

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Desarrollo de una Estrategia de Retrofit con Riostras
Restringidas al Pandeo (BRB) para Marcos No-Dúctiles de
Hormigón Armado

Por:

Marcelo Eduardo Marambio Muñoz

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias de
la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: David Poblete López

Co-referente: Patricio Quintana Gallo

Diciembre, 2021

Agradecimientos

Agradezco profundamente toda la ayuda y apoyo al Profesor Patricio Quintana Gallo, por velar siempre por el bienestar de sus alumnos, y por su gran humildad, rectitud, honestidad y ganas de querer formar excelentes profesionales tanto en lo académico como en lo humano.

Agradecer al Profesor David Poblete por su apoyo en llevar a cabo este trabajo.

Agradecer a mi Tío Celin Muñoz por ser siempre una inspiración y motivación para mejorar continuamente como profesional, y a soñar en grande.

También quiero agradecer a mi madre Ana Muñoz y mi abuela Marina Navarro por ser mis pilares fundamentales durante toda mi vida.

ÍNDICE

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO.....	1
1 CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	10
1.1 Motivación	10
1.2 Objetivo General	12
1.3 Objetivos Específicos	12
2 CAPÍTULO II: ANTECEDENTES Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	13
2.1 Marcos de hormigón armado No-Dúctiles	13
2.2 Retrofit como solución para marcos no-dúctiles.	15
2.3 Riostras de Pandeo Restringido (Buckling Restrained Braced, BRB).	16
2.4 Respuesta sísmica implementando elementos haunch como una solución de retrofit en marcos de hormigón armado	17
2.5 Implementación de BRB como Retrofit en Estructuras de Hormigón Armado	18
3 CAPÍTULO III: DEFINICIÓN DEL CASO EN ESTUDIO	20
3.1 Estructura en Estudio.....	20
3.2 Análisis Lineal Elástico.....	20
3.2.1 Cargas Estáticas y Peso Sísmico	20
3.2.2 Modelo de Análisis	21
3.3 NCh433.72 – Cálculo Antisísmico de Edificios.....	22
3.4 NCh429.EOf57 – Hormigón Armado – parte I.....	24
3.4.1 Carga axial admisible en pilares con estribos simples sin peligro de pandeo	24
3.5 NCh430.EOf61 – Hormigón Armado – parte II.....	26
3.5.1 Compresión excéntrica.....	26
3.5.2 Diseño por flexión de vigas	27
3.6 Diseño de refuerzo transversal	28
3.6.1 Estribos vigas al corte	28
3.6.2 Estribos de columnas	29
4 CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO CON LA NORMA SÍSMICA CHILENA NCH433.OF96-MOD12 Y EL CÓDIGO ACI318-19	31
4.1 Introducción	31
4.2 Análisis modal espectral.....	31
4.3 Resultados del análisis modal espectral.....	32
4.3.1 Corte basal	32
4.3.2 Control de desplazamientos	34
4.4 Comparación de resultados del análisis modal espectral entre las normas NCh433.72 y la NCh433.Of96-mod12.....	34

4.4.1	Comparación espectro de diseño de pseudo-aceleración	34
4.4.2	Comparación de desplazamientos de piso.....	35
4.5	Verificación de diseño de elementos estructurales	36
4.5.1	Verificación elementos en vigas	36
4.5.2	Verificación elementos columnas	37
5	CAPÍTULO V: DISEÑO DE RIOSTRAS BRB COMO ESTRATEGIA DE RETROFIT	39
5.1	Introducción	39
5.2	Resultados del análisis modal espectral.....	39
5.2.1	Corte basal	40
5.2.2	Control de desplazamientos	41
5.3	Diseño de riostras de pandeo restringido para marcos de hormigón armado	42
5.3.1	Propiedades geométricas BRB	43
5.3.2	Diseño de BRB a compresión y tracción	44
5.3.3	Resistencia ajustada de las BRB y deformaciones	45
5.4	Diseño por capacidad de marcos arriostrados con BRB.....	47
5.5	Diseño de conexiones de las riostras tipo BRB	49
5.5.1	Resistencia a tensión y corte de pernos.....	50
5.5.2	Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos.....	51
5.5.3	Diseño de placa Gusset	51
5.5.4	Resumen de resultados de conexión	52
5.6	Verificación de elementos estructurales	53
5.6.1	Verificación de elementos vigas	53
5.6.2	Verificación elementos columnas	56
5.6.3	Verificación de la resistencia al corte en nudos	59
5.6.4	Confinamiento.....	59
6	ANÁLISIS NO-LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN RETROFIT	61
6.1	Introducción	61
6.2	Modelo de análisis.....	62
6.2.1	Modelación de los elementos estructurales.....	62
6.3	Análisis incremental (Pushover).....	67
6.4	Análisis cíclico incremental o Push-pull	68
6.5	Análisis dinámico.....	69
6.5.1	Registros	69
6.5.2	Demandas globales	72
6.5.3	Demandas locales.....	77
7	ANÁLISIS NO-LINEAL DE LA ESTRUCTURA CON RETROFIT	81
7.1	Introducción	81

7.2	Modelo de análisis.....	82
7.2.1	Modelación de los elementos estructurales.....	82
7.3	Análisis incremental (Pushover).....	84
7.4	Análisis cíclico incremental o Push-pull.....	84
7.5	Análisis dinámico.....	85
7.5.1	Demandas globales.....	86
7.5.2	Demandas locales.....	89
8	COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA NO-LINEAL.....	106
8.1	Introducción.....	106
8.2	Demandas globales.....	106
8.2.1	Comparación desplazamiento relativos entre piso en el tiempo.....	106
8.2.2	Comparación desplazamiento y drift residuales entre piso máximos.....	109
9	RESUMEN Y CONCLUSIONES.....	115
9.1	Resumen.....	115
9.2	Conclusiones.....	115
	Referencias.....	117
	Anexo I: Momento – Curvatura de Columnas.....	120
	Anexo II: Análisis no-lineal.....	123
	Anexo III: Análisis no-lineal.....	132

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1:	EJEMPLOS DE RETROFIT DE MARCOS DE HORMIGÓN ARMADO CON BRB: (A) USO DE BRB EN ESCUELA [5]; (B) USO DE BRB EN HOSPITAL [5].	10
FIGURA 1.2:	EJEMPLOS DE RETROFIT DE MARCOS DE HORMIGÓN ARMADO CON BRB: (A) ESPÉCIMEN ANTES DE PRUEBA FASE 1 [4]; (B) RESPUESTA DEL ESPÉCIMEN PF-BRB-L [4].	11
FIGURA 2.1:	ALTERNATIVA DE MECANISMO DE DAÑO PARA UN NUDO CON FORMA DE T: A,B) VIGA CON BARRAS DOBLADAS EN LA REGIÓN DE UNIÓN; C) VIGA CON BARRAS DOBLADAS FUERA DE LA REGIÓN DE UNIÓN; D) VIGAS CON BARRAS LISAS CON GANCHOS FINALES [2].	13
FIGURA 2.2:	DAÑOS OBSERVADOS DESPUÉS DEL TEST 2.2 [3].	14
FIGURA 2.3:	MECANISMO DE PISO BLANDO [18].	15
FIGURA 2.4:	EJEMPLOS DE TÉCNICAS DE RETROFIT. A) REPARACIÓN ESTRUCTURAL DEL MORTERO; B) REFORZAMIENTO DEL HORMIGÓN ARMADO CON ENCAMISADO EN LA COLUMNA CENTRAL; C) ELEMENTO DE HORMIGÓN ARMADO ADICIONAL A LA COLUMNA EXISTENTE; D) MEJORAMIENTO DE LA FUNDACIÓN Y MURO ADICIONAL AL MARCO EXISTENTE; E) REFORZAMIENTO CON LÁMINAS DE FIBRA DE CARBONO (CFRP) [3].	16
FIGURA 2.5:	ESQUEMA DE RIOSTRA RESTRINGIDA AL PANDEO (BRB) [5].	17
FIGURA 2.6:	ESQUEMA DE HAUNCH COMO SOLUCIÓN DE RETROFIT [20].	18
FIGURA 2.7:	COMPARACIÓN DE LA UNIÓN CON Y SIN HAUNCH PARA UN MARCO NO-DÚCTIL. A) UNIÓN CONSTRUIDA; B) UNIÓN MEJORADA “RETROFIT” [20].	18
FIGURA 2.8:	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE: A) RIOSTRA CONVENCIONAL; B) RIOSTRA BRB [4].	19
FIGURA 2.9:	EJEMPLOS DE RETROFIT EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO: A) EDIFICIO HISTÓRICO DE HORMIGÓN ARMADO; B) RETROFIT DE HOTEL EN LOS ÁNGELES DE 12 PISOS DE 1960’S, EDIFICIO NO-DÚCTIL DE HORMIGÓN ARMADO CON BRBF’S;	

c) RETROFIT A LA BIBLIOTECA DE LA UNIVERSIDAD DE UTAH; D) RETROFIT A EDIFICIO DE 16 PISOS UTILIZANDO 169 BRBS [23].....	19
FIGURA 3.1: A) PLANTA TIPO DEL EDIFICIO; B) MODELO EN 3D	20
FIGURA 3.2: ESPECTRO DE DISEÑO DE PSEUDO-ACELERACIÓN SEGÚN LA NORMA NCH433-72	23
FIGURA 3.3 - DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO, MEDIDOS EN EL CENTRO DE MASA	24
FIGURA 3.4 – DIAGRAMA PARA DISEÑO A FLEXIÓN SIMPLE [28]	26
FIGURA 3.5 - SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNAS: A) COLUMNA TIPO PISO 1, 2 Y 3°; B) COLUMNA TIPO PISO 4 Y 5°	27
FIGURA 3.6 - DIAGRAMA DE CORTE DE VIGA PARA EL MOMENTO ULTIMO.....	28
FIGURA 4.1 - ESPECTRO DE DISEÑO DE PSEUDO-ACELERACIÓN SEGÚN LA NORMA NCH433.Of6-MOD12	33
FIGURA 4.2 - DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO, MEDIDOS EN EL CENTRO DE MASA	34
FIGURA 4.3 - COMPARACIÓN ESPECTRO DE DISEÑO DE PSEUDO-ACELERACIÓN ENTRE NCH433.72 Y NCH433.Of96-MOD12 ..	35
FIGURA 4.4 - COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO, MEDIDOS EN EL CENTRO DE MASA ENTRE LAS NORMAS NCH433.72 Y NCH433.Of96-MOD12.....	35
FIGURA 4.5 - DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS DE 1° AL 3° PISO SEGÚN DISPOSICIONES DEL ACI318-19.	37
FIGURA 4.6 - DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS DEL 4° Y 5° PISO SEGÚN DISPOSICIONES DEL ACI318-19.....	38
FIGURA 5.1 - RIOSTRAS EN UN MARCO DE HORMIGÓN ARMADO [4]	39
FIGURA 5.2 - ESQUEMA DE DISTRIBUCIÓN DE LAS RIOSTRAS TIPOS BRB COMO SOLUCIÓN DE RETROFIT	40
FIGURA 5.3 - ESPECTRO DE DISEÑO DE PSEUDO-ACELERACIÓN SEGÚN LA NORMA NCH433.Of6-MOD12	41
FIGURA 5.4 - DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO, MEDIDOS EN EL CENTRO DE MASA	42
FIGURA 5.5 - DETALLE DE MARCO ARRIOSTRADO [23].....	43
FIGURA 5.6 - DETERMINACIÓN DE LA RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS COMPUESTOS [23]	44
FIGURA 5.7 - DIAGRAMA DE FUERZA-DESPLAZAMIENTO DE RIOSTRA TIPO BRB [9]	46
FIGURA 5.8 – DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL PARA LA COMBINACIÓN DE CARGA 1.2DL + 1.0LL + CP, PARA EL EJE A DE LA ESTRUCTURA	48
FIGURA 5.9 - DIAGRAMA DE FUERZA AXIAL PARA LA COMBINACIÓN DE CARGA 1.2DL + 1.0LL + CP, PARA EL EJE 1 DE LA ESTRUCTURA	49
FIGURA 5.10 - ESQUEMA Y MATERIALES DE LA RIOSTRA BRB UTILIZADAS [23].....	50
FIGURA 5.11 - DETALLE CONEXIÓN DE BRB	50
FIGURA 5.12 – ESQUEMA DE REFUERZO DE CORTE USANDO LÁMINAS DE FRP [33]	54
FIGURA 5.13 – ILUSTRACIÓN DEL USO DE FRP USANDO LÁMINAS INCLINADAS [33]	55
FIGURA 5.14 – IMPLEMENTACIÓN DE FRP PARA UN REFUERZO INADECUADO PARA CORTE Y FLEXIÓN [34]	56
FIGURA 5.15 – SECCIÓN TRANSVERSAL DE COLUMNAS REFORZADAS CON ENCAMISADO DE 10 CM	56
FIGURA 5.16 - DIAGRAMA INTERACCIÓN DE COLUMNAS DEL 1° AL 3° PISO.....	57
FIGURA 5.17 - DIAGRAMA INTERACCIÓN DE COLUMNAS DEL 4° AL 5° PISO.....	57
FIGURA 5.18 – DEMANDA DE CORTE EN COLUMNAS [35].....	58
FIGURA 6.1 - ESQUEMA DEL MODELO DE ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X.....	62
FIGURA 6.2 - ELEMENTO DE PLASTICIDAD CONCENTRADA TIPO "GIBERSON BEAM" [3].....	62
FIGURA 6.3 - MOMENTO - CURVATURA DE VIGAS	63
FIGURA 6.4 - REGLA DE HISTÉRESIS DE TAKEDA MODIFICADA (DEL APÉNDICE DE RUAUMOKO [40])	64
FIGURA 6.5 - ESQUEMA AJUSTE INTERACCIÓN MOMENTO CARGA AXIAL TIPO [41]	65
FIGURA 6.6 – SUPERFICIE DE FLUENCIA DE LA COLUMNA 50x50	66
FIGURA 6.7 – SUPERFICIE DE FLUENCIA DE LA COLUMNA 40x40	66
FIGURA 6.8 - RESULTADOS PUSHOVER DIRECCIÓN X	68
FIGURA 6.9 - PATRÓN DE CARGA DEL VECTOR DE FUERZA EN EL TIEMPO	68
FIGURA 6.10 - RESULTADO PUSH-PULL DIRECCIÓN X	69
FIGURA 6.11 - REGISTRO DE ACELERACIÓN, LLO-LLEO 1985, CHILE.....	70
FIGURA 6.12 - REGISTRO DE ACELERACIÓN, VIÑA DEL MAR 1985, CHILE	70
FIGURA 6.13 - REGISTRO DE ACELERACIÓN CONCEPCIÓN 2010, CHILE.....	71

FIGURA 6.14 - REGISTRO DE ACELERACIÓN, CHRISTCHURCH 2011, NUEVA ZELANDA.....	71
FIGURA 6.15 - REGISTRO DE ACELERACIÓN, SYLMAR 1994, ESTADOS UNIDOS	72
FIGURA 6.16 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO LLO-LLEO 1985	73
FIGURA 6.17 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO VIÑA DEL MAR 1985	73
FIGURA 6.18 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO CONCEPCIÓN 2010	74
FIGURA 6.19 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO CHRISTCHURCH 2011	74
FIGURA 6.20 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO SYLMAR 1994	75
FIGURA 6.21 - CORTE BASAL - DESPLAZAMIENTO DE TECHO, REGISTRO LLO-LLEO 1985	75
FIGURA 6.22 - DEFORMADA DEL SISTEMA EN EL INSTANTE DE MAYOR DESPLAZAMIENTO DE TECHO	76
FIGURA 6.23 - MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO	77
FIGURA 6.24 - ENVOLVENTE DE CORTE COLUMNA C1A	77
FIGURA 6.25 - ENVOLVENTE DE CORTE COLUMNA C2A	78
FIGURA 6.26 - ENVOLVENTE DE CORTE COLUMNA C3A	78
FIGURA 6.27 – ENVOLVENTE DE MOMENTO C1A.....	79
FIGURA 6.28 – ENVOLVENTE DE MOMENTO C2A.....	79
FIGURA 6.29 – ENVOLVENTE DE MOMENTO C3A.....	80
FIGURA 7.1 - ESQUEMA DE MODELO DE ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X	82
FIGURA 7.2 - REGLA DE HISTÉRESIS "RAMBERG – OSGOOD" [40]	83
FIGURA 7.3 - RESULTADOS PUSHOVER DIRECCIÓN X	84
FIGURA 7.4 - PATRÓN DE CARGA DEL VECTOR DE FUERZA EN EL TIEMPO	85
FIGURA 7.5 - RESULTADO PUSH-PULL DIRECCIÓN X	85
FIGURA 7.6 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO LLO – LLEO 1985	86
FIGURA 7.7 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO VIÑA DEL MAR 1985.....	87
FIGURA 7.8 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO CONCEPCIÓN 2010	87
FIGURA 7.9 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO CHRISTCHURCH 2011	88
FIGURA 7.10 - HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO SYLMAR 1994.....	88
FIGURA 7.11 - DEFORMADA DEL SISTEMA EN EL INSTANTE DE MAYOR DESPLAZAMIENTO DE TECHO	89
FIGURA 7.12 - MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO	89
FIGURA 7.13 - CICLO DE HISTÉRESIS, REGISTRO LLO - LLEO 1985	90
FIGURA 7.14 - CICLO DE HISTÉRESIS, REGISTRO VIÑA DEL MAR 1985	90
FIGURA 7.15 - CICLO DE HISTÉRESIS, REGISTRO CONCEPCIÓN 2010.....	91
FIGURA 7.16 - CICLO DE HISTÉRESIS, REGISTRO CHRISTCHURCH 2011.....	91
FIGURA 7.17 - CICLO DE HISTÉRESIS, REGISTRO SYLMAR 1994	92
FIGURA 7.18 - ENVOLVENTE DE CORTE C1A	92
FIGURA 7.19 - ENVOLVENTE DE CORTE C2A	93
FIGURA 7.20 - ENVOLVENTE DE CORTE C3A	93
FIGURA 7.21 - ENVOLVENTE DE MOMENTO C1A	94
FIGURA 7.22 - ENVOLVENTE DE MOMENTO C2A	94
FIGURA 7.23 - ENVOLVENTE DE MOMENTO C3A	95
FIGURA 7.24 - MOMENTO - CURVATURA VIGAS EJES A-1-2 Y A-2-7 DEL PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO LLO - LLEO 1985	95
FIGURA 7.25 - MOMENTO - CURVATURA VIGAS EJES A-1-2 Y A-2-7 DEL PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO VIÑA DEL MAR 1985	96
FIGURA 7.26 - MOMENTO - CURVATURA VIGAS EJES A-1-2 Y A-2-7 DEL PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO CONCEPCIÓN 2010.....	96
FIGURA 7.27 - MOMENTO - CURVATURA VIGAS EJES A-1-2 Y A-2-7 DEL PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO CHRISTCHURCH 2011	97
FIGURA 7.28 - MOMENTO - CURVATURA VIGAS EJES A-1-2 Y A-2-7 DEL PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO SYLMAR 1994	97
FIGURA 7.29 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C1A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO LLO - LLEO 1985	98
FIGURA 7.30 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C2A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO LLO - LLEO 1985	98
FIGURA 7.31 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C3A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO LLO - LLEO 1985	99
FIGURA 7.32 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C1A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO VIÑA DEL MAR 1985	99

FIGURA 7.33 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C2A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO VIÑA DEL MAR 1985	100
FIGURA 7.34 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C3A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO VIÑA DEL MAR 1985	100
FIGURA 7.35 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C1A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO CONCEPCIÓN 2010.....	101
FIGURA 7.36 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C2A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO CONCEPCIÓN 2010.....	101
FIGURA 7.37 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C3A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO CONCEPCIÓN 2010.....	102
FIGURA 7.38 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C1A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO CHRISTCHURCH 2011.....	102
FIGURA 7.39 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C2A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO CHRISTCHURCH 2011.....	103
FIGURA 7.40 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C3A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO CHRISTCHURCH 2011.....	103
FIGURA 7.41 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C1A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO SYLMAR 1994.....	104
FIGURA 7.42 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C2A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO SYLMAR 1994.....	104
FIGURA 7.43 - MOMENTO - CURVATURA COLUMNA C3A PRIMER PISO, REGISTRO SÍSMICO SYLMAR 1994.....	105
FIGURA 8.1 – COMPARACIÓN DE HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO LLO – LLEO 1985	106
FIGURA 8.2 - COMPARACIÓN DE HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO VIÑA DEL MAR 1985	107
FIGURA 8.3 - COMPARACIÓN DE HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO CONCEPCIÓN 2010.....	107
FIGURA 8.4 - COMPARACIÓN DE HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO CHRISTCHURCH 2011	108
FIGURA 8.5 - COMPARACIÓN DE HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO DE TECHO (DR), REGISTRO SYLMAR 1994.....	108
FIGURA 8.6 – COMPARACIÓN DESPLAZAMIENTOS RESIDUALES, REGISTRO SÍSMICO LLO - LLEO 1985	109
FIGURA 8.7 – COMPARACIÓN DESPLAZAMIENTOS RESIDUALES, REGISTRO SÍSMICO VIÑA DEL MAR 1985	110
FIGURA 8.8 - COMPARACIÓN DESPLAZAMIENTOS RESIDUALES, REGISTRO SÍSMICO CONCEPCIÓN 2010	110
FIGURA 8.9 - COMPARACIÓN DESPLAZAMIENTOS RESIDUALES, REGISTRO SÍSMICO CHRISTCHURCH 2011	111
FIGURA 8.10 - COMPARACIÓN DESPLAZAMIENTOS RESIDUALES, REGISTRO SÍSMICO SYLMAR 1994	111
FIGURA 8.11 - COMPARACIÓN DRIFT RESIDUAL, REGISTRO SÍSMICO LLO – LLEO 1985	112
FIGURA 8.12 - COMPARACIÓN DRIFT RESIDUAL, REGISTRO SÍSMICO VIÑA DEL MAR 1985.....	112
FIGURA 8.13 - COMPARACIÓN DRIFT RESIDUAL, REGISTRO SÍSMICO CONCEPCIÓN 2010	113
FIGURA 8.14 - COMPARACIÓN DRIFT RESIDUAL, REGISTRO SÍSMICO CHRISTCHURCH 2011	113
FIGURA 8.15 - COMPARACIÓN DRIFT RESIDUAL, REGISTRO SÍSMICO SYLMAR 1994.....	114
FIGURA A-I.1- MOMENTO – CURVATURA DE COLUMNA 50X0 PRIMER PISO.....	120
FIGURA A-I.2 - MOMENTO – CURVATURA DE COLUMNA 50X0 SEGUNDO PISO	120
FIGURA A-I.3 - MOMENTO – CURVATURA DE COLUMNA 50X0 TERCER PISO.....	121
FIGURA A-I.4 - MOMENTO – CURVATURA DE COLUMNA 40X40 CUARTO PISO	121
FIGURA A-I.5 - MOMENTO – CURVATURA DE COLUMNA 40X40 QUINTO PISO.....	122
FIGURA A-II.1 - ESQUEMA DE MODELO DE ANÁLISIS RUAUMOKO EN LA DIRECCIÓN X	123
FIGURA A-III.1 - ESQUEMA DE MODELO CON BRB DEL ANÁLISIS RUAUMOKO EN LA DIRECCIÓN X.....	132

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.1. LISTADO DE ESTRUCTURAS CON BRB COMO RETROFIT DE ESTADOS UNIDOS (FUENTE: ADAPTADO DE [6])	11
TABLA 3.1 - PESO POR UNIDAD DE ÁREA DE CADA DIAFRAGMA DE PISO Y PESO SÍSMICO TOTAL	21
TABLA 3.2 - PERIODOS CON MAYOR MASA TRASLACIONAL EQUIVALENTE	21
TABLA 3.3: VALORES DEL COEFICIENTE K_1 [8]	22
TABLA 3.4: VALORES DEL COEFICIENTE K_2 [8].....	22
TABLA 3.5: PARÁMETRO SEGÚN EL TIPO DE SUELO [8]	22
TABLA 3.6 - CORTE MÍNIMO	23
TABLA 3.7 – CLASIFICACIÓN DE HORMIGÓN SEGÚN SU CLASE [12]	24
TABLA 3.8 - VALORES DE R_b Y $\Sigma_{A,F}$ [12]	25
TABLA 3.9 - REFUERZO LONGITUDINAL Y DISEÑO EN COLUMNAS	25
TABLA 3.10 - DISEÑO DEMANDA/CAPACIDAD DE COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO DEBIDO A LA ACCIÓN COMBINADA DE FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL	27

TABLA 3.11 - DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO POR NIVEL DE PISO	28
TABLA 3.12 - REFUERZO PROVISTO PARA EL CORTE EN VIGAS	29
TABLA 3.13 - REFUERZOS DE CORTE EN COLUMNAS	30
TABLA 4.1 - PARÁMETROS UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	32
TABLA 4.2 - PERIODOS NATURALES DE LA ESTRUCTURA	32
TABLA 4.3 - RESULTADOS ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	33
TABLA 4.4 – REFUERZO LONGITUDINAL A FLEXIÓN PROVISTO.....	36
TABLA 4.5 - REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS	37
TABLA 5.1 – PERIODOS NATURALES DE LA ESTRUCTURA	40
TABLA 5.2 - RESULTADOS ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	41
TABLA 5.3 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS BRB EJE X.....	43
TABLA 5.4 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS BRB EJE Y.....	43
TABLA 5.5 - RESISTENCIA A TRACCIÓN BRB	44
TABLA 5.6 - DISEÑO DE FUNDAS DE BRB.....	45
TABLA 5.7 - DEFORMACIÓN UNITARIA PARA 2 VECES EL DRIFT DE DISEÑO Y 2% DEL DRIFT DE ENTREPISO	46
TABLA 5.8 - RESISTENCIA AJUSTADA DE LAS RIOSTRAS TIPO BRB	47
TABLA 5.9 – VERIFICACIÓN CONEXIÓN	53
TABLA 5.10 – RESISTENCIA A FLEXIÓN VIGAS.....	53
TABLA 5.11 – RESISTENCIA A CORTANTE VIGAS	54
TABLA 5.12 – RESISTENCIA A CORTE DE VIGAS DEL EJE	55
TABLA 5.13 – NUEVO REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNAS	58
TABLA 5.14 – REFUERZO DE CORTE EN COLUMNAS	59
TABLA 5.15 – VERIFICACIÓN CORTE EN NUDOS.....	59
TABLA 6.1 - MOMENTOS DE PRIMERA FLUENCIA (M'_y)	62
TABLA 6.2 - ESTIMACIÓN DE CURVATURA DE FLUENCIA	64
TABLA 6.3 – ESTIMACIÓN DE CURVATURA DE FLUENCIA EN COLUMNAS	65
TABLA 6.4 - CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS	69
TABLA 6.5 - DEMANDA DE DESPLAZAMIENTOS GLOBALES	75
TABLA 7.1 - ESTIMACIÓN DE CURVATURA DE FLUENCIA EN COLUMNAS ENCAMISADAS	82
TABLA 7.2 - PROPIEDADES RIOSTRA BRB	83
TABLA 7.3 - DEMANDA DE DESPLAZAMIENTOS GLOBALES	86
TABLA 8.1 – COMPARACIÓN DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTOS GLOBALES.....	109

1 CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En el ámbito de la ingeniería sísmica existe el anhelo de lograr diseñar estructuras más seguras y al mismo tiempo económicas. Es por esto que existe la necesidad de lograr comprender cuál y cómo podría llegar a ser el comportamiento de estructuras frente a sismos de gran intensidad. El afán por lograr obtener estructuras más seguras ha producido que constantemente se realicen modificaciones a las normas de diseño sísmico, como es el caso del código de diseño americano de hormigón armado, ACI 318[1], tradicionalmente adoptado en Chile.

Estos avances han permitido diseñar estructuras más seguras y confiables. Sin embargo, las estructuras que fueron diseñadas con normas anteriores a las vigentes en la actualidad, pueden no cumplir con las nuevas disposiciones (o ya no son cubiertas por la normativa). Es por esto que nace la necesidad de desarrollar e implementar estrategias para mejorar su comportamiento esperado y que estén a la altura del nuevo estándar, denominadas estrategias de retrofit (mejoramiento estructural). Experiencias con sismos en las cercanías a centros urbanos han dejado al descubierto la vulnerabilidad de algunas estructuras de hormigón armado diseñadas con normas o códigos antiguos, promoviendo la urgente necesidad de realizar distintas estrategias de retrofit [2],[3].

La estrategia o solución de retrofit más común es la incorporación de riostras de acero [4] (ver Figura 1.1). En particular, la implementación de riostras restringidas al pandeo (BRB) como estrategia de retrofit, mejora la capacidad de disipación de energía de la estructura, junto con brindarle rigidez y resistencia adicionales [4]. El uso de BRB se ha centrado principalmente en estructuras de acero. En contraste, pocos estudios se han realizado sobre la implementación de BRB para estructuras de hormigón armado [4]. En la Tabla 1.1 se muestran algunas estructuras existentes de hormigón armado que incorporaron BRB como retrofit.

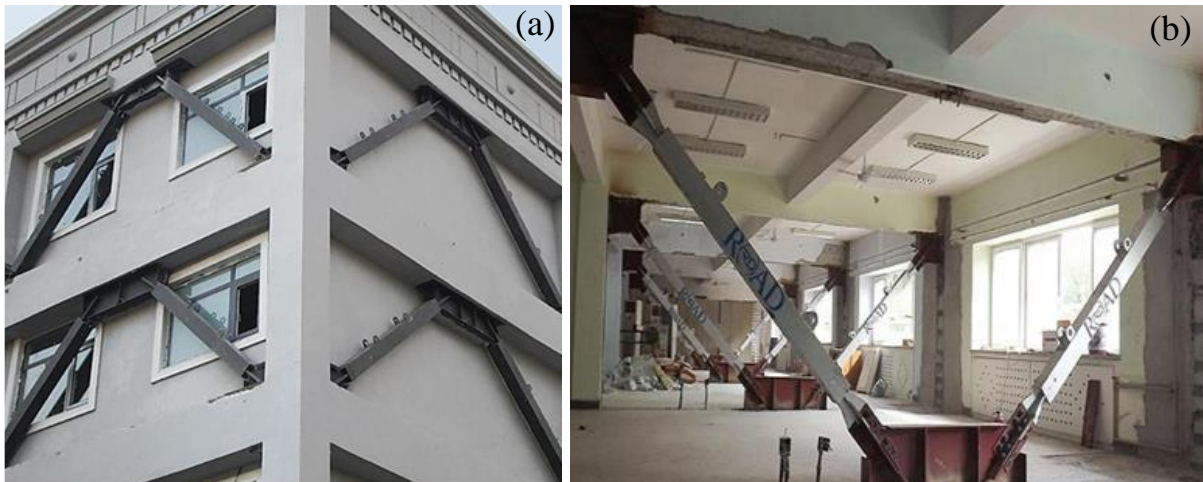


Figura 1.1: Ejemplos de retrofit de marcos de hormigón armado con BRB: (a) Uso de BRB en escuela [5]; (b) Uso de BRB en hospital [5].

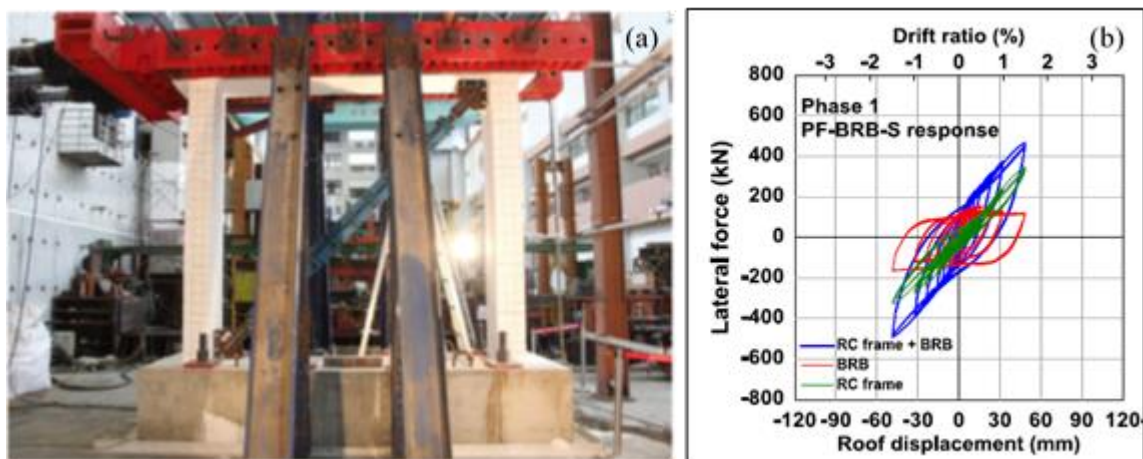


Figura 1.2: Ejemplos de retrofit de marcos de hormigón armado con BRB: (a) Espécimen antes de prueba fase 1 [4]; (b) Respuesta del espécimen PF-BRB-L [4].

Tabla 1.1. Listado de estructuras con BRB como retrofit de Estados Unidos (Fuente: adaptado de [6])

Building, owner, and location	Type of construction and building size	Unbonded braces
Hildebrand hall University of California, Berkeley, Calif.	Retrofit, RC 3 stories + basement, 138,000 gross ft^2	36 braces, $P_y = 200 - 400$ kips Core: JIS SN400B
Wallace F. Bennett Federal Building Federal General Services Administration Salt Lake City, Utah	Retrofit, RC 8 stories, 300,000 ft^2	334 braces, $P_y = 205 - 1,905$ kips Core: JIS SN490B
King County Courthouse, King County, Seattle, Wash.	Retrofit, RC 12 stories, 500,000 ft^2	50 braces, $P_y = 200 - 500$ kips Core: JIS SN400B

Sabiendo que Chile es uno de los mayores exponentes en cuanto a sismos catastróficos en el mundo, aplicar retrofit a estructuras antiguas para evitar su colapso debido a un futuro sismo, es una práctica que es recomendable de implementar. En EE.UU., por ejemplo, luego de la recuperación de las estructuras dañadas durante el terremoto de Loma Prieta (1989), se evaluó cómo adaptar sísmicamente las estructuras que no sufrieron daños, pero que presentaban deficiencias técnicas [7].

En este trabajo se estudia el comportamiento sísmico de una estructura de marcos resistentes a momento no dúctiles de hormigón armado, diseñada según los requerimientos de la norma Chilena NCh433-72 [8]. Además, se diseña una solución de retrofit con BRB siguiendo los requerimientos del código de diseño de acero AISC341-16 [9], Norma Chilena NCh433Of.96-mod12 [10] y el código ACI318-19 [1]. El propósito del estudio es evidenciar la necesidad de tomar medidas respecto a las estructuras diseñadas con normas sobreesfadas, y confirmar que la implementación de riostras BRB es una solución de retrofit viable en el contexto Chileno.

En Chile existen casos de estructuras de marcos de hormigón armado diseñadas con normas de diseño sísmico que subestiman la acción sísmica, diseñadas con versiones anteriores a la NCh433.Of96-mod12, como es el caso de un hospital en el norte de Chile, donde su configuración estructural consiste principalmente en marcos de hormigón armado, el cual para el terremoto del 2001 al sur del Perú provocó daños importantes a elementos no-estructurales, perdiendo su funcionalidad, pero con daños estructurales menores; este hospital corresponde a una estructura de marcos de hormigón armado, diseñado en los setenta, el cual es vulnerable a una falla frágil por corte en columnas bajo una demanda de desplazamiento bajo; donde se utilizó como solución de

mejoramiento estructural la incorporación de muros perimetrales en todo el hospital para disminuir la demanda de desplazamiento de techo [11], pero las riostras de acero como mejoramiento estructural (retrofit) tiene notable ventajas como por ejemplo un bajo peso respecto a los muros, la resistencia y ductilidad se puede ajustar [4].

1.2 Objetivo General

El objetivo principal de este trabajo es evaluar la viabilidad y eficiencia de la inclusión de riostras de acero tipo BRB para marcos de hormigón armado no-dúctiles, diseñados según la Normativa Chilena NCh433.72, en base a su comportamiento sísmico predicho con análisis dinámicos no-lineales de una estructura prototipo.

1.3 Objetivos Específicos

- Diseñar una estructura de hormigón armado no-dúctil (marcos ordinarios OMF) con las Normas Chilenas NCh433-72 [8], NCh429.Of57 [12] y NCh430.EOf61 [13]. Utilizar riostras de acero tipo BRB a la estructura como mejoramiento estructural según las disposiciones de AISC341-16 [9] y evaluar la estructura arriostrada con las Normas NCh433-12 [10], ACI318-19 [1].
- Comparar los resultados obtenidos del análisis lineal de la estructura en estudio (modelo sin riostras BRB) con las Normas Chilenas NCh433-72 [8] y NCh433.Of96-mod12 [10].
- Estudiar el comportamiento de riostras de acero tipo BRB, en cuanto a su aplicación como estrategia de retrofit (rehabilitación sísmica) de marcos frágiles de hormigón armado, como los OMF en estudio.
- Realizar análisis dinámico no-lineal de la estructura prototipo en una de sus direcciones principales en planta con el fin de evaluar su comportamiento.

2 CAPÍTULO II: ANTECEDENTES Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 Marcos de hormigón armado No-Dúctiles

Las deficiencias estructurales existentes en edificios de hormigón armado diseñadas solo por cargas gravitacionales con códigos que no consideran un adecuado diseño sísmico, son construcciones típicas realizadas en los años 1970's [3], [14], [15]. Estas deficiencias estructurales consisten en detallamientos pobres y ausencia en los principios del diseño por capacidad, una significativa ausencia de ductilidad, resultando en desempeños estructurales inadecuados incluso bajo la acción de sismos de intensidad moderada [2], [14]. La filosofía de diseño por tensiones admisibles contribuye a incertidumbres de la respuesta inelástica [14].

Como una consecuencia de un deficiente detallamiento de refuerzo, un precario refuerzo transversal en las regiones de unión (zona panel), así como la ausencia de los principios del diseño por capacidad, se esperan mecanismos de falla frágil y una baja ductilidad ya sea a nivel local o global [2], [14]. En particular, existe una importante vulnerabilidad en la unión entre vigas y columnas debido a la ausencia de fuentes confiables para transferir los mecanismos de corte en la zona panel después del agrietamiento [2], [16], resultando en un inadecuado comportamiento de la estructura ante una excitación sísmica moderada. En la Figura 2.1 se muestra el detalle de la unión viga-columna sin refuerzo transversal, como es el caso de marcos no-dúctiles [2].

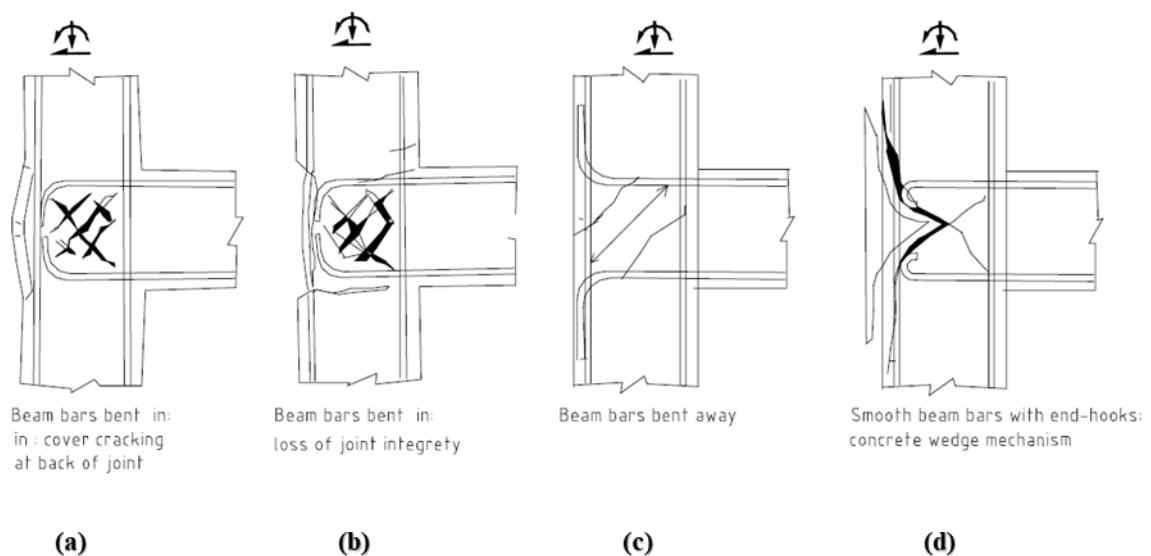


Figura 2.1: Alternativa de mecanismo de daño para un nudo con forma de T: a,b) viga con barras dobladas en la región de unión; c) viga con barras dobladas fuera de la región de unión; d) vigas con barras lisas con ganchos finales [2]

Después de un agrietamiento diagonal, el mecanismo de transferencia de corte en la zona panel tiene que basarse en un mecanismo de puntal de compresión, cuya eficiencia está críticamente relacionada con la solución de anclaje adoptado para el refuerzo longitudinal [2]. Cuando las barras de la viga están dobladas dentro del nudo (Figura 2.1a,b), pueden proveer una resistencia limitada contra la expansión horizontal de la unión, hasta que se abran los ganchos bajo la acción combinada del puntal diagonal y la tracción de la fuerza en el refuerzo de la viga, conduciendo a una rápida degradación del hormigón en el nudo [2], [14]–[16]. Cuando las barras de la viga se disponen fuera del nudo (Figura 2.1.c), como una práctica antigua que se realizaba en Nueva Zelanda y Japón, no se genera una unión efectiva para el desarrollo de un mecanismo eficiente de compresión del puntal. El peor detallamiento en la zona panel es la que se muestra en la Figura 2.1d, una unión típica de una

construcción mediterránea, donde se usaban refuerzos lisos formando un gancho de anclaje [2]. Como muestra un test experimental en un espécimen viga-columna en un marco de tres pisos hecho por Pampanin (2002) [14], la combinación de la acción del puntal y de una fuerza de compresión concentrada en el final del gancho de anclaje, debido al deslizamiento de las barras longitudinales de la viga, puede llevar a una expulsión de la “cuña de hormigón” como se muestra en la Figura 2.1d, con una rápida pérdida de capacidad de carga [2]. Esta “cuña de hormigón armado” también se muestra en el trabajo de Quintana Gallo (2014) [3] (Figura 2.2), se observa una falla similar a la mostrada por Pampanin [14].

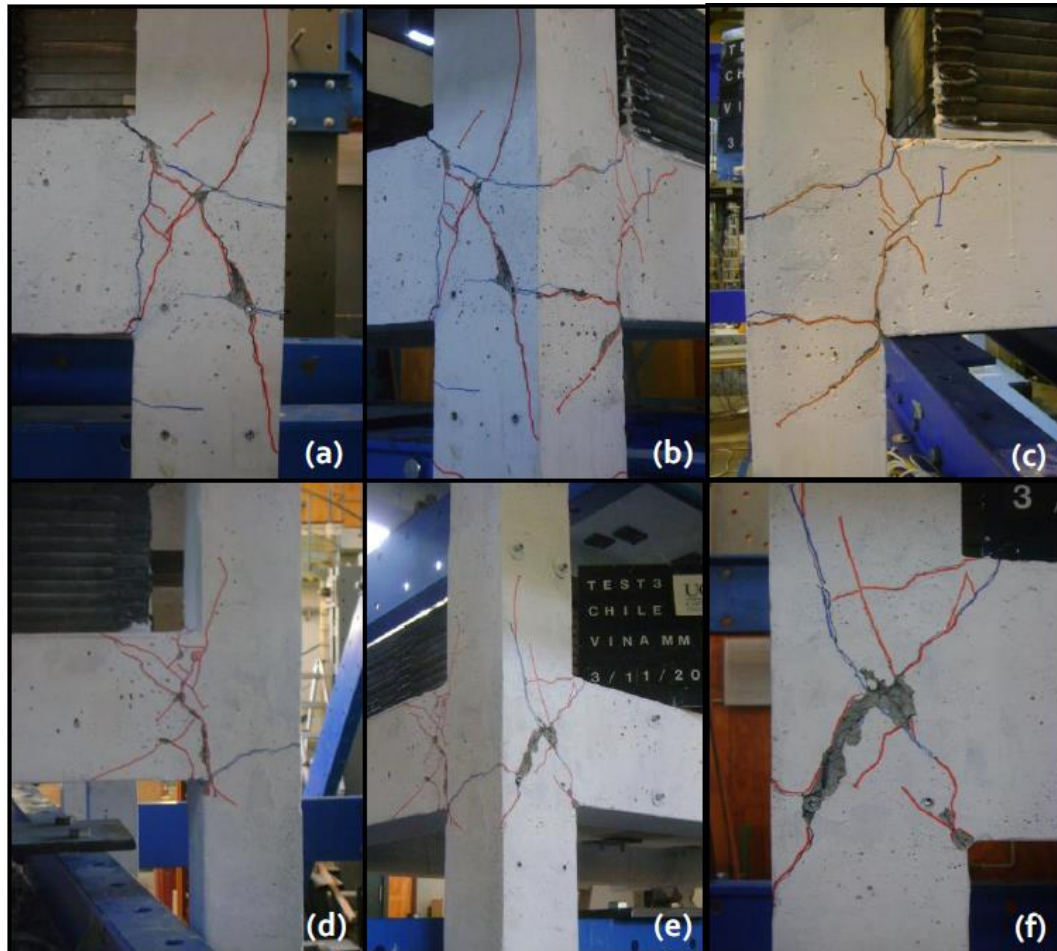


Figura 2.2: Daños observados después del Test 2.2 [3].

Probablemente la mayor incertidumbre al momento de evaluar el comportamiento sísmico de un marco de hormigón armado es el comportamiento esperado de la unión viga-columna con refuerzo transversal limitado en el núcleo del nudo. Las estructuras de marcos diseñados antes de los 70's contenían un precario refuerzo transversal en la unión viga-columna, donde la falla al corte de la unión viga-columna sin refuerzo transversal es debido a extensiva fuerza diagonal de agrietamiento puede conducir a una a una falla de compresión diagonal en el nudo. La prevención prematura de pandeos de los refuerzos longitudinales de la columna requiere de un adecuado refuerzo transversal para proveer una adecuada ductilidad y resistencia al corte [11], [15]–[17]. A nivel global, un marco con columna-débil/viga-fuerte, puede resultar en un desarrollo del mecanismo de piso blando como se muestra en la Figura 2.3, debido a la degradación por cortante en los nudos y al pandeo de las barras longitudinales [14], [16].

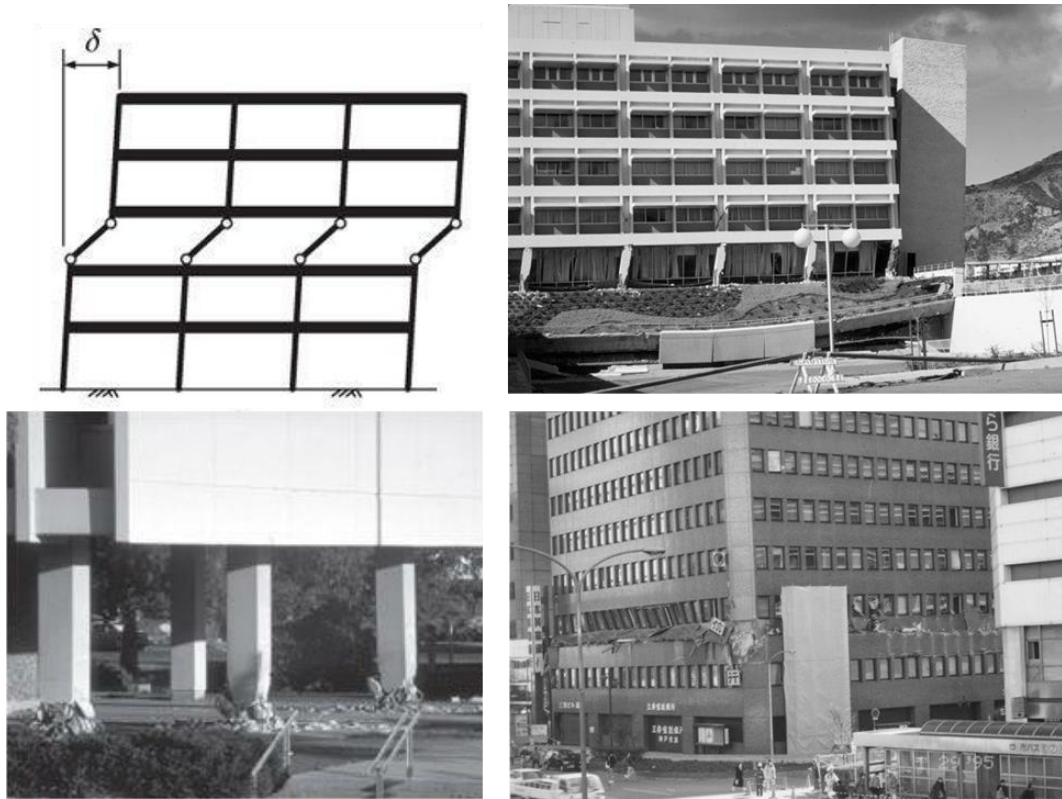


Figura 2.3: Mecanismo de piso blando [18]

Deficiencias estructurales típicas características de marcos de hormigón armado no-dúctiles construidos en los años 70's pueden ser relacionadas con [14], [19]:

- a) Inadecuado efecto de confinamiento en las regiones donde existirán rótulas plásticas.
- b) Insuficiente cantidad de refuerzo transversal en la región de los nudos.
- c) Insuficiente cantidad de refuerzo longitudinal en la columna, cuando se consideran fuerzas sísmicas laterales.
- d) Inadecuado detallamiento del anclaje de los refuerzo longitudinal y transversal.
- e) Empalme traslapado de refuerzo de columna solo sobre el nivel de piso.
- f) Baja calidad de los materiales (hormigón y acero).

Adicionalmente, diseños según método de diseño por esfuerzos admisibles resulta en una mayor incertidumbres en la respuesta inelástica [14].

2.2 Retrofit como solución para marcos no-dúctiles.

Algunas soluciones de retrofit propuestas en el pasado incluyen riostras de acero, encamisado con hormigón armado, reparación epóxica, remover y reemplazar como se muestran en la Figura 2.4. Además, se han utilizado técnicas de retrofit de alto desempeño como la aislación basal [2], [3].

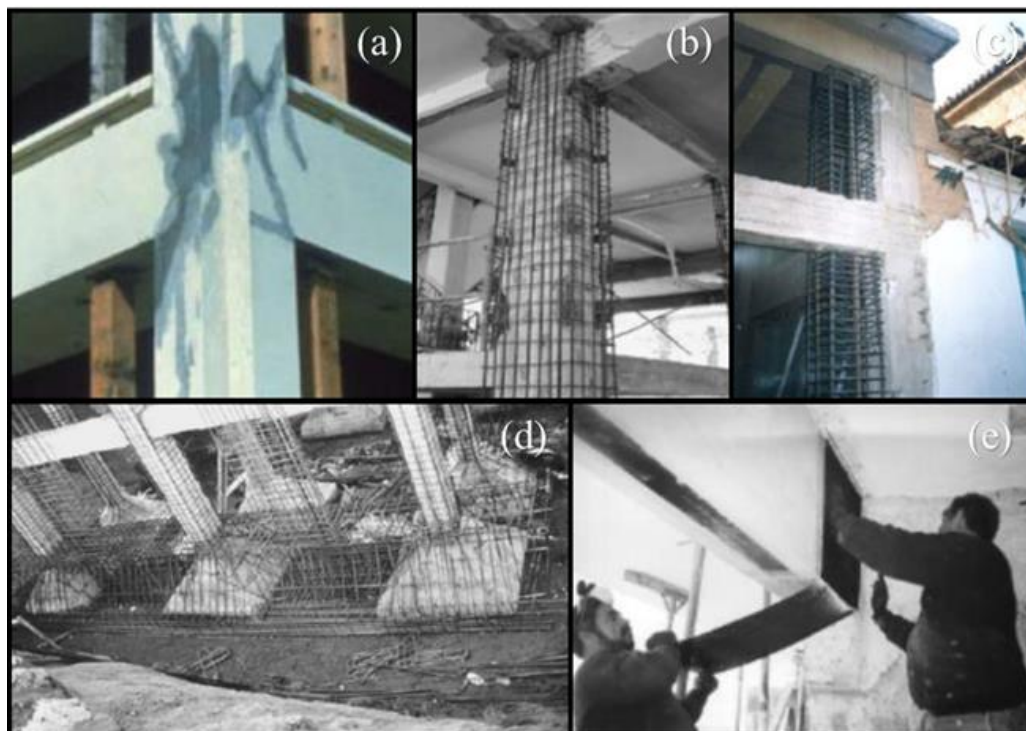


Figura 2.4: Ejemplos de técnicas de retrofit. a) reparación estructural del mortero; b) reforzamiento del hormigón armado con encamisado en la columna central; c) elemento de hormigón armado adicional a la columna existente; d) mejoramiento de la fundación y muro adicional al marco existente; e) reforzamiento con láminas de fibra de carbono (CFRP) [3]

En Chile existen casos de estructuras de marcos de hormigón armado que podrían tener este comportamiento, como es el caso del hospital de Arica (Chile), documentado [11], el cual para el terremoto del 2001 al sur del Perú provocó daños importantes a elementos no-estructurales, perdiendo su funcionalidad, pero con daños estructurales menores. Esta estructura corresponde a marcos de hormigón armado, diseñado en los años setenta, el cual es vulnerable a una falla frágil por corte en columnas bajo una demanda de desplazamiento bajo [11].

