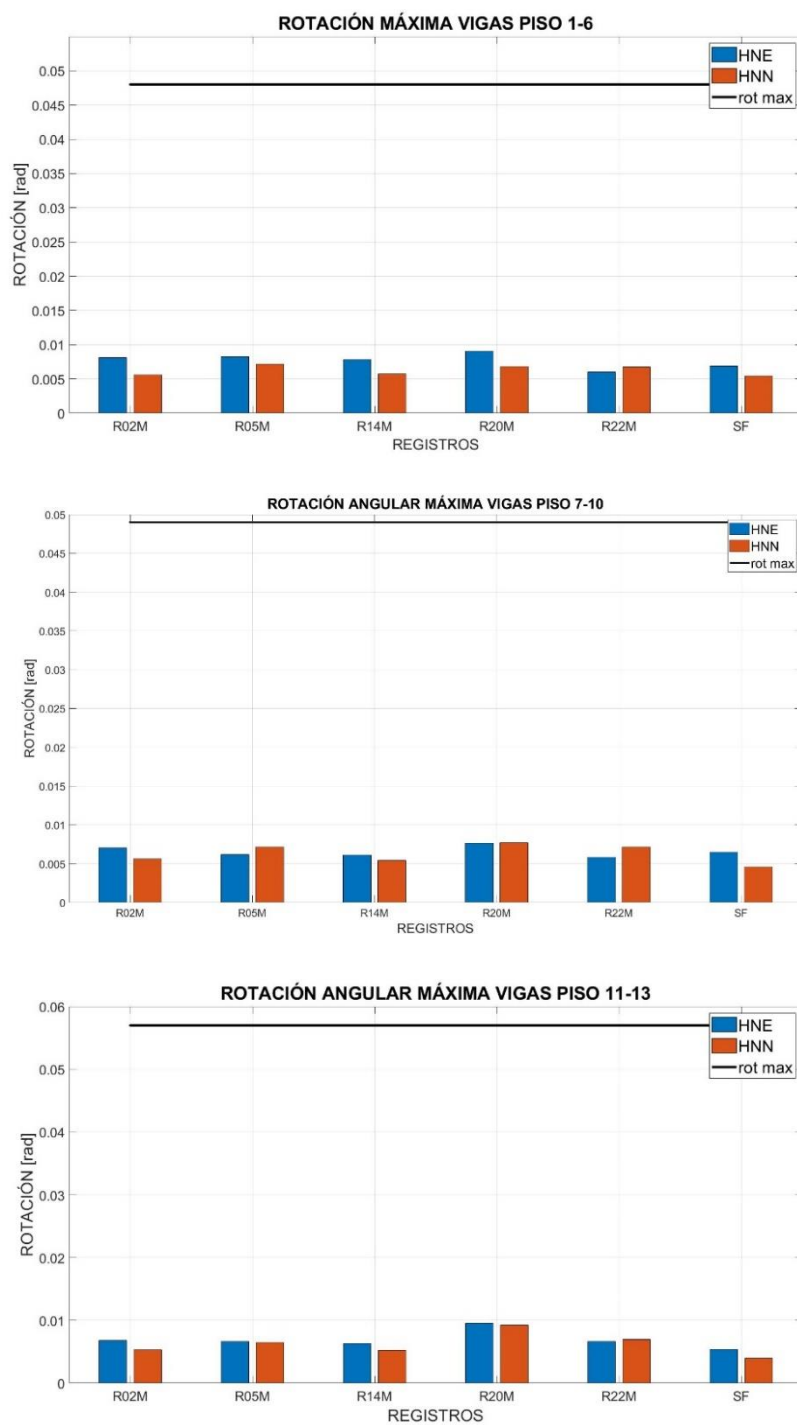


Figura 6-54 Rotación angular máxima (Diseño previo por NCh433 Columnas CFT)

#### 6.6.3.4 Rotación angular vigas caso diseño previo por NCh433 columnas W

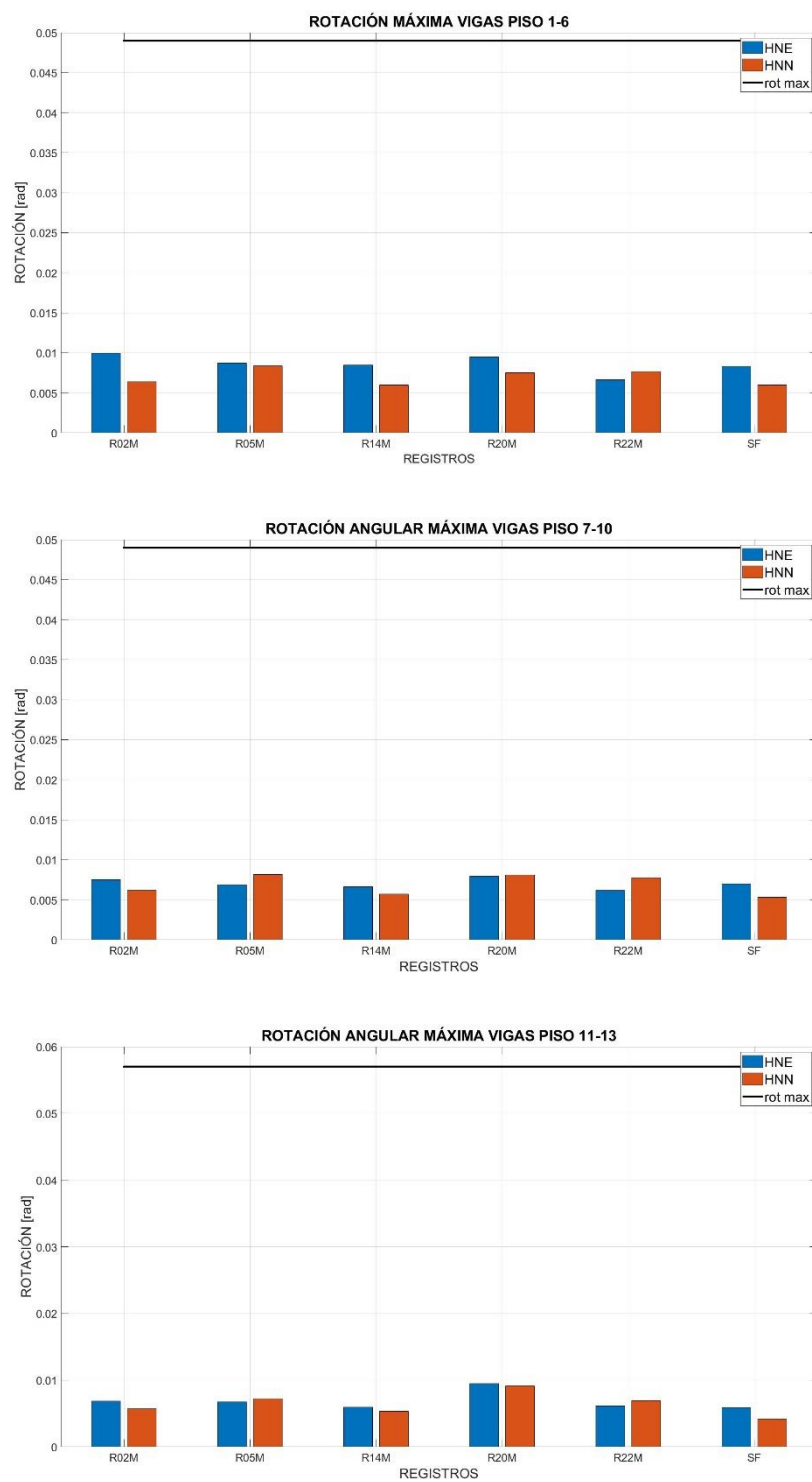


Figura 6-55 Rotación angular máxima (Diseño previo por NCh433 Columnas W)

Tabla 6-7 Comparación rotación máxima obtenida versus limite guía ACHISINA

| Nivel                                           | Elemento | Rot. Permitida $6\theta_y$ [rad] | Rot. Max obtenida [rad] | Razón rotación<br>Máximo/Permitida |
|-------------------------------------------------|----------|----------------------------------|-------------------------|------------------------------------|
| Respuesta máxima del parámetro interés (RMPI)   |          |                                  |                         |                                    |
| 1-6                                             | W18x60   | 0.060                            | 0.0083                  | 0.14                               |
| 7-10                                            | W18x50   | 0.056                            | 0.0075                  | 0.13                               |
| 11-13                                           | W14x38   | 0.071                            | 0.0041                  | 0.06                               |
| Respuesta promedio del parámetro interés (RPPI) |          |                                  |                         |                                    |
| 1-6                                             | W21x57   | 0.049                            | 0.0090                  | 0.18                               |
| 7-10                                            | W21x57   | 0.049                            | 0.0086                  | 0.18                               |
| 11-13                                           | W18x46   | 0.057                            | 0.0098                  | 0.17                               |
| Diseño previo por NCh433 Columnas CFT           |          |                                  |                         |                                    |
| 1-6                                             | W21x68   | 0.048                            | 0.0091                  | 0.19                               |
| 7-10                                            | W21x62   | 0.049                            | 0.0077                  | 0.16                               |
| 11-13                                           | W21x57   | 0.057                            | 0.0095                  | 0.17                               |
| Diseño previo por NCh433 Columnas W             |          |                                  |                         |                                    |
| 1-6                                             | W21x57   | 0.049                            | 0.0099                  | 0.20                               |
| 7-10                                            | W21x57   | 0.049                            | 0.0082                  | 0.17                               |
| 11-13                                           | W18x46   | 0.057                            | 0.0095                  | 0.17                               |

Como se observa en los resultados, todas las vigas presentan una capacidad de rotación muy superior a la demanda impuesta por el sismo máximo considerado, lo que demuestra que el diseño queda controlado por los límites de deriva impuestos. Estos resultados indican que los límites de deriva pueden ser muy restrictivos respecto a la demanda de diseño definida(SD) dando como resultados estructuras más rígidas y limitando la utilización de elementos que puedan desarrollar una mayor rotación plástica.

## 6.7 Corte Basal

Otro resultado interesante de analizar es el corte máximo absoluto obtenido para cada diseño sujeto al registro sísmico correspondiente y comparar con el valor mínimo de corte basal exigido en el Decreto N°61 (MINVU, 2011). De acuerdo a este documento el corte mínimo se determinar de la siguiente manera:

$$C_{min} = \frac{ISA_0P}{6g} \quad (65)$$

Para nuestro caso de estudio los coeficientes S e I son igual a uno, mientras que  $A_0$  es igual a 0.3g. Reemplazando los valores anteriores en la ecuación (65), el corte mínimo queda definido como el 5% del peso de estructura. El valor anterior se compara con los resultados de corte máximo obtenidos para el sismo de diseño. En las siguientes figuras se muestra el corte máximo para cada registro y tipo de estructura.

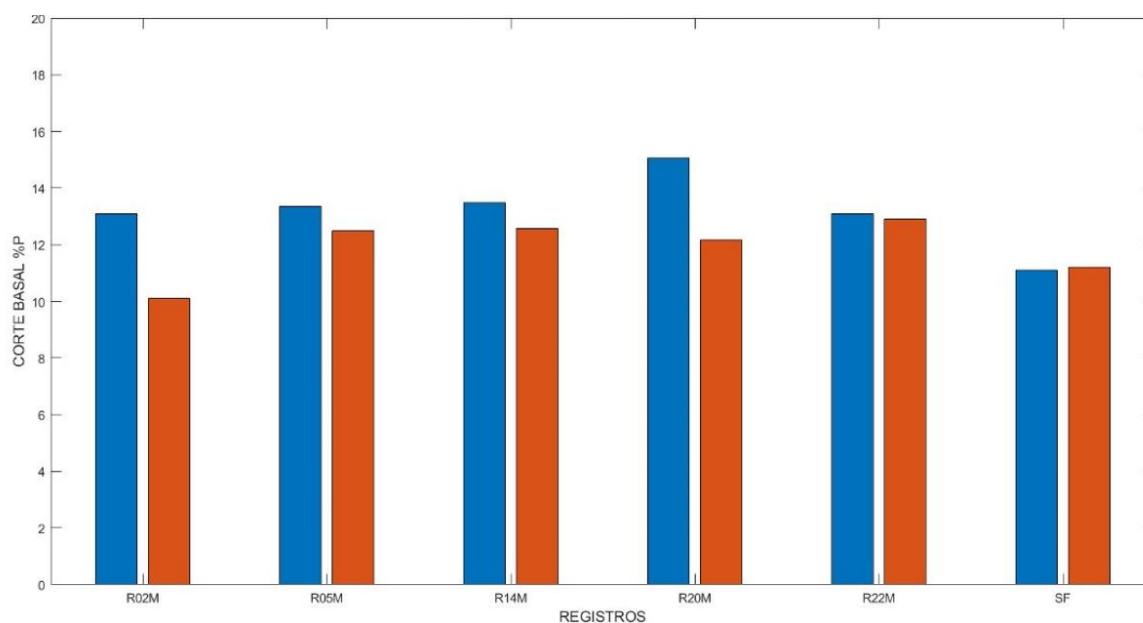


Figura 6-56 Corte basal sismo de diseño(Estabilidad).

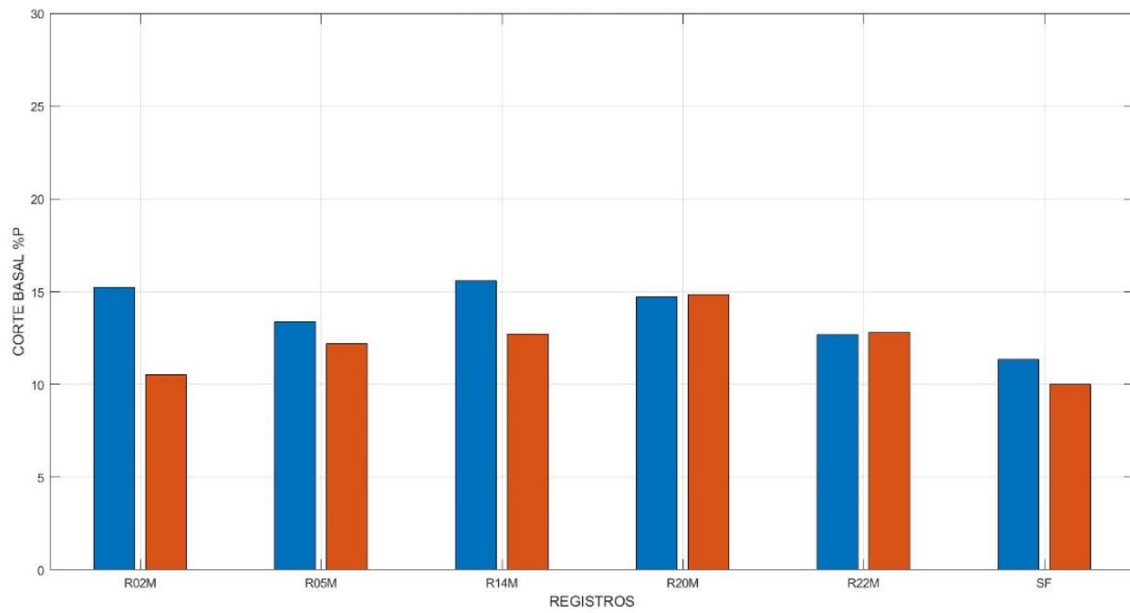


Figura 6-57 Corte basal sismo de diseño(RPPI).

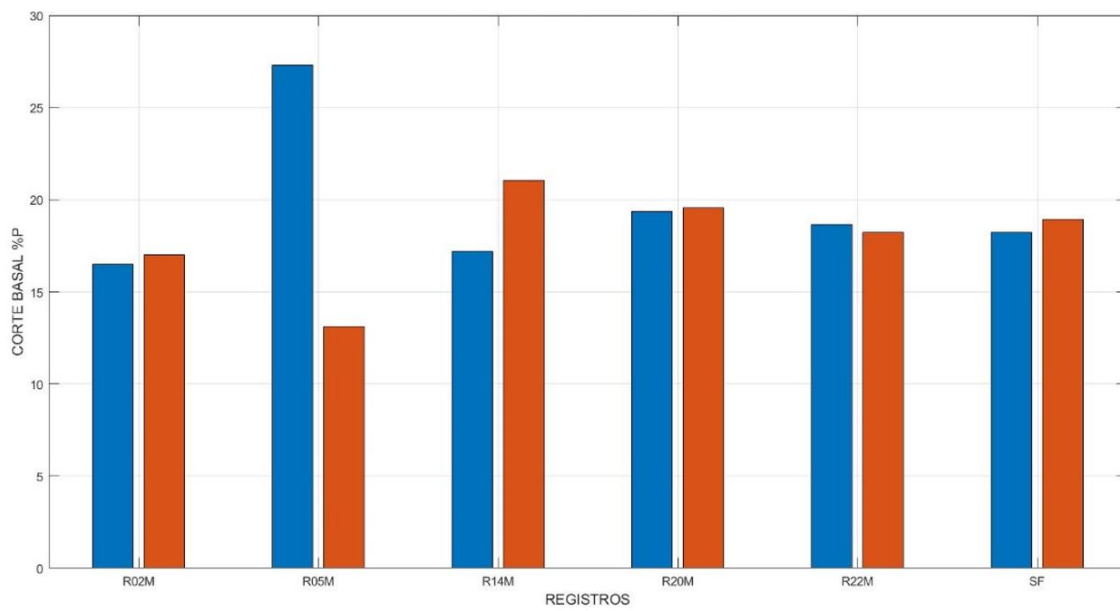


Figura 6-58 Corte basal sismo de diseño(RMPI).

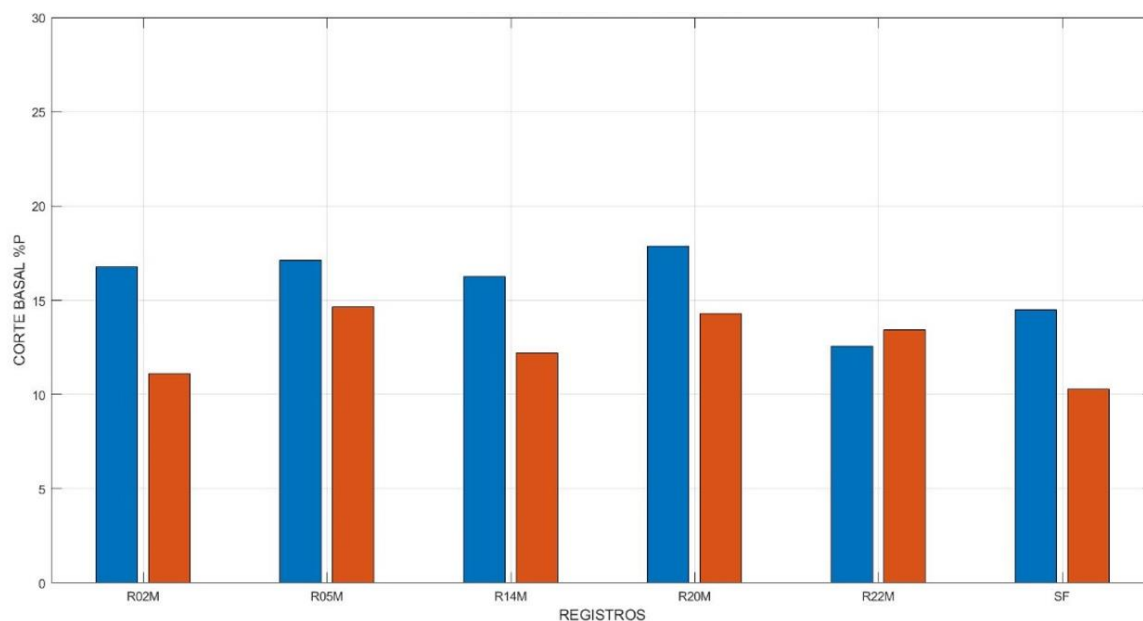


Figura 6-59 Corte basal sismo de diseño(NCh433 columnas CFT).

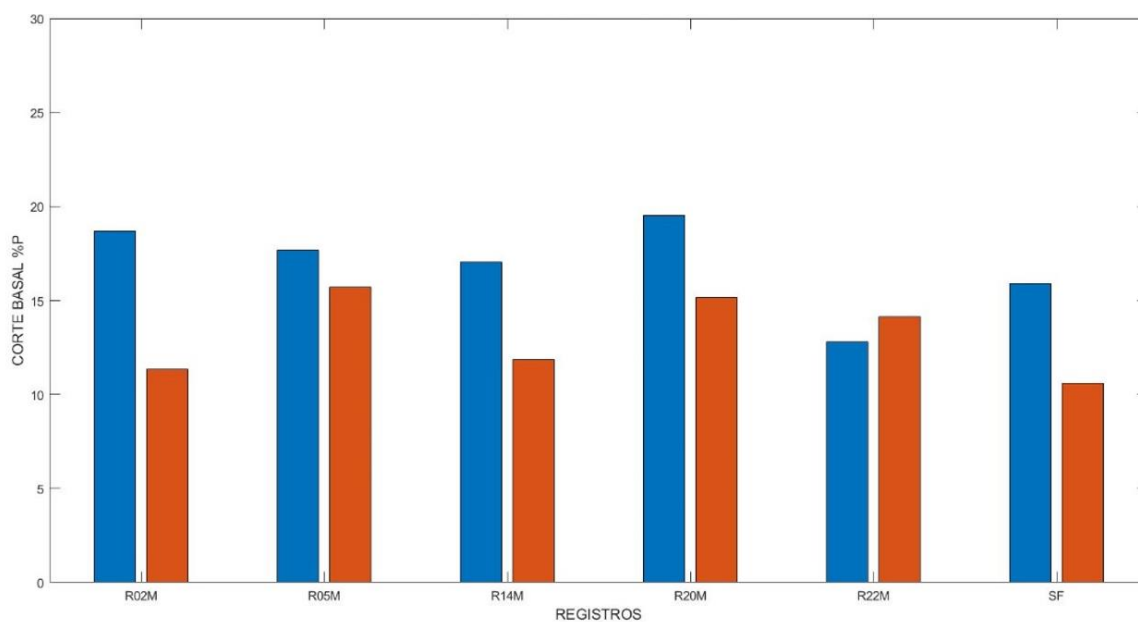


Figura 6-60 Corte basal sismo de diseño(NCh433 columnas W).

Como se observa en las figuras anteriores, para todos los casos el corte máximo obtenido es superior al corte mínimo exigido por el Decreto N°61, lo que corrobora que estas estructuras quedan controladas por la deriva de piso.

## 7 CONCLUSIONES

Tradicionalmente el uso de la norma NCh433 para el diseño de estructuras de marcos de momento ha dado como resultados elementos muy sobredimensionados en relación a las demandas de resistencias siendo esto producto principalmente del límite de deriva de piso impuesto en esta norma, igual a 0.2%. Por tal razón el uso de un procedimiento alternativo como el diseño por desempeño puede abrir un camino para obtener estructuras más livianas con elementos de menor dimensión manteniendo el desempeño y seguridad estructural lo que conllevaría utilizar menos material además de un mejor uso de las plantas al disponer de áreas más grandes. Con el objetivo de poder verificar lo anterior se procedió a realizar un análisis por desempeño utilizando la guía propuesta por ACHISINA(2017) y comparar los resultados obtenidos con el diseño tradicional.

Con este objetivo en mente, y luego del análisis realizado se tienen las siguientes observaciones:

- Para todos los casos analizados, las columnas tienen una respuesta elástica. Mientras que las vigas según sea la demanda presentan una respuesta no lineal.
- En relación al desempeño sísmico de la estructura prediseñada por estabilidad, ésta no cumple con los límites de deriva ni con los requisitos de resistencia para el sismo de diseño, por lo que no fue puesta a prueba su desempeño sísmico para el sismo máximo considerado.
- Las estructuras diseñadas mediante la norma NCh433 cumplen a cabalidad los límites de deformación y resistencia indicadas en la guía de diseño por desempeño.
- En cuanto a la comparación entre la estructura diseñada con la norma NCh433 y la estructura diseñada directamente por desempeño, no es posible detectar una diferencia abrupta en cuanto al peso total de los elementos. Para la estructura diseñada de manera tradicional (NCh433) se tiene un peso total (considerando solo elementos) de 141.1 ton. Mientras que la estructura diseñada utilizando la filosofía por desempeño (RPPI) se obtuvo un peso total 138ton, lo que implica una diferencia de un 2.2%. En cuanto a su respuesta estructural, ambos casos presentan derivas de piso similares, sus elementos críticos(columnas) permanecen elásticos y las rotaciones angulares alcanzadas están por debajo de los límites impuestos por la guía de ACHISINA(2017).

- Con respecto a la comparación entre utilizar columnas compuesto tipo CFT y columnas W, se puede observar que la estructura diseñada con columnas W tiene un peso total considerablemente menor que las demás estructuras, lo que podría llevar a pensar que esta estructura tendría un costo significativamente menor. Sin embargo, al comparar solo el peso de acero esta resulta ser un 14.6% mayor que su homólogo de columnas CFT(RPPI), por lo que no se podría definir cuál estructura es más económica. Por otro lado, hay que notar que las columnas W son de mayor tamaño (19.7”) que las columnas CFT (16”). Además, estas últimas aportan rigidez en ambas direcciones lo cual implica que no sería necesario utilizar arrostramiento o muros de corte en el sentido transversal. Este no es el caso para las columnas tipo W dado que éstas solo presentan una gran rigidez en una dirección.
- Los resultados de corte basal obtenidos superan el corte mínimo exigido por el Decreto N°61, lo que implica que para este tipos de estructuras este límite no controla el diseño, siendo la deriva de piso el factor determinante en el diseño de estas estructuras.

#### Recomendaciones para futuras investigaciones:

1. Una modelación tridimensional de la estructura permitiría obtener resultados más precisos al representar la distribución espacial de rigidez y masa de manera más realista.
2. En cuanto a la modelación, si bien usar elementos tipo fibras mejora la precisión de los resultados esto trae como consecuencia un costo computacional importante, por lo que usar elementos de plasticidad concentrada sería una buena alternativa para disminuir el tiempo de procesamiento de cálculo.
3. Una alternativa a la propuesta de ACHISINA(2017) es utilizar guías internacionales como por ejemplo el “Tall Building Initiative” (PEER, 2017) y “Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council” (LATBSDC, 2020), siendo esta ultima la más reciente con su edición 2020. Puede ser interesante aplicar los criterios definidos en estas guías internacionales a la realidad de Chile.

4. El diseño de la estructura está fuertemente influenciado por la cantidad y tipos de registros que se dispongan considerando las condiciones de sitio. En caso de no contar con registros suficientes una alternativa es generar acelerogramas sintéticos que consideren las condiciones de sitio, para tener una mayor base de datos para el diseño de la estructura.

## 8 BIBLIOGRAFÍA

- ATC (1997) *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, prepared by the Applied Technology Council (ATC-33 project) for the Building Seismic Safety Council, published by the Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA 273, Washington D.C.
- ACHISINA. (2017). *Diseño Sísmico Basado En Desempeño Un Procedimiento Alternativo Para El Analisis Y Diseño Sísmico De Edificios*. Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica. <http://www.achisina.cl/>.
- AISC. (2016a). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16*. American of Steel Construction. Chicago, IL.
- AISC. (2016b). *Specification for Structural Steel Buildings, ANSI / AISC 360-16*. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL.
- AISC. (2019). “*Design examples V15.1.*” American Institute of Steel Construction. Chicago, IL.
- Baig, M. N., Fan, J., & Nie, J. (2006). Strength of concrete filled steel tubular columns. *Tsinghua Science and Technology*, 11(6), 657–666. [https://doi.org/10.1016/S1007-0214\(06\)70248-6](https://doi.org/10.1016/S1007-0214(06)70248-6)
- Borquéz, M., & Schnaidt, C. (2017). *Estudio de la respuesta sísmica en edificios de marcos con columnas compuestas RCFT*. (tesis de pregrado). UTFSM, Valparaíso, Chile.
- Chopra, A. k. (2011). *Dynamics of structures*. Pearson Education.
- Denavit, M. D., & Hajjar, J. F. (2014). *Characterization of Behavior of Steel-Concrete Composite Members and Frames with Applications for Design*. Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Federal Emergency Management Agency. FEMA P-58-1. (2018). *Seismic performance assessment of buildings, volume 1 - Methodology*. (December 2018). Retrieved from <https://www.atcouncil.org/docman/fema/246-fema-p-58-1-seismic-performance-assessment-of-buildings-volume-1-methodology-second-edition/file>
- Griffis, L. G., & White, D. W. (2013). Stability Design of Steel Buildings. *Design Guide 28*, 176.
- He, L., Lin, S., & Jiang, H. (2019). Confinement effect of concrete-filled steel tube columns with infill concrete of different strength grades. *Frontiers in Materials*, 6(April), 1–9. <https://doi.org/10.3389/fmats.2019.00071>
- INN. (2009). *Diseño sísmico de edificios. NCh433 Of96Mod2009*. Instituto Nacional de Normalización.
- Lai, Z., Varma, A. H., & Griffis, L. G. (2016). Analysis and Design of Noncompact and Slender CFT Beam-Columns. In *Journal of Structural Engineering (United States)* (Vol. 142).
- LATBSDC. (2020). *An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings*

- Located in the Los Angeles Region*. 2020 Edition, Los Angeles, California.
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2007). OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 451. Retrieved from <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManual.pdf>
- MINVU. (2011). *Decreto Supremo N°61*. Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga DS N°117. <https://www.minvu.gob.cl/elementos-tecnicos/decretos/d-s-n-61-v-y-u-2011/>.
- Morino, S. (2002). Concrete-Filled Steel Tube Members in Japan. *In Composite Construction in Steel and Concrete IV*, (pp. 644-655).
- PEER. (2017). *Guidelines for PerformanceBased Seismic Design of Tall Buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research. Report No. 2017/06, prepared by the TBI Guidelines Working Group, Berkeley, California.
- Peña, M., Araya, L., & Herrera, R. (2010). *Evaluación de parámetros sísmicos para edificios de marcos de acero*. (tesis de pregrado). U. de Chile, Santiago, Chile.
- Shapiro, D., Rojahn, C., Reaveley, L. D., Smith, J. R., & Morelli, U. (2000). *NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. 16.
- Uy, B. (2012). Applications, behaviour and design of composite steel-concrete structures. *Advances in Structural Engineering*, 15(9), 1559–1572. <https://doi.org/10.1260/1369-4332.15.9.1559>
- Waugh, J. D. (2009). *Nonlinear analysis of T-shaped concrete walls subjected to multi-directional displacement*.

