

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA

DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



**“EFECTO DE LA DURACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS
EN EL DESEMPEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO CON
MARCOS EXCÉNTRICAMENTE ARRIOSTRADOS”**

DANIEL ANTONIO JELVEZ CIFUENTES

MEMORIA DE TITULACIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía
Ramiro Bazáez Gallardo

Resumen

Existe evidencia sobre la sensibilidad del comportamiento del fusible estructural (link) de un EBF ante el número de ciclos inelásticos (Okazaki, Arce, Ryu, & Engelhardt, 2005). Este efecto adquiere importancia al aumentar la duración de los registros sísmicos. Con el objetivo de analizar la influencia de la duración de los registros en el desempeño de edificios de acero con EBFs, se realizan análisis no lineales tiempo-historia sobre modelos numéricos realizados en el software OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006), caracterizando el comportamiento cíclico de links de corte en base a los resultados experimentales de Volynkin (2016). Para ello, se seleccionaron tres estructuras tipo en base a diseños conceptuales de EBF realizados en Chile (Oyarzún, 2012), cuyas características son comunes en otros trabajos de investigación. En este trabajo, el desempeño fue calculado a través de índices de daño de Park & Ang y de Reinhorn & Valles en base a la respuesta de los links, estos índices utilizan como principal input la energía de histéresis disipada por el componente estructural. Por otro lado, el parámetro que caracterizó la duración de los registros sísmicos es la duración significativa $D_{[5, 95]}$.

Los resultados de los análisis de registros no escalados muestran que los registros sísmicos de larga duración provocan un daño global cercano al colapso en EBF de bajo período, efecto también observado en la deriva máximas de piso. Los resultados muestran que existe una cierta influencia del logaritmo de la duración en el desempeño, aumentando su influencia con el período de los EBF, siendo importante en los EBF de largo período y careciendo de importancia en los EBF de período corto. Por el contrario, el efecto de la aceleración espectral en el desempeño adquiere importancia al disminuir los períodos fundamentales. Los resultados muestran que la incidencia en el daño de ciertos registros sísmicos se puede explicar a través de la intensidad de Arias y del potencial destructivo de Araya & Saragoni.

Para complementar los análisis no lineales tiempo-historia, los registros sísmicos se escalaron mediante dos metodologías de escalamiento, denominadas escalamiento de amplitud y equivalencia de espectros. Los resultados de estos procedimientos, demostraron que el índice de daño es particularmente sensible a la intensidad de los registros, viéndose incrementados en intensidad los registros de corta duración cuando se utilizaba un escalado por amplitud. Con el otro método utilizado, denominado equivalencia de espectros, los resultados muestran que el desempeño es poco sensible a la duración a altas intensidades.

Abstract

There is evidence on the sensitivity of the behavior of the structural fuse (link) of an EBF to the number of inelastic cycles (Okazaki, Arce, Ryu, & Engelhardt, 2005). This effect becomes important by increasing the duration of ground motion records. In order to analyze the influence of the length of records in the performance of steel buildings with EBFs, non-linear time-history analyzes are performed on numerical models made in the OpenSees software (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006), characterizing the cyclic behavior of shear links based on the experimental results of Volynkin (2016). For this, three type structures was selected based on conceptual designs of EBF carried out in Chile (Oyarzún, 2012), whose characteristics are common in other research works. In this work, the performance was calculated through damage rates of Park & Ang and Reinhorn & Valles based on the response of the links, these indices use as their main input the hysteresis energy dissipated by the structural component. On the other hand, the parameter that characterizes the duration of ground motion records is the significant duration $D_{[5, 95]}$.

The results of the analysis of unscaled ground motion records show that the long-duration seismic records cause a global damage close to the collapse in low-period EBF, an effect also observed on peak interstory drift ratio. The results show that there is a certain influence of the logarithm of the duration in the performance, increasing its influence with the period of the EBF, being important in the long-period EBF and lacking relevance in the short-period EBF. On the contrary, the effect of spectral acceleration on performance acquires importance by decreasing fundamental periods. The results show that the incidence in the damage of certain seismic records can be explained through the intensity of Arias and the destructive potential of Araya & Saragoni.

To complement non-linear time-history analyzes, seismic records were scaled using scaling methodologies called amplitude scaling and spectral equivalence. The results of these procedures showed that the damage index is particularly sensitive to the intensity of the records, with short duration records being increased in intensity when an amplitude scaling was used. With the other method used, called spectral equivalence or "spectral matching", the results show that performance is not sensitive to duration at high intensities.

Glosario.

Símbolo	Definición
A_g	Área bruta de la sección.
A_{lw}	Área del alma de la sección.
C_B	Parámetro de diseño de los atiesadores del link.
$C_{d,i}$	Factor de amplificación de la deflexión. Parámetro de diseño para links.
C_t	Coefficiente del estimador del periodo natural de estructuras según ASCE 7-10.
D_{av}	Largo total del vano del marco estructural con refuerzo en la dirección paralela a la fuerza aplicada para una estructura irregular.
D	Dimensión de la estructura en pies en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas.
$D_{[5-95]}$	Duración efectiva de un registro sísmico.
$D_{[global]}$	Índice de daño global o estructural.
$D_{[elemento,i]}$	Índice de daño para elemento i.
DI_{PA}	Índice de daño de Park & Ang.
DI_{RV}	Índice de daño de Reinhorn & Valles.
DI	Índice de daño.
E_h	Energía de disipación por daño total.
$E_{h-máx.}^{subductivo}$	Energía disipada por daño total probada por un registro sísmico de origen subductivo.
$E_{h-máx.}^{cortical}$	Energía sísmica disipada por daño total probada por un registro sísmico de origen cortical.
E	Modulo elástico del acero. 29000 ksi.
F_y	Esfuerzo de fluencia.
F_y	Resistencia de fluencia de elemento en estudio
F_u	Esfuerzo último del acero.
G	Módulo de corte de la sección. (760 [MPa])
H	Altura de la estructura en pies.
H_{av}	Altura total del vano del marco estructural con refuerzo en la dirección paralela a la fuerza aplicada para una estructura irregular.
I_A	Intensidad de Arias.
$K_S(\alpha)$	Coefficiente calibrado para predecir la deformación del link en el instante del pandeo del alma.
M_p	Momento plástico de la sección.
MCE_R	Máxima aceleración espectral considerada.
M_w	Magnitud de momento que caracteriza a un sismo.
M_r, M_{α}, M_b	Momentos internos.
P_y	Carga axial que produce la total fluencia de la sección.
P	Carga en la dirección axial, carga axial interna.
P_D	Potencial destructivo de Araya & Saragoni.
PGA	Máxima aceleración basal en un registro de terremoto.
R	Factor de reducción de respuesta lineal elástica.
SF	Factor de escalamiento de los registros de terremoto.
Sp_a	Espectro de pseudo aceleración lineal para un registro sísmico.
SA	Espectro de pseudo aceleración de diseño.
$Sp_a^{Chi-chi-Y}$	Espectro de pseudo aceleración del registro Chi-Chi-Y.

S_p Constitución-Y	Espectro de pseudo aceleración del registro Constitución-Y.
T_n	Período fundamental.
T	Período fundamental de interés.
T_f	Duración total del registro sísmico.
V_p	Corte plástico de la sección.
V	Corte interno.
$V_{máx.}$	Fuerza de corte máxima en el link.
$V_{min.}$	Fuerza de corte mínima en el link.
Z	Modulo plástico de la sección.
Z_x	Modulo plástico de la sección en el eje fuerte.
$a(t)$	Registro del acelerograma para un terremoto dado.
a	Espaciamiento de los atiesadores del link.
b	Altura entre alas del link.
d_m	Es la deformación máxima lograda por el componente en estudio.
d_u	Es deformación última bajo carga monótonica lograda por el componente en estudio.
d_{LVDT}	Desplazamiento del actuador en el ensayo de Volynkin.
e	Longitud del link.
$e_{corte}^{máx}$	Máxima longitud para una sección sea un enlace de corte.
$e_{corte}^{máx}(\rho)$	Máxima longitud para una sección sea un enlace de corte modificada bajo el efecto de la carga axial.
e'	Longitud del link reemplazable.
h	Distancia entre las caras interiores de las alas.
t_w	Espesor alma de la sección.
t_f	Espesor ala de la sección.
$\mathbf{u}(x, y)$	Campo vectorial de desplazamientos según TBT.
x	Coefficiente del estimador del periodo natural de estructuras según ASCE 7-10, $x=0.75$
α	Parámetro de forma del link, la razón entre el espaciamiento de los atiesadores con la distancia entre las caras interiores de las alas del link
β	Es el factor de participación de la disipación de energía por histéresis en el daño. Para estructuras de acero $\beta=0.025$.
β	Parámetro de forma del enlace.
u	Número de cruces por cero por unidad de tiempo de un registro de aceleraciones sísmicas.
γ_u	Deformación última de diseño del link
$\bar{\gamma}_B$	Deformación calibrada de desempeño del link en el instante donde ocurre el pandeo del alma.
γ_P	Deformación plástica de diseño del link
γ_B	Deformación de desempeño del enlace en el instante donde ocurre el pandeo del alma.
$\gamma_{máx.}$	Deformación de corte máxima del link.
γ_{min}	Deformación de corte mínima del link.
$\lambda_{elemento,i}$	Ponderación de la energía disipada por el elemento "i" a la energía del elemento total disipada por todos los links.
ϵ_u	Deformación unitaria última, obtenida de un ensayo de tracción simple.

τ_y	Esfuerzo de corte de fluencia en el link.
ρ	Densidad de carga de links bajo la influencia de carga axial.
3P	EBF de tres pisos.
6P	EBF de seis pisos.
12P	EBF de doce pisos.
EBF	Marcos arriostrados excéntricamente.
CBF	Marcos arriostrados concéntricamente.
MRF	Marcos de momento.
Link	Enlace o fusible estructural propio en un EBF.
TBT	Teoría de vigas de Timoshenko.
AL-2S	Espécimen de link del ensaye de Volynkin con 2 pares de atiesadores.
AL-3S	Espécimen de link del ensaye de Volynkin con 3 pares de atiesadores.
IDA	Análisis dinámico incremental.

Índice general

Resumen	ii
Abstract	iii
Glosario.	iv
Índice general	vii
Índice de figuras.	x
Índice de tablas.	xiii
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	xv
1.1 General.....	16
1.2 Objetivos generales.....	16
1.3 Objetivos específicos:.....	17
1.4 Organización de la memoria.....	17
1.4.1 Capítulo N°2.....	17
1.4.2 Capítulo N°3.....	17
1.4.3 Capítulo N°4.....	17
1.4.4 Capítulo N°5.....	18
1.4.5 Capítulo N°6.....	18
1.4.6 Capítulo N°7.....	18
1.4.7 Capítulo N°8.....	18
1.4.8 Anexo.....	18
CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO	19
2.1 Generalidades.....	19
2.2 Primeras investigaciones.....	21
2.3 Investigaciones sobre el desempeño sísmico de EBFs.	25
2.4 EBF con links reemplazables.....	28
2.5 Efecto de la carga axial.....	29
2.6 Efecto del protocolo de carga.....	30
2.7 Investigaciones sobre el detallamiento de EBF.	30

2.8	Efecto de la losa de hormigón.....	32
2.9	Modelos numéricos de links.	33
CAPÍTULO 3	MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN	35
3.1	General.....	35
3.2	Modelo numérico de sistemas EBF.....	38
3.2.1	Configuración del modelo estructural del ensayo de Volynkin.....	38
3.2.2	Modelo constitutivo del material.	40
3.2.3	Efecto del corte en el link.	42
3.2.4	Secciones.....	42
3.2.5	Elementos.....	42
3.2.6	Protocolo de carga.	42
3.3	Resultados de la calibración.	43
3.3.1	Criterios de aprobación de la calibración.	43
3.3.2	Calibración seleccionada.....	43
3.3.3	Resultados calibración para el enlace: AL-3S	44
3.3.4	Resultados calibración para el enlace: AL-2S.	45
3.3.5	Resultados calibración AL-3S-Steel04 y Reinforcing Steel.....	46
CAPITULO 4	ÍNDICES DE DAÑO.....	47
4.1	Introducción.....	47
4.2	Índice de daño de Park & Ang.....	48
4.3	Índice de daño de Reinhorn & Valles.....	49
4.4	Índice de daño estructural.....	49
CAPÍTULO 5	ESTRUCTURAS EN ANÁLISIS	51
5.1	Introducción.....	51
5.2	Referencias sobre EBF diseñados en Chile.	51
5.3	Plantas y ejes resistentes.....	52
5.4	Modelo numérico en OpenSees para las estructuras.....	53
5.5	Análisis Modal.....	54
5.6	Análisis No Lineal Estático (Pushover).....	57
5.7	Alcances y limitaciones de los modelos para 3P, 6P y 12P.....	62