2.3 Riostras de Pandeo Restringido (Buckling Restrained Braced, BRB).

Las riostras en marcos aportan gran rigidez lateral, reduciendo la magnitud de los desplazamientos en la estructura. Los marcos arriostrados pueden clasificarse en general como un marco arriostrado concéntricamente (Centricallly Braced Frame – CBF) o un marco arriostrado excéntricamente (Eccentricallly Braced Frame – EBF). Los arriostramientos diagonales están diseñados para deformarse inelásticamente durante un sismo moderado o fuerte. En las provisiones sísmicas de la AISC341, un CBF convencional puede ser diseñado como un marco especial arriostrado concéntricamente (Special Centricallly Braced Frame – SCBF) o como un marco ordinario arriostrado concéntricamente (Ordinary Centricallly Braced Frame – OCBF), dependiendo de la demanda de ductilidad requerida [5].

Cuando las riostras convencionales están sometidas a esfuerzos de compresión, su comportamiento puede ser afectado por pandeo global, antes de que se produzca la fluencia, generando una rápida degradación de la rigidez axial de la riostra [5]. Un elemento estructural diseñado para que se alcance la fluencia tanto en tracción como en compresión son las riostras restringidas al pandeo (Buckling Restrained Braced – BRB). En este tipo de riostras, el núcleo de acero resiste la carga axial mientras que el tubo de acero que lo rodea, mediante relleno con hormigón, provee soporte lateral al núcleo evitando su pandeo en compresión. Una capa fina de material

antiadherente a lo largo del núcleo de acero/hormigón elimina la transferencia de corte durante la elongación y contracción del núcleo de acero [5].

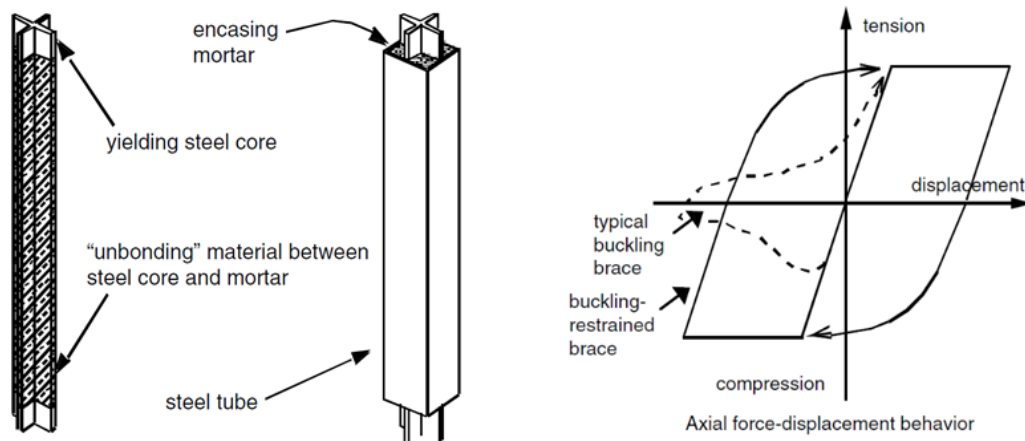


Figura 2.5: Esquema de riostra restringida al pandeo (BRB) [5]

La característica más importante de las BRB es su capacidad de experimentar grandes deformaciones cíclicas y disipar la energía sísmica sin degradación de resistencia [4]. Además, las BRB minimizan los daños en otros elementos y se pueden reemplazar después de un evento sísmico. Para rehabilitación sísmica, el uso de BRBs puede ser ventajoso respecto a un sistema de ríostra convencional [5].

2.4 Respuesta sísmica implementando elementos haunch como una solución de retrofit en marcos de hormigón armado

El desempeño de marcos de hormigón armado diseñados y construidos sin la implementación de provisiones sísmicas genera grandes deficiencias en la unión viga-columna [20]. Bajo la acción de fuerzas sísmicas, la unión viga-columna queda sometida a grandes esfuerzos de corte, resultando en agrietamientos diagonales y aplastamiento del hormigón del núcleo del nudo [20]. Debido a la ausencia de refuerzo al corte en la unión viga-columna, la unión no posee la resistencia al corte necesaria, lo que facilita su falla a bajos niveles de desplazamientos [20].

Una solución planteada por Pampanin et al. (2006) [19] es incorporar un elemento haunch, como se muestra en la figura 2.6, el cual incluye un elemento diagonal de acero entre la viga y la columna. El principio fundamental es reubicar la rótula plástica lejos de la unión viga-columna. Esto reduce la transferencia de fuerzas de corte en la unión. El programa experimental en la unión viga-columna "*Fully Fasted Haunch Retrofit Solution (FFHRS)*", como se muestra en la figura 2.6c previene la falla en la unión [20]. Los resultados muestran que esta técnica mejora el comportamiento reubicando las deformaciones inelásticas en la unión viga-columna hacia una zona dúctil en la viga [3], [20].

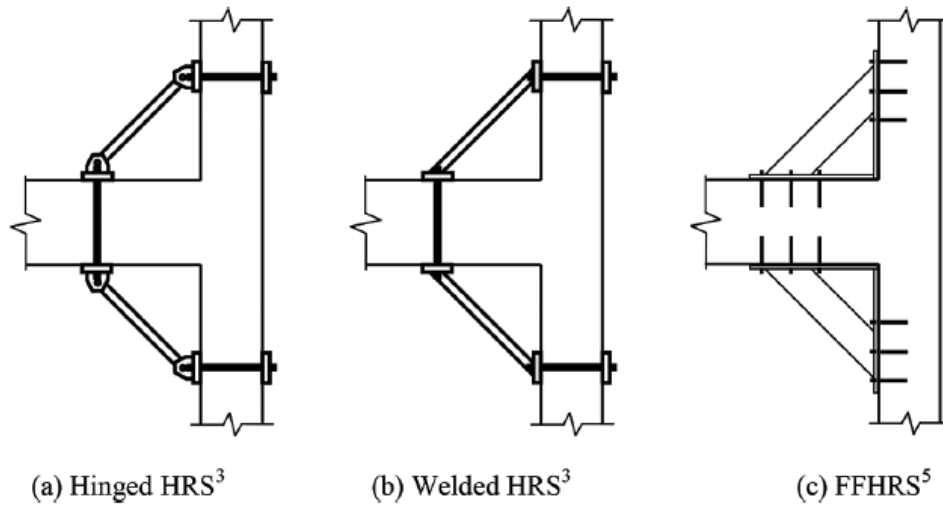


figura 2.6: Esquema de haunch como solución de retrofit [20]

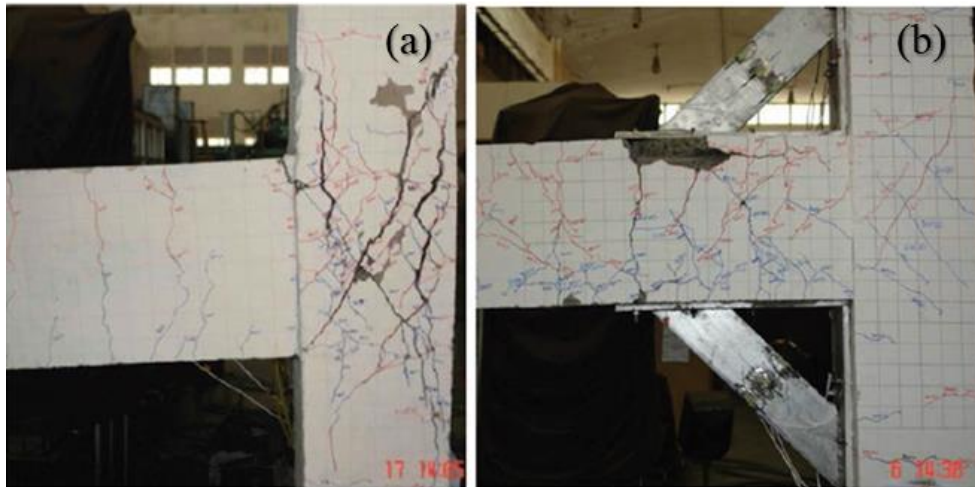


figura 2.7: Comparación de la unión con y sin haunch para un marco no-dúctil. a) Unión construida; b) Unión mejorada “retrofit” [20]

2.5 Implementación de BRB como Retrofit en Estructuras de Hormigón Armado

La evaluación del diseño de edificios con respecto a esfuerzos sísmicos, puede identificar la necesidad de mejorar el comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado en términos de su rigidez y comportamiento histerético [21]. Lo más común en soluciones de retrofit, es la incorporación de muros de corte o riostras de acero [21]. Riostras de acero como retrofit tienen una notable ventaja respecto a muros de corte de hormigón armado [21]. Si en las riostras de acero para retrofit se provee un anclaje adecuado, el sistema fortalecido finalmente falla debido a la fluencia o al pandeo de la riostra, corte en columna, o falla de soldadura [4], [21]. Adicionalmente, la unión entre el acero y el marco de hormigón es un potencial de falla en esa zona. Respecto a la implementación de riostras convencionales cuando la fuerza de la riostra excede el límite crítico, el marco pierde abruptamente su resistencia al corte como se muestra en la figura 2.8.a [4], [21]. En contraste, riostras de pandeo restringido (BRBs) pueden someterse a grandes ciclos de deformación y disipar energía sin

degradación de sus resistencia figura 2.8 [4], [21]. Los marcos con BRB son más económicos comparado con otro tipo de sistema de marco arriostrados [22].

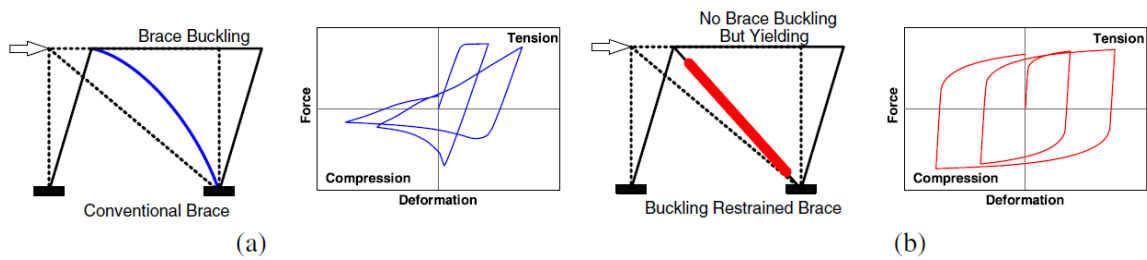


figura 2.8: Comportamiento sísmico de: a) riostra convencional: b) riostra BRB [4]

Los BRBs pueden ser una adecuada solución de retrofit para estructuras de marcos de hormigón armados débiles ya que protegen a la estructura ante la degradación temprana de la rigidez lateral y permiten controlar la disipación de energía sísmica,. Cabe destacar que los requerimientos de post-instalación de la conexión de los BRBs a la estructura de hormigón armado todavía no ha sido tomada en cuenta correctamente [4]. La figura 2.9 presenta algunos ejemplos de aplicación de BRB en el retrofit a estructuras de hormigón armado.

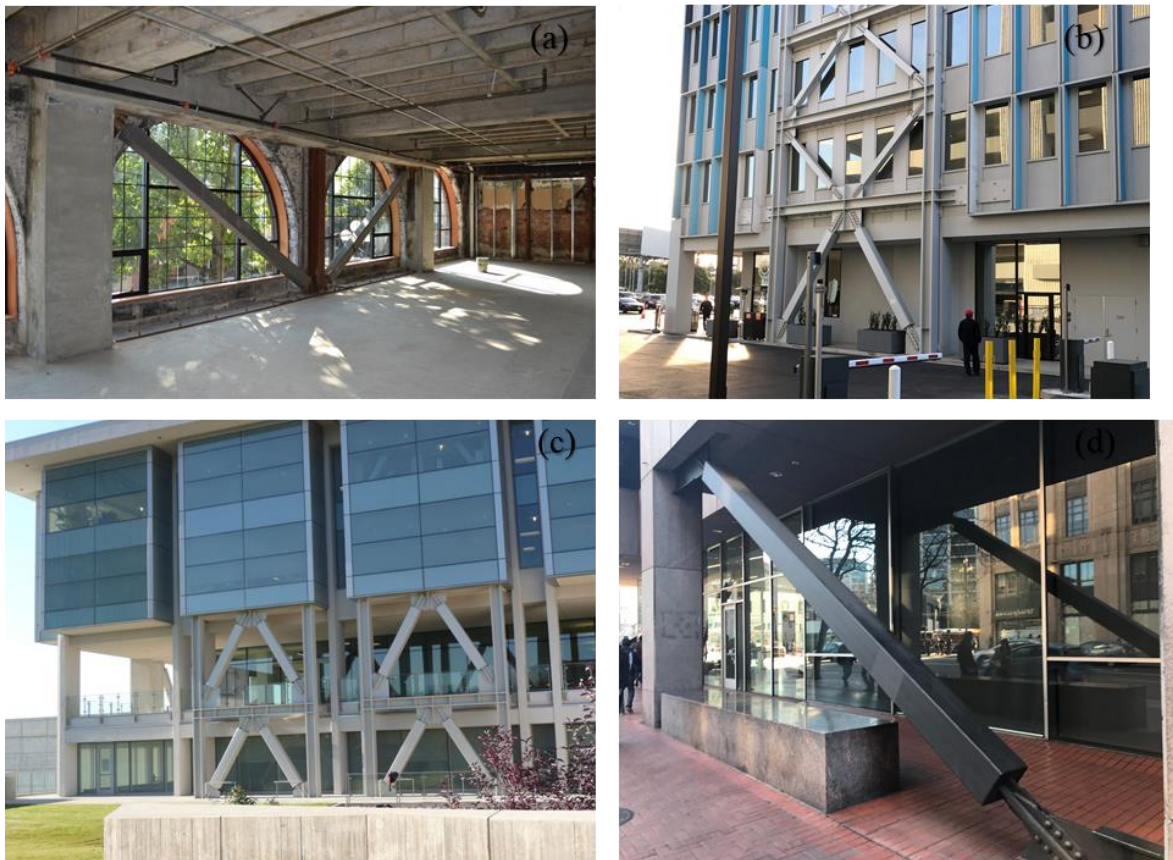


figura 2.9: Ejemplos de retrofit en estructuras de hormigón armado: a) Edificio histórico de hormigón armado; b) Retrofit de hotel en Los Ángeles de 12 pisos de 1960's, edificio no-dúctil de hormigón armado con BRBF's; c) Retrofit a la biblioteca de la Universidad de Utah; d) Retrofit a edificio de 16 pisos utilizando 169 BRBs [23].

3 CAPÍTULO III: DEFINICIÓN DEL CASO EN ESTUDIO

3.1 Estructura en Estudio

La estructura en estudio corresponde a un edificio de 5 pisos, destinado al uso de oficinas, construido con marcos de hormigón armado. El edificio tiene una altura total de 17.5 m, con una altura de entrepiso de 3.5 m y una planta de 24 m de largo y 21 m de ancho. El espesor de losa es de 15 cm.

La configuración de la estructura de marcos considera las disposiciones de las normas de los años 70's, como es el caso de la Norma Chilena de diseño sísmico NCh433-72 [8]. Su característica principal es que está constituido por marcos no-dúctiles, de hormigón armado utilizando el método de diseño por tensiones admisibles dispuesto por las Normas NCh429.EOf57 [12] y NCh430.EOf61 [13]. Cabe señalar que en esos años se desconocía el diseño por capacidad, y no existía el criterio de columna fuerte viga débil en las normativas chilenas. En la figura 3.1 se presenta la planta tipo del edificio, junto con una vista tridimensional (3D) del modelo construido en ETABS [24].

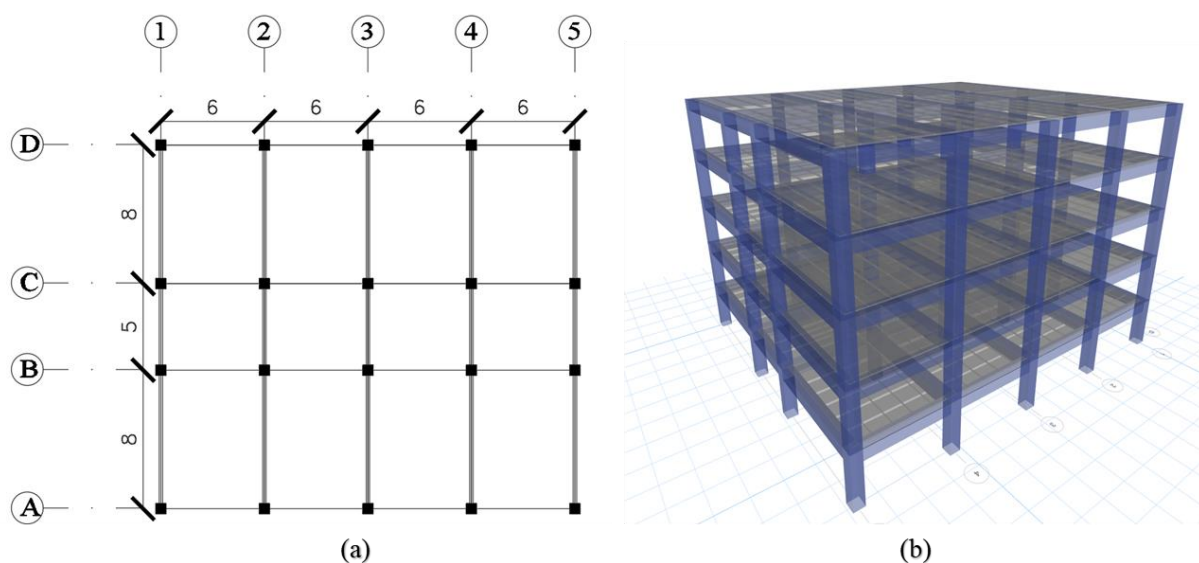


figura 3.1: a) Planta tipo del edificio; b) modelo en 3D

En el diseño se considera las siguientes propiedades mecánicas de los materiales de acuerdo con las resistencias estipuladas por la Norma Chilena NCh429-59 [12] como se muestra en la Tabla 3.8:

Hormigón (Clase D)

R_b : 225 [kgf/cm²]

E_c : 140000 [kgf/cm²]

Acero (A 44-28 H)

F_y : 2800 [kgf/cm²]; F_u : 4400 [kgf/cm²]

E_s : 2100000 [kgf/cm²]

3.2 Análisis Lineal Elástico

3.2.1 Cargas Estáticas y Peso Sísmico

Para el estado de cargas gravitacionales se implementó lo dispuesto por la Norma Chilena NCh1537Of.2009 [25]. Al tratarse de un edificio destinado al uso de oficinas se considera una sobrecarga de uso de 250 [kgf/m²]

en todos los pisos exceptuando el techo, para el que se considera una sobrecarga de techo de 100 [kgf/m²]. En el caso de las cargas muertas se considera el peso propio de los elementos estructurales más 100 [kgf/m²] de peso propio adicional.

El peso sísmico considerado en la estructura se calcula con lo especificado tanto por la NCh433-1972 [8] como NCh433-2012 [10] correspondiente al peso propio de la estructura más el 25% de la sobrecarga de uso.

Dado que la filosofía de diseño de las Normas NCh429.Of57 [12] y NCh430.EOf61 [13] se basan en el diseño por fuerzas (ASD), para el diseño de la estructura en estudio se utilizarán las combinaciones de cargas nominales establecidas en la Norma Chilena NCh3171.Of2010 [26] que se presentan a continuación:

- 1.0D
- 1.0D + 1.0L
- 1.0D + 1.0L_r
- 1.0D + 0.75L + 0.75L_r
- 1.0D + 1.0E
- 1.0D + 0.75E + 0.75L
- 0.6D + 1.0E

3.2.2 Modelo de Análisis

El modelo de análisis se realizó con el programa de elementos finitos para edificios ETABS [24]. En el modelo se consideró las columnas y vigas como elementos tipo “Frame”. Se consideró diafragma rígido asociado a cada nivel de piso.

El peso sísmico total de la estructura y el peso por unidad de área asociado a cada diafragma de piso se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 - Peso por unidad de área de cada diafragma de piso y peso sísmico total

Piso	Peso sísmico (P) [tonf]	Área [m ²]	P/A [tonf/m ²]
5	398	504	0.79
4	417	504	0.83
3	462	504	0.92
2	462	504	0.92
1	462	504	0.92
Total	2201		

En la Tabla 3.2 se presentan los periodos naturales fundamentales de la estructura con sus respectivos porcentajes de masa traslacional equivalente para cada dirección de análisis.

Tabla 3.2 - Periodos con mayor masa traslacional equivalente

Dirección de análisis	Modo	Periodo T* [s]	Participación Modal [%]
Y	1	1.03	80.27
X	2	0.99	80.35

3.3 NCh433.72 – Cálculo Antisísmico de Edificios

Desde el año 1972 hasta 1993 estuvo en vigencia en Chile la Norma sísmica NCh433-1972 [8]. Este código utiliza la fuerza estática equivalente y el análisis modal espectral. El método de combinación para obtener el corte basal es el promedio de los valores absolutos ($Q_{0,abs}$) y la raíz cuadrada de la suma de las raíces ($Q_{0,SRSS}$) [27].

El espectro de aceleración definido en la ecuación 3.1 se utiliza para el cálculo de las fuerzas de corte para cada modo de vibrar. Esta aceleración se denomina S_a y está expresada en unidades de g.

$$S_a = \begin{cases} 0.10K_1K_2 & \text{Para } T_n \leq T_0 \\ 0.10K_1K_2 \frac{2T_nT_0}{T_n^2+T_0^2} & \text{Para } T_n > T_0 \end{cases} \quad 3.1$$

Donde el valor del coeficiente K_1 se encuentran en la Tabla 3.3, el cual alude al uso que se le dará al edificio. T_n corresponde al período modo fundamental y T_0 corresponde a un parámetro que depende del tipo de suelo, como se muestra en la Tabla 3.5.

Tabla 3.3: Valores del coeficiente K_1 [8]

Uso o destino de la estructura	K_1
a	1.2
b	1.0
c	0.8

El valor del coeficiente K_2 se encuentra en la Tabla 3.4. Este coeficiente es relativo a la forma de la estructura.

Tabla 3.4: Valores del coeficiente K_2 [8]

Forma estructural	K_2
d	1.2
e	1.0
f	0.8

Tabla 3.5: Parámetro según el tipo de suelo [8]

Clase de suelo de fundación	T_0 [s]
Roca, grava densa, grava arenosa densa	0.20
Arena densa, suelos cohesivos duros o firmes	0.30
Suelos granulares sueltos, suelos cohesivos medianos o blandos	0.90

Para determinar los parámetros requeridos en el análisis modal espectral, se considera que la estructura corresponde a un edificio destinado al uso de oficinas, clasificado como una estructura tipo “b” ($K_1=1.0$). Para el caso de la forma estructural que se muestra en la Tabla 3.4, corresponde a una estructura tipo “e” ($K_2=1.0$), que corresponde al caso en que los edificios están constituidos con diafragmas rígidos. El suelo en el que está fundada la estructura se considera como con las especificación de “suelos granulares sueltos, suelos cohesivos medianos o blandos” dado que es el caso más desfavorable para lo dispuesto por la NCh433-72 [8] que

corresponde al valor de $T_0=0.9$ [s]. Se estipula un corte basal mínimo como se muestra en la ecuación 3.2, donde P corresponde al peso sísmico considerado en el edificio. En la Tabla 3.6 se presenta el corte mínimo en la estructura.

$$Q_{\min} = 0.06K_1K_2P \quad 3.2$$

Tabla 3.6 - Corte mínimo

Análisis	Peso sísmico [Tonf]	Q_0 [Tonf]	%P	Q_{\min} [Tonf]	%P
X	2188	217	7.9	131	6
Y	2188	217	7.9	131	6

En la figura 3.2 se presenta el espectro de diseño y el corte mínimo para el caso de estudio según como lo indica la norma Chilena NCh433-72.

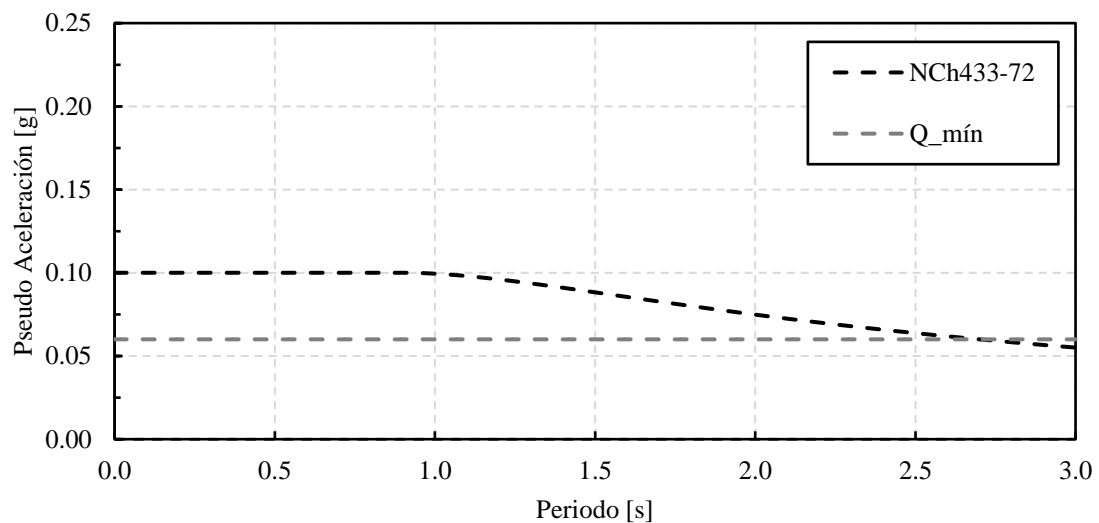


figura 3.2: Espectro de diseño de pseudo-aceleración según la norma NCh433-72

En la figura 3.3 se presentan los desplazamientos relativos de entrepiso divididos por la altura de piso en porcentaje (Drift en porcentaje de la altura de piso), medidos en el centro de masas. Cabe destacar que la norma NCh433-72 no exige ninguna restricción de desplazamientos máximos de pisos debido a cargas sísmicas. Los máximos drifts obtenidos en el análisis fueron de 0.24% de la altura en la dirección X y 0.26% de la altura en la dirección Y

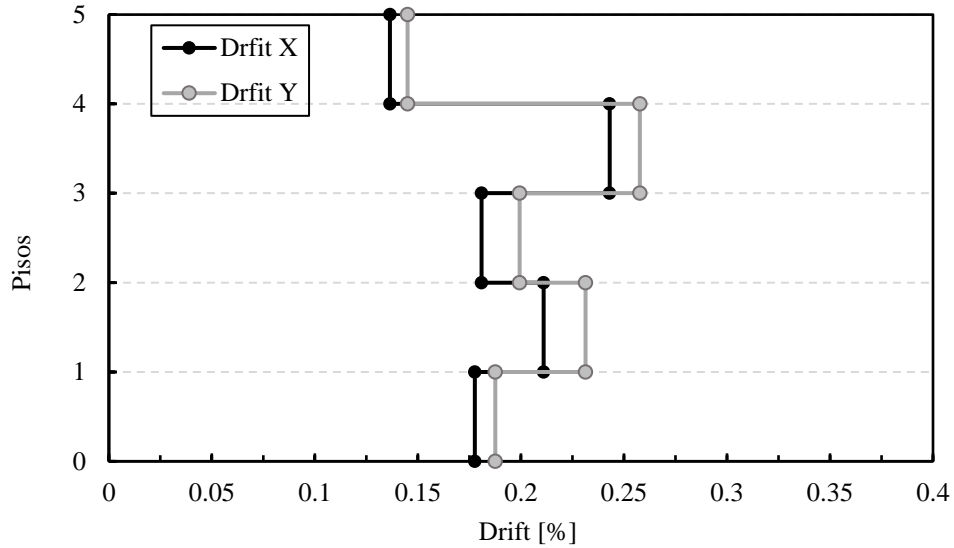


figura 3.3 - Desplazamiento relativo de entrepiso, medidos en el centro de masa

3.4 NCh429.EOf57 – Hormigón Armado – parte 1

La norma NCh429.EOf57 [12] establece las bases generales correspondientes al cálculo de estabilidad de las estructuras de hormigón armado mediante el método de diseño de las tensiones admisibles. Además, esta norma clasifica en cinco clases según la resistencia por compresión que deba obtener a los 28 días. Estas clases se detallan en la Tabla 3.7, donde los hormigones de las clases A, B y C, son denominados como “no controlados” y los de las clases D y E. “hormigones controlados”. Para el caso en estudio se considera un hormigón de clase D.

Tabla 3.7 – Clasificación de hormigón según su clase [12]

Clase	Hormigón de resistencia mínima [kg/cm ²]
Clase A	120
Clase B	160
Clase C	180
Clase D	225
Clase E	300

3.4.1 Carga axial admisible en pilares con estribos simples sin peligro de pandeo

La carga admisible que puede soportar un pilar viene dado por la siguiente expresión:

$$P_{ad} = \frac{P_{rotura}}{3} = \frac{R_b F_h + \sigma'_{a,f} F_a}{3} \quad 3.3$$

Donde:

P_{ad} : Carga admisible.

P_{rotura} : Carga rotura en los pilares con estribos.

R_b : Resistencia prismática del hormigón a los 28 días.

F_h : Sección de hormigón.

$\sigma_{a,f}$: Tensión de los barras longitudinales en el límite de la fluencia.

F_a : Sección total de la armadura longitudinal.

En la Tabla 3.8 se presentan las resistencias estipuladas por la norma NCh429-1956 [12] del hormigón según su clase y la tensión límite de la enfierradura longitudinal en el límite de fluencia para el cálculo de la resistencia de columnas.

Tabla 3.8 - Valores de R_b y $\sigma_{a,f}$ [12]

Clase de hormigón	Resistencia cúbica del hormigón a los 28 días R_b [kg/cm ²]	Resistencia prismática del hormigón a los 28 días R_b [kg/cm ²]	Tensión de los hierros longitudinales en límite de fluencia, $\sigma_{a,f}$ [kg/cm ²]		
			A 37-24 H	A 44-28 H	Acero revirado
Clase A	120	108	2400		
Clase B	160	144	2400	2800	
Clase C	180	159	2400	2800	
Clase D	225	195	2400	2800	4000
Clase E	>300	240	2400	2800	4000

El refuerzo longitudinal de armadura no debe exceder el 6% que corresponde a “hormigones controlados”. Respecto a la cuantía mínima de refuerzo longitudinal queda en función de la razón entre la altura libre del pilar y la menor dimensión transversal de ésta, que deberá ser 0.8% para razones iguales o superiores a 10, y 0.5% para razones iguales o inferiores a 5. En la Tabla 3.9 se presenta el resumen del diseño del refuerzo longitudinal de las columnas, donde se utilizó la misma distribución y diámetro de refuerzo longitudinal presentado en el trabajo de Bonelli & Boroschek (2004) [11]. Se aprecia en la Tabla 3.9 que las secciones de columnas cumplen con los requerimientos de cuantía mínima y máxima.

Tabla 3.9 - Refuerzo longitudinal y diseño en columnas

Piso	Dimensión [cm]	Refuerzo longitudinal	R_b [kg/cm ²]	F_h [cm ²]	$\sigma_{a,f}$ [kg/cm ²]	F_a [cm ²]	A_{st}/A_g [%]	P_r [tonf]	P_{ad} [tonf]	Fuerza axial (P_u) [tonf]
1	50x50	12 ϕ 26	195	2500	2800	64	2.55	666	222	190
2	50x50	12 ϕ 26	195	2500	2800	64	2.55	666	222	147
3	50x50	12 ϕ 26	195	2500	2800	64	2.55	431	222	106
4	40x40	12 ϕ 26	195	1600	2800	64	3.98	431	163	67
5	40x40	12 ϕ 26	195	1600	2800	64	3.98	431	163	33

3.5 NCh430.EOf61 – Hormigón Armado – parte II

La norma de emergencia NCh430.EOf61 [13], preparada por la especialidad de “Resistencia de Materiales” la cual forma un conjunto con la norma NCh429.EOf57, Hormigón Armado – Parte I; se enfoca en el diseño a pandeo y flexo-compresión de pilares, además del diseño a flexión de vigas.

3.5.1 Compresión excéntrica

Todo pilar cargado de forma excéntrica o que pueda sufrir el efecto de fuerzas laterales, se calculará a la acción combinada de la compresión y de la flexión [13]. Donde la carga axial admisible se calcula como se estipula en el capítulo 3.4.1. Si las tensiones a tracción en el hormigón en la fibra más extendida son inferiores a la cuarta parte de las tensiones de compresión que simultáneamente soporta el hormigón en la fibra comprimida las tensiones de compresión en los bordes extremos se pueden calcular con las fórmulas aproximadas 3.4 para pilares con estribos simples:

$$\sigma_h = \frac{P_u}{F_i} \pm \frac{M}{W_i} \quad 3.4$$

Donde:

W_i : Momento resistente de la sección (módulo de sección) tomando en cuenta la sección de la armadura longitudinal con $n=15$.

F_i : $F_h + 15F_a$

Para el diseño a flexión de la columna se aplicó los principios de la sección transformada, pero despreciando la contribución del hormigón en tracción. En la figura 3.4 se muestra el perfil sometido a flexión donde k_d corresponde a la profundidad del eje neutro. El comportamiento del hormigón se supone lineal-elástico al igual que el acero de refuerzo [28].

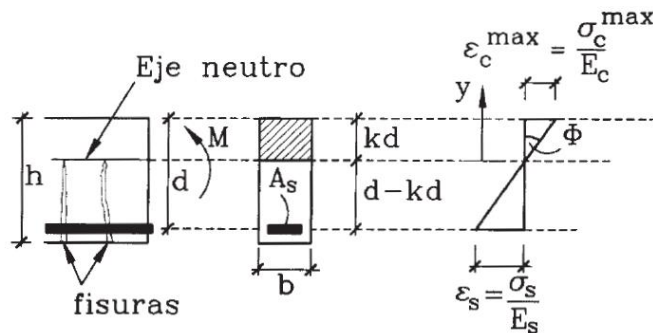


figura 3.4 – Diagrama para diseño a flexión simple [28]

donde el eje neutro se obtiene de la relación de la ecuación 3.5:

$$(bk_d) \left(\frac{k_d}{2} \right) = (d - k_d)nA_s \quad 3.5$$

El momento de inercia de la sección transformada con respecto al eje neutro, en la que se ha despreciado la contribución de hormigón en tracción se obtiene con la ecuación 3.6:

$$I_T = \frac{b(k_d)^3}{12} + b k_d \left(\frac{k_d}{2} \right)^2 + nA_s(d - k_d)^2 \quad 3.6$$

Las tensiones admisibles en el hormigón armado y el acero, según la naturaleza de la sollicitación y la parte estructura afectada están indicadas en la tabla 8 de la norma NCh429-57 [12], la cual estipula que la resistencia

de columnas sometidas a esfuerzos combinados de flexión y fuerza axial para un hormigón clase D es de 90 [kgf/cm²]. En la Tabla 3.10 se presenta un resumen de las secciones de columnas con su demanda/capacidad a flexo-compresión. En la figura 3.5 se muestra la sección transversal de las columnas.

Tabla 3.10 - Diseño demanda/capacidad de columnas de hormigón armado debido a la acción combinada de flexión y fuerza axial

Piso	Dimensión [cm]	Refuerzo longitudinal	Demanda/capacidad a flexo-compresión [kg/cm ²]	Resistencia a flexo-compresión [kg/cm ²]
1	50x50	12 ϕ 26	82	90
2	50x50	12 ϕ 26	71	90
3	50x50	12 ϕ 26	59	90
4	40x40	12 ϕ 26	78	90
5	40x40	12 ϕ 26	56	90

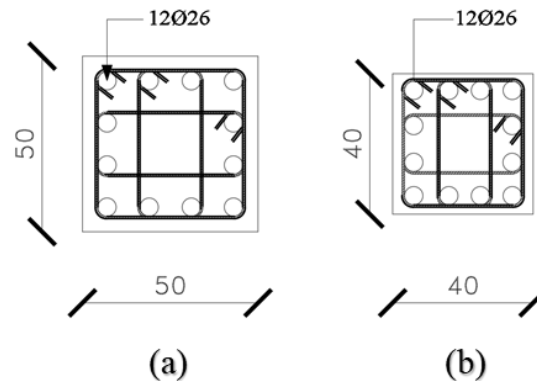


figura 3.5 - Sección transversal de columnas: a) columna tipo piso 1, 2 y 3°; b) columna tipo piso 4 y 5°

3.5.2 Diseño por flexión de vigas

Para el diseño a flexión de vigas se le aplicó los principios de la sección transformada, pero despreciando la contribución del hormigón en tracción. El comportamiento del hormigón se supone lineal-elástico al igual que el acero de refuerzo [28]. En la Tabla 3.11 se presenta un resumen de las secciones de vigas calculadas para cada nivel de piso con sus respectivas resistencias a flexión, donde se utilizó la misma distribución y diámetro de refuerzo longitudinal presentado en el trabajo de Bonelli & Boroschek (2004) [11].

Tabla 3.11 - Diseño a flexión de vigas de hormigón armado por nivel de piso

Piso	Dimensión [cm]	Refuerzo longitudinal superior	Refuerzo longitudinal inferior	Demanda a flexión [kg/cm ²]	Resistencia a flexión [kg/cm ²]
1	50x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	64	90
2	50x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	61	90
3	50x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	51	90
4	40x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	48	90
5	40x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	43	90

3.6 Diseño de refuerzo transversal

Para el diseño de los estribos por cortante para los elementos estructurales vigas y columnas se realizó de acuerdo con lo publicado por Blume et al. (1961) [29].

3.6.1 Estribos vigas al corte

El valor del cortante solicitante debe ser resistido por la acción combinada de la resistencia del hormigón al corte (V_c) y los estribos (V_s) como se muestra en la ecuación 3.7:

$$V_u = V_c + \frac{d}{s} A_v f_y \quad 3.7$$

Donde V_c está definido por la ecuación 3.8:

$$V_c = 1.9bd\sqrt{f'_c} \quad 3.8$$

El término $A_v f_y$ representa la fuerza que puede desarrollar cada estribo y d/s indica el número de estribos. Para evitar una indeseable congestión de refuerzo transversal, el esfuerzo cortante no debe exceder $6\sqrt{f'_c}$ [psi]. Se especifica que el espaciamiento máximo entre estribos no debe ser mayor a la mitad de la profundidad efectiva de la viga, pero no debe ser más grande a 30 cm. La mínima área requerida puede ser provista por estribos del N°3 (10 mm) espaciado a 6 in (15 cm).

La determinación el máximo corte puede ser inducido mediante la ecuación 3.9:

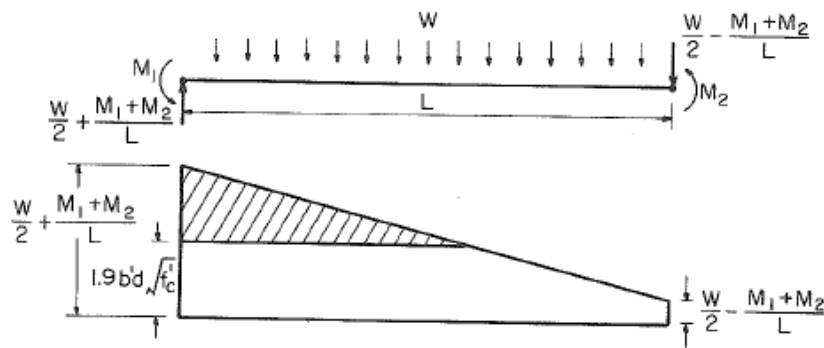


figura 3.6 - Diagrama de corte de viga para el momento ultimo

$$V_u = \frac{w}{2} + \frac{M_1 + M_2}{L} \quad 3.9$$

Donde la capacidad de flexión en los dos extremos de la viga se termina mediante la ecuación 3.10 y 3.11:

$$M_u = A_s f_y d (1 - 0.4 q_u) \quad 3.10$$

$$M_u = (A_s f_y - A'_s f'_y) d [1 - 0.4 (q_u - q'_u)] + A'_s f'_y (d - d'') \quad 3.11$$

En la Tabla 3.12 se presenta la armadura provista de estribos dobles donde se provee de armadura mínima.

Tabla 3.12 - Refuerzo provisto para el corte en vigas

Piso	Dimensión [cm]	Capacidad de momento positiva [tonf-m]	Capacidad de momento negativa [tonf-m]	Luz libre de la viga [m]	Demanda por cortante [tonf]	V _u [tonf]	Resistencia del hormigón al corte (V _c) [tonf]	Corte nominal V _n [tonf]	Refuerzo transversal
1	50x70	37.5	36.8	6	14.7	27.1	26.45	65.2	2Eφ10@15
2	50x70	37.5	36.8	6	13.7	26.1	26.45	65.2	2Eφ10@15
3	50x70	37.5	36.8	6	12.9	25.2	26.45	65.2	2Eφ10@15
4	40x70	37.1	36.8	6	12.7	25.1	21.16	59.9	2Eφ10@15
5	40x70	37.1	36.8	6	11.1	23.4	21.16	59.9	2Eφ10@15

3.6.2 Estribos de columnas

El diseño al corte de las columnas se realizó según lo recomendado en Blume et al. (1961) [29], donde la resistencia del hormigón al corte de columnas en compresión para secciones rectangulares está definido por la ecuación 3.12:

$$V_c = 1.9 b' d \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{P}{16 A_{tr} \sqrt{f'_c}} \right) \quad 3.12$$

P: Mínima carga axial a compresión esperada durante un evento sísmico.

A_{tr}: Área total de la columna no agrietada

El diseño de los estribos para resistir el cortante está gobernado por la carga axial mínima alcanzada durante un sismo [29], donde la demanda de corte se define como se muestra en la ecuación 3.13:

$$V_u = \frac{M_c^B + 0.5 M_b}{H'} \quad 3.13$$

Con:

M_c^B: Capacidad de momento de la columna.

0.5M_b: Suma máxima de las capacidades de momento en las vigas de marcos en la conexión superior. Esta es la suma de la capacidad momento “negativos” de una viga y la capacidad de momento “positiva” de la otra cara de la columna.

H': Altura libre de la columna.

A_{tr} : Área transformada sin agrietar de la sección

A_c : Área del hormigón encerrada por el estribo.

$$A_{tr} = A_c + (n + 1)A_g \quad 3.14$$

En la Tabla 3.13 se presenta los refuerzos provistos para las columnas en la estructura de estudio.

Tabla 3.13 - Refuerzos de corte en columnas

Piso	Dimensión [cm]	H[m]	Atr [cm ²]	P [tonf]	M_c^B [tonf-m]	$0.5M_b$ [tonf-m]	V_u [tonf]	V_c [tonf]	$V_s=A_v f_y d/s$ [tonf]	V_n [tonf]	Refuerzo
1	50x50	3	2797	189	53	37.1	30.0	36	26.4	62.4	3Eφ10@15
2	50x50	3	2797	148	51.6	37.1	29.6	32	26.4	58.4	3Eφ10@15
3	50x50	3	2797	107	42	37.1	26.4	28	26.4	54.4	3Eφ10@15
4	40x40	2.9	1897	67.2	32	36.9	22.2	17	21.1	38.1	3Eφ10@15
5	40x40	2.9	1897	33.4	29	36.9	21.3	14	21.1	35.1	3Eφ10@15

El refuerzo transversal (estribos) dispuesto en todas las columnas será el mismo estribo que se dispondrá para las uniones viga-columna.

4 CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO CON LA NORMA SÍSMICA CHILENA NCH433.OF96-MOD12 Y EL CÓDIGO ACI318-19

4.1 Introducción

En este capítulo se realizó el análisis modal espectral con la Normativa Chilena NCh433.Of96.mod12 [10], se realizó una comparación con los resultados obtenidos con el análisis modal espectral obtenido con la Norma Chilena NCh433-72 [8]. Además se realizó el cálculo de la resistencias de los elementos estructurales según estipula el Código ACI318-19 [1].

4.2 Análisis modal espectral

El análisis sísmico de la estructura se realizó según estipulado en la Norma Chilena NCh433.Of96-mod12 [10]. La demanda sísmica de diseño se determina con el espectro de pseudo-aceleración definido como se muestra en la ecuación 4.1:

$$S_a = \frac{IA_0\alpha}{R^*} \quad (4.1)$$

Donde:

- S_a : Aceleración espectral de diseño.
- I : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.
- A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo.
- α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.
- R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- S : Parámetro que depende del tipo de suelo.

El factor de amplificación de α depende del período de vibrar de cada modo, y se determina según la ecuación 4.2:

$$\alpha = \frac{1+4.5\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1+\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (4.2)$$

Donde:

- T_n : Período de vibrar del modo n.
- T_0, p : Parámetros que dependen del tipo de suelo de fundación.

El factor de reducción del espectro se calcula la ecuación 4.3:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (4.3)$$

Donde:

- T^* : Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- R_0 : Factor de modificación de la respuesta estructural para análisis modal espectral.
- T_0 : Parámetro que depende del tipo de suelo.

Para el caso de estudio se consideró la estructura ubicada en zona sísmica III del territorio nacional, y un suelo medianamente denso clasificado como suelo tipo D, las que se asocia al caso más desfavorable para el diseño.

Tabla 4.1 - Parámetros utilizados en el análisis modal espectral

Parámetros de análisis	
Zona Sísmica	3
A ₀ /g	0.4
Categoría de ocupación del edificio	II
Coefficiente de importancia (I)	1
Tipo Suelo	D
S	1.2
T ₀	0.75
T'	0.85
N	1.8
P	1
Sistema Estructural	Hormigón Armado
R	7
R ₀	11

En el análisis se incluye el efecto de la torsión accidental, al desplazar transversalmente la ubicación de los centros de masas del modelo en un 10% de la dimensión total de la planta en cada nivel, para cada una de las direcciones del sismo.

4.3 Resultados del análisis modal espectral

4.3.1 Corte basal

En el análisis realizado se incluyeron 12 modos de vibrar, donde se cumple que la suma de las masas equivalentes, en ambas direcciones de análisis, sea mayor o igual a 90% de la masa total del edificio. En la Tabla 4.2 se presentan los periodos naturales de la estructura con sus respectivos porcentajes de masa traslacional equivalente en cada dirección de análisis.

Tabla 4.2 - Periodos naturales de la estructura

Modo	Periodo T* [s]	Participación modal [%]	
		X	Y
1	1.03	0	80.27
2	0.99	80.35	0
3	0.87	0	0
4	0.40	0	12.84
5	0.39	13.03	0
6	0.34	0	0
7	0.23	0	3.16
8	0.22	2.97	0
9	0.19	0	0
10	0.18	0	2.66
11	0.17	2.67	0
12	0.15	0	0

Los desplazamientos y esfuerzos del sistema estructural se calculan para cada una de las direcciones de la acción sísmica, en la que se superponen las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar mediante el método “Complete Quadratic Combination” (CQC).

La norma Chilena NCh433.Of96-mod12 [10] limita el corte basal (Q_0) imponiendo un corte mínimo (Q_{\min}) y corte máximo (Q_{\max}). Estos límites están dados por las ecuaciones 4.4 y 4.5.

$$Q_{\min} = \frac{I S A_0 P}{6g} \quad (4.4)$$

$$Q_{\max} = I C_{\max} P \quad (4.5)$$

El corte máximo está determinado por el coeficiente sísmico, este valor se obtiene de la ecuación 4.6 y depende del factor de modificación de la respuesta para el análisis estático (R). Para $R=7$, el coeficiente viene dado por:

$$C_{\max} = \frac{0.35 S A_0}{g} \quad (4.6)$$

En la Tabla 4.3 se resumen los resultados del análisis modal espectral para el corte basal para las direcciones principales de análisis.

Tabla 4.3 - Resultados análisis modal espectral

Análisis	Peso sísmico	$Q_{\text{elástico}}$		R^*	Q_0		Q_{\min}		Q_{\max}	
	[tonf]	[tonf]	%P		[tonf]	%P	[tonf]	%P	[tonf]	%P
X	2188	2169	99.1	7	258	11.8	175	8%	368	17%
Y	2188	2108	99.1	7.11	240	11	175	8%	368	17%

Se puede apreciar que el corte basal se mantiene dentro del rango del corte mínimo y máximo. En la figura 4.1 se presentan los espectro elástico y los espectros de diseño reducidos por el factor R^* .

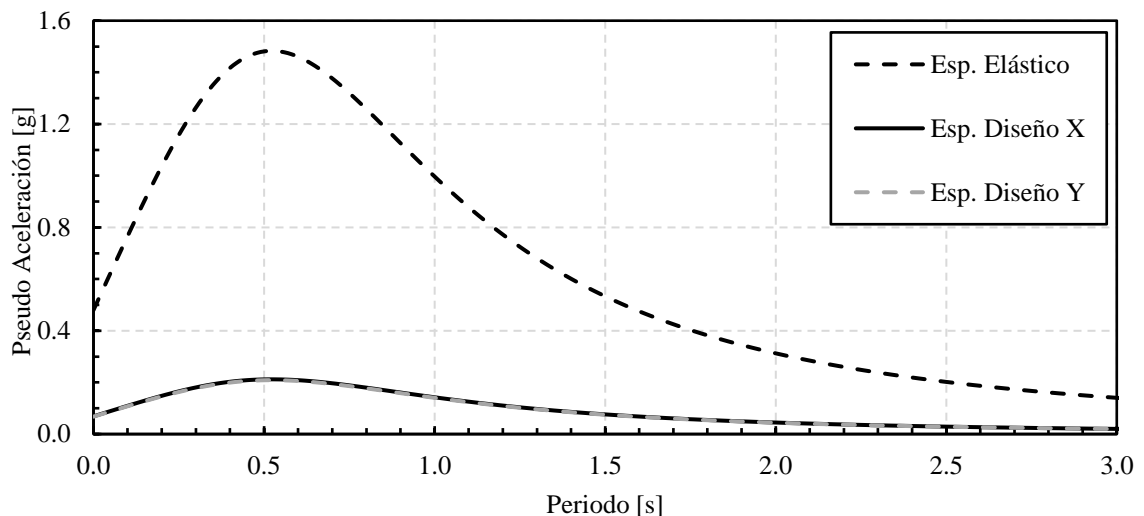


figura 4.1 - Espectro de diseño de pseudo-aceleración según la norma NCh433.Of6-mod12

4.3.2 Control de desplazamientos

La norma Chilena NCh433.Of96-mod12 limita el desplazamiento relativo entre pisos (Drift) medido desde el centro de masa para cada dirección de análisis en un 2%. También es necesario cumplir con la disposición que establece que la diferencia entre el desplazamiento relativo máximo en dos pisos consecutivos medido en cualquier punto de la planta y el desplazamiento relativo medido con respecto al centro de masas debe ser menor que el 1%. Como se muestra en la figura 4.2, la estructura en estudio no cumple con el requerimiento de desplazamiento relativo entre pisos. Los máximos drifts obtenidos en el análisis fueron de 0.38% de la altura en la dirección X y 0.382% de la altura en la dirección Y.