## A ANEXOS

### A.1 Momento curvatura sismo de diseño

#### A.1.1 Momento curvatura vigas caso RPMI

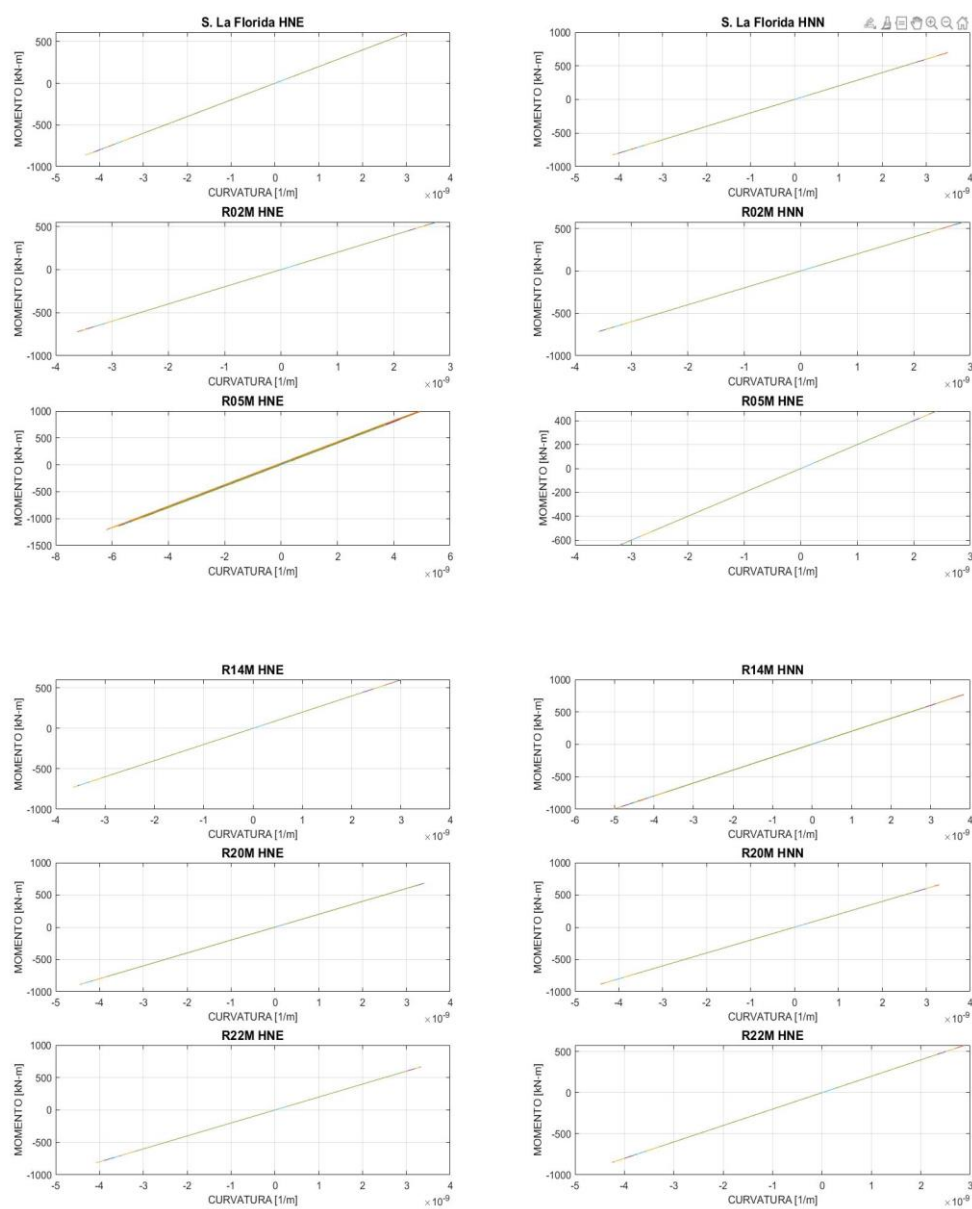


Figura A.1- 1 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 1-6 (RPMI)

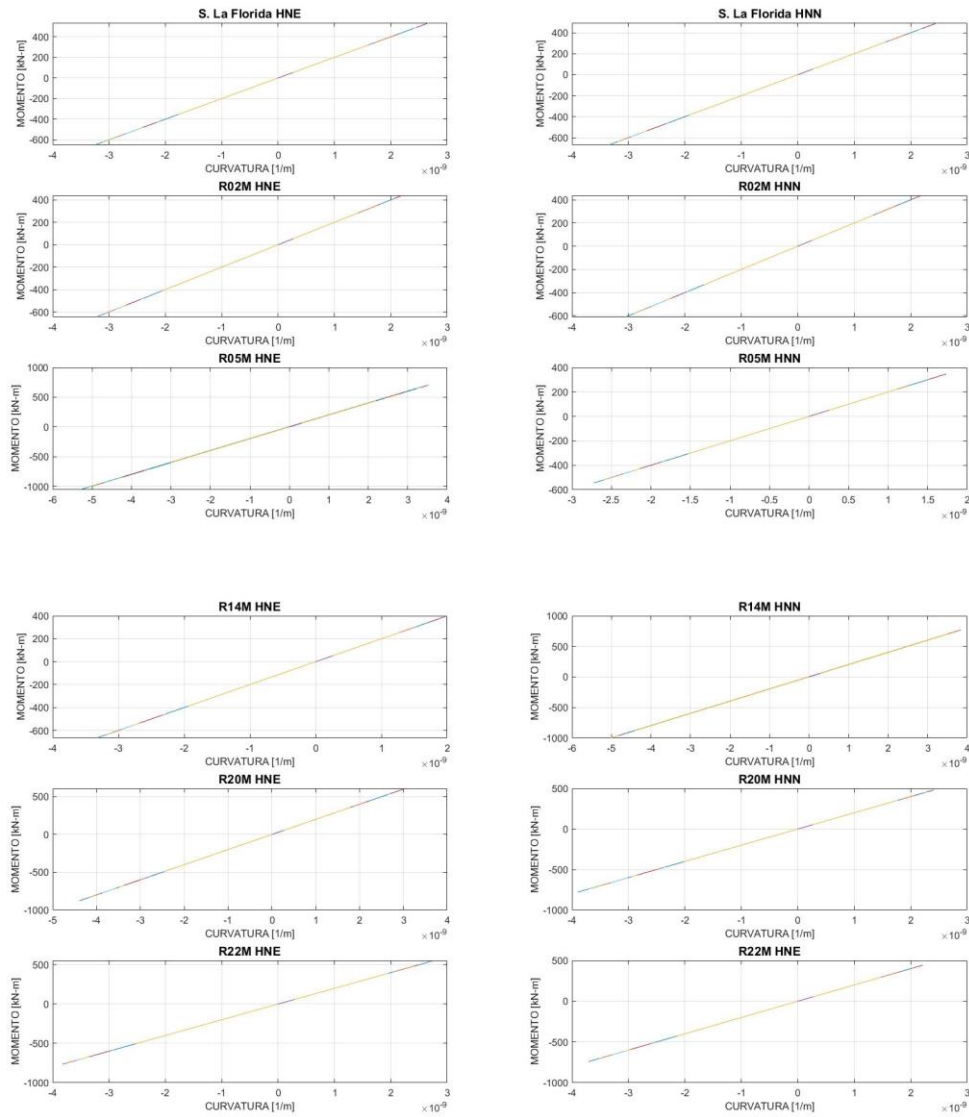


Figura A.1- 2 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 7-10 (RMPI)

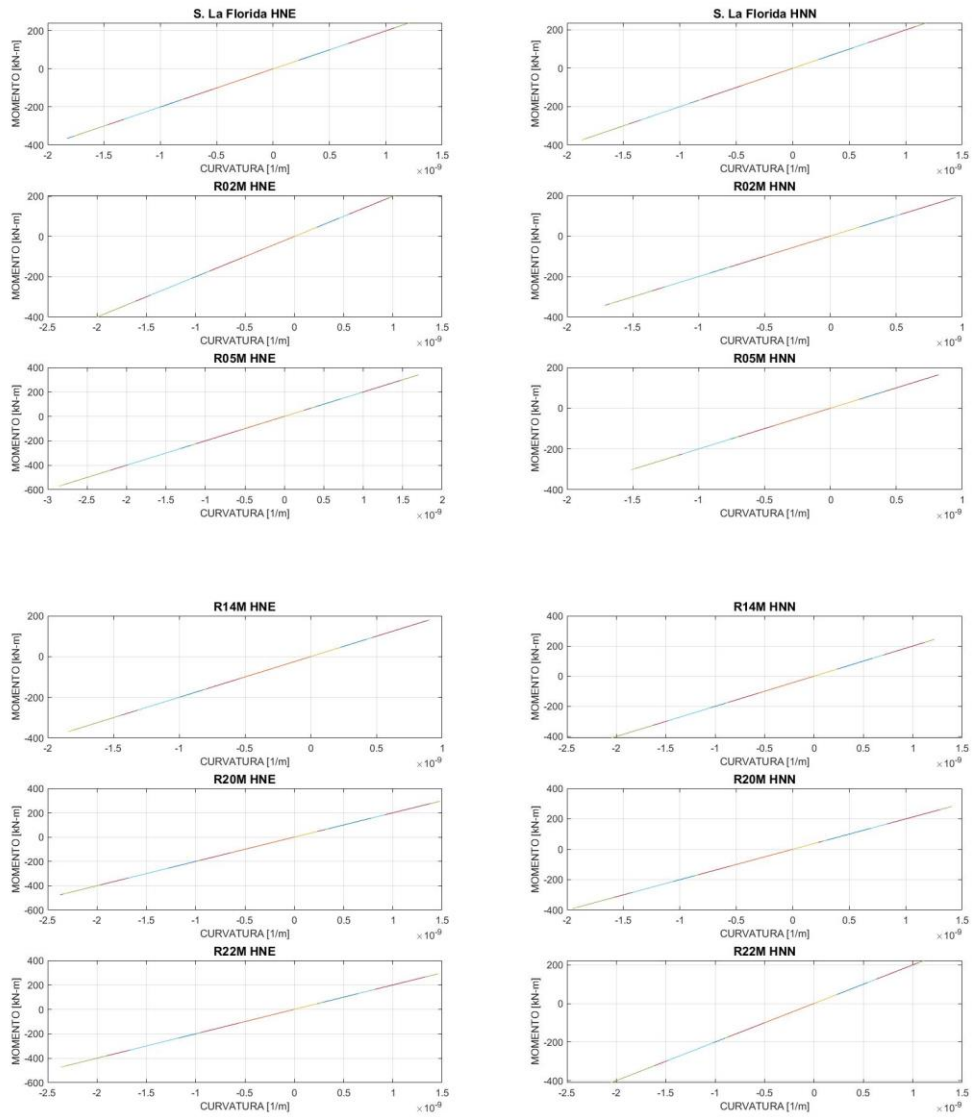


Figura A.1- 3 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 11-13 (RMPI)

## A.1.2 Momento curvatura vigas caso RPPI

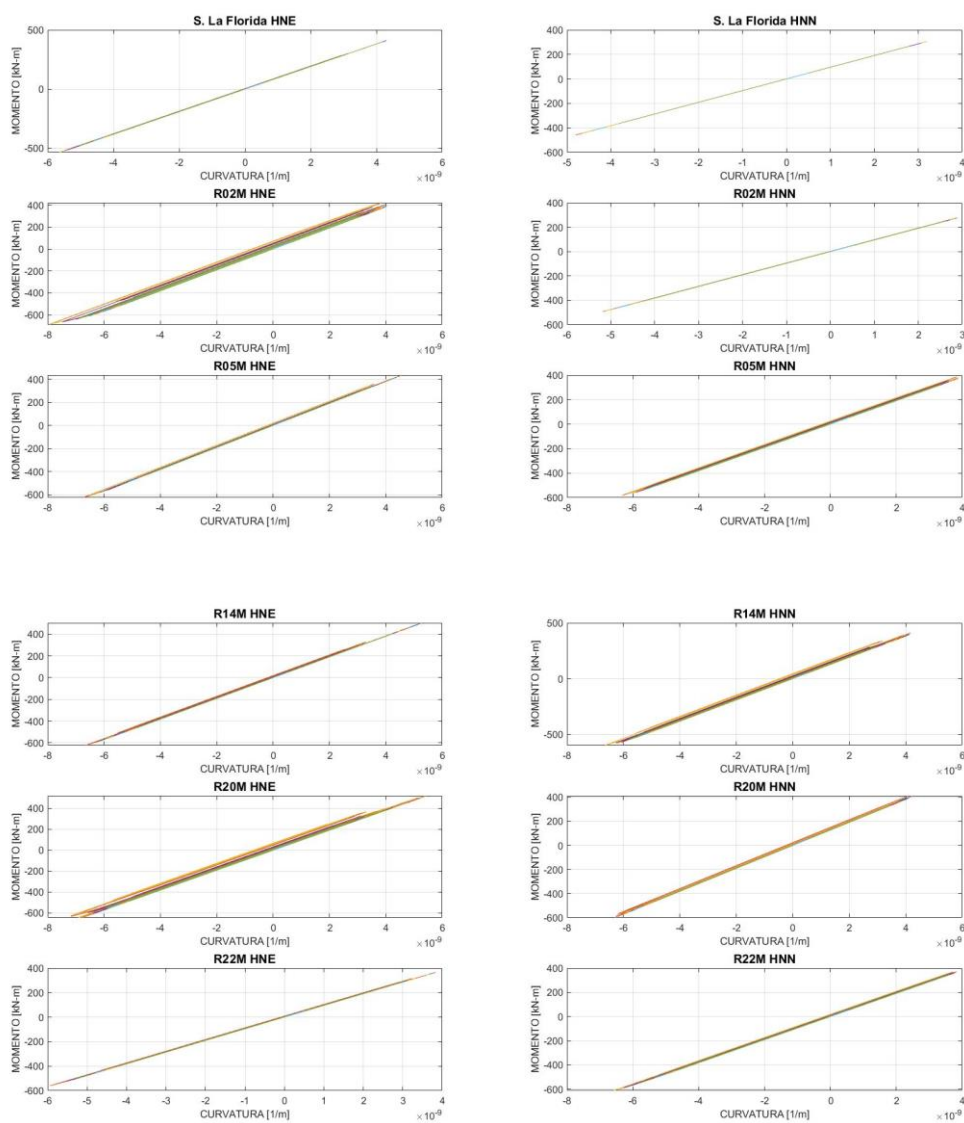


Figura A.1- 4 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 1-6 (RPPI)

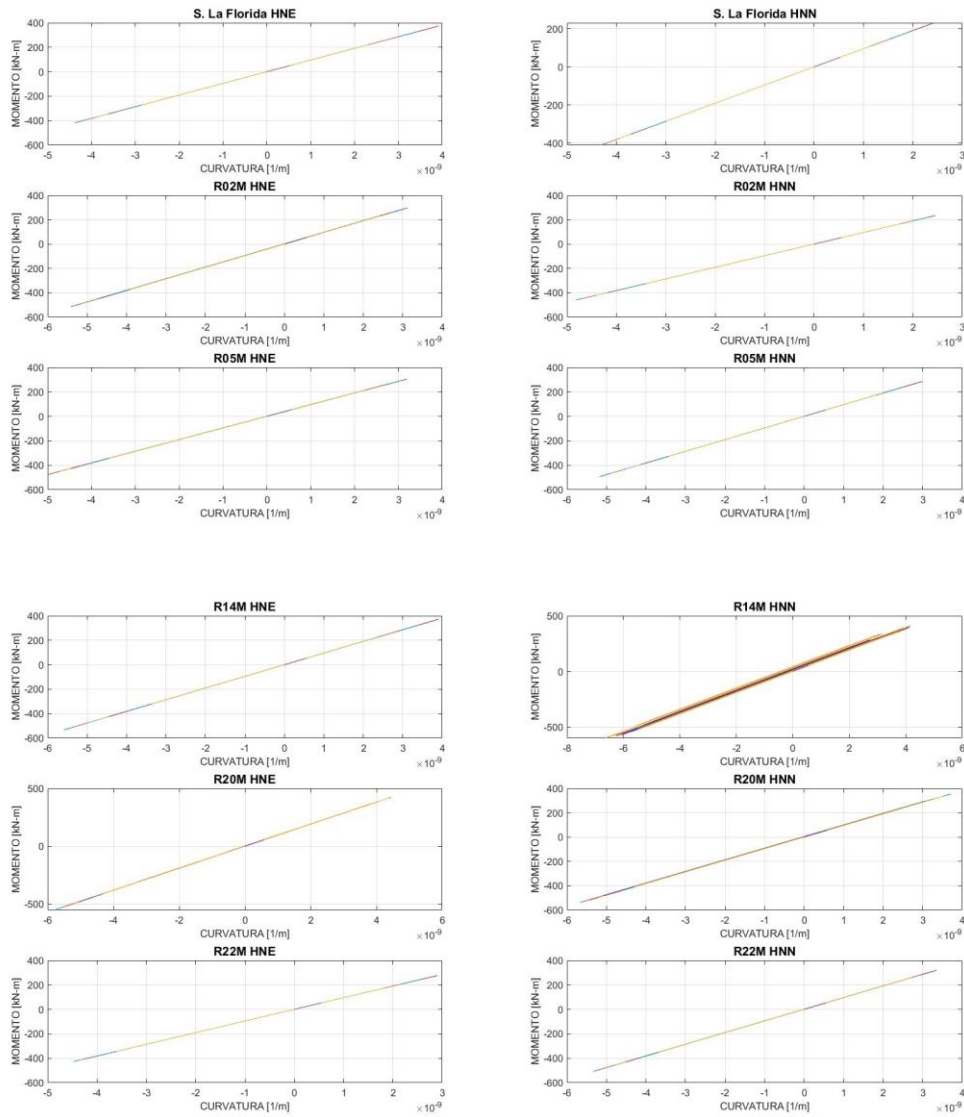


Figura A.1- 5 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10 (RPPI)

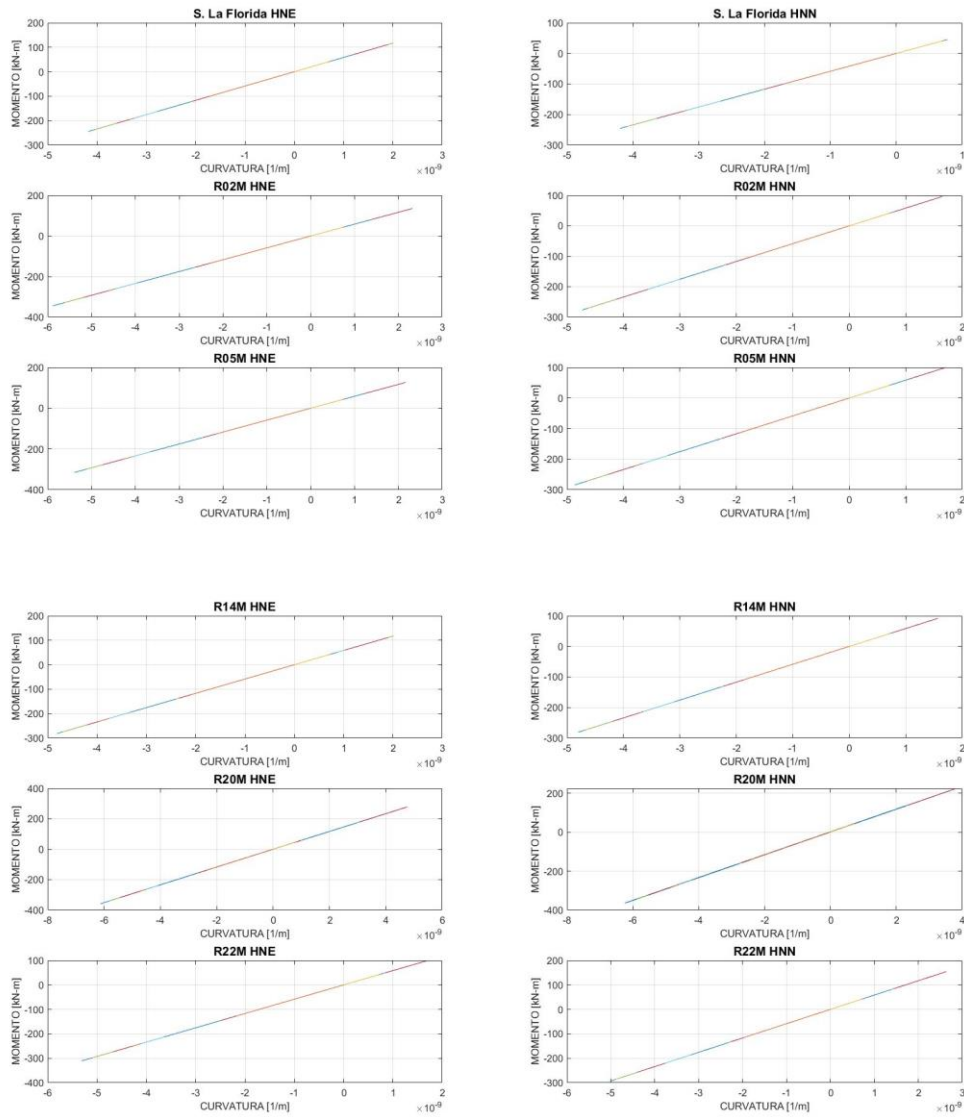


Figura A.1- 6 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13 (RPPI)

### A.1.3 Momento curvatura vigas caso diseño previo por estabilidad

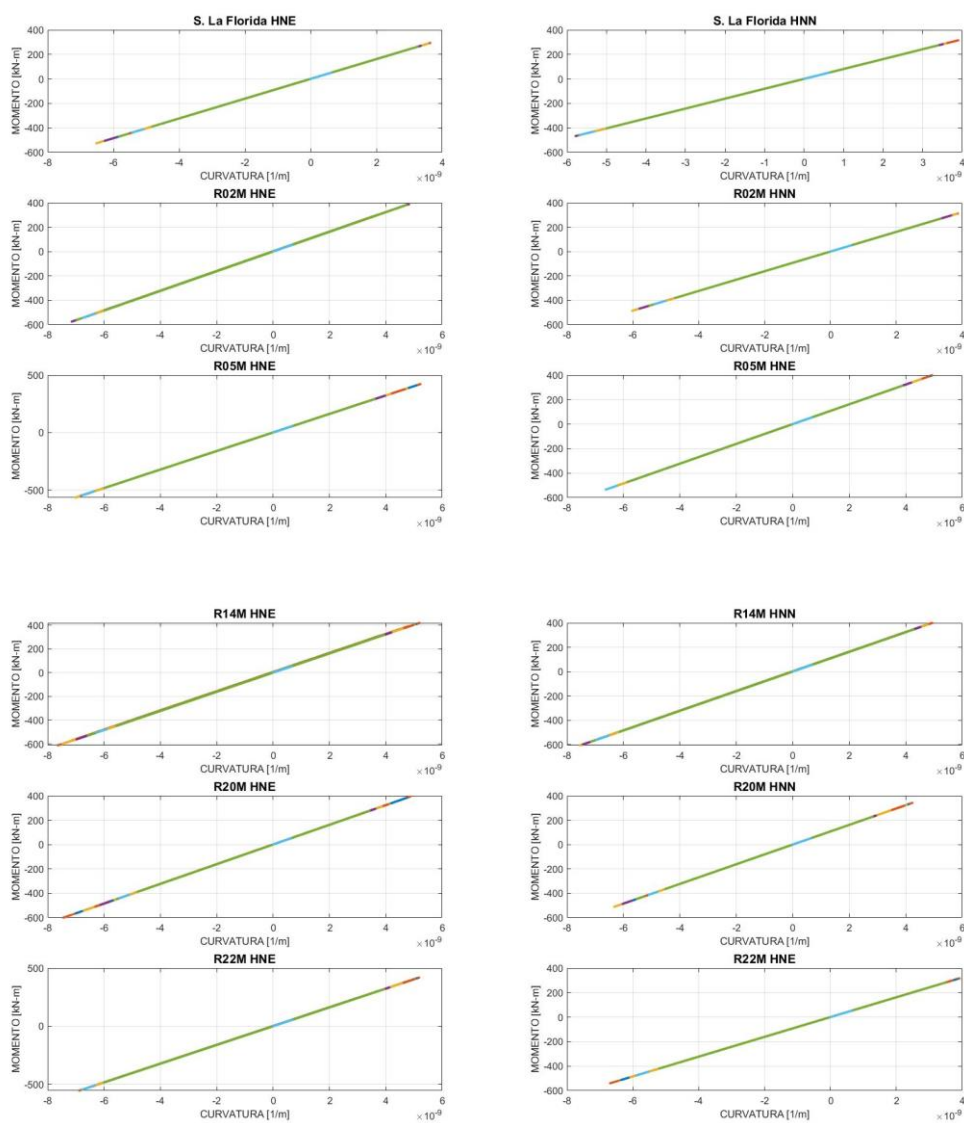


Figura A.1- 7 Momento Curvatura Vigas W18x60 Piso 1-6 (Diseño previo por estabilidad)

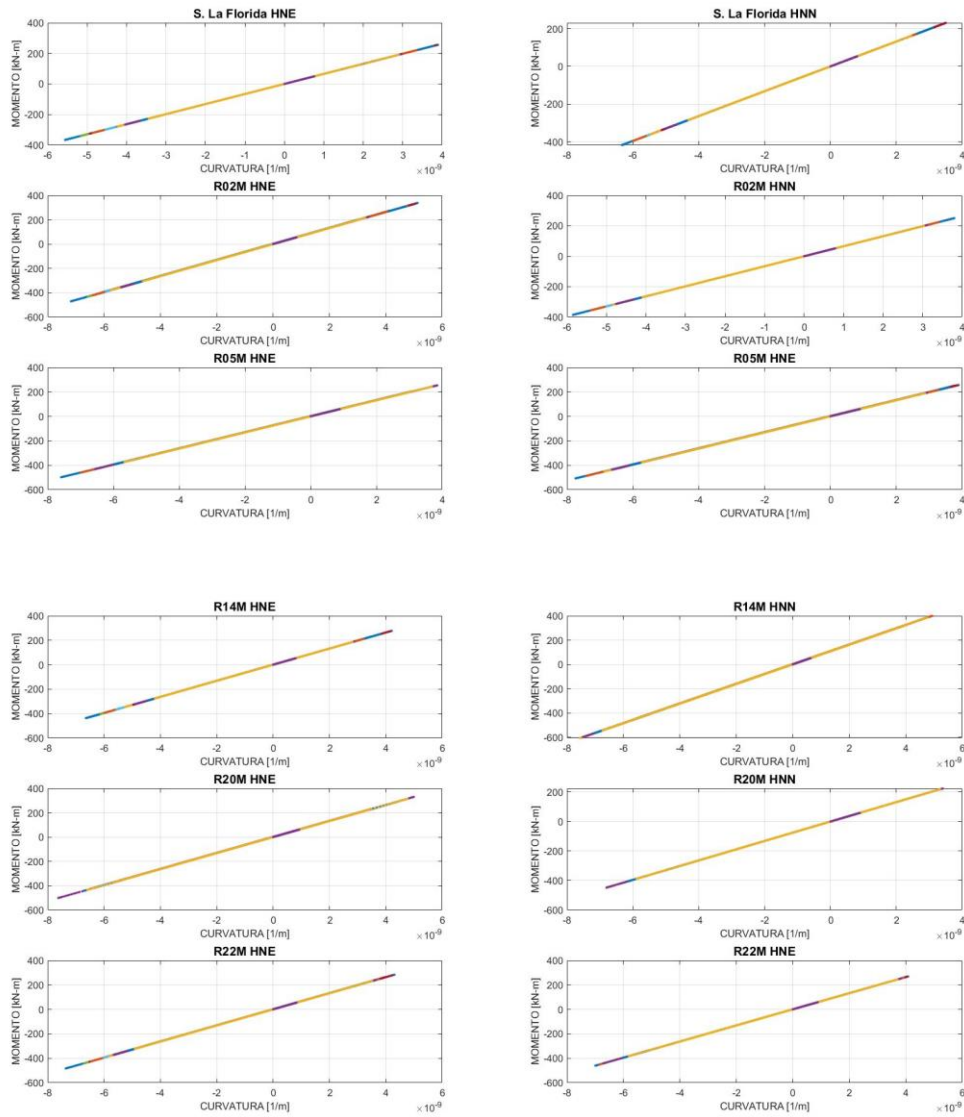


Figura A.1- 8 Momento Curvatura Vigas W16x50 Piso 7-10 (Diseño previo por estabilidad)

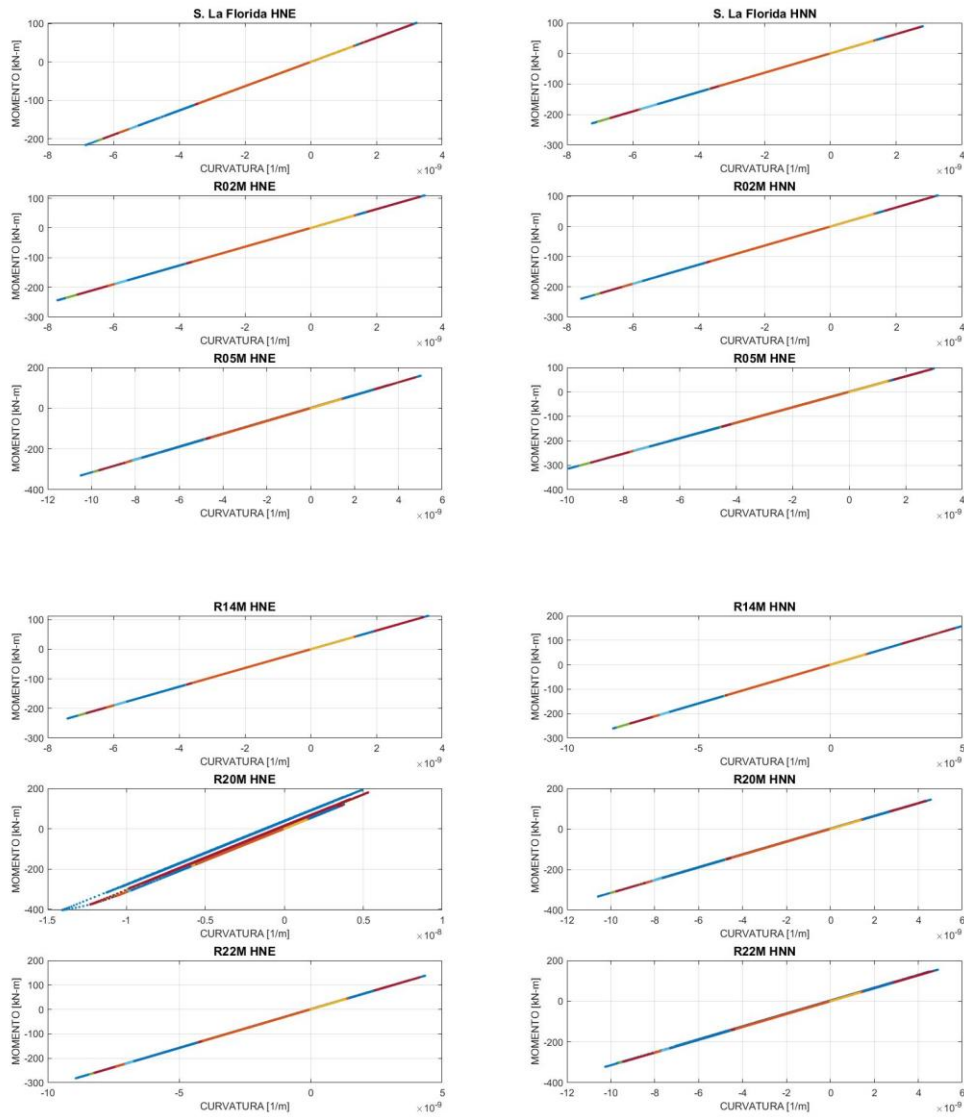


Figura A.1- 9 Momento Curvatura Vigas W14x38 Piso 11-13 (Diseño previo por estabilidad)