CAPÍTULO 6	DEMANDA SÍSMICA.....	69
6.1	Introducción.....	69
6.2	Cálculo de la duración de los registros.....	69
6.2.1	Intensidad de Arias.....	69
6.2.2	Potencial destructivo de Araya & Saragoni.....	71
6.3	Características de los de registros sísmicos seleccionados.	72
6.3.1	Duración significativa.....	72
6.3.2	PGA (Peak Ground Acceleration).....	72
6.3.3	Espectros de pseudo aceleracion de cada registro.....	72
6.4	Registros escalados por Amplitud.	76
6.5	Registros escalados mediante Equivalencia de espectros.	79
CAPÍTULO 7	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	82
7.1	Introducción.....	82
▪	Análisis de registros sísmicos sin escalar.....	82
▪	Análisis de registros sísmicos escalados por amplitud.....	82
▪	Análisis de registros de sísmicos escalados mediante equivalencia de espectros.	83
7.2	Análisis de registros sísmicos sin escalar	83
7.2.1	Desempeño en función de la duración significativa de los registros.	84
7.2.2	Desempeño en función de la deriva máxima entre piso.....	87
7.2.3	Desempeño en función de la intensidad I_A , P_D y S_{pa}	87
7.2.4	Fatiga.....	88
7.3	Análisis de registros sísmicos escalados por amplitud.....	109
7.3.1	Desempeño a nivel de elemento link.	109
7.3.2	Desempeño en función de la deriva máxima entre piso.....	110
7.3.3	Desempeño en función de la duración de los registros e intensidad.....	110
7.4	Análisis de registros sísmicos escalados mediante equivalencia de espectros.	119
CONCLUSIONES.....		124
REFERENCIAS.....		128
ANEXO A.....		133
A.1	Análisis registros sísmicos sin escalar.....	133
A.1.1	Resultados 3P.....	134
A.1.2	Resultados 6P.....	137
A.1.3	Resultados 12P.....	140

ANEXO B.....	145
ANEXO C	146

Índice de figuras.

Capítulo 1

FIGURA 2.1 DIVERSAS CONFIGURACIONES GEOMÉTRICAS DE EBF. (AZAD & TOPKATA, 2017)	20
FIGURA 2.2 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DEL LINK.	22
FIGURA 2.3 MECANISMO PLÁSTICO DE UN EBF PARA LA DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA DE DEFORMACIÓN DEL LINK.	26
FIGURA 2.4 ISOMÉTRICO DE LINK REEMPLAZABLE CON PLACAS TERMINALES.	28
FIGURA 2.5 DIVERSAS ALTERNATIVAS DE CONEXIÓN PROBADAS POR IMANI Y BRUNEAU (2015)	31
FIGURA 2.6 MODELO NUMÉRICO DE FIBRAS PARA SECCIONES I O DOBLE T.....	34

Capítulo 3

FIGURA 3.1 MODELO NUMÉRICO DEL LINK PROPUESTO POR RAMADAN & GHOBARAH.	36
FIGURA 3.2 CURVAS DE COMPORTAMIENTO DE LA SECCIÓN DE LINK AL EFECTO DEL CORTE Y MOMENTO EN EL MODELO DE RAMADAN & GHOBARAH.	36
FIGURA 3.3 MODELO DE MATERIAL DE GIUFFRÉ-MANEGOTTO-PINTO.	37
FIGURA 3.4 MARCO DE ENSAYO DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL (VOLYNKIN , 2016).....	39
FIGURA 3.5 MARCO DEL ENSAYO DE VOLYNKIN. TODAS LAS UNIDADES EN PULGADAS.	39
FIGURA 3.6 PROTOCOLO DE AL-3S.....	43
FIGURA 3.7 RESULTADO EXPERIMENTAL PARA EL LINK AL-3S Y CALIBRACIÓN DEL MODELO CON STEEL02.....	44
FIGURA 3.8 RESULTADO DEL ENSAYO DE VOLYNKIN DEL LINK AL-2S Y CALIBRACIÓN DEL MODELO CON STEEL02.	45
FIGURA 3.9 RESULTADO EXPERIMENTAL PARA EL LINK AL-3S Y CALIBRACIÓN DE LA RESPUESTA AL CORTE DEL LINK MEDIANTE EL MODELO “STEEL4” Y “REINFORCING STEEL”.	46

Capítulo 5

FIGURA 5.1 PLANTA TIPO DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS.....	52
FIGURA 5.2 FORMAS MODALES DE 3P.....	54
FIGURA 5.3 FORMAS MODALES DE 6P. MODOS N°1 AL 3.	55
FIGURA 5.4 FORMAS MODALES DE 12P. MODO N°1 AL 3.	56
FIGURA 5.5 CURVA DE CAPACIDAD 3P.....	58
FIGURA 5.6 CURVA DE CAPACIDAD 6P.....	59
FIGURA 5.7 CURVA DE CAPACIDAD 12P.....	60
FIGURA 5.8 COMPARACIÓN DE CURVAS DE CAPACIDAD DE 3P, 6P Y 12P.....	61
FIGURA 5.9 PROGRESIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS DE 3P. ESTADOS 1, 2, 3 Y 4.	63
FIGURA 5.10 PROGRESIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS DE 3P. ESTADOS 5, 6, 7 Y 8.....	64
FIGURA 5.11 PROGRESIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS DE 6P. ESTADOS 1, 2, 3 Y 4.....	65
FIGURA 5.12 PROGRESIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS DE 6P. ESTADOS 5, 6, 7 Y 8.....	66
FIGURA 5.13 PROGRESIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS DE 12P. ESTADOS 1, 2, 3 Y 4.....	67
FIGURA 5.14 PROGRESIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS DE 12P. ESTADOS 5, 6, 7 Y 8.....	68

Capítulo 6

FIGURA 6.1 EJEMPLO DE CÁLCULO DE LA DURACIÓN SIGNIFICATIVA $D_{[5,95]}$ PARA UN REGISTRO DE ORIGEN SUBDUCTIVO(A) DE LARGA DURACIÓN Y UN REGISTRO DE ORIGEN CORTICAL(B) DE CORTA DURACIÓN. ..70	70
FIGURA 6.2 EJEMPLO DE CÁLCULO DE LA DURACIÓN DEL REGISTRO DE CONSTITUCIÓN-Y EN BASE AL POTENCIAL DESTRUCTIVO DE ARAYA & SARAGONI.....71	71
FIGURA 6.3 DIVERSOS PARÁMETROS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS SELECCIONADOS EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN SIGNIFICATIVA.74	74
FIGURA 6.4 ACELERACIÓN ESPECTRAL (SPA) DE CADA REGISTRO ASOCIADAS AL PERÍODO DE CADA ESTRUCTURA EN ANÁLISIS EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN SIGNIFICATIVA $D_{[5,95]}$75	75
FIGURA 6.5 ESPECTROS DE PSEUDO ACELERACIÓN NO ESCALADAS Y ESPECTRO DE PSEUDO ACELERACIÓN DE DISEÑO DE 3P SEGÚN NCH433.....77	77
FIGURA 6.6 REGISTROS ESCALADAS A UN SOLO NIVEL DE SA DE 3P SEGÚN NCH433.77	77
FIGURA 6.7 EFECTO FILTRO ESCALAMIENTO A UN SOLO NIVEL DE SA EN CASO 3P(PERÍODO FUNDAMENTAL $T_N=0.42S$).78	78
FIGURA 6.8 FACTOR DE ESCALAMIENTO SF DE REGISTROS SÍSMICOS ESCALADOS A UN ÚNICO NIVEL DE INTENSIDAD(SA) EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN SIGNIFICATIVA $D_{[5,95]}$ DE CADA REGISTROS.....78	78
FIGURA 6.9 REGISTROS ESCALADOS USANDO "SPECTRAL MATCHING" PARA EL CASO 3P.....80	80
FIGURA 6.10 REGISTROS ESCALADOS USANDO "SPECTRAL MATCHING" PARA EL CASO 6P.....80	80
FIGURA 6.11 REGISTROS ESCALADOS USANDO "SPECTRAL MATCHING" PARA EL CASO 12P.....81	81

Capítulo 7

FIGURA 7.1 PSEUDO ACELERACIONES ESPECTRALES PARA LOS REGISTROS SÍSMICOS DE CONSTITUCIÓN-Y(TRAZA AZUL) Y CHI-CHI-Y(TRAZA ROJA).86	86
FIGURA 7.2 EFECTO DE LA PSEUDO ACELERACIÓN ESPECTRAL DE CADA REGISTRO SPA(T_N) Y LA DURACIÓN $D_{[5, 95]}$ SOBRE EL DESEMPEÑO GLOBAL DE 3P, 6P Y 12P.....89	89
FIGURA 7.3 EFECTO DE LA PSEUDO ACELERACIÓN ESPECTRAL DE CADA REGISTRO SPA(T_N) Y LA DURACIÓN $D_{[5, 95]}$ SOBRE EL ÍNDICE DE DAÑO DE PARK MÁXIMO REGISTRADO ENTRE TODOS LOS LINKS DE CADA ESTRUCTURA $D_{J_{MÁXLINKS_{PA}}}$90	90
FIGURA 7.4 DIVERSOS PARÁMETROS SÍSMICOS SOBRE EL LINK MÁS SOLICITADO DE 3P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN Y LA PSEUDO ACELERACIÓN ESPECTRAL DE CADA REGISTRO.....91	91
FIGURA 7.5 ÍNDICES GLOBALES DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES DE 3P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN $D_{[5-95]}$92	92
FIGURA 7.6 ÍNDICES DE DAÑO GLOBALES DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES DE 6P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN $D_{[5-95]}$93	93
FIGURA 7.7 ÍNDICES DE DAÑO GLOBALES DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES DE 12P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN $D_{[5-95]}$94	94
FIGURA 7.8 ÍNDICES DE DAÑO GLOBALES DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES EN FUNCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA EN 3P.....95	95
FIGURA 7.9 ÍNDICES DE DAÑO GLOBALES DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES EN FUNCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA EN 6P.....96	96
FIGURA 7.10 ÍNDICES DE DAÑO GLOBALES DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES EN FUNCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA EN 12P.97	97
FIGURA 7.11 MÁXIMO ÍNDICE DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES ENTRE TODOS LOS LINKS DE 3P EN FUNCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA.98	98
FIGURA 7.12 MÁXIMO ÍNDICE DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES ENTRE TODOS LOS LINKS DE 6P EN FUNCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA.99	99