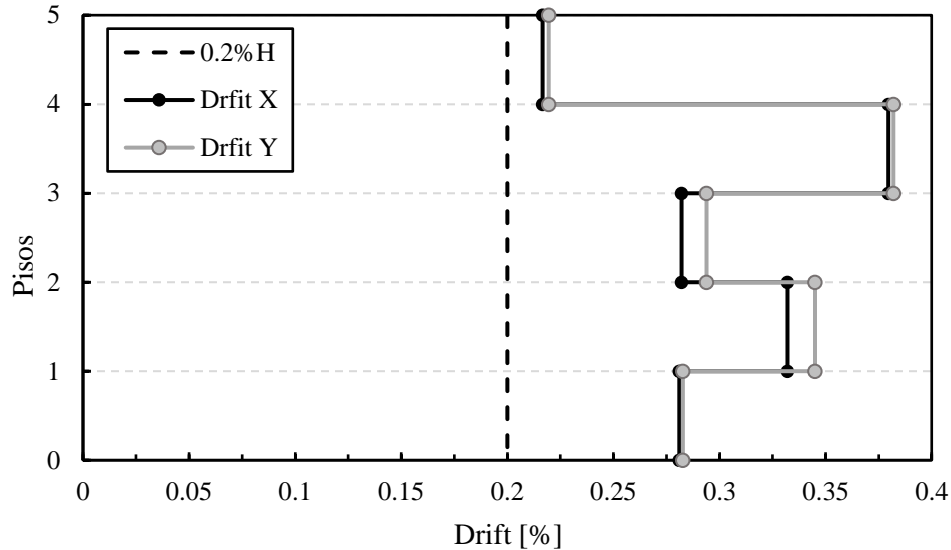


figura 4.2 - Desplazamiento relativo de entrepiso, medidos en el centro de masa

4.4 Comparación de resultados del análisis modal espectral entre las normas NCh433.72 y la NCh433.Of96-mod12

Se realizó una breve comparación gráfica entre las normas NCh433.72 y la NCh433.Of96-mod12 a modo de comparar el espectro de diseño y los Drift de piso como se muestra en el capítulo 4.4.1 y 4.4.2 respectivamente.

4.4.1 Comparación espectro de diseño de pseudo-aceleración

En la figura 4.3 se presenta la comparación del espectro de pseudo-aceleración entre las disposiciones de las normas Chilenas para el diseño sísmico de edificios NCh433.72 y NCh433.Of96-mod12. Se aprecia que para un periodo de alrededor de 0.8 segundos el espectro de la norma NCh433.72 alcanza una aceleración máxima de 0.1g, mientras que en el espectro de la norma NCh433.Of96-mod12 alcanza una aceleración máxima de 0.2g, es decir, para la misma estructura en estudio existe una diferencia en la pseudo-aceleración del 100%. Ésta gran diferencia conlleva a subestimaciones de los esfuerzos laterales, por ende, a los desplazamientos de techo como se verá en el capítulo 4.4.2.

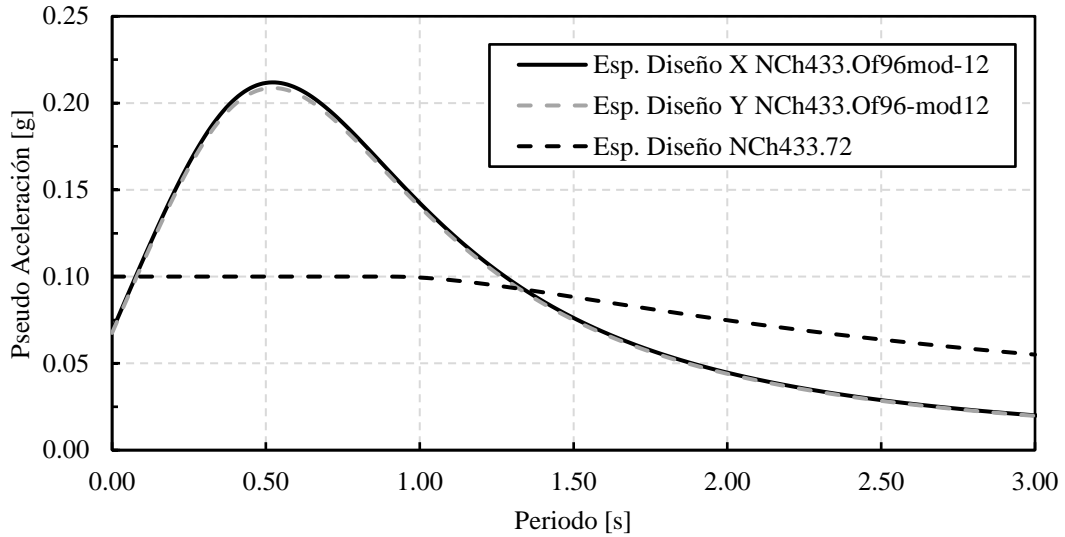


figura 4.3 - Comparación espectro de diseño de pseudo-aceleración entre NCh433.72 y NCh433.Of96-mod12

4.4.2 Comparación de desplazamientos de piso

En la figura 4.4 se muestra la diferencia entre los desplazamientos relativos entre pisos consecutivos (Drift) entre las normas NCh433.72 y la NCh433.Of96-mod12. Se puede apreciar en la figura 4.4 que efectivamente los Drift de techo obtenidos con la norma NCh433.72 no cumple con las demandas actuales de desplazamiento de pisos exigidas, pero, aun así, los desplazamientos de piso obtenidos con los criterios de la norma NCh433.Of96-mod12 sobrepasan con creces la limitación de desplazamiento del 0.2 % de la altura de techo. Esto muestra la urgente necesidad de realizar un análisis a edificaciones diseñadas con la norma NCh433.72.

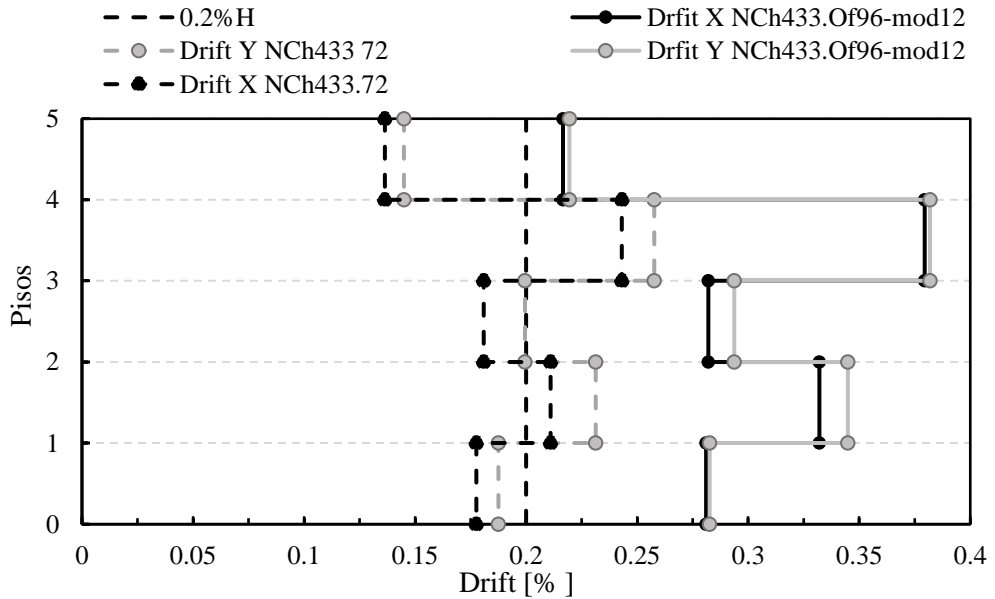


figura 4.4 - Comparación de desplazamiento relativo de entrepiso, medidos en el centro de masa entre las normas NCh433.72 y NCh433.Of96-mod12

4.5 Verificación de diseño de elementos estructurales

Para la verificación de los elementos estructurales (vigas y columnas) para el caso de estudio se utilizará los requerimientos de diseño de la norma ACI 318-19 [1], la norma Chilena NCh433.Of96-mod12 y las combinaciones de cargas mayoradas (LRFD) estipuladas por la norma Chilena NCh3171.Of2010 [26].

Se realizará una verificación simple a flexión para el caso de las vigas, y para columnas se realizará la verificación a flexo-compresión. En el capítulo 5.6 de este trabajo se realizó una verificación de los elementos estructurales más en detalle una vez aplicado la rehabilitación sísmica.

Combinaciones de cargas mayoradas usando el diseño por resistencia:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L + 0.5L_r
- 1.2D + 1.6L_r + 1.0L
- 1.2D + 1.4E + 1.0L
- 0.9D + 1.4E

4.5.1 Verificación elementos en vigas

4.5.1.1 Flexión

Las verificaciones del refuerzo a flexión se efectuaron según lo establecido por ACI318-19 capítulo 9. Se utilizó el factor de reducción de la resistencia para secciones controladas por tracción de $\phi = 0.9$ según especifica ACI318-19 capítulo 21.2, y la distribución de esfuerzo rectangular equivalente uniforme en el hormigón en la zona de compresión según ACI318-19 capítulo 22.2.2.

Todas las vigas cumplen con los requerimientos mínimos de cuantía de acero según ACI318-19 capítulo 9.6.1.2 y con el acero necesario para que se genere una falla dúctil en las vigas.

En la Tabla 4.4 se presenta un resumen del refuerzo longitudinal provisto en los extremos, además del momento nominal asociado y los momentos últimos. Se puede apreciar que las vigas diseñadas considerando los criterios de diseño de NCh429.Of57, NCh430.EOf61 y NCh433.72 no cumplen con las solicitaciones y diseño de la NCh433.Of96-mod12 y la ACI318-19. Esto se debe en este caso principalmente a que la norma NCh433.72 subestima los esfuerzos debido a la acción sísmica.

Tabla 4.4 – Refuerzo longitudinal a flexión provisto

Piso	Dimensión [cm]	Refuerzo longitudinal superior	Refuerzo longitudinal inferior	Mn [tonf-m]	(+) Mu [tonf-m]	(-) Mu [tonf-m]
1	50x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	34	50	-61
2	50x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	34	49	-60
3	50x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	34	43	-52
4	40x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	33	25	-37
5	40x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	33	19	-19

4.5.2 Verificación elementos columnas

Las verificaciones del refuerzo de las columnas a flexión y carga axial se realizaron acorde lo establecido por ACI318-19, capítulos 10 y 18.7. Se utilizó el factor de reducción de la resistencia de acuerdo con lo especificado por ACI318-19 capítulo 27.3.2.

Los límites establecidos por la ACI318-19 capítulo 18.7.4.1 para el área de refuerzo longitudinal para columnas se muestran en la ecuación 4.7:

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g \quad (4.7)$$

Donde A_g corresponde ser el área bruta de la sección de la columna y A_{st} el área total de refuerzo longitudinal. En la Tabla 4.5 se presenta un resumen del diseño del refuerzo longitudinal.

Tabla 4.5 - Refuerzo longitudinal en columnas

pisos	A_g [cm ²]	Refuerzo	A_{st} [cm ²]	A_{st}/A_g
1 al 3	2500	12 ϕ 26	64	0.0256
4 al 5	1600	12 ϕ 26	64	0.04

En la figura 4.5 y figura 4.6 se presentan los diagramas de interacción de la columna más solicitada del primer piso y la columna más solicitada del cuarto piso respectivamente. En ambas figuras se evidencia solicitaciones fuera del diagrama de interacción debido a momentos de gran magnitud.

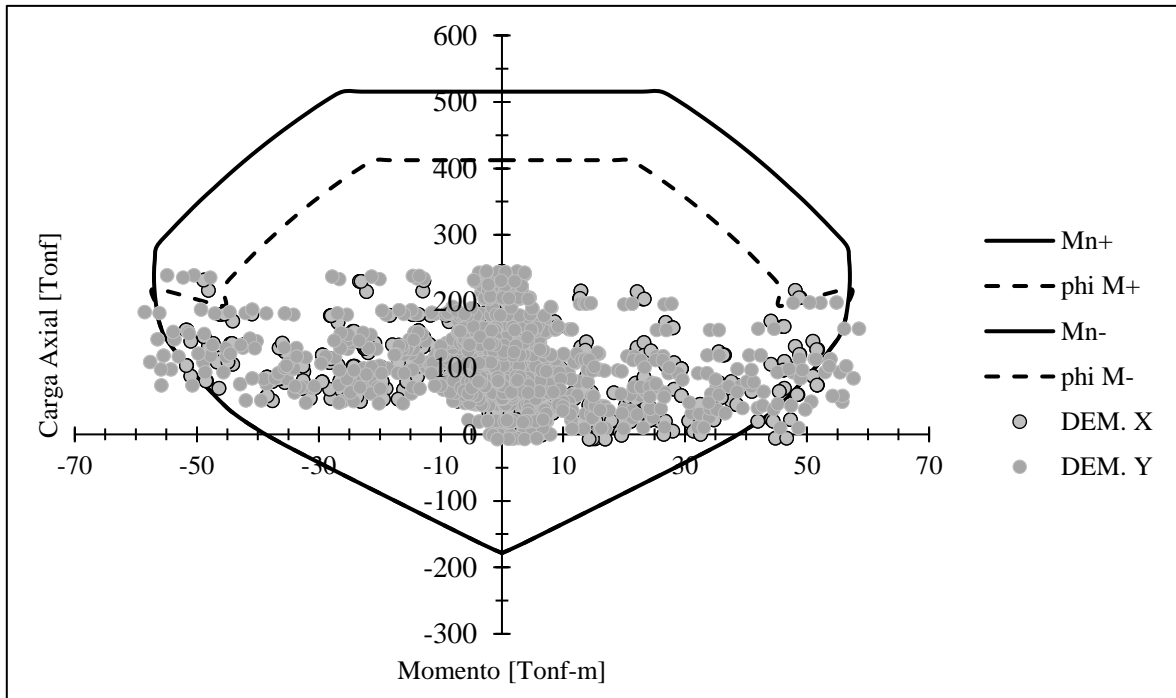


figura 4.5 - Diagrama de interacción de columnas de 1° al 3° piso según disposiciones del ACI318-19.

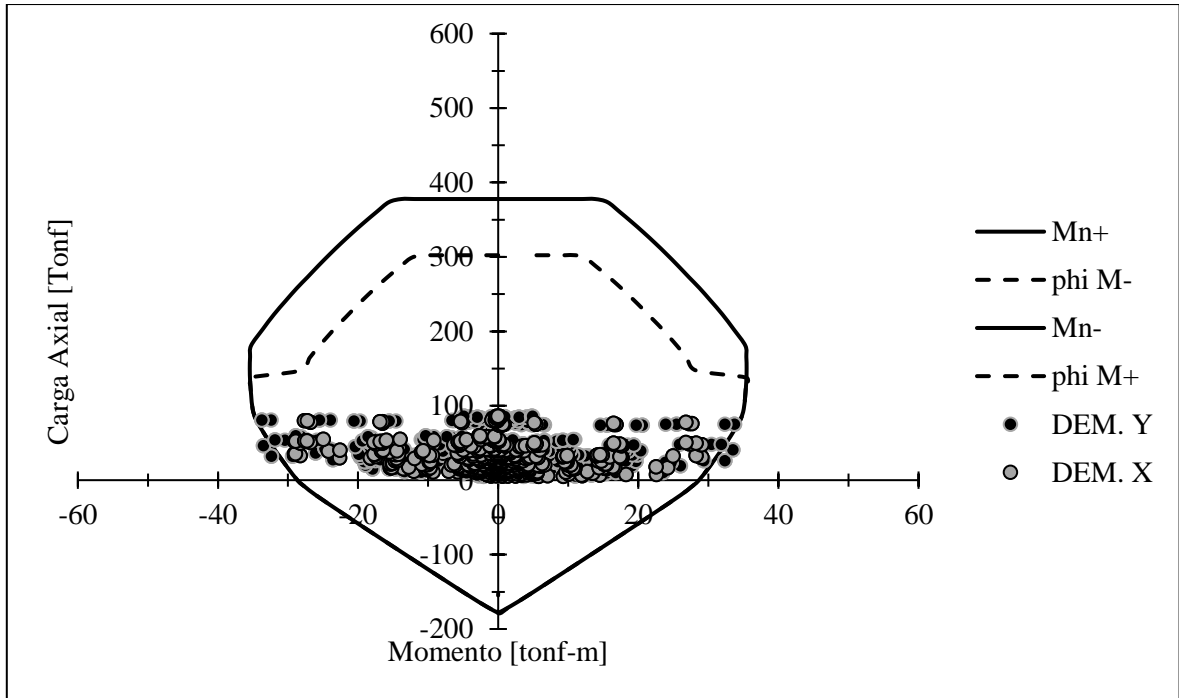


figura 4.6 - Diagrama de interacción de columnas del 4° y 5° piso según disposiciones del ACI318-19.

5 CAPÍTULO V: DISEÑO DE RIOSTRAS BRB COMO ESTRATEGIA DE RETROFIT

5.1 Introducción

Una solución de retrofit para edificios antiguos de hormigón armado es la instalación de riostras de pandeo restringidos (BRB), que aumentan la resistencia, la rigidez, la ductilidad y la capacidad de disipación de energía en la estructura existente. La incorporación de riostras reduce el periodo fundamental de vibración de las estructuras. La característica más importante es la capacidad de las BRBs de someterse a grandes deformaciones cíclicas y disipa de forma confiable la energía sísmica sin degradación de resistencia [4]. Este capítulo presenta el diseño de las riostras requeridas por la estructura en estudio para alcanzar los requisitos de la Normativa sísmica Chilena actual, y además la incorporación de encamisado de las columnas a modo de refuerzo estructural para dar cumplimiento con el criterio de columna fuerte – viga débil, y así proveer resistencia suficiente a las columnas para resistir la capacidad plástica de las riostras tipo BRB en su estado último.

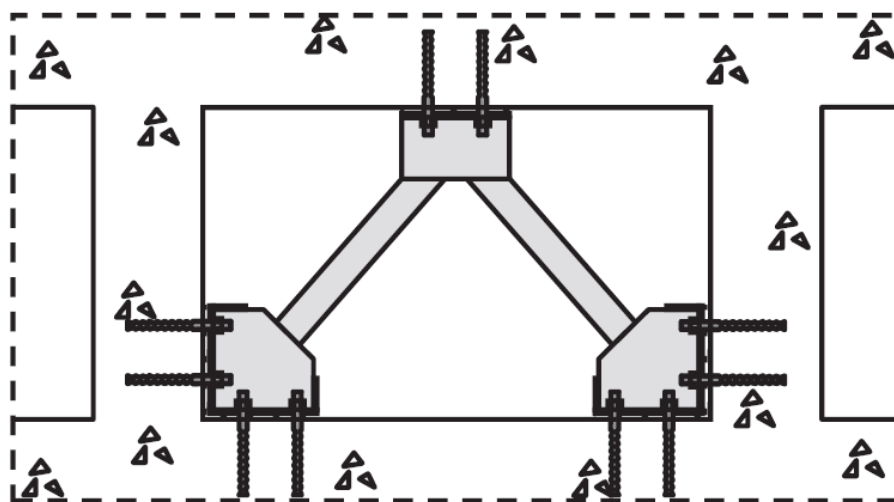


figura 5.1 - Riostras en un marco de hormigón armado [4]

5.2 Resultados del análisis modal espectral

A continuación se presenta los resultados del análisis modal espectral de la estructura en estudio incluyendo las riostras restringidas al pandeo y el encamisado de las columnas (ver capítulo 5.6) acorde a la norma NCh433.Of96-mod12 [10] como se vio en el capítulo 4.

En la figura 5.2 se presenta el esquema del caso de estudio con la incorporación de las riostras tipo BRB como solución de retrofit.

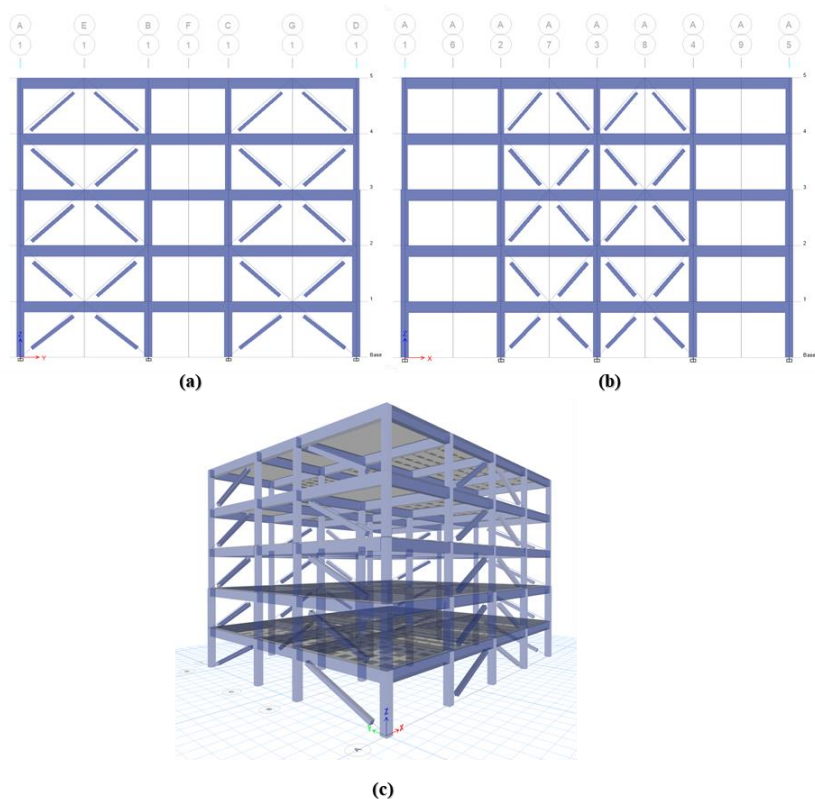


figura 5.2 - Esquema de distribución de las riostras tipos BRB como solución de retrofit

5.2.1 Corte basal

En la Tabla 5.1 se presentan los periodos naturales de la estructura con sus respectivos porcentajes de masa traslacional equivalente en cada dirección principal.

Tabla 5.1 – Periodos naturales de la estructura

Modo	Periodo T^* [s]	Masa traslacional equivalente [%]	
		X	Y
1	0.38	0.00	0.80
2	0.37	0.81	0.00
3	0.27	0.00	0.00
4	0.14	0.00	0.12
5	0.14	0.12	0.00
6	0.10	0.00	0.00
7	0.08	0.00	0.05
8	0.08	0.05	0.00
9	0.06	0.00	0.00
10	0.06	0.00	0.02
11	0.06	0.02	0.00
12	0.04	0.00	0.00

En la Tabla 5.2 se resumen los resultados del análisis modal espectral para el corte basal para las direcciones principales de análisis.

Tabla 5.2 - Resultados análisis modal espectral

Análisis	Peso sísmico	Q _{elástico}		R ^{**}	Q ₀		Q _{mín}		Q _{máx}	
	[tonf]	[tonf]	%P		[tonf]	%P	[tonf]	%P	[tonf]	%P
X	2375	2609	110	6.54	399	15.9%	190	8%	399	17%
Y	2375	2625	111	6.58	399	15.9%	190	8%	399	17%

En la figura 5.3 se presentan el espectros de diseño reducidos por el factor R^{**}.

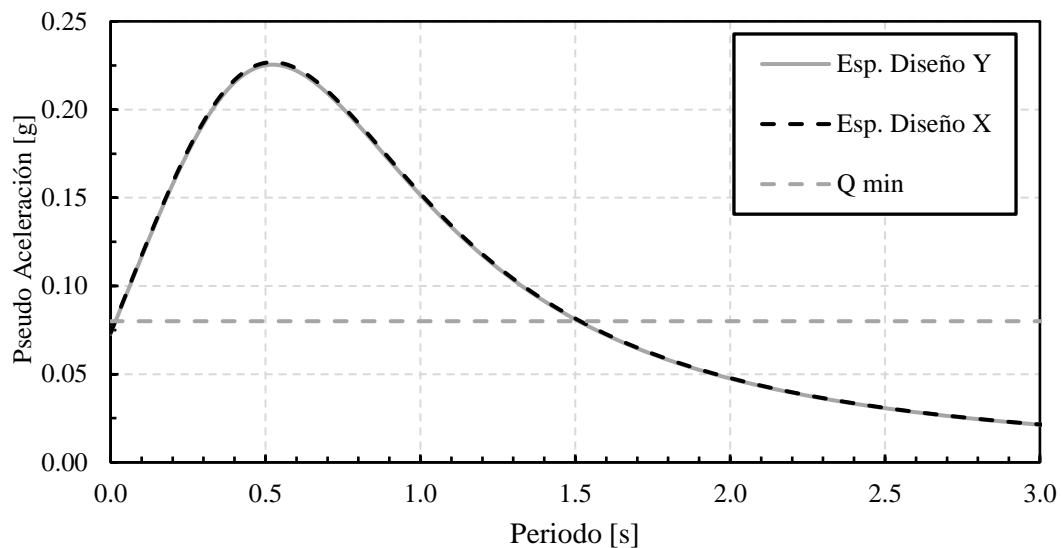


figura 5.3 - Espectro de diseño de pseudo-aceleración según la norma NCh433.Of6-mod12

5.2.2 Control de desplazamientos

En la figura 5.4 muestra la comparación de los drift de piso en porcentaje de la altura antes y después de la incorporación de las riostras de pandeo restringido obtenidos mediante el análisis modal espectral con la norma Chilena NCh433.Of96-mod12. La estructura en estudio reforzada cumple con el requerimiento de desplazamiento relativo entre pisos. Los máximos drifts obtenidos en el análisis fueron de 0.088% de la altura en la dirección X y 0.09% de la altura en la dirección Y.

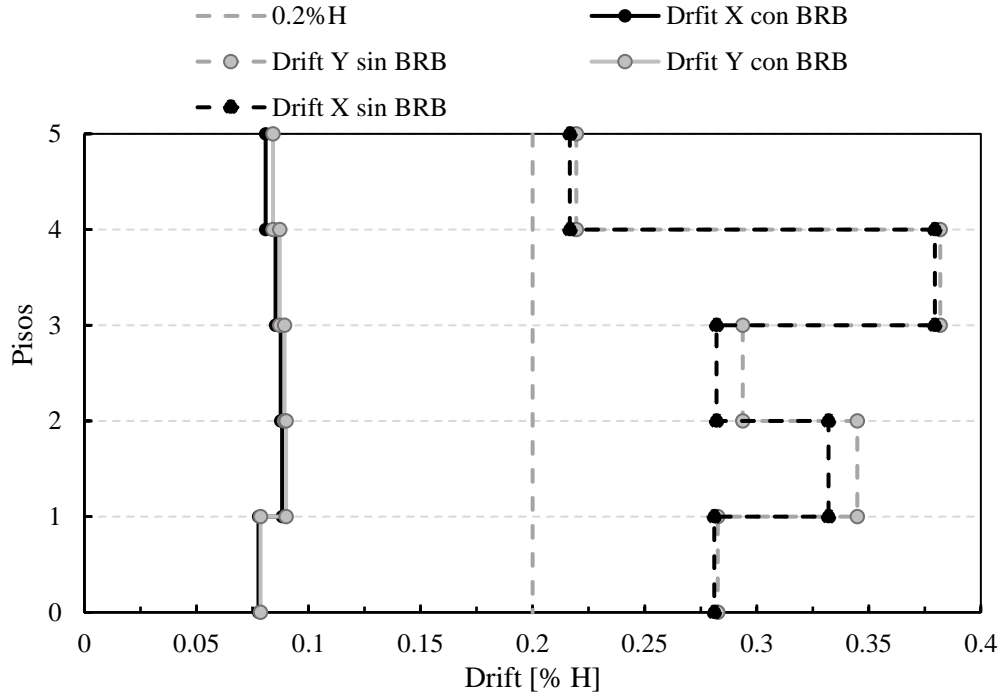


figura 5.4 - Desplazamiento relativo de entrepiso, medidos en el centro de masa

5.3 Diseño de riostras de pandeo restringido para marcos de hormigón armado

Debido a que no existe una normativa que considere el diseño de las BRB insertas en marcos de hormigón armado, se siguieron los requerimientos especificados por el Código Americano de Construcción en Acero AISC341-16 capítulo F4. [9]. El diseño consiste en una única riostra tipo BRB por marco como se muestra en la figura 5.5, siguiendo la distribución mostrada en figura 5.2. En el diseño se debe verificar que el núcleo de acero resista el total de la fuerza axial que se desarrolle en el arriostramiento. La fuerza axial de diseño de la riostra para tracción y compresión considerando el estado límite de fluencia se determina con las ecuaciones 5.1 y 5.2 respectivamente.

$$P_u \leq \phi P_{y_{sc}} ; \phi = 0.9 \quad (5.1)$$

$$P_{y_{sc}} = F_{y_{sc}} A_{sc} \quad (5.2)$$

Donde:

P_u : Fuerza axial requerida

A_{sc} : Área transversal de la zona de fluencia del núcleo de acero

$P_{y_{sc}}$: Resistencia axial a la fluencia del núcleo de acero

$F_{y_{sc}}$: Esfuerzo de fluencia del núcleo de acero

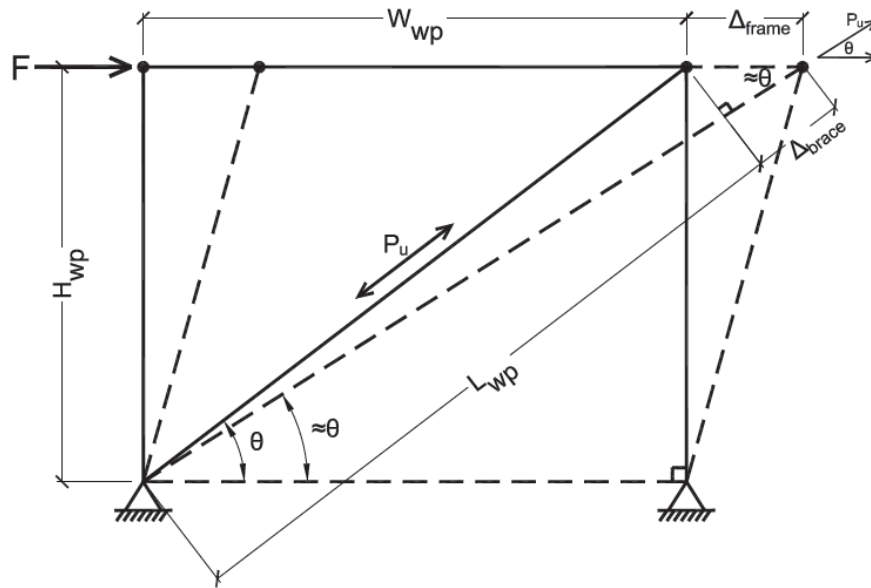


figura 5.5 - Detalle de marco arriostrado [23]

5.3.1 Propiedades geométricas BRB

En la Tabla 5.3 y Tabla 5.4 se presentan las propiedades geométricas de las riostras a utilizar. El largo total de la riostra (L_{wp}) que incluye las tres regiones de diferente rigidez como se muestra en la figura 5.6. El parámetro L_{sc} que corresponde al núcleo de acero de la riostra está definido según el fabricante, para este trabajo se utilizó $0.45L_{wp}$ como indica López & Sanelli (2004) [30]. En este caso los datos fueron proporcionados por la empresa Corebrace [23]. El esfuerzo de fluencia (P_{ysc}) promedio es de 2762 kgf/cm^2 (38 KSI) y el módulo de elasticidad de 2038902 kgf/cm^2 .

Tabla 5.3 – Características geométricas BRB Eje X

Pisos	A_{sc} [cm ²]	H_{wp} [cm]	W_{wp} [cm]	θ °	L_{wp} [cm]	L_{sc}
1-2	38.7	350	300	49.4	461	207
3-4	32.3	350	300	49.4	461	207
5	12.9	350	300	49.4	461	207

Tabla 5.4 - Características geométricas BRB Eje Y

Pisos	A_{sc} [cm ²]	H_{wp} [cm]	W_{wp} [cm]	θ °	L_{wp} [cm]	L_{sc}
1-2	38.7	350	400	41.2	532	239
3-4	32.3	350	400	41.2	532	239
5	12.9	350	400	41.2	532	239

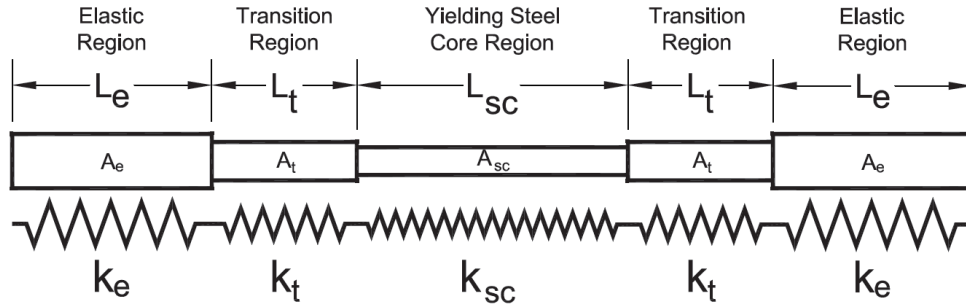


figura 5.6 - Determinación de la rigidez de los elementos compuestos [23]

5.3.2 Diseño de BRB a compresión y tracción

En la Tabla 5.5 se presenta el diseño de las riostras tipo BRB a utilizar como retrofit utilizando el método LRFD. La resistencia de diseño se calcula de acuerdo con lo establecido por [30].

Tabla 5.5 - Resistencia a tracción BRB

Pisos	A_{sc} [cm ²]	ϕP_{ysc} [tonf]	P_u [tonf]	$P_u / \phi P_{ysc}$
1-2	38.7	96	87.9	0.91
3-4	32.3	80	57.4	0.71
5	12.9	32	17.8	0.56

Para evitar el pandeo de la funda de la BRB se procede a utilizar la metodología propuesta por Watanabe et al. (1998), como indica el trabajo de Uang y Nakashima [5], que proponen el siguiente criterio para evitar que se produzca el pandeo de la sección antes de que esta fluya.

$$\frac{P_e}{P_{ysc}} \geq 1.5 \quad (5.3)$$

Donde P_e corresponde ser la resistencia elástica de pandeo de la funda de acero, definida mediante la ecuación 5.4.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_0}{L_{wp}^2} \quad (5.4)$$

Donde E es el módulo de elasticidad y I_0 corresponde ser la inercia de la funda de acero. El efecto del mortero, la que contribuye a la rigidez a flexión de la funda de acero fue conservadoramente ignorado en la ecuación 5.7 [5].

En la Tabla 5.6 se presentan las secciones de las fundas especificadas por el fabricante de las BRB [23].

Tabla 5.6 - Diseño de fundas de BRB

Pisos	Sección funda	$P_{y_{sc}}$ [tonf]	P_e [tonf]	$P_e/P_{y_{sc}}$
1-2	255x255x6.4	107	3337	31.2
3-4	255x255x6.4	89	3337	37.4
5	205x205x6.4	36	1394	39.1

5.3.3 Resistencia ajustada de las BRB y deformaciones

Para el diseño de las conexiones entre las riostras y el marco de hormigón armado se debe utilizar utilizando las fuerzas calculadas con respecto a la resistencia ajustada de las riostras tipo BRB, es decir, la máxima carga axial que puede desarrollar las BRB [9]. Cuando el esfuerzo de fluencia de fluencia es determinado por medio de ensayos de acuerdo con lo dispuesto por AISC341-16 [9], no es necesario aplicar el factor de resistencia esperado de fluencia (R_y). De todas formas, se considerará la sobrerresistencia de la fluencia al aplicar el esfuerzo de fluencia máximo en los cálculos de la resistencia ajustada.

La capacidad máxima a compresión ($P_{c,máx}$) y la capacidad máxima a tracción ($P_{t,máx}$) posible que se puede desarrollar en la BRB está calculada por [9].

$$P_{c,máx} = \beta \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (5.5)$$

$$P_{t,máx} = \omega R_y P_{y_{sc}} \quad (5.6)$$

Donde:

$P_{y_{sc}}$: Resistencia axial a la fluencia del núcleo de acero

β : Factor de ajuste de resistencia en compresión

ω : Factor de ajuste por endurecimiento de deformación

R_y : Factor de resistencia esperada de fluencia del núcleo de acero

El factor de ajuste de la resistencia a compresión (β), debe ser calculado como la relación entre la fuerza máxima a compresión ($P_{máx}$) y la de tracción ($T_{máx}$), para una deformación correspondiente a 2 veces la distorsión de piso de diseño. En ningún caso este valor debe tomarse menor que 1.0 ni mayor que 1.3 [9]. El factor de ajuste por endurecimiento por deformación (ω), se calcula como la relación entre la máxima fuerza de tracción ($P_{máx}$) y la fuerza de, fluencia para una deformación correspondiente a 2 veces la distorsión de piso de diseño.

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{P_{máx}}{T_{máx}} \quad (5.7)$$

$$\omega = \frac{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{T_{máx}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} \quad (5.8)$$

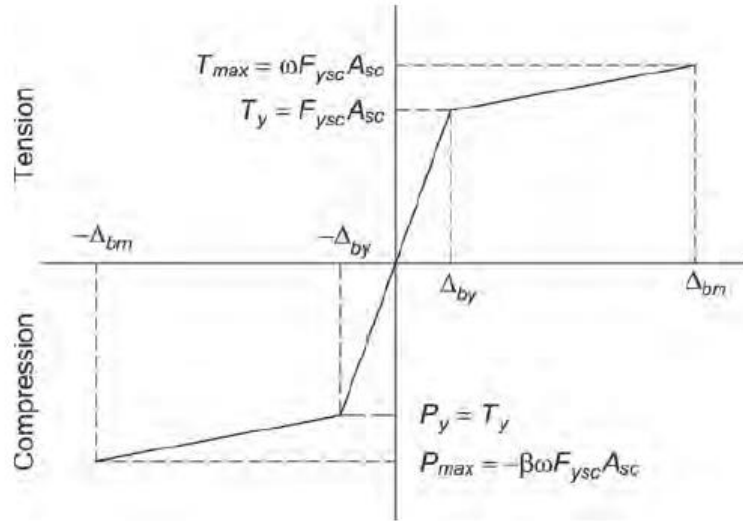


figura 5.7 - Diagrama de fuerza-desplazamiento de riostra tipo BRB [9]

Para calcular la deformación asociada al Drift de diseño estipulado por el código ASCE7 [31], primero se debe determinar la deformación de fluencia de la riostra (Δ_{by}) por medio del cociente entre la resistencia a la fluencia (ϕP_{ysc}) y la rigidez del núcleo de acero (K_{ysc})

$$\Delta b_y = \frac{\phi P_{ysc}}{K_{ysc}} = \frac{\phi F_{ysc} A_{sc}}{\frac{EA_{sc}}{L_{sc}}} \quad (5.9)$$

Para calcular el desplazamiento de diseño máximo, el ASCE7 [31] especifica que se debe multiplicar el desplazamiento de fluencia por el factor de amplificación de deformaciones (C_d), que para el caso de marcos con riostras restringidas al pandeo corresponde al valor de 5. La deformación unitaria queda definida como la ecuación (5.10)

$$\epsilon = \frac{2C_d \Delta_{by}}{L_{sc}} \quad (5.10)$$

La ecuación 5.11 representa el desplazamiento axial de la riostra (Δ_b) asociada a un drift de piso del 2%.

$$\Delta_b = 2\% H_{wp} \cos(\theta) \quad (5.11)$$

Tabla 5.7 - Deformación unitaria para 2 veces el drift de diseño y 2% del drift de entrepiso

Eje	A_{sc}	L_{sc}	Drift = 2 veces el Drift de diseño			Drift = 2%		
			Δ_{by} [cm]	$2C_d \Delta_{by}$ [cm]	ϵ [%]	$\Delta_f = 2\% H_{wp}$ [cm]	Δ_b [cm]	ϵ [%]
X	38.7	207	0.253	2.53	1.22	7	5	2.20
Y	38.7	239	0.293	2.92	1.22	7	5	2.20

Como se muestra en la Tabla 5.7, se obtuvo una deformación unitaria (ϵ) mayor en la riostra con un drift del 2% que con el drift calculado utilizando $2 C_d \Delta_{by}$.

Se calcula los factores ω y β según definido en el manual de diseño de BRB de Corbrace [23].

$$\omega = 1 + \frac{E_p}{E} \left(\frac{(4\phi C_d)}{\rho \cdot I} - 1 \right) = 1.34 \quad (5.12)$$

Donde se consideraron los valores $\rho = 1$, $I = 1$ y $E_p/E = 02\%$ [23].

$$\beta = 1 + \frac{10\phi C_d (F_y/E)}{\rho \cdot I} = 1.06 \quad (5.13)$$

En la Tabla 5.8 se presenta las fuerzas máximas que pueden desarrollar los arriostramientos

Tabla 5.8 - Resistencia ajustada de las riostras tipo BRB

Pisos	ω	β	P_{ysc} [tonf]	$T_{m\acute{a}x}$ [tonf]	$C_{m\acute{a}x}$ [tonf]
1-2	1.34	1.06	107	143	152
3-4	1.34	1.06	89	119	127
5	1.34	1.06	36	48	51

5.4 Diseño por capacidad de marcos arriostrados con BRB

Se realizó la verificación de los elementos estructurales de vigas y columnas para el caso cuando las riostras alcanzan su capacidad máxima, que provocan fuerzas axiales sobre los elementos columnas, vigas y conexiones de las riostras. En este cálculo se incluyó el efecto de las cargas gravitacionales utilizando la combinación de carga 1.2DL + 1.0LL + 1.0CP, donde CP corresponde a la capacidad plástica de la riostra (carga axial máxima que puede resistir la riostra).

Para verificar el diseño por capacidad de las columnas y vigas, se comprueba que la resistencia de diseño sea capaz de soportar la carga axial que se genera debido a la máxima resistencia de las riostras. En las figura 5.8 y figura 5.9 se presenta el diagrama de cuerpo libre de carga axial para la combinación de cargas 1.2DL + 1.0LL + 1.0CP.

Como se aprecia en los diagramas de las figura 5.8 y figura 5.9, la carga axial máxima a compresión alcanzada en las columnas es de 423 tonf, y la carga axial máxima a tracción es de 226 tonf. Es importante destacar que las riostras del primer nivel están conectadas directamente con la fundación y no con la columna, por lo que no se transmite las fuerzas provenientes de las riostras hacia las columnas del primer nivel.

Además, se verificó que las columnas resistencia las fuerzas de corte que se producen en las mismas cuando las riostras alcanzan la resistencia máxima. Debido a la disposición de las riostras, éstas se interceptan con las columnas en los niveles pares, donde las fuerzas de corte generadas por los arriostramientos poseen direcciones distintas, produciendo una disminución en las fuerzas de corte que reciben las columnas.



figura 5.8 – Diagrama de fuerza axial para la combinación de carga 1.2DL + 1.0LL + CP, para el eje A de la estructura

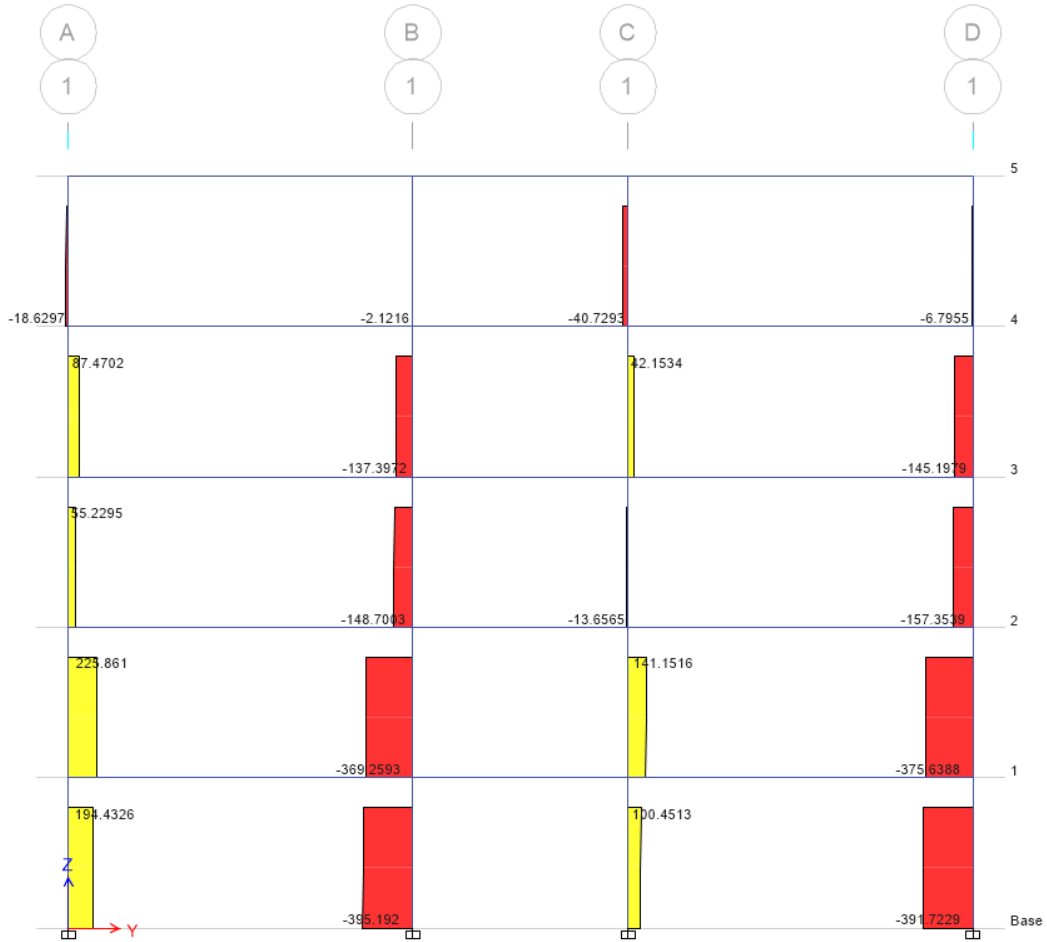


figura 5.9 - Diagrama de fuerza axial para la combinación de carga 1.2DL + 1.0LL + CP, para el eje 1 de la estructura

5.5 Diseño de conexiones de las riostras tipo BRB

Las conexiones de las riostras tipo BRB en el marco son una componente crítica debido a que su falla resulta en una pérdida drástica de la resistencia y rigidez del marco [30]. En la figura 5.10 se presenta el esquema de la BRB, incluyendo la forma de la conexión apornada, y especificación del tipo de acero. El diseño de las conexiones se realizó de acuerdo con lo especificado por AISC360-10 [32].

Cabe destacar que pese a que se realiza el diseño de las placas Gusset, el estudio de la efectividad de ésta conexión y el tipo de anclaje que debe utilizar para adherirse al marco de hormigón no es el propósito de este estudio.

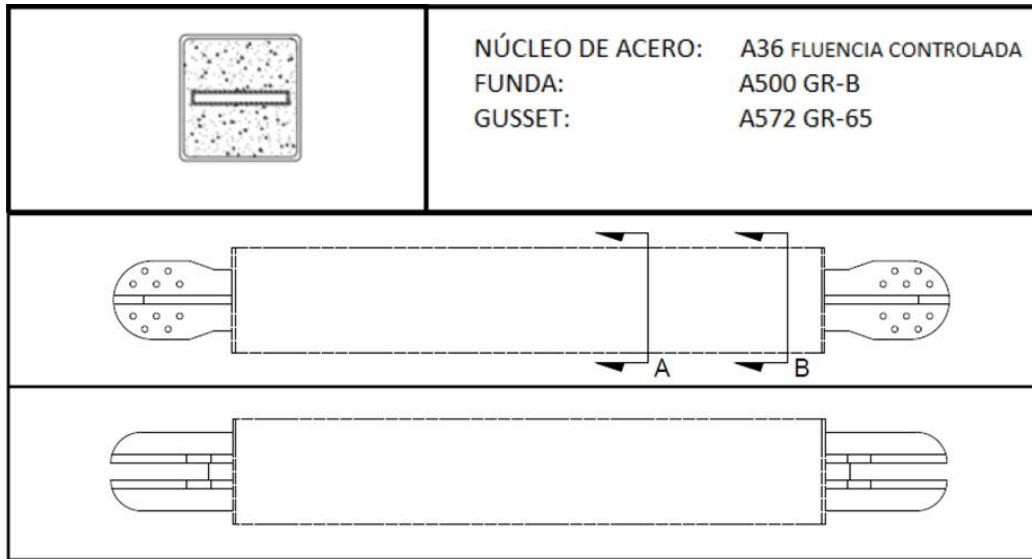


figura 5.10 - Esquema y materiales de la riostra BRB utilizadas [23]

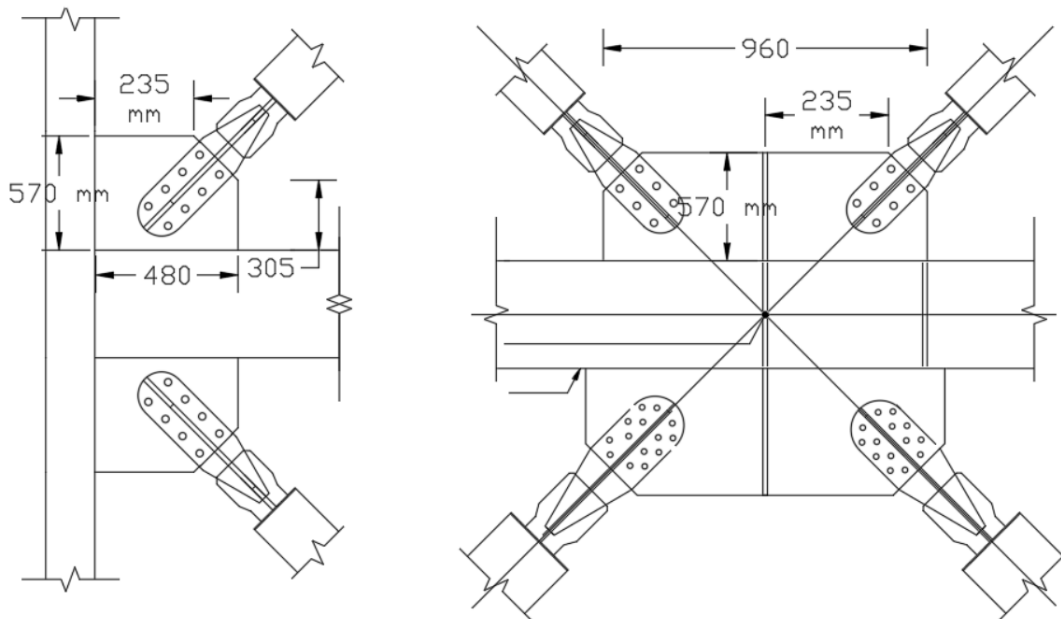


figura 5.11 - Detalle conexión de BRB

5.5.1 Resistencia a tensión y corte de pernos

El diseño de los pernos fue realizado de acuerdo por lo especificado por AISC360-16 capítulo J3 [32]. Se utilizó pernos A325.

$$R_n = \phi F_n A_b \quad (5.14)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_b : Área nominal del perno sin rosca.

F_n : Tensión nominal

5.5.2 Resistencia de aplastamiento de perforaciones de pernos

La resistencia nominal de aplastamiento del material conectado, R_n , es determinado según AISC360-16 capítulo J3.10 [32] para el caso de deformación de la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño:

$$R_n = 2.4dtF_u \quad (5.15)$$

$$R_n = 1.2l_c t F_u \quad (5.16)$$

Donde:

F_u : Resistencia última mínima especificada del material conectado, (MPa)

d: Diámetro nominal del perno

l_c : Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material.

t: Espesor del material conectado

5.5.3 Diseño de placa Gusset

El diseño de la placa Gusset se realizó de acuerdo con lo establecido por la AISC360-16 capítulo J4 [32]. Las placas Gusset a utilizar tienen un espesor de 50 mm, con acero estructural tipo ASTM A572 GR-65 ($F_y = 450$ MPa; $F_u = 550$ MPa).

5.5.3.1 Resistencia a tracción

De acuerdo con AISC360-16 capítulo J4.1 [32] especifica que la resistencia de diseño en tracción ϕR_n de las placas debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción y ruptura en tracción.

a) Para la fluencia en tracción de elementos conectores:

$$\phi R_n = \phi F_y A_g \quad (5.17)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

b) Para rotura en tracción de elementos conectores:

$$\phi R_n = \phi F_u A_e \quad (5.18)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_e : Área neta efectiva como se define en la sección D3 [32]

5.5.3.2 Resistencia de elementos en corte

La resistencia de corte disponible de los elementos conectores debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y ruptura de corte de acuerdo con AISC360-16 capítulo J4.2 [32].

a) Para fluencia en corte del elemento:

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y A_{gv} \quad (5.19)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)}$$

b) Para ruptura en corte del elemento:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_u A_{nv} \quad (5.20)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde:

A_{gv} : Área bruta solicitada a corte

A_{nv} : Área neta solicitada a corte

5.5.3.3 Resistencia de bloque cortante

La resistencia nominal de corte asociada a la falla por bloque de corte se calcula de acuerdo con AISC360-16 capítulo J4.3 [32].

$$R_n 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (5.21)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

A_{nt} : Área neta solicitada en tracción

U_{bs} : Coeficiente de reducción, si la tensión de tracción es uniforme este valor es 1, si la tensión de tracción no es uniforme el valor es de 0.5

5.5.3.4 Resistencia a compresión

La resistencia de elementos a compresión para estados límites de fluencia y pandeo debe ser determinado de acuerdo con AISC360-16 capítulo J4.4 [32]

a) Cuando $k L/r \leq 25$

$$\phi P_n = \phi F_y A_g \quad (5.22)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

b) Cuando $k L/r > 25$, se aplican las disposiciones del capítulo E del AISC360-16 [32]

Para determinar la esbeltez de la placa Gusset, se debe determinar el radio de giro asociado al ancho L_w y al espesor t_p que está dado por la ecuación 6.23:

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \approx 0.3 t_p = 4.5 \quad (5.23)$$

El factor de longitud efectiva k se consideró un valor igual a 1.2. En el caso de este trabajo, los cálculos indican que la esbeltez de la placa es menor a 25, por lo que la placa no está afectada a pandeo.