## A.1.4 Momento curvatura vigas caso diseño por NCh433 columnas CFT

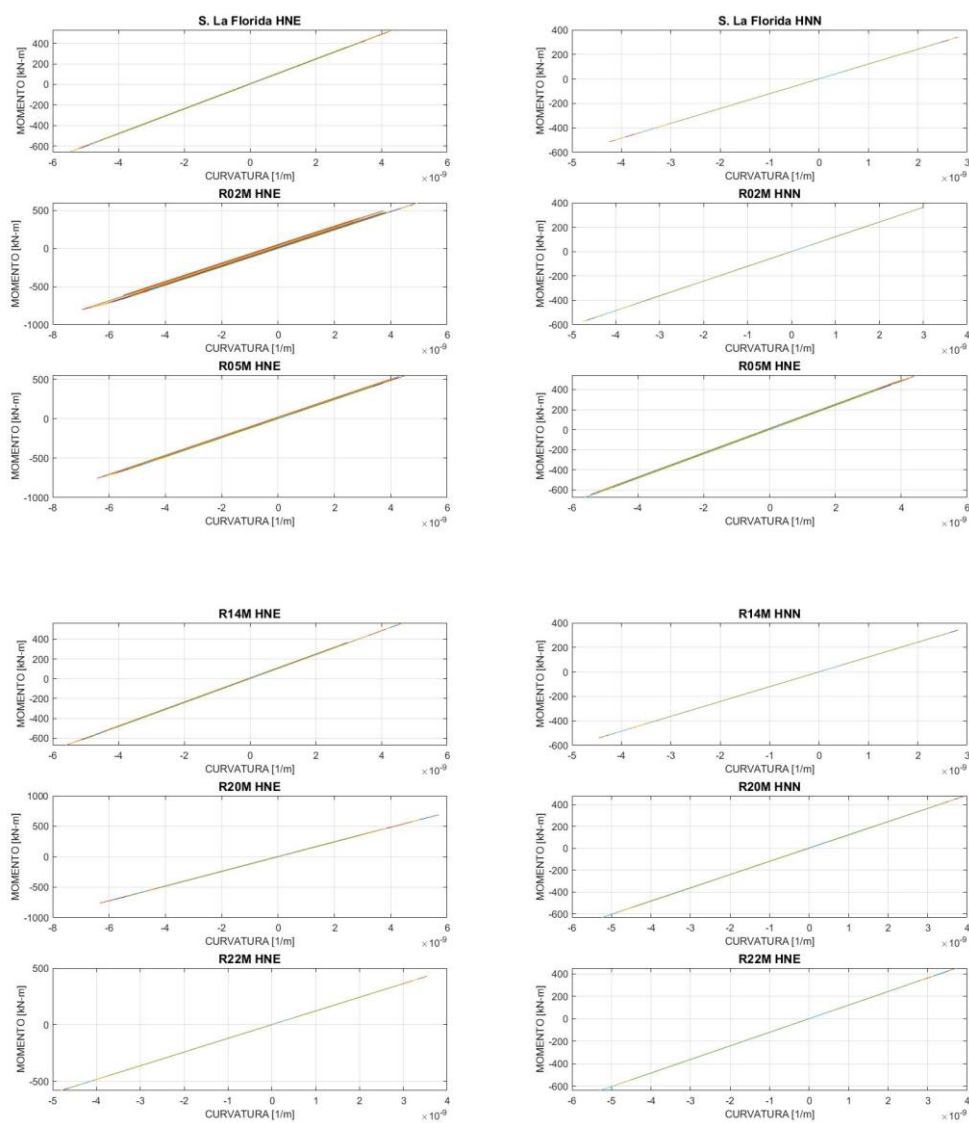


Figura A.1- 10 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 1-6 (Diseño previo NCh33 Columnas CFT)

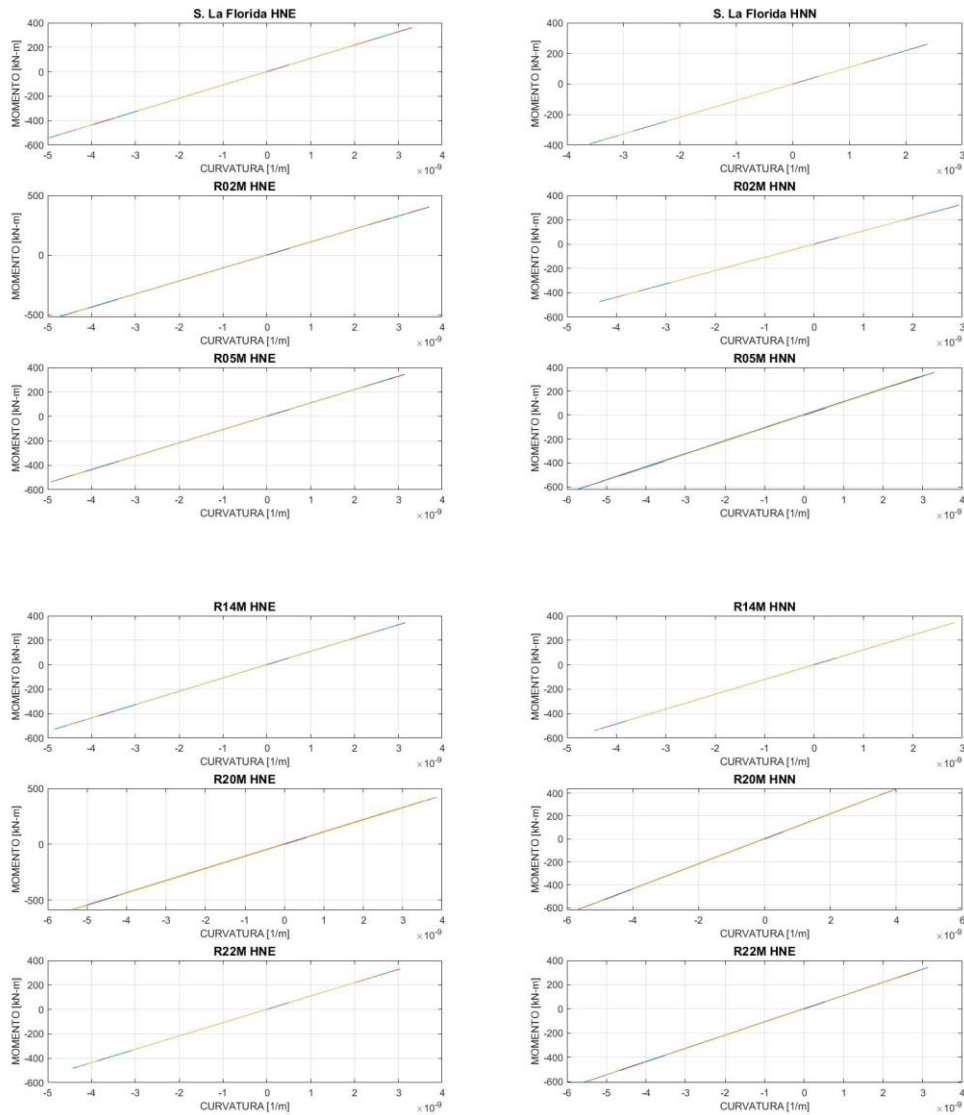


Figura A.1- 11 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10 (Diseño previo NCh433 Columnas CFT)

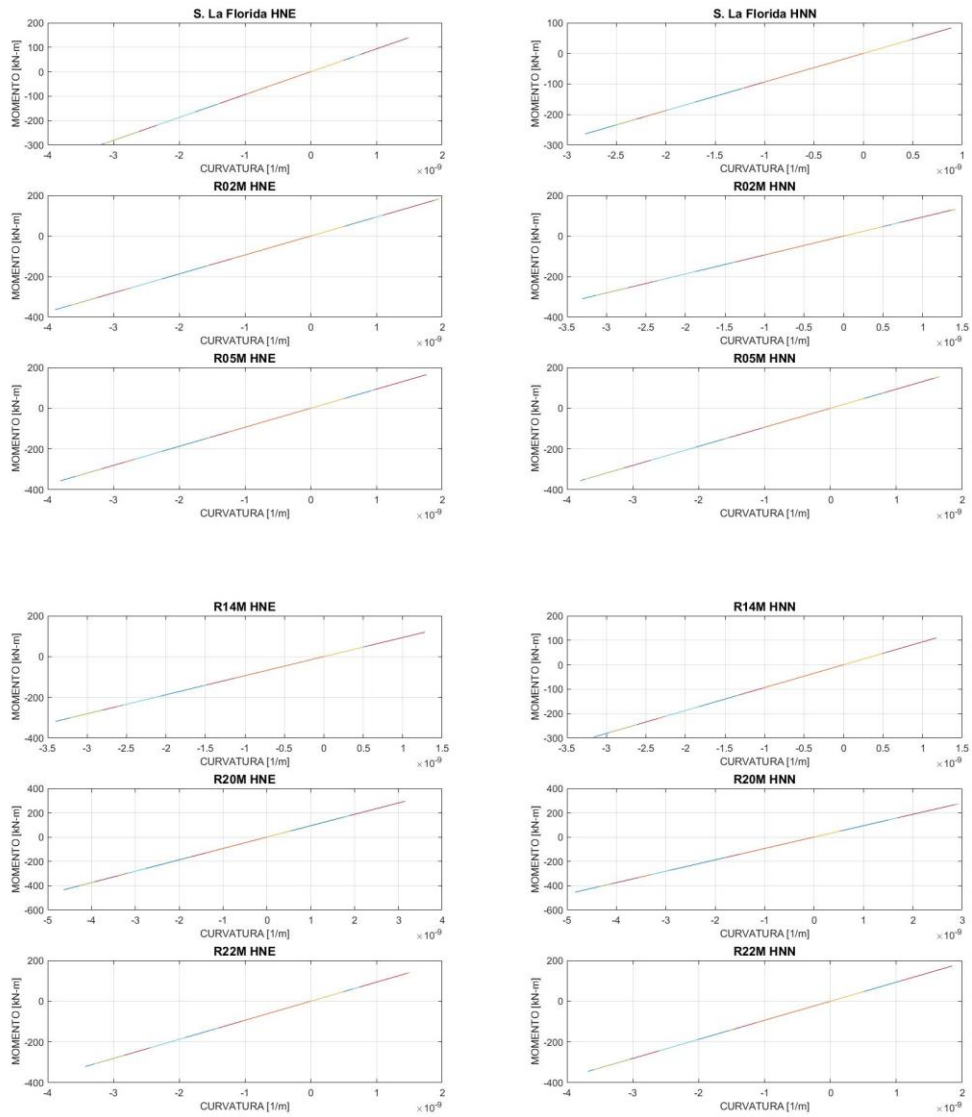


Figura A.1- 12 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13 (Diseño previo NCh433 Columnas CFT)

## A.1.5 Momento curvatura vigas caso diseño por NCh433 columnas W

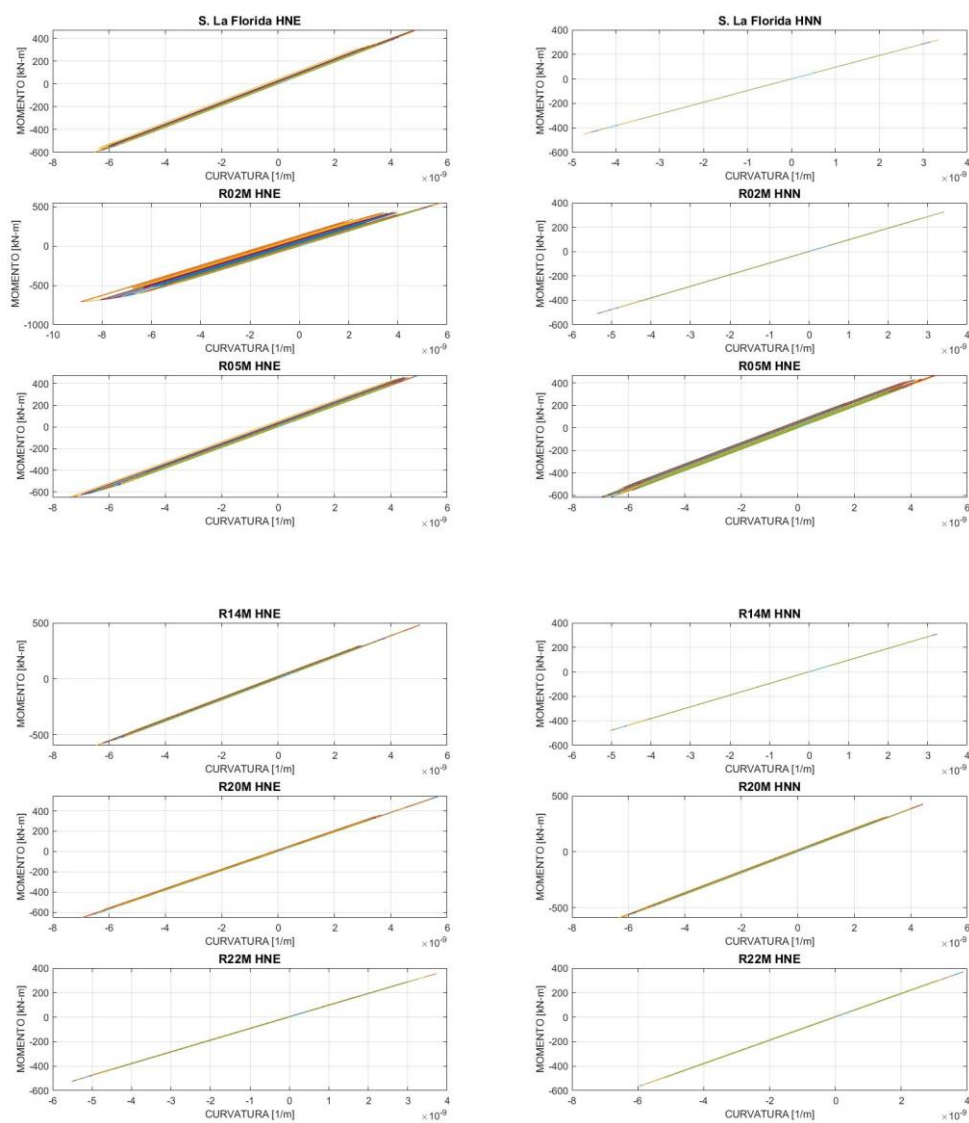


Figura A.1- 13 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 1-6 (Diseño previo NCh433 Columnas W)

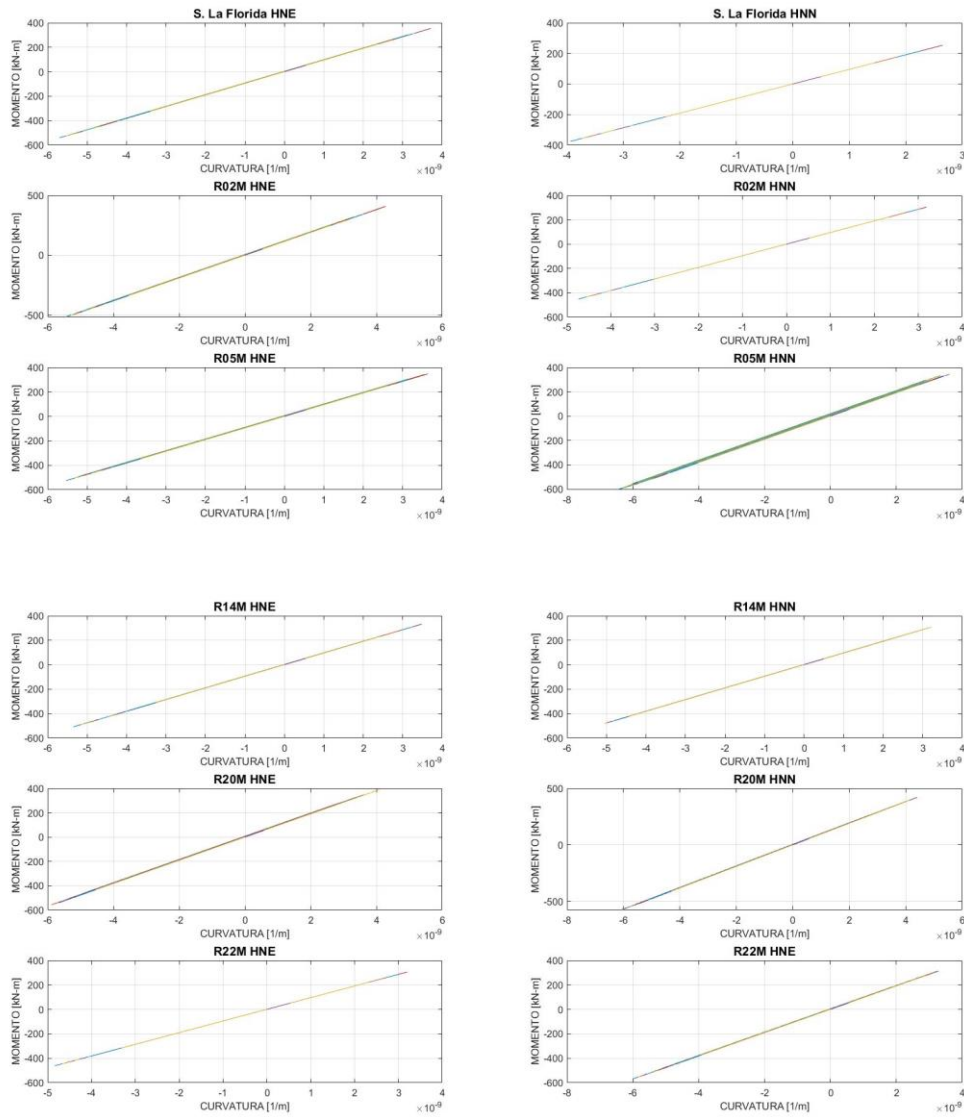


Figura A.1- 14 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10 (Diseño previo NCh433 Columnas W)

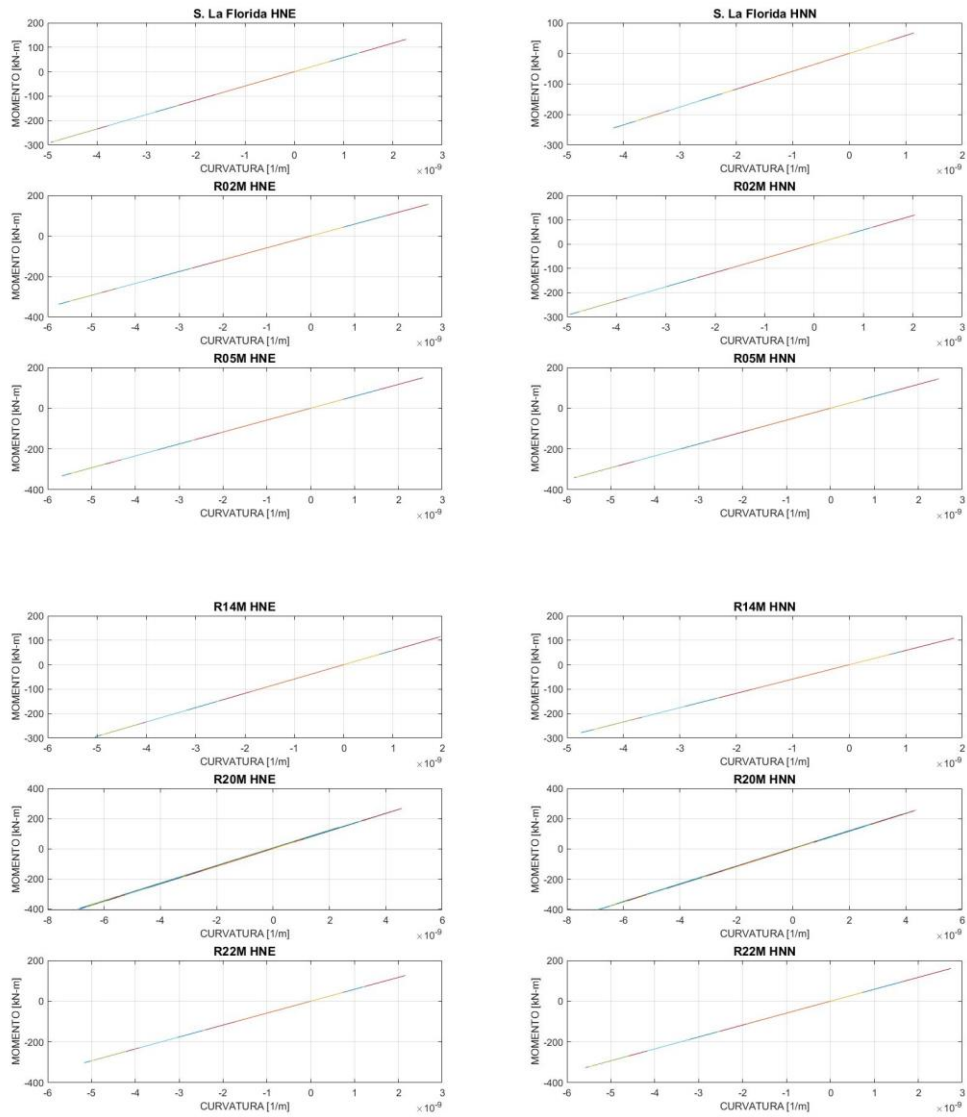


Figura A.1- 15 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13 (Diseño previo NCh433  
Columnas W)

## A.2 Momento curvatura vigas sismo máximo considerado (SMC)

### A.2.1 Momento curvatura vigas caso RMPI

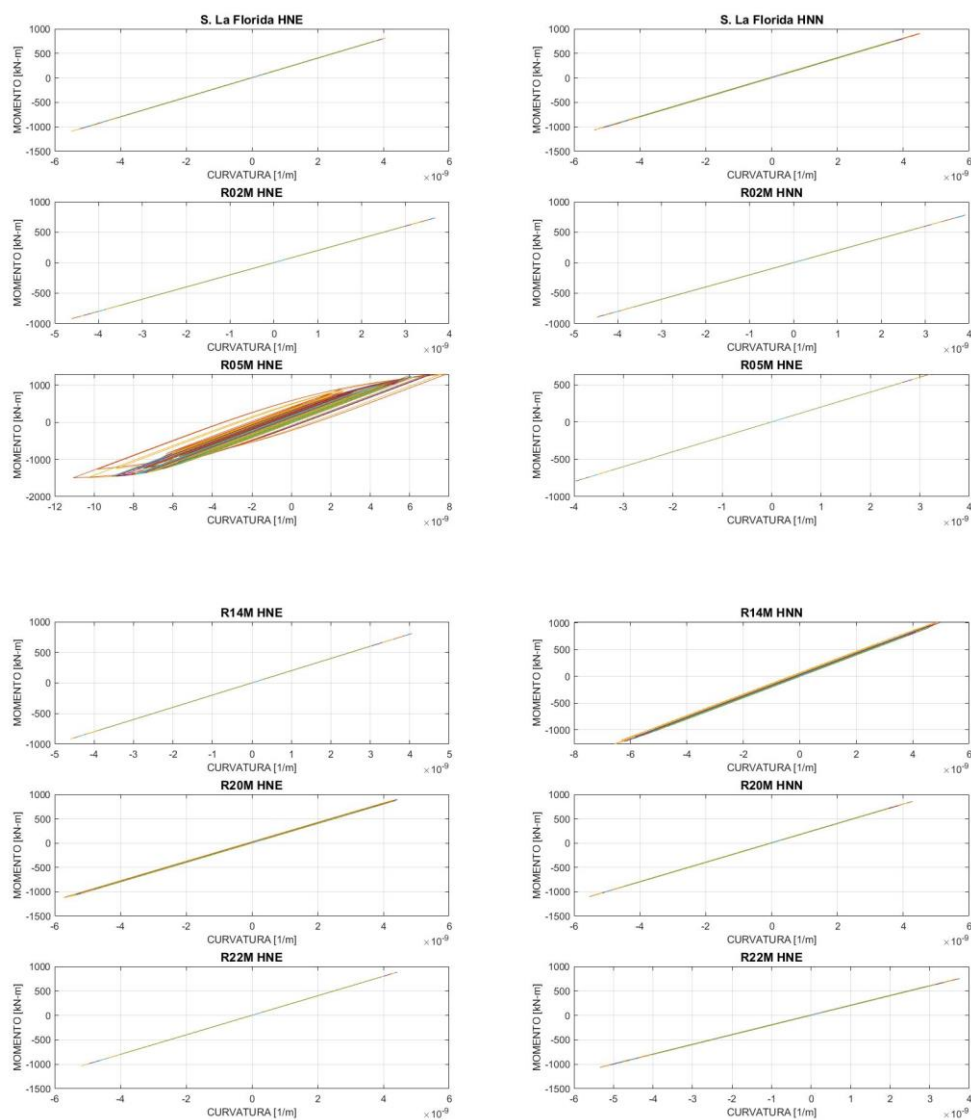


Figura A.2- 1 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 1-6 (RMPI)

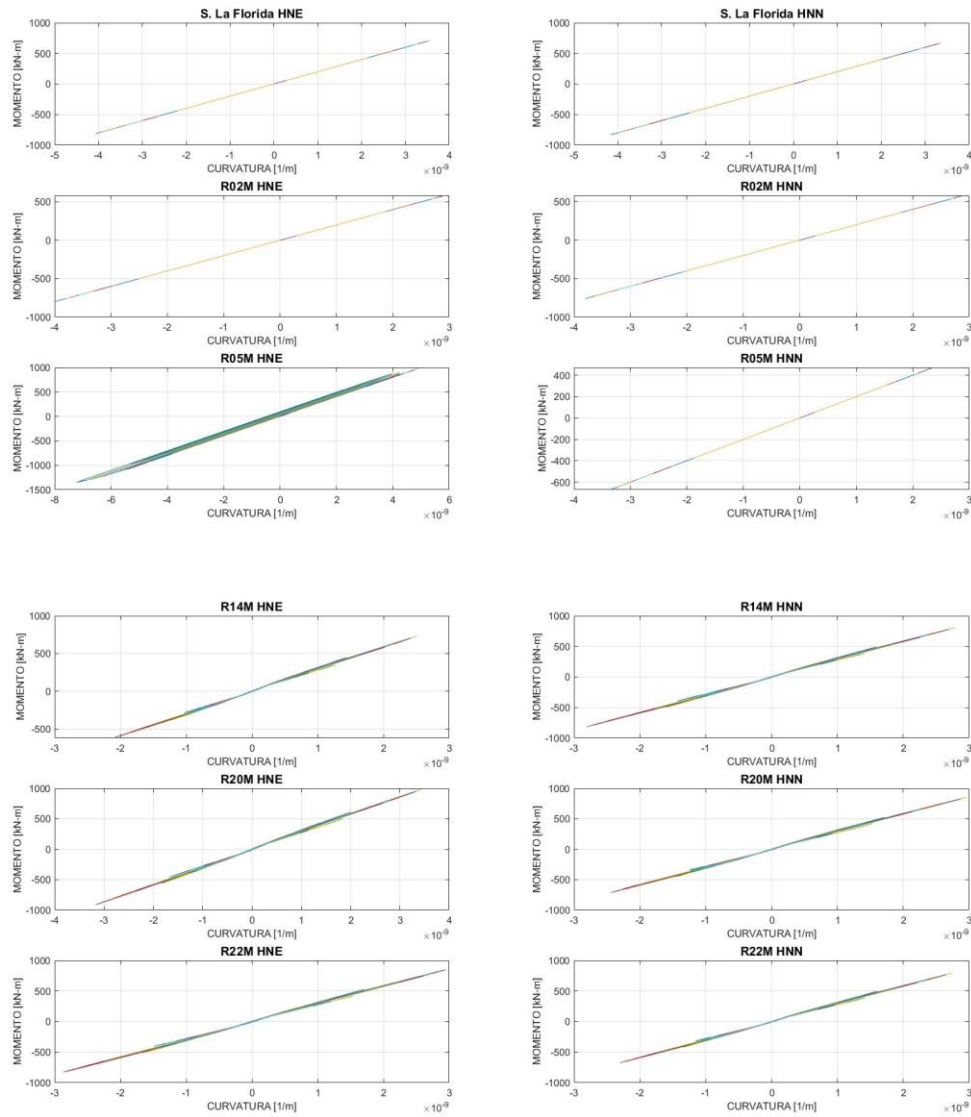


Figura A.2- 2 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 7-10 (RMPI)

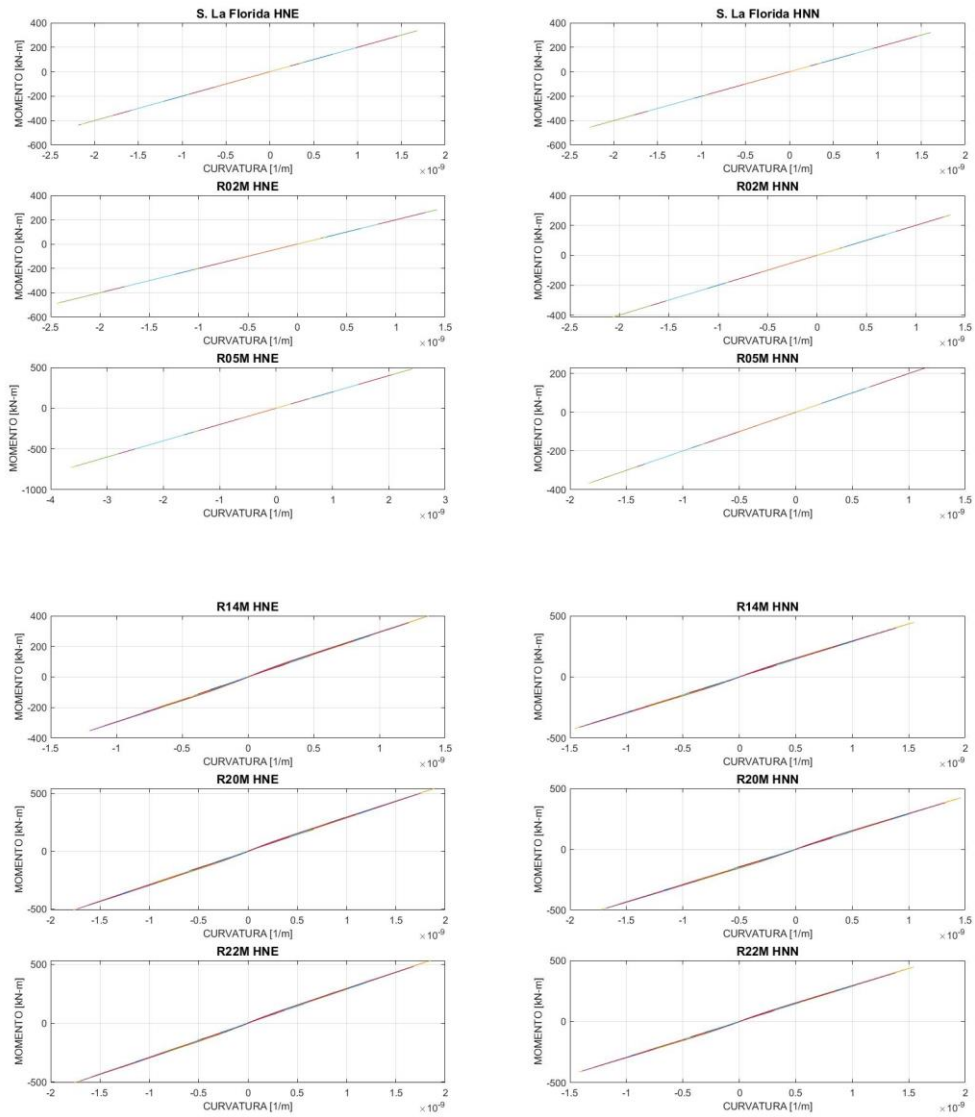


Figura A.2- 3 Momento Curvatura Vigas W21x101 Piso 11-13 (RMPI)