FIGURA 7.13 MÁXIMO ÍNDICE DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES ENTRE TODOS LOS LINKS DE 12P EN FUNCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA.....	100
FIGURA 7.14 DAÑO EN FUNCIÓN DEL LOGARITMO DE LA DURACIÓN SIGNIFICATIVA.	101
FIGURA 7.15 DAÑO EN FUNCIÓN DEL POTENCIAL DESTRUCTIVO DE ARAYA & SARAGONI EN 3P, 6P Y 12P.	102
FIGURA 7.16 DAÑO EN FUNCIÓN DE LA INTENSIDAD DE ARIAS EN 3P, 6P Y 12P.....	103
FIGURA 7.17 DAÑO EN FUNCIÓN DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL ASOCIADA A CADA PERÍODO FUNDAMENTAL DE 3P, 6P Y 12P.....	104
FIGURA 7.18 CURVAS DE ACUMULACIÓN DEL DAÑO EN EL TIEMPO DE 3P PARA LOS REGISTROS SUBDUCTIVOS EN ESTUDIO.....	105
FIGURA 7.19 DAÑO POR FATIGA EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN SIGNIFICATIVA DE LOS REGISTROS PARA 3P.	106
FIGURA 7.20 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES EN FUNCIÓN DEL MÁXIMO DAÑO POR FATIGA REGISTRADO ENTRE TODOS LOS LINKS DE 3P.....	107
FIGURA 7.21 DAÑO POR FATIGA EN EL TIEMPO PARA CADA PISO DE 3P, RESULTANTE DE SOLICITAR ESTA ESTRUCTURA POR EL REGISTRO “CONSTITUCIÓN-Y”.....	108
FIGURA 7.22 DISTRIBUCIÓN DE LOS ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES POR PISO EN 3P.....	111
FIGURA 7.23 DISTRIBUCIÓN DE LOS ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES POR PISO EN 6P.....	111
FIGURA 7.24 DISTRIBUCIÓN DE LOS ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES POR PISO EN 12P.	112
FIGURA 7.25 ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES EN FUNCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA DE PISO PARA 3P.....	113
FIGURA 7.26 ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES EN FUNCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA DE PISO PARA 6P.....	114
FIGURA 7.27 ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES EN FUNCIÓN DE LA DERIVA MÁXIMA DE PISO PARA 12P.....	115
FIGURA 7.28 ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES DE 3P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN $D_{[5,95]}$ DE REGISTROS ESCALADOS A UN ÚNICO NIVEL DE INTENSIDAD(SA) Y TAMBIÉN A LA MÁXIMA INTENSIDAD CONSIDERADA(MCE_R).	116
FIGURA 7.29 ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES DE 6P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN $D_{[5,95]}$ DE REGISTROS ESCALADOS A UN ÚNICO NIVEL DE INTENSIDAD(SA) Y TAMBIÉN A LA MÁXIMA INTENSIDAD CONSIDERADA(MCE_R).	117
FIGURA 7.30 ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y TAMBIÉN DE REINHORN & VALLES DE 12P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN $D_{[5,95]}$ DE REGISTROS ESCALADOS A UN ÚNICO NIVEL DE INTENSIDAD(SA) Y TAMBIÉN A LA MÁXIMA INTENSIDAD CONSIDERADA(MCE_R).	118
FIGURA 7.31 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG PARA 3P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN. ANÁLISIS DE REGISTROS ESCALADOS CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.....	119
FIGURA 7.32 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG PARA 6P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN. ANÁLISIS DE REGISTROS ESCALADOS CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.....	120
FIGURA 7.33 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG PARA 12P EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN. ANÁLISIS DE REGISTROS ESCALADOS CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.....	120
FIGURA 7.34 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 3P EN FUNCIÓN DEL PSEUDO ESPECTRO DE ACELERACIÓN(SPA) DE CADA REGISTRO ESCALADO CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.	121
FIGURA 7.35 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 6P EN FUNCIÓN DEL PSEUDO ESPECTRO DE ACELERACIÓN(SPA) DE CADA REGISTRO ESCALADO CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.	122
FIGURA 7.36 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 12P EN FUNCIÓN DEL PSEUDO ESPECTRO DE ACELERACIÓN(SPA) DE CADA REGISTRO ESCALADO CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.	123

Índice de tablas.

Capítulo 2

TABLA 2.1 DIVERSOS FACTORES DE REDUCCIÓN PARA CÓDIGOS DE DISEÑO Y SU EVOLUCIÓN EN EL TIEMPO.....	26
--	----

Capítulo 3

TABLA 3.1 PARÁMETROS DEL COMANDO STEEL02 PARA CARACTERIZAR EL COMPORTAMIENTO DEL ACERO.....	41
TABLA 3.2 MÁXIMOS VALORES DE FUERZA Y DEFORMACIÓN DE CORTE LOGRADOS POR EL ENSAYO DE VOLYNKIN Y EL MODELO CALIBRADO EN OPENSEES.....	44
TABLA 3.3 PARÁMETROS DEL MODELO "STEEL02" PARA LA CURVA (V, Γ) RESULTANTE DE LA CALIBRACIÓN DEL ENLACE AL-3S.....	45
TABLA 3.4 MÁXIMOS VALORES DE FUERZA Y DEFORMACIÓN DE CORTE LOGRADO POR EL ENSAYO DE VOLYNKIN Y EL MODELO CALIBRADO EN OPENSEES.....	45
TABLA 3.5 PARÁMETROS DEL MODELO "STEEL02" PARA LA CURVA (V, Γ) RESULTANTE DE LA CALIBRACIÓN DEL ENLACE AL-2S.....	46

Capítulo 4

TABLA 4.1 INTERPRETACIÓN GENERAL DEL ÍNDICE DE DAÑO.....	48
--	----

Capítulo 5

TABLA 5.1 SECCIONES DE CADA ELEMENTO RESISTENTE DE 3P, 6P Y 12P.....	53
TABLA 5.2 PERÍODOS DE CADA MODO DE VIBRAR PARA LAS ESTRUCTURAS DE INTERÉS.....	54

Capítulo 6

TABLA 6.1 PARÁMETROS RELEVANTES DE LOS REGISTROS SÍSMICOS EN ESTUDIO.....	73
---	----

Capítulo 7

TABLA 7.1 RELACIÓN VIGA DÉBIL-COLUMNA FUERTE EN EL PRIMER PISO.....	109
---	-----

Anexo A

A.1 RESUMEN DE RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS DE REGISTROS NO ESCALADOS Y ACELERACIONES ESPECTRALES SPA.....	133
A.2 RESULTADOS: ÍNDICES DE DAÑO 3P. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR.....	134
A.3 RESULTADOS: ENERGÍAS TOTAL DE HISTÉRESIS DE 3P. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR.....	135
A.4 RESULTADOS SOBRE LA PARTICIPACIÓN EN LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA POR HISTÉRESIS EN CADA PISO DE 3P. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR.....	136
A.5 RESULTADOS ÍNDICES DE DAÑO 6P. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR.....	137
A.6 RESULTADOS ENERGÍAS TOTAL DE HISTÉRESIS DE 6P. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR.....	138
A.7 RESULTADOS SOBRE LA PARTICIPACIÓN EN LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA POR HISTÉRESIS EN CADA PISO DE 6P. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR.....	139
A.8 RESULTADOS ÍNDICES DE DAÑO 12P. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR.....	140
A.9 ENERGÍAS TOTALES DE HISTÉRESIS DISIPADAS POR 12P. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR...	141
A.10 RESULTADOS SOBRE LA PARTICIPACIÓN EN LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA POR HISTÉRESIS EN CADA PISO DE 3P. ANÁLISIS DE REGISTROS SÍSMICOS SIN ESCALAR.....	142
A.11 PSEUDO ACELERACIONES ESPECTRALES LÍNEALES DE 3P, 6P Y 12P.....	143

Anexo B

B.1 PROPIEDADES AL-3S. ENSAYO DE VOLYNKIN.....	145
B.2 PROPIEDADES CERTIFICADAS DE LOS MATERIALES DEL ENSAYO DE VOLYNKIN.....	145

Anexo C

C.1 MAGNITUD DE MOMENTO EN FUNCIÓN DE LA DURACIÓN Y LA INTENSIDAD DE ARIAS.....	146
C.2 DIVERSOS ASPECTOS RELACIONADOS AL POTENCIAL DESTRUCTIVO DE ARAYA Y SARAGONI.....	147
C.3 COMPARACIÓN ENTRE LOS ÍNDICES DE DAÑO DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 3P, 6P Y 12P.	148
C.4 COMPARACIÓN ENTRE LOS ÍNDICES DE DAÑO GLOBAL Y EL MÁXIMO ÍNDICE DE DAÑO CALCULADO ENTRE LOS LINKS DE 3P, 6P Y 12P. ÍNDICES DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES.....	149
C.5 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 3P EN FUNCIÓN DE LA INTENSIDAD CARACTERÍSTICA DE ARIAS. ANÁLISIS DE REGISTROS ESCALADOS CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING	150
C.6 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 3P EN FUNCIÓN DEL PGA DE CADA REGISTRO ESCALADO CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.....	151
C.7 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 6P EN FUNCIÓN DE LA INTENSIDAD CARACTERÍSTICA DE ARIAS. ANÁLISIS DE REGISTROS ESCALADOS CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.....	152
C.8 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 6P EN FUNCIÓN DEL PGA DE CADA REGISTRO ESCALADO CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.....	153
C.9 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 12P EN FUNCIÓN DE LA INTENSIDAD CARACTERÍSTICA DE ARIAS. ANÁLISIS DE REGISTROS ESCALADOS CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.....	154
C.10 ÍNDICE DE DAÑO GLOBAL DE PARK & ANG Y DE REINHORN & VALLES PARA 12P EN FUNCIÓN DEL PGA DE CADA REGISTRO ESCALADO CON EL MÉTODO SPECTRAL MATCHING.....	155

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 General

Los estudios que tienen por objetivo mejorar y complementar la comprensión del comportamiento de los edificios de marcos de acero excéntrico perduran hasta hoy, luego de décadas de investigación con gran éxito. Desde los trabajos del profesor Popov en la Universidad de Berkeley-California en la década de los 80, hasta los trabajos sobre enlaces reemplazables con su apogeo en la década del 2000. Aquellos trabajos han dejado evidencia científica que ha logrado mejorar las guías de diseño y comprensión del comportamiento de los EBF, dejando además las interrogantes que motivan las actuales investigaciones.

Como los links o fusibles estructurales tienen un sensible comportamiento a los patrones de carga que le solicitan, y en atención a que existe evidencia de registros recientes de terremotos de origen subductivo de larga duración, como lo son el terremoto del Maule en 2010 y de Tohoku en 2011, es que este trabajo de investigación tiene como objetivo complementar los análisis del efecto de la duración de los registros en el desempeño de marcos de acero excéntricamente arriostrados, tal como los estudios que se encuentran en la literatura para marcos de momento (Barbosa, Ribeiro, & Neves, 2017), (Fuentes Cortés, 2005).

1.2 Objetivos generales

El objetivo principal de esta memoria es estudiar y cuantificar la influencia de la duración de los registros sísmicos en el desempeño o daño en los edificios de marcos de acero excéntricamente arriostrados con links de corte. El desempeño de la estructura se estima mediante una función llamada: índice de daño. Las estructuras analizadas serán sometidas a registros escalados mediante dos metodologías, que se espera permitan aislar el efecto de la duración por sobre el de la intensidad en análisis no lineal tiempo historia realizados en el software OpenSees.

1.3 Objetivos específicos:

- Estudiar el comportamiento de edificios de acero con EBF, recopilando y analizando el estado del arte en el tema.
- Caracterizar el comportamiento ante cargas cíclicas de links a través de modelos no lineales, implementarlos y compararlos con ensayos experimentales.
- Estudiar la sensibilidad del índice de daño ante la intensidad de los registros sísmicos.
- Estudiar el efecto en el desempeño de la duración de los registros de terremoto a través de parámetros ingenieriles, tales como la deriva máxima entre piso, desempeño de los links por piso, a nivel global y a nivel de elemento o link.

1.4 Organización de la memoria

Esta memoria se compone de ocho capítulos, que contienen e informan sobre el desarrollo del trabajo, incluyendo las observaciones que construyen las conclusiones y recomendaciones para futuros trabajos relacionados al estudio del desempeño de EBF.

Los capítulos están ordenados de manera de entender paso a paso las hipótesis del trabajo y alcances. A continuación, se hace una breve reseña de cada capítulo:

1.4.1 Capítulo N°2

Contiene el marco conceptual y/o estado del arte, donde se detallan las observaciones pertinentes sobre investigaciones anteriores que sustentan este trabajo, además de los elementos conceptuales que deben ser considerados fundamentalmente para la modelación y calibración del comportamiento de los links.