5.5.4 Resumen de resultados de conexión

En la Tabla 5.9 se presenta los cálculos de las resistencias nominales correspondientes a cada estado límite revisado. Los cálculos muestran que el diseño de la placa Gusset está controlada por la falla a corte por ruptura.

Tabla 5.9 – Verificación conexión

Verificación	Demanda [tonf]	Capacidad [tonf]	Demanda/Capacidad
Perno a tensión	152	296	0.51
Tracción fluencia	152	770	0.20
Tracción ruptura	152	666	0.23
Corte fluencia	152	891	0.17
Corte ruptura	152	533	0.29
Aplastamiento	152	723	0.21
Bloque cortante	152	863	0.18
Compresión	152	770	0.20

5.6 Verificación de elementos estructurales

Se realizó el análisis de los sistemas estructurales vigas y columnas para la estructura reforzada con las riostras tipo BRB de acuerdo con las resistencias estipuladas por la ACI318-19 [1], la norma Chilena NCh433.Of96-mod12 y las combinaciones de cargas mayoradas (LRFD) estipuladas por la norma Chilena NCh3171.Of2010 [26].

5.6.1 Verificación de elementos vigas

5.6.1.1 Flexión

Las verificaciones del refuerzo a flexión se efectuaron según lo establecido por ACI318-19 capítulo 9 y capítulo 27. Se utilizó el factor de reducción de la resistencia para secciones controladas por tracción de $\phi = 1.0$ según específica ACI318-19 capítulo 27.3.2.

Todas las vigas cumplen con los requerimientos mínimos de cuantía de acero según ACI318-19 capítulo 9.6.1.2 y con el acero necesario para que se genere falla dúctil en las vigas.

En la Tabla 5.10 se presenta un resumen del refuerzo longitudinal provisto en los extremos, además del momento nominal asociado y los momentos últimos. Se puede apreciar que las vigas diseñadas considerando los criterios de diseño de NCh429.Of57, NCh430.EOf61 y NCh433.72 cumplen con las sollicitaciones y diseño de la NCh433.Of96-mod12 y la ACI318-19.

Tabla 5.10 – Resistencia a flexión vigas

Piso	Dimensión [cm]	Refuerzo longitudinal superior	Refuerzo longitudinal inferior	ϕM_n [tonf-m]	(+) M_u [tonf-m]	(-) M_u [tonf-m]
1	50x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	37.4	24	-36.6
2	50x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	37.4	25	-35
3	50x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	37.4	22	-30
4	40x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	36.9	21	-23
5	40x70	4 ϕ 26	4 ϕ 26	36.9	19	-17

5.6.1.2 Corte por capacidad

La verificación del refuerzo transversal a corte se efectuó según lo establecido por ACI318-19 capítulo 22.5 y capítulo 27. Se utilizó el factor de reducción de la resistencia para secciones controladas por cortante de $\phi = 0.8$ según especifica ACI318-19 capítulo 27.3.2.

Tabla 5.11 – Resistencia a cortante vigas

Piso	Dimensión [cm]	V_u [tonf]	L_n [m]	$V_s=A_v f_y d/s$ [tonf]	ϕV_n [tonf]	M_{pr} [tonf-m]	V_{cap} [tonf]	Refuerzo
1	50x70	15.5	6	38.7	31.0	46.2	30.4	2E ϕ 10@15
2	50x70	15.4	6	38.7	31.0	46.2	34.9	2E ϕ 10@15
3	50x70	13.6	6	38.7	31.0	46.2	34.1	2E ϕ 10@15
4	40x70	10.6	6	38.7	31.0	45.4	26.1	2E ϕ 10@15
5	40x70	7.1	6	38.7	31.0	45.4	28.3	2E ϕ 10@15

En la Tabla 5.11 se muestra que el corte obtenido del diseño por capacidad en algunos casos es inferior al cortante nominal de diseño para las vigas. Por lo que se reforzarán con FRP de acuerdo con la ACI318-19 [33].

5.6.1.3 Resistencia al corte FRP

Para el reforzamiento de las vigas a corte se propone la implementación de FRP para el aumento de la resistencia a corte. El procedimiento se realizó de acuerdo con las disposiciones del ACI440.2R-17 [33].

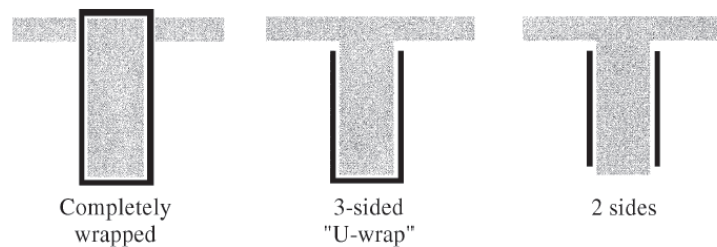


figura 5.12 – Esquema de refuerzo de corte usando láminas de FRP [33]

El uso de FRP para resistir el corte puede ser provista en zonas potenciales de rótula plástica o para mejorar el comportamiento a flexión post fluencia en miembros de marcos que resisten cargas sísmicas, como se describe en el ACI440.2R-17 capítulo 13 [33]. La resistencia nominal a cortante con la contribución del FRP se obtiene mediante la ecuación 5.24:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi V_f) \quad (5.24)$$

Considerando que se utilizarán más de tres láminas por lado de las vigas, el factor de reducción para el refuerzo en cortante del FRP es $\psi_f = 0.85$, y la contribución de la resistencia al corte se obtiene mediante la ecuación 5.25:

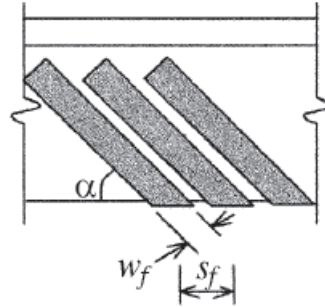


figura 5.13 – Ilustración del uso de FRP usando láminas inclinadas [33]

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) d_{fv}}{s_f} \quad (5.25)$$

Para secciones rectangulares se tiene:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (5.26)$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (5.27)$$

Se suministra tejido de fibra de vidrio para refuerzo estructural SikaWrap – 100 G en todo el de la viga. Para esto se dispuso de 24 láminas en cada extremo de la viga, con un espesor y ancho de 0.36 y 200 mm respectivamente, módulo de elasticidad $E_f = 2200$ MPa, deformación unitaria máxima admisible de ε_{fe} del 1%, y un espaciamiento entre láminas de 5 cm y un ángulo de inclinación de 90° .

Tabla 5.12 – Resistencia a corte de vigas del eje

Piso	Dimensión [cm]	V_{cap} [tonf]	L_n [m]	$\phi V_s = A_v f_y d / s$ [tonf]	$\psi_f V_f$ [tonf]	s [cm]	ϕV_n [tonf]
1	50x70	30.4	6	31.0	3619	10	2738
2	50x70	34.9	6	31.0	3619	10	2738
3	50x70	34.1	6	31.0	3619	10	2738
4	40x70	26.1	6	31.0	3619	10	2738
5	40x70	28.3	6	31.0	3619	10	2738

En la figura 5.14 se presenta una ilustración de la implementación de FRP para suplementar el refuerzo deficiente a corte de vigas obtenida de U. Akgüzel (2019) [34].



figura 5.14 – Implementación de FRP para un refuerzo inadecuado para corte y flexión [34]

5.6.2 Verificación elementos columnas

5.6.2.1 Flexo-compresión

Para dar cumplimiento con las solicitaciones debido al diseño por capacidad de las riostras tipo BRB, se reforzaron los elementos mediante el encamisado de 10 centímetros de espesor de hormigón y una malla con refuerzo longitudinal de $28\phi 22$ para las columnas de los primeros tres pisos, y una malla con refuerzo longitudinal de $24\phi 25$ de todas las columnas del cuarto y quinto piso para dar cumplimiento con el criterio de columna fuerte - viga débil. Se utilizó para el encamisado acero A 44-28 H y hormigón G25. Las verificaciones del refuerzo de las columnas a flexión y carga axial se realizaron acorde lo establecido por ACI318-19, capítulos 10 y 18.7. Se utilizó el factor de reducción de la resistencia de acuerdo con lo especificado por ACI318-19 capítulo 21.2.

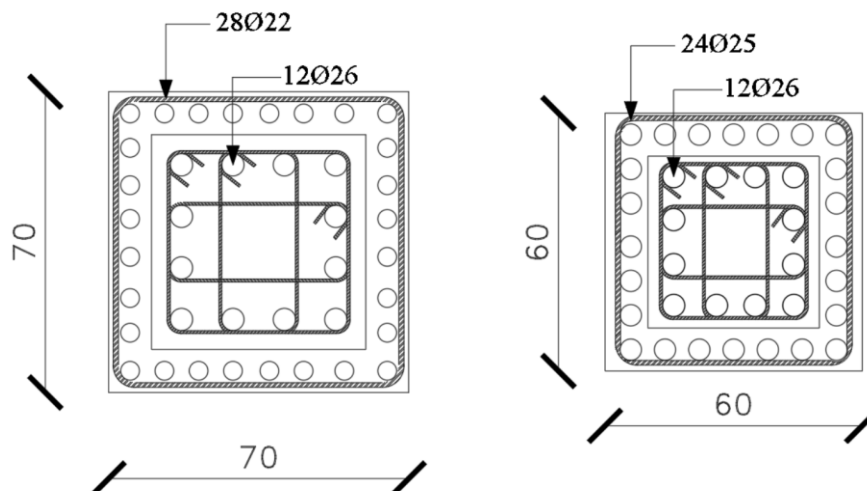


figura 5.15 – Sección transversal de columnas reforzadas con encamisado de 10 cm

En las figura 5.16 y figura 5.17 se presentan los diagramas de interacción representativos de las columnas de la estructura con sus respectivas demandas de carga, los cuales cumplen el diseño. Donde CP (capacidad plástica) corresponde a la combinación de carga 1.2DL + 1.0LL + 1.0CP.

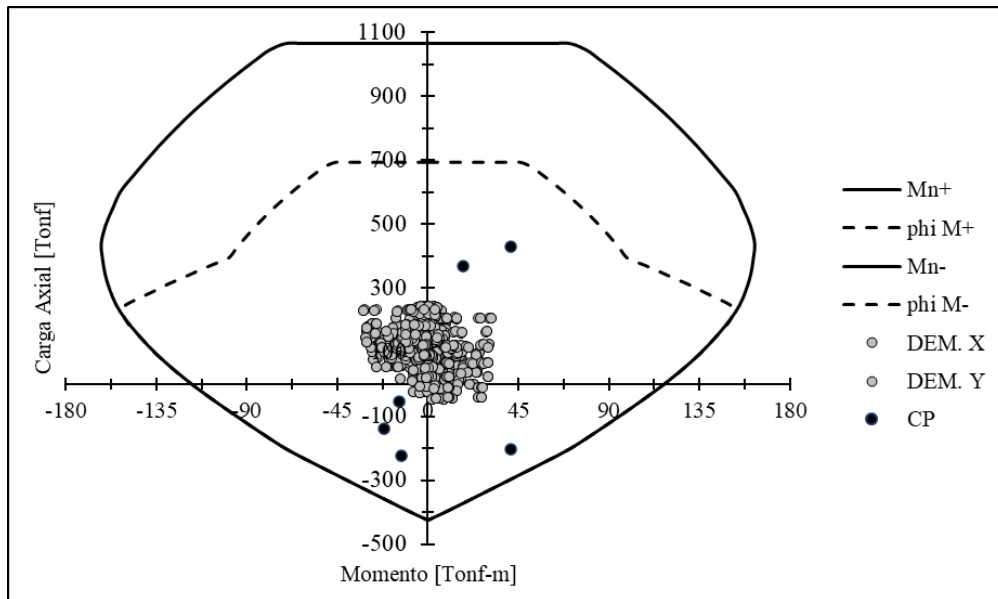


figura 5.16 - Diagrama interacción de columnas del 1° al 3° piso

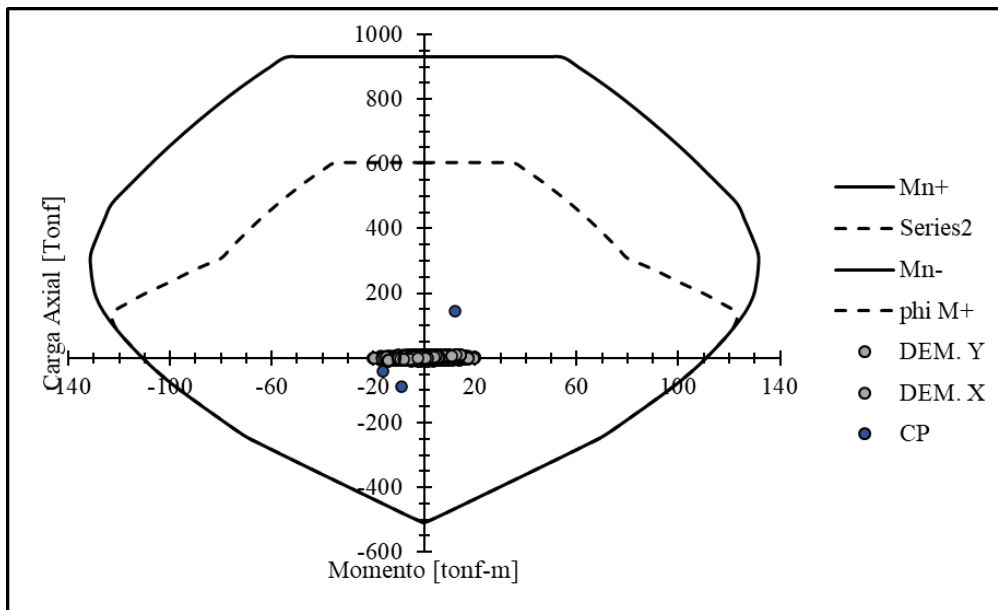


figura 5.17 - Diagrama interacción de columnas del 4° al 5° piso

Donde A_g corresponde ser el área bruta de la sección de la columna y A_{st} el área total de refuerzo longitudinal. En la Tabla 5.13 se presenta un resumen del diseño del refuerzo longitudinal.

Tabla 5.13 – Nuevo refuerzo longitudinal en columnas

pisos	A_g [cm ²]	Refuerzo	A_{st} [cm ²]	A_{st}/A_g
1 al 3	4900	12 ϕ 26+28 ϕ 22	170	0.035
4 al 5	3600	12 ϕ 26+24 ϕ 25	182	0.050

5.6.2.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

De acuerdo al código Americano ACI318-19 [1] capítulo 18.7.3, la resistencia a flexión de las columnas para reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que forman parte del sistema de resistencia ante fuerza sísmicas deben cumplir con:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (5.28)$$

Donde todas las columnas (salvo en los nudos del último piso) se satisface el principio de columna fuerte – viga débil.

5.6.2.2.1 Refuerzo transversal malla de encamisado

El diseño al corte de la malla del encamisado de refuerzo se calculó acorde al Código Americano ACI318-19 [1] y se utilizó el factor de reducción de $\phi = 0.75$.

La demanda de corte en las columnas (V_{col}) se puede estimar utilizando el diagrama de cuerpo libre de la columna entre puntos de inflexión como se muestra en la figura 5.18.

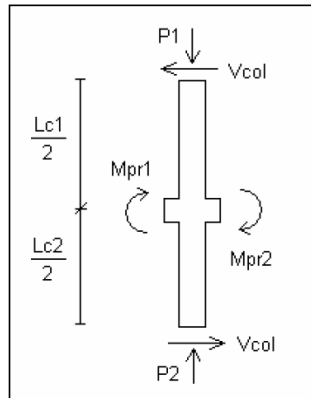


figura 5.18 – Demanda de corte en columnas [35]

Despreciando la contribución del corte desarrollado en las vigas, y realizando equilibrio de momentos:

$$V_{col} \cong \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{(L_{c1} + L_{c2})/2} \quad (5.29)$$

Para dar cumplimiento a las demandas de corte por el diseño por capacidad y cumplir con la cuantía de confinamiento, se dispuso para el encamisado E ϕ 12@8, como se muestra en la Tabla 5.14.

Tabla 5.14 – Refuerzo de corte en columnas

Piso	Dimensión [cm]	V _{col} [tonf]	M _{pr} [tonf]	V _s =A _v f _y d/s [tonf]	V _n [tonf]	ϕV _n [tonf]	Refuerzo
1	70X70	33.2	46.2	89.544	89.544	67.2	2Eϕ10@15 + Eϕ12@8
2	70X70	33.2	46.2	89.544	89.544	67.2	2Eϕ10@15 + Eϕ12@8
3	70X70	33.2	46.2	89.544	89.544	67.2	2Eϕ10@15 + Eϕ12@8
4	60x60	31.8	45.4	75.768	75.768	56.8	2Eϕ10@15 + Eϕ12@8
5	60X60	31.8	45.4	75.768	75.768	56.8	2Eϕ10@15 + Eϕ12@8

5.6.3 Verificación de la resistencia al corte en nudos

La verificación de la resistencia al corte en los nudos se realizó de acuerdo al Código Americano ACI318-19 capítulo 18.8 [1], el cual establece que las fuerzas en las caras de los nudos debe asumirse que el esfuerzo a flexión en tensión del refuerzo es $1.25f_y$.

Debido a que en el análisis estructural se presentan fuerzas axiales en la columna que no cumplen con $P_u < A_g f_c' / 20$, se considera $V_c = 0$ de acuerdo ACI318-19 Capítulo 18.7.6.2.

En la Tabla 5.15 se presenta la verificación al corte del refuerzo existente de los nudos en la estructura utilizando el factor de reducción de $\phi = 0.8$ según especifica ACI318-19 capítulo 27.3.2. Se aprecia que los nudos cumplen con la resistencia al corte exigida.

$$V_n = 3.2\lambda\sqrt{f_c'}A_j \quad (5.30)$$

Tabla 5.15 – Verificación corte en nudos

Piso	Dimensión [cm]	V _{col} [tonf]	V _{jh} [tonf]	V _s =A _v f _y d/s [tonf]	V _n [tonf]	ϕV _n [tonf]
1	70X70	59.7	119	19.8	235	188
2	70X70	59.7	119	19.8	235	188
3	70X70	59.7	119	19.8	235	188
4	60x60	58.8	119	15.8	173	138
5	60X60	58.8	119	15.8	173	138

Donde:

V_{col}: Fuerza solicitante en el nudo de la columna.

V_{jh}: Corte horizontal sobre el nudo.

A_j: Es el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo.

5.6.4 Confinamiento

De acuerdo con el Código Americano ACI318-19 capítulo 18.7.5. La columna cumple con los criterios de espaciamientos mínimos. La armadura de confinamiento se calculó con la ecuación 5.31.

$$\frac{A_{sh}}{s} \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} b_c \\ 0.09 \frac{f_c'}{f_{yt}} b_c \end{cases} \quad (5.31)$$

A_{sh} : Área total de refuerzo transversal colocada dentro del espaciamiento y perpendicular a la dimensión b_c .

b_c : Dimensión transversal del núcleo del elemento medido de centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal.

A_g : Área bruta de la sección.

A_{ch} : Área de la sección transversal del elemento medido entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

6 ANÁLISIS NO-LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN RETROFIT

6.1 Introducción

En este capítulo se presenta el modelo de la estructura diseñada con las normas NCh429.EOf57 [12], NCh430.EOf61 [13] y NCh433.72 [8] sin retrofit para el análisis inelástico en una dirección, describiendo las reglas de histéresis utilizadas en vigas y columnas. Este modelo se realizó en el programa de análisis inelástico Ruaumoko 2D [36].

Se realizó un análisis incremental o Pushover, con el cual se estima el desplazamiento global de fluencia de la estructura, y un análisis cíclico incremental o Push-pull, para estudiar el comportamiento cíclico global de la estructura.

Para evaluar el comportamiento de la estructura, se realizaron análisis dinámicos no lineales para cinco registros sísmicos. Con estos análisis permiten determinar la respuesta en el tiempo de los desplazamientos de techo, desplazamiento de entrepiso, corte basal, etc. Además, permiten evaluar los desplazamientos y deformaciones residuales que podría experimentar la estructura.

Se estudió el comportamiento particular (demandas locales) de las columnas C1A, C2A y C3A (las más solicitadas) para las envolventes de corte y envolvente de momentos obtenidas de los cinco registros sísmicos.

En este trabajo no se modeló el comportamiento no-lineal de las uniones viga – columna, lo que representa una limitación de este trabajo.

6.2 Modelo de análisis

La estructura en estudio fue analizada en la dirección X de la planta como se muestra en la figura 6.1, utilizando un modelo bidimensional. Usando la simetría, el modelo consideró sólo los ejes estructurales A y B (marco exterior y marco interior). Para representar el diafragma rígido se impuso una compatibilidad de desplazamiento horizontal entre los nodos de cada.

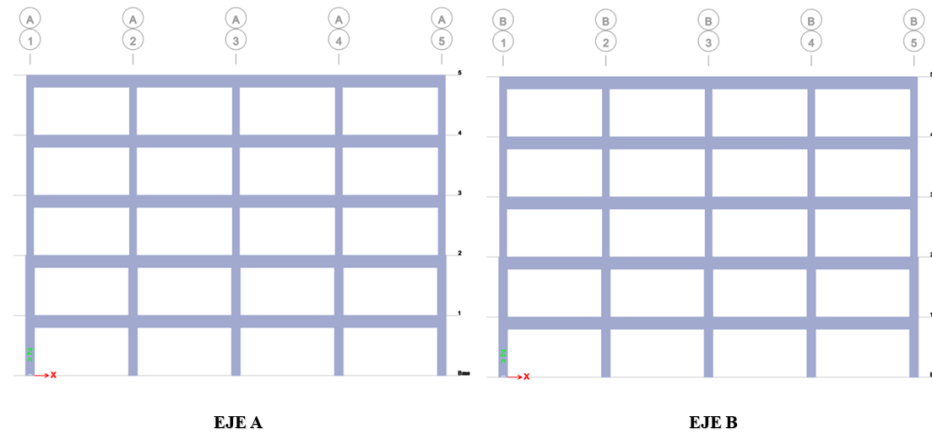


figura 6.1 - Esquema del modelo de análisis en la dirección X

6.2.1 Modelación de los elementos estructurales

Los elementos estructurales vigas y columnas se modelaron como elementos de plasticidad concentrada tipo “Giberson One Component Beam” [37], [38]. Estos elementos se componen por un segmento interior elástico, y dos resortes rotacionales potencialmente inelásticos, ubicados en sus extremos.

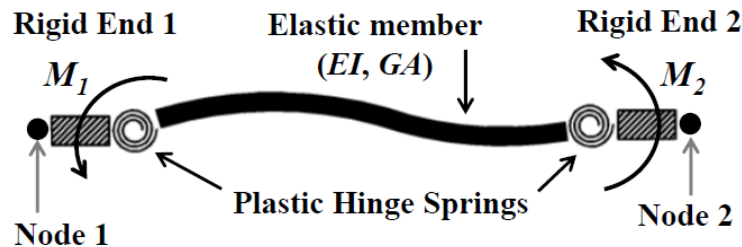


figura 6.2 - Elemento de plasticidad concentrada tipo "Giberson Beam" [3]

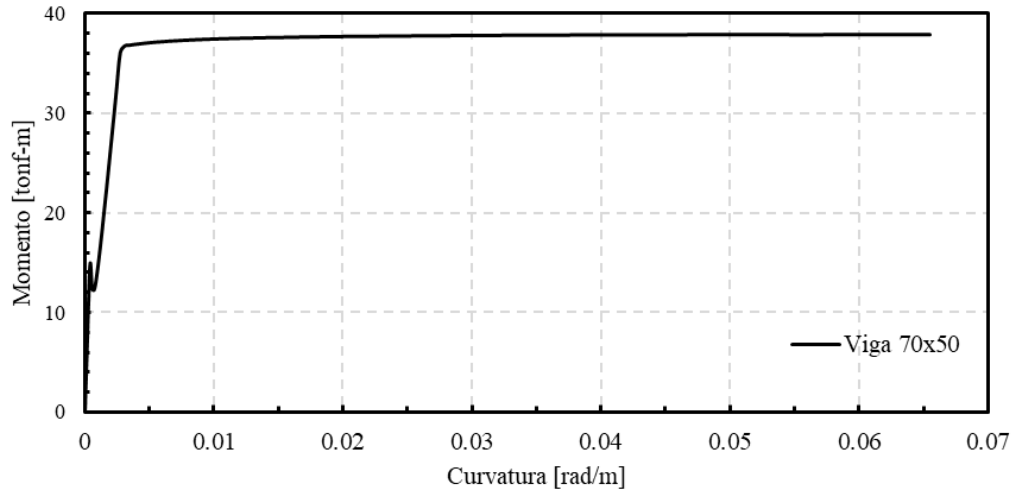
En cada resorte se puede especificar una longitud de rótula plástica para calibrar la regla de histéresis en términos de la relación momento – curvatura.

6.2.1.1 Elementos vigas

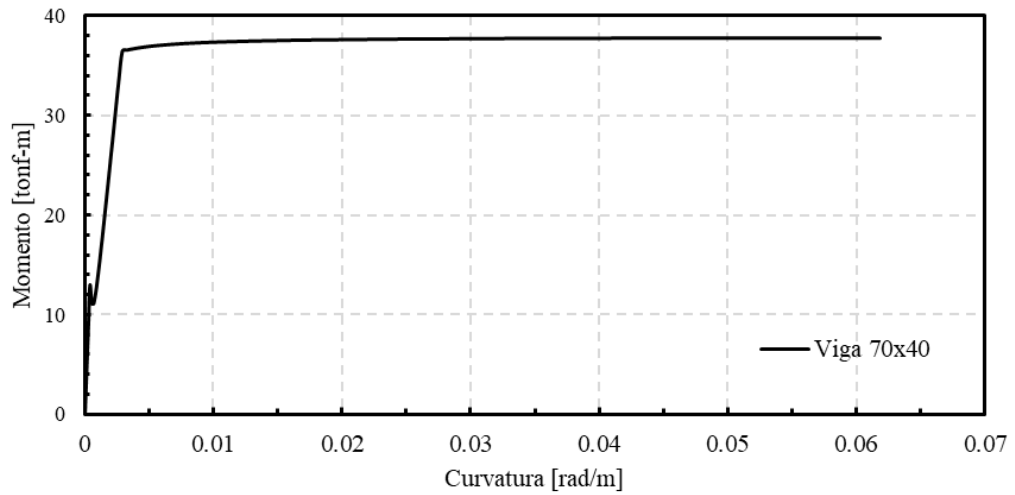
Los momentos de primera fluencia (M'_y) de las vigas se muestran en la Tabla 6.1. Estos valores se obtuvieron de los diagramas momento curvatura, los cuales son casi idénticos a los momentos nominales (figura 6.3).

Tabla 6.1 - Momentos de primera fluencia (M'_y)

Elemento	M'_y [tonf-m]	Φ'_y [rad/m]	M_n [tonf-m]
Viga 70x50	36.42	0.00276	37.85
Viga 70x40	33.25	0.00260	37.71



(a)



(b)

figura 6.3 - Momento - Curvatura de vigas

El momento curvatura de fluencia nominal definido por Paulay [39] se determina como se muestra en la ecuación 6.1 y 6.2:

$$\phi_y = (M_y/M'_y)\phi'_y = \frac{(M_y/M'_y)\epsilon_y}{(\beta l_w)} \quad (6.1)$$

$$\phi_y = \eta(\epsilon_y/l_w) \quad (6.2)$$

Donde:

M_y : Se asumirá $M_y = M_n$

ϕ_y : se asumirá $\phi_y = \phi_n$

ϕ'_y : Curvatura de primera fluencia

β : Profundidad eje neutro (como fracción de l_w)

l_w : Altura sección transversal viga

por tanto, la rigidez inicial elástica k_0 se determinó mediante la ecuación 6.3. En la Tabla 6.2 se presenta la curvatura de fluencia estimada y la rigidez inicial k_0 .

$$EI = k_0 = \frac{M_n}{\phi_y} \quad (6.3)$$

Tabla 6.2 - Estimación de curvatura de fluencia

Elemento	M'_y [tonf-m]	ϕ'_y [rad/m]	η	M_n [tonf-m]	ϕ_y [rad/m]	K_0 [tonf-m ²]	ϕ_u [rad/m]	r [%]
Viga 70x50	36.08	0.00273	1.50	37.87	0.00287	13216	0.0655	0.22
Viga 70x40	36.42	0.0029	1.58	37.71	0.00300	12559	0.0618	0.17

Para las vigas se utilizó la regla de histéresis de Takeda modificada que se encuentra en el apéndice de Ruaumoko [40] con parámetros de degradación de la rigidez $\alpha = 0.0$ y $\beta = 0.5$, representando el escenario de mayor degradación de rigidez.

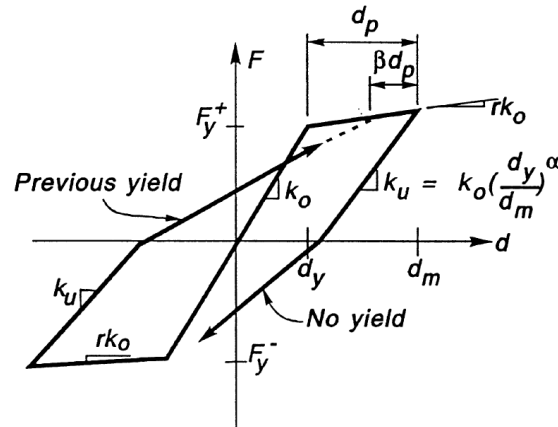


figura 6.4 - Regla de histéresis de Takeda modificada (del apéndice de Ruaumoko [40])

Donde:

- F: Fuerza o momento en el elemento
- d: Deformación o curvatura en el elemento
- k_0 : Rigidez elástica inicial (EI)
- F_y : Fluencia o momento de fluencia
- r: "factor bi-lineal" asociado a la rigidez post-fluencia ($r \cdot k_0$)
- α : Parámetro de descarga post-fluencia
- β : Parámetro de recarga post-fluencia
- d_p : Deformación o curvatura "plástica"
- k_u : Rigidez de descarga post-fluencia
- d_m : Deformación o curvatura al instante de la descarga ($d_m > d_y$)

6.2.1.2 Elementos columnas

La figura 6.5 se presenta un esquema de la superficie de fluencia tipo “concrete beam-column” [41]. Este tipo de superficie es simétrica con respecto al eje de las cargas axiales y queda determinado por 7 parámetros:

- PYC: Carga axial máxima en compresión
- PB: Carga axial asociada al momento MB
- MB: Momento asociado a la carga axial PB
- M1B: Momento asociado a la carga axial $2 \cdot PB/3$
- M2B: Momento asociado a la carga axial $PB/3$
- M0: Momento asociado a la carga axial cero
- PYT: Carga axial máxima en tracción

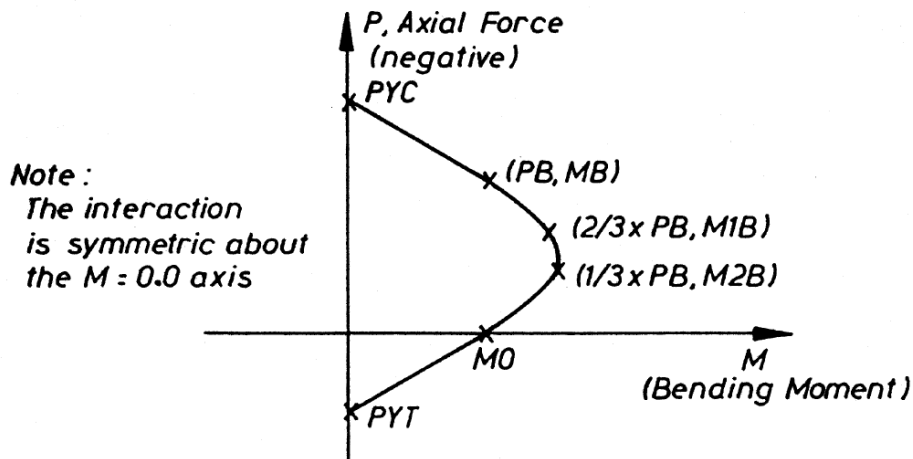


figura 6.5 - Esquema ajuste interacción momento carga axial tipo [41]

Para las columnas se utilizó la regla de histéresis de Takeda modificada (figura 6.4) que se encuentra en el apéndice de Ruaumoko [40] con parámetros de degradación de la rigidez $\alpha = 0.0$ y $\beta = 0.5$, representando el escenario de mayor degradación de rigidez (Priestley et al. 2007) [42].

La rigidez inicial elástica k_0 se determinó mediante la ecuación 6.3. En la Tabla 6.3 se presenta la curvatura de fluencia estimada y la rigidez inicial k_0 . Se consideró como carga axial constante las columnas más solicitadas para la combinación de carga 1.0DL + 1.0LL.

Tabla 6.3 – Estimación de curvatura de fluencia en columnas

Elemento	M'_y [tonf-m]	ϕ'_y [rad/m]	η	M_n [tonf-m]	ϕ_y [rad/m]	K_0 [tonf- m ²]	ϕ_u [rad/m]	r [%]
Col 70x70	54.73	0.00695	2.76	60	0.00736	7875	0.0123	7.74
Col 60x60	29.7	0.00752	2.6	34.24	0.00867	3949	0.0199	9.29

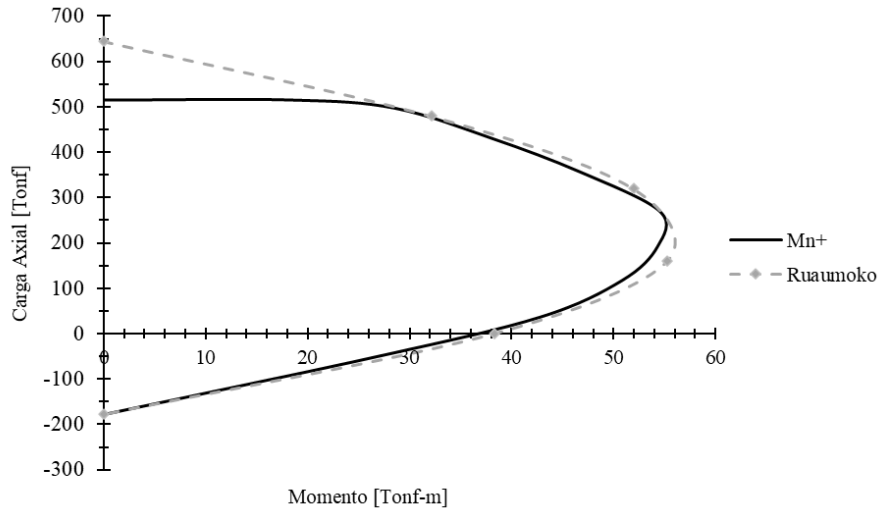


figura 6.6 – Superficie de fluencia de la columna 50x50

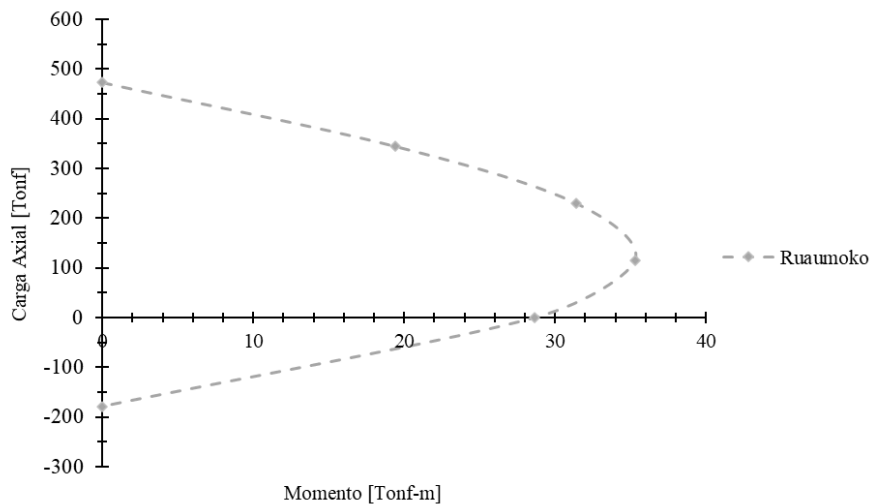


figura 6.7 – Superficie de fluencia de la columna 40x40

6.2.1.3 Longitud de rótula plástica

Para vigas y columnas se utilizó la mitad de la altura de la sección como largo de la rótula plástica, es decir, $0.5h$, donde h corresponde ser la altura de la sección transversal.

6.2.1.4 Conectividad entre elementos

La conexión entre vigas y columnas se modeló con cachos rígidos de manera de simular un comportamiento rígido en los nudos. En columnas se usó un largo igual a la mitad de la altura de las vigas, y en vigas la mitad del ancho bruto de la columna.

6.2.1.5 Cargas estáticas iniciales

Para las condiciones iniciales de la estructura se consideraron el efecto de las cargas gravitacionales provenientes del peso propio de la estructura y la sobrecarga de uso como cargas verticales aplicadas directamente en los nodos, y como momentos estáticos en las vigas [37].

6.2.1.6 Deformación por corte

La deformación por corte se supuso lineal – elástica para todos los elementos, donde es aceptable este supuesto para vigas y columnas donde la deformación por corte es despreciable con respecto a la deformación por flexión. Para vigas y columnas se consideró un factor de forma de $K = 1.2$, es decir, $A_s = A_g/K$, donde A_s es el área efectiva de corte y A_g es el área bruta de la sección.

6.3 Análisis incremental (Pushover)

El análisis incremental consiste en evaluar la respuesta del sistema estructural por medio de la estimación de las demandas de deformación y la distribución de fuerzas internas que se producen en la estructura cuando se someten a fuerzas inerciales que provocan que ésta incurra en el rango inelástico [43]. Este método permite evaluar la capacidad de desplazamiento y resistencia de una estructura asociados a distintos estados límites alcanzados en los elementos críticos del sistema [44].

Dentro de las principales falencias del análisis incremental es el supuesto que se basa en que la respuesta de la estructura es equivalente a la de un sistema de un grado de libertad, esto implica que la respuesta estará controlada por un solo modo y que su forma permanece constante durante todo el tiempo. Pese a esto, estudios indican que estos supuestos conducen a predicciones adecuadas de la respuesta sísmica máxima de estructuras de múltiples grados de libertad cuando la respuesta está dominada por el primer modo [43].

En la figura 6.8 se grafica el resultado asociado al análisis Pushover por fuerzas, donde se grafica la distorsión global versus el corte basal (expresado en porcentaje del peso sísmico) del sistema estructural. De acuerdo con lo presentado por Elwood y Moehle (2004) [45] que considera que la capacidad de drift de fluencia de una columna se puede considerar como la suma de los drift debido a flexión, deslizamiento de barra, y corte:

$$\delta_y = \delta_{flex} + \delta_{slip} + \delta_{shear} \quad (6.5)$$

Asumiendo que la columna está restringida a la rotación en ambos extremos y asumiendo una variación lineal en la curvatura sobre la altura de la columna, la razón de drift de fluencia debido a flexión puede estimarse como [45]:

$$\delta_{flex} = \frac{L}{6} \phi_y \quad (6.6)$$

La razón del drift de fluencia debido al deslizamiento de barra puede ser estimado como indica [45] como:

$$\delta_{slip} = \frac{d_b f_y \phi_y}{8u} \quad (6.7)$$

Donde d_b es el diámetro longitudinal de refuerzo, f_y es el esfuerzo de fluencia del refuerzo, y u se calcula como $0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa).

La razón del drift de fluencia debido a la deformación de corte puede ser estimado según [45] como:

$$\delta_{shear} = \frac{2M_p}{(5/6)A_g GL} \quad (6.8)$$

$$DRY = 0.47$$

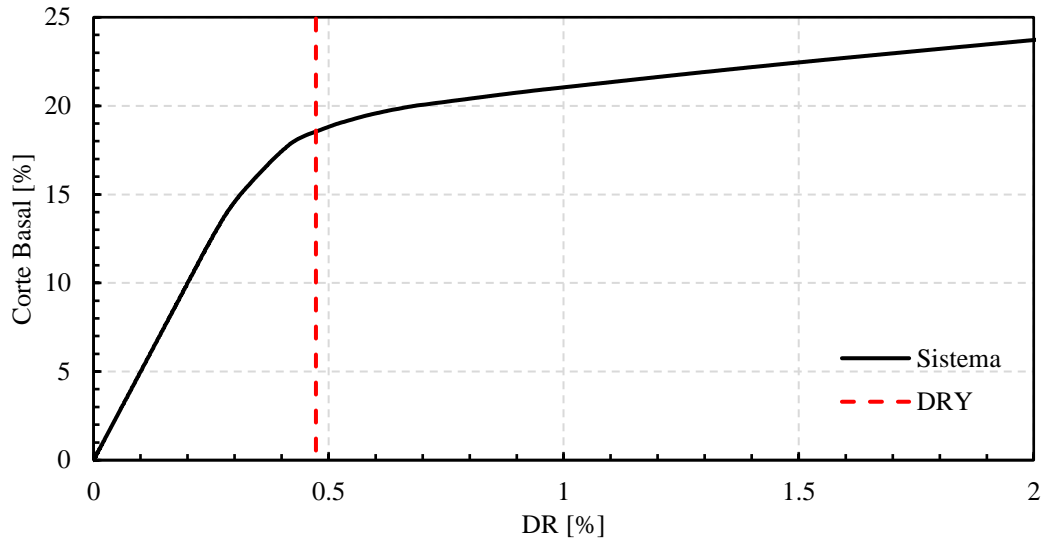


figura 6.8 - Resultados Pushover dirección X

6.4 Análisis cíclico incremental o Push-pull

Para el análisis cíclico incremental (Push-pull) se utiliza una función cíclica, donde se aplica a la estructura una carga triangular invertida. El patrón de carga utilizado se presenta en la figura 6.9.

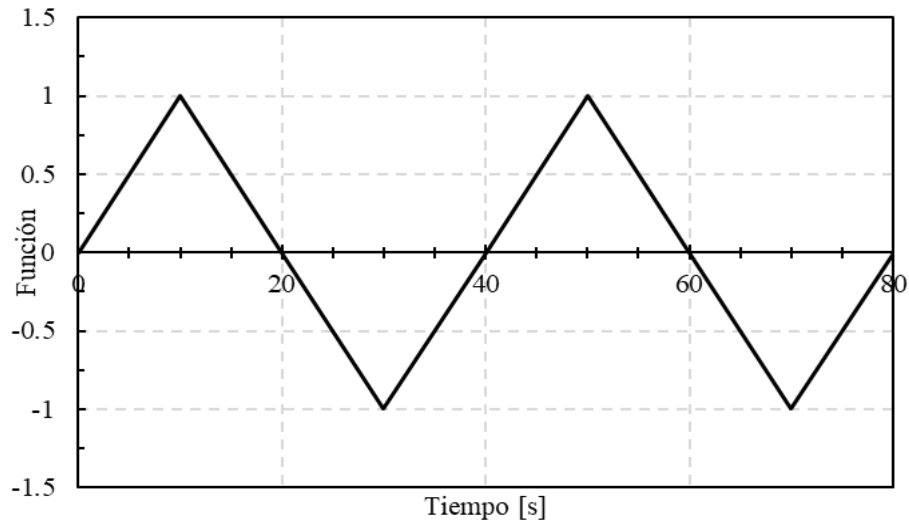


figura 6.9 - Patrón de carga del vector de fuerza en el tiempo

En la figura 6.10 se presentan los resultados del corte basal en función de la distorsión global de la estructura en la dirección X. Estos resultados permiten verificar el comportamiento de la regla de histéresis.

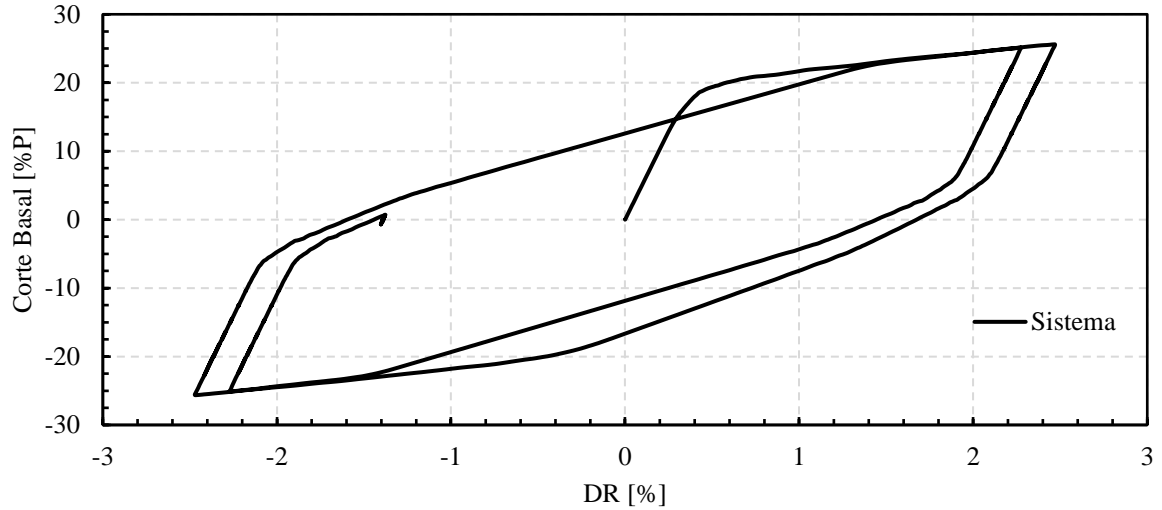


figura 6.10 - Resultado Push-pull dirección X

6.5 Análisis dinámico

A continuación se presentan los resultados de cinco análisis dinámicos tiempo – historia obtenidos del programa Ruaumoko [36]. Se utilizó tres registros sísmicos de Chile, uno de Nueva Zelanda y uno de Estados Unidos: (1) Llo – lleo (1985), (2) Viña del Mar (1985), (3) Concepción (2010), (4) Christchurch (2011), (5) Northridge, California (1994).

Los requerimientos de momento flector, corte, curvatura y desplazamiento son comparados con respecto a la capacidad de la estructura y los límites de desplazamiento de acuerdo con las normas NCh433.Of96-mod12 y ACI319-19.

6.5.1 Registros

En la Tabla 6.4 se resume las principales características de los registros sísmicos considerados en el análisis. En las figura 6.11 a figura 6.15 se presentan gráficos de los registros sísmicos.

Tabla 6.4 - Características de los registros sísmicos

Registro	Fecha	Magnitud	PGA [g]	Distancia epicentral [km]	Profundidad [km]	Duración significativa [s]
Llo-lleo (Llol)	03-03-1985	7.8	0.71	84	33	35.8
Viña del mar Marga Marga (VMM)	03-03-1985	7.8	0.36	45	33	45
Concepción Centro (CCC)	27-02-2010	8.8	0.47	63	30.1	57.8
Christchurch Hospital (CHHC)	22-02-2011	6.3	0.71	8	5	9
Northridge (SYL)	17-01-1994	6.8	0.84	15	18.3	5.3

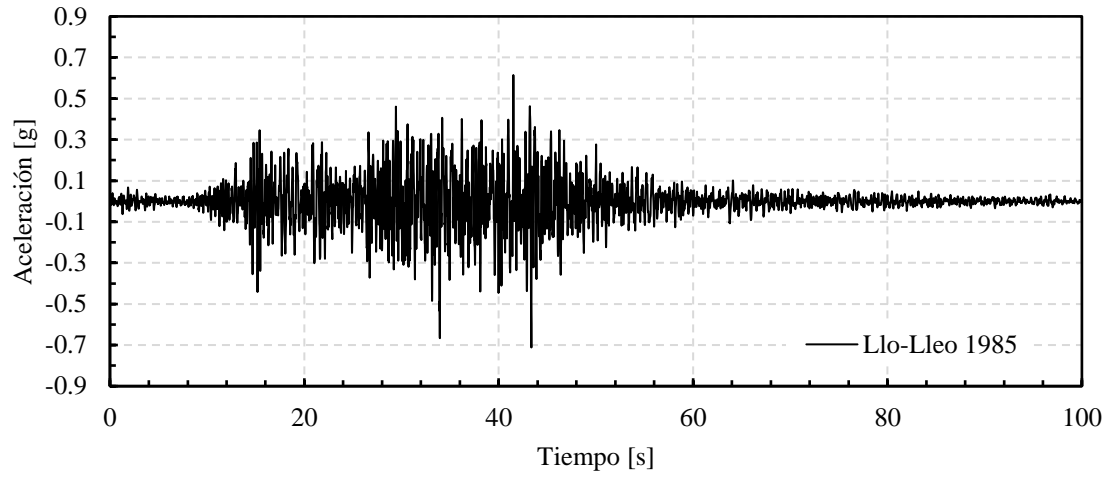


figura 6.11 - Registro de aceleración, Llo-lleo 1985, Chile

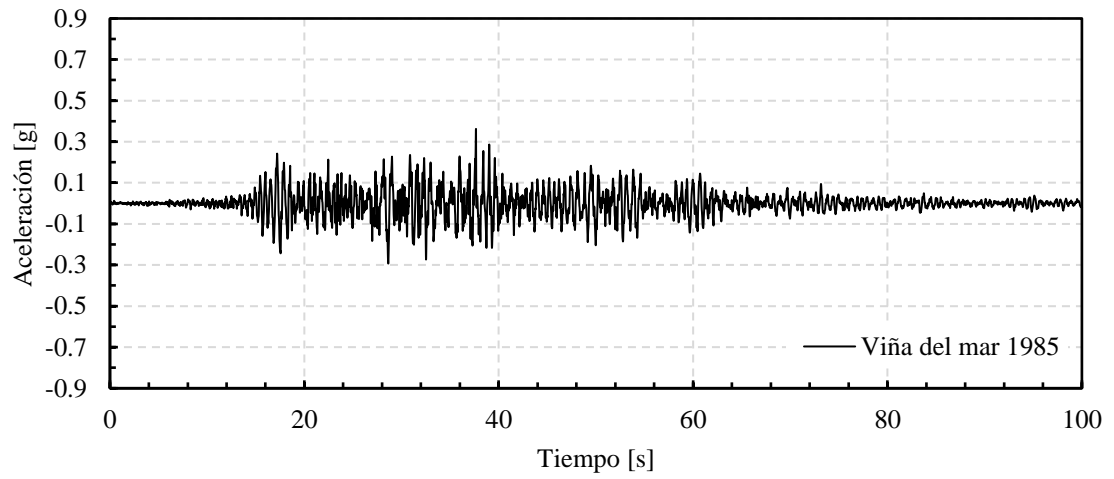


figura 6.12 - Registro de aceleración, Viña del mar 1985, Chile

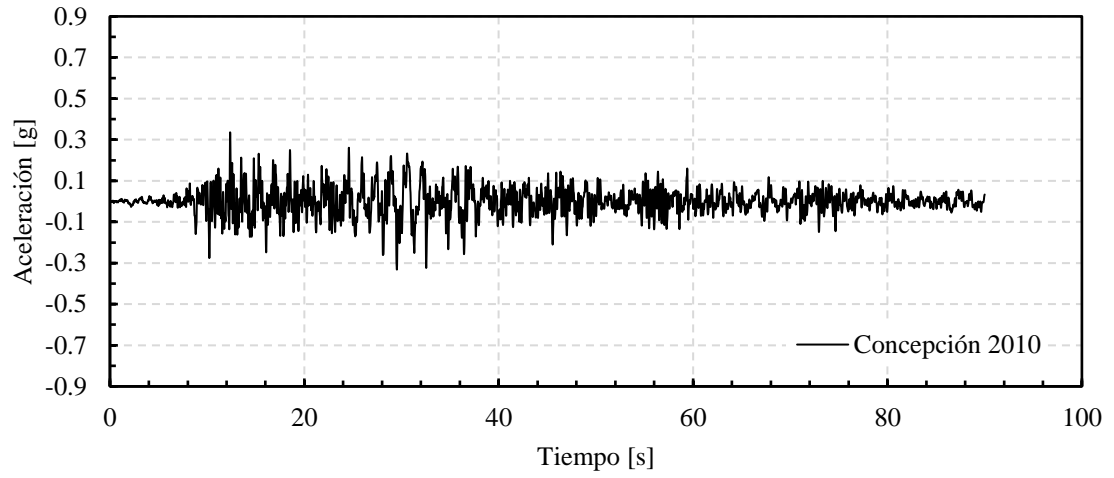


figura 6.13 - Registro de aceleración Concepción 2010, Chile

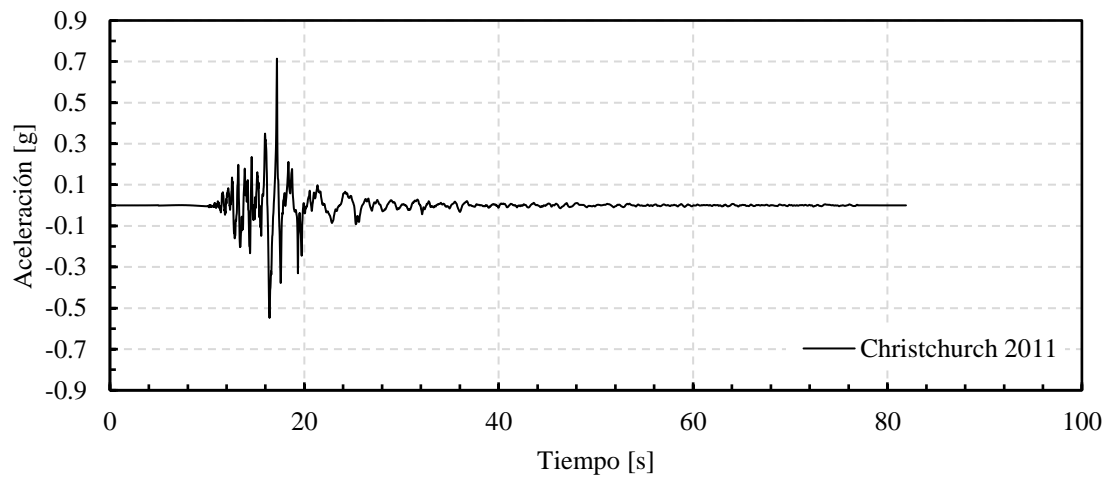


figura 6.14 - Registro de aceleración, Christchurch 2011, Nueva Zelanda

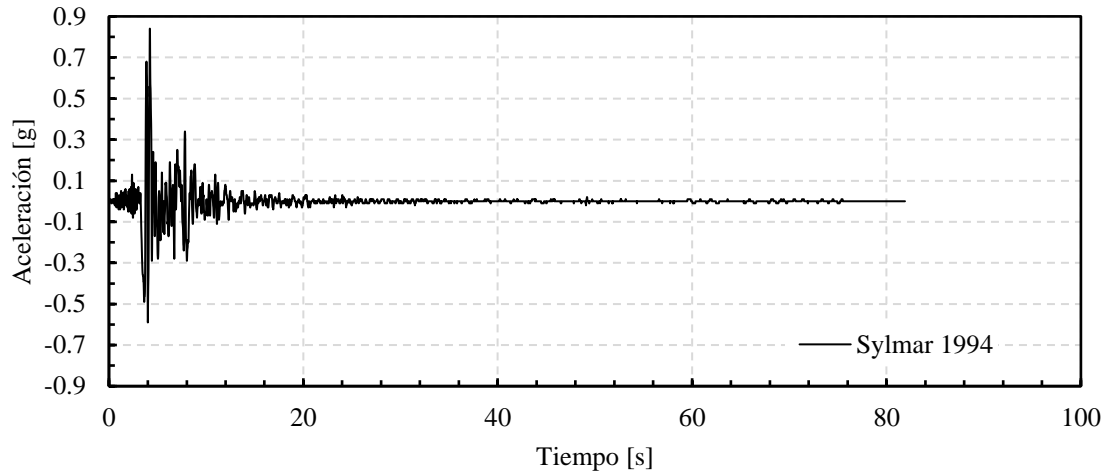


figura 6.15 - Registro de aceleración, Sylmar 1994, Estados Unidos

6.5.2 Demandas globales

6.5.2.1 Demanda de ductilidad global de desplazamientos de techo en el tiempo

El factor de ductilidad global se define en la ecuación 6.4 como la razón entre el desplazamiento de techo y el desplazamiento de techo de fluencia:

$$\mu_e = \frac{D_{top}}{D_y} = \frac{DR}{DR_y} \quad (6.4)$$

μ_e : Factor de ductilidad global o estructural

D_{top} : Desplazamiento de techo

D_y : Desplazamiento de techo de fluencia del edificio

DR : Distorsión global del edificio

DR_y : Distorsión global de fluencia del edificio

En las figura 6.16 a figura 6.20 se presentan el desplazamiento de techo del sistema en función del tiempo en términos de DR utilizando las propiedades inelásticas descritas en el capítulo 6.2 de este trabajo. Se identifica DR_y , estimado con el análisis incremental como $DR_y = 0.47\%$ de la altura total del edificio. Los valores de demanda de ductilidad global, expresada en términos del máximo factor de ductilidad global alcanzado en los análisis se presenta en la Tabla 6.5.