## A.2.2 Momento curvatura vigas caso RPPI

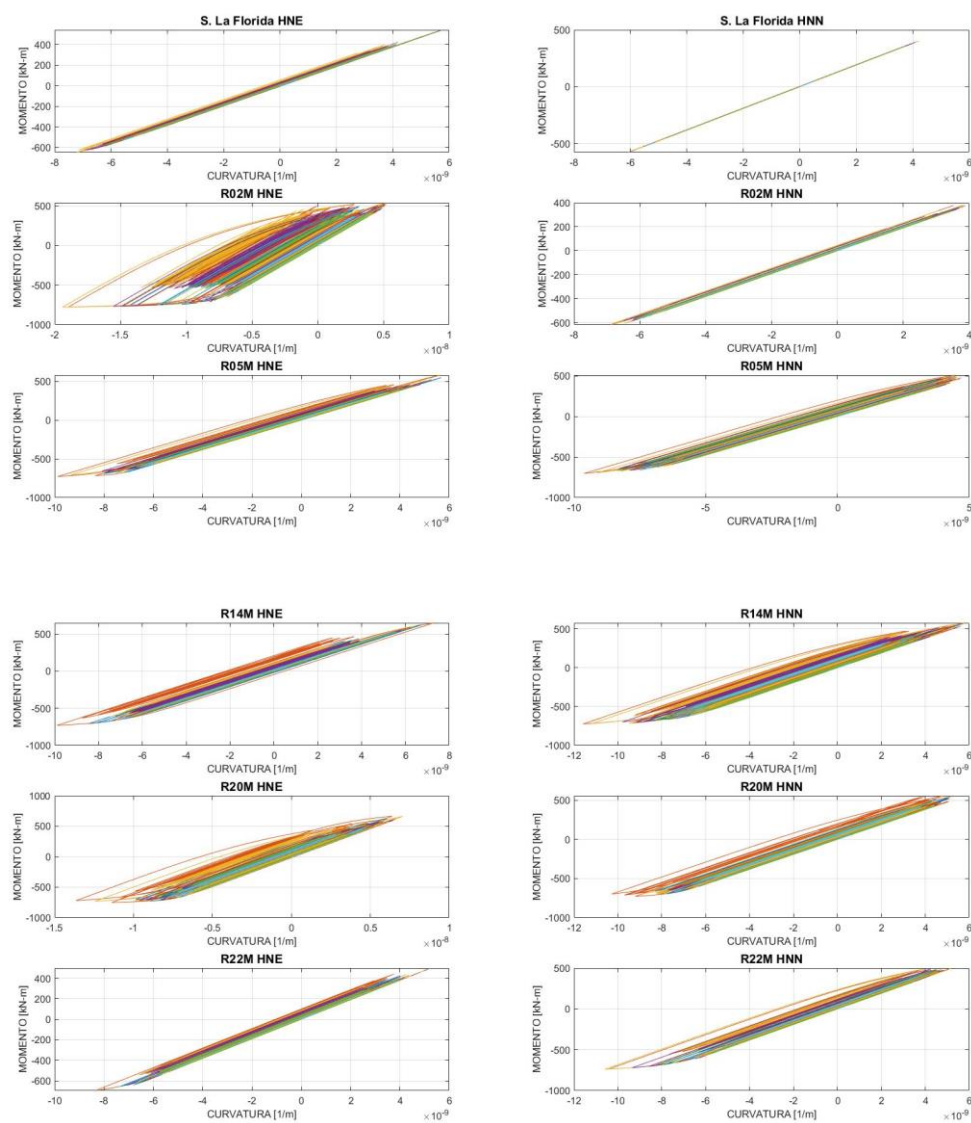


Figura A.2- 4 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso1-6 (RPPI)

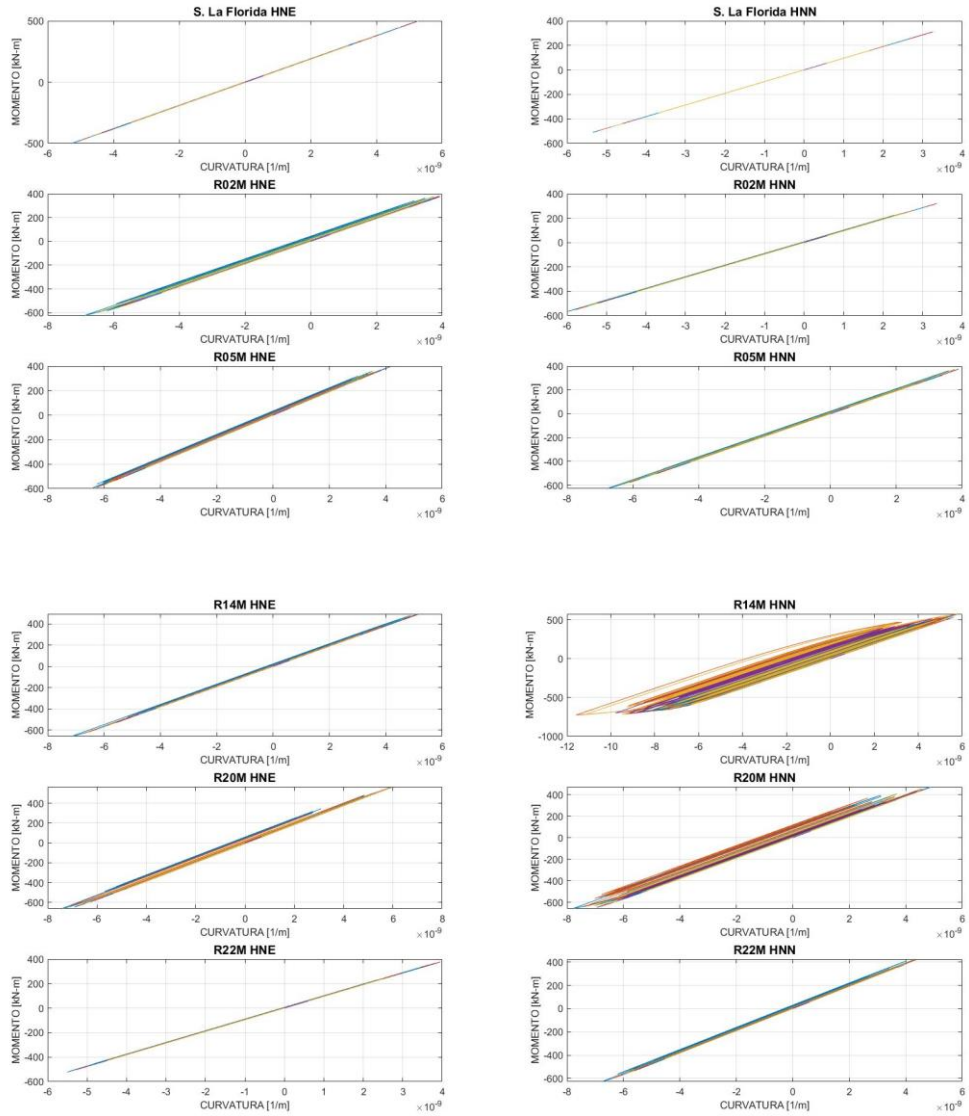


Figura A.2- 5 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10 (RPPI)

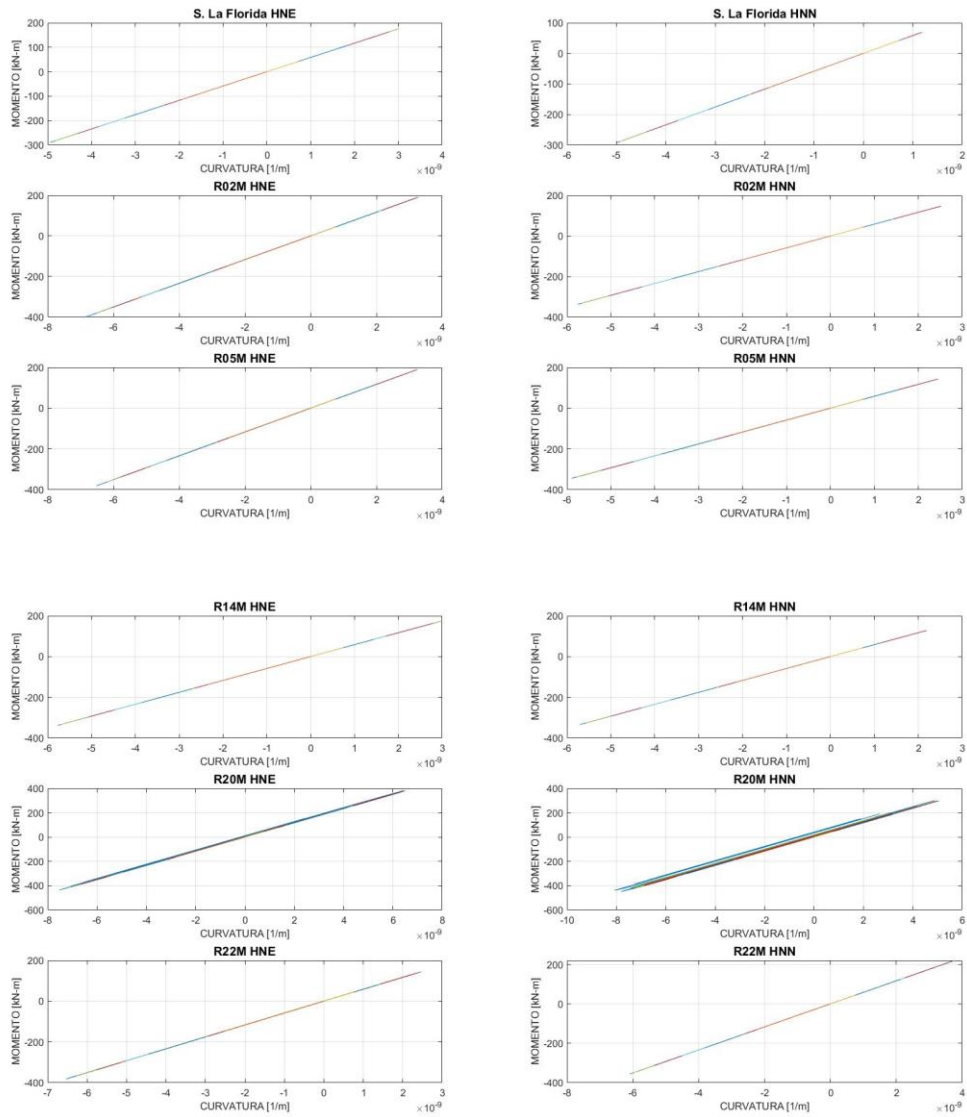


Figura A.2- 6 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13 (RPPI)

### A.2.3 Momento curvatura vigas caso diseño por NCh433 columnas CFT

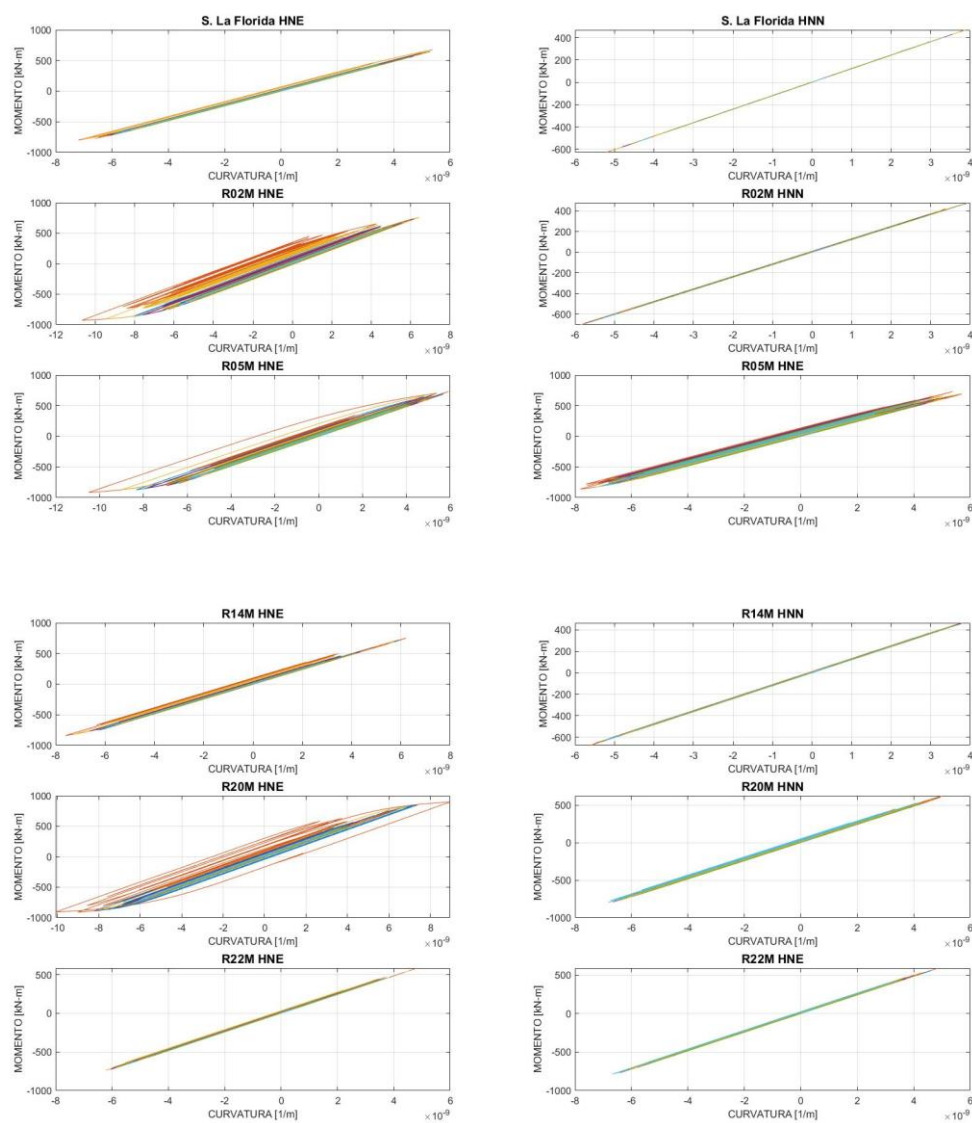


Figura A.2- 7 Momento Curvatura Vigas W21x68 Piso 1-6(Diseño previo NCh433 columnas CFT)

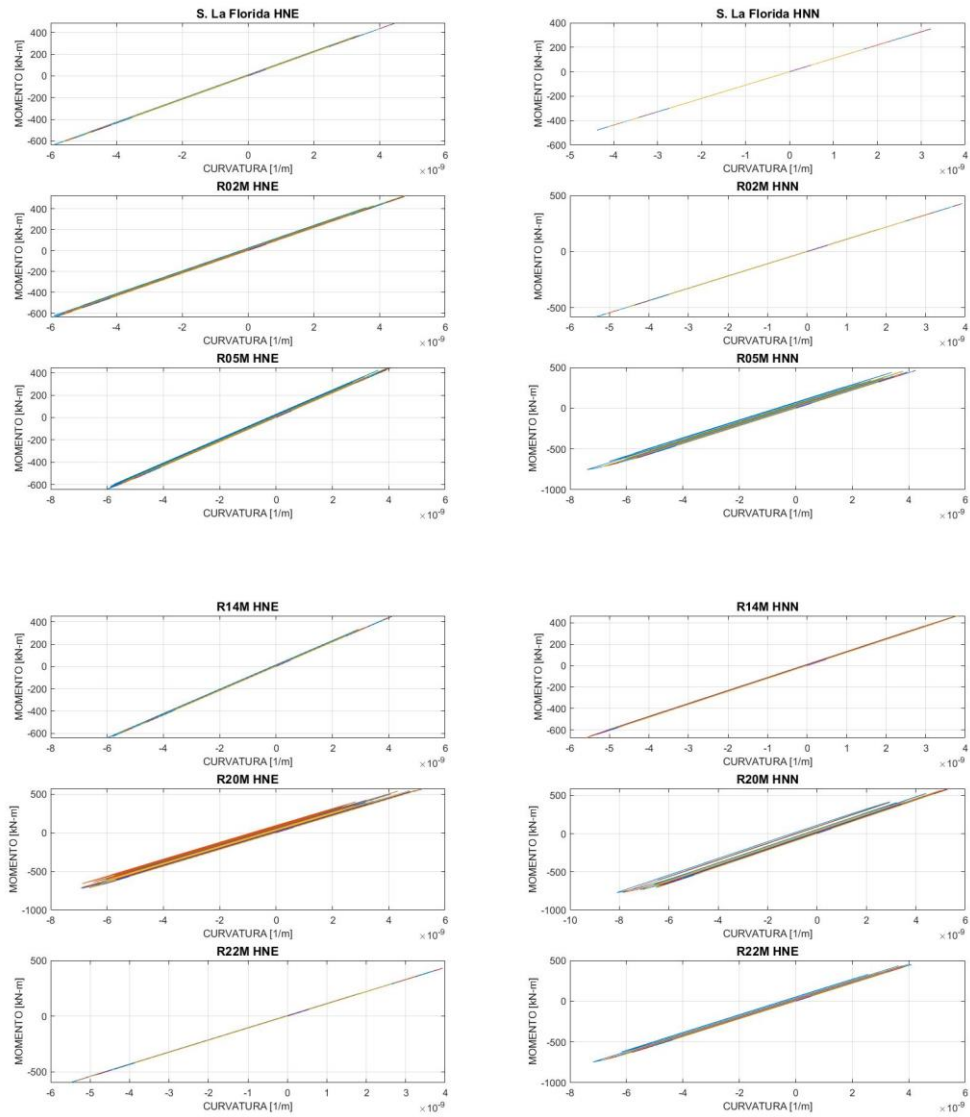


Figura A.2- 8 Momento Curvatura Vigas W21x62 Piso 7-10(Diseño previo NCh433 columnas CFT)

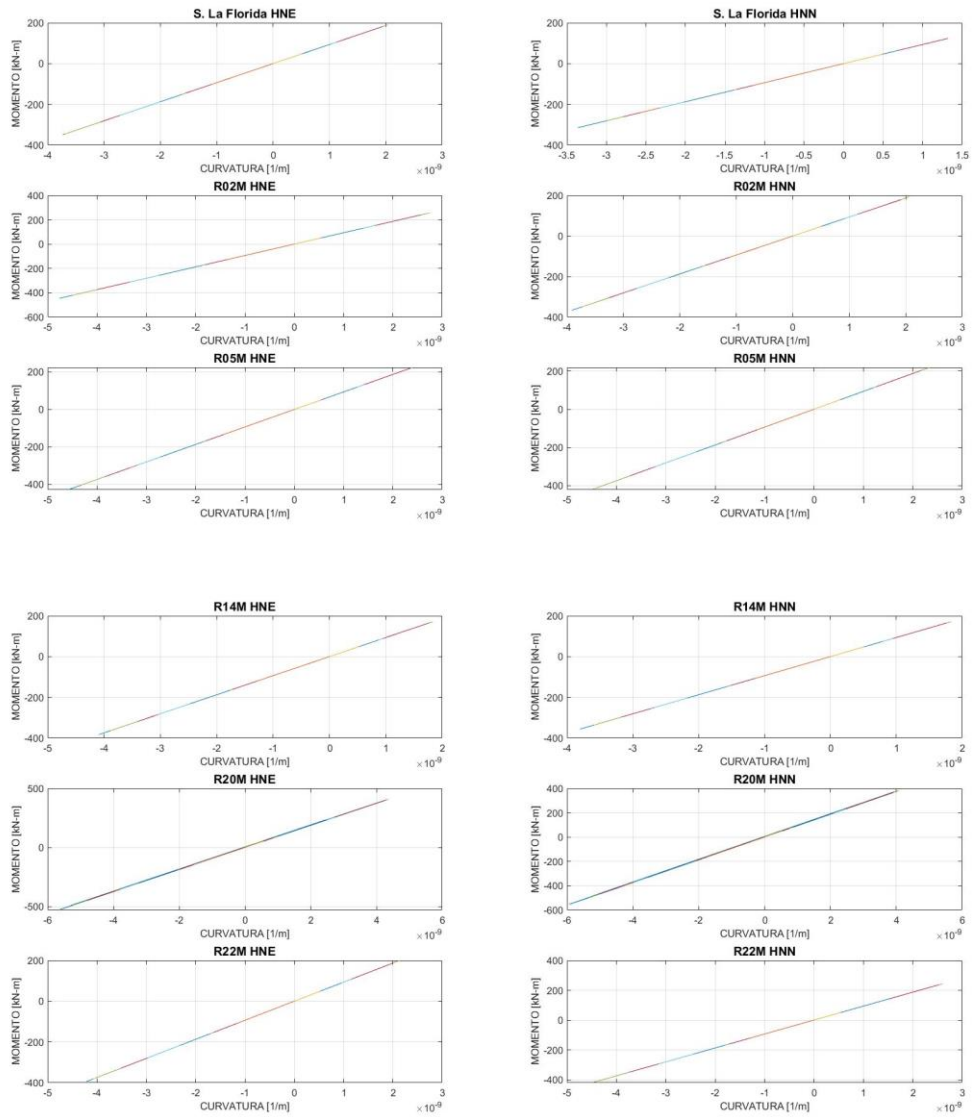


Figura A.2- 9 Momento Curvatura Vigas W21x55 Piso 11-13(Diseño previo NCh433 columnas CFT)

## A.2.4 Momento curvatura vigas caso diseño por NCh433 columnas W

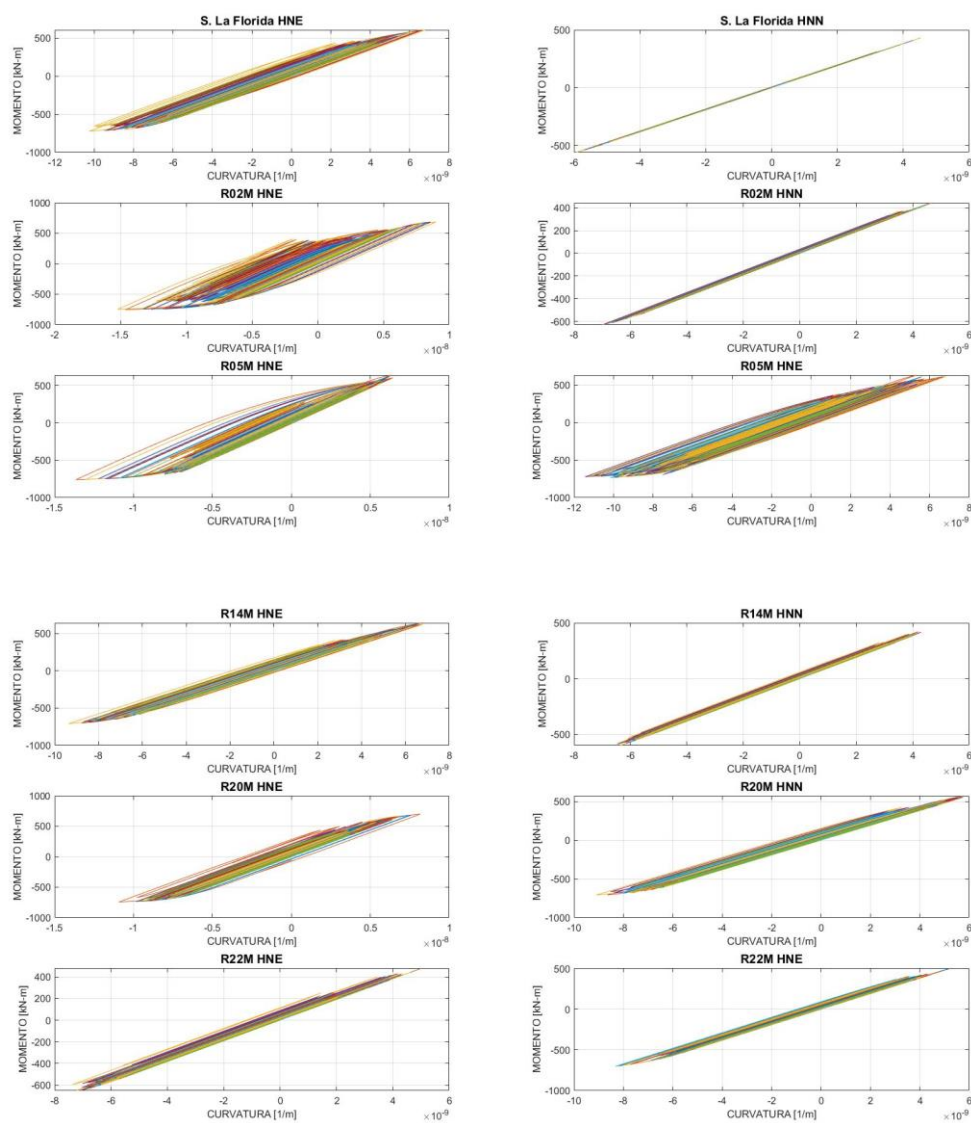


Figura A.2- 10 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 1-6(Diseño previo NCh433 columnas W)

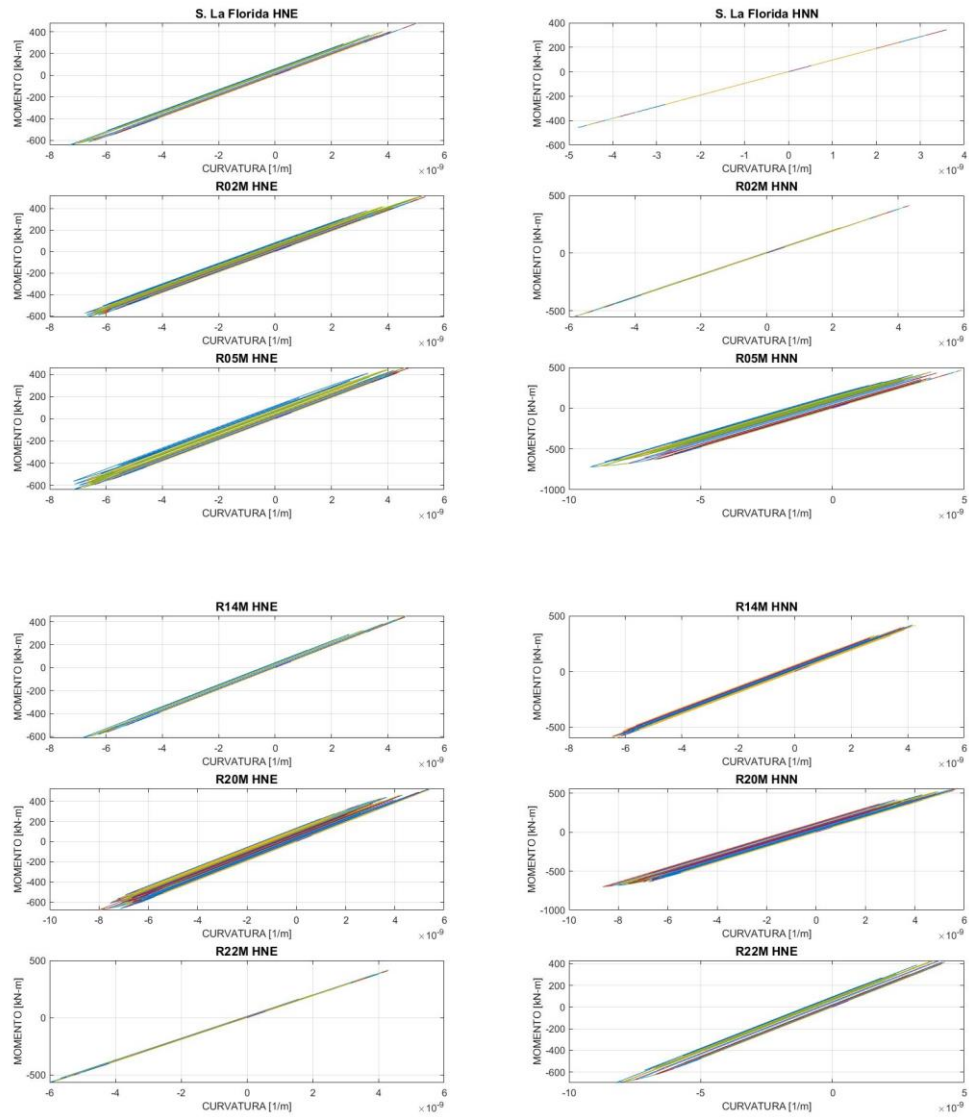


Figura A.2- 11 Momento Curvatura Vigas W21x57 Piso 7-10(Diseño previo NCh433 columnas W)

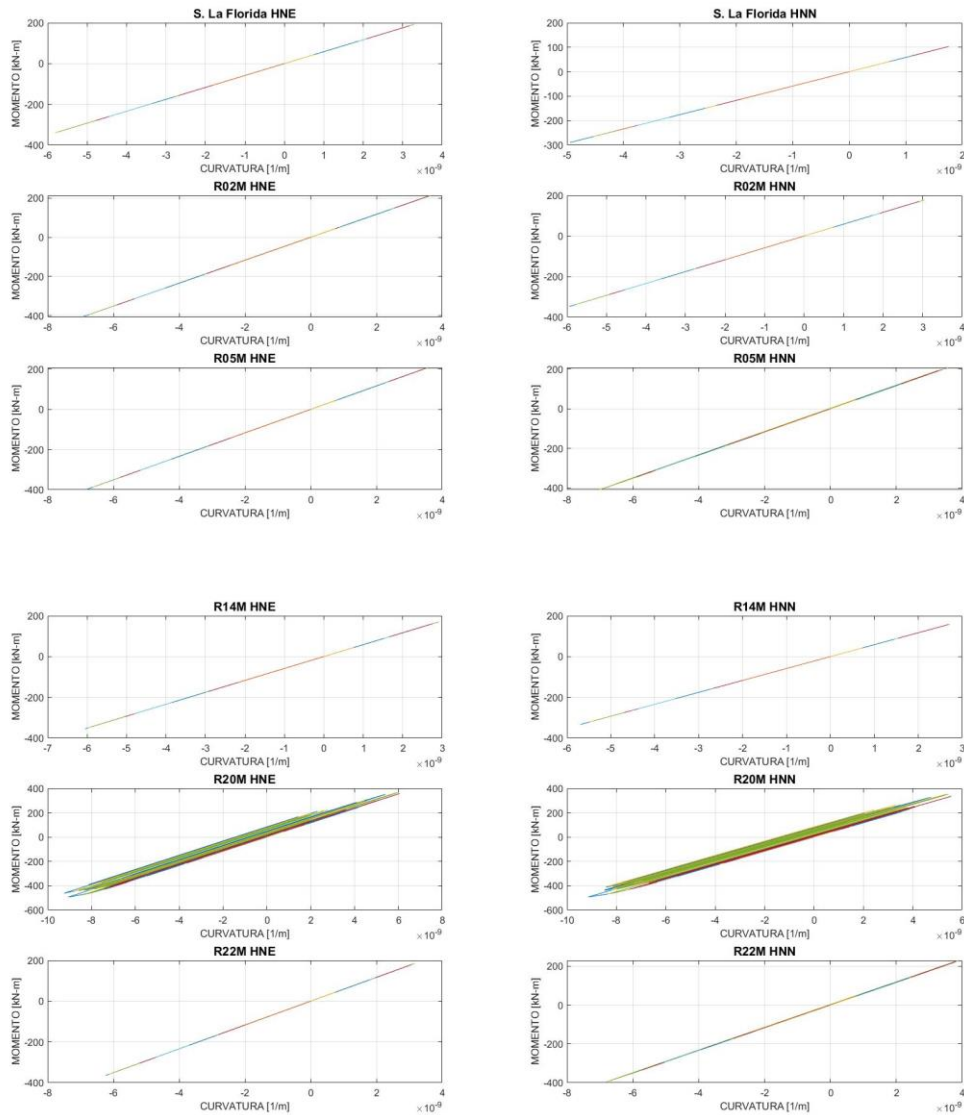


Figura A.2- 12 Momento Curvatura Vigas W18x46 Piso 11-13(Diseño previo NCh433 columnas W)

### A.3 Rotación Angular (SD)

A continuación, se muestra las rotaciones angulares de las vigas para cada registro sísmico.