1.4.2 Capítulo N°3

En este capítulo se presenta la calibración del modelo numérico de los links, en base a los resultados del trabajo de Dmitry Volynkin (2016). Los elementos tipo link se modelan en OpenSees a través de los materiales “Steel02”, “Steel4” y “Reinforcingsteel” (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006), incluyendo los alcances de estos modelos y las razones del porqué se eligió “Steel02” como el modelo para caracterizar el comportamiento de los fusibles de corte.

1.4.3 Capítulo N°4

Este capítulo contiene la introducción conceptual de los índices de daño, especificando la forma y manera de enfrentar el desempeño como una medida objetiva o función, y su cálculo e interpretación de acuerdo a su valor. Se incluyen las fórmulas correspondientes al índice de daño de Park (DI_{PA}), índice de daño de Valles (DI_{RV}) y el índice de daño estructura o global (DI^{global}).

1.4.4 Capítulo N°5

Este capítulo detalla las características de las estructuras que se analizaron, su origen (Oyarzún, 2012) (SAC, 2000), la geometría, las curvas de capacidad, las consideraciones del diseño junto a las dificultades y fortalezas que traen consigo los modelos estructurales analizados. Finalmente, se agrega una breve descripción de las consideraciones adoptadas para elaborar el modelo en OpenSees (Shellenberg & Yang, 2005) y para realizar el análisis no lineal de las estructuras. Las estructuras analizadas se denominaron 3P, 6P y 12P, en atención al número de pisos que tiene cada edificio o marco estructural.

1.4.5 Capítulo N°6

Este capítulo trata sobre la selección de los registros sísmicos y sus características más importantes, como magnitud de momento (M_w) y PGA. Se introduce el concepto de duración significativa ($D_{[5,95]}$), en base a la intensidad de Arias, y con este valor se caracteriza la duración de los registros. Además, se explican las dos metodologías de escalamiento utilizadas en los registros, las cuales tienen como objetivo aislar el efecto de la duración.

1.4.6 Capítulo N°7

Este capítulo presenta los resultados de los análisis no lineales tiempo/historia. En primer lugar, se detallan los resultados utilizando los registros no escalados y luego para los registros escalados para las estructuras 3P, 6P y 12P. A lo largo de este capítulo se presentan figuras que permitan entender la influencia de la duración de los registros en el daño de los EBF. En este capítulo se analizan también, todos los índices de daño a nivel de elemento y a nivel global para las funciones de daño de Park y también de Valles, la influencia de la duración de los registros sobre la deriva entre piso, la influencia sobre el desempeño global, sobre el desempeño a nivel de piso y a nivel de link entre otros aspectos relevantes.

1.4.7 Capítulo N°8

Este capítulo presenta las conclusiones obtenidas al finalizar el presente trabajo de investigación. Primero parte con las conclusiones para los análisis no lineales tiempo historia de 3P, 6P y 12P, utilizando los registros sin escalar; siguiendo con las conclusiones sobre los análisis de registros escalados, y finalizando con las conclusiones sobre la calibración del modelo numérico del link. Además, se señalan recomendaciones para futuros trabajos relacionados al tema del efecto de la duración de los registros en el desempeño de EBFs.

1.4.8 Anexo

Los anexos A, B y C contienen tablas, y gráficos de apoyo sobre algunos resultados que no fueron considerados en el cuerpo de la memoria.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades.

Los marcos de acero excéntricamente arriostrados fueron propuestos por primera vez en Japón en la década del 70, para fines de dicha década realizarse las primeras investigaciones en EE.UU bajo la dirección del profesor Popov (Roeder & Popov, 1978), en la Universidad de Berkeley en California. Desde aquellos primeros trabajos sobre EBF, le siguen una numerosa variedad de investigaciones que vienen a complementar los conocimientos que se tienen sobre el comportamiento de estos marcos estructurales, mejorando su aplicación a través de una guía de diseño hasta otras innovaciones como el uso de fusibles o links reemplazables.

Los primeros marcos excéntricos estudiados se diferenciaron respecto a los marcos concéntricamente arriostrados (CBF) en que los EBF se caracterizan por tener el arriostramiento conectado a la viga de piso, a una cierta distancia (e) de la unión viga-columna, dejando así un segmento de viga llamado “link”. Este link se prevé sea solicitado por altos niveles de deformación y fuerzas internas de corte y momento.

Las primeras investigaciones, (Roeder & Popov, 1978), (Manheim, 1982), (Hjelmstad & Popov, 1983), (Kasai & Popov, 1986), (Engelhardt & Popov, 1989), (Ricles & Popov, 1989) tuvieron como objetivo entender el comportamiento de los EBF ante sollicitaciones cíclicas de origen sísmico, con el fin de hacer eficiente su uso y así elaborar una guía de diseño. Existen diversas maneras, al menos teóricas, de configurar un EBF como se puede ver en la Figura 2.1. En esta figura, se muestran distintas formas de EBF y sus respectivos mecanismos plásticos, los cuales son necesarios para entender el comportamiento ante deformaciones de origen sísmico que permitan incorporar un diseño por capacidad, tal y como es la tendencia en la actualidad sobre el diseño de EBF.

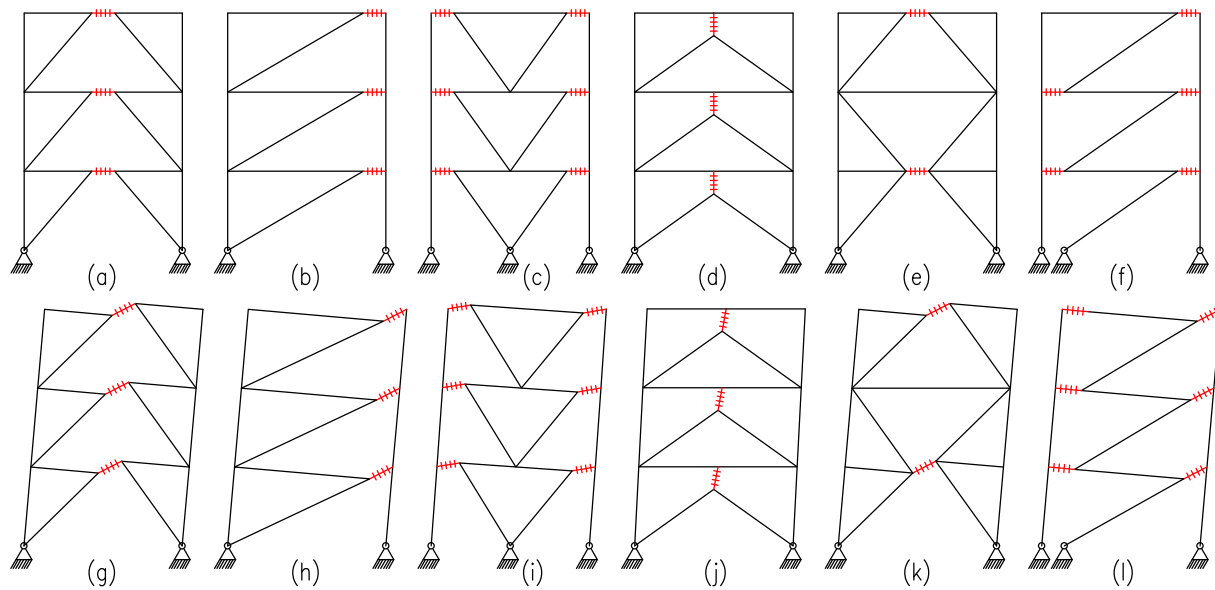


Figura 2.1 Diversas configuraciones geométricas de EBF. (Azad & Topkata, 2017).

De la Figura 2.1, se desprende que en (d) el link sea solicitado por una alta carga axial en un evento sísmico, lo cual no es beneficioso como concluyó Popov en sus investigaciones (Kasai & Popov, 1986) al ver disminuida su capacidad de rotación y resistencia, sobre todo en links de corte. Estos estudios y el significado de un link de corte serán explicados y expuestos en el apartado 2.2 de este capítulo. Los marcos (b), (c) y (f) tienen la desventaja de aumentar el riesgo de producir un mecanismo de piso blando, al obligar la aparición de rótulas plásticas cerca de la conexión con la columna, por consecuencia se sugiere evitar estas configuraciones. Los marcos (a) y (e) son muy beneficiosos arquitectónicamente por permitir una mayor luz libre para puertas y ascensores, además se evita el riesgo de un mecanismo de piso blando como en (b), (c) y (f). Bajo ciertas configuraciones es posible que ciertos links no desarrollen actividad inelástica como en (l), lo cual conlleva un aumento innecesario de costos, y diseño de elementos que no cumplan una función útil en el marco estructural. Como conclusión, a consecuencia de estas consideraciones, es que el ingeniero civil debe seleccionar la mejor configuración que cumpla los requisitos arquitectónicos, y dotar los elementos del marco de características que permitan una distribución en la altura adecuada de la disipación de energía sísmica, a la vez que cada link cumpla su función de ser un fusible estructural.

2.2 Primeras investigaciones.

La primera investigación sobre EBF en EE.UU fue impulsada por el profesor Popov (Roeder & Popov, 1978). En esta investigación se ensayaron dos marcos a escala 1:3 e idénticos a la configuración mostrada en la Figura 2.1 (f), con el objetivo de comparar el desempeño de los EBF bajo diferentes configuraciones. Los marcos fueron solicitados por una carga cuasi-estática simulando el efecto del terremoto de El Centro en 1940 y de Pacoima en 1971. El primer marco tenía un diseño más conservador que el segundo, ya que el primero incorporaba una mayor cantidad de atiesadores tanto en la zona del nudo como en el link. Otra diferencia fue que en la conexión con la riostra se usó pernos y en el otro marco se usó soldadura directa a la placa de unión "Gusset". Los resultados fueron satisfactorios mostrando ambos marcos un importante nivel de disipación de energía asociado a la fluencia por corte de los links, además que el desempeño de los marcos fue satisfactorio al presentar ciclos estables de deformación en el tiempo.

Años más tarde se comprendería cuál era la manera en que un EBF disipa energía sísmica, resultando ser importante la capacidad de disipación histerética que tienen los links. Se sabe por investigaciones posteriores, que se puede mejorar el desempeño cíclico y aumentar la ductilidad que tienen los links en la medida que se le incorporan una mayor cantidad de atiesadores del alma (Hjelmstad & Popov, 1983). Se concluyó además que existe una estrecha relación entre la capacidad de disipación de energía por histéresis con el pandeo del alma, donde también los links de menor longitud mostraban un mejor desempeño que los links de mayor longitud (e).

Luego le siguieron estudios, que se centraron en comprender el comportamiento de los enlaces ante el efecto de la interacción momento-corte-carga axial (Kasai & Popov, 1986), a través del ensayo de links con distintos tamaños y sometidos a diversos estados de carga que incluían diferentes niveles de carga axial. Con los resultados de este ensayo, los autores sugirieron que la mejor opción para caracterizar la interacción era mediante el rectángulo que forman el momento y corte plástico de la sección en un diagrama M v/s V . Más tarde, se propuso una nueva ecuación para la interacción del corte, momento y carga axial (Ecuación 2.1 y 2.2).

$$\left(\frac{V}{V_p}\right)^2 + \left(\frac{P}{P_y}\right)^2 = 1 \quad (2.1)$$

$$\frac{1}{1.18} \left(\frac{M}{M_p}\right) + \frac{P}{P_y} = 1, M \leq M_p \quad (2.2)$$

Donde:

- P_y =Carga axial de fluencia= $A_g F_y$.
- A_g =Área bruta de la sección.
- M, V, P = Momento, corte y carga axial interna de un enlace, respectivamente.

Para entender las cargas que se generan en un link, se muestra el diagrama de cuerpo libre en la Figura 2.2. A través de la comparación de las fuerzas internas de demanda con la resistencia del elemento, es posible determinar si se desarrollan rótulas plásticas de momento y corte en los extremos del link ($M_a=M_b=M_p$ y $V=V_p$). Además, es posible determinar la longitud crítica de ese segmento de viga o link en su estado plástico.