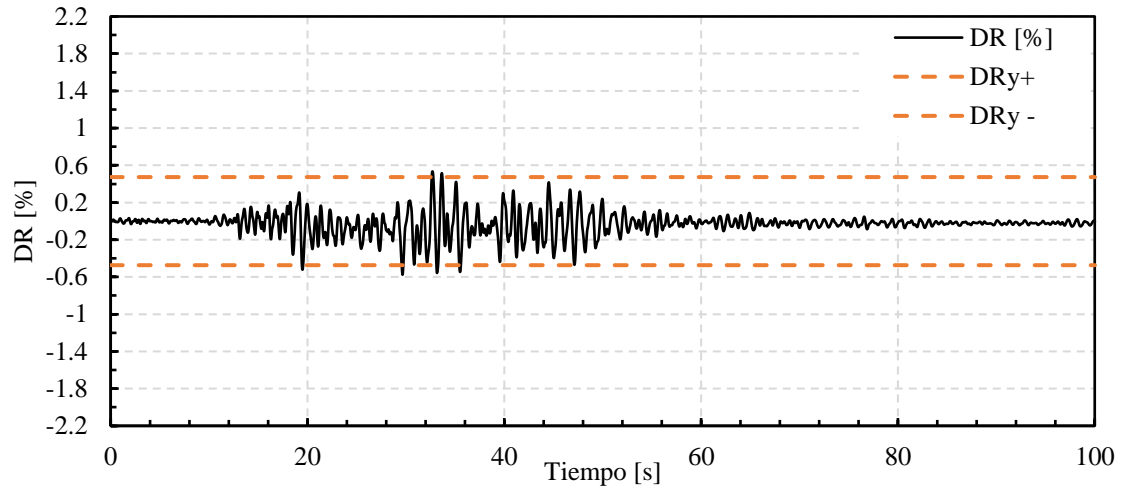


figura 6.16 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Llo-ileo 1985

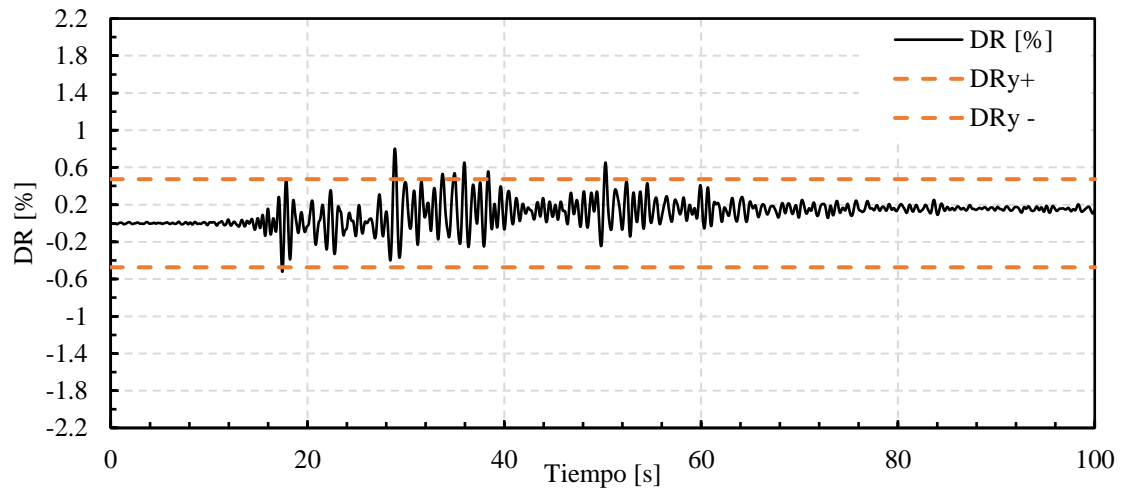


figura 6.17 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Viña del mar 1985

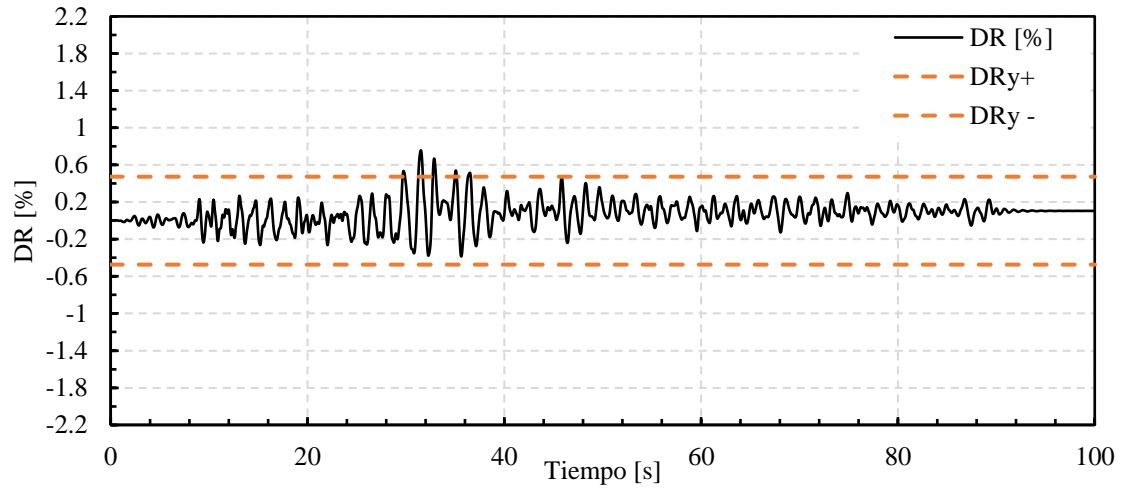


figura 6.18 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Concepción 2010

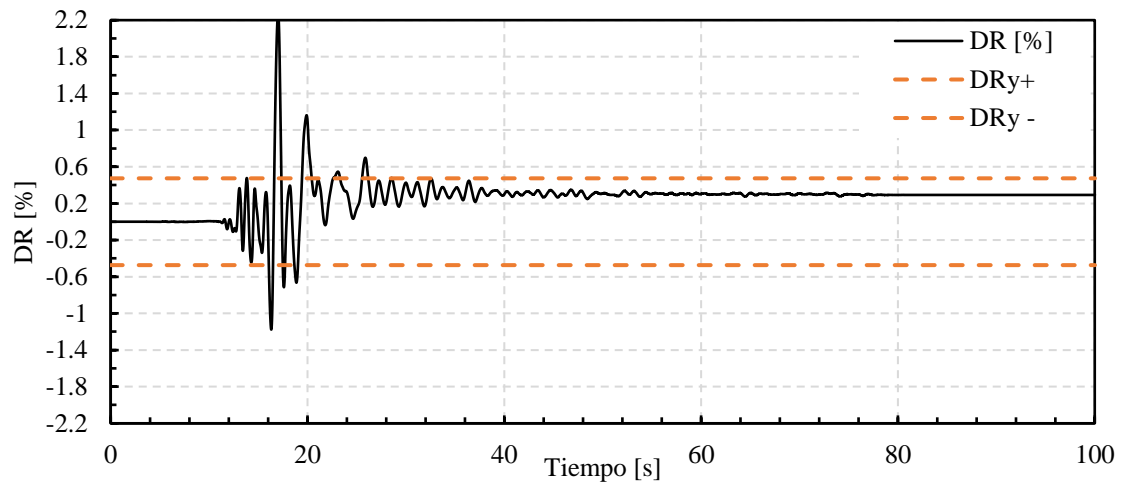


figura 6.19 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Christchurch 2011

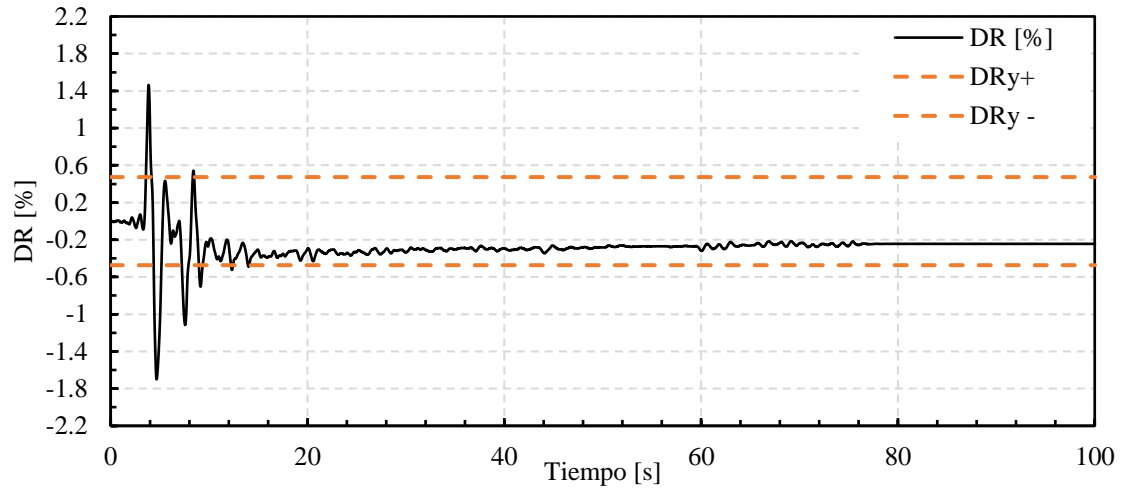


figura 6.20 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Sylmar 1994

Tabla 6.5 - Demanda de desplazamientos globales

Registro	DR _{máx} [%]	μ_e
Llo-lleo	0.58	1.22
Viña del Mar	0.80	1.69
Concepción	0.76	1.60
Christchurch	2.27	4.80
Sylmar	1.70	3.59

6.5.2.2 Corte basal – Distorisión global

En la figura 6.21 se presenta la relación corte basal – desplazamiento de techo del sistema para el registro sísmico de Llo-lleo del año 1985, como ejemplo. Se observa que no existe una relación clara de ambos parámetros, siendo imposible definir el desplazamiento de fluencia de la estructura.

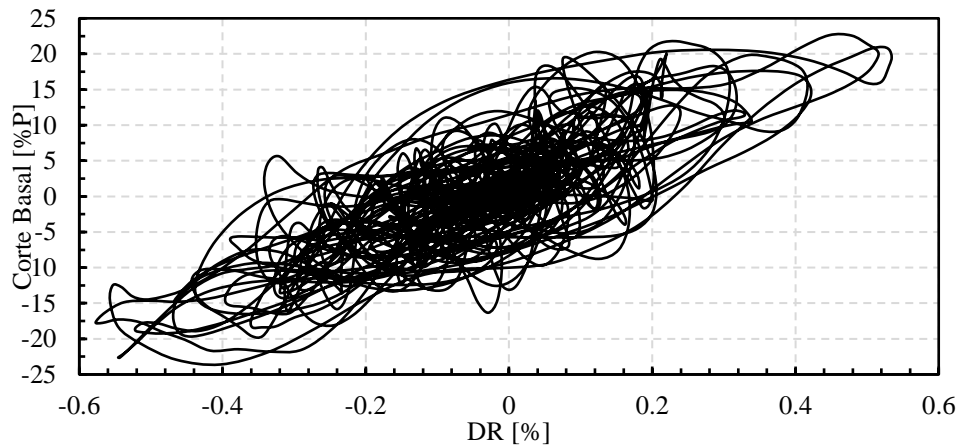


figura 6.21 - Corte basal - desplazamiento de techo, registro Llo-lleo 1985

6.5.2.3 Deformadas del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo

En la figura 6.22 se presenta la deformada del sistema que se produce cuando la distorsión global (DF) es máxima y mínima en la dirección de análisis X.

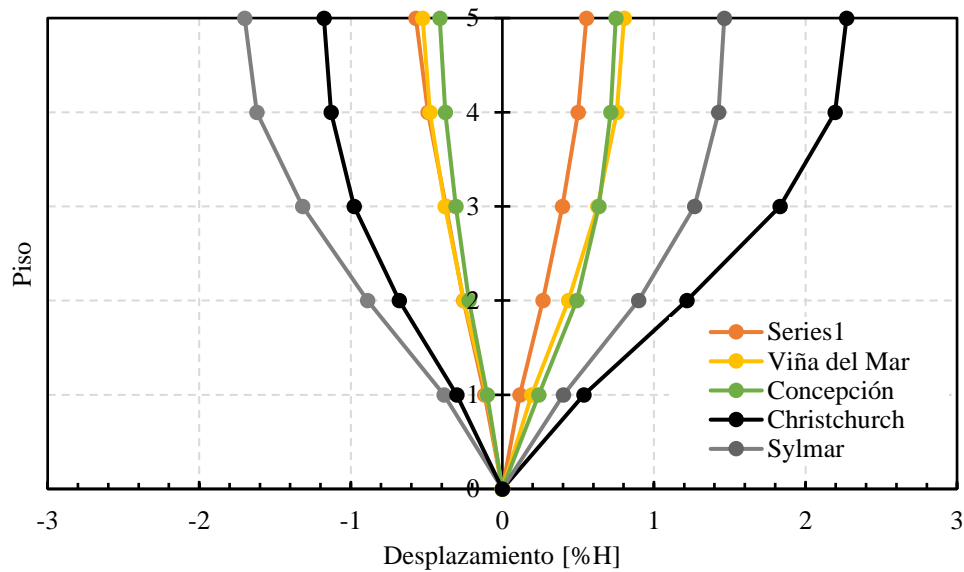


figura 6.22 - Deformada del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo

6.5.2.4 Desplazamiento relativos entrepiso

En la figura 6.23 se presentan los máximos desplazamientos relativos de entrepiso alcanzados en los análisis, donde se alcanza un valor máximo de 3.42% para el registro sísmico de Christchurch.

De acuerdo con lo estipulado por ACI318-19 [1], cuando se realicen análisis no lineales de historia de la respuesta, se debe usar como complemento el capítulo 16 del ASCE/SEI 7-16 [31] para el control de deformaciones. De acuerdo con ASCE/SEI7-16 [31], los desplazamientos relativos de entrepiso no debe exceder dos veces el límite dispuesto por la Tabla 12.12-1 de la misma norma, el cual, para el caso de estructuras de marcos de hormigón armado corresponde a $0.015h_{sx}$ (donde h_{sx} altura de piso). Pese a esto se decidió utilizar el criterio de la norma de Nueva Zelanda NZS 1170-5(S1) [46], el cual especifica que el límite de desplazamiento relativo máximo entrepiso no debe exceder 2.5% de la altura de piso aplicable para el estado límite último para todos los edificios.

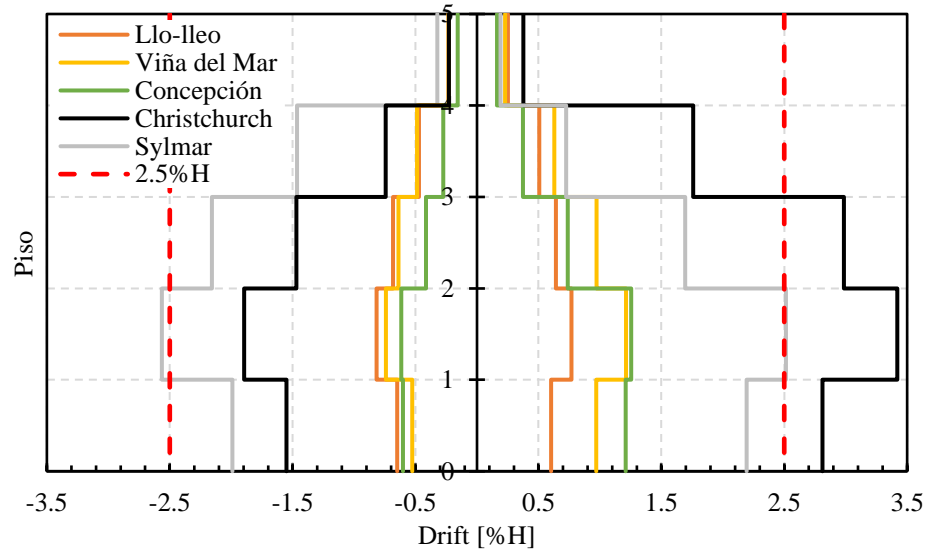


figura 6.23 - Máximos desplazamientos relativos de entrespiso

6.5.3 Demandas locales

6.5.3.1 Envalente de corte

En las figura 6.24 a figura 6.26 se presentan las envolventes de corte, obtenidas para cada registro sísmico para las columnas C1A, C2A y C3A de la estructura de la figura 6.1.

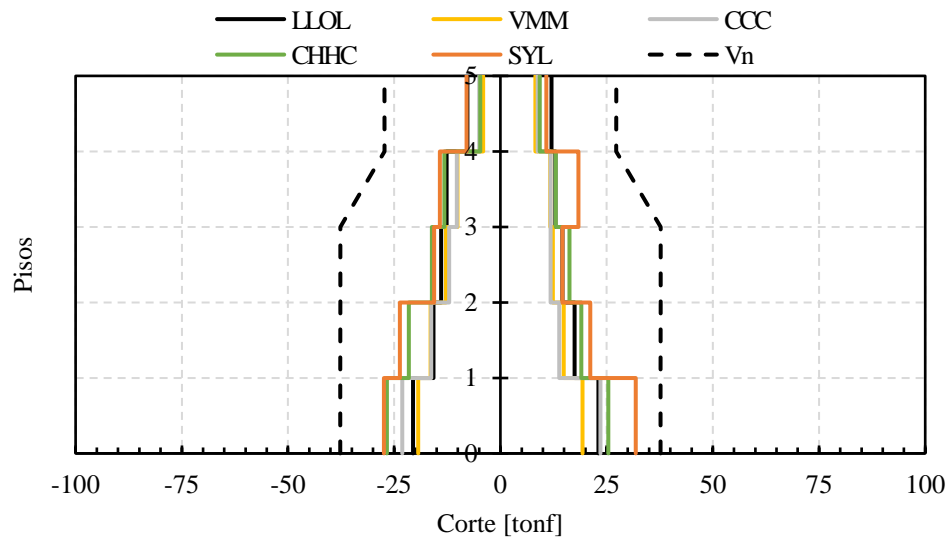


figura 6.24 - Envolvente de corte columna C1A

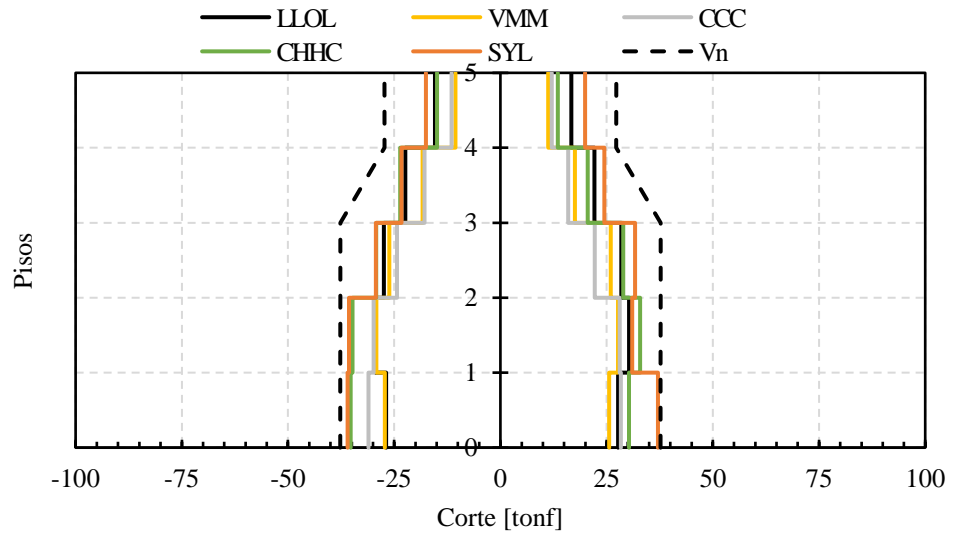


figura 6.25 - Envoltura de corte columna C2A

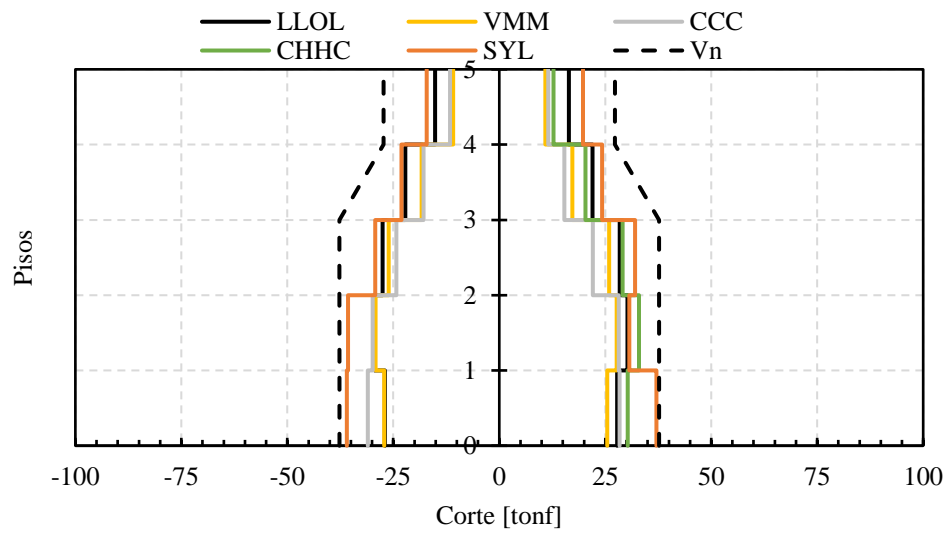


figura 6.26 - Envoltura de corte columna C3A

6.5.3.2 Envolvente de momento

En las figura 6.27 al figura 6.29 se presentan las envolventes de momento, obtenidas para cada registro sísmico para las columnas C1A, C2A y C3A de la estructura de la figura 6.1. Los valores de momento nominal provenientes del diagrama de interacción obtenido de acuerdo con ACI318-19 [1] se obtuvieron utilizando una carga axial constante en cada piso correspondiente a la combinación de carga 1.0DL + 1.0LL.

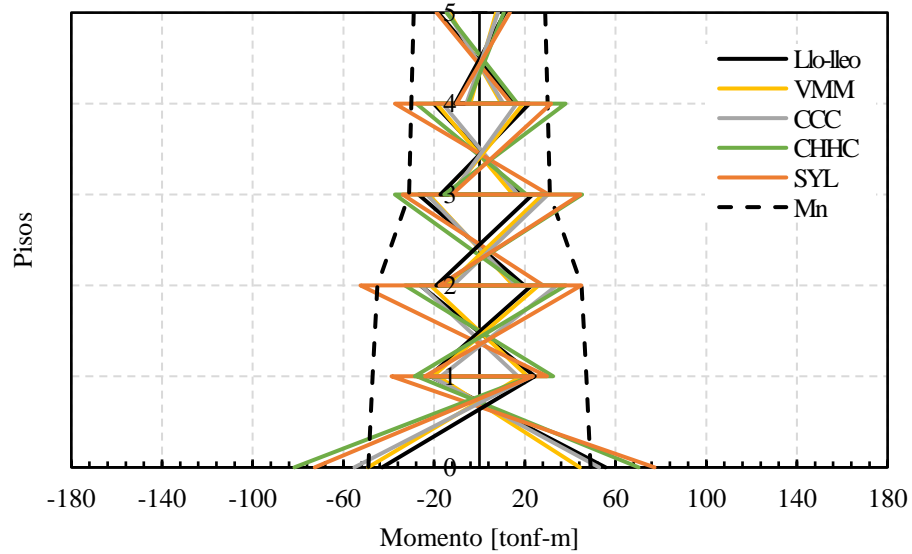


figura 6.27 – Envolvente de momento C1A

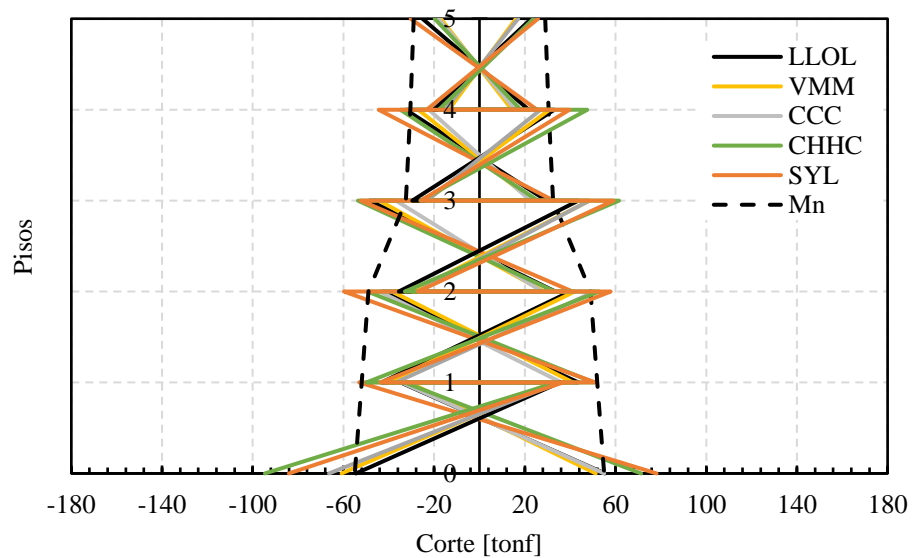


figura 6.28 – Envolvente de momento C2A

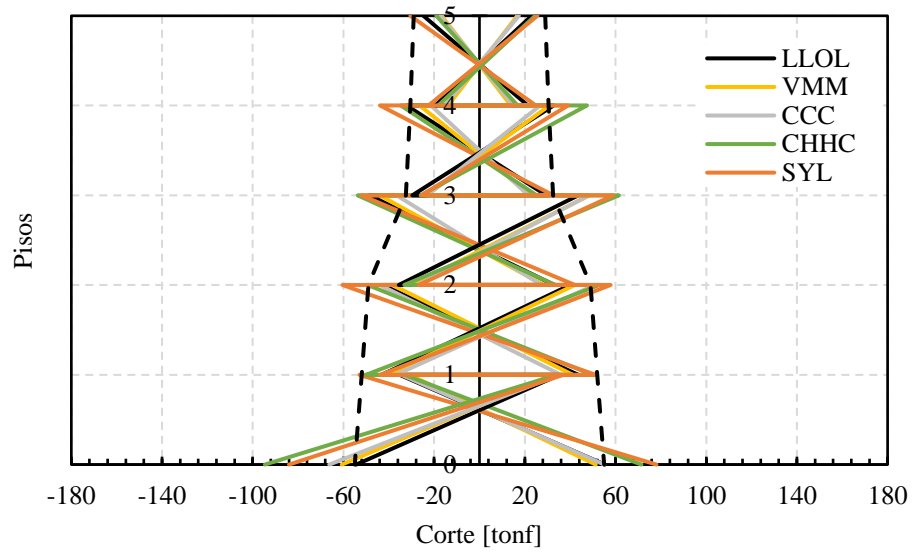


figura 6.29 – Envolvente de momento C3A

7 ANÁLISIS NO-LINEAL DE LA ESTRUCTURA CON RETROFIT

7.1 Introducción

En este capítulo se presenta el análisis no-lineal de la estructura con las riostras de pandeo restringido (BRB) para el análisis inelástico en una dirección, describiendo las reglas de histéresis utilizadas en vigas y columnas. Este modelo se realizará en el programa de análisis inelástico Ruaumoko 2D [36].

Se realizó un análisis incremental o Pushover, con el cual se estima el desplazamiento global de fluencia de la estructura, y un análisis cíclico incremental o Push-pull, para estudiar el comportamiento cíclico global de la estructura.

Para evaluar el comportamiento de la estructura con las riostras de pandeo restringido, se realizaron análisis dinámicos no lineales para cinco registros sísmicos. Con estos análisis permiten determinar la respuesta en el tiempo de los desplazamientos de techo, desplazamiento de entrepiso, corte basal, aceleración de piso, etc. Además, permiten evaluar los desplazamientos y deformaciones residuales que podría experimentar la estructura.

Se estudió el comportamiento particular (demandas locales) de las columnas C1A, C2A y C3A para las envolventes de corte y envolvente de momentos obtenidas de los cinco registros sísmicos, y se realizó también el análisis de la histéresis de una riostra de pandeo restringido.

La finalidad de este análisis es entender la incidencia de la implementación de las riostras BRB en la reducción de los drift de piso, y las fuerzas sísmicas sobre los elementos estructurales provenientes del análisis tiempo – historia para los registros utilizados en este trabajo. En este trabajo no se modeló el comportamiento no-lineal de las uniones viga – columna y la conexión de las BRB con el marco de hormigón, lo que representa una limitación de este trabajo.

7.2 Modelo de análisis

La estructura en estudio con la incorporación de las riostras tipo BRB más el encamisado de las columnas fue analizada en la dirección X de la planta como se muestra en la figura 7.1, utilizando un modelo bidimensional. Usando la simetría, el modelo consideró sólo los ejes estructurales A y B. Para representar el diafragma rígido se impuso una compatibilidad de desplazamiento horizontal entre los nodos de cada.

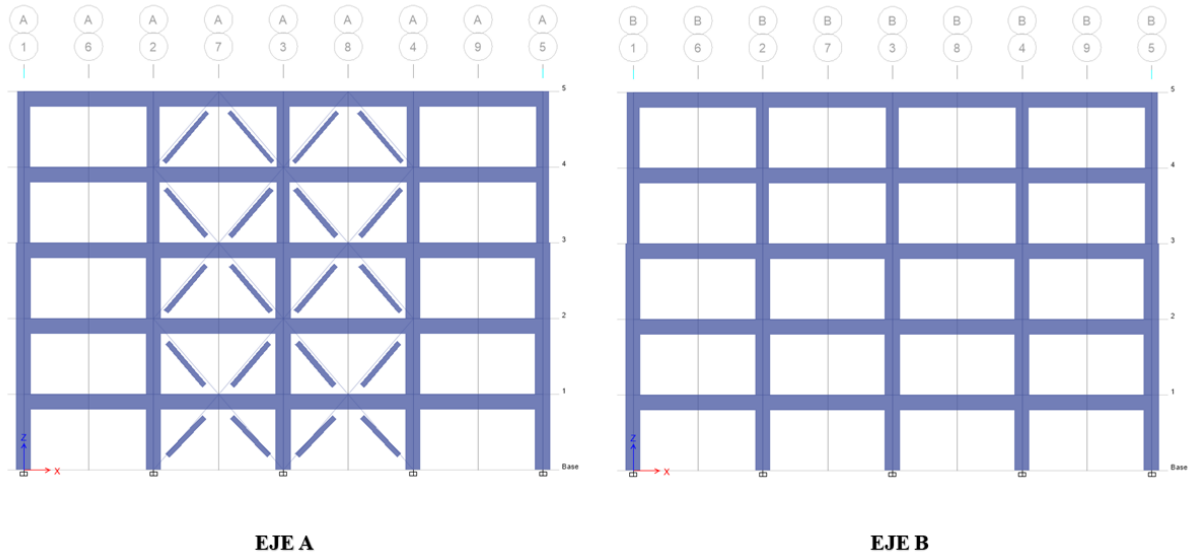


figura 7.1 - Esquema de modelo de análisis en la dirección X

7.2.1 Modelación de los elementos estructurales

Se utilizó las mismas propiedades de los elementos estructurales descrito en el capítulo 6.2.1 para la modelación de los elementos vigas de la estructura en Ruaumoko [36].

7.2.1.1 Columnas

Las propiedades de los elementos columnas con encamisado se utilizó el mismo procedimiento descrito en 6.2.1.2, pero considerando el aumento de su resistencia debido al encamisado. Los resultados se presentan en la tabla Tabla 7.1.

Tabla 7.1 - Estimación de curvatura de fluencia en columnas encamisadas

Elemento	M_y^* [tonf-m]	ϕ_y^* [rad/m]	η	M_n [tonf-m]	ϕ_y [rad/m]	K_0 [tonf- m ²]	ϕ_u [rad/m]	r [%]
Col 70x70	95.05	0.00307	2.41	142	0.00456	30961	0.0142	13.6
Col 60x60	57.6	0.0034	2.48	93.5	0.00552	16941	0.0162	16.6

Se consideró como carga axial constante las columnas más solicitadas para la combinación de carga 1.0DL + 1.0LL.

A continuación, se describe las propiedades mecánicas y regla de histéresis de las riostras restringidas al pandeo (BRB) incorporadas a la estructura como solución de retrofit.

7.2.1.2 Riostras BRB

El comportamiento inelástico de las riostras de pandeo restringido se representó mediante la regla de histéresis "Bounded Ramberg-Osgood" (IHYST = 40 en Ruaumoko) [40]. Esta regla es una versión mejorada de la regla original de "Ramberg-Osgood" (IHYST = 3) pero que elimina efectos no deseados en ciclos de pequeña amplitud [40].

En la figura 7.2 se muestran las ecuaciones que representan el comportamiento de la regla de histéresis "Ramberg - Osgood", donde se relaciona la fuerza de fluencia, la rigidez inicial elástica y el factor de control de rigidez (r).

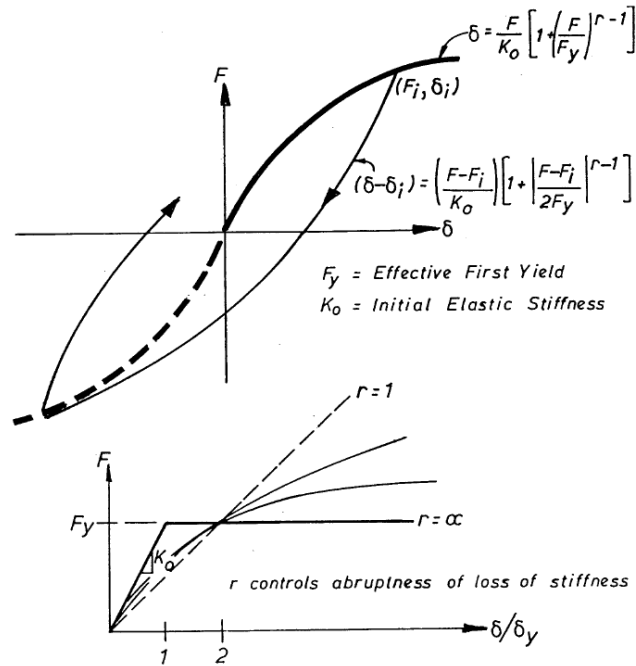


figura 7.2 - Regla de histéresis "Ramberg - Osgood" [40]

El factor r permite controlar la caída de la rigidez alrededor de la fluencia. En este estudio se utilizó un factor de r igual a 15, el cual fue utilizado en los ajustes de curvas experimentales hechos por Tremblay et al. (2004) [47].

En la Tabla 7.2 se presentan las propiedades de fuerza de fluencia y rigidez de las riostras tipo BRB. La fuerza de fluencia fue calculada con el esfuerzo de fluencia promedio del acero.

Tabla 7.2 - Propiedades Riostra BRB

Pisos	A _{sc} [cm ²]	P _{ysc} [tonf]	K ₀ [tonf/m]
1-2	38.7	93	25935
3-4	32.3	77.6	21646
5	12.9	31	8645

7.3 Análisis incremental (Pushover)

En la figura 7.3 se presenta el resultado del análisis Pushover por fuerzas del sistema estructural completo, y de sus distintos componentes por separado para la dirección de análisis X.

La distorsión global del edificio se estimó basado en el desplazamiento de fluencia máximo de las riostras tipo BRB, el cual se obtiene con Δb_y por L_{sc} en porcentaje:

$$\Delta b_{fy} = \frac{\Delta b_y}{\cos(\theta)(H_{wp} - H_b)} = 0.14\%$$

Donde H_b corresponde a la altura de viga

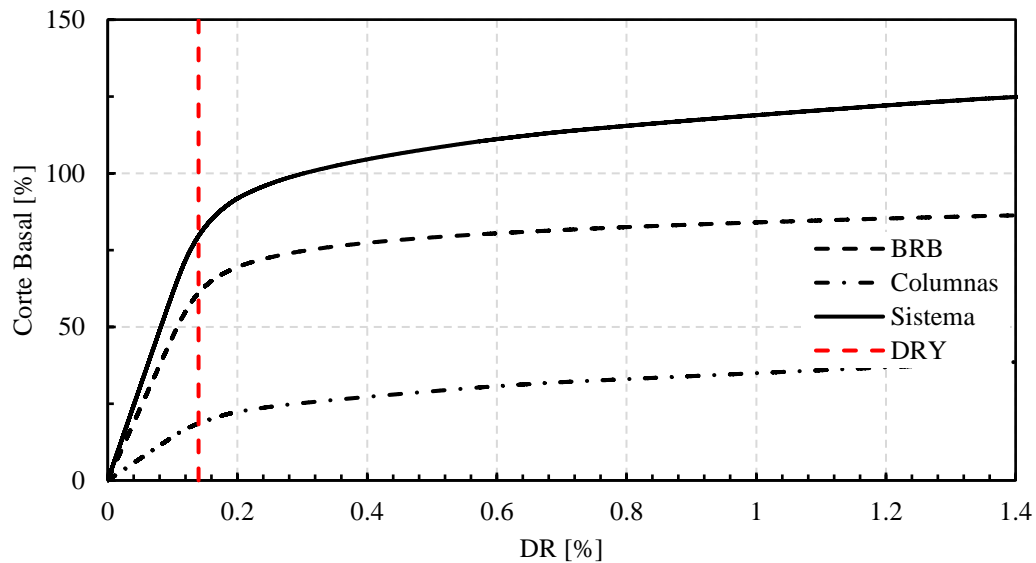


figura 7.3 - Resultados Pushover dirección X

7.4 Análisis cíclico incremental o Push-pull

Para el análisis cíclico incremental (Push-pull) se utiliza una función cíclica, donde se aplica a la estructura una carga triangular invertida. El patrón de carga utilizado se presenta en la figura 7.4.

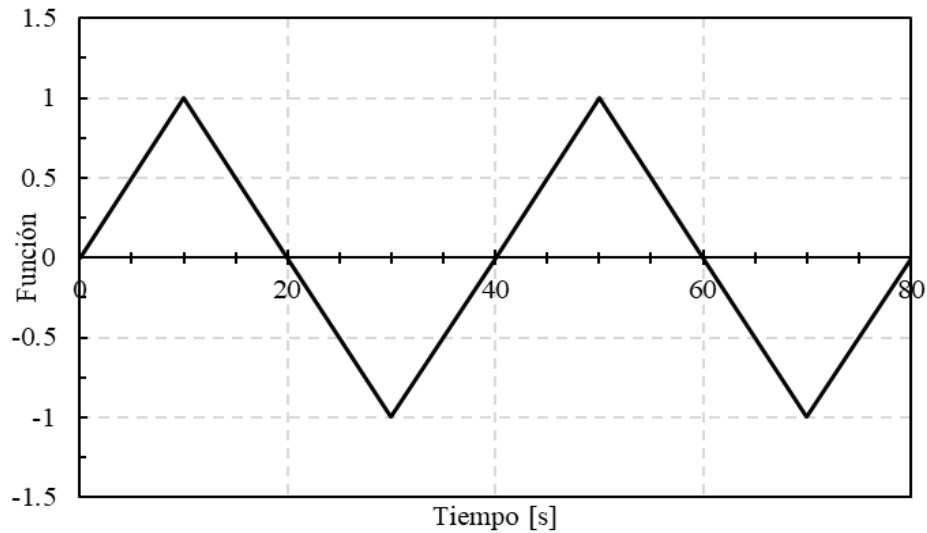


figura 7.4 - Patrón de carga del vector de fuerza en el tiempo

En la figura 7.5 se presentan los resultados del corte basal en función de la distorsión global de la estructura en la dirección X. Estos resultados permiten verificar el comportamiento de la regla de histéresis.

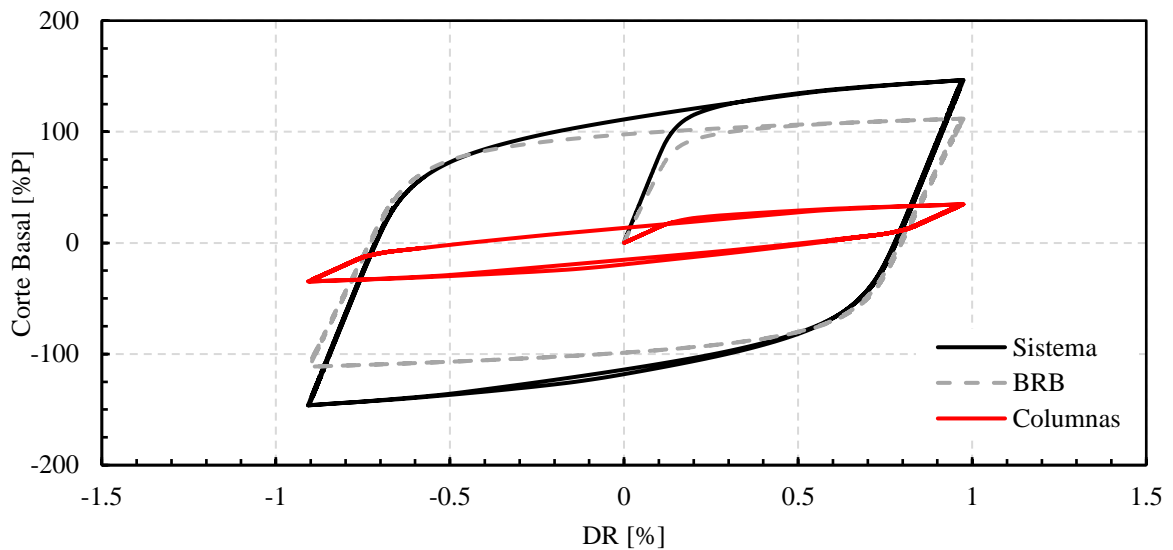


figura 7.5 - Resultado Push-pull dirección X

7.5 Análisis dinámico

A continuación se presentan los resultados de cinco análisis dinámicos tiempo – historia obtenidos del programa Ruaumoko [36]. Al igual que en el capítulo 6.5, se utilizaron tres registros sísmicos de Chile, uno de Nueva Zelanda y uno de Estados Unidos: (1) Llo – lleo (1985), (2) Viña del Mar, (3) Concepción (2010), (4) Christchurch (2011), (5) Northridge, California (1994).

Los requerimientos de corte y desplazamiento son comparados con respecto a la capacidad de la estructura y los límites de desplazamiento de acuerdo con las normas NCh433.Of96-mod12 y ACI319-19.

7.5.1 Demandas globales

7.5.1.1 Demanda de ductilidad global de desplazamientos de techo en el tiempo

En las figura 7.6 a figura 7.10 se presentan el desplazamiento de techo del sistema en función del tiempo en términos de DR, utilizando el modelo con propiedades inelásticas descrito en el capítulo 7.2 de este trabajo.

Tabla 7.3 - Demanda de desplazamientos globales

Registro	DR _{máx} [%]	μ_e
Llo-lleo	0.29	2.07
Viña del Mar	0.16	1.11
Concepción	0.18	1.29
Christchurch	0.29	2.09
Sylmar	0.85	6.04

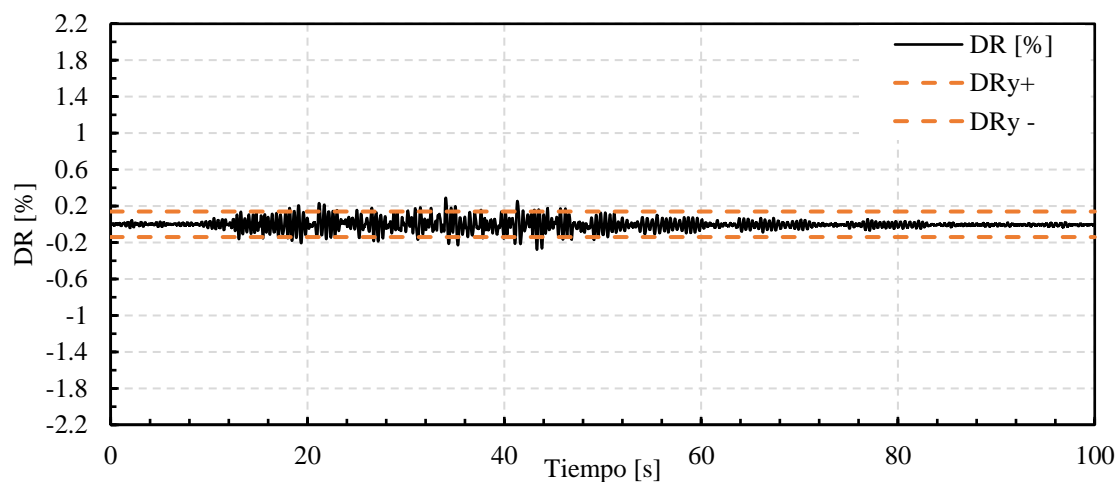


figura 7.6 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Llo – lleo 1985

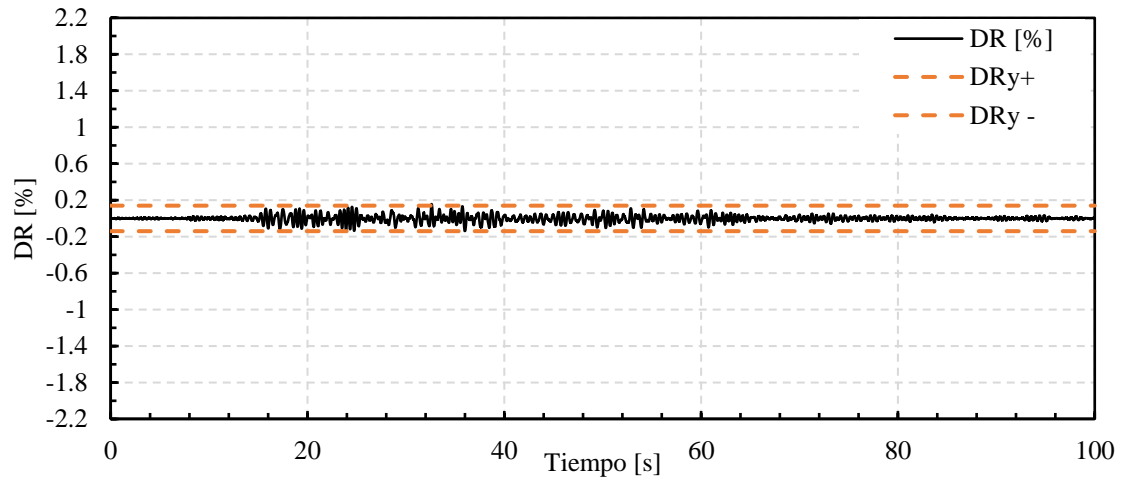


figura 7.7 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Viña del Mar 1985

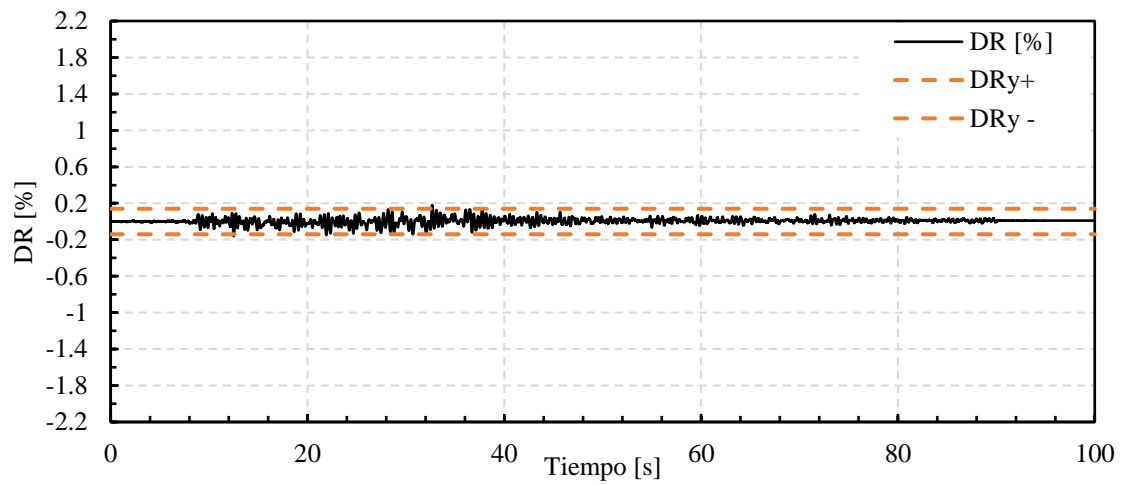


figura 7.8 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Concepción 2010

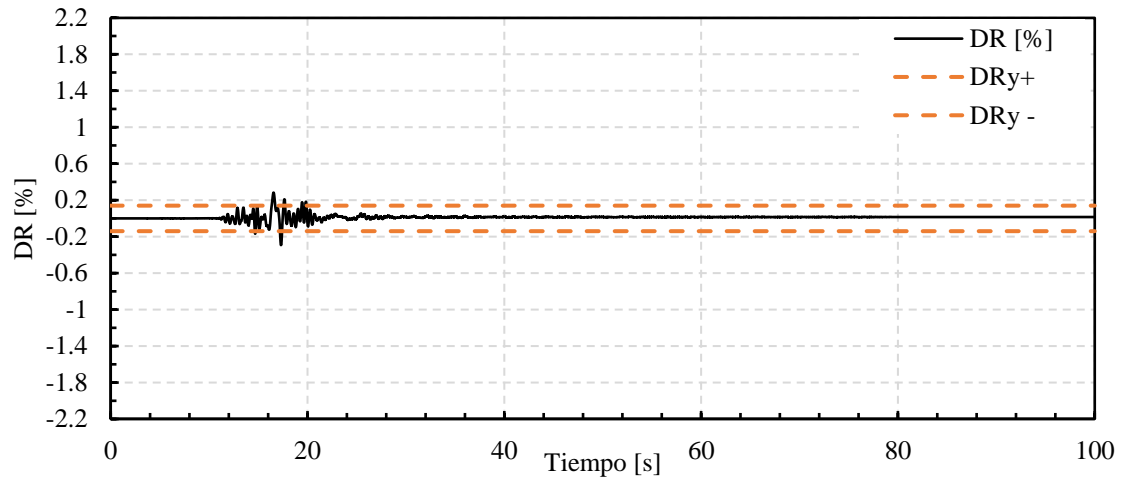


figura 7.9 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Christchurch 2011

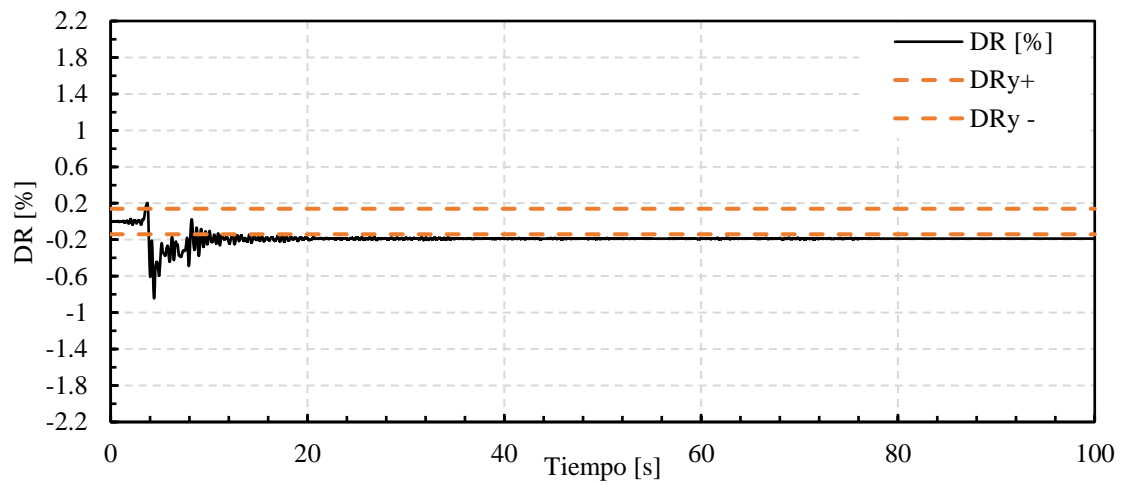


figura 7.10 - Historia de desplazamiento de techo (DR), registro Sylmar 1994

7.5.1.2 Deformadas del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo

En la figura 7.11 se presenta la deformada del sistema que se produce cuando la distorsión global (DR) es máxima y mínima en la dirección de análisis X.