#### A.3.1 Rotación angular vigas caso diseño previo por estabilidad

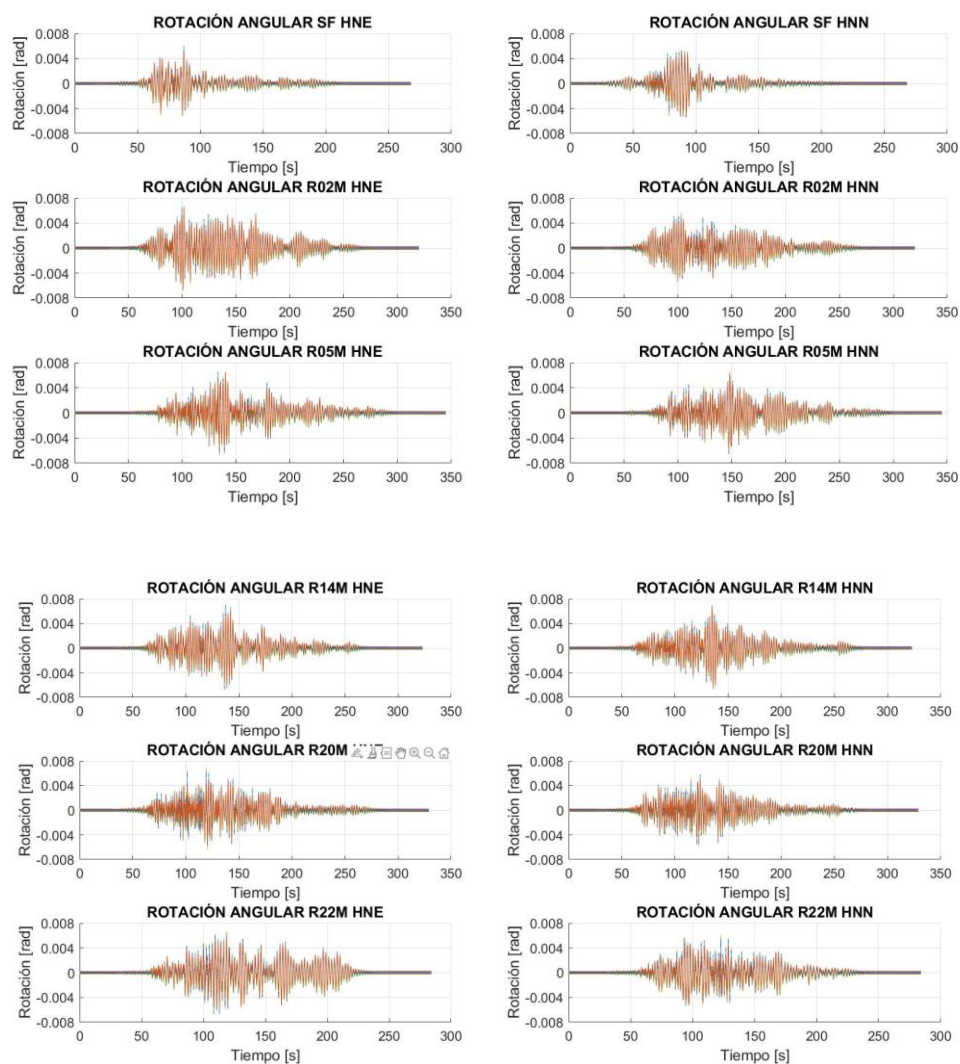


Figura A.3- 1 Rotación angular vigas piso 1-6 (Diseño previo por estabilidad)

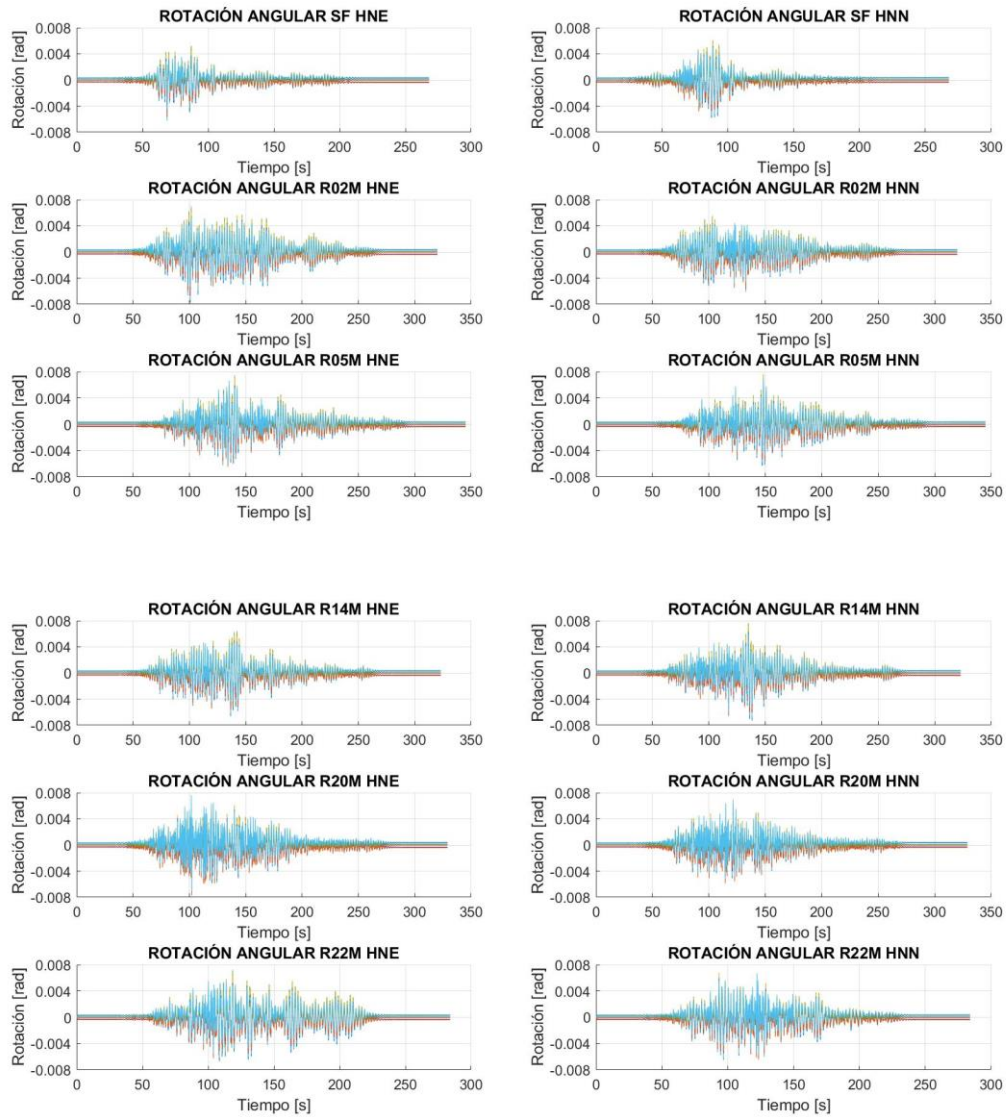


Figura A.3- 2 Rotación angular vigas piso 7-10 (Diseño previo por estabilidad)

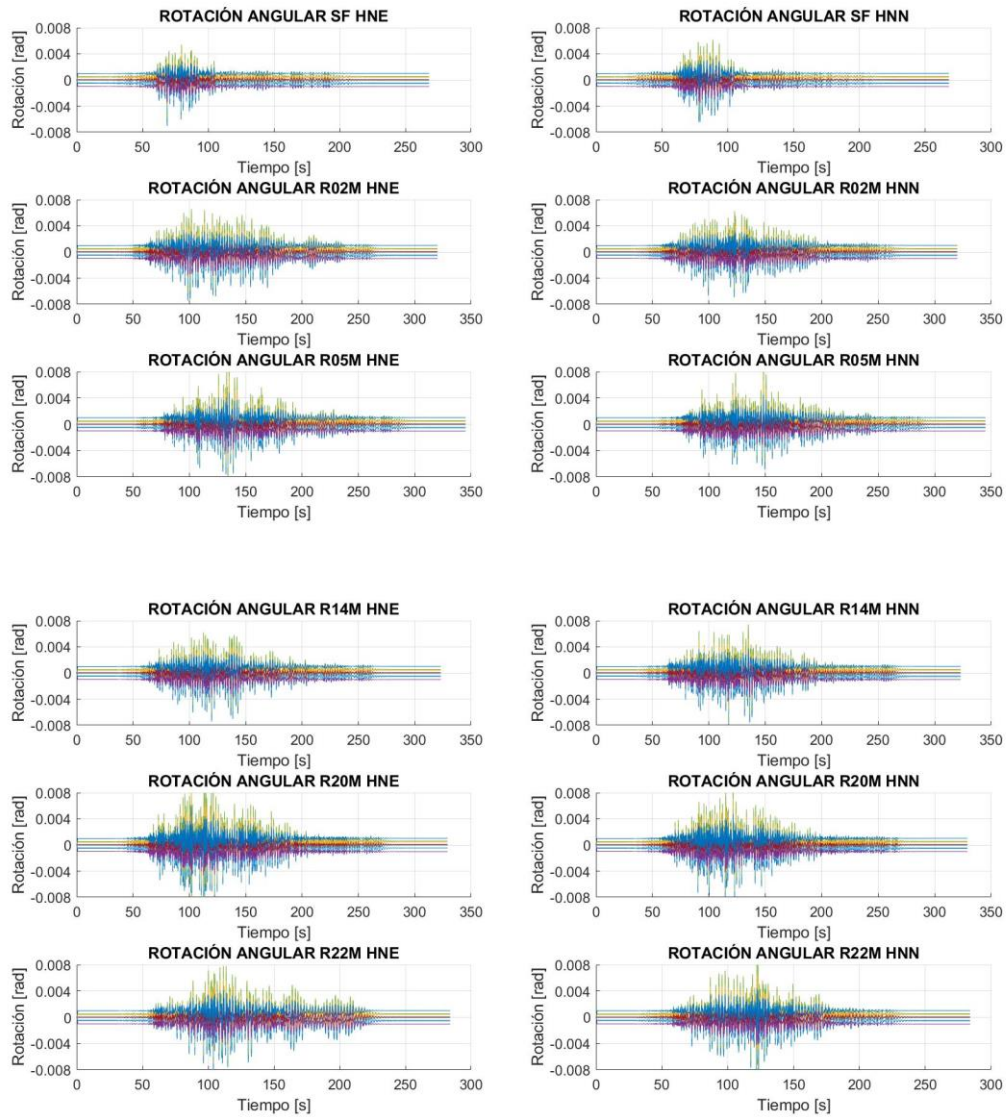


Figura A.3- 3 Rotación angular vigas piso 11-13 (Diseño previo por estabilidad)

### A.3.2 Rotación angular vigas caso RMPI

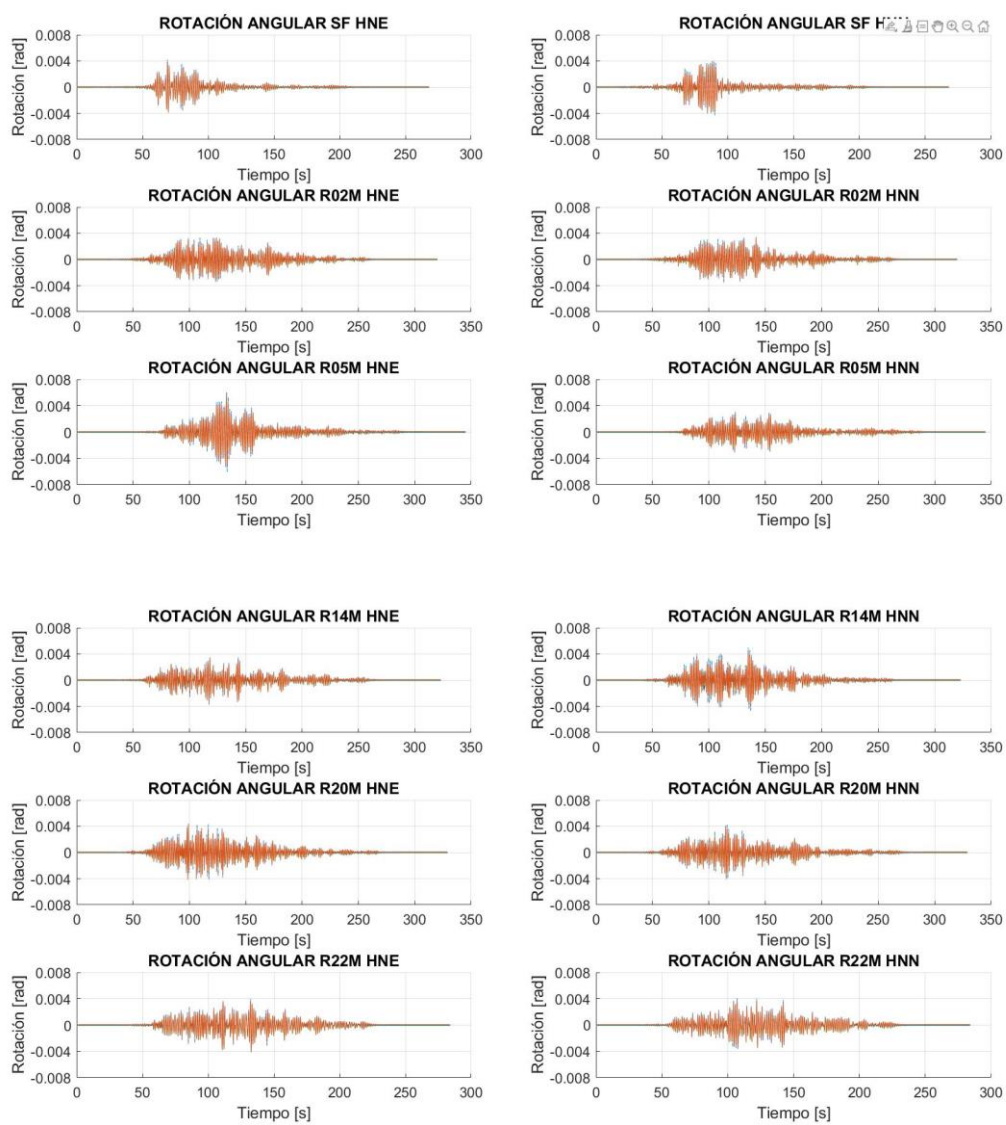


Figura A.3- 4 Rotación angular vigas piso 1-6 (RMPI)

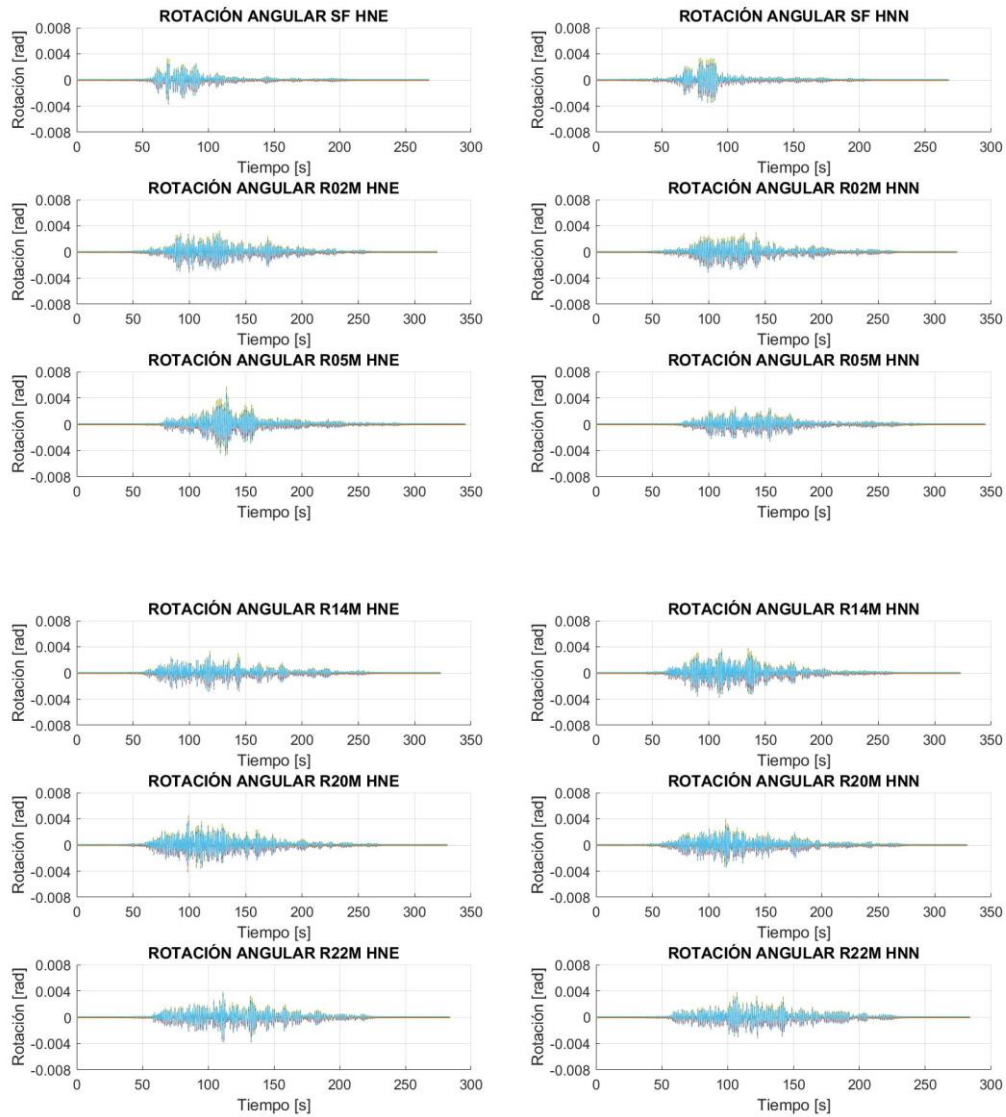


Figura A.3- 5 Rotación angular vigas piso 7-11 (RMPI)

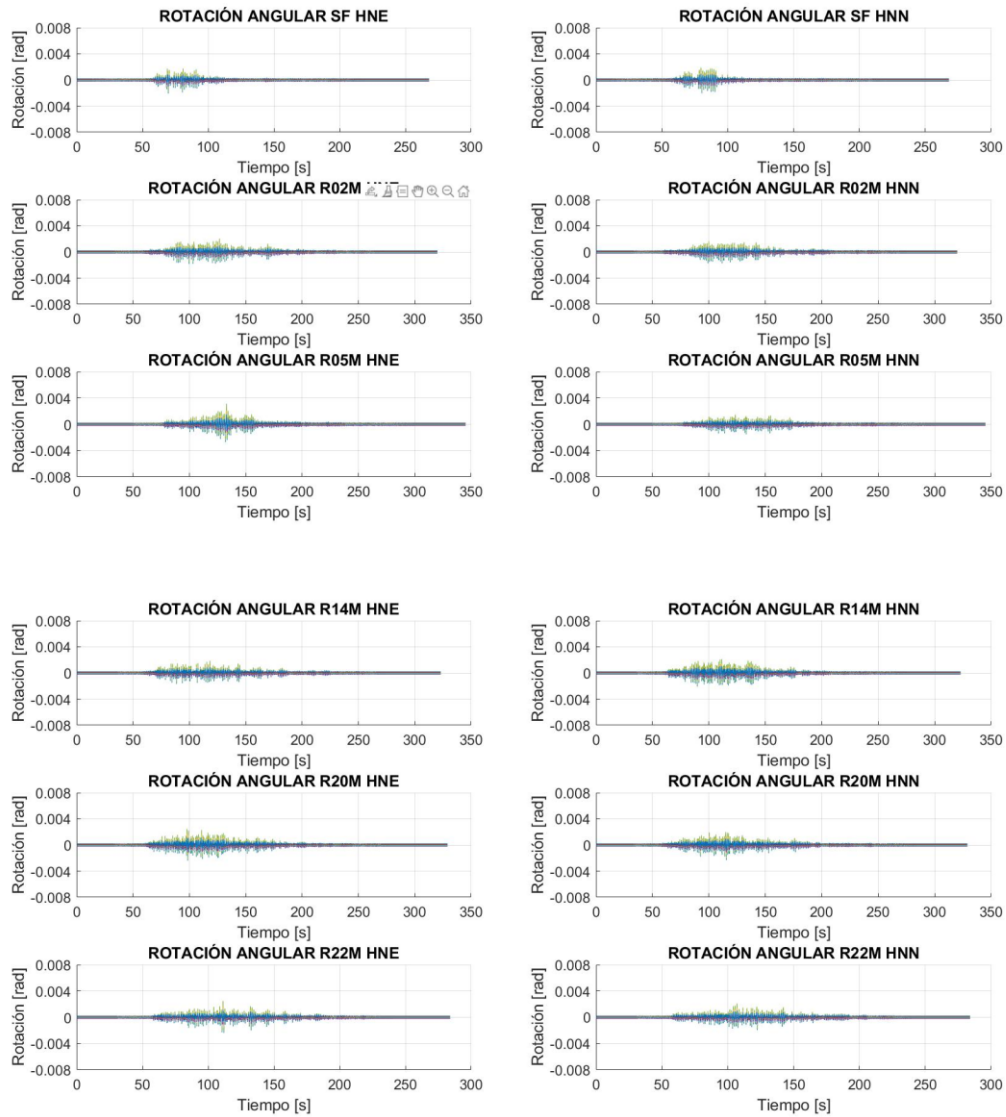


Figura A.3- 6 Rotación angular vigas piso 11-13 (RMPI)

### A.3.3 Rotación angular vigas caso RPPI

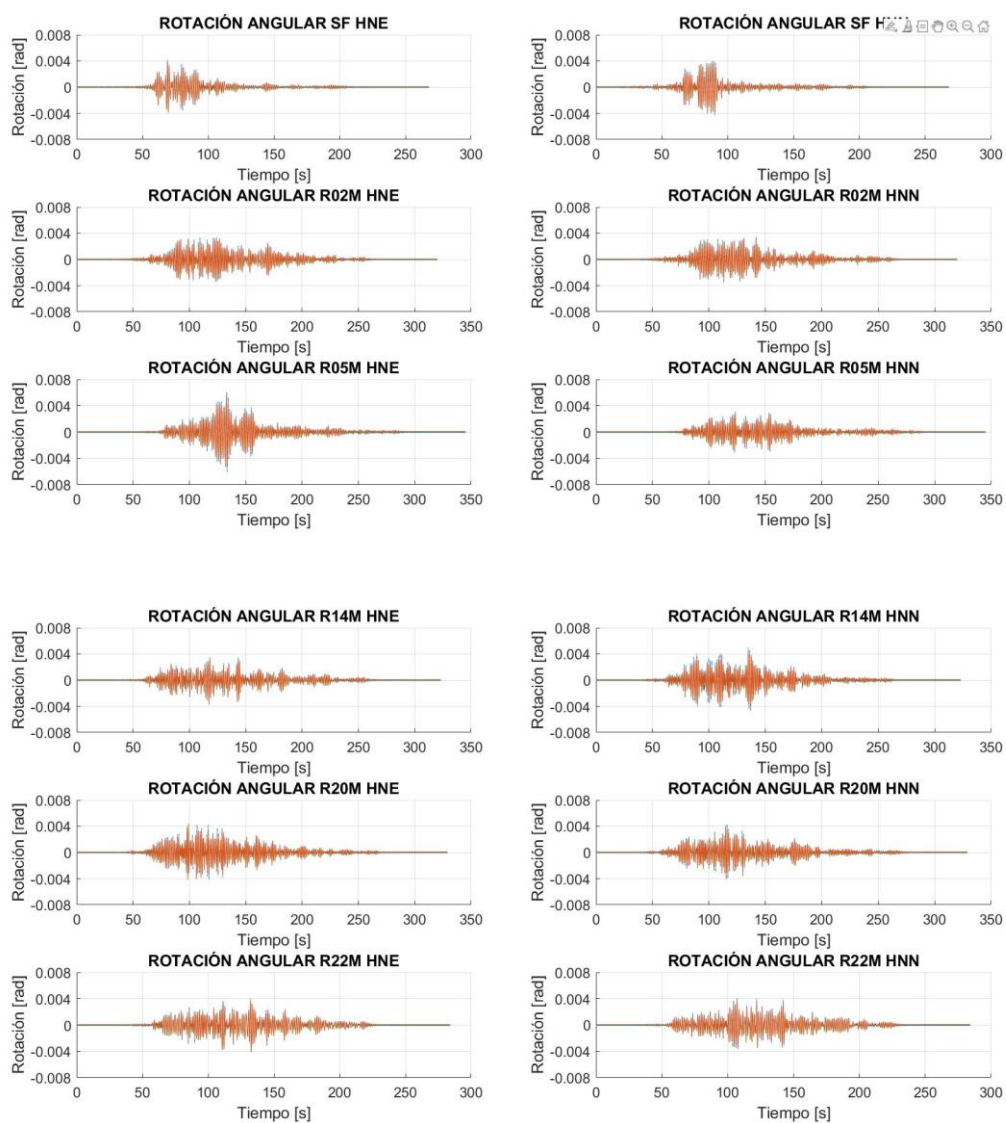


Figura A.3- 7 Rotación angular vigas piso 1-6 (RPPI)

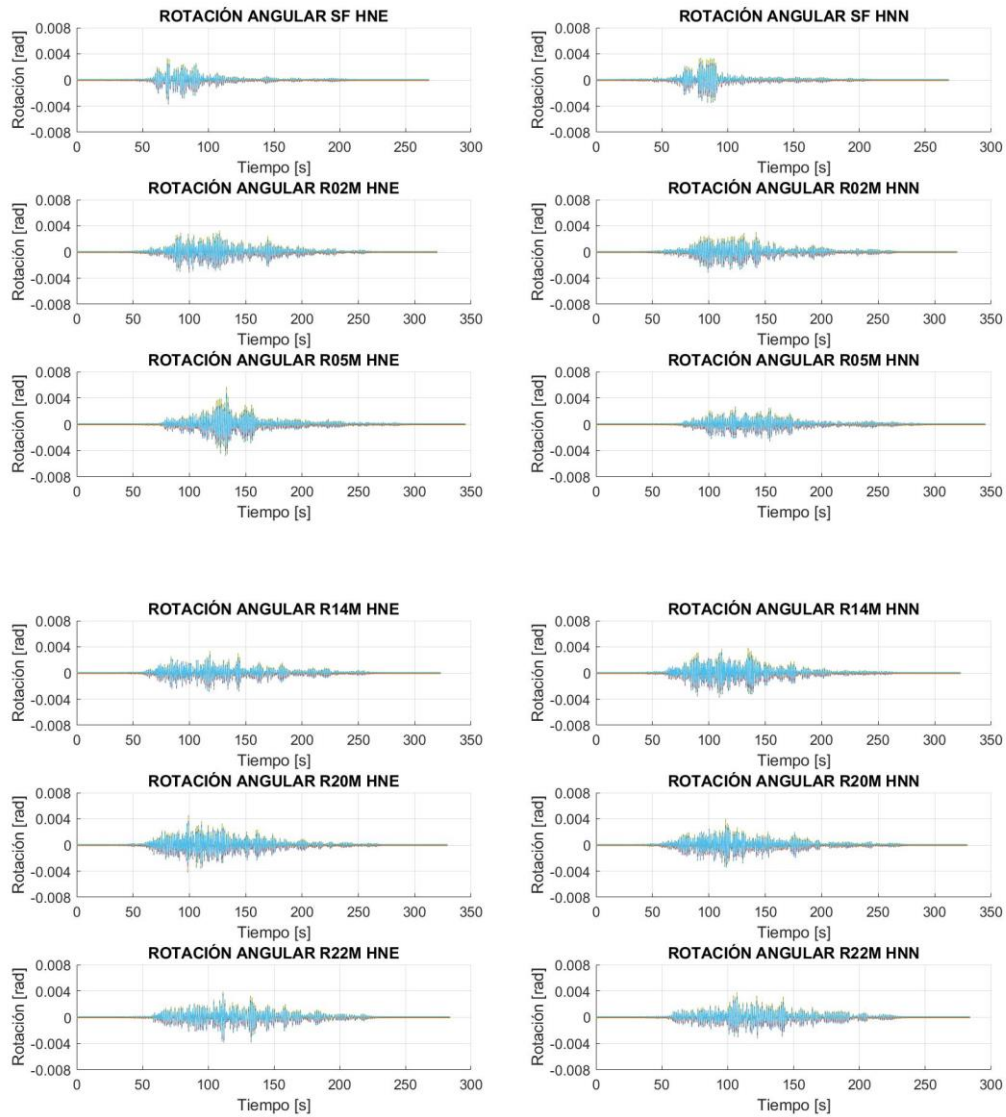


Figura A.3- 8 Rotación angular vigas piso 7-10 (RPPI)