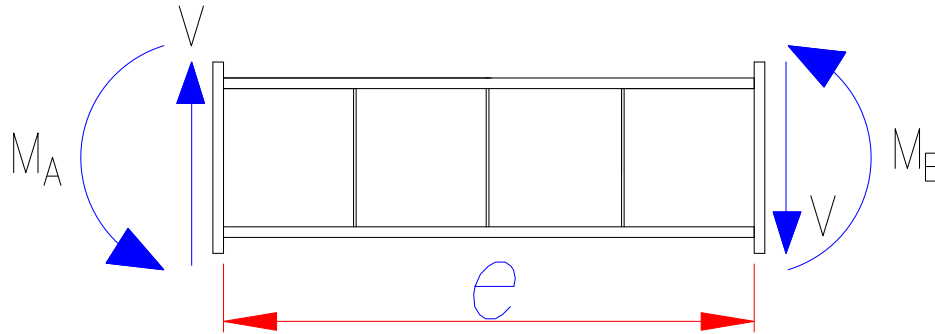


Figura 2.2 Diagrama de cuerpo libre del link.

Fuente: *Ductile design of steel structures* (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

Las capacidades plásticas M_p y V_p de la sección serán:

$$M_p = F_y Z \quad (2.3)$$

$$V_p = \tau_y A_{lw} \quad (2.4)$$

Donde:

- F_y es el esfuerzo de fluencia de la sección.
- τ_y es la fluencia por corte del alma igual a $F_{y,lw}/\sqrt{3}$, $F_{y,lw}$ puede tomarse igual a F_y .
- Z es el módulo plástico en la dirección fuerte de la sección.
- A_{lw} es el área del alma.

Al combinar la ecuación de equilibrio obtenida del diagrama de cuerpo libre (Figura 2.2) con las resistencias de la sección (Ecuación. 2.3 y 2.4), resulta la longitud crítica $e=2M_p/V_p$, con el cual en primera instancia se tiene una aproximación del límite para que un link, según su longitud y las propiedades resistentes de su sección esté gobernado por el efecto del corte o momento, esto al considerarse un estado plástico total de su sección (en flexión y corte).

Posteriormente en la investigación de Kasai & Popov (1986) se determinó la longitud máxima para considerar un enlace cuya influencia esté dominada por corte ($e_{m\acute{a}x}^{corte}$, Ecuación 2.5). Se concluyó que con un adecuado número de atiesadores y un buen detallamiento del link, es posible desarrollar hasta un 20% más de momento plástico y un 50% más de corte plástico.

$$e_{\text{máx}}^{\text{corte}} = \frac{2(1.2M_p)}{1.5V_p} = 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (2.5)$$

El estudio también permitió determinar que la presencia de carga axial deteriora la resistencia del link, cambiando la longitud máxima para los enlaces de corte $e_{\text{máx}}^{\text{corte}}$. En aquellos casos, se asume una densidad de carga ρ ($P=\rho V$), tal que esta densidad reduce la longitud máxima para un enlace de corte (Ecuación 2.6).

$$e_{\text{máx}}^{\text{corte}}(\rho) = \begin{cases} \frac{2M_p}{V_p} \left(1.15 - 0.5\rho \frac{A_{lw}}{A_g} \right), & \rho \frac{A_{lw}}{A_g} < 0.3 \\ \frac{2M_p}{V_p}, & \rho \frac{A_{lw}}{A_g} \geq 0.3 \end{cases}, \quad (2.6)$$

Donde:

- ρ =Densidad de carga de un enlace sometido a carga axial. $\rho=P/V$

Kasai & Popov también concluyeron luego de sus ensayos que; independiente del link, existía un ángulo límite γ_B , para el cual se produce pandeo del alma y que éste se correlaciona con una razón de aspecto (Ecuación 2.9) y también con la altura y espesor del alma (Ecuación 2.10). Se observó además que antes del pandeo, los ciclos de histéresis son estables, mientras que luego del pandeo se va degradando la curva de histéresis. Los resultados demostraron que el comportamiento del link luego del pandeo del alma es difícil de describir, por lo que se definió como criterio de falla el instante donde ocurre el pandeo del alma.

Las formulas en base a la correlación para $\bar{\gamma}_B$ sólo son válidas para un rango de valores de β obtenidos en estos ensayos: $40.1 \leq \beta \leq 57$

$$\bar{\gamma}_B = 8.7K_s(\alpha) \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \quad (2.7)$$

$$K_s(\alpha) = \begin{cases} 8.98 + \frac{5.6}{\alpha^2}, & \alpha \geq 1 \\ 5.6 + \frac{8.98}{\alpha^2}, & \alpha \leq 1 \end{cases} \quad (2.8)$$

Donde:

- $\alpha = a/b$ (2.9)
- $\beta = b/t_w = (d - 2t_f)/t_w$ (2.10)
- K_s es el factor de rotación plástica, en función de la razón de aspecto " α " de la sección del link (Ecuación. 2. 9).
- a es el espaciamiento de los atiesadores.

- d es la altura de la sección.
- t_w, t_f es espesor del alma y del ala de la sección, respectivamente.

La ecuación 2.7 permite determinar la capacidad de rotación plástica $\bar{\gamma}_B$ de un link. También se determinó una ecuación que permite obtener el espaciamiento de los atiesadores (Ecuación 2.11). Para efectos de diseño se recomienda utilizar un ángulo último de rotación del perfil $\bar{\gamma}_u$ un 10% mayor a $\bar{\gamma}_B$. También se recomendó una ecuación para el diseño del espaciamiento de los atiesadores, el cual está acotado por la altura de la sección del link en función de un parámetro C_B , que depende de la deformación de corte última del link. Actualmente, las ecuaciones 2.11 y 2.12 son utilizadas para el diseño de EBFs (ANSI A, 2016).

$$\frac{a}{t_w} + \frac{d}{5t_w} = C_B, a \leq d \quad (2.11)$$

$$C_B = \begin{cases} 56, & 0 \leq \gamma_P \leq 0.02 \\ 59.3 - 367\gamma_P, & 0.02 \leq \gamma_P \leq 0.08 \\ 29, & \gamma_P \geq 0.08 \end{cases} \quad (2.12)$$

Finalmente, Engelhardt & Popov (1989) determinaron diversos aspectos relacionados con el diseño de links largos, que consistieron en establecer un criterio confiable para el mecanismo de fluencia y falla, capacidad de rotación, resistencia última y la efectividad de los atiesadores. Los resultados produjeron un criterio más específico para determinar en función de la longitud del enlace, el tipo de mecanismo que lo domina. Este estudio no es relevante para este trabajo de investigación dado que sólo se calibraron los modelos de comportamiento para links de corte.

Al finalizar la productiva investigación sobre EBF de la década del 80, se puede estimar en función de la longitud del link (e) y de sus propiedades resistentes (M_p y V_p) la forma en que se comportará el link, resultando en tres tipos de comportamiento:

- $e \leq 1.6M_p/V_p$ se trata de links predominantemente gobernados por corte.
- $1.6M_p/V_p \leq e \leq 2.6M_p/V_p$ links gobernados tanto por corte como por flexión.
- $e \geq 3M_p/V_p$ se trata de links gobernados predominantemente por flexión.

2.3 Investigaciones sobre el desempeño sísmico de EBFs.

En las décadas posteriores a los años 80, las investigaciones se concentraron en el estudio del comportamiento sísmico de los sistemas EBFs. Empeñados en mejorar la metodología de diseño clásica, se propuso un diseño basado en desempeño para EBFs (Chao & Goel, 2006). Esta metodología consiste en estimar el desempeño del sistema a través de la aplicación de un criterio de equilibrio de energía elasto-plástica que permita obtener el corte basal de diseño asociado a un nivel específico de amenaza sísmica. Sullivan (2013) desarrolló un método de diseño basado en desplazamientos para EBFs cuyo objetivo era superar las deficiencias de los clásicos diseños basados en fuerza.

En los dos métodos anteriormente mencionados, se asume un mecanismo de colapso ideal para el EBF. Ante la incerteza que trae asumir un mecanismo de colapso, se pueden complementar estos métodos de diseño con los resultados del trabajo de Bosco y Rossi (2009), quienes con el objetivo de predecir el mecanismo de colapso de un EBF, introdujeron un nuevo parámetro de diseño llamado “factor de capacidad de distribución de daños”. Lo anterior, justificado en los resultados de extensos análisis dinámicos incrementales no lineales, los cuales demostraron que los métodos clásicos de diseño no aseguran una distribución adecuada de la acción inelástica en la altura y por eso no se puede tener una predicción correcta del comportamiento sísmico de un sistema EBF.

Una afirmación interesante fue la realizada por Hines & Jacob (2010) respecto a las modificaciones en el tiempo de los parámetros sísmicos de diseño para los sistemas EBFs, en particular se refieren al factor de reducción de respuesta lineal elástica (R). Hines & Jacob (2010) señalan que “no hay conciencia de un documento en la literatura que explique la transición del factor de reducción R . Sin embargo, las explicaciones sugieren que los comités de código estaban interesados en diferenciar los EBF de los CBFs como sistemas más dúctiles y, por lo tanto, el factor $R=5$ para EBFs se elevó a $R=7$ en el ATC3-06. Una comprensión más clara de esta transición es importante para el trabajo futuro sobre EBFs, porque el estándar ampliamente aceptado de $R=7$ para EBFs no se puede rastrear fácilmente a resultados de ensayos o análisis específicos”.

En la Tabla 2.1 se muestra la evolución temporal del factor R_w para algunos códigos de diseño a los cuales hacen alusión Hines y Jacob. Existen precedentes de trabajos en Chile sobre la adaptación del parámetro de reducción de respuesta (Oyarzún, 2012). Sin embargo, aún no existe claridad sobre la veracidad del factor de reducción que exige la normativa chilena (Nch433, 2012) y si éste se ajusta a la situación nacional a la luz de los resultados de estudios chilenos sobre el tema, más bien se infiere que los comités nacionales mantuvieron el estándar admitido en los códigos estadounidenses y adoptados en Chile.

Tabla 2.1 Diversos factores de reducción para códigos de diseño y su evolución en el tiempo.

	ATC 3-06	UCB	BSSC	SEAOC-R _w
Tipo de Marco	1984	Rec.	1988	1990
CBF	R=5	R=2	R=5	R=8
EBF	R=5	R=4	R=8 o 7	R=10

Fuente: Structures Congress 2010 (Hines & Jacob, 2010)

Nomenclatura de las recomendaciones y códigos de la **Tabla 2.1**:

- ATC 3: “Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings.” (ATC, 1978)
- SEAOC: “The Structural Engineers Association of California.” (SEAOC, 1990)
- UCB: “University of Berkeley Seismology Lab, Recommendations.” (UCB, 1979)
- BSSC: “Building Seismic Safety Council.” (BSSC, 1988)

Kusyılmaz complementó la escasa información que se tenía sobre la distribución en la altura de la respuesta inelástica en un EBF (Kuşyılmaz & Topkaya, 2015). Como resultado de su estudio numérico, se demostró que un factor de amplificación para la deflexión elástica “C_d” igual a 4.0 puede resultar en estimaciones significativamente no conservadoras de γ_p en EBFs para diseños sujetos a normativas como el AISC-341 (ANSI A, 2016). Los resultados de análisis tiempo-historia no lineales permitieron elaborar una función que proporciona valores para C_d que van desde 8.0 en pisos inferiores a C_d=4.0 en los pisos iguales o superiores al octavo (Ecuación. 2.13).

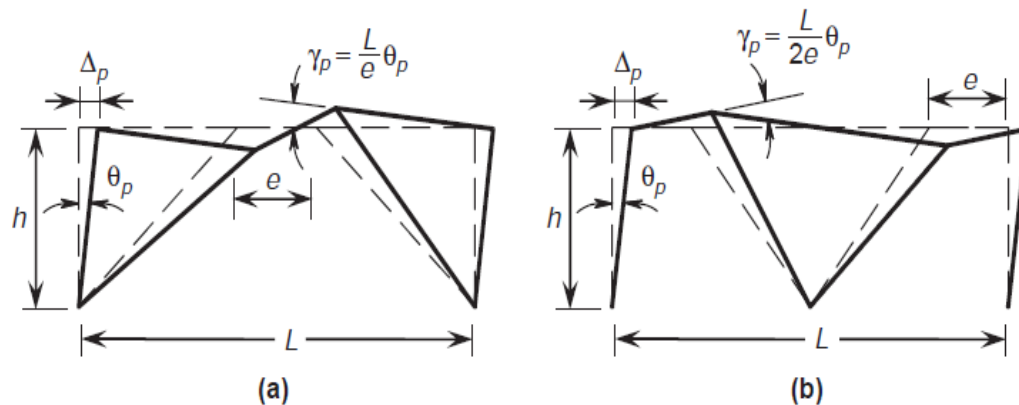


Figura 2.3 Mecanismo plástico de un EBF para la determinación de la demanda de deformación del link.