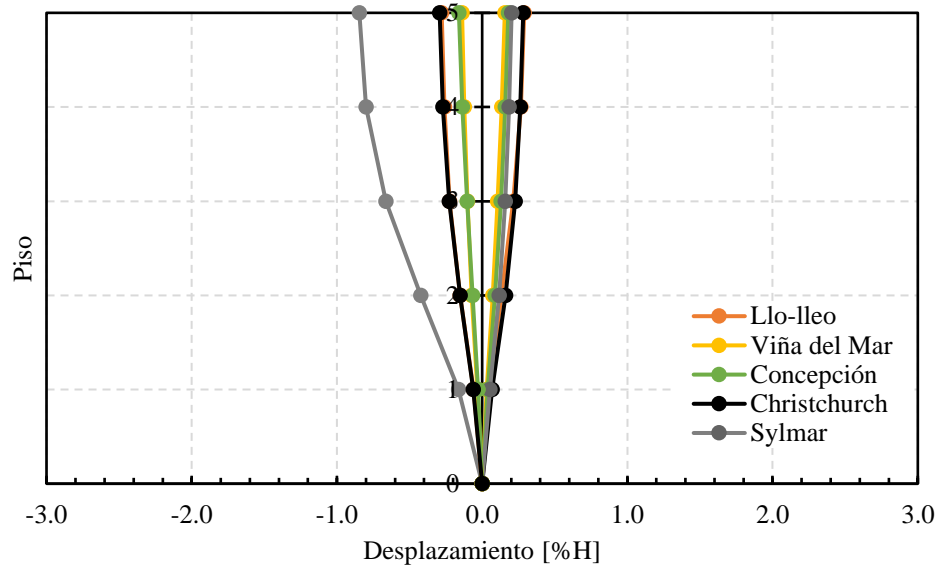


figura 7.11 - Deformada del sistema en el instante de mayor desplazamiento de techo

7.5.1.3 Desplazamiento relativos entrepiso

En la figura 7.12 se presentan los máximos desplazamientos relativos de entrepiso alcanzados en los análisis, donde se alcanza un valor máximo de 1.29% para el registro sísmico de Sylmar.

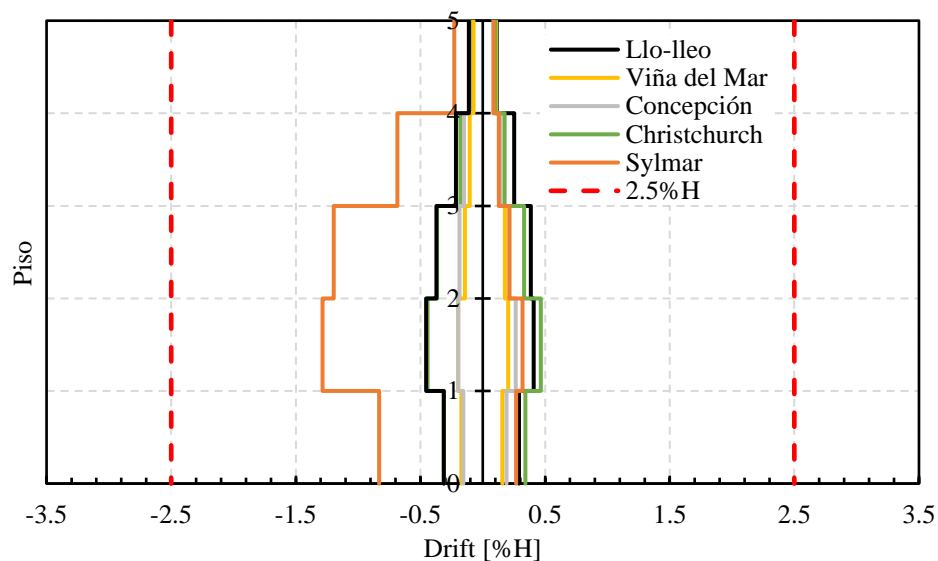


figura 7.12 - Máximos desplazamientos relativos de entrepiso

7.5.2 Demandas locales

7.5.2.1 Histéresis axial en riostras BRB

En las figura 7.13 a figura 7.17 muestran el comportamiento histéretico fuerza – deformación axial de una riostra del primer nivel de la estructura, para los cinco registros sísmicos considerado en este trabajo.

De las figura 7.13 a figura 7.17 se observa que los ciclos histéresis del modelo son estables, y presentan un comportamiento representativo de las riostras tipo BRB. Además, se aprecia que los ciclos son “limpios” y no se aprecia inestabilidades o errores numéricos de integración.

La deformación máxima axial de la riostra tipo BRB se obtuvo para el registro sísmico de Sylmar 1994, el cual alcanza una deformación axial máxima de 3.4 [cm]. La deformación máxima de diseño estipulado por el código ASCE7 [31] es de 5.0 [cm], lo que se obtiene que la deformación máxima alcanza el 68% de la deformación máxima de diseño.

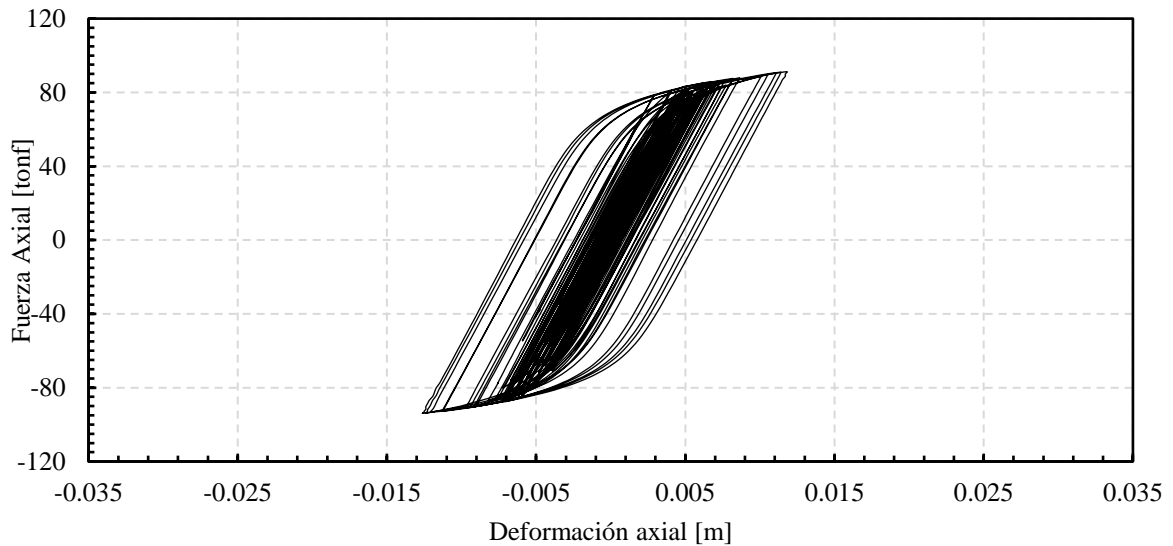


figura 7.13 - Ciclo de histéresis, registro Llo - Ileo 1985

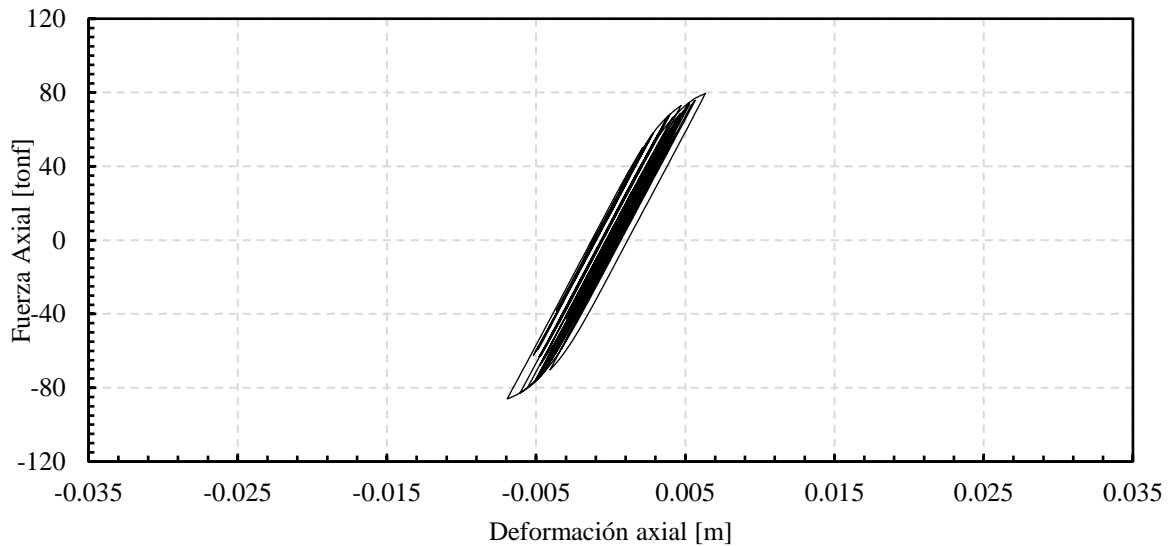


figura 7.14 - Ciclo de histéresis, registro Viña del Mar 1985

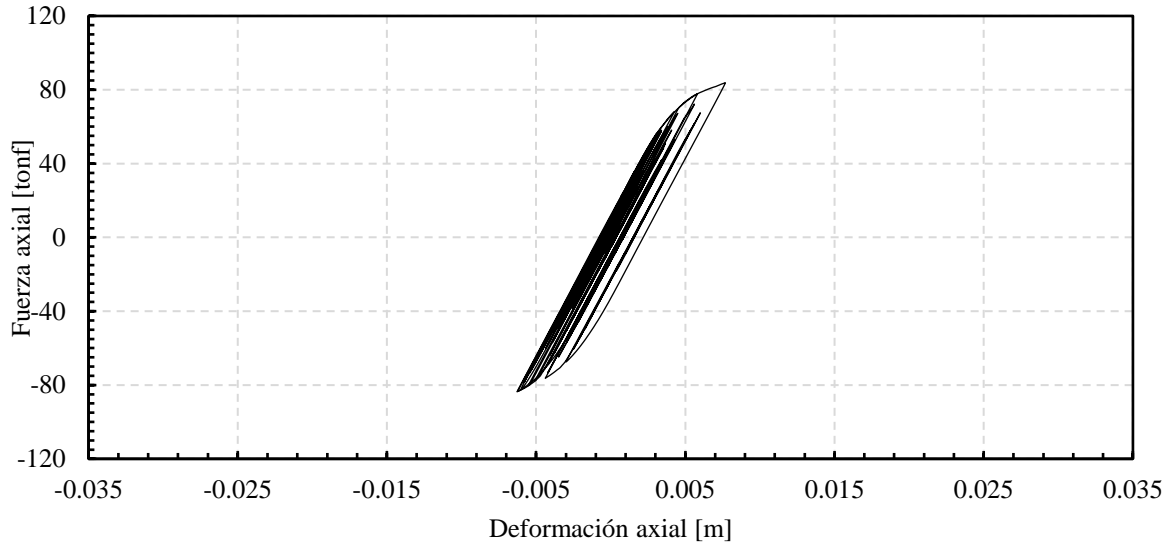


figura 7.15 - Ciclo de histéresis, registro Concepción 2010

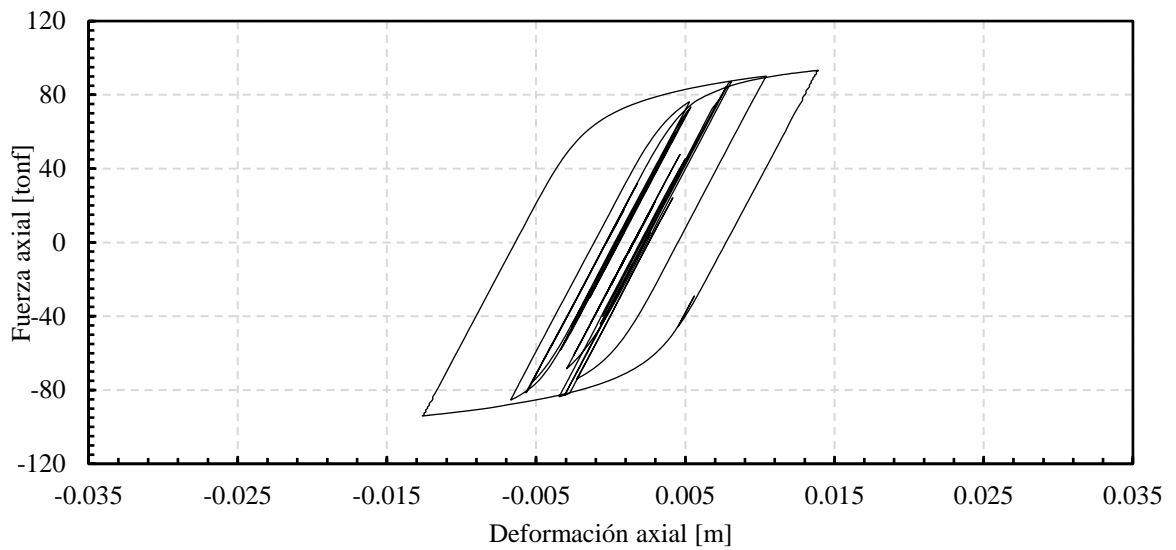


figura 7.16 - Ciclo de histéresis, registro Christchurch 2011

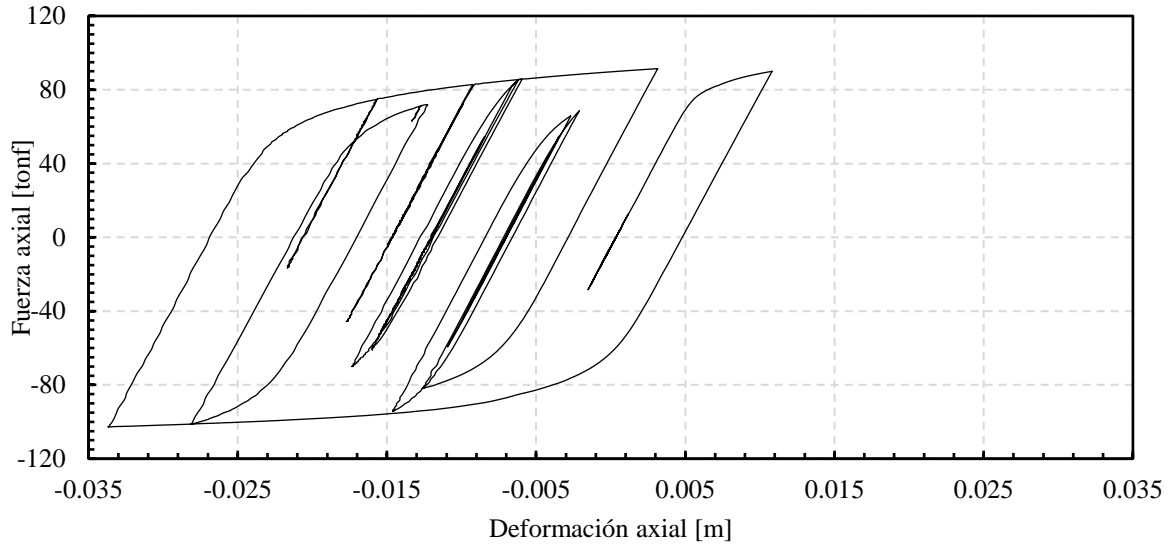


figura 7.17 - Ciclo de histéresis, registro Sylmar 1994

En las figura 7.16 y figura 7.17 se aprecia que para los registros sísmicos de Christchurch y Sylmar, las riostras tipo BRB experimentan deformaciones remanentes importantes.

7.5.2.2 Envoltura de corte

En las figura 7.18 a figura 7.20 se presenta la comparación de la envoltura de corte de las columnas C1A, C2A, C3A y C3B (ver figura 7.1) obtenidas para cada registro sísmico, junto con los valores del corte de diseño requeridos por la ACI318-19 [1].

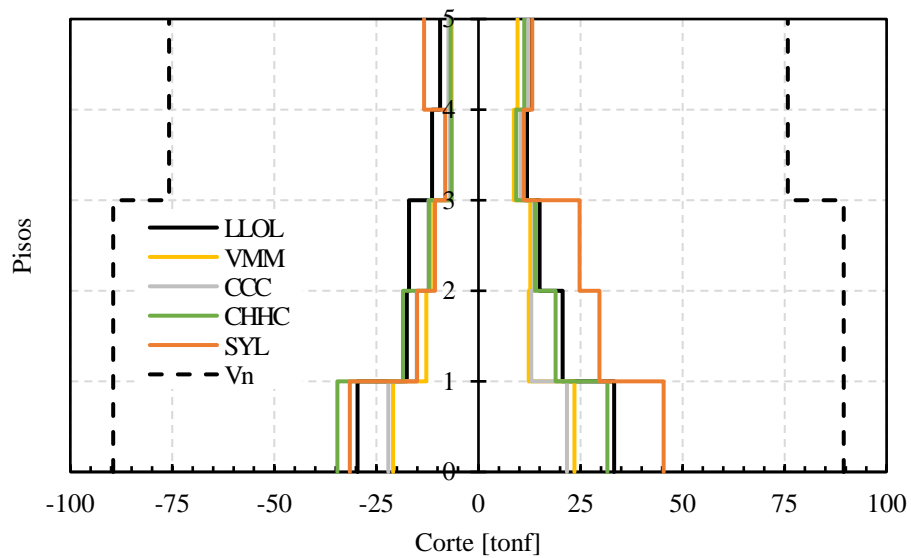


figura 7.18 - Envoltura de corte C1A

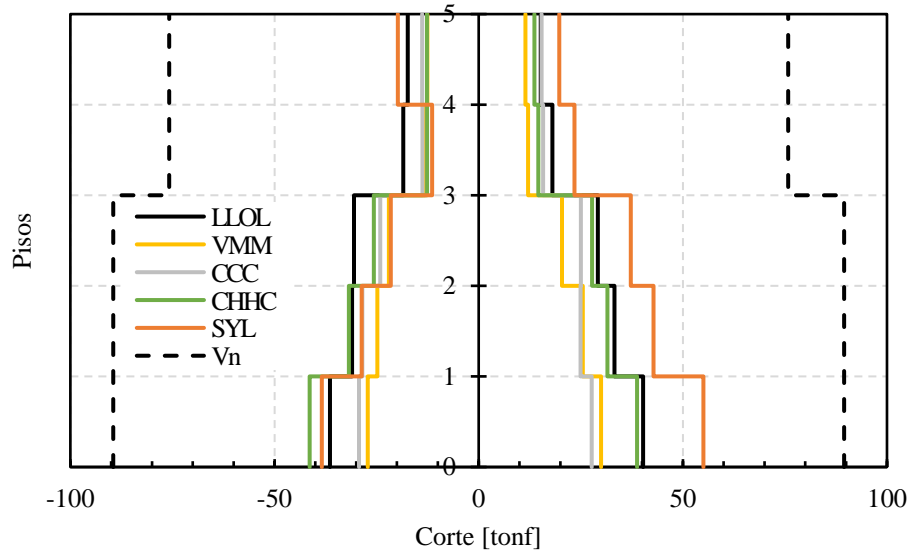


figura 7.19 - Envoltura de corte C2A

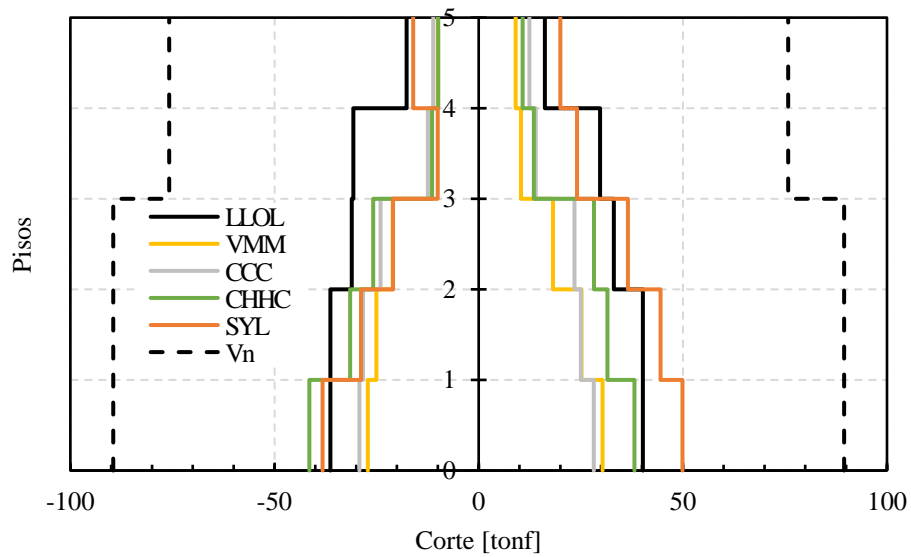


figura 7.20 - Envoltura de corte C3A

La envoltura de corte muestran que la demanda debido a los registros sísmicos no sobrepasan el corte nominal estimados de acuerdo con ACI318-19[1].

7.5.2.3 Envoltura de momento

En las figura 7.21 a figura 7.23 se presentan las envolturas de momento de las columnas C1A, C2A y C3A obtenidas del para cada registro sísmico, junto con los valores del momento de nominal provenientes del

diagrama de interacción obtenido de acuerdo con ACI318-19 [1] utilizando una carga axial constante en cada piso correspondiente a la combinación de carga 1.0DL + 1.0LL.

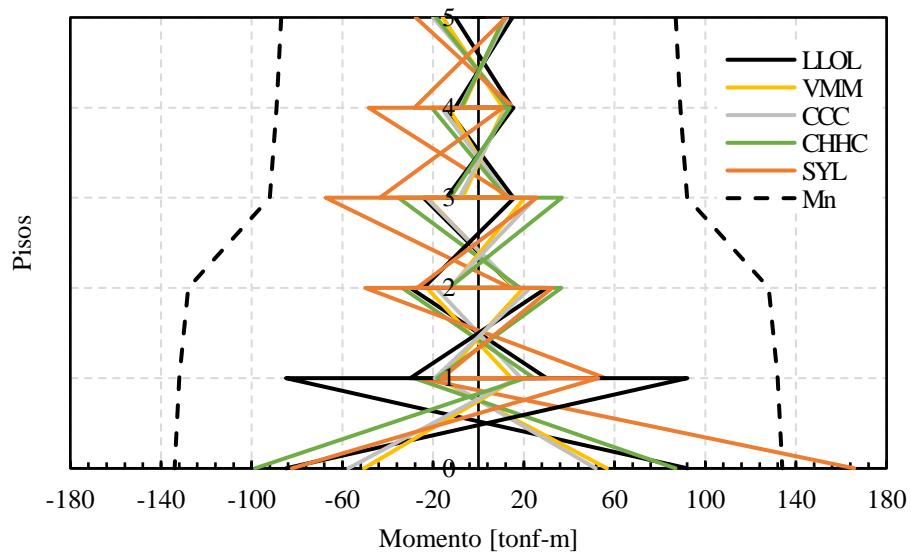


figura 7.21 - Envolvente de momento C1A

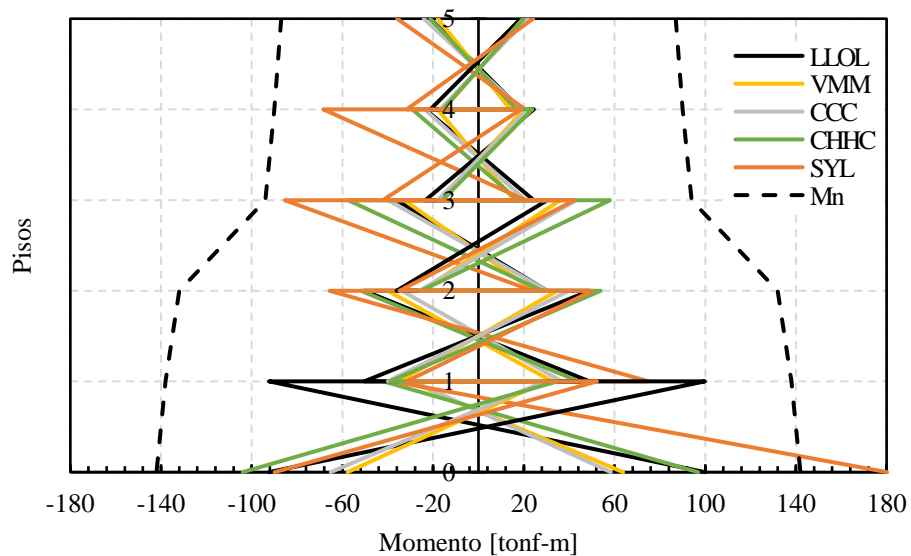


figura 7.22 - Envolvente de momento C2A

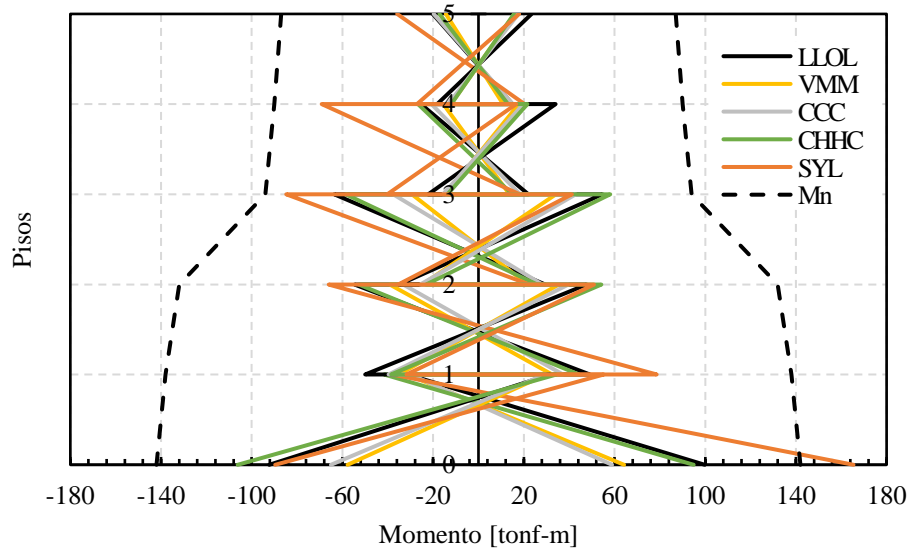


figura 7.23 - Envolvente de momento C3A

En las figura 7.21 a figura 7.23 se aprecia que los momentos máximos demandado en la estructura sobrepasan el momento nominal para el registro sísmico de Sylmar.

7.5.2.4 Momento-curvatura vigas

En las figura 7.24 a figura 7.28 se presentan el momento – curvatura de las vigas del primer piso de los ejes A-1-2 y eje A-2-7 de la figura 7.1 del primer piso para los cinco registros sísmicos usados en este estudio.

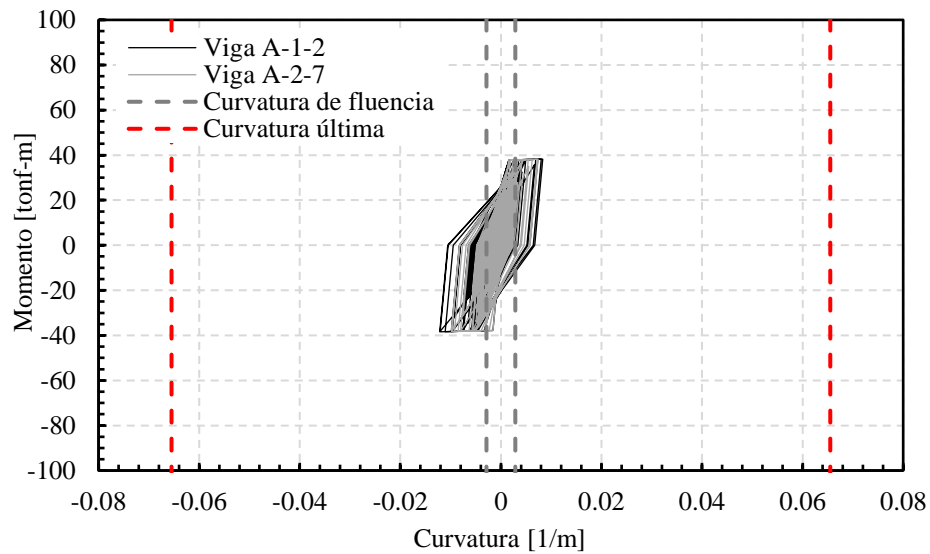


figura 7.24 - Momento - curvatura vigas ejes A-1-2 y A-2-7 del primer piso, registro sísmico Llo - lleo 1985

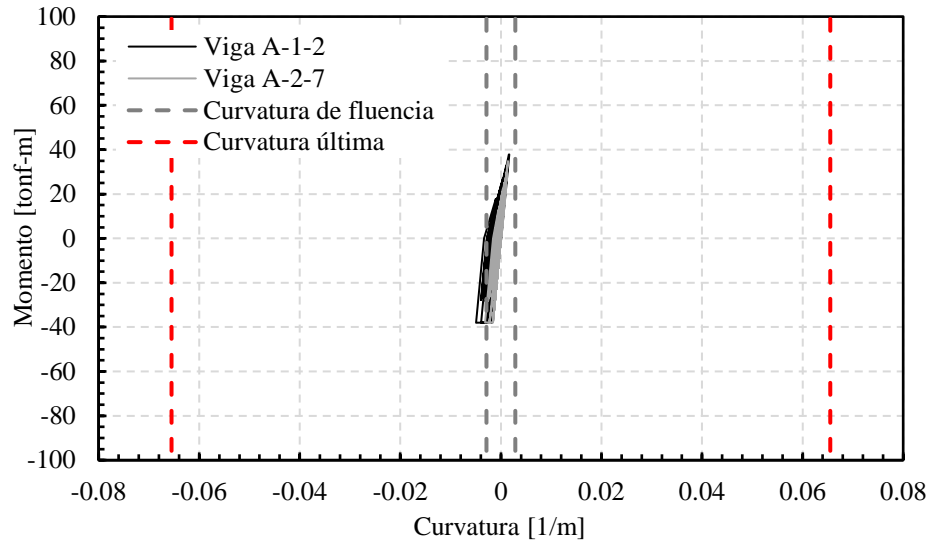


figura 7.25 - Momento - curvatura vigas ejes A-1-2 y A-2-7 del primer piso, registro sísmico Viña del Mar 1985

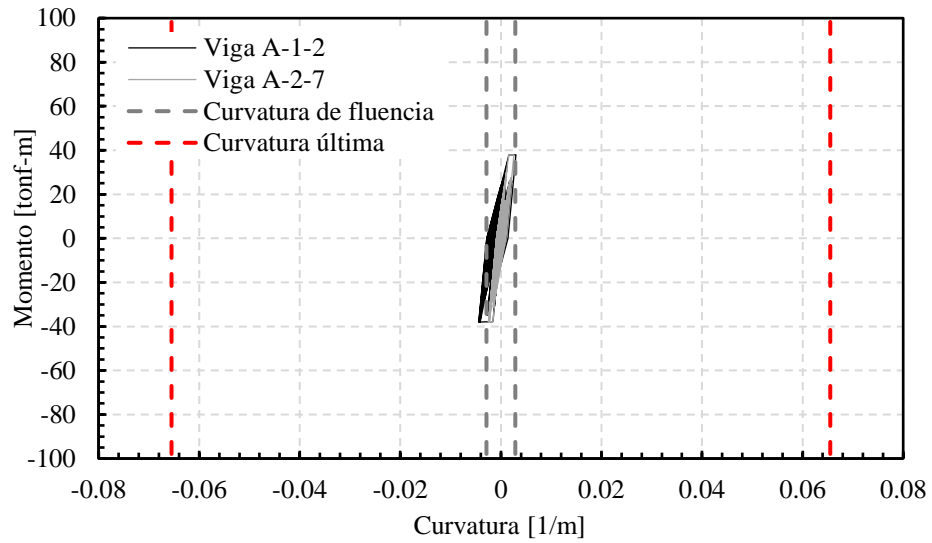


figura 7.26 - Momento - curvatura vigas ejes A-1-2 y A-2-7 del primer piso, registro sísmico Concepción 2010

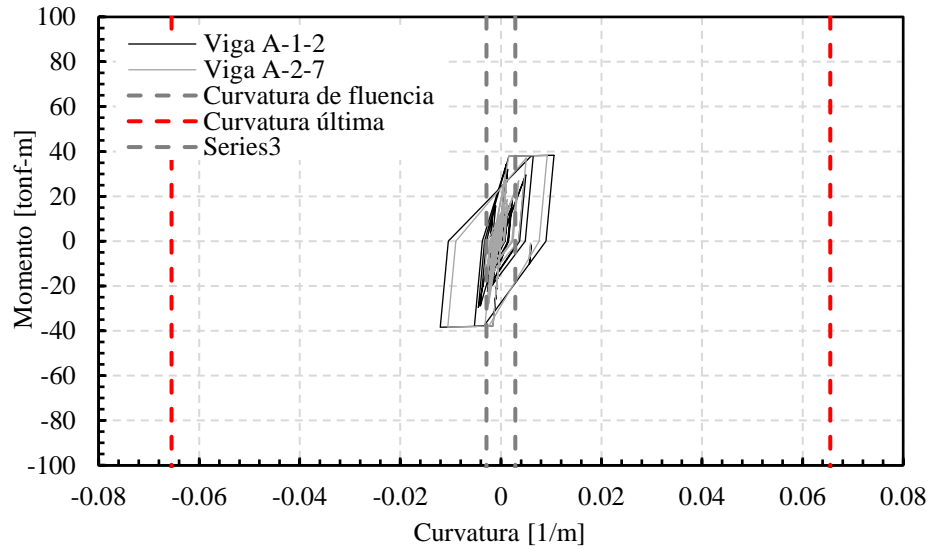


figura 7.27 - Momento - curvatura vigas ejes A-1-2 y A-2-7 del primer piso, registro sísmico Christchurch 2011

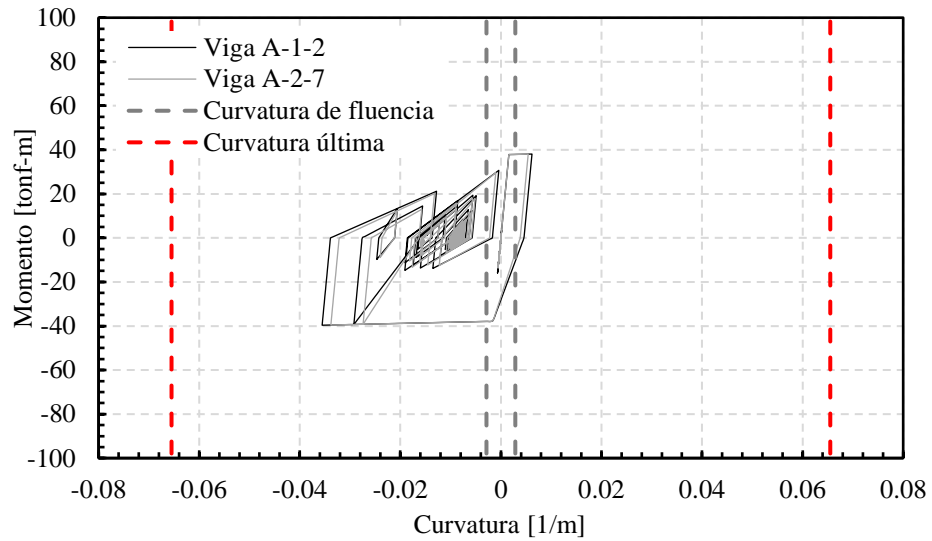


figura 7.28 - Momento - curvatura vigas ejes A-1-2 y A-2-7 del primer piso, registro sísmico Sylmar 1994

7.5.2.5 Momento-curvatura columnas

En las figura 7.29 a figura 7.43 se presentan los gráficos de momento - curvatura de las columnas C1A, C2A y C3A del primer piso obtenidas del para cada registro sísmico.

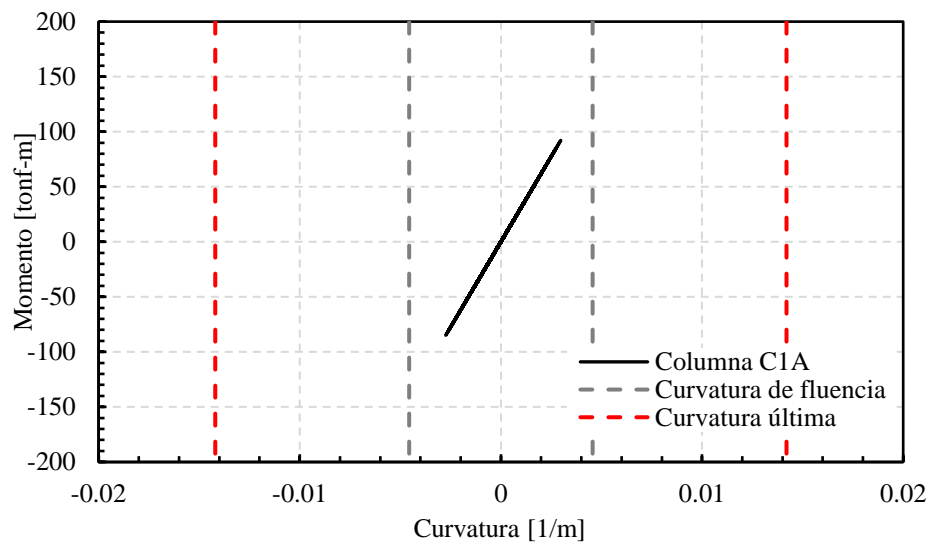


figura 7.29 - Momento - curvatura columna C1A primer piso, registro sísmico Llo - lleo 1985

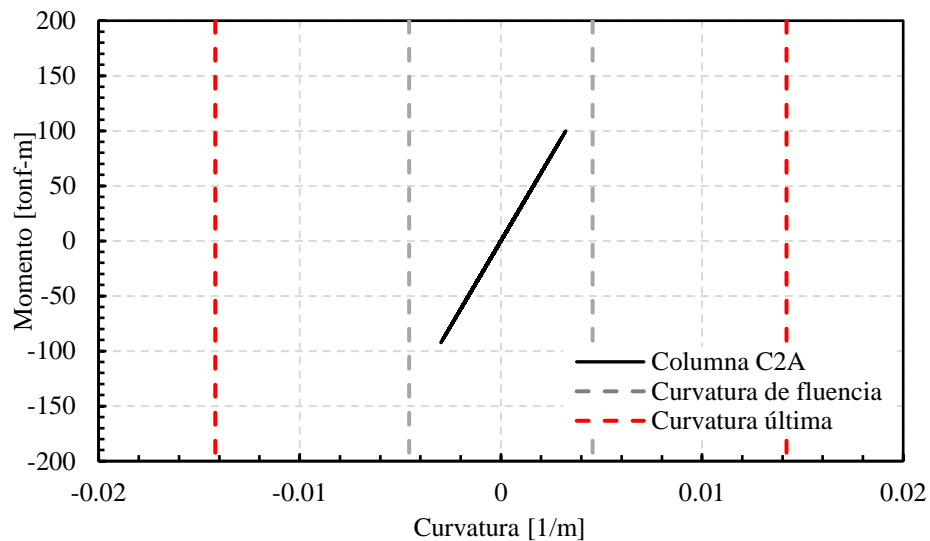


figura 7.30 - Momento - curvatura columna C2A primer piso, registro sísmico Llo - lleo 1985

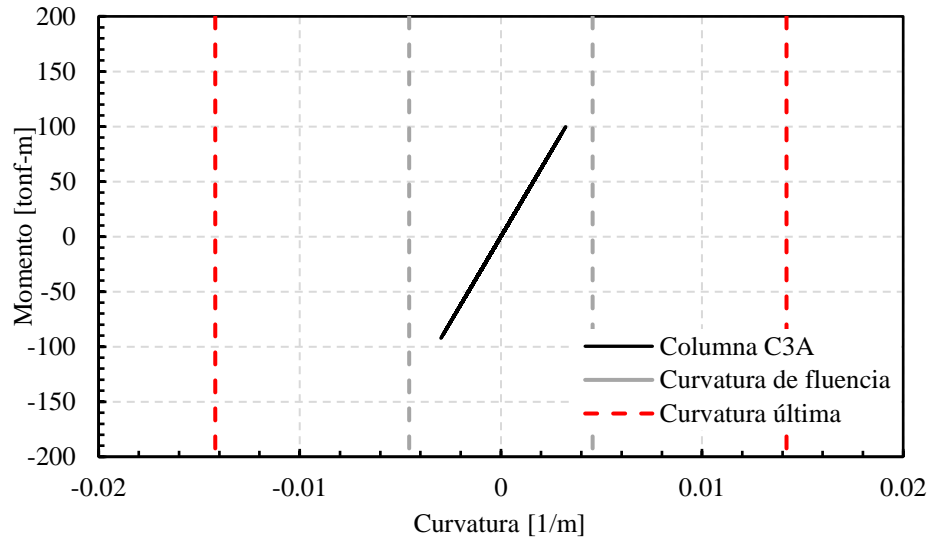


figura 7.31 - Momento - curvatura columna C3A primer piso, registro sísmico Llo - lleo 1985

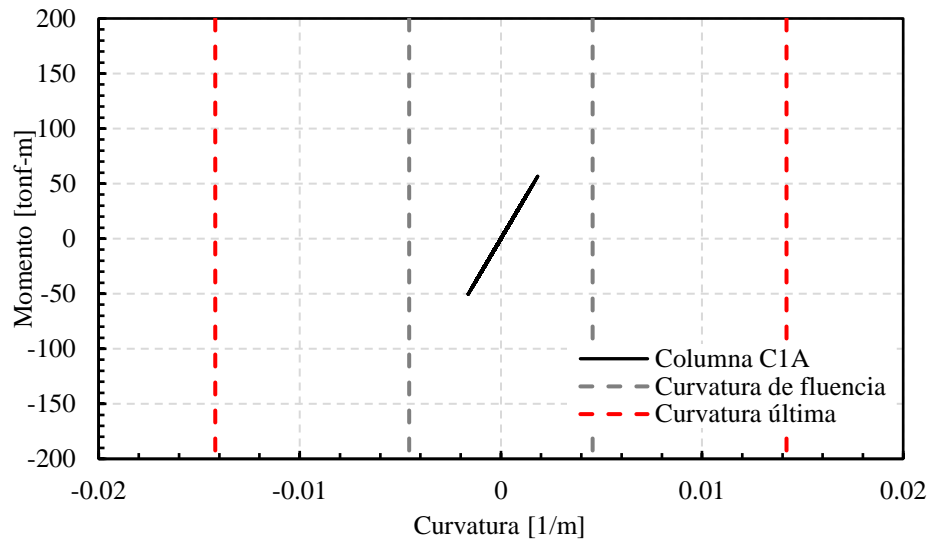


figura 7.32 - Momento - curvatura columna C1A primer piso, registro sísmico Viña del Mar 1985

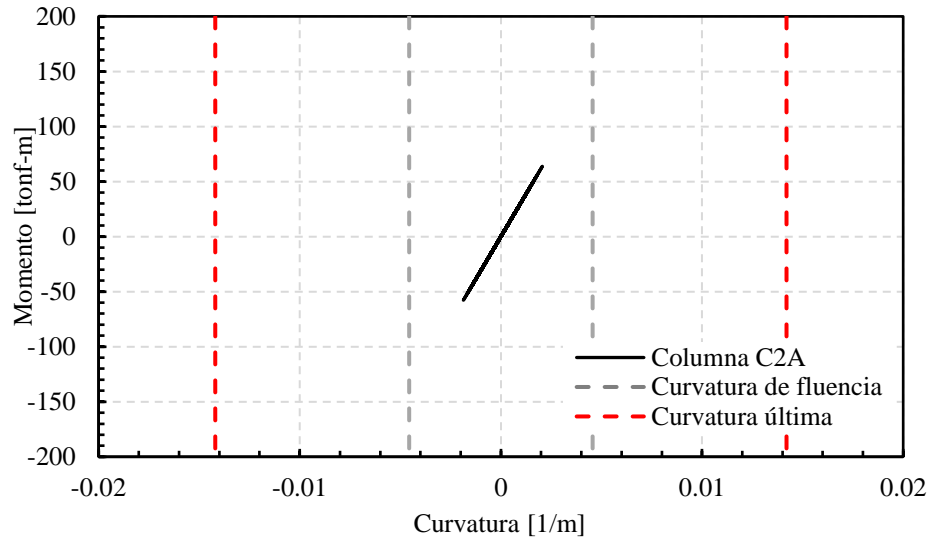


figura 7.33 - Momento - curvatura columna C2A primer piso, registro sísmico Viña del Mar 1985

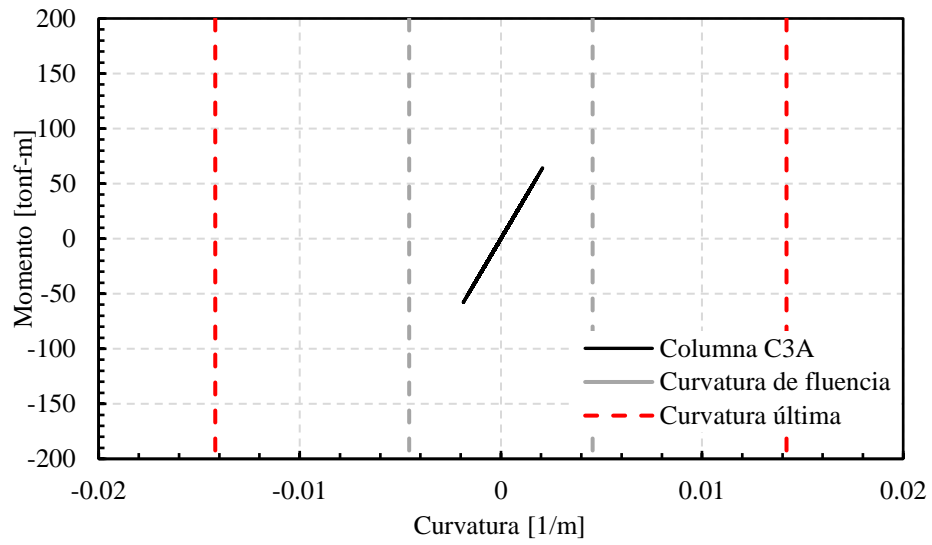


figura 7.34 - Momento - curvatura columna C3A primer piso, registro sísmico Viña del Mar 1985

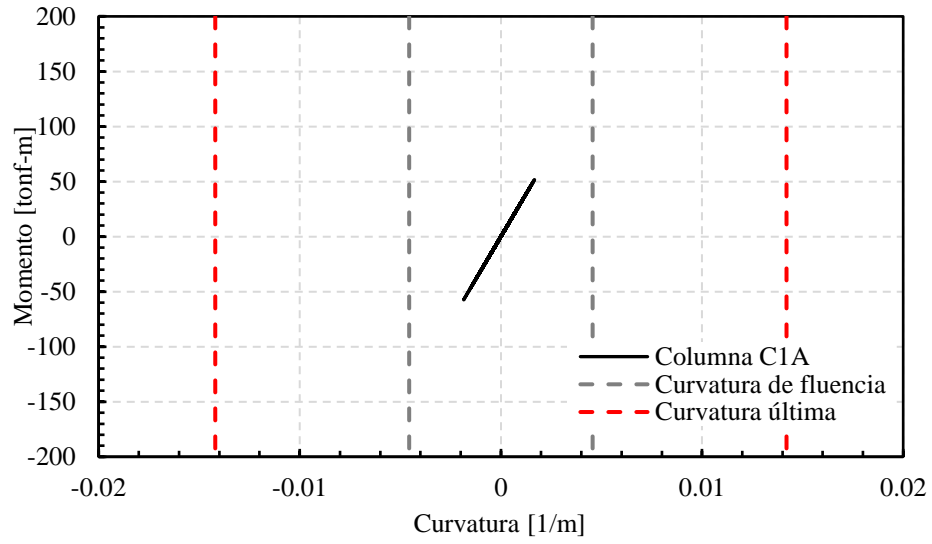


figura 7.35 - Momento - curvatura columna C1A primer piso, registro sísmico Concepción 2010