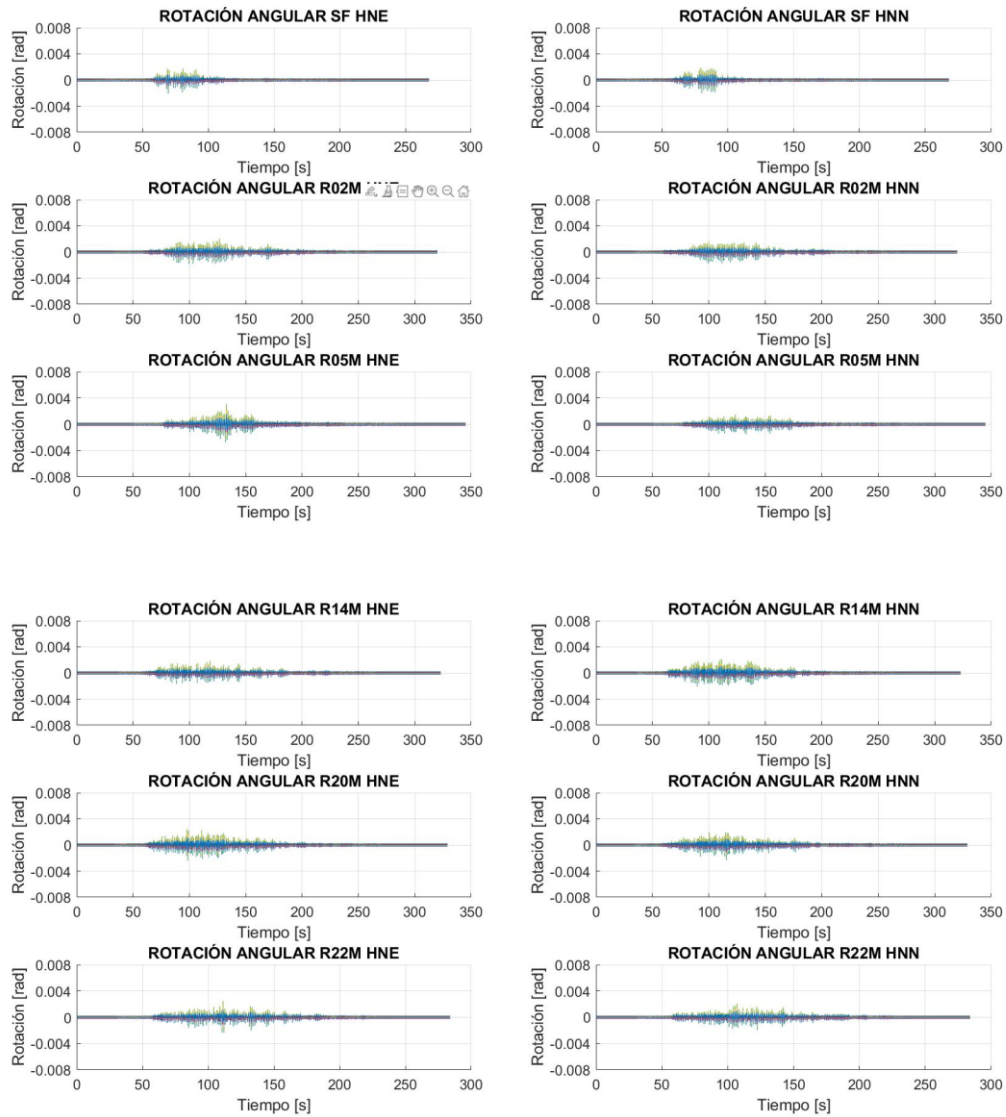


Figura A.3- 9 Rotación angular vigas piso 11-13 (RPPI)

### A.3.4 Rotación angular vigas caso diseño por NCh433 columnas CFT

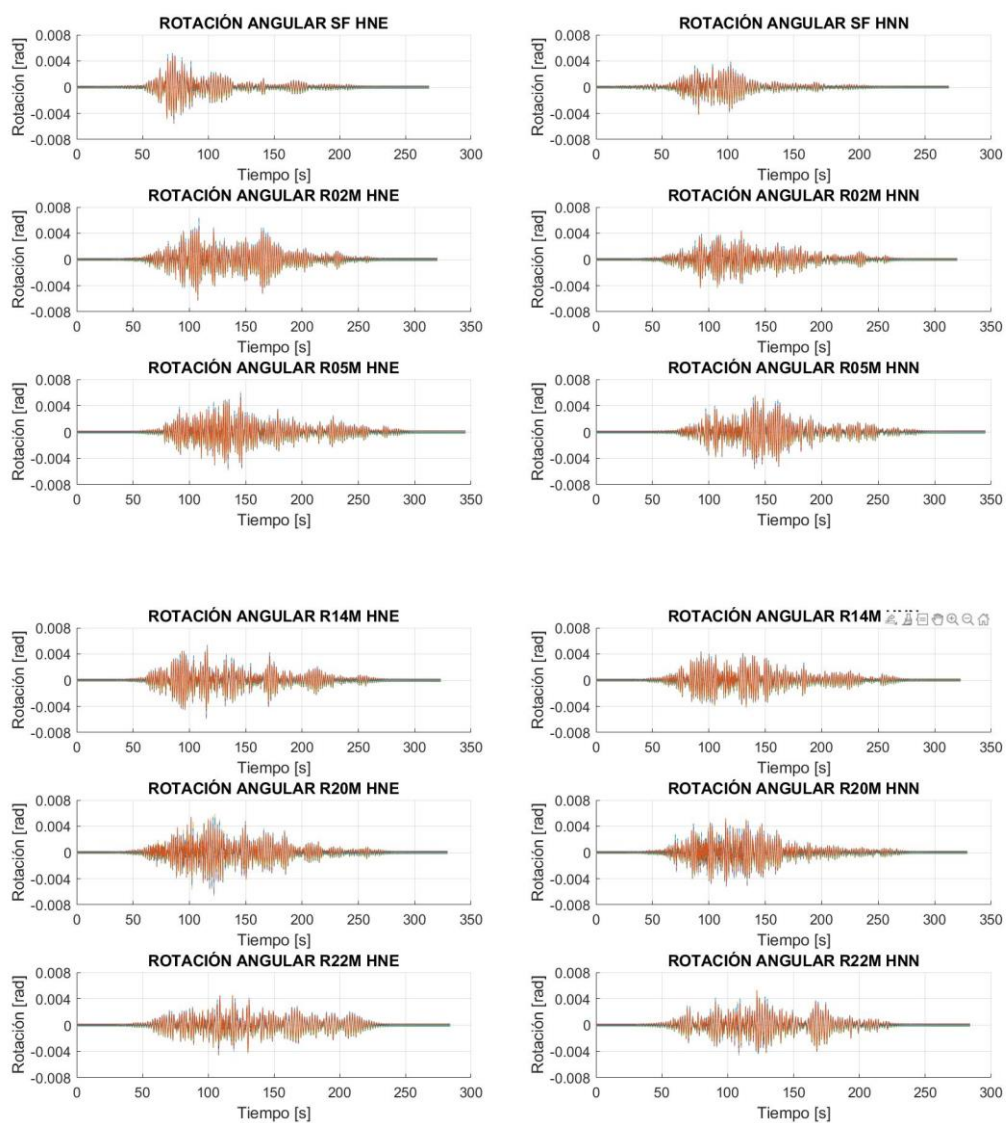


Figura A.3- 10 Rotación angular vigas piso 1-6 (Diseño previo por NCh433 columnas CFT)

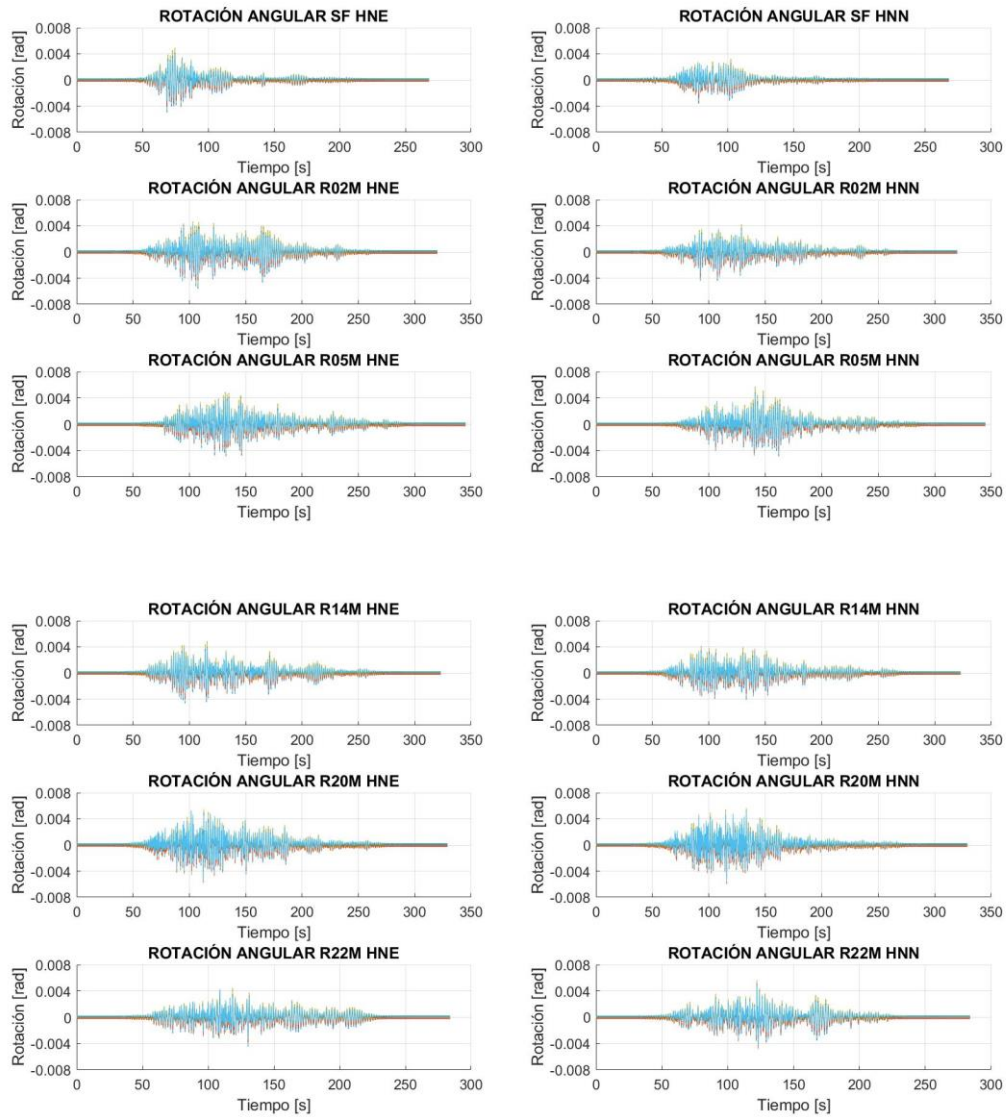


Figura A.3- 11 Rotación angular vigas piso 7-10 (Diseño previo por NCh433 columnas CFT)

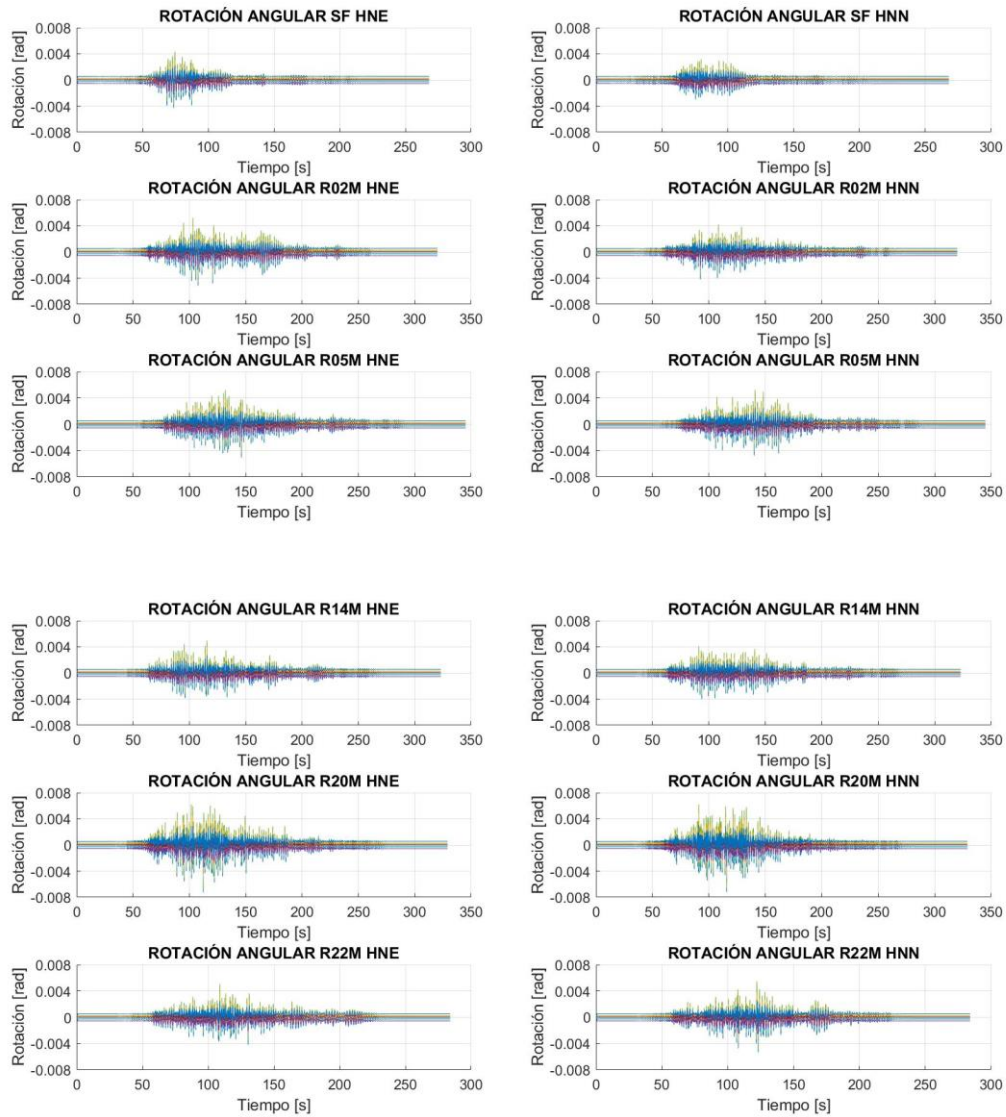


Figura A.3- 12 Rotación angular vigas piso 11-13 (Diseño previo por NCh433 columnas CFT)

### A.3.5 Rotación angular vigas caso diseño por NCh433 columnas W

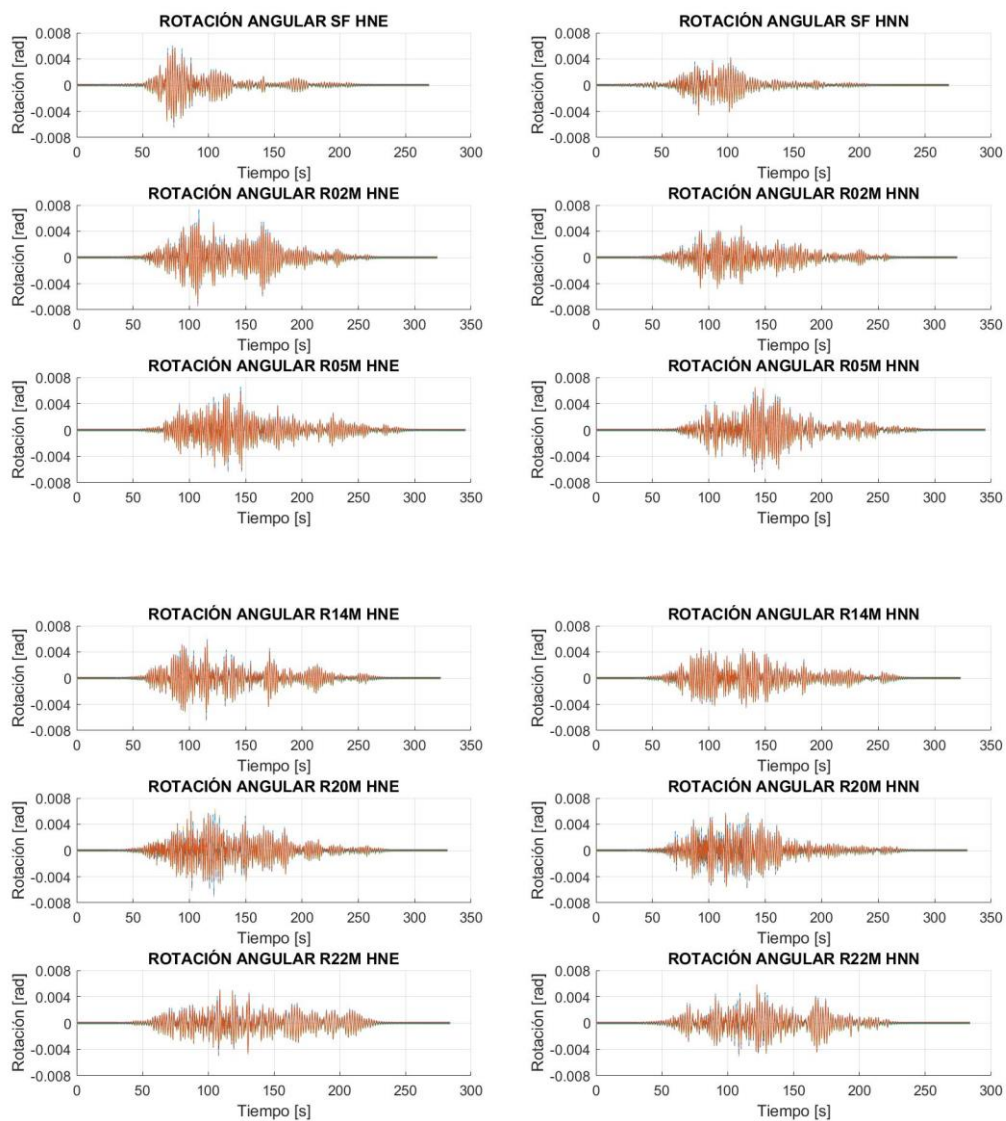


Figura A.3- 13 Rotación angular vigas piso 1-6 (Diseño previo por NCh433 columnas W)

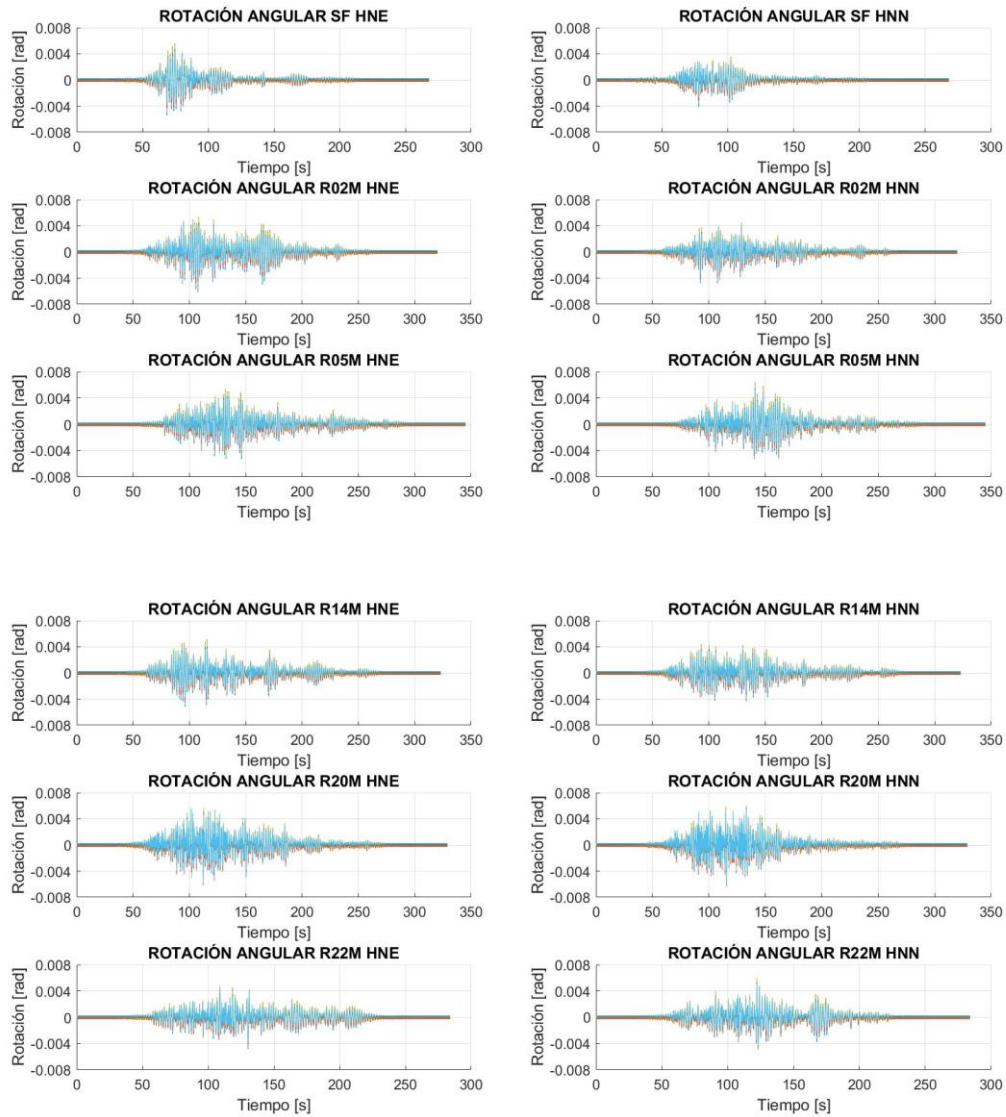


Figura A.3- 14 Rotación angular vigas piso 7-10 (Diseño previo por NCh433 columnas W)

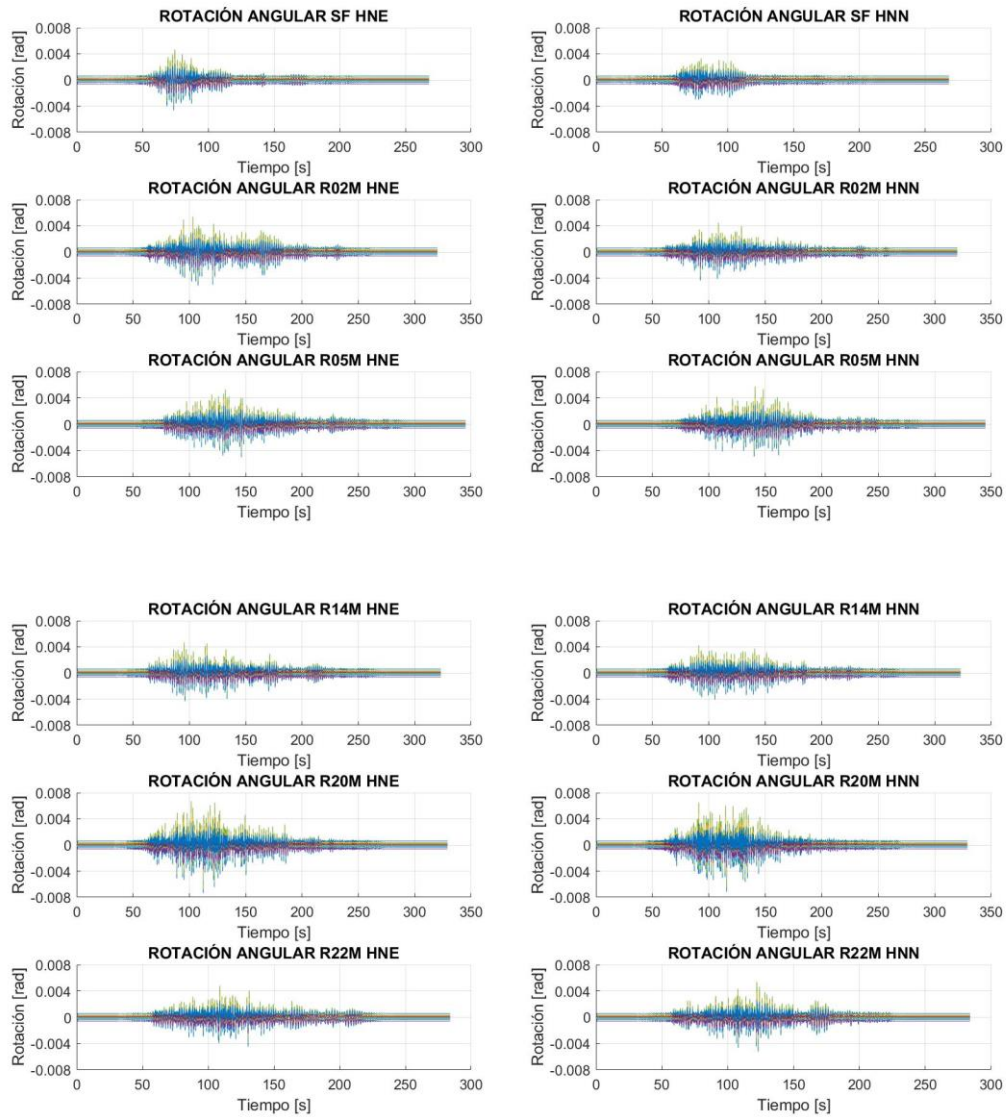


Figura A.3- 15 Rotación angular vigas piso 11-13 (Diseño previo por NCh433 columnas W)

## A.4 Rotación Angular (SMC)

### A.4.1 Rotación angular vigas caso RMPI

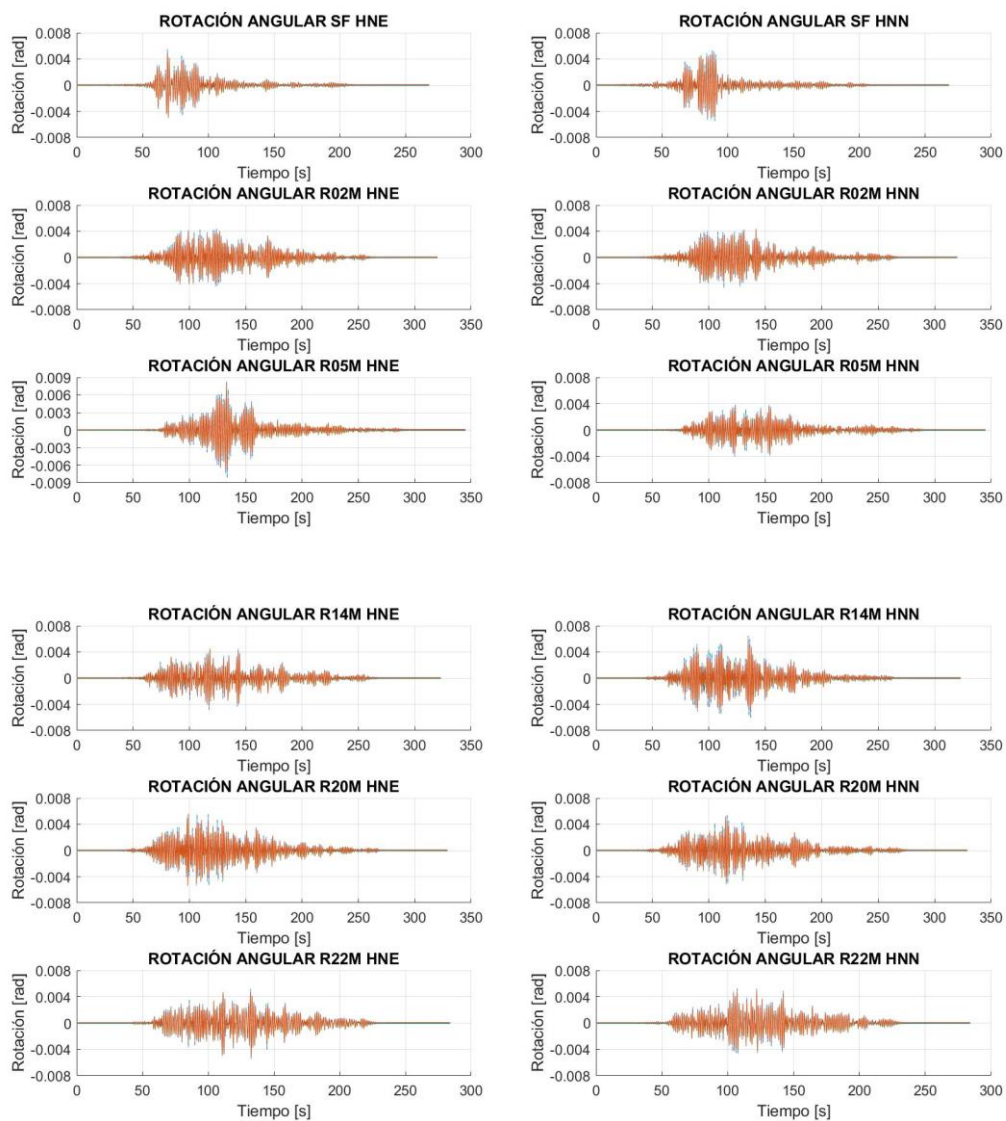


Figura A.4- 1 Rotación angular Vigas W21x101 Piso 1-6 (RMPI)

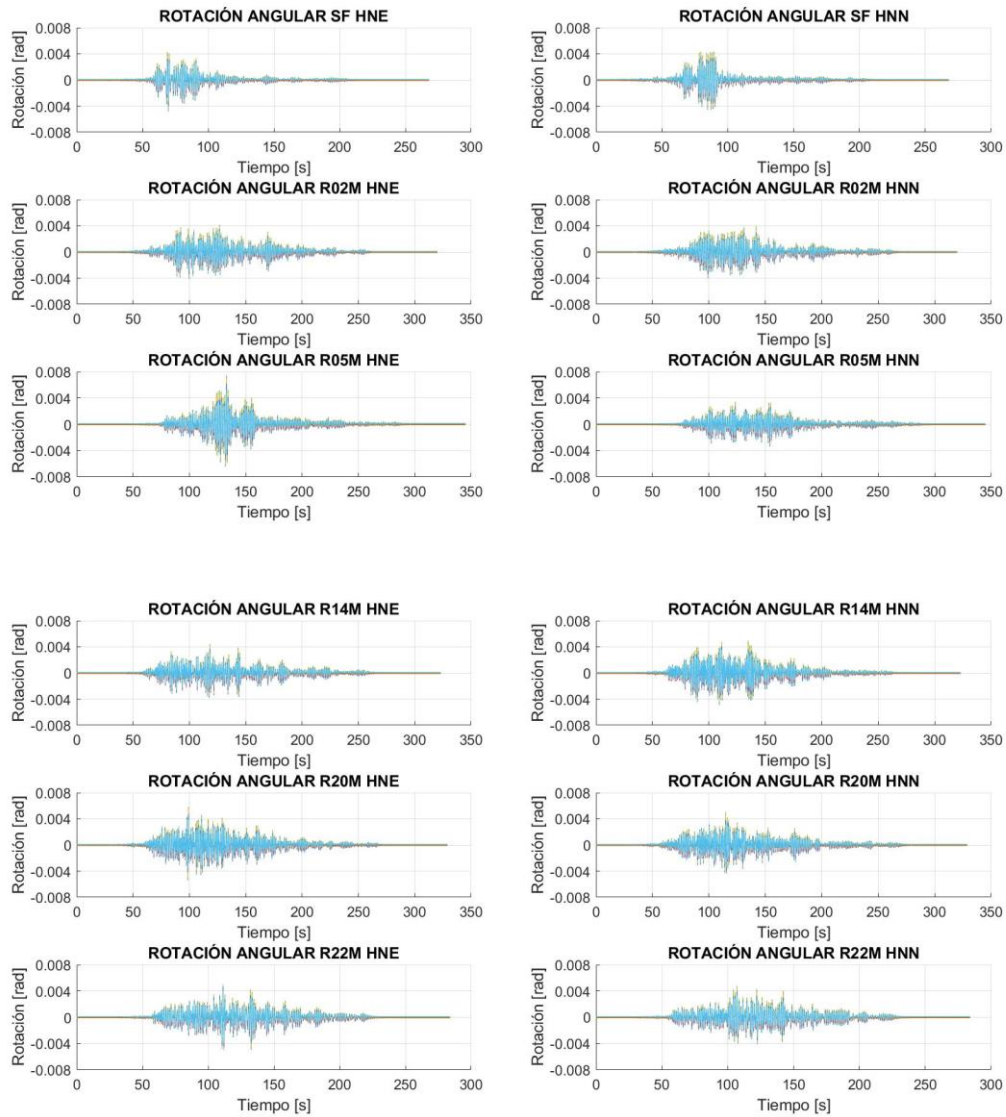


Figura A.4- 2 Rotación angular Vigas W21x101 Piso 7-10 (RMPI)