Fuente: Ductile design of steel structures (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011)

$$C_{d,i} = \begin{cases} 4 \left(1 + 1.6 \frac{(8-i)}{8} \right) \geq 4, & 1 \leq i \leq 8 \\ 4, & i \geq 8 \end{cases} \quad (2.13)$$

$$\theta_p \approx \frac{C_d \Delta_e}{h} \quad (2.14)$$

Donde:

- i es el piso número "i" desde $i=1$.
- θ_p es la deflexión lateral estimada del mecanismo plástico para un EBF.
- Δ_e es la deriva elástica de diseño.
- h es la altura de entre piso.
- C_d es el factor de amplificación de la deflexión lateral elástica que permite estimar la demanda de rotación plástica del link asociado al mecanismo plástico de un EBF. (Ver Figura 2.3 (a) y (b), y Figura 2.1 (g), (h), (i), (j), (k) y (l))

Young y Adeli (2014) determinaron el efecto de ciertas irregularidades geométricas y de distribución de la rigidez en la planta de un edificio en el período fundamental de EBFs. Los resultados de los análisis de EBFs diseñados, así como los datos disponibles en la literatura, se combinaron para proponer una ecuación para el período de un edificio con EBF con irregularidades (Ecuación 2.14). El estudio también confirmó que los edificios regulares con EBF tienden a tener un período fundamental más largo en comparación con los edificios que tienen EBF con irregularidades. A continuación, se presenta la ecuación propuesta de Young (Ecuación 2.15) y a modo de comparación, se presenta la ecuación para el período de un edificio con EBFs según la ASCE 7-10 (Ecuación 2.16). La ecuación de Young representa un aporte considerable en el diseño de EBFs. Sin embargo, no incluye los efectos de la degradación de la rigidez, ni otros tipos de asimetrías de la planta de un edificio como la distribución irregular de la masa.

$$T = 0.02H^{0.85} \left(\frac{H_{av}}{H} \right)^{0.6} \left(\frac{D_{av}}{D} \right)^{0.35} \quad (2.15)$$

$$T = C_t H^x \quad (2.16)$$

Donde:

- $C_t=0.03$ y $x=0.75$
- H_{av} y D_{av} son los valores medios en pies de la altura y la dimensión del marco resistente en la dirección paralela a la fuerza aplicada para una estructura irregular.

- D es la dimensión de la estructura en pies en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas y H es la altura de la estructura en pies.

2.4 EBF con links reemplazables.

A principios de los años 2000, aparece por primera vez el concepto de Link reemplazable con el trabajo de Stratan (Dubina, Stratan, & Dinu, 2008). Ésta alternativa fue explorada también por Mansour (2010) y Volynkin (2016) en sus tesis doctorales.

Los enlaces reemplazables, a diferencia de los EBFs que inicialmente se estudiaron, son usualmente secciones con menor altura que la viga de piso, esto con el fin de adaptar adecuadamente la conexión, es decir, que la conexión sea sencilla de construir, además de permitir su fácil reemplazo. Existen al menos tres maneras de concebir el link reemplazable mediante su tipo de conexión y de la cual hay estudios de su efectividad en la literatura:

- Conexión con soldadura al alma o “Welded Web”
- Conexión apernada al alma de la viga o “Bolted Web Connection” y
- Conexión apernada con placas terminales o “End plate connection”, Ver Figura 2.4

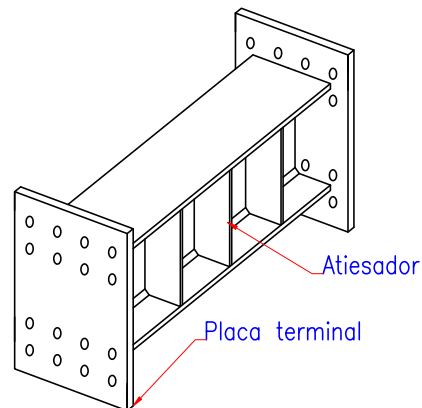


Figura 2.4 Isométrico de link reemplazable con placas terminales.

Fuente: *Eccentrically Braced Frames with Replaceable Shear Links* (Mansour, 2010)

Mansour ensayó links a escala real para evaluar la efectividad y desempeño de las tres alternativas de conexión anteriormente mencionadas, como también para elaborar una guía de diseño de los links reemplazables.

En los ensayos de Mansour se observó en general, ciclos estables de histéresis en los enlaces con placas terminales (“End plate connections”). No obstante, en los enlaces apernados al alma (“Web connections”) los ciclos de histéresis estaban directamente relacionados con el deterioro de la conexión debido al efecto que tiene en el deterioro la presencia de los pernos.

2.5 Efecto de la carga axial.

El estudio de Kasai (1986) concluyó que la presencia de ciertos niveles de fuerza axial puede deteriorar el comportamiento del enlace reduciendo su resistencia (M_p y V_p), por ello se definieron nuevas ecuaciones para estas capacidades en función de $P/P_y > 0.15$ (Ecuación. 2.16 y 2.17).

$$M_p(P) = 1.18M_p \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (2.17)$$

$$V_p(P) = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^2} \quad (2.18)$$

Donde:

- P es el valor de carga axial, considerarlo en un diseño implica que $P=P_u$.

También Ghobarah & Ramadan (1990) mediante análisis de elementos finitos demostraron que la presencia de fuerza axial no sólo reduce la resistencia plástica del link, sino también su capacidad de rotación plástica y por consecuencia también la disipación de energía. Los resultados del estudio mostraron una disminución del 37% de la rotación máxima del enlace. Además de que el efecto de la fuerza axial va en aumento para links con relaciones de longitud $e/(M_p/V_p)$ cercanas a 1.6. Otra información interesante es que Mansour (2010) en su trabajo sobre links reemplazables informó que el valor máximo de P/P_y era de 0.26, a consecuencia de que la prueba experimental a escala real transmitía parte de la carga a los links mediante un actuador en la conexión viga-columna. Sin embargo, hay que tener en consideración que estos niveles de fuerza axial pueden estar forzados, ya que en estos ensayos se busca la falla del enlace en ciclos de carga de alta intensidad.

Otros investigadores como Dastmalchi (2014), reportan valores de $P/P_y > 0.15$ demostrando en los análisis no lineales una alta probabilidad de alcanzar niveles de carga axial perjudiciales.

Finalmente, las disposiciones de diseño actuales no consideran el efecto de la carga axial en enlaces medianos o largos, y dada esta inseguridad se recomienda no utilizar estos tipos de link.

2.6 Efecto del protocolo de carga.

La investigación de Kasai (1986) mostró una influencia en los ciclos de histéresis de los links. La simetría de la carga afecta notoriamente la capacidad de rotación última de los especímenes, por ejemplo, el valor de γ_u para un enlace bajo carga monotónica puede ser aproximadamente el doble del mismo link bajo el efecto de una carga cíclica simétrica.

En el programa de ensayos de Okazaki (Okazaki, Arce, Ryu, & Engelhardt, 2005) se utilizó la secuencia de carga de la AISC 341-2002 reportando que los links correctamente diseñados no desarrollaban la rotación especificada por el código. Posteriormente, en el trabajo de Richards y Uang (2006), basados en un estudio analítico, concluyeron que el protocolo de carga para los ensayos era severo comparado con el utilizado por Popov en la década del 80. Finalmente, propusieron un nuevo protocolo de carga que simula las demandas de deformación posibles para los enlaces durante las excitaciones de los terremotos esperados en EE. UU, este protocolo fue adoptado en las ediciones posteriores de la AISC 341 (2016).

2.7 Investigaciones sobre el detallamiento de EBF.

Okazaki, et al. (2005) en su trabajo sobre links de sección de ala ancha de acero ASTM A992, reportó fracturas inesperadas en el alma de links de corte. Las sospechas apuntaron a ser un fenómeno único de secciones laminadas. Luego, en un estudio analítico a raíz de estos ensayos, se propuso una disminución del límite de esbeltez del ala de $0.38\sqrt{E/F_y}$ a $0.30\sqrt{E/F_y}$, manteniendo el límite de esbeltez en los links intermedios y largos, además de confirmar que el desempeño de los enlaces se ve afectado por el protocolo de carga.

Imani & Bruneau (2015) investigaron el efecto de la alineación de la conexión viga-link con el arriostamiento, motivados por las fallas encontradas a raíz del terremoto de Christchurch en 2011. Mediante un estudio en base a elementos finitos para verificar la influencia en las fallas producto de la excentricidad de la conexión, concluyeron que una modificación en la sección de la unión demostró ser eficaz para evitar la propagación de esfuerzos que causaron las fracturas encontradas luego del terremoto de Christchurch.

Esta modificación de la conexión consiste en que: La intersección de las líneas centrales de la viga y la riostra se alineen verticalmente con el borde del ala de la conexión y del atiesador (Ver Figura 2.5, EBF-2).

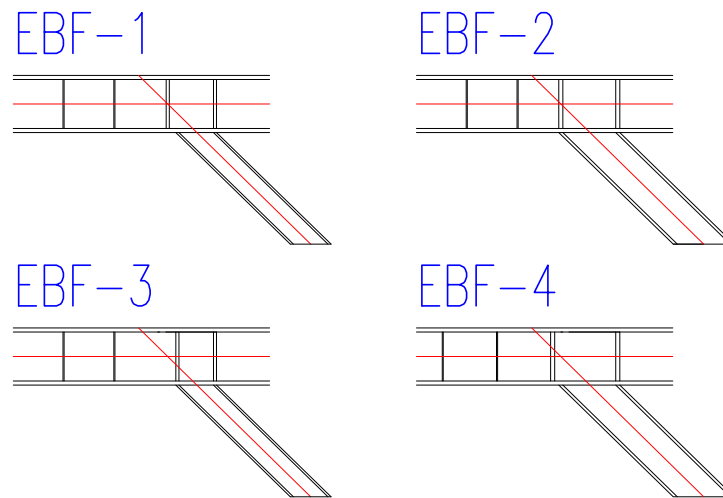


Figura 2.5 Diversas alternativas de conexión probadas por Imani y Bruneau (2015)

Fuente: *Effect of link-beam stiffener and brace flange alignment on inelastic cyclic behavior of eccentrically braced frames.* (Imani & Bruneau, 2015).

Descripción de la **Figura 2.5**

- EBF-1: En esta alternativa el ala interior de la diagonal no está alineada con el refuerzo en el alma en la conexión, y el centroide del refuerzo de alma se intersecta con la línea neutra de la conexión y la diagonal.
- EBF-2: En esta alternativa las alas de la diagonal están alineada con el atiesador, y el centroide del refuerzo de alma se intersecta con la línea neutra de la conexión y la diagonal.
- EBF-3: En esta alternativa las alas de la diagonal están alineada con el atiesador, y el centroide del refuerzo de alma no se intersecta con la línea neutra de la conexión y la diagonal.
- EBF-4: En esta alternativa el ala interior de la diagonal no está alineada con el atiesador o refuerzo del alma del aconexión, y el centroide del refuerzo de alma no se intersecta con la línea neutra de la conexión y la diagonal.

2.8 Efecto de la losa de hormigón.

El efecto de la losa de hormigón fue estudiado por investigadores como Ricles & Popov (1989), quienes demostraron que existe un aumento sustancial de la rigidez en los primeros ciclos de carga para un sistema compuesto, en comparación con el link sin losa. Sin embargo, en los ciclos posteriores, el comportamiento de histéresis del sistema compuesto, es similar al sistema sin losa. Además, se reportó un aumento de la fuerza de corte (13%) en el link, efecto que fue reportado también por Mansour (2010).