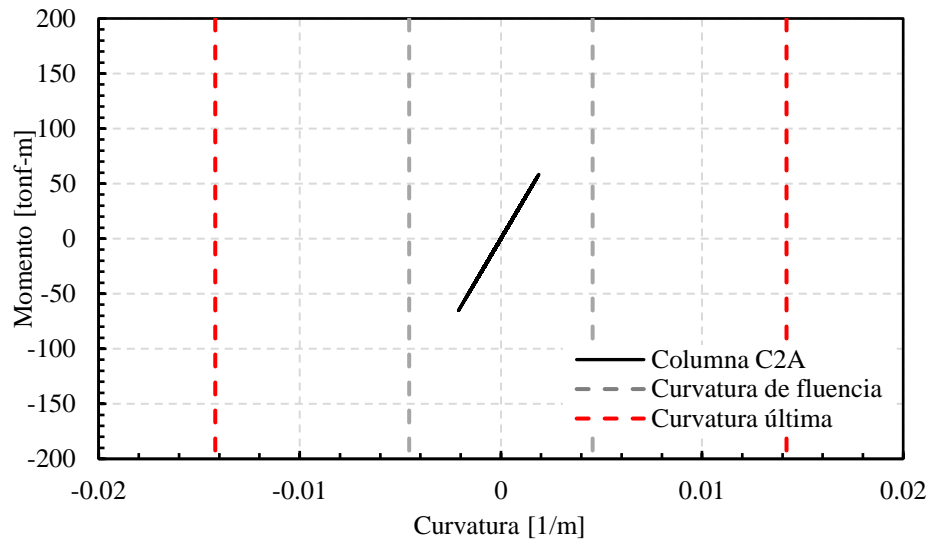


figura 7.36 - Momento - curvatura columna C2A primer piso, registro sísmico Concepción 2010

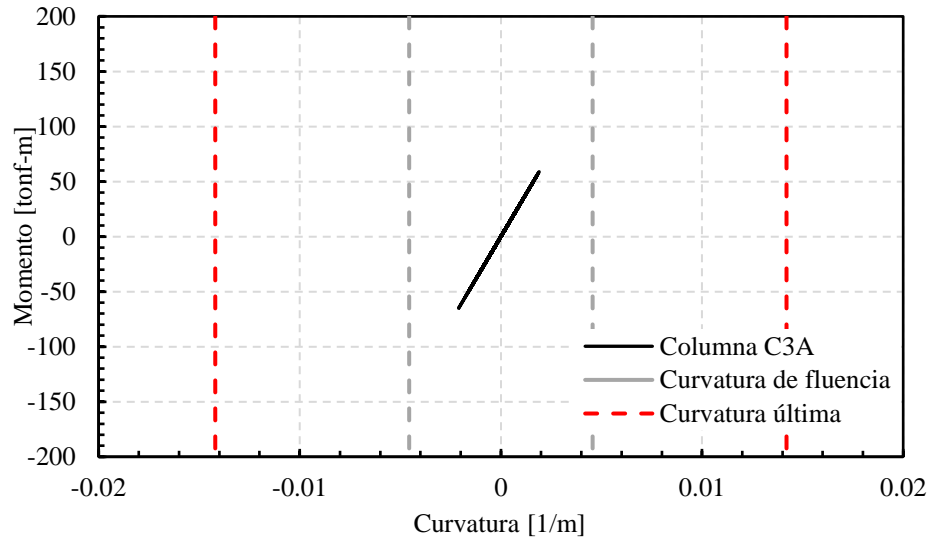


figura 7.37 - Momento - curvatura columna C3A primer piso, registro sísmico Concepción 2010

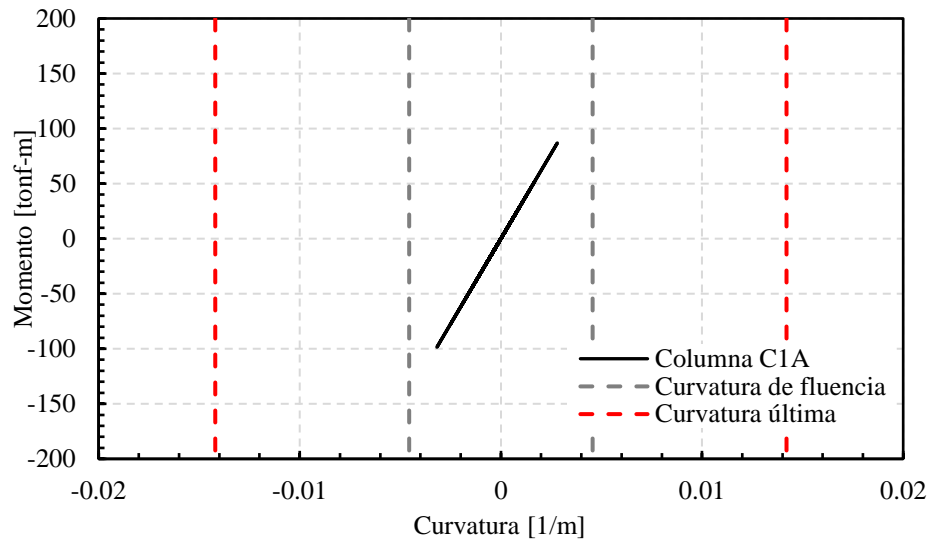


figura 7.38 - Momento - curvatura columna C1A primer piso, registro sísmico Christchurch 2011

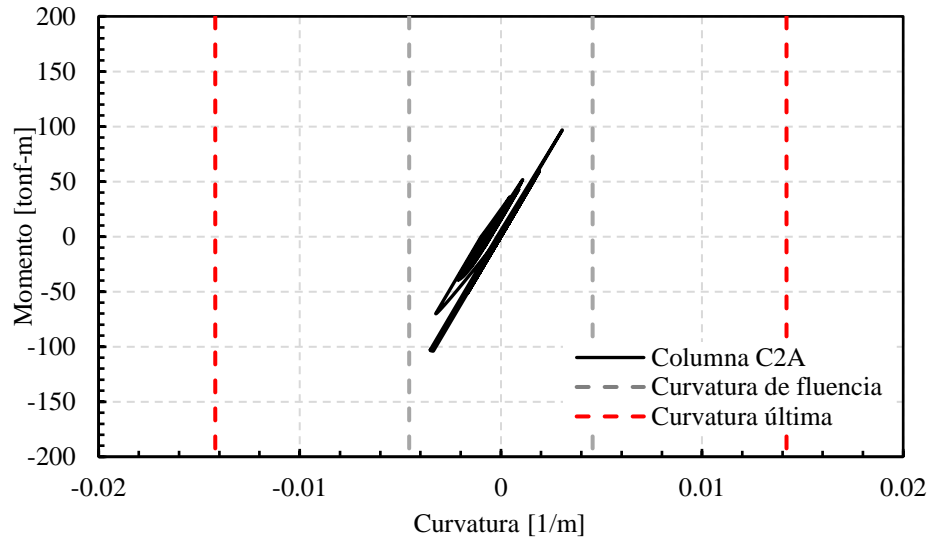


figura 7.39 - Momento - curvatura columna C2A primer piso, registro sísmico Christchurch 2011

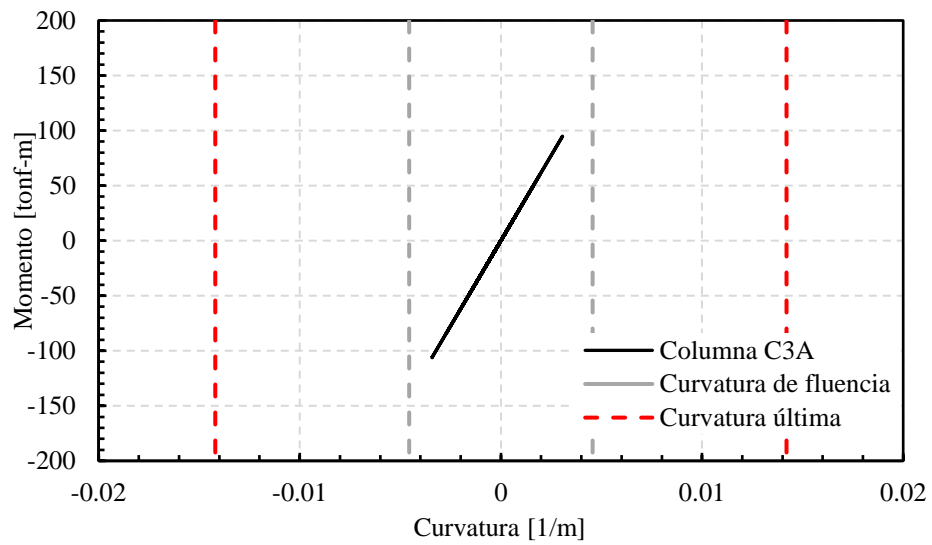


figura 7.40 - Momento - curvatura columna C3A primer piso, registro sísmico Christchurch 2011

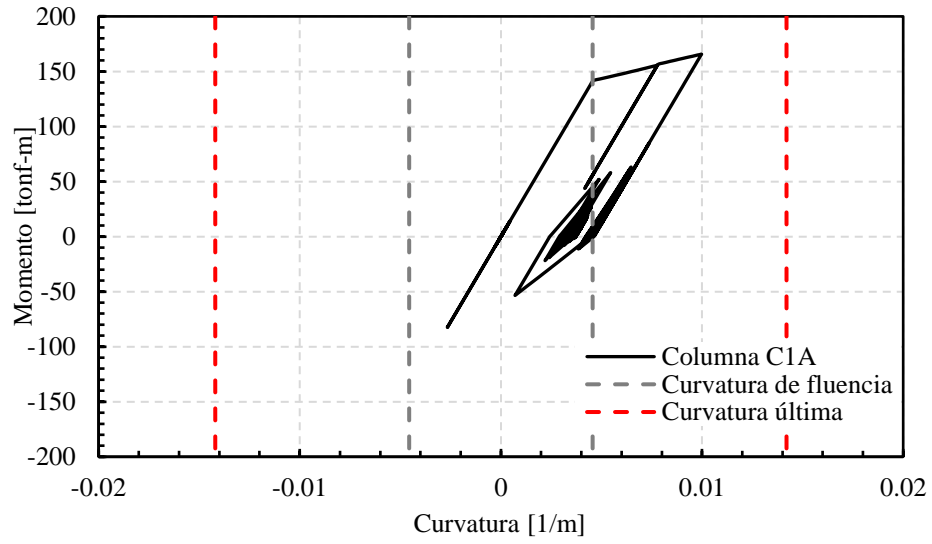


figura 7.41 - Momento - curvatura columna C1A primer piso, registro sísmico Sylmar 1994

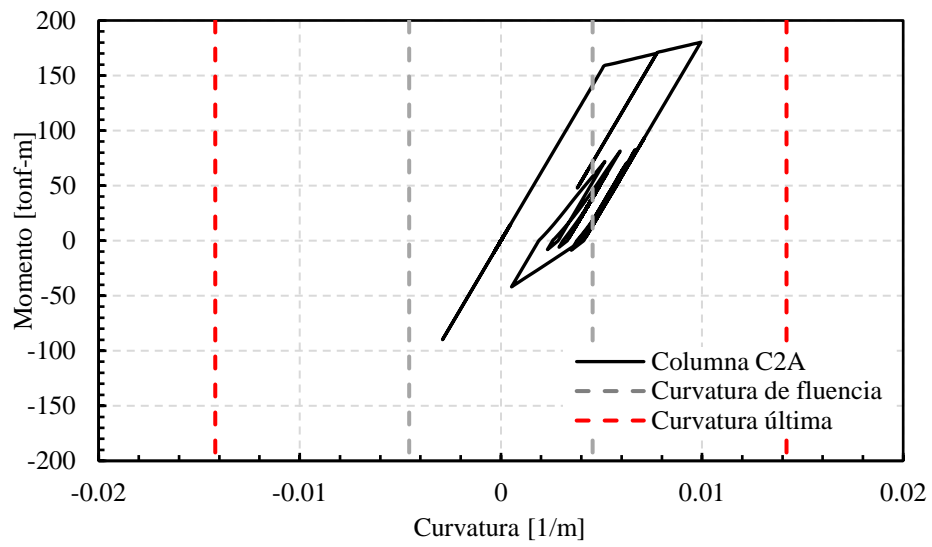


figura 7.42 - Momento - curvatura columna C2A primer piso, registro sísmico Sylmar 1994

8 COMPARACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA NO-LINEAL

8.1 Introducción

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis no-lineal para los cinco registros sísmicos utilizados en los capítulos 6 y 7 de este trabajo, de la estructura en estudio sin BRB y con BRB. En particular se realizaron las comparaciones de gráficos de desplazamiento de techo en el tiempo en términos de DR, los desplazamientos relativos entrepisos máximos, y los desplazamientos residuales.

8.2 Demandas globales

8.2.1 Comparación desplazamiento relativos entre piso en el tiempo

En las figura 8.1 a figura 8.5 se presentan la comparación de los gráficos de la distorsión global en función del tiempo, obtenidos para la dirección X de análisis para el caso de estudio de la estructura sin riostras y la estructura con la incorporación de riostras tipo BRB para los cinco registros sísmicos considerado en este estudio definidos en el capítulo 6.5.1.

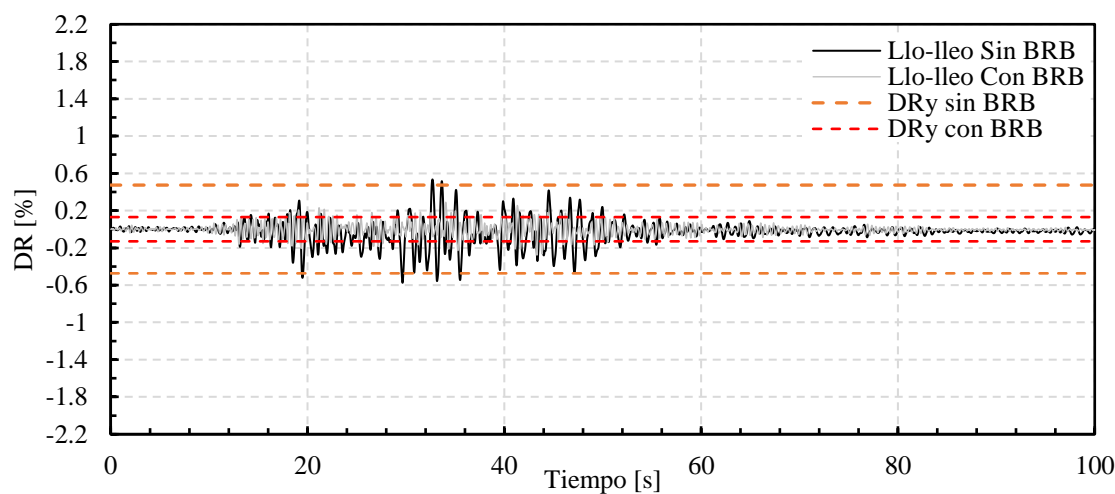


figura 8.1 – Comparación de historia de desplazamiento de techo (DR), registro Llo – ileo 1985

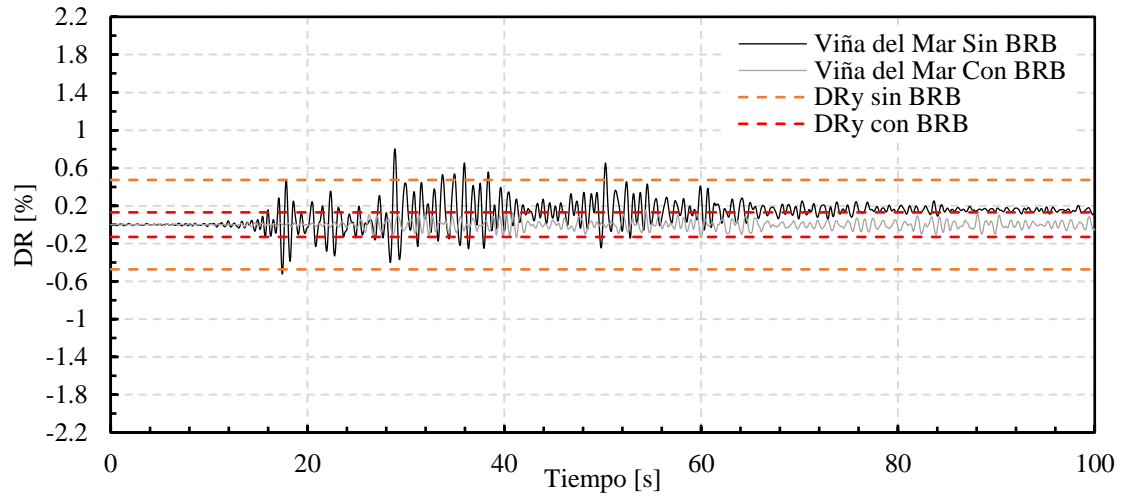


figura 8.2 - Comparación de historia de desplazamiento de techo (DR), registro Viña del mar 1985

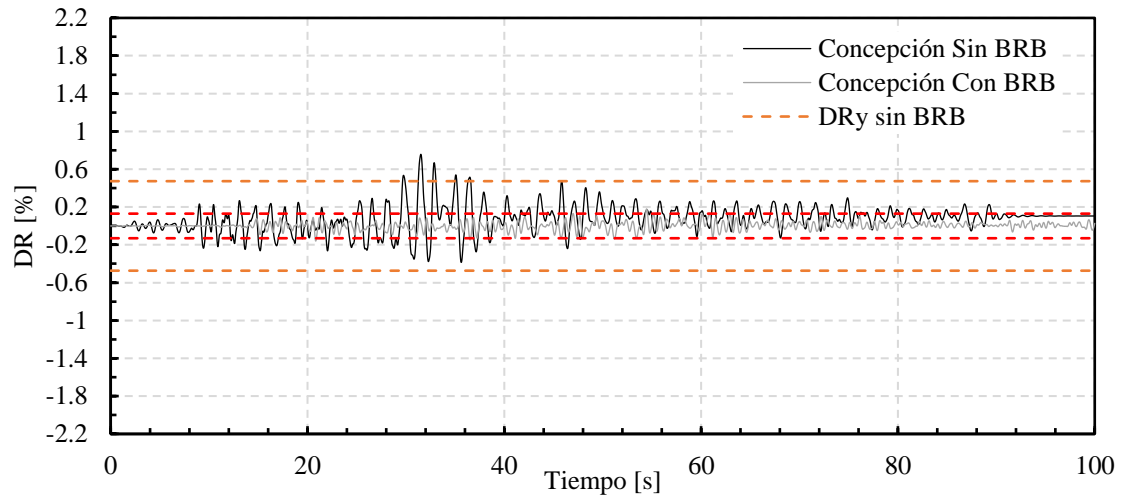


figura 8.3 - Comparación de historia de desplazamiento de techo (DR), registro Concepción 2010

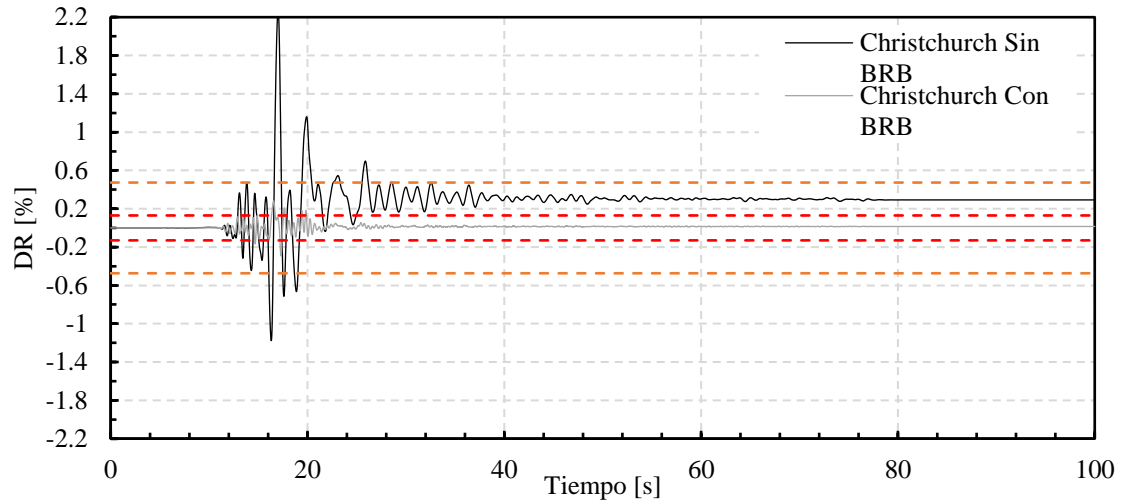


figura 8.4 - Comparación de historia de desplazamiento de techo (DR), registro Christchurch 2011

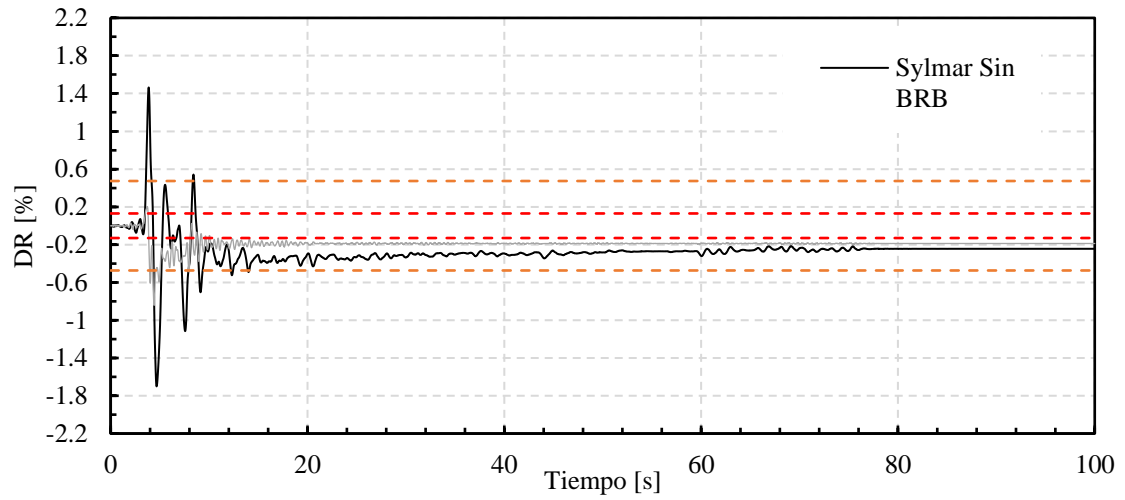


figura 8.5 - Comparación de historia de desplazamiento de techo (DR), registro Sylmar 1994

Los resultados del análisis de la distorsión global muestran que la magnitud de los desplazamientos de techo disminuye considerablemente con la incorporación de las riostras de pandeo restringido (BRB). Para los registros sísmicos de Christchurch y Sylmar se aprecia que se redujo de manera importante los desplazamientos de techo. Sin embargo, los análisis muestran experimentan deformaciones remanentes importantes en la estructura.

Tabla 8.1 – Comparación de demanda de desplazamientos globales

Registro	DR _{máx} sin BRB [%]	μ_e sin BRB	DR _{máx} con BRB [%]	μ_e con BRB
Llo-lleo	0.58	1.22	0.29	2.37
Viña del Mar	0.80	1.69	0.16	1.28
Concepción	0.76	1.60	0.18	1.48
Christchurch	2.27	4.80	0.29	2.40
Sylmar	1.70	3.59	0.85	6.93

8.2.2 Comparación desplazamiento y drift residuales entre piso máximos

A continuación, se representan los desplazamientos y drift residuales para el caso de estudio de la estructura sin riostras y la estructura con la incorporación de riostras BRB más el encamisado de las columnas para los cinco registros sísmicos considerado en este estudio definidos en el capítulo 6.5.1.

8.2.2.1 Desplazamientos residuales

En las figuras figura 8.6 a figura 8.10 se presenta la comparación de los desplazamientos residuales de la estructura en estudio y la estructura con la implementación de riostras tipo BRB.

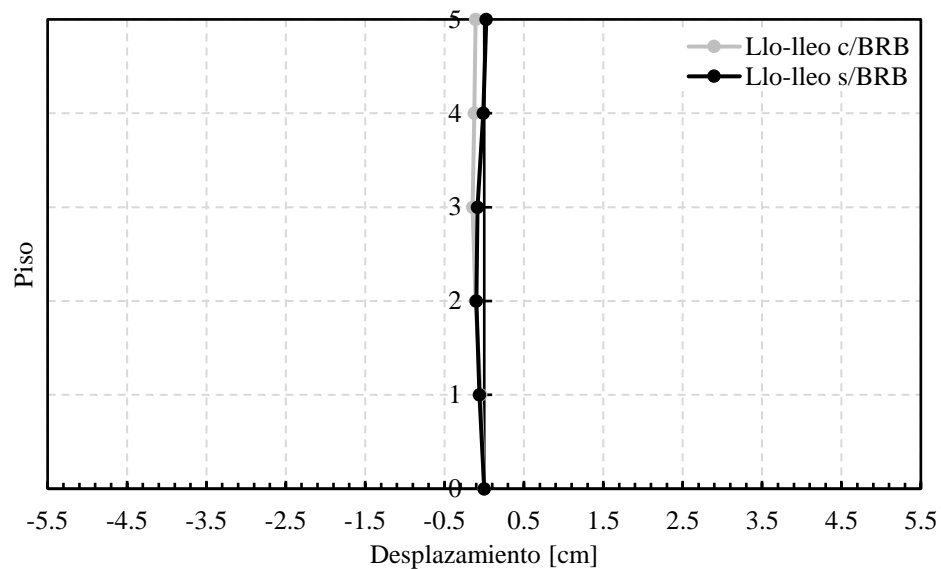


figura 8.6 – Comparación desplazamientos residuales, registro sísmico Llo - lleo 1985

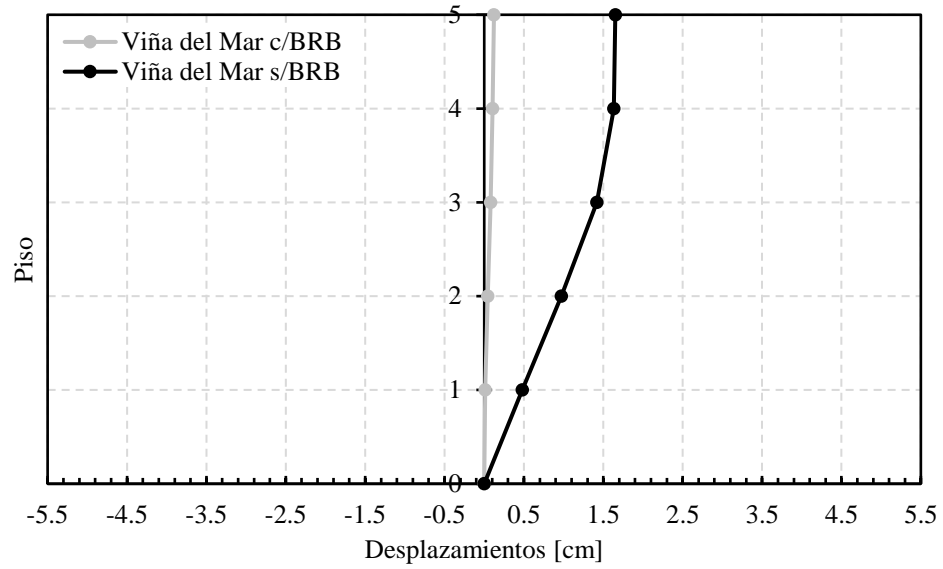


figura 8.7 – Comparación desplazamientos residuales, registro sísmico Viña del Mar 1985

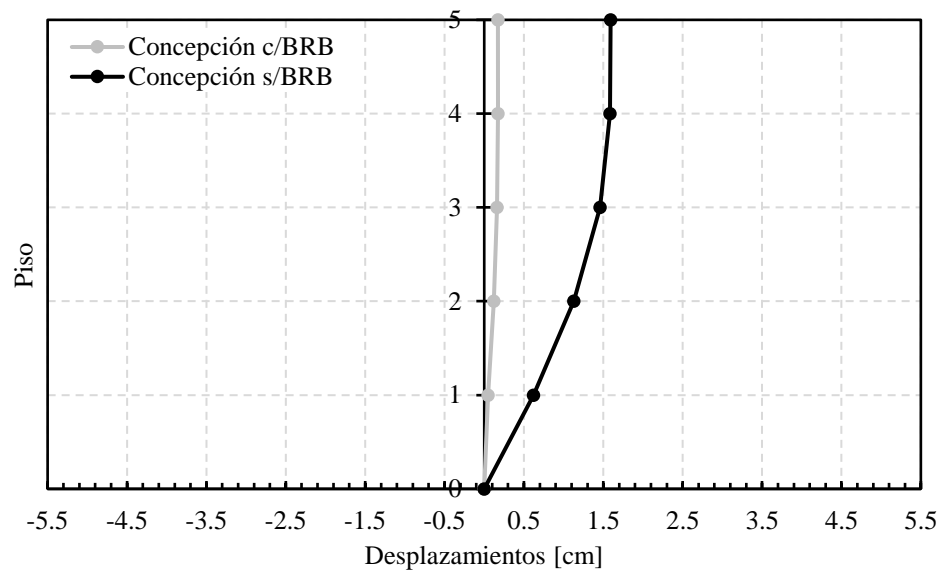


figura 8.8 - Comparación desplazamientos residuales, registro sísmico Concepción 2010

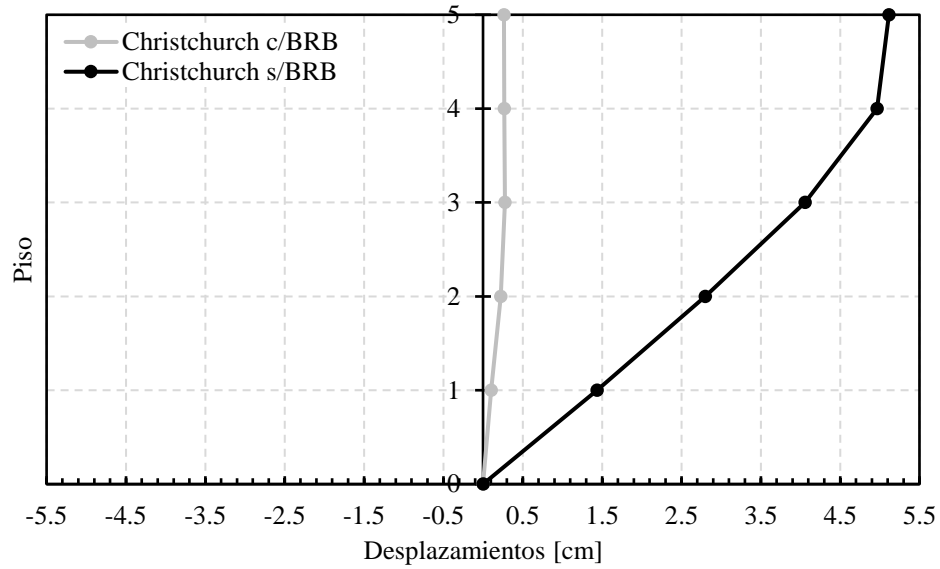


figura 8.9 - Comparación desplazamientos residuales, registro sísmico Christchurch 2011

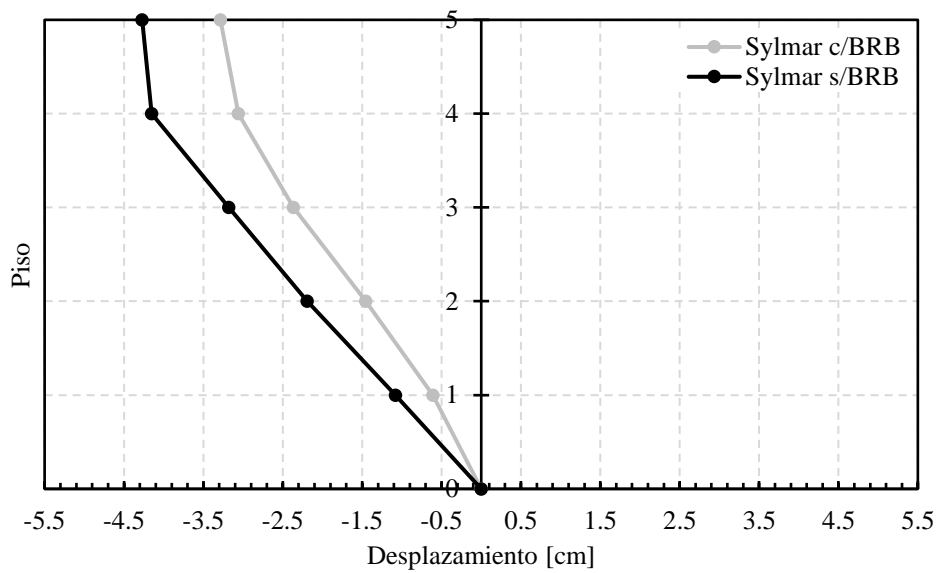


figura 8.10 - Comparación desplazamientos residuales, registro sísmico Sylmar 1994

8.2.2.2 Drift residuales

En las figuras figura 8.11 a figura 8.15 se presenta la comparación de los drift residuales de la estructura en estudio y la estructura con la implementación de riostras tipo BRB.

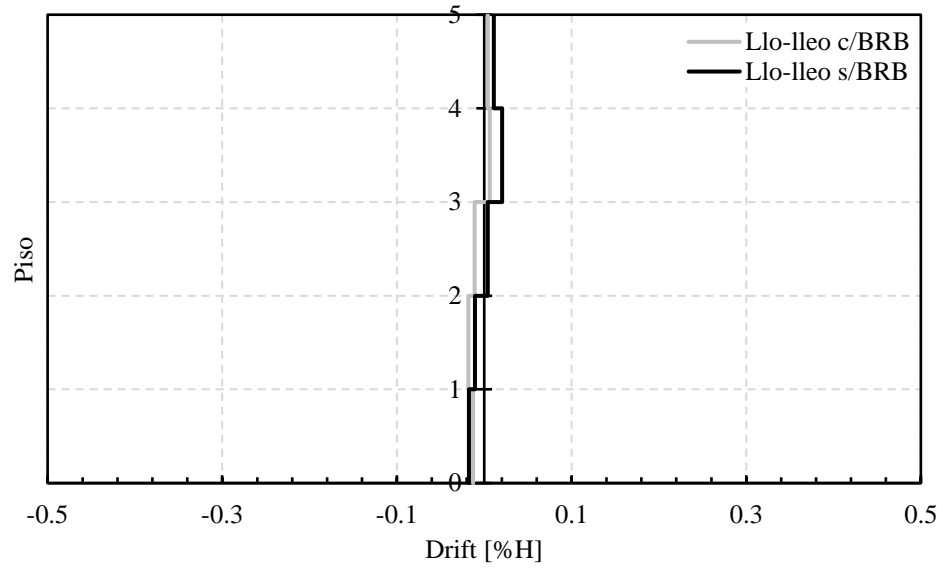


figura 8.11 - Comparación drift residual, registro sísmico Llo – ileo 1985

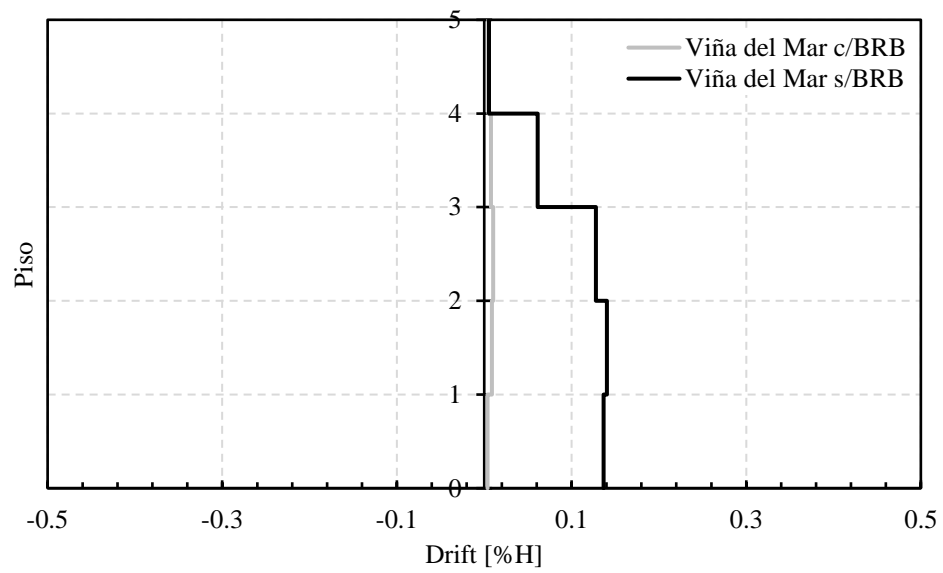


figura 8.12 - Comparación drift residual, registro sísmico Viña del Mar 1985

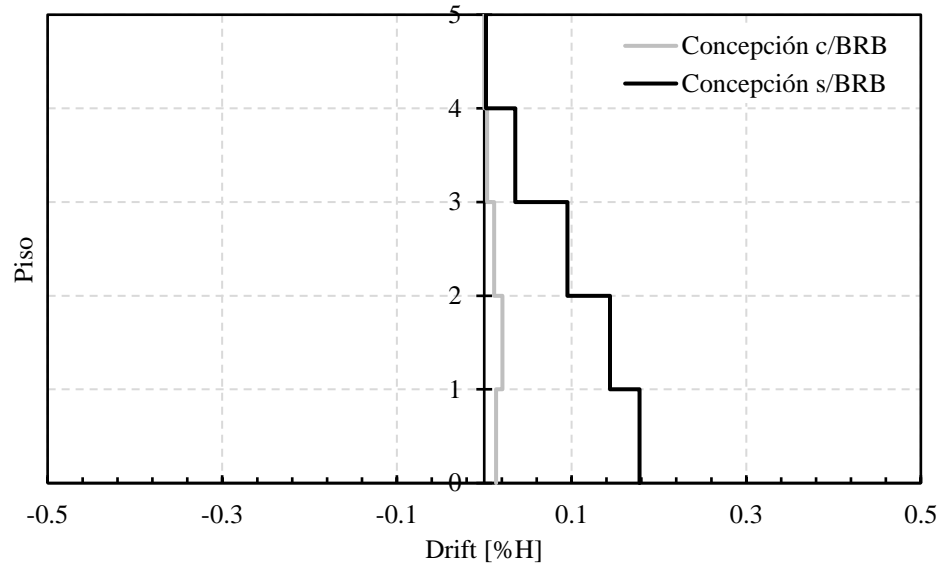


figura 8.13 - Comparación drift residual, registro sísmico Concepción 2010

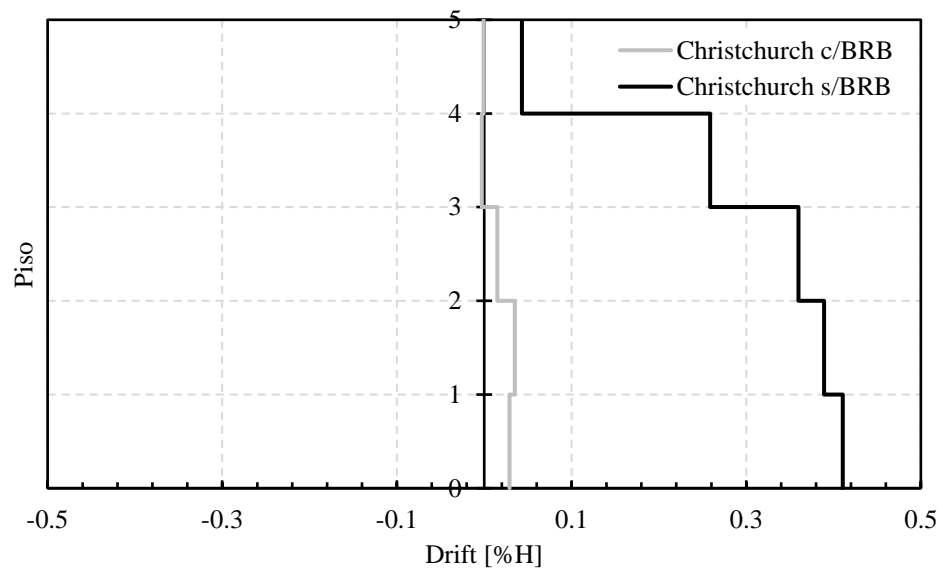


figura 8.14 - Comparación drift residual, registro sísmico Christchurch 2011

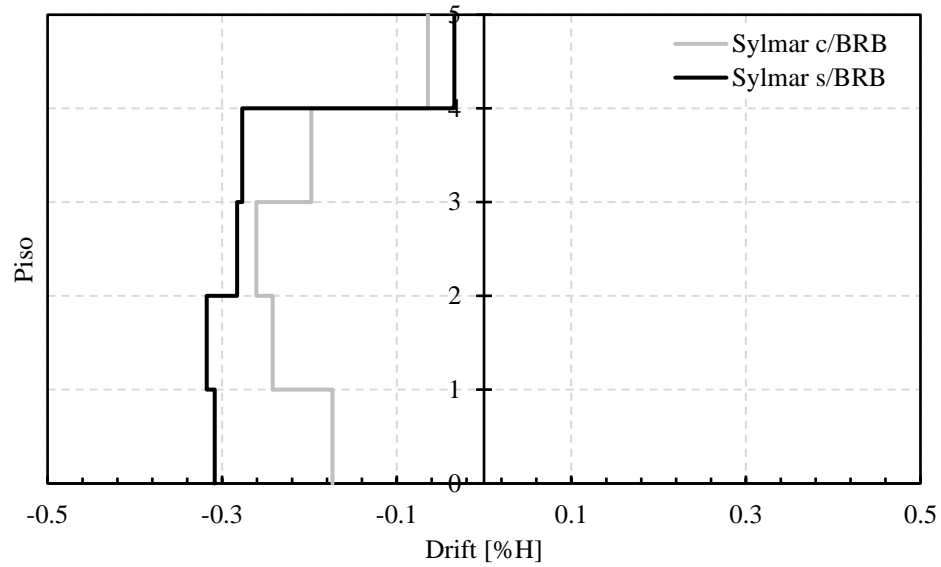


figura 8.15 - Comparación drift residual, registro sísmico Sylmar 1994

Se observa para los registros sísmicos Chilenos y el registro de Christchurch, que la incorporación de las riostras de pandeo restringido disminuye de manera significativa los drift residuales de pisos. Para el registro sísmico extranjero Sylmar, la estructura con las riostras BRB presenta drift residuales. Se propone para futuros estudios se implemente riostras tipo SMA para reducir los desplazamientos residuales, como muestra la investigación de Rubio 2021 [48], el cual muestra que la implementación de las riostras tipo SMA no presentan drift residuales.

9 RESUMEN Y CONCLUSIONES

9.1 Resumen

Con el fin de evaluar analíticamente la norma sísmica Chilena NCh433.72 que tuvo una vigencia hasta el año 1993, se diseñó una estructura de estudio compuesta de marcos de hormigón armado, siguiendo los requisitos de las Normas Chilenas NCh429.EOf57 y NCh430.EOf61. La estructura se analizó según los requerimientos de la Norma Chilena NCh433.Of96-mod12, la cual tiene requisitos menos restrictivos que los exigidos por la actual Norma Chilena NCh433.Of96-mod12.

Como solución para la disminución de los desplazamientos relativos entre pisos (Drift) y los esfuerzos en las columnas de la estructura en estudio, se incorporaron riostras de pandeo restringido (BRB), diseñadas en conformidad con lo dispuesto por la norma Norteamericana AISC341-16. Además, se reforzaron las columnas con encamisado.

Se realizó el análisis dinámico inelástico de la estructura en estudio y de la estructura reforzada con las riostras de pandeo restringido (BRB) y el encamisado utilizando el programa Ruaumoko, considerando un modelo plano del sistema resistente en la dirección X. Se realizó un análisis incremental del sistema para estimar el desplazamiento de fluencia de la estructura si la respuesta es similar al primer modo.

Se realizó una serie de análisis dinámicos no-lineales, utilizando los registros sísmicos de Llo–lleo (1985), Viña del Mar (1985), Concepción (2010), Christchurch (2011) y Sylmar (1994). Se evaluó la respuesta global de la estructura en términos del valor del desplazamiento de techo en el tiempo, las deformadas de la estructura en los instantes de máximo desplazamiento de piso y los desplazamientos relativos de entrepiso. Se estudió el comportamiento momento – curvatura en la base de las columnas; y la envolvente de corte y momento de las columnas.

Los resultados indican que existirían deformaciones residuales importantes en la estructura en estudio sin riostras, llegando a un drift residual máximo de 0.18 %H para el registro sísmico Chileno de Concepción del 2010 y un drift residual máximo de 0.41 %H para el registro sísmico extranjero de Christchurch.

Se observa que la incorporación de riostras restringidas al pandeo en la estructura en estudio disminuye considerablemente los desplazamientos relativos de piso del sistema, además se aprecia una disminución considerable de las deformaciones residuales para los registros sísmicos con la incorporación de las riostras tipo BRB, pero para el registro sísmico de Sylmar no se logró disminuir los desplazamientos residuales. También se observa que la incorporación de las riostras tipo BRB disminuye las fuerzas de corte provenientes de los registros sísmicos en las columnas.

9.2 Conclusiones

Como resultado de este trabajo de título, se determinó que la estructura diseñada con las normativas vigentes en Chile de los años 70's, NCh433.72, NCh429.EOf57 y NCh430.EOf61, es deficiente con lo que respecta al diseño de las vigas y columnas. Además, en particular se evidencia que la norma de diseño sísmico NCh433.72 subestima las fuerzas y desplazamientos debido a la acción sísmicas. La estructura en estudio diseñada con la norma Chilena sísmica NCh433.72 no cumple con los desplazamientos relativos entre pisos exigidos por la norma NCh433.Of96-mod12.

La incorporación de riostras de pandeo restringido (BRB) a la estructura en estudio redujo de manera significativa los desplazamientos relativos entre pisos, logrando dar cumplimiento satisfactoriamente con lo exigido por la norma NCh433.Of96-mod12, en las que se redujeron los Drift de piso desde 0.38% hasta 0.09% de la altura de entrepiso. Esto es debido al aumento significativo de la rigidez de la estructura con la incorporación de las BRB.

Con los análisis no-lineales dinámicos de la estructura diseñada con la norma de los 70's se determinó que los desplazamientos relativos de entrepisos para el estado de límite último sobrepasan lo permitido por la norma de Nueva Zelanda NZS1170-5 con los registros de Christchurch y Sylmar. Con lo anterior se concluye que la norma de diseño sísmico Chilena NCh433.72 subestima las fuerzas debido a la acción sísmica, y no limita los desplazamientos relativos máximos de entrepiso. Esto deja en evidencia una vulnerabilidad sísmica a las estructuras diseñadas entre los años 1972 a 1993 con esta norma.

Los resultados del análisis no-lineal con los cinco registros ocupados muestran que la incorporación de las riostras de pandeo restringido y el encamisado de las columnas en la estructura disminuye considerablemente los desplazamientos de techo (DR). Para los casos de los registros sísmicos Chilenos (Llo-lleo 1985, Viña del Mar 1985 y Concepción 2010), se predice que la estructura reforzada con BRB experimentaría menores desplazamientos que la estructura original, con sus elementos columnas respondiendo en rango lineal, y se lograría menores desplazamientos residuales. Por otro lado, para los registros sísmicos de Christchurch y Sylmar, los resultados indican que se reduciría de manera significativa los desplazamientos de piso de la estructura original. Sin embargo, los análisis también muestran que se tendría deformaciones remanentes importantes si es sometida al registro sísmico de Sylmar. La incorporación de riostras tipo SMA reducen significativamente las deformaciones remanentes de la estructura, los cuales se podrían incorporar en un estudio futuro para este trabajo.

Como muestran los análisis dinámicos no-lineal, la incorporación de las BRB más el encamisado de las columnas aumentó los momentos máximos solicitantes en las columnas para los cinco registros sísmicos considerados, llegando incluso a sobrepasar el momento nominal en la base para el registro sísmico de Sylmar. Con respecto a las fuerzas de corte, los análisis demuestran que en la mayoría de los casos sus valores máximos aumentaron en las columnas, en comparación a la estructura original. Los análisis muestran que los momentos nominales en las columnas determinados con el código Norteamericano ACI318-19 son sobrepasados por los momentos solicitantes.

Las riostras tipo BRB alcanzan deformaciones axiales máximas del orden del 68% de la deformación máxima de diseño, lo que indica que el diseño no es excesivamente conservador (BRBs no están sobredimensionadas).

Se demostró las grandes falencias de la norma Chilena de Diseño sísmico NCh433.72 en cuanto a la subestimación de las sollicitaciones sísmicas. Por otra parte, en general la implementación de las riostras BRB para disminuir los desplazamientos de pisos más el encamisado de las columnas mejoraron de manera satisfactoria la estructura, salvo para el registro sísmico de Sylmar, donde el momento solicitante sobrepasa el momento nominal en la base. Para futuros trabajo se puede cambiar el refuerzo de encamisado por la incorporación de placas metálicas en las columnas o con FRP.

Referencias

- [1] ACI318-19, *"Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary"*. EE.UU., 2019.
- [2] S. Pampanin, "Controversial aspects in seismic assessment and retrofit of structures in modern times: Understanding and implementing lessons from ancient heritage," *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 39, no. 2, pp. 120–134, 2006, doi: 10.5459/bnzsee.39.2.120-133.
- [3] P. Quintana Gallo, "The Nonlinear Dynamics Involved in the Seismic Assessment and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings," PhD thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2014.
- [4] S.-J. H. Christoph Mahrenholtz, Pao-Chun Lin, An-Chien Wu, Keh-Chyuan Tsai, "Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 1, no. 056, pp. 1–6, 2014, doi: 10.1002/eqe.2458.
- [5] C.-M. Uang and M. Nakashima, "Buckling-Resreained Braced Frames," *Earthq. Eng. from Eng. Seismol. to Performance-Based Eng.*, no. 16, 2004, Accessed: Jun. 25, 2020. [Online]. Available: <http://www.roadjz.com/en/show.asp?id=17>.
- [6] C. J. Black, N. Makris, and I. D. Aiken, "Component testing, seismic evaluation and characterization of buckling-restrained braces," *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 6, pp. 880–894, 2004, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:6(880).
- [7] Cámara Chilena de la construcción, "Rehabilitación de Estructuras Existentes," pp. 18–26, 2010.
- [8] Instituto Nacional de Investigaciones (INN), *"NCh 433.n72: Cálculos Antisísmicos de Edificios."* Santiago, Chile, 1972.
- [9] AISC341-16, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. EE.UU., 2016.
- [10] Instituto Nacional de Investigaciones (INN), *"NCh433OF96mod2012: Diseño Sísmico de Edificios."* Santiago, Chile, 2012.
- [11] P. Fajfar, *Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*. Pag. 433-443, 2004.
- [12] Instituto NAacional de Investigaciones (INN), *NCh429.EOF57: Hormigón Armado - Parte 1*. Santiago, Chile, 1957.
- [13] Instituto Nacional de Investigaciones (INN), *NCh430.EOF61: Hormigón Armado - ll Parte*. Santiago, Chile, 1961.
- [14] S. Pampanin, G. M. Calvi, and M. Moratti, "Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads," *12th Eur. Conf. Earthq. Eng.*, vol. 726, no. May 2014, pp. 1–10, 2002, [Online]. Available: ir.canterbury.ac.nz/bitstream/10092/173/1/12587505_Main.pdf.
- [15] R. Park, "A summary of results of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details," *J. Earthq. Eng.*, vol. 6, no. 2, pp. 147–174, 2002, doi: 10.1080/13632460209350413.
- [16] S. Hakuto, R. Park, and H. Tanaka, "Seismic Load Tests on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Reinforcing Details," *ACI Struct. J.*, vol. 97, pp. 97-S, 2000.
- [17] S. Pampanin and a J. Carr, "Shake table tests of under-designed RC frames for the seismic retrofit of buildings – design and similitude requirements of the benchmark specimen," *Memory*, no. 39, 2010.
- [18] J. Moehle, *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*, no. 1949. McGraw-Hill Education, 2015.
- [19] P. Stefano, C. Constantin, and C. Te-Hsiu, "Development and Validation of a metallic haunch seismic retrofit solution for existing under-designed RC frame buildings," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 35,

- pp. 1739–1766, 2006, doi: 10.1002/eqe.600.
- [20] A. Sharma, G. R. Reddy, R. Eligehausen, G. Genesio, and S. Pampanin, “Seismic response of reinforced concrete frames with haunch retrofit solution,” *ACI Struct. J.*, vol. 111, no. 3, pp. 673–684, 2014, doi: 10.14359/51686625.
- [21] F. Sutcu, A. Bal, K. Fujishita, R. Matsui, O. C. Celik, and T. Takeuchi, “Experimental and analytical studies of sub-standard RC frames retrofitted with buckling-restrained braces and steel frames,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 18, no. 5, pp. 2389–2410, 2020, doi: 10.1007/s10518-020-00785-4.
- [22] G. Della Corte, M. D’Aniello, R. Landolfo, and F. M. Mazzolani, “Review of steel buckling-restrained braces,” *Steel Constr.*, vol. 4, no. 2, pp. 85–93, 2011, doi: 10.1002/stco.201110012.
- [23] Corebraces, “Projects : CoreBrace,” 2016. <https://corebrace.com/projects/> (accessed Jul. 07, 2021).
- [24] CSI, “ETABS 18.1.1, BUILDING ANALYSIS AND DESIGN.” 2016.
- [25] Instituto Nacional de Normalización (INN), “*NCh1537.Of2009: Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso.*” Santiago, Chile, 2009.
- [26] I. N. de I. (INN), “NCh 3171.Of2010 Disposiciones generales y combinaciones de cargas.” 2010.
- [27] P. Q. Gallo, B. Patricio, P. Stefano, and Athol J. Carr, “Seismic Design of RC Walls in Chile : Observed Damage and Identified Deficiencies after the 2010 Maule Earthquake,” no. May, 2020.
- [28] R. R. C. and P. H. O., *Diseño Estructural*, vol. 7. 2020.
- [29] J. A. Blume, N. M. Newmark, and L. H. Corning, *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*. 1961.
- [30] W. López and R. Sabelli, “Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames,” *SteelTIPS*, vol. 33, no. July, pp. 1251–1260, 2004.
- [31] A. S. of C. E. ASCE, *ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, no. 7 98. 2016.
- [32] *American Institute of Steel Construction - ANSI/AISC360*, no. 1. Chicago, 2016.
- [33] *ACI440.2R-17: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. 2017.
- [34] U. Akgüzel, “Assessment and retrofit of deficient reinforced concrete structures using advanced composites,” no. January, 2022.
- [35] P. Quintana Gallo, “EVALUACIÓN ANALÍTICA DEL DAÑO EN UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO,” 2008.
- [36] A. J. Carr, “Dynamic Analysis of 2-Dimensional In-Elastic Structures, Universidad de Canterbury.” Christchurch, Nueva Zelandia, 2021.
- [37] A. J. Carr, *Ruaumoko - Volumen 1: Theory, Universidad de Canterbury*, vol. 1. Christchurch, Nueva Zelandia, 2016.
- [38] R. . S. and A. J. Carr, “The seismic response of inelastic structures,” *Bull. New Zeal. Natl. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 8, no. September, p. 192, 1975.
- [39] T. Paulay, “A Displacement-Focused Seismic Design of Mixed Buildings Systems,” *Earthq. Spectra*, vol. 18, 2002, doi: 10.1193/1.1517066.
- [40] A. J. Carr, *Ruaumoko - Appendices: Strength and Stiffness Degradation*. Christchurch, Nueva Zelandia, 2016.