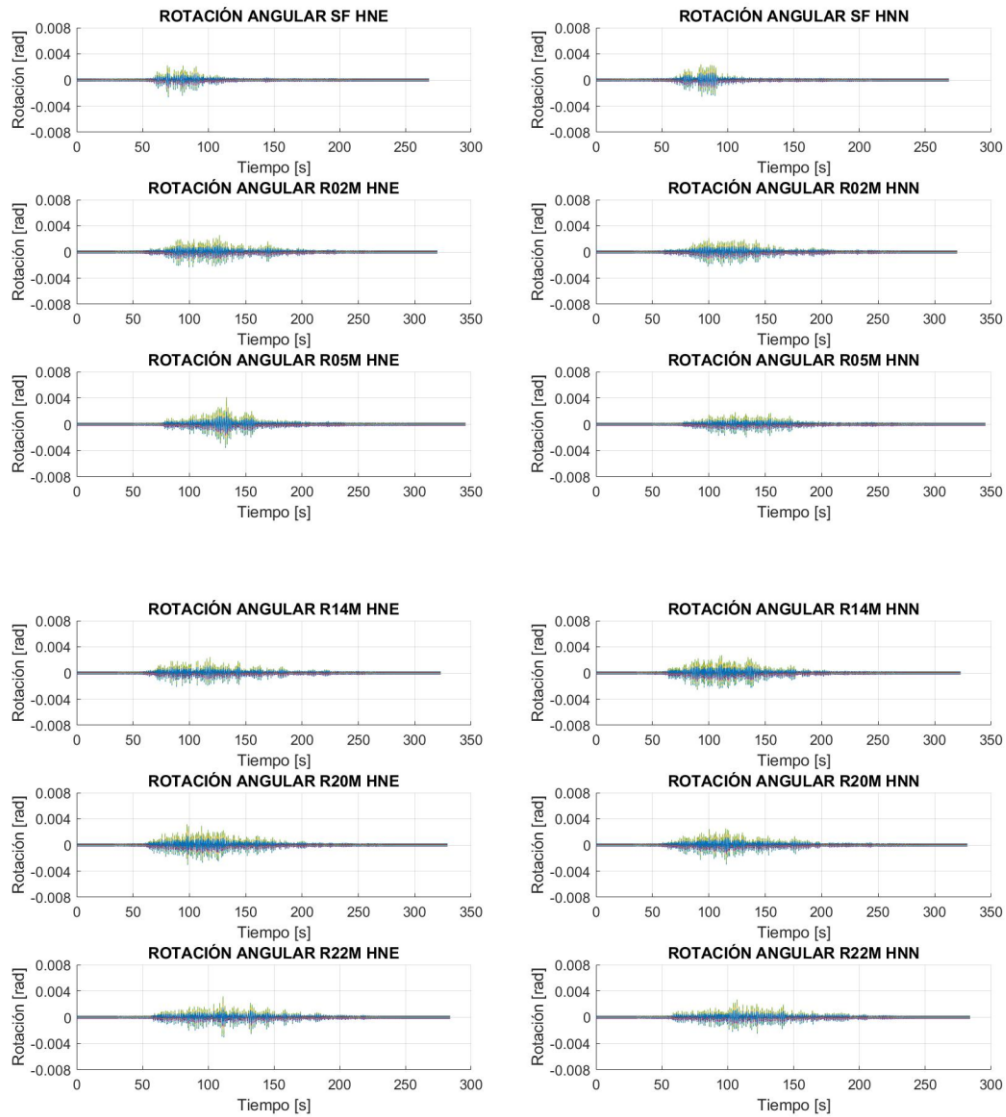


Figura A.4- 3 Rotación angular Vigas W21x101 Piso 11-13 (RMPI)

## A.4.2 Rotación angular vigas caso RPPI

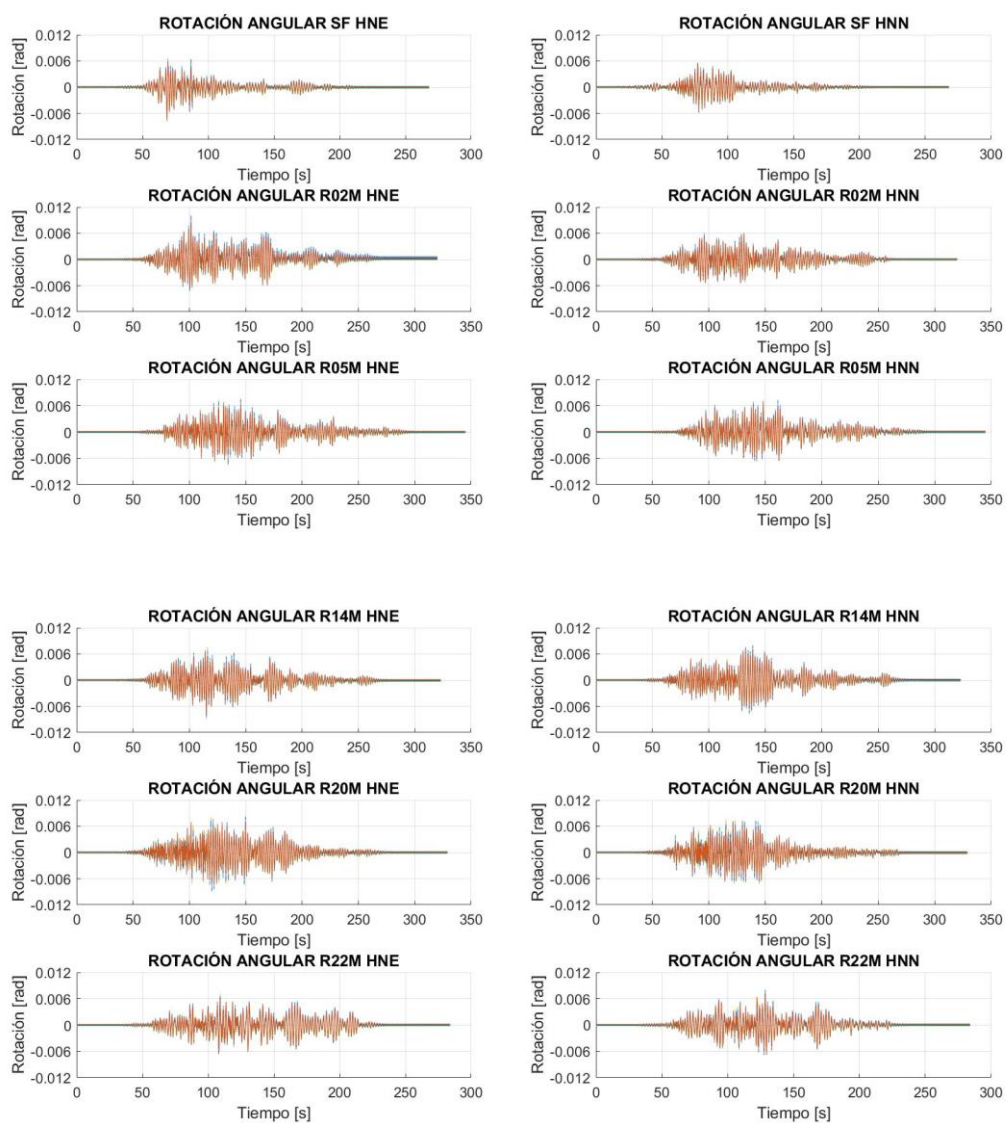


Figura A.4- 4 Rotación angular Vigas W21x57 Piso 1-6 (RPPI)

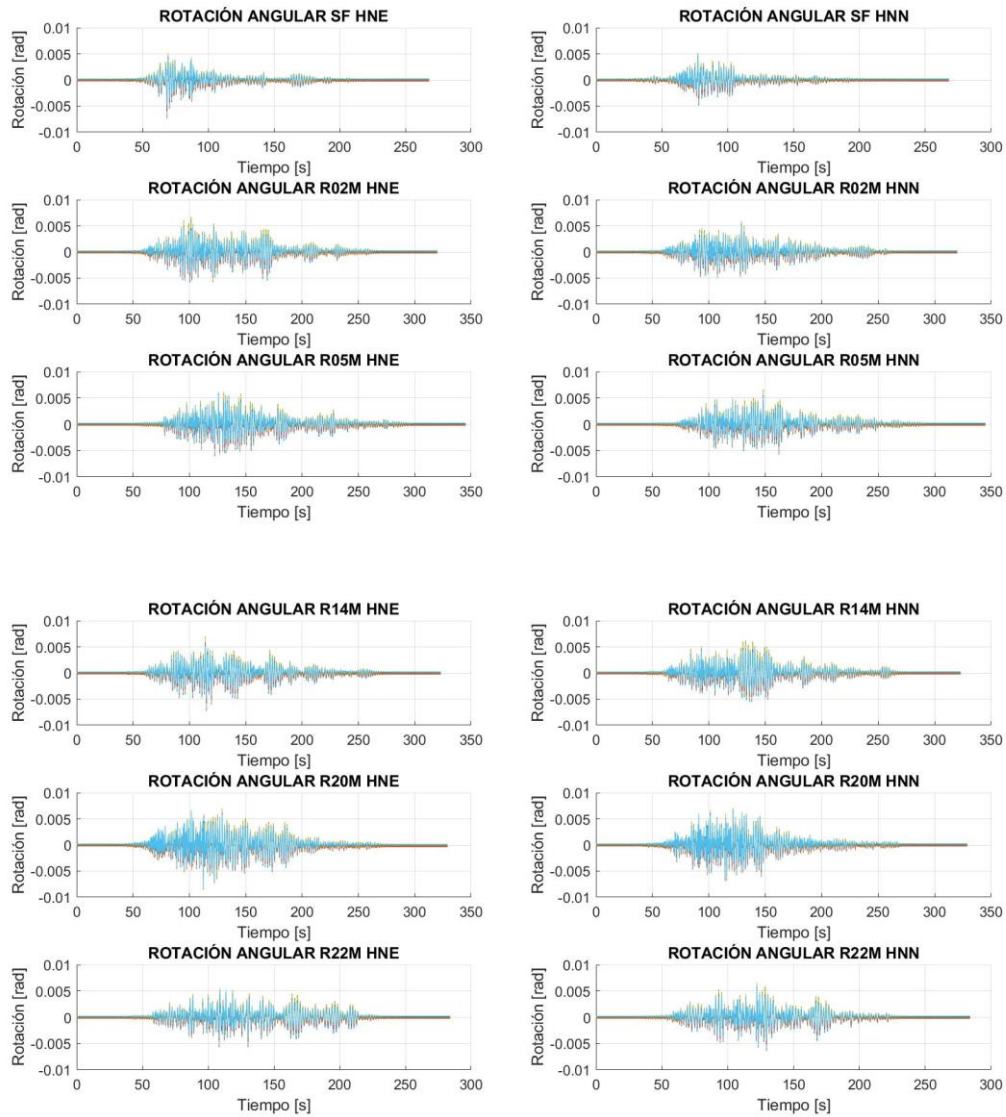


Figura A.4- 5 Rotación angular Vigas W21x57 Piso 7-10 (RPPI)

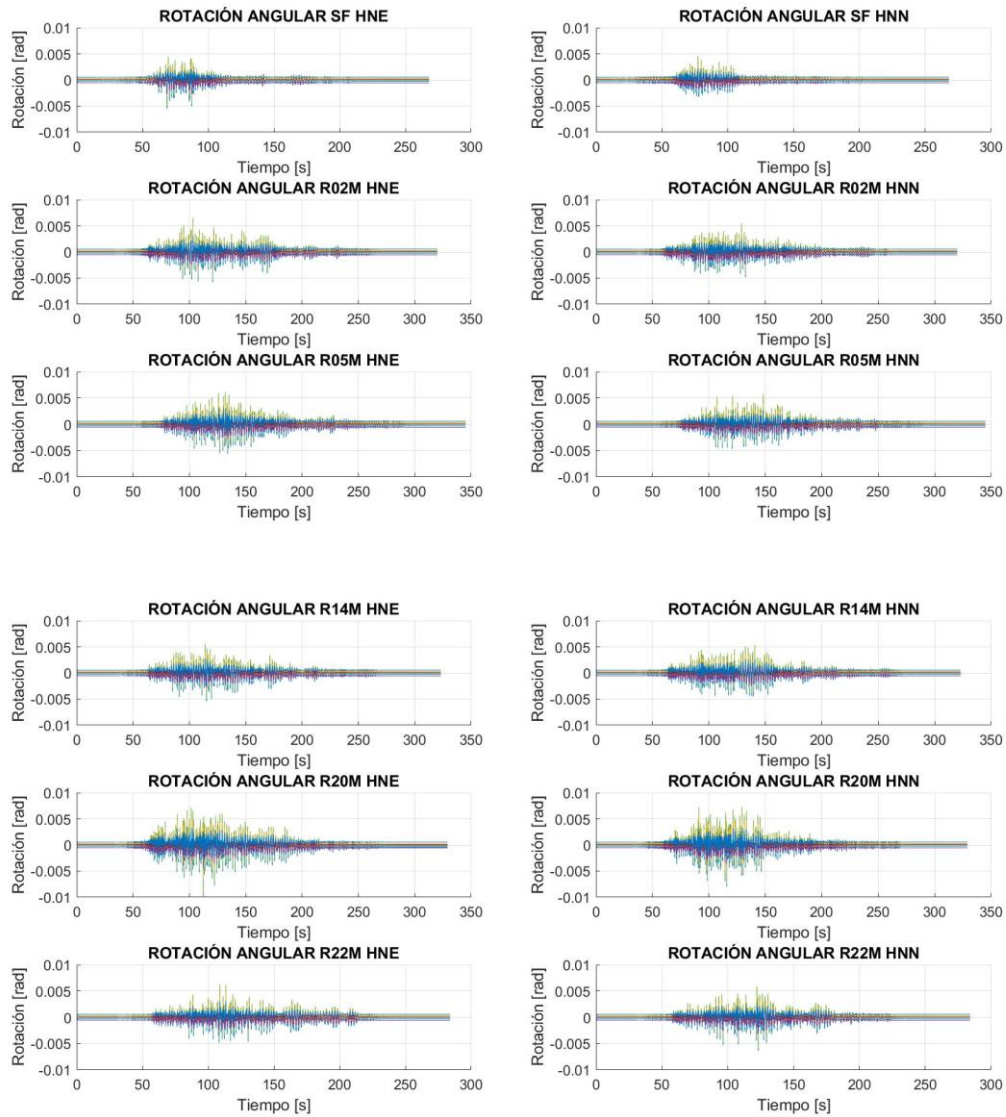


Figura A.4- 6 Rotación angular Vigas W18x46 Piso 11-13 (RPPI)

### A.4.3 Rotación angular vigas caso diseño previo NCh433 columnas CFT

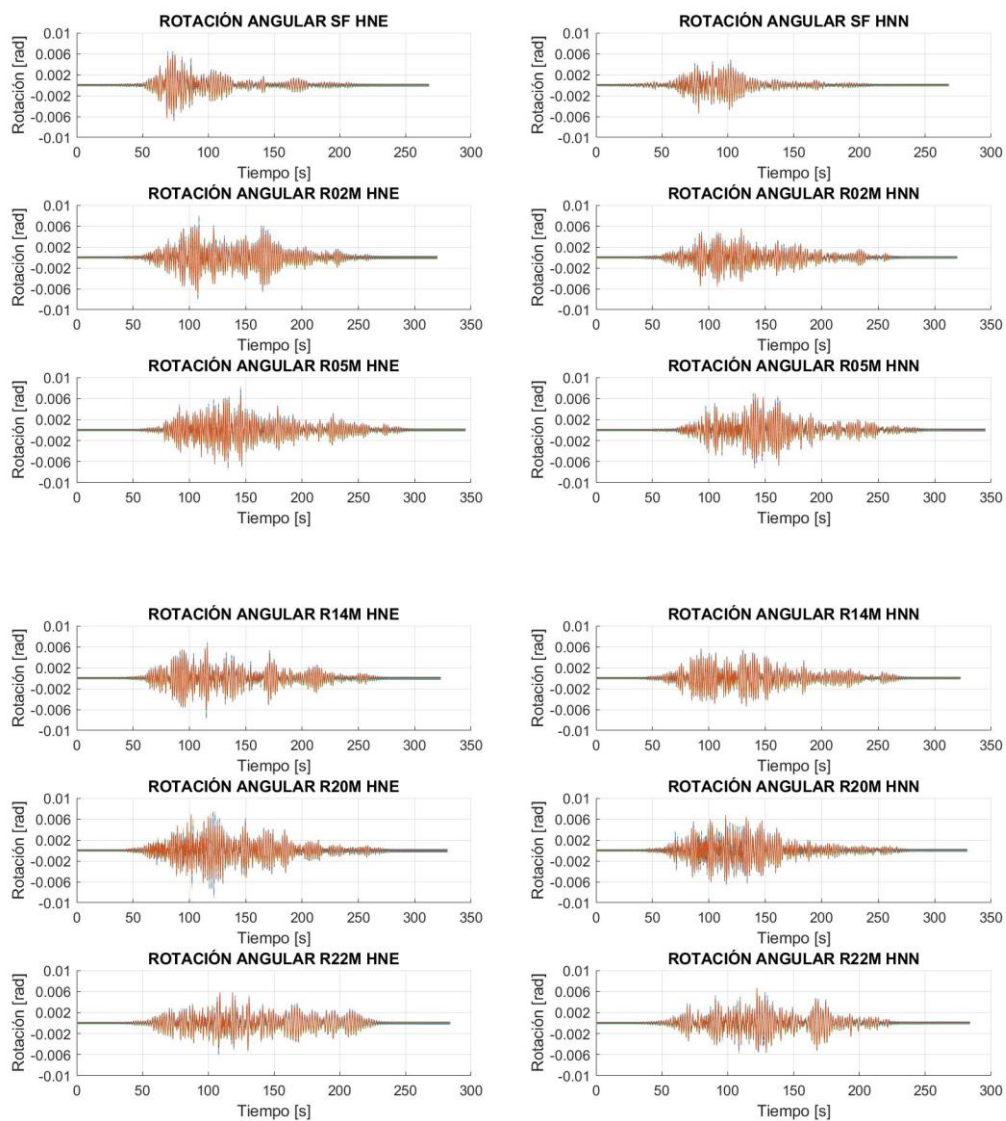


Figura A.4- 7 Rotación angular Vigas W21x68 Piso 1-6 (Diseño previo NCh433 Columnas CFT)

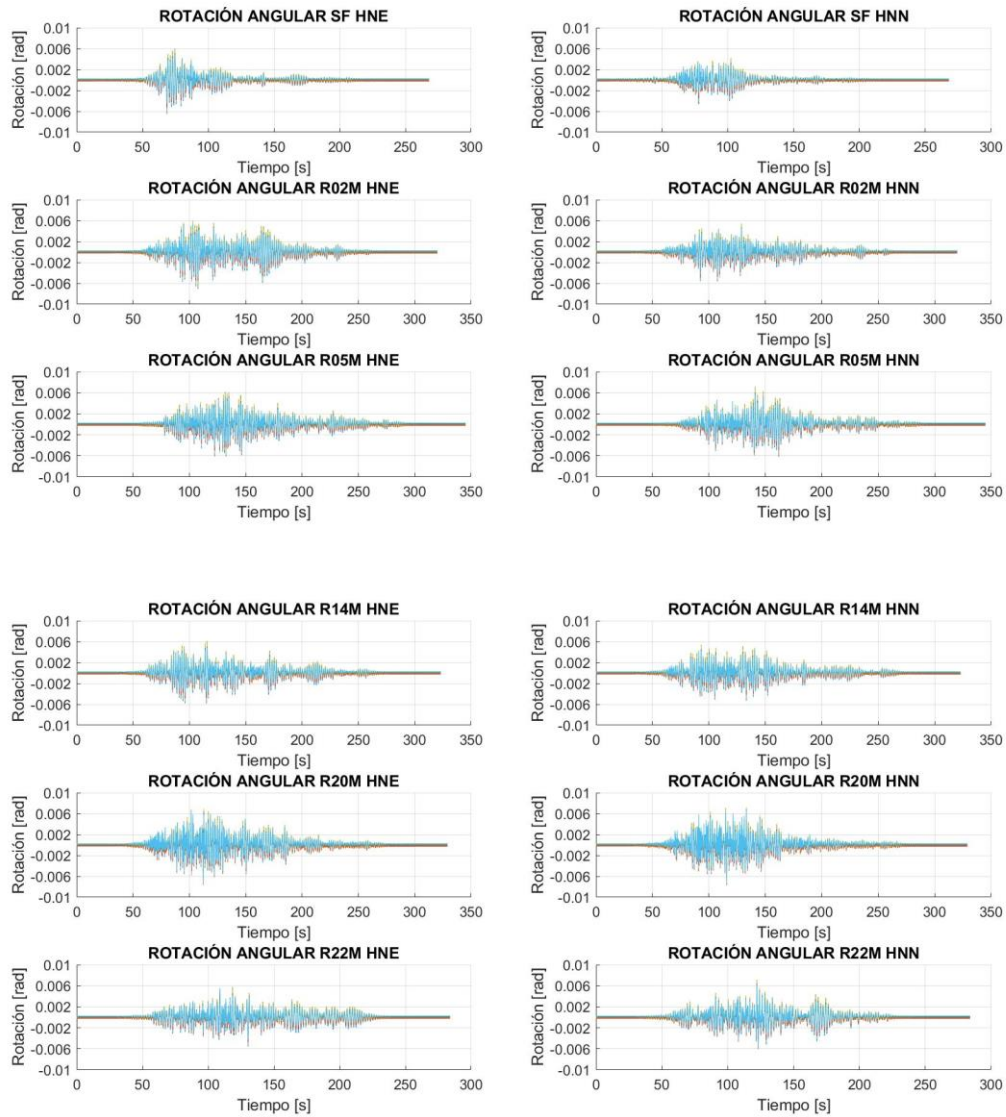


Figura A.4- 8 Rotación angular Vigas W21x62 Piso 7-10 (Diseño previo NCh433 Columnas CFT)

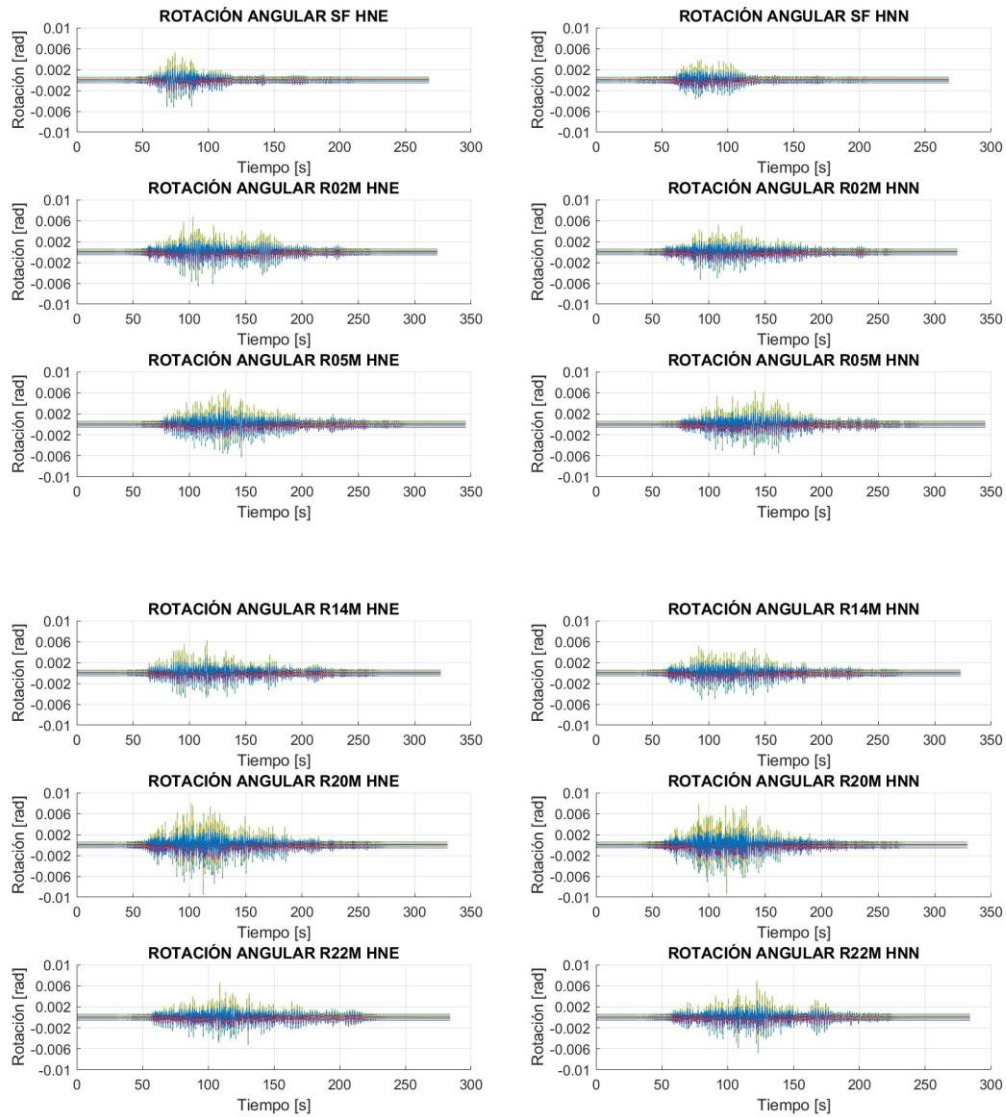


Figura A.4- 9 Rotación angular Vigas W18x46 Piso 11-13 (Diseño previo NCh433 Columnas CFT)

#### A.4.4 Rotación angular vigas caso diseño previo NCh433 columnas W

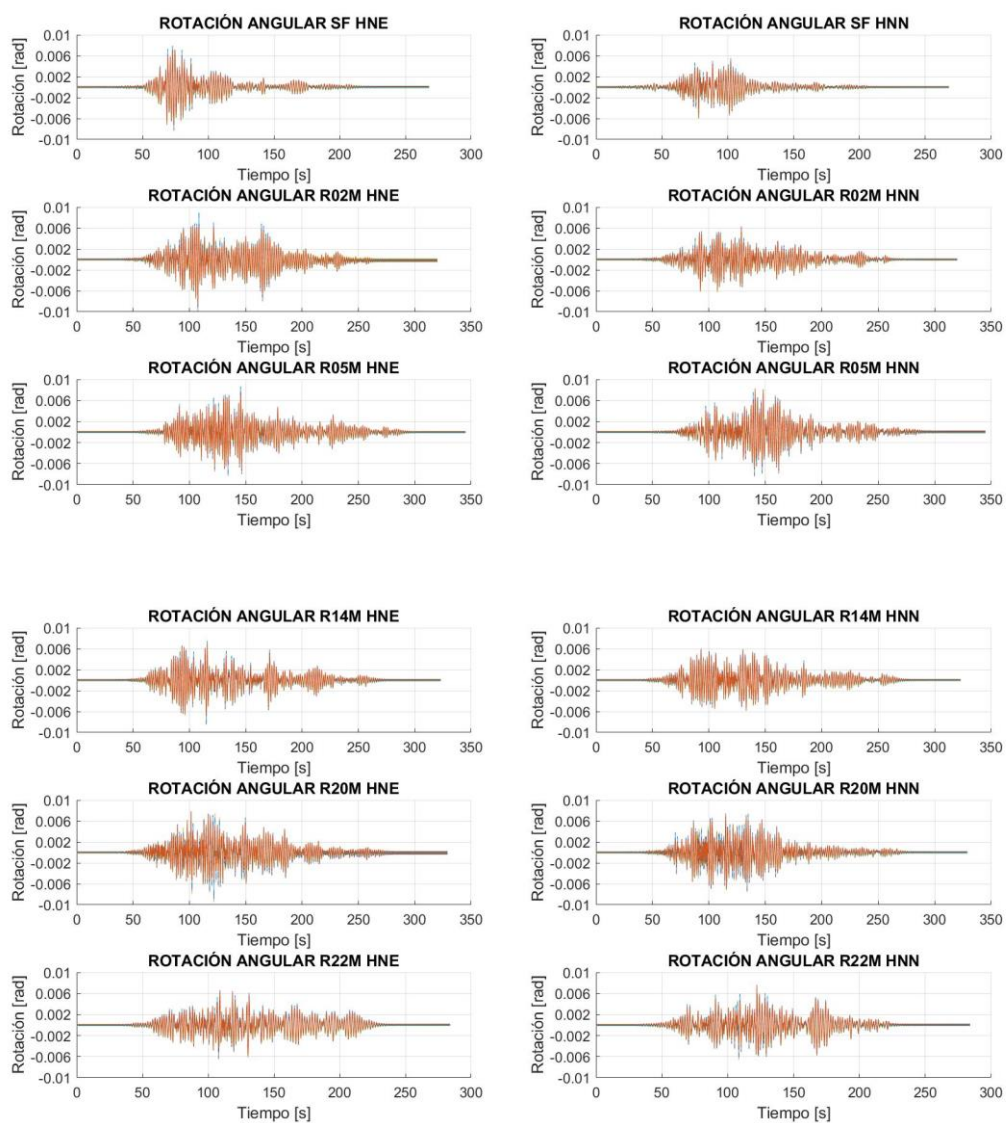


Figura A.4- 10 Rotación angular Vigas W21x57 Piso 1-6 (Diseño previo NCh433 Columnas W)