Existe evidencia, como la informada en el trabajo de Mansour, que la presencia de la conexión reemplazable puede dañar la integridad de la losa en la proximidad del link. Actualmente, se tiene en consideración la zona del link como un lugar protegido y la transmisión directa de carga gravitacional al link no está permitida.

En futuros trabajos sobre el desempeño de EBF, se recomienda incluir dentro de la calibración del comportamiento de links de corte, resultados de ensayos de links bajo la influencia de la losa de hormigón. Con el fin de acercar el análisis del desempeño a las condiciones reales de comportamiento de los links.

2.9 Modelos numéricos de links.

Los modelos numéricos de links fueron elaborados en función de los objetivos de las diversas investigaciones y la tecnología computacional disponible. Los modelos van desde los que emplean elementos finitos hasta simplificaciones que requieren de resortes o vigas con elementos de longitud cero en sus extremos, también existen modelos basados en la teoría de placas, elementos de viga con plasticidad distribuida y también el resultante de aplicar la teoría de vigas de Timoshenko (TBT).

Los modelos de vigas con elementos de longitud cero en sus extremos ha sido ampliamente utilizados en trabajos investigativos, incluyendo los realizados en la UTFSM (Cornejo, 2003). Este modelo necesita una calibración de las curvas de respuesta de momento y corte siguiendo la metodología expuesta por Ricles y Popov que luego fue mejorado por Ramadan, los resultados de este modelo son satisfactorios, pero en el capítulo n°3 de este trabajo se explicarán las ventajas y desventajas de aplicar un modelo multi-lineal como una manera representativa del comportamiento del link.

Otro modelo numérico para los links se basa en usar secciones de fibras. El modelo de fibras consiste en discretizar la sección de un elemento estructural dividiendo su geometría en partes para facilitar la integración sobre la sección. Por ejemplo, en la Figura 2.6 se muestra una sección I o doble T. De acuerdo a lo mencionado anteriormente, a cada rectángulo resultante se le aplican las ecuaciones constitutivas del material. Como es necesario integrar sobre toda la sección para obtener ecuaciones de equilibrio, fuerzas y energías asociadas a la deformación de la sección, la integración se debe realizar aplicando un método numérico acorde con su condición de sección de fibra. A la sección de fibra también se le puede acoplar la respuesta al corte que esta tenga como muestra la Figura 2.6. El link puede ser modelado a través de un elemento tipo viga de plasticidad distribuida, vale decir; subdividir el elemento en un cierto número de secciones de fibra(Figura 2.6) logrando una variación de las propiedades elastoplásticas a lo largo del elemento, cabe mencionar que las solicitaciones de cada sección se puede obtener por equilibrio.

Este modelo se encuentra disponible en la librería de OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006), al que se le pueden acoplar uno o varios modelos de comportamiento de la sección al efecto del corte, momento y carga axial. Además, OpenSees tiene en su librería modelos analíticos que sirven para caracterizar el comportamiento de los materiales y otros efectos como la fatiga de material.

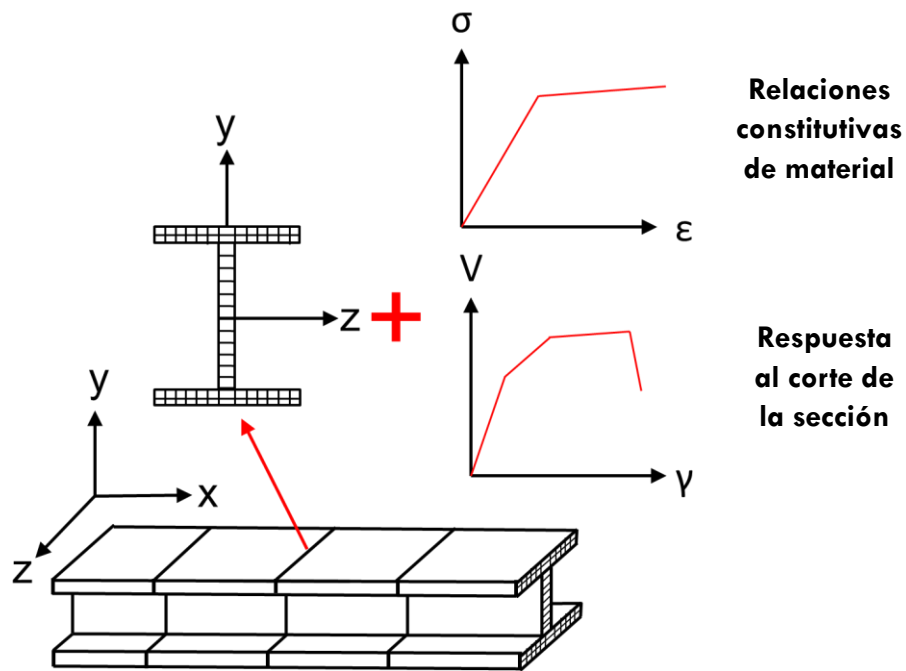


Figura 2.6 Modelo numérico de fibras para secciones I o doble T.

Fuente: Elaborado por el autor.

Otro modelo numérico utilizado consiste en incorporar métodos numéricos y relaciones constitutivas de material sobre la sección del elemento viga del modelo analítico de Timoshenko (TBT), cuyo modelo de viga contiene de manera explícita la deformación por corte en su función potencial $\Pi(\sigma, \epsilon, \mathbf{u})$. Este método no requiere una calibración de los parámetros asociados como en los anteriores mencionados y ha mostrado resultados muy satisfactorios como detalla Saritas (Saritas & Filippou, 2009) al comparar los resultados de su modelo con los resultados de los ensayos de Popov y también de McDaniel (McDaniel, Uang, & Seible, 2003).

La implementación de este método en OpenSees es similar al utilizar el "J2 Plasticity Material". Este comando de OpenSees consiste en la construcción de un modelo multi-dimensional de material que incorpora un endurecimiento isotrópico y el criterio de falla para las tensiones según la teoría de Von Mises. También este comando existe en su versión de Histéresis, cabe mencionar que el modelo de viga mediante este método es no uniaxial sino triaxial. Una dificultad al aplicar este modelo está en, por ejemplo; capturar la respuesta del link reemplazable con conexión atornillada al alma de la viga de piso, ya que es complejo elaborar un modelo numérico de link que logre capturar la degradación de la curva de histéresis en los últimos ciclos de carga, entre otras dificultades.

CAPÍTULO 3

MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN

3.1 General

Este capítulo presenta el proceso de modelación numérica y calibración para los links de corte, con el fin de utilizarlo en los análisis no lineales, y de esta manera determinar la influencia de la duración de los registros en el desempeño de EBF mediante índices de daño, como también determinar las curvas de capacidad de los marcos analizados.

Los modelos numéricos de links más utilizados se han basado en los ensayos liderados por el profesor Popov y de McDaniel (McDaniel, Uang, & Seible, 2003) entre otros autores, de acuerdo con las hipótesis del modelo propuesto por Ramadan (Ghobarah & Ramadan, 1990). Este modelo consiste en una viga elástica con elementos de longitud cero en sus extremos, estos elementos de longitud cero contienen resortes traslacionales y rotacionales no lineales (Ver Figura 3.1) cuyos parámetros: K_{v1} , K_{v2} , K_{v3} , K_{v4} , K_{M1} , K_{M2} , y K_{M3} mostrados en la Figura 3.2 deben ser calibrados en función de los resultados de ensayos precedentes. La calibración de este modelo implica que la respuesta del modelo de link sea caracterizada por una relación constitutiva multi-lineal (Ver Figura 3.2). A consecuencia de estas hipótesis, el modelo de Ramadan no caracteriza correctamente el comportamiento de histéresis del link, justificado en que la energía de disipación por histéresis resultante no coincide con los resultados experimentales, quedando en evidencia al superponer los gráficos (V, γ) experimentales con la respuesta numérica del link. Una ventaja del modelo de Ramadan, es lo sencillo que resulta incluir la degradación de la resistencia al corte, algo imposible de lograr al utilizar el modelo de material de Menegotto-Pinto (Manegotto & Pinto, 1973).

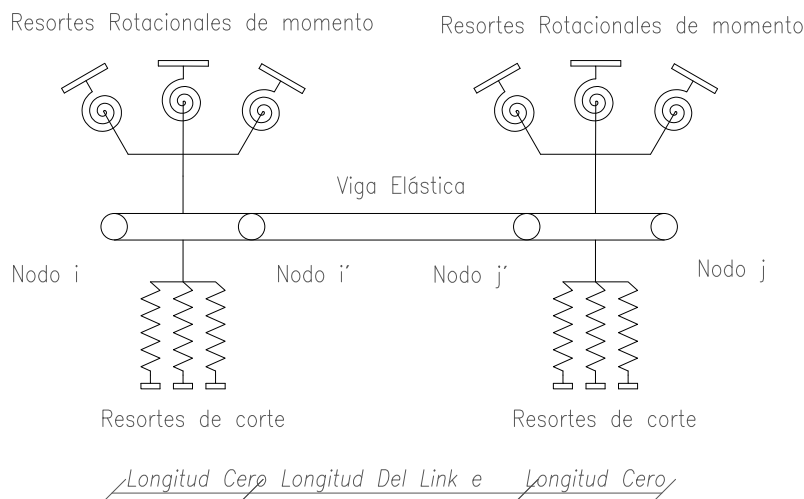


Figura 3.1 Modelo numérico del Link propuesto por Ramadan & Ghobarah.

Fuente: Elaborado por el autor.

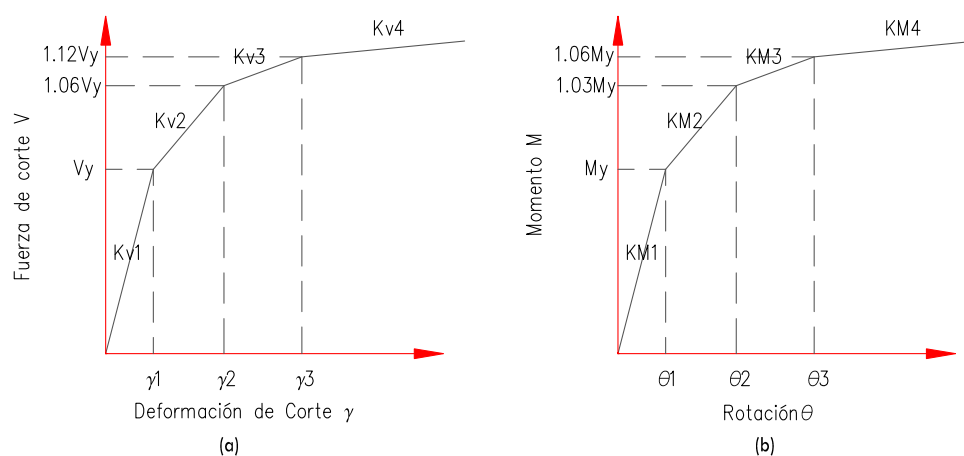


Figura 3.2 Curvas de comportamiento de la sección de link al efecto del corte y momento en el modelo de Ramadan & Ghobarah.

Fuente: Elaborado por el autor.