- [41] A. J. Carr, "Ruaumoko - Volumen 2: User Manual for the 2-Dimensional Version, Ruaumoko2D." Christchurch, Nueva Zelandia, 2017.
- [42] M. Priestley, G. Calvi, and M. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy, 2007.
- [43] helmut Krawinkler and G. D. P. K. Seneviratna, "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation," *J. Eng. Struct.*, vol. 20, pp. 452–464, 1998.
- [44] S. A. Freeman, "Review of the Development of the Capacity Spectrum Method," *ISET J. Earthq. Technol.*, vol. 41, no. 1, p. 113, 2004.
- [45] K. Elwood and J. Moehle, "Evaluation of existing reinforced concrete columns," *13th World Conf. Earthq. Eng.*, no. 579, 2004, [Online]. Available: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_579.pdf.
- [46] *NZS 1170-5 (S1): Structural design actions - Part 5 : Earthquake actions - New Zealand Commentary*, vol. 5. New Zealand, 2004.
- [47] R. Tremblay, L. Poncet, P. Bolduc, R. Neville, and R. DeVall, "Testing and design of buckling restrained braces for canadian application," *13th World Conf. Earthq. Eng.*, no. 2893, 2004.
- [48] R. Rubio, P. Quintana, and D. Marc, "SEISMIC ANALYSIS AND DESIGN OF A 12-STOREY HYBRID TIMBER STRUCTURE COMBINING LVL FRAMES , CLT ROCKING WALLS AND BRB AND SMA STEEL BRACE," no. August, 2021.

Anexo I: Momento – Curvatura de Columnas

A continuación, se presentan los gráficos con sus valores respectivos en tabla del momento curvaturas de las columnas 50X50 y 40x40.

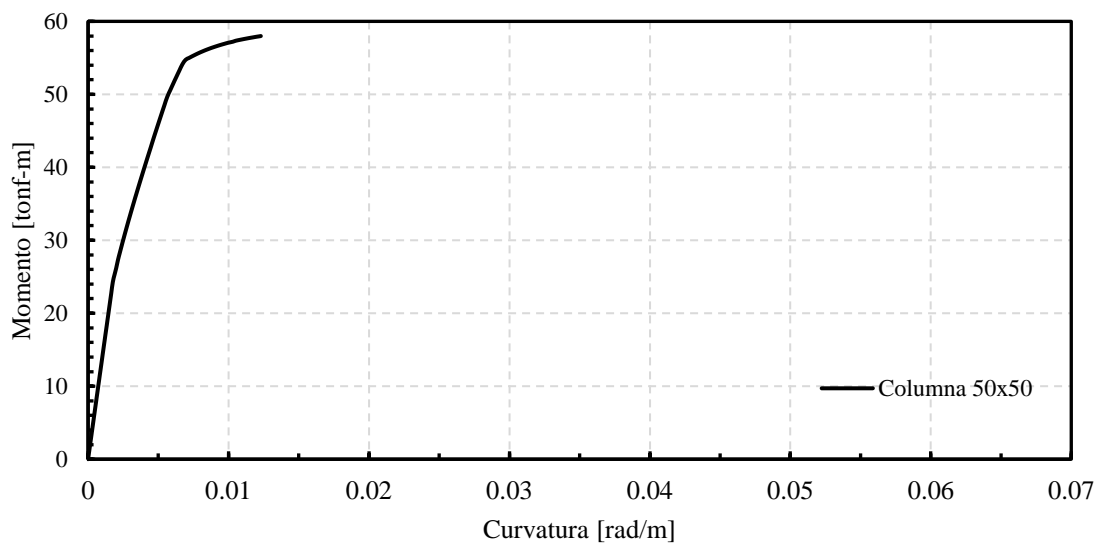


figura A-I.1- Momento – curvatura de columna 50X0 primer piso

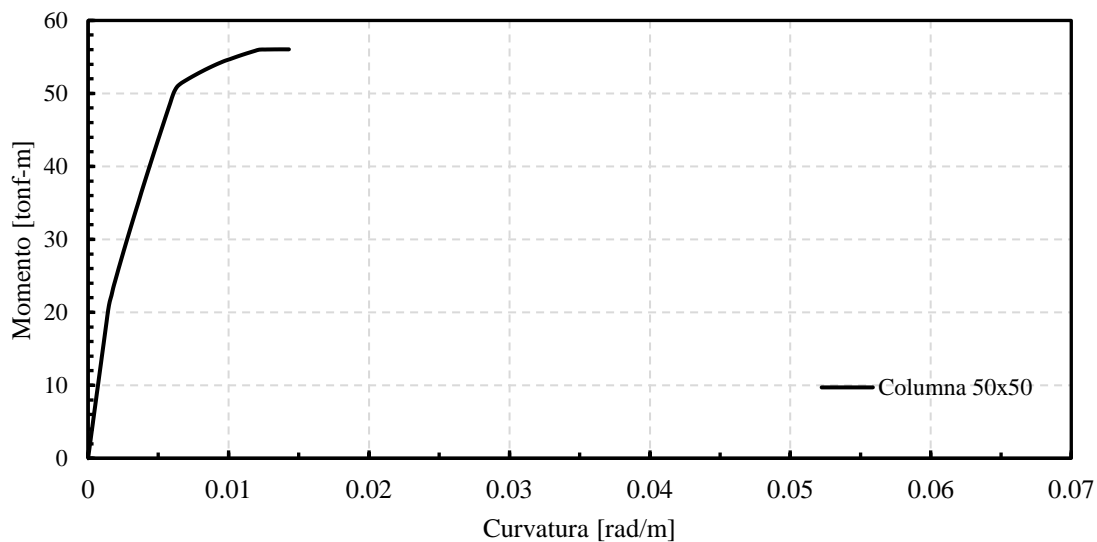


figura A-I.2 - Momento – curvatura de columna 50X0 segundo piso

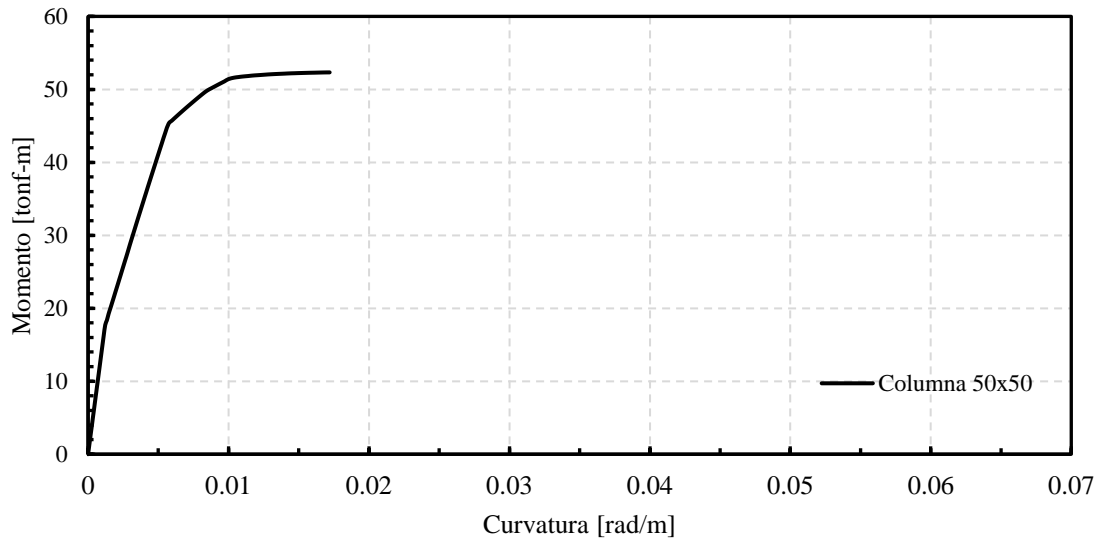


figura A-I.3 - Momento – curvatura de columna 50X0 tercer piso

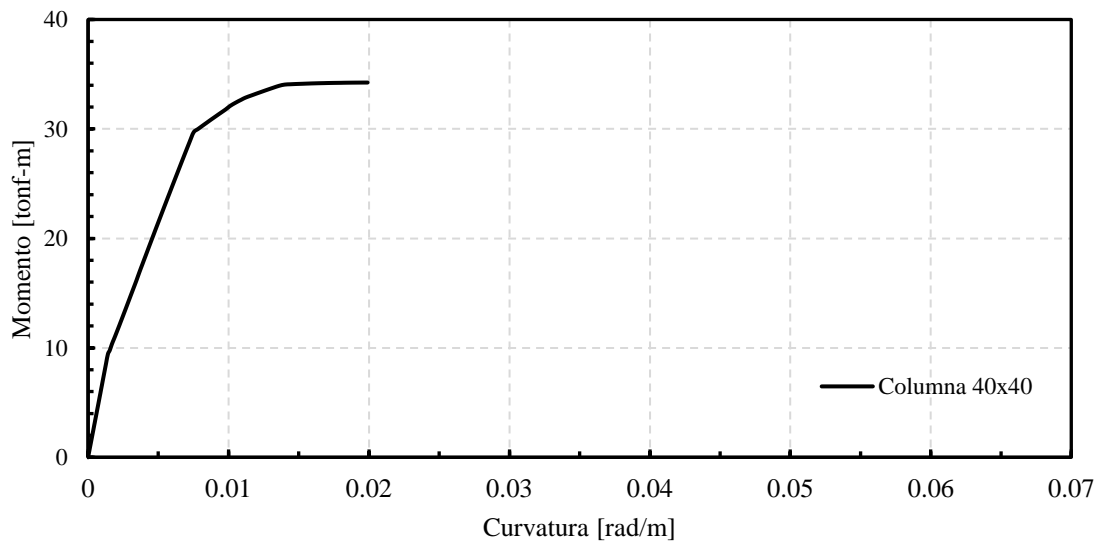


figura A-I.4 - Momento – curvatura de columna 40X40 cuarto piso

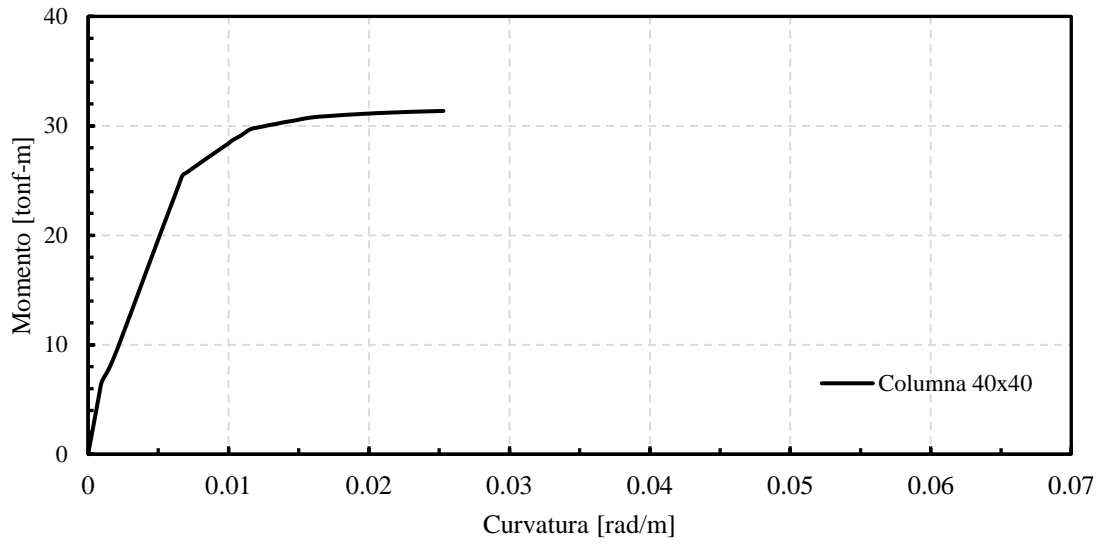


figura A-I.5 - Momento – curvatura de columna 40X40 quinto piso

Anexo II: Análisis no-lineal

A continuación, se presenta el esquema para la estructura sin riostras y código en Ruaumoko para el registro sísmico de Llo – lleo.

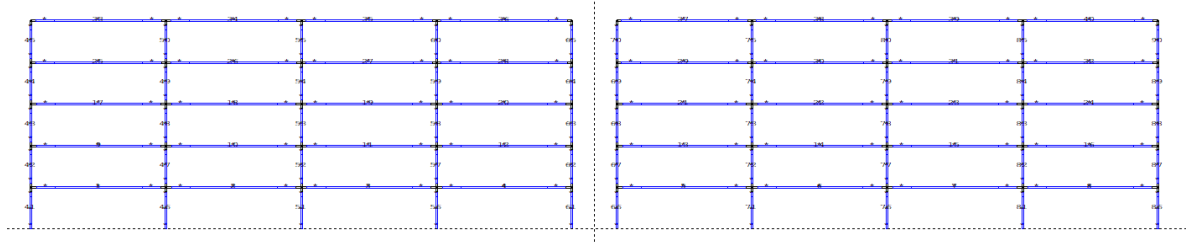


figura A-II.1 - Esquema de modelo de análisis Ruaumoko en la dirección X

```

!      Description of the Analysis
MDOF MODEL      TESIS EDIFICIO      SIN      RETROFIT
!      Units: TONF, m      Date: Dic      2021
!      By: Marcelo Marambio
!      Viscous dampingis      Rayleigh      initial      stiffness
!      Principal      AnalysisOptions

!      IPANAL IFMT IPLAS IPCONM ICTYPE IPVERT INLGEO IPNF IZERO ORTHO
IMODE
2      0      1      1      2      0      0      0      0      0      0

!      Frame Control Parameters
!      NNP NMEM NTYPE M      MODE1 MODE2 GRAV C1      C2      DT      TIME
FACTOR
60      90      9      12      1      2      9.8      5      5      0.005      100.02      1

!      Output Intervalsand      Plotting Control Parameters
!      KP KPA KPLOT JOUT      DSTORT      DFACT      XMAX      YMAX      NLEVEL      NUP
IRESID KDUMP
1      1      10      0      1      10      1      1      5      2      1      0

!      IterationControl and      Wave Velocities
!      MAXIT MAXCIT      FTEST WAVEX      WAVEY      THETA DXMAX
DYMAX      D      OMEGA      F
5      5      0.0001      !

!      Nodal Point      Input
NODES
!      N      X(N)      Y(N)      NF1      NF2      NF3      KUP1      KUP2      KUP3      IOUT
1      0      0      1      1      1      0      0      0      !      Base
2      6      0      1      1      1      0      0      0
3      12      0      1      1      1      0      0      0
4      18      0      1      1      1      0      0      0
5      24      0      1      1      1      0      0      0
6      26      0      1      1      1      0      0      0
7      32      0      1      1      1      0      0      0
8      38      0      1      1      1      0      0      0
9      44      0      1      1      1      0      0      0
    
```

10	50	0	1	1	1	0	0	0		
11	0	3.5	0	0	0	0	0	0	!	Level 1
12	6	3.5	0	0	0	11	0	0		
13	12	3.5	0	0	0	11	0	0		
14	18	3.5	0	0	0	11	0	0		
15	24	3.5	0	0	0	11	0	0		
16	26	3.5	0	0	0	11	0	0		
17	32	3.5	0	0	0	11	0	0		
18	38	3.5	0	0	0	11	0	0		
19	44	3.5	0	0	0	11	0	0		
20	50	3.5	0	0	0	11	0	0		
21	0	7	0	0	0	0	0	0	!	Level 2
22	6	7	0	0	0	21	0	0		
23	12	7	0	0	0	21	0	0		
24	18	7	0	0	0	21	0	0		
25	24	7	0	0	0	21	0	0		
26	26	7	0	0	0	21	0	0		
7	32	7	0	0	0	21	0	0		
28	38	7	0	0	0	21	0	0		
29	44	7	0	0	0	21	0	0		
30	50	7	0	0	0	21	0	0		
31	0	10.5	0	0	0	0	0	0	!	Level 3
32	6	10.5	0	0	0	31	0	0		
33	12	10.5	0	0	0	31	0	0		
34	18	10.5	0	0	0	31	0	0		
35	24	10.5	0	0	0	31	0	0		
36	26	10.5	0	0	0	31	0	0		
37	32	10.5	0	0	0	31	0	0		
38	38	10.5	0	0	0	31	0	0		
39	44	10.5	0	0	0	31	0	0		
40	50	10.5	0	0	0	31	0	0		
41	0	14	0	0	0	0	0	0	!	Level 4
42	6	14	0	0	0	41	0	0		
43	12	14	0	0	0	41	0	0		
44	18	14	0	0	0	41	0	0		
45	24	14	0	0	0	41	0	0		
46	26	14	0	0	0	41	0	0		
47	32	14	0	0	0	41	0	0		
48	38	14	0	0	0	41	0	0		
49	44	14	0	0	0	41	0	0		
50	50	14	0	0	0	41	0	0		
51	0	17.5	0	0	0	0	0	0	!	Level 5
52	6	17.5	0	0	0	51	0	0		
53	12	17.5	0	0	0	51	0	0		
54	18	17.5	0	0	0	51	0	0		
55	24	17.5	0	0	0	51	0	0		
56	26	17.5	0	0	0	51	0	0		
57	32	17.5	0	0	0	51	0	0		
58	38	17.5	0	0	0	51	0	0		
59	44	17.5	0	0	0	51	0	0		
60	50	17.5	0	0	0	51	0	0		

DRIFT

	1	11	21	31	41	51					
ELEMENTS		1									
!	N	MT	NODE1	NODE2	NODE3	NODE4	IOUT				
	1	1	11	12	0	0	!	level	1	beams	
	2	1	12	13	0	0					
	3	1	13	14	0	0					
	4	1	14	15	0	0					
	5	2	16	17	0	0					
	6	2	17	18	0	0					
	7	2	18	19	0	0					
	8	2	19	20	0	0					
	9	1	21	22	0	0	!	level	2	beams	
	10	1	22	23	0	0					
	11	1	23	24	0	0					
	12	1	24	25	0	0					
	13	2	26	27	0	0					
	14	2	27	28	0	0					
	15	2	28	29	0	0					
	16	2	29	30	0	0					
	17	1	31	32	0	0	!	level	3	beams	
	18	1	32	33	0	0					
	19	1	33	34	0	0					
	20	1	34	35	0	0					
	21	2	36	37	0	0					
	22	2	37	38	0	0					
	23	2	38	39	0	0					
	24	2	39	40	0	0					
	25	3	41	42	0	0	!	level	4	beams	
	26	3	42	43	0	0					
	27	3	43	44	0	0					
	28	3	44	45	0	0					
	29	4	46	47	0	0					
	30	4	47	48	0	0					
	31	4	48	49	0	0					
	32	4	49	50	0	0					
	33	5	51	52	0	0	!	level	5	beams	
	34	5	52	53	0	0					
	35	5	53	54	0	0					
	36	5	54	55	0	0					
	37	6	56	57	0	0					
	38	6	57	58	0	0					
	39	6	58	59	0	0					
	40	6	59	60	0	0					
	41	7	1	11	0	0	!	col	1		
	42	8	11	21	0	0					
	43	8	21	31	0	0					
	44	9	31	41	0	0					
	45	9	41	51	0	0					
	46	7	2	12	0	0	!	col	2		
	47	8	12	22	0	0					
	48	8	22	32	0	0					
	49	9	32	42	0	0					
	50	9	42	52	0	0					

51	7	3	13	0	0	!	col	3
52	8	13	23	0	0			
53	8	23	33	0	0			
54	9	33	43	0	0			
55	9	43	53	0	0			
56	7	4	14	0	0	!	col	4
57	8	14	24	0	0			
58	8	24	34	0	0			
59	9	34	44	0	0			
60	9	44	54	0	0			
61	7	5	15	0	0	!	col	5
62	8	15	25	0	0			
63	8	25	35	0	0			
64	9	35	45	0	0			
65	9	45	55	0	0			
66	7	6	16	0	0	!	col	6
67	8	16	26	0	0			
68	8	26	36	0	0			
69	9	36	46	0	0			
70	9	46	56	0	0			
71	7	7	17	0	0	!	col	7
72	8	17	27	0	0			
73	8	27	37	0	0			
74	9	37	47	0	0			
75	9	47	57	0	0			
76	7	8	18	0	0	!	col	8
77	8	18	28	0	0			
78	8	28	38	0	0			
79	9	38	48	0	0			
80	9	48	58	0	0			
81	7	9	19	0	0	!	col	9
82	8	19	29	0	0			
83	8	29	39	0	0			
84	9	39	49	0	0			
85	9	49	59	0	0			
86	7	10	20	0	0	!	col	10
87	8	20	30	0	0			
88	8	30	40	0	0			
89	9	40	50	0	0			
90	9	50	60	0	0			

```

! MemberPropertyTables
PROPS
! N MTYPE LABEL
1 FRAME! Vigas Tipo V1 nivel 1-3 exterior
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 1 4 0 0 0 0 0 0
! Elastic section properties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
140000583333 0.35 0.292 0.00944 0 0.25 0.25 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2 H3 H4 H5 H6 H7
0 0.0022 0.35 0.35 0 0 0 0 0

```

```

!      Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-5.43 -5.43 0 0 0 0 0
!      Beam yield condition
!      PYT  PYC  MY1+ MY1- MY2+ MY2- MY3+ MY3- MY4+ MY4-
0 0 37.85 -37.85 37.85 -37.85 0 0 0 0
!      hysteresis parameters
!      ALFA BETA NF KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda

2      FRAME!      Vigas Tipo V2 nivel 1-3 interior
!      General member data
!      ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 1 4 0 0 0 0 0 0
!      Elastic section properties
!      E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
1400000583333 0.35 0.292 0.00944 0 0.25 0.25 0 0
!      member bilinear factors and hinge properties
!      RA RF H1 H2 H3 H4 H5 H6 H7
0 0.0022 0.35 0.35 0 0 0 0 0
!      Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-8.37 -8.37 0 0 0 0 0
!      Beam yield condition
!      PYT  PYC  MY1+ MY1- MY2+ MY2- MY3+ MY3- MY4+ MY4-
0 0 37.85 -37.85 37.85 -37.85 0 0 0 0
!      hysteresis parameters
!      ALFA BETA NF KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda

3      FRAME!      Vigas Tipo V3 nivel 4 exterior
!      General member data
!      ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 1 4 0 0 0 0 0 0
!      Elastic section properties
!      E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
1400000583333 0.28 0.233 0.00897 0 0.2 0.2 0 0
!      member bilinear factors and hinge properties
!      RA RF H1 H2 H3 H4 H5 H6 H7
0 0.0017 0.35 0.35 0 0 0 0 0
!      Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-5.05 -5.05 0 0 0 0 0
!      Beam yield condition
!      PYT  PYC  MY1+ MY1- MY2+ MY2- MY3+ MY3- MY4+ MY4-
0 0 37.1 -37.1 37.1 -37.1 0 0 0 0
!      hysteresis parameters
!      ALFA BETA NF KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda

4      FRAME!      Vigas Tipo V4 nivel 4 interior
!      General member data
!      ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 1 4 0 0 0 0 0 0
!      Elastic section properties
!      E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
1400000583333 0.28 0.233 0.00897 0 0.2 0.2 0 0

```

```

! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2 H3 H4 H5 H6 H7
0 0.0017 0.35 0.35 0 0 0 0 0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-8.22 -8.22 0 0 0 0 0
! Beam yield condition
! PYT PYC MY1+ MY1- MY2+ MY2- MY3+ MY3- MY4+ MY4-
0 0 37.1 -37.1 37.1 -37.1 0 0 0 0
! hysteresis parameters
! ALFA BETA NF KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda

5 FRAME! Vigas Tipo V5 nivel 5 exterior
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 1 4 0 0 0 0 0 0
! Elastic section properties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
1400000583333 0.28 0.233 0.00897 0 0.2 0.2 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2 H3 H4 H5 H6 H7
0 0.0017 0.35 0.35 0 0 0 0 0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-3.95 -3.95 0 0 0 0 0
! Beam yield condition
! PYT PYC MY1+ MY1- MY2+ MY2- MY3+ MY3- MY4+ MY4-
0 0 37.1 -37.1 37.1 -37.1 0 0 0 0
! hysteresis parameters
! ALFA BETA NF KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda

6 FRAME! Vigas Tipo V6 nivel 5 interior
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA IDUCT JDUCT
1 0 1 4 0 0 0 0 0 0
! Elastic section properties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
1400000583333 0.28 0.233 0.00897 0 0.2 0.2 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2 H3 H4 H5 H6 H7
0 0.0017 0.35 0.35 0 0 0 0 0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-6.08 -6.08 0 0 0 0 0
! Beam yield condition
! PYT PYC MY1+ MY1- MY2+ MY2- MY3+ MY3- MY4+ MY4-
0 0 37.1 -37.1 37.1 -37.1 0 0 0 0
! hysteresis parameters
! ALFA BETA NF KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda

7 FRAME! COL Tipo C1 nivel 1
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA
2 0 0 4 0 0 1 0

```

```

! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
1400000583333 0.25 0.208 0.00562 0 0 0.35 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2
0 0.0774 0.25 0.25
! Concrete Beam-Column yield condition
! PYC PB MB M1B M2B MO PYT IEND
-644 -479 32 52 55 38 178 0
! hysteresis parameters
! ALFA BETA NF KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda

8 FRAME! COL Tipo C2 nivel 2-3
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA
2 0 0 4 0 0 1 0
! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
1400000583333 0.25 0.208 0.00576 0 0.35 0.35 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2
0 0.0806 0.25 0.25
! Concrete Beam-Column yield condition
! PYC PB MB M1B M2B MO PYT IEND
-644 -479 32 52 55 38 178 0
! hysteresis parameters
! ALFA BETA NF KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda

9 FRAME! COL Tipo C3 nivel 4-5
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA
2 0 0 4 0 0 1 0
! Elastic section properties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
1400000583333 0.16 0.133 0.00276 0 0.35 0.35 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2
0 0.0884 0.2 0.2
! Concrete Beam-Column yield condition
! PYC PB MB M1B M2B MO PYT IEND
-472 -344 19 31 35 29 178 0
! hysteresis parameters
! ALFA BETA NF KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda

WEIGHTS 0
! N WX WY WM
! EXTERNAL MODAL LOADS (GRAVITY)
11 230.8 0 0 ! level 1
21 230.8 0 0 ! level 2
31 230.8 0 0 ! level 3
41 208.7 0 0 ! level 4

```

	51	199.2	0	0	!	level	5
LOADS							
!	N	FX	FY	FM			
	1	0	0	0	!	Base	
	2	0	0	0			
	3	0	0	0			
	4	0	0	0			
	5	0	0	0			
	6	0	0	0			
	7	0	0	0			
	8	0	0	0			
	9	0	0	0			
	10	0	0	0			
	11	0	-15.0	0	!	Level	1
	12	0	-27.0	0			
	13	0	-26.1	0			
	14	0	-27.0	0			
	15	0	-15.0	0			
	16	0	-22.8	0			
	17	0	-41.2	0			
	18	0	-40.0	0			
	19	0	-41.2	0			
	20	0	-22.8	0			
	21	0	-15.7	0	!	Level	2
	22	0	-26.8	0			
	23	0	-26.8	0			
	24	0	-26.8	0			
	25	0	-15.7	0			
	26	0	-23.2	0			
	27	0	-39.9	0			
	28	0	-40.1	0			
	29	0	-39.9	0			
	30	0	-23.2	0			
	31	0	-15.4	0	!	Level	3
	32	0	-26.7	0			
	33	0	-26.6	0			
	34	0	-26.7	0			
	35	0	-15.4	0			
	36	0	-23.2	0			
	37	0	-40.3	0			
	38	0	-40.4	0			
	39	0	-40.3	0			
	40	0	-23.2	0			
	41	0	-13.3	0	!	Level	4
	42	0	-24.4	0			
	43	0	-24.0	0			
	44	0	-24.4	0			
	45	0	-13.3	0			
	46	0	-20.9	0			
	47	0	-38.4	0			
	48	0	-38.0	0			
	49	0	-38.4	0			
	50	0	-20.9	0			
	51	0	-10.2	0	!	Level	5

52	0	-18.3	0
53	0	-18.0	0
54	0	-18.3	0
55	0	-10.2	0
56	0	-16.2	0
57	0	-28.6	0
58	0	-28.4	0
59	0	-28.6	0
60	0	-16.2	0

```

EQUAKE      Lolloe_1985.EQF
!          IBERG ISTARTDELTAT      ASCALE      END  VEL  DIS  TSCALE
          3      1      0.02  1      -1      0      0      1

```

Anexo III: Análisis no-lineal

A continuación, se presenta el esquema para la estructura con riostras y código en Ruaumoko para el registro sísmico de Llo – lleo.

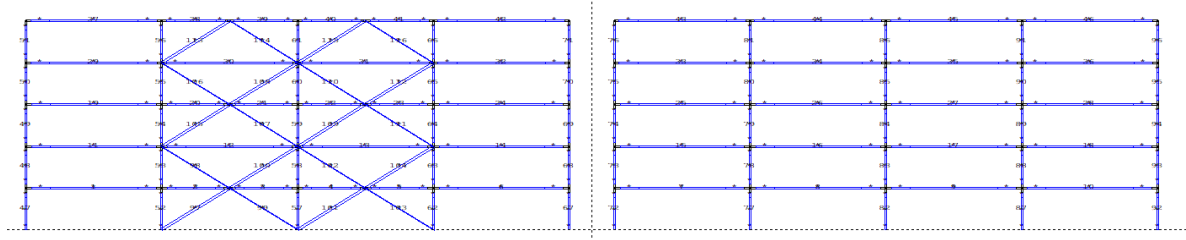


figura A-III.1 - Esquema de modelo con BRB del análisis Ruaumoko en la dirección X

```

!      Description of the Analysis
MDOF MODEL      TESIS EDIFICIO      CON BRB
!      Units: TONF, m      Date: Dic 2021
!      By: Marcelo Marambio
!      Viscous dampingis      Rayleigh      initial      stiffness
!      Principal      AnalysisOptions
!      IPANAL      IFMT      IPLAS      IPCONM      ICTYPEIPVERTINLGEO      IPNF
IZERO ORTHOIMODE
2      0      1      1      2      0      0      0      0      0      0
!      Frame Control Parameters
!      NNP      NMEM      NTYPE      M      MODE1      MODE2      GRAV      C1      C2      DT      TIME
FACTOR
66      116      12      12      1      2      9.8      5      5      0.003      100.0      1
!      Output Intervalsand      Plotting Control Parameters
!      KP      KPA      KPLOT      JOUT      DSTORT      DFACT      XMAX      YMAX      NLEVEL
NUP      IRESID      KDUMP
1      1      10      0      1      10      1      1      5      2      1      0
!      Iteration Control and      Wave Velocities
!      MAXIT      MAXCIT      FTEST      WAVEX      WAVEY      THETA      DXMAX
DYMAX      D      OMEGA      F
5      5      0.0001      !
!      Nodal Point Input
NODES
!      N      X(N)      Y(N)      NF1      NF2      NF3      KUP1      KUP2      KUP3      IOUT
1      0      0      1      1      1      0      0      0      !      Base
2      6      0      1      1      1      0      0      0
3      12      0      1      1      1      0      0      0
4      18      0      1      1      1      0      0      0
5      24      0      1      1      1      0      0      0
6      26      0      1      1      1      0      0      0
7      32      0      1      1      1      0      0      0
8      38      0      1      1      1      0      0      0
9      44      0      1      1      1      0      0      0
10     50      0      1      1      1      0      0      0
11     0      3.5      0      0      0      0      0      0      !      Level 1
12     6      3.5      0      0      0      11     0      0
    
```

13	9	3.5	0	0	0	11	0	0		
14	12	3.5	0	0	0	11	0	0		
15	15	3.5	0	0	0	11	0	0		
16	18	3.5	0	0	0	11	0	0		
17	24	3.5	0	0	0	11	0	0		
18	26	3.5	0	0	0	11	0	0		
19	32	3.5	0	0	0	11	0	0		
20	38	3.5	0	0	0	11	0	0		
21	44	3.5	0	0	0	11	0	0		
22	50	3.5	0	0	0	11	0	0		
23	0	7	0	0	0	0	0	0	!	Level 2
24	6	7	0	0	0	23	0	0		
25	12	7	0	0	0	23	0	0		
26	18	7	0	0	0	23	0	0		
27	24	7	0	0	0	23	0	0		
28	26	7	0	0	0	23	0	0		
29	32	7	0	0	0	23	0	0		
30	38	7	0	0	0	23	0	0		
31	44	7	0	0	0	23	0	0		
32	50	7	0	0	0	23	0	0		
33	0	10.5	0	0	0	0	0	0	!	Level 3
34	6	10.5	0	0	0	33	0	0		
35	9	10.5	0	0	0	33	0	0		
36	12	10.5	0	0	0	33	0	0		
37	15	10.5	0	0	0	33	0	0		
38	18	10.5	0	0	0	33	0	0		
39	24	10.5	0	0	0	33	0	0		
40	26	10.5	0	0	0	33	0	0		
41	32	10.5	0	0	0	33	0	0		
42	38	10.5	0	0	0	33	0	0		
43	44	10.5	0	0	0	33	0	0		
44	50	10.5	0	0	0	33	0	0		
45	0	14	0	0	0	0	0	0	!	Level
46	6	14	0	0	0	45	0	0		
47	12	14	0	0	0	45	0	0		
48	18	14	0	0	0	45	0	0		
49	24	14	0	0	0	45	0	0		
50	26	14	0	0	0	45	0	0		
51	32	14	0	0	0	45	0	0		
52	38	14	0	0	0	45	0	0		
53	44	14	0	0	0	45	0	0		
54	50	14	0	0	0	45	0	0		
55	0	17.5	0	0	0	0	0	0	!	Level 5
56	6	17.5	0	0	0	55	0	0		
57	9	17.5	0	0	0	55	0	0		
58	12	17.5	0	0	0	55	0	0		
59	15	17.5	0	0	0	55	0	0		
60	18	17.5	0	0	0	55	0	0		
61	24	17.5	0	0	0	55	0	0		
62	26	17.5	0	0	0	55	0	0		
63	32	17.5	0	0	0	55	0	0		

64	38	17.5	0	0	0	55	0	0
65	44	17.5	0	0	0	55	0	0
66	50	17.5	0	0	0	55	0	0

DRIFT

1	11	23	33	45	55
---	----	----	----	----	----

ELEMENTS 1

!	N	MT	NODE1	NODE2	NODE3	NODE4	IOUT			
	1	1	11	12	0	0	!	level	1	beams
	2	1	12	13	0	0				
	3	1	13	14	0	0				
	4	1	14	15	0	0				
	5	1	15	16	0	0				
	6	1	16	17	0	0				
	7	2	18	19	0	0				
	8	2	19	20	0	0				
	9	2	20	21	0	0				
	10	2	21	22	0	0				
	11	1	23	24	0	0	!	level	2	beams
	12	1	24	25	0	0				
	13	1	25	26	0	0				
	14	1	26	27	0	0				
	15	2	28	29	0	0				
	16	2	29	30	0	0				
	17	2	30	31	0	0				
	18	2	31	32	0	0				
	19	1	33	34	0	0	!	level	3	beams
	20	1	34	35	0	0				
	21	1	35	36	0	0				
	22	1	36	37	0	0				
	23	1	37	38	0	0				
	24	1	38	39	0	0				
	25	2	40	41	0	0				
	26	2	41	42	0	0				
	27	2	42	43	0	0				
	28	2	43	44	0	0				
	29	3	45	46	0	0	!	level	4	beams
	30	3	46	47	0	0				
	31	3	47	48	0	0				
	32	3	48	49	0	0				
	33	4	50	51	0	0				
	34	4	51	52	0	0				
	35	4	52	53	0	0				
	36	4	53	54	0	0				
	37	5	55	56	0	0	!	level	5	beams
	38	5	56	57	0	0				
	39	5	57	58	0	0				
	40	5	58	59	0	0				

41	5	59	60	0	0			
42	5	60	61	0	0			
43	6	62	63	0	0			
44	6	63	64	0	0			
45	6	64	65	0	0			
46	6	65	66	0	0			
47	7	1	11	0	0	!	col	1
48	8	11	23	0	0			
49	8	23	33	0	0			
50	9	33	45	0	0			
51	9	45	55	0	0			
52	7	2	12	0	0	!	col	2
53	8	12	24	0	0			
54	8	24	34	0	0			
55	9	34	46	0	0			
56	9	46	56	0	0			
57	7	3	14	0	0	!	col	3
58	8	14	25	0	0			
59	8	25	36	0	0			
60	9	36	47	0	0			
61	9	47	58	0	0			
62	7	4	16	0	0	!	col	4
63	8	16	26	0	0			
64	8	26	38	0	0			
65	9	38	48	0	0			
66	9	48	60	0	0			
67	7	5	17	0	0	!	col	5
68	8	17	27	0	0			
69	8	27	39	0	0			
70	9	39	49	0	0			
71	9	49	61	0	0			
72	7	6	18	0	0	!	col	6
73	8	18	28	0	0			
74	8	28	40	0	0			
75	9	40	50	0	0			
76	9	50	62	0	0			
77	7	7	19	0	0	!	col	7
78	8	19	29	0	0			
79	8	29	41	0	0			
80	9	41	51	0	0			
81	9	51	63	0	0			
82	7	8	20	0	0	!	col	8
83	8	20	30	0	0			
84	8	30	42	0	0			
85	9	42	52	0	0			
86	9	52	64	0	0			
87	7	9	21	0	0	!	col	9
88	8	21	31	0	0			
89	8	31	43	0	0			
90	9	43	53	0	0			
91	9	53	65	0	0			

92	7	10	22	0	0	!	col	10		
93	8	22	32	0	0					
94	8	32	44	0	0					
95	9	44	54	0	0					
96	9	54	66	0	0					
97	10	2	13	0	0	!	Level	1	BRB	1
98	10	13	24	0	0					
99	10	3	13	0	0					
100	10	13	25	0	0					
101	10	3	15	0	0	!	Level	2	BRB	1
102	10	15	25	0	0					
103	10	4	15	0	0					
104	10	15	26	0	0					
105	11	24	35	0	0	!	Level	3	BRB	2
106	11	35	46	0	0					
107	11	25	35	0	0					
108	11	35	47	0	0					
109	11	25	37	0	0	!	Level	4	BRB	2
110	11	37	47	0	0					
111	11	26	37	0	0					
112	11	37	48	0	0					
113	12	46	57	0	0	!	Level	5	BRB	3
114	12	47	57	0	0					
115	12	47	59	0	0					
116	12	48	59	0	0					

```

! Member Property Tables
PROPS
! N      MTYPE LABEL
1 FRAME!   Vigas  Tipo  V1    nivel  1-3    exterior
! General member data
! ITYPE IPIN  ICOND IHYST ILOS  IDAMGICOL  IGA  IDUCT JDUCT
1 0 1 4 0 0 0 0 0 0
! Elastic section properties
! E      G      A      AS      I      WGT  END1  END2  FJ1  FJ2
253456310560680.35 0.292 0.00944 0 0.25 0.25 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA      RF      H1      H2      H3      H4      H5      H6      H7
0 0.0022 0.35 0.35 0 0 0 0 0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-5.43 -5.43 0 0 0 0
! Beam yield condition
! PYT  PYC  MY1+  MY1-  MY2+  MY2-  MY3+  MY3-  MY4+  MY4-
0 0 37.85 -37.85 37.85 -37.85 0 0 0 0
! hysteresis parameters
! ALFA  BETA  NF  KKK
0.0 0.5 1 2 ! Takeda
2 FRAME!   Vigas  Tipo  V2    nivel  1-3    interior
! General member data
! ITYPE IPIN  ICOND IHYST ILOS  IDAMGICOL  IGA  IDUCT JDUCT

```

```

1      0      1      4      0      0      0      0      0      0
! Elastic section propeties
! E      G      A      AS      I      WGT      END1      END2      FJ1      FJ2
253456310560680.35  0.292  0.00944 0      0.25  0.25  0      0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA      RF      H1      H2      H3      H4      H5      H6      H7
0      0.0022  0.35  0.35  0      0      0      0      0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-8.37 -8.37 0      0      0      0      0
! Beam yield condition
! PYT      PYC      MY1+      MY1-      MY2+      MY2-      MY3+      MY3-      MY4+      MY4-
0      0      37.85 -37.85 37.85 -37.85 0      0      0      0
! hysteresis parameters
! ALFA      BETA      NF      KKK
0.0      0.5      1      2      !      Takeda

3  FRAME!      Vigas      Tipo      V3      nivel      4      exterior
! General member data
! ITYPE      IPIN      ICOND      IHYST      ILOS      IDAMG      ICOL      IGA      IDUCT      JDUCT
1      0      1      4      0      0      0      0      0      0
! Elastic section propeties
! E      G      A      AS      I      WGT      END1      END2      FJ1      FJ2
253456310560680.28  0.233  0.00897 0      0.2  0.2  0      0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA      RF      H1      H2      H3      H4      H5      H6      H7
0      0.0017  0.35  0.35  0      0      0      0      0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-5.05 -5.05 0      0      0      0      0
! Beam yield condition
! PYT      PYC      MY1+      MY1-      MY2+      MY2-      MY3+      MY3-      MY4+      MY4-
0      0      37.1 -37.1 37.1 -37.1 0      0      0      0
! hysteresis parameters
! ALFA      BETA      NF      KKK
0.0      0.5      1      2      !      Takeda

4  FRAME!      Vigas      Tipo      V4      nivel      4      interior
! General member data
! ITYPE      IPIN      ICOND      IHYST      ILOS      IDAMG      ICOL      IGA      IDUCT      JDUCT
1      0      1      4      0      0      0      0      0      0
! Elastic section propeties
! E      G      A      AS      I      WGT      END1      END2      FJ1      FJ2
253456310560680.28  0.233  0.00897 0      0.2  0.2  0      0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA      RF      H1      H2      H3      H4      H5      H6      H7
0      0.0017  0.35  0.35  0      0      0      0      0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
-8.22 -8.22 0      0      0      0      0
! Beam yield condition
! PYT      PYC      MY1+      MY1-      MY2+      MY2-      MY3+      MY3-      MY4+      MY4-
0      0      37.1 -37.1 37.1 -37.1 0      0      0      0

```

```

! hysteresis parameters
! ALFA BETA NF KKK
! 0.0 0.5 1 2 ! Takeda

5 FRAME! Vigas Tipo V5 nivel 5 exterior
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA IDUCT JDUCT
! 1 0 1 4 0 0 0 0 0 0
! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
! 253456310560680.28 0.233 0.00897 0 0.2 0.2 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2 H3 H4 H5 H6 H7
! 0 0.0017 0.35 0.35 0 0 0 0 0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
! -3.95 -3.95 0 0 0 0 0
! Beam yield condition
! PYT PYC MY1+ MY1- MY2+ MY2- MY3+ MY3- MY4+ MY4-
! 0 0 37.1 -37.1 37.1 -37.1 0 0 0 0
! hysteresis parameters
! ALFA BETA NF KKK
! 0.0 0.5 1 2 ! Takeda

6 FRAME! Vigas Tipo V6 nivel 5 interior
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA IDUCT JDUCT
! 1 0 1 4 0 0 0 0 0 0
! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
! 253456310560680.28 0.233 0.00897 0 0.2 0.2 0 0
! member bilinear factors and hinge properties
! RA RF H1 H2 H3 H4 H5 H6 H7
! 0 0.0017 0.35 0.35 0 0 0 0 0
! Fuerzas nodales iniciales (estaticas)
! -6.08 -6.08 0 0 0 0 0
! Beam yield condition
! PYT PYC MY1+ MY1- MY2+ MY2- MY3+ MY3- MY4+ MY4-
! 0 0 37.1 -37.1 37.1 -37.1 0 0 0 0
! hysteresis parameters
! ALFA BETA NF KKK
! 0.0 0.5 1 2 ! Takeda

7 FRAME! COL Tipo C1 nivel 1
! General member data
! ITYPE IPIN ICOND IHYST ILOS IDAMGICOL IGA
! 2 0 0 4 0 0 1 0
! Elastic section propeties
! E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
! 253456310560680.49 0.408 0.01222 0 0 0.35 0 0
! member bilinear factors and hinge properties

```

```

!   RA   RF   H1   H2
!   0   0.1362 0.35 0.35
!   Concrete      Beam-Column  yield  condition
!   PYC  PB   MB   M1B  M2B  MO   PYT  IEND
!   -1333 -699 140 160 153 118 425 0
!   hysteresis    parameters
!   ALFA BETA NF   KKK
!   0.0 0.5 1 2 ! Takeda

8   FRAME!      COL  Tipo  C2  nivel  2-3
!   General member data
!   ITYPE IPIN  ICOND IHYST ILOS  IDAMGICOL  IGA
!   2 0 0 4 0 0 1 0
!   Elastic section propeties
!   E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
!   253456310560680.49 0.408 0.01222 0 0.35 0.35 0 0
!   member bilinear factors and hinge properties
!   RA RF H1 H2
!   0 0.1362 0.35 0.35
!   Concrete      Beam-Column  yield  condition
!   PYC  PB   MB   M1B  M2B  MO   PYT  IEND
!   -1333 -699 140 160 153 118 425 0
!   hysteresis    parameters
!   ALFA BETA NF   KKK
!   0.0 0.5 1 2 ! Takeda

9   FRAME!      COL  Tipo  C3  nivel  4-5
!   General member data
!   ITYPE IPIN  ICOND IHYST ILOS  IDAMGICOL  IGA
!   2 0 0 4 0 0 1 0
!   Elastic section propeties
!   E G A AS I WGT END1 END2 FJ1 FJ2
!   253456310560680.36 0.3 0.00668 0 0.35 0.35 0 0
!   member bilinear factors and hinge properties
!   RA RF H1 H2
!   0 0.1656 0.3 0.3
!   Concrete      Beam-Column  yield  condition
!   PYC  PB   MB   M1B  M2B  MO   PYT  IEND
!   -1163 -525 117 130 128 110 508 0
!   hysteresis    parameters
!   ALFA BETA NF   KKK
!   0.0 0.5 1 2 ! Takeda

10  SPRING      !   BRB
!   Basic section properties
!   ITYPE IHYST ILOS  IDAMGKX  KY  GJ  WGT  RF  RT  PSX
!   PSY  THETA ITRUSS IOP  SL
!   1 40 0 0 25935 0 0 0 15 0.025 0 0
!   0 0 0 0
!   Condiciones de Fluencia
!   FX+ FX- FY+ FY- MZ+ MZ-

```

93 -93 0 0 0 0
 11 SPRING ! BRB
 ! Basic section properties
 ! ITYPE IHYST ILOS IDAMG KX KY GJ WGT RF RT PSX
 PSY THETA ITRUSSIOP SL
 1 40 0 0 21646 0 0 0 15 0.025 0 0
 0 0 0 0
 ! Condiciones de Fluencia
 ! FX+ FX- FY+ FY- MZ+ MZ-
 77.6 -77.6 0 0 0 0

12 SPRING ! BRB
 ! Basic section properties
 ! ITYPE IHYST ILOS IDAMG KX KY GJ WGT RF RT PSX
 PSY THETA ITRUSSIOP SL
 1 40 0 0 8645 0 0 0 15 0.025 0 0
 0 0 0 0
 ! Condiciones de Fluencia
 ! FX+ FX- FY+ FY- MZ+ MZ-
 31 -180 0 0 0 0

WEIGHTS 0
 ! N WX WY WM
 ! EXTERNAL MODAL LOADS (GRAVITY)
 11 250 0 0 ! level 1
 23 250 0 0 ! level 2
 33 250 0 0 ! level 3
 45 225 0 0 ! level 4
 55 215 0 0 ! level 5

LOADS
 ! N FX FY FM !
 1 0 0 0 ! Base
 2 0 0 0
 3 0 0 0
 4 0 0 0
 5 0 0 0
 6 0 0 0
 7 0 0 0
 8 0 0 0
 9 0 0 0
 10 0 0 0
 11 0 -13.6 0 ! Level 1
 12 0 -26.1 0
 13 0 0 0
 14 0 -23.1 0
 15 0 0 0
 16 0 -26.1 0
 17 0 -13.6 0
 18 0 -20.7 0
 19 0 -41.6 0

20	0	-41.3	0						
21	0	-41.6	0						
22	0	-20.7	0						
23	0	-22.1	0	!	Level	2			
24	0	-28.0	0						
25	0	-28.9	0						
26	0	-28.1	0						
27	0	-22.1	0						
28	0	-27.1	0						
29	0	-41.0	0						
30	0	-41.2	0						
31	0	-41.0	0						
32	0	-20.7	0						
33	0	-14.3	0	!	Level	3			
34	0	-26.4	0						
35	0	0	0						
36	0	-24.2	0						
37	0	0	0						
38	0	-26.4	0						
39	0	-14.3	0						
40	0	-21.5	0						
41	0	-40.9	0						
42	0	-41.3	0						
43	0	-40.9	0						
44	0	-21.5	0						
45	0	-19.6	0	!	Level	4			
46	0	-25.9	0						
47	0	-26.7	0						
48	0	-25.9	0						
49	0	-19.6	0						
50	0	-24.4	0						
51	0	-38.3	0						
52	0	-38.5	0						
53	0	-38.3	0						
54	0	-24.4	0						
55	0	-11.0	0	!	Level	5			
56	0	-19.3	0						
57	0	0	0						
58	0	-18.2	0						
59	0	0	0						
60	0	-19.3	0						
61	0	-11.0	0						
62	0	-16.1	0						
63	0	-28.9	0						
64	0	-28.9	0						
65	0	-28.9	0						
66	0	-16.1	0						
EQUAKE	Llolleo_1985.EQF								
!	IBERG	ISTART	DELTAT	ASCALE	END	VEL	DIS	TSCALE	
	3	1	0.02	1	-1	0	0	1	