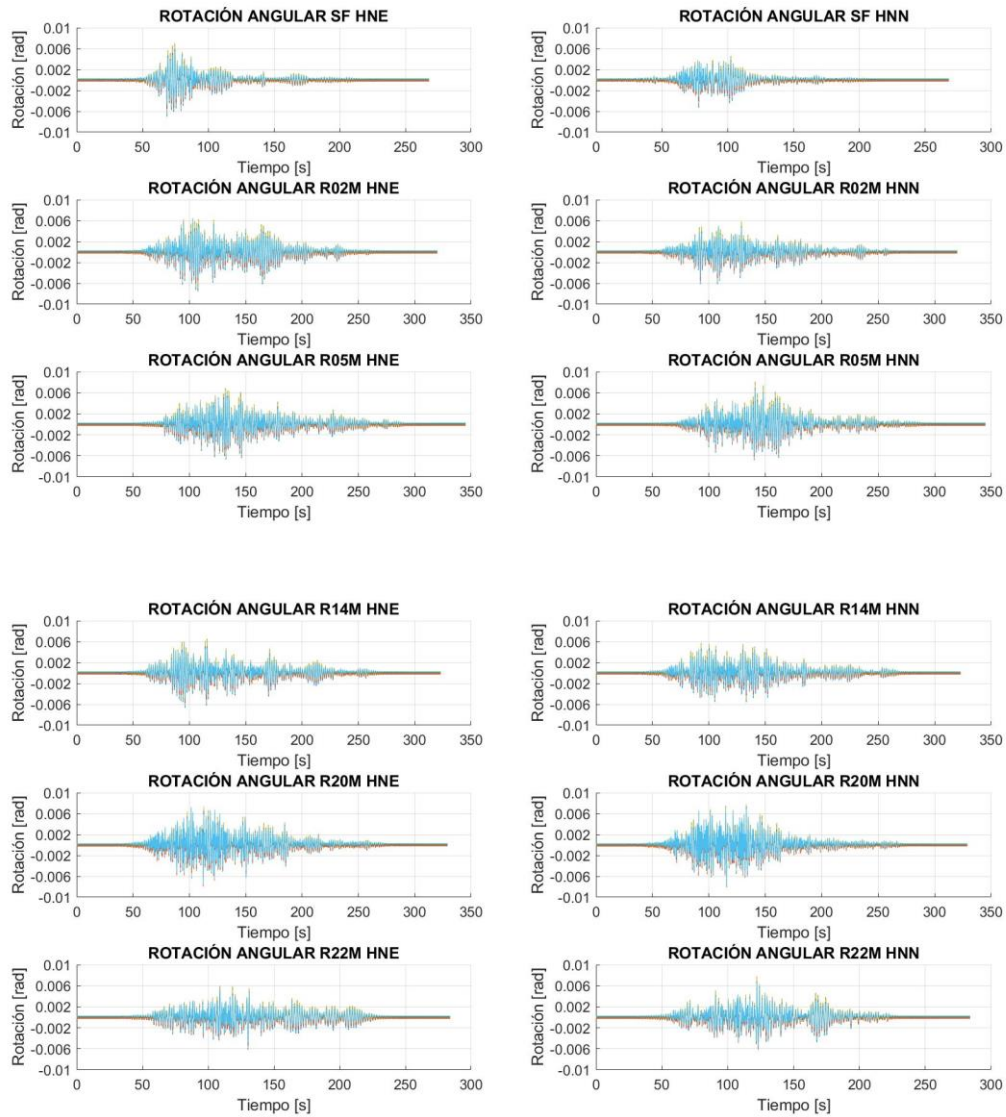


Figura A.4- 11 Rotación angular Vigas W21x57 Piso 7-10(Diseño previo NCh433 Columnas W)

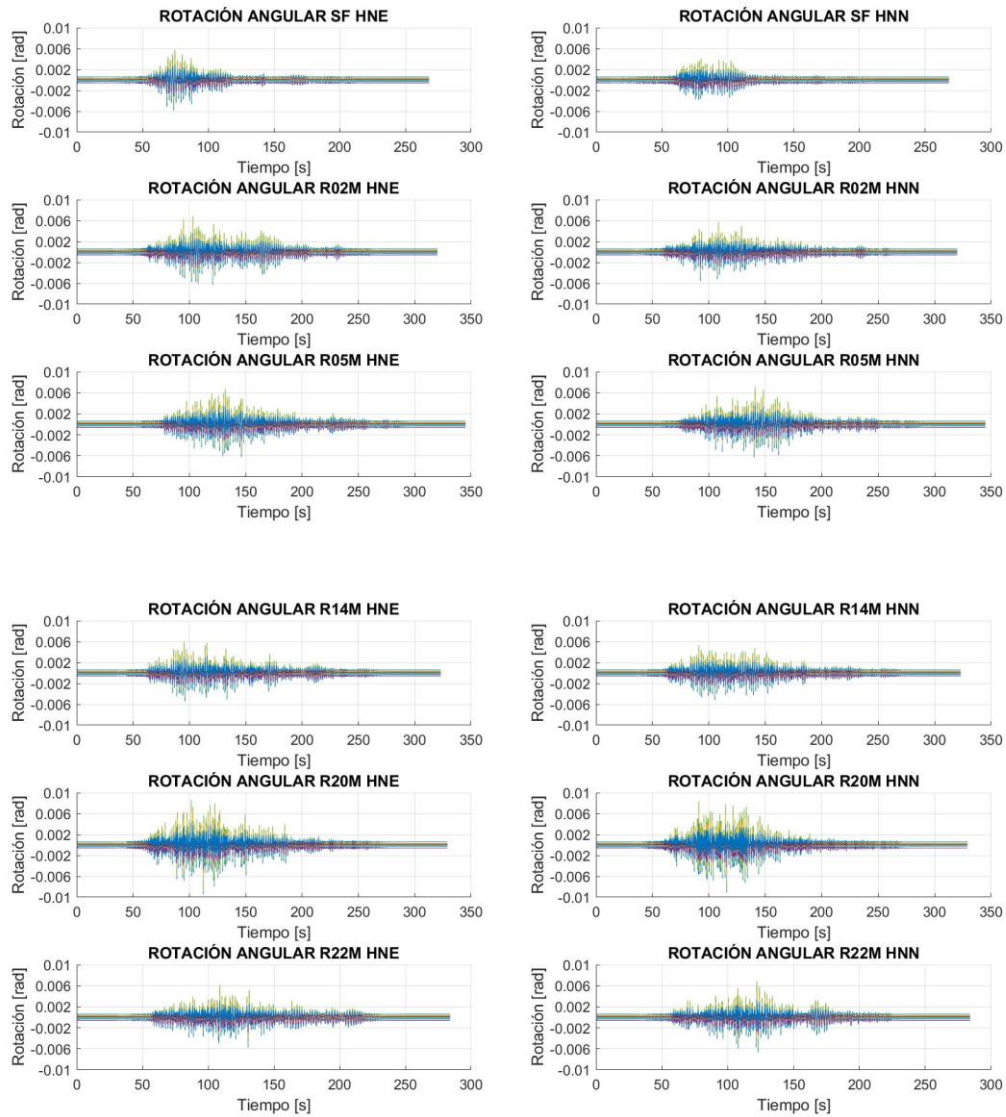


Figura A.4- 12 Rotación angular Vigas W18x46 Piso 11-13 (Diseño previo NCh433 Columnas W)

## A.5 Diseño sísmico NCh433of2009

En la actualidad los edificios tradicionales se diseñan usando las recomendaciones de la norma NCh433of2009 modificada por el Decreto Supremo N°61 (MINVU, 2011). El procedimiento consiste en realizar un análisis modal espectral utilizando el espectro de diseño elástico reducido que se define de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{SA_0\alpha}{(R^*/I)} \quad (66)$$

Donde:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (67)$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (68)$$

Además de lo anterior, esta noma también fija límite de corte máximo y corte mínimo, este último queda definido de la siguiente manera

$$Q_{min} = \frac{IA_0P}{6g} \quad (69)$$

Si al momento de diseñar no se cumple relación anterior, se debe actualizar el factor de reducción  $R^*$  por un nuevo factor de reducción  $R_1$ , que se define de la siguiente manera:

$$R_1 = \begin{cases} R^* \cdot Q_0/Q_{min}, & Q_0/Q_{min} < 1 \\ R^*, & Q_0/Q_{min} \geq 1 \end{cases} \quad (70)$$

Es decir, en caso de que al momento de realizar el análisis el corte obtenido sea menor al límite indicado en la norma, se debe reducir el factor de reducción con el objetivo de amplificar la demanda sísmica y de esta manera poder obtener el corte mínimo exigido por la norma.

A continuación, se muestra la gráfica del espectro de diseño elástico considerando zona sísmica 2 y suelo tipo B.

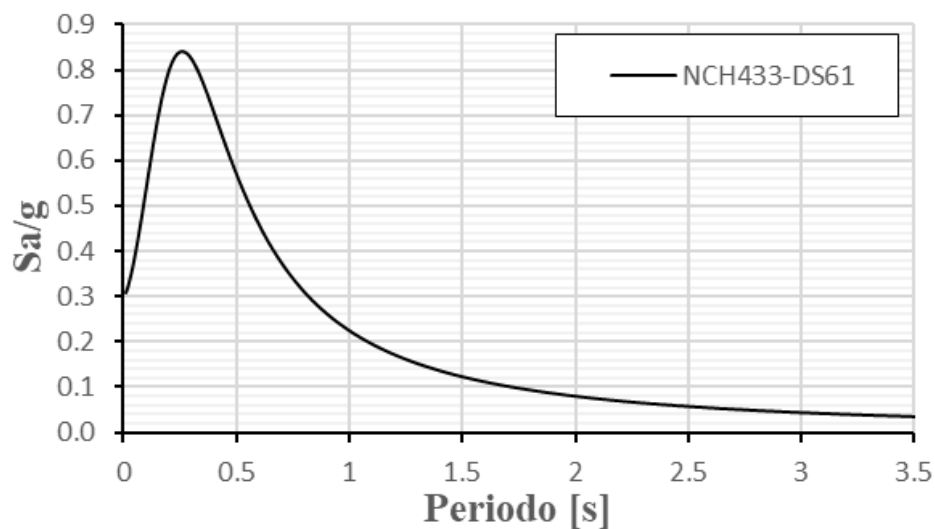


Figura A.5- 1 Espectro elástico de diseño NCh433of2009-DS61. Zona 2-Suelo B

En este trabajo de título se realiza el diseño de dos casos de estudio utilizando la norma NCh433, una de ellas presenta columnas compuestas tipo CFT y la otra con columna de acero tipo W.

A continuación, se muestra el resultado del diseño, indicando los parámetros sísmicos utilizados, los resultados de deriva y diagrama de interacción de las columnas.

## A.5.1 Diseño previo mediante NCh433 Columnas CFT

Parámetros sísmicos considerados para el diseño:

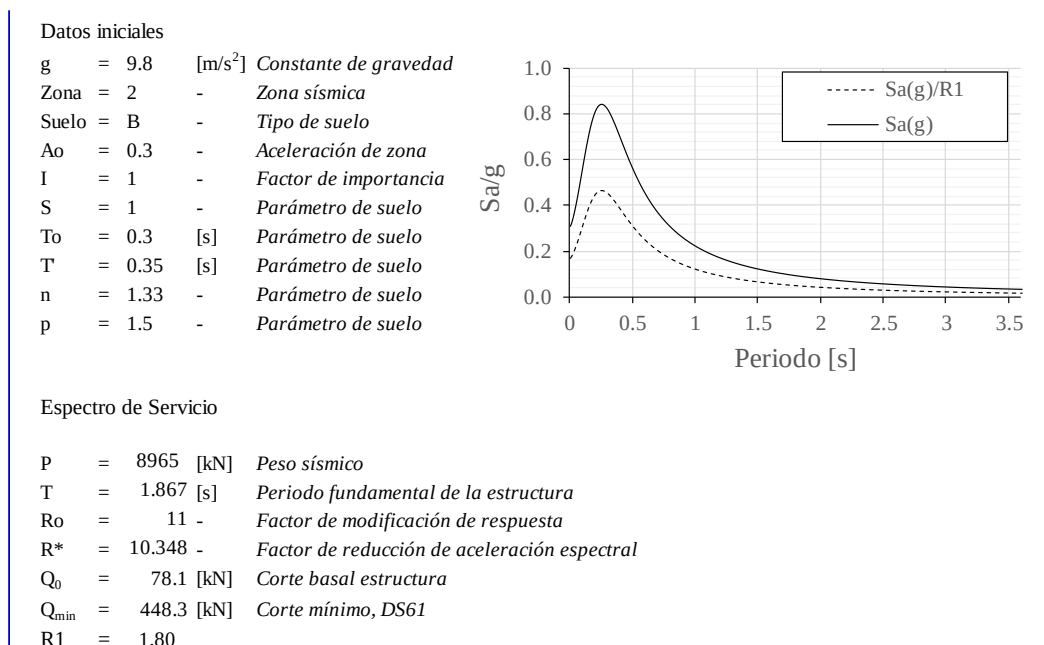


Figura A.5- 2 Espectro de diseño reducido

### ● Resultados diagrama de interacción

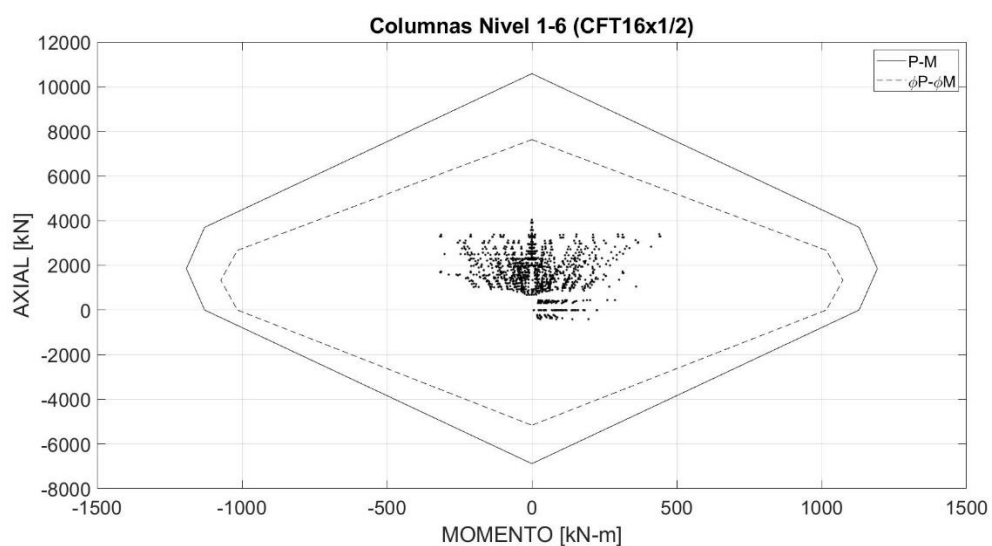


Figura A.5- 3 Diagrama de interacción columnas piso 1-6

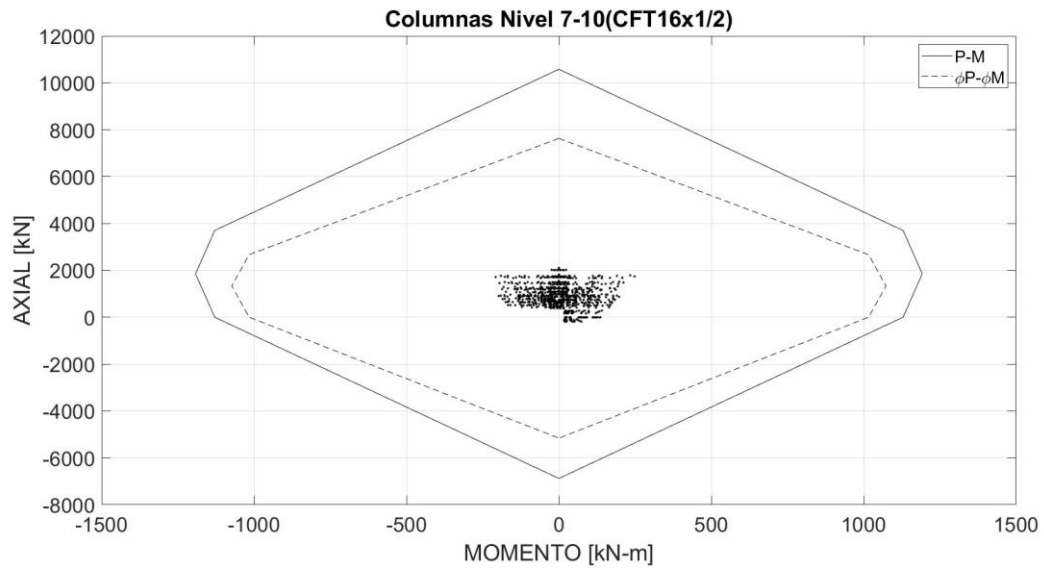


Figura A.5- 4 Diagrama de interacción columnas piso 7-10

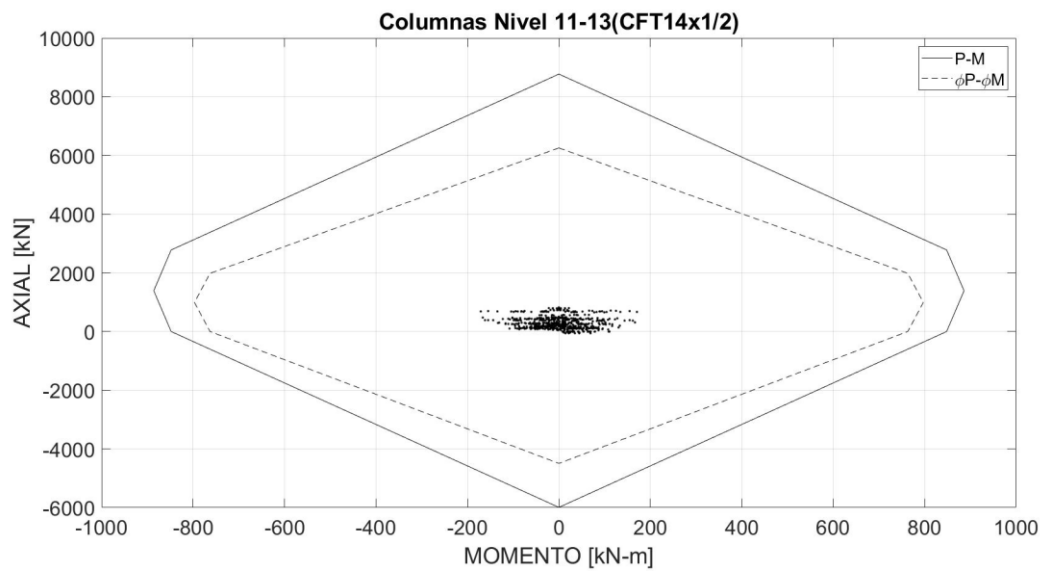


Figura A.5- 5 Diagrama de interacción columnas piso 11-13

- Resultados límite de deriva

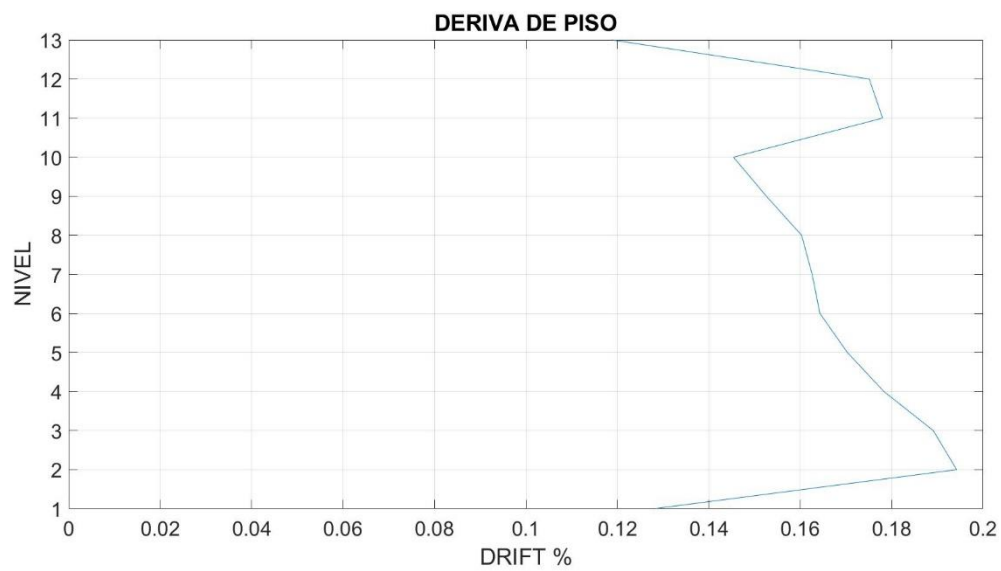


Figura A.5- 6 Deriva de piso menor a 0.2%.

## A.5.2 Diseño previo mediante NCh433 Columnas W

### Parámetros sísmicos considerados

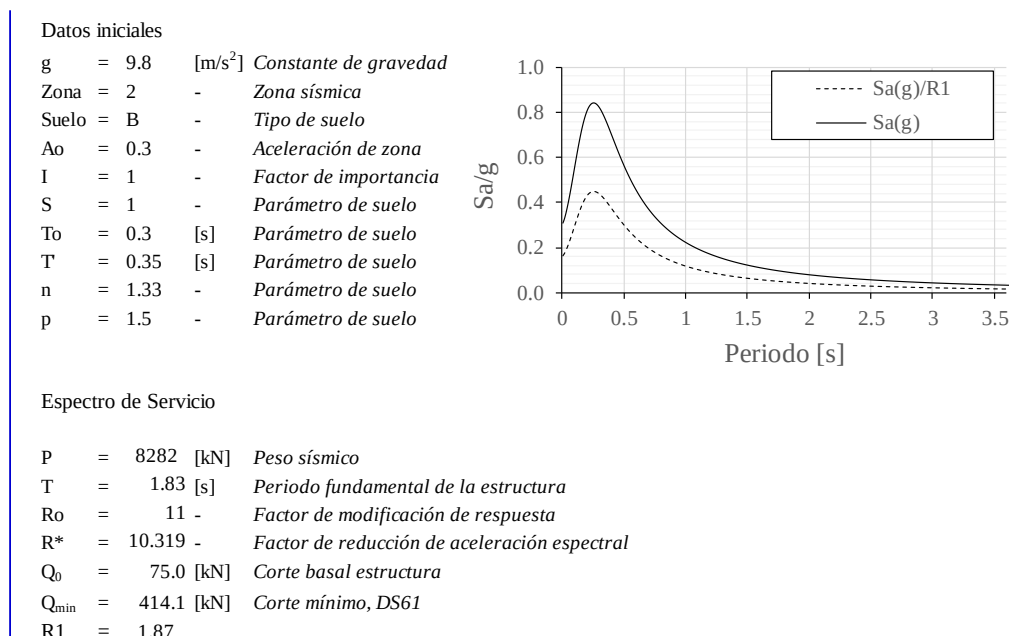


Figura A.5- 7 Espectro de diseño reducido

### ● Resultados diagrama de interacción

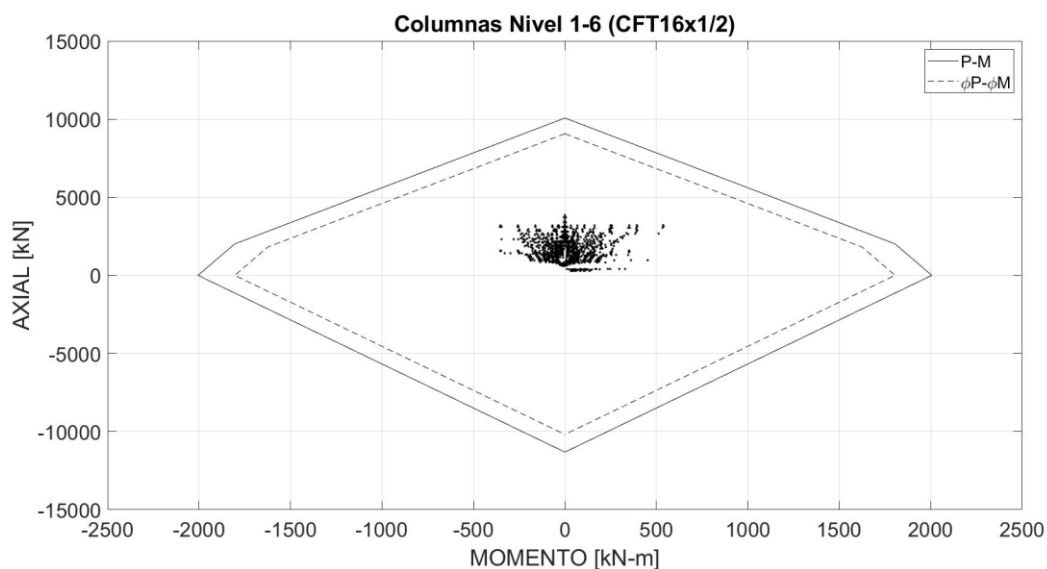


Figura A.5- 8 Diagrama de interacción columnas piso 1-6

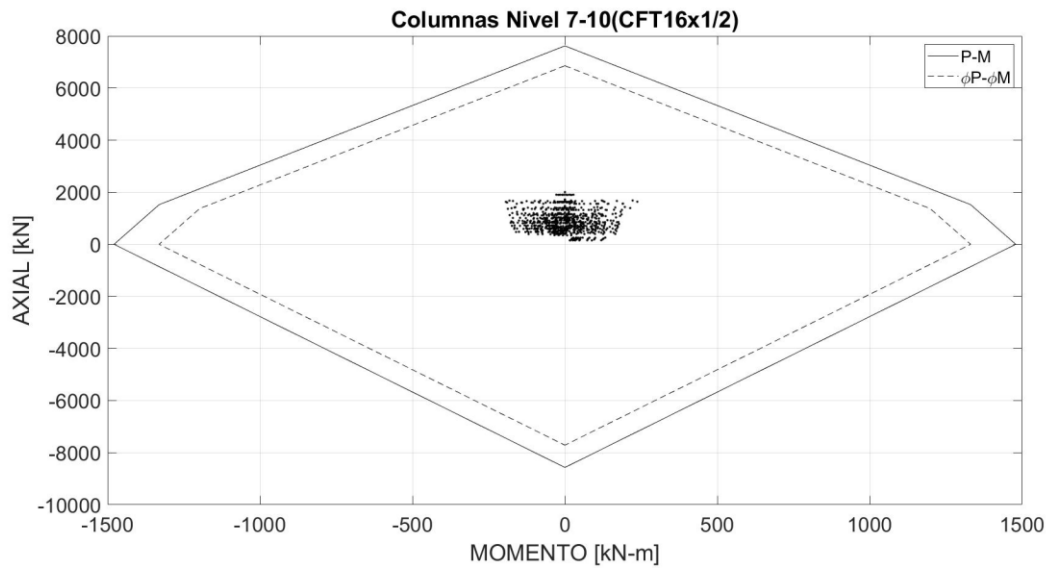


Figura A.5- 9 Diagrama de interacción columnas piso 7-10

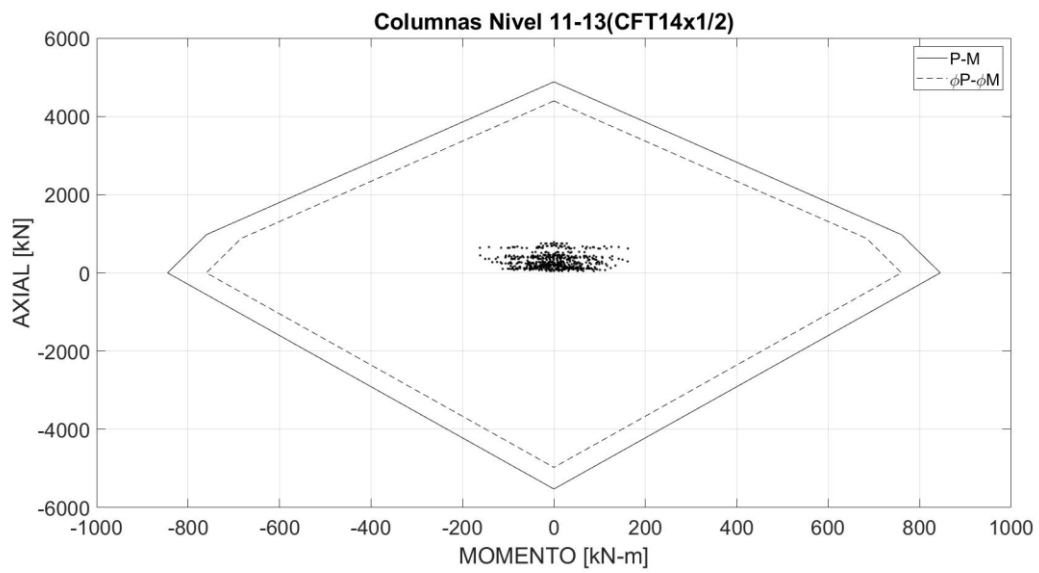


Figura A.5- 10 Diagrama de interacción columnas piso 11-13

- Resultados límite de deriva

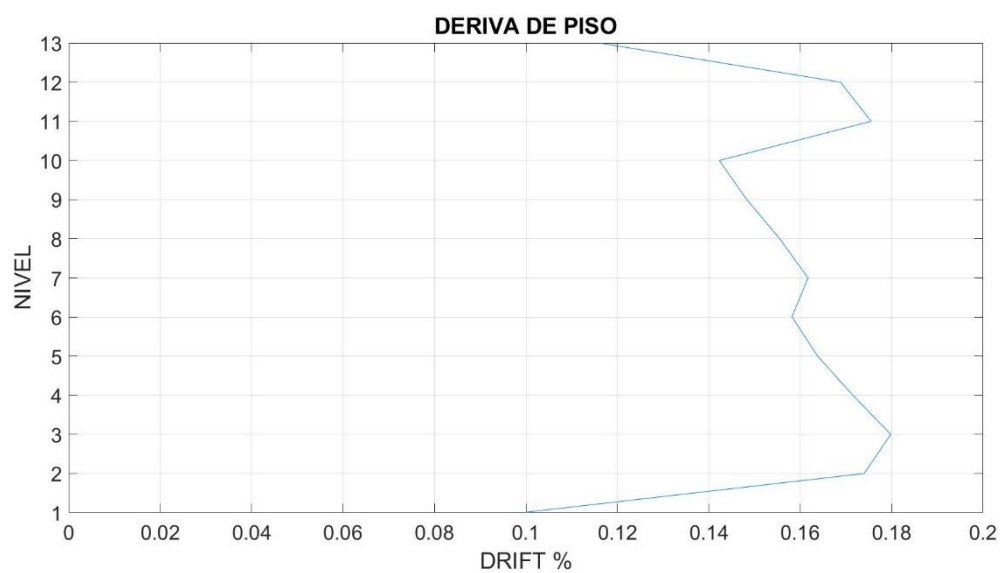


Figura A.5- 11 Deriva de piso menor a 0.2%.

**UTFSM**

..

**DISEÑO POR DESEMPEÑO DE MARCOS  
ESTRUCTURALES CON COLUMNAS TUBULARES  
RELLENAS DE HORMIGÓN**

**2022**