El modelo de Giuffré-Manegotto-Pinto (1973) es ampliamente utilizado para caracterizar el comportamiento de materiales estructurales y otros efectos. Es de especial interés en este trabajo investigativo pues su aplicación es una mejora respecto al comportamiento multi-lineal del modelo de Ramadan & Ghobarah. Este modelo consiste en una función que representa de manera suave y adecuada el comportamiento plástico de material (Ver Figura 3.3), además sus parámetros al ser adecuadamente calibrados pueden representar características como la fluencia, el endurecimiento por deformación y también el endurecimiento isotrópico gracias a la extensión del modelo por Fillippou (Filippou, Popov, & Bertero, 1983). Existe en la librería de OpenSees un comando basado en el modelo de Giuffré-Manegotto-Pinto, denominado Steel02, el que también tiene otros similares

como SteelMPF y Steel4 que son extensiones del modelo analítico original. Cabe recordar que el modelo Steel02 no caracteriza la degradación de rigidez o de la resistencia. Los parámetros del modelo de Giuffré-Manegotto-Pinto y su relación con Steel02 se describen a continuación:

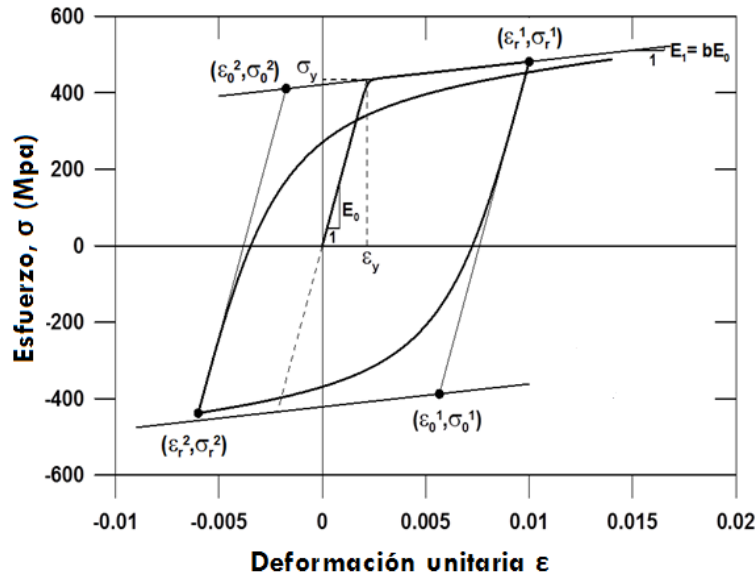


Figura 3.3 Modelo de material de Giuffré-Manegotto-Pinto.

Fuente: Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending. (Manegotto & Pinto, 1973)

Descripción de los parámetros del modelo de Giuffré-Manegotto-Pinto y su aplicación en el modelo de material “Steel02” de OpenSees:

- σ_y es el límite elástico, en Steel02 se denomina este parámetro como F_y .
- E_0 es la tangente elástica inicial.
- b es el parámetro asociado al endurecimiento por deformación ($b = E_1/E_0$) que relaciona la tangente elástica inicial con la tangente luego de la fluencia, Ver Figura 3.3.
- R es el parámetro que controla la transición de la zona elástica a la zona plástica. En Steel02 se denomina este parámetro como RO , junto a sus parámetros asociados $cR1$ y $cR2$. Se recomienda usar $cR1=0.925$ y $cR2=0.15$.
- α_1 y α_2 son parámetros que permiten controlar el endurecimiento isotrópico para la zona de esfuerzo negativo.
- α_3 y α_4 son parámetros que permiten controlar el endurecimiento isotrópico para la zona de esfuerzo positivo.
- **siglnit** es un parámetro opcional de OpenSees para considerar en el análisis un esfuerzo inicial.

Como existe gran interés en las nuevas metodologías de diseño que logren mejorar el desempeño de estos marcos estructurales, la alternativa de un enlace reemplazable es atractiva por la versatilidad que induce en el marco excéntrico al permitir cambiar el fusible estructural manteniendo intacto, si es posible el resto de los elementos de la estructura. La dificultad de calibrar un modelo asociado a este tipo de link es que no es sencillo elaborar un modelo de deterioro que se ajuste al comportamiento descrito en ensayos.

Volynkin en su tesis doctoral (Volynkin , 2016), ensayó y modeló links reemplazables. Su objetivo era analizar el comportamiento del fusible al variar la cantidad de atiesadores del alma, con el fin de discutir si se debía aumentar o disminuir la cantidad de atiesadores.

En este trabajo de investigación, se tuvo acceso a los resultados experimentales que obtuvo Volynkin para algunos links de interés. Entre todas las probetas que fueron ensayadas, son de interés las que se consideran links de corte, denominadas en su trabajo como: AL-3S y AL-2S. En base a los resultados experimentales para estos especímenes, se calibran los parámetros de ciertos materiales uniaxiales disponibles en la librería de OpenSees y que caracterizarán el comportamiento cíclico del link de corte.

3.2 Modelo numérico de sistemas EBF.

El modelo numérico realizado se basa en los ensayos realizados por Volynkin (2016). Para ello, se utiliza la herramienta OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006), y su interfaz gráfica OpenSees-Navigator (Shellenberg & Yang, 2005) que permite un uso más rápido y sencillo del software OpenSees.

3.2.1 Configuración del modelo estructural del ensayo de Volynkin.

El modelo estructural elaborado en OpenSees es igual en su geometría y materiales a los empleados en el ensayo de Volynkin. La Figura 3.5 muestra las dimensiones de las columnas, vigas, riostra y del link modeladas en OpenSees. Además, se muestran las secciones de cada elemento. En la configuración mostrada en la Figura 3.5 que se tuvo especial cuidado de no conectar directamente la diagonal al apoyo.

En este ensayo los miembros estructurales, con excepción del link, fueron diseñados para permanecer esencialmente elásticos durante la aplicación de la carga, por lo cual en el modelo elaborado en OpenSees las relaciones constitutivas de material de estos miembros se consideraron lineal elásticos.



Figura 3.4 Marco de ensayo del programa experimental (Volynkin , 2016)

Fuente: *Development and validation of Shear Links for LCF and EBF Seismic Systems via Testing and Numerical Modelling.* (Volynkin , 2016)

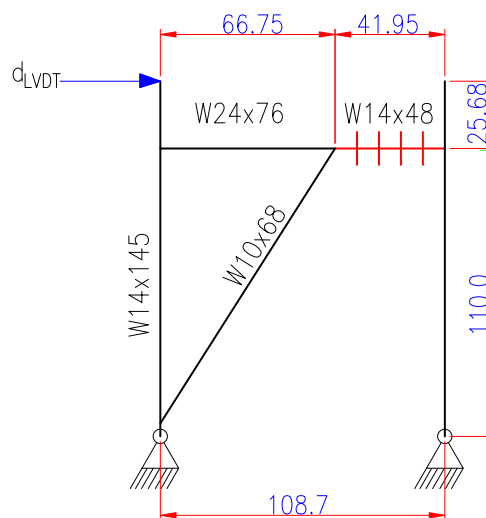


Figura 3.5 Marco del ensayo de Volynkin. Todas las unidades en pulgadas.

Fuente: *Elaborado por el autor.*

3.2.2 Modelo constitutivo del material.

El sistema EBF requiere de un modelo constitutivo que asemeje el comportamiento no lineal del acero. Para ello, las columnas, vigas y diagonales se caracterizan mediante el material uniaxial “Steel02”, asignando a los elementos las áreas e inercias de cada sección (ICHA, 2000), según corresponda.

El link también es modelado a través del material “Steel02”, cuyos parámetros se muestran en la Tabla 3.1. Cabe mencionar, que el material Steel02 posee una capacidad infinita de deformación. Por tal motivo, se limita la deformación del acero del link a un valor determinado a través de ensayos certificados (Anexo B-Tabla B.2). Además, se incorpora la fatiga mediante el comando “Fatigue Material”. Este modelo de comportamiento se basa en la regla de Milton Miner combinada con la regla de fatiga de bajo ciclaje.

La regla de Miner consiste en cuantificar el daño acumulado por fatiga a través de un conteo del número de ciclos (n_i), en las cuales una tensión límite es superada en razón al número de ciclos necesarios (N_i) para lograr la misma falla, pero a tensión constante. Si se realiza un número de “k” ensayos sobre un componente estructural, el daño acumulado será la suma de los daños aportados por cada ensayo (Ecuación 3.4). La regla de Miner tiene carácter de índice de daño, y por lo tanto si supera el valor igual a 1, entonces el componente estructural ha fallado por fatiga.

La fatiga de bajo ciclaje consiste en una relación logarítmica que permite cuantificar el daño por fatiga a través de la deformación plástica de componentes estructurales solicitados bajo un número pequeño de ciclos de carga. Este modelo requiere ser calibrado (constantes c y ε'_f , Ecuación 3.5) de acuerdo a las características particulares (materiales, tipo de componente estructural, entre otros) de cada ensayo. Al no poseer información de ensayos de fatiga de links, se toman los parámetros por defecto que tiene el material, los cuales representan valores comunes para acero estructural ($c=-0.458$ y $\varepsilon'_f=0.191$).

$$DI_{FATIGA} = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (3.4)$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_p}{2} = \varepsilon'_f(2N)^c \quad (3.5)$$

Donde:

- n_i es el número de ciclos en las cuales una tensión límite es superada(n_i).
- N_i es el número de ciclos necesarios(N_i) para lograr la misma falla, pero a tensión constante.
- $\Delta\varepsilon_p$ es la amplitud de la deformación plástica.
- ε'_f es el coeficiente empírico de ductilidad por fatiga.
- c es un coeficiente empírico denominado exponente de ductilidad por fatiga.
- N es el número de ciclos para lograr la falla.

Tabla 3.1 Parámetros del comando Steel02 para caracterizar el comportamiento del acero.

Material: Steel02			
Descripción del parámetro:	Parámetro	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia	F_y	3895	kgf/cm ²
Modulo elástico inicial	E	2040	Tf/cm ²
Radio de transición de zona elástica a la zona plástica	R_0	18.5	-
Parámetro por defecto asociado a R_0	cR_1	0.925	-
Parámetro por defecto asociado a R_0	cR_2	0.15	-
Controla el endurecimiento isotrópico de la zona de compresión	α_1	0	-
Controla el endurecimiento isotrópico de la zona de compresión. Valor por defecto igual a 1	α_2	1	-
Controla el endurecimiento isotrópico de la zona de tracción:	α_3	0	-
Controla el endurecimiento isotrópico de la zona de tracción. Valor por defecto igual a 1	α_4	1	-
Esfuerzo inicial, opcional	siglnit	0	Tf/cm ²

Fuente: Elaborado por el autor.

3.2.3 Efecto del corte en el link.

El modelo numérico calibrado para caracterizar la respuesta al corte del link es el comando de OpenSees Steel02. Los resultados de la calibración para el modelo Steel02 de la respuesta al corte del link AL-3S se muestran en la Figura 3.9, y para el link AI-2S en la Figura 3.7.

Además, se calibraron los comandos “Steel4” y “ReinforcingSteel”(Ver Figura 3.9) resultando no satisfactorios, razón por la cual no se muestran los parámetros obtenidos.

La respuesta al corte del modelo numérico es similar a la de los ensayos, lo que justifica la elección de Steel02, no obstante, el endurecimiento por deformación no tiene límite asintótico en Steel02, razón por la cual se buscaba caracterizar este efecto a través del uso del modelo de material Steel4 o ReinforcingSteel.

3.2.4 Secciones.

Las secciones para todos los miembros del marco de ensayo serán de tipo fibra o “Fiber-Section”. Luego, el modelo para la sección del link, será ensamblado mediante el modelo “Section-Aggregator” que incorporará la curva de respuesta al corte (V, γ) .

3.2.5 Elementos.

Todos los elementos del marco fueron modelados con “Force-Beam-Column-Element(FBE)”. La elección de este tipo de elemento estructural se debe a que distribuye la plasticidad a lo largo del elemento (dividiendo el elemento en cinco secciones), haciendo su respuesta más consistente con las cargas que le solicitan. Además, se utilizó una relación geométrica lineal y no se incorporó el efecto P- Δ en las columnas debido a que no hay carga gravitacional suficiente en ellas que obligue a considerar el supuesto. Es importante destacar, que en los análisis no-lineales de edificios, en secciones posteriores, se requiere la incorporación del efecto P- Δ .

3.2.6 Protocolo de carga.

En los análisis realizados para calibrar el modelo en base a los resultados experimentales, se sigue el protocolo de carga utilizado en los ensayos (Figura 3.6). Este protocolo sigue los requerimientos de AISC-341 (2016) para ensayos cuasi-estáticos. En OpenSees se programa un análisis de tipo PushOver cíclico, que consiste en imponer sobre el marco un desplazamiento de nodo (d_{LVDT} , Ver Figura 3.5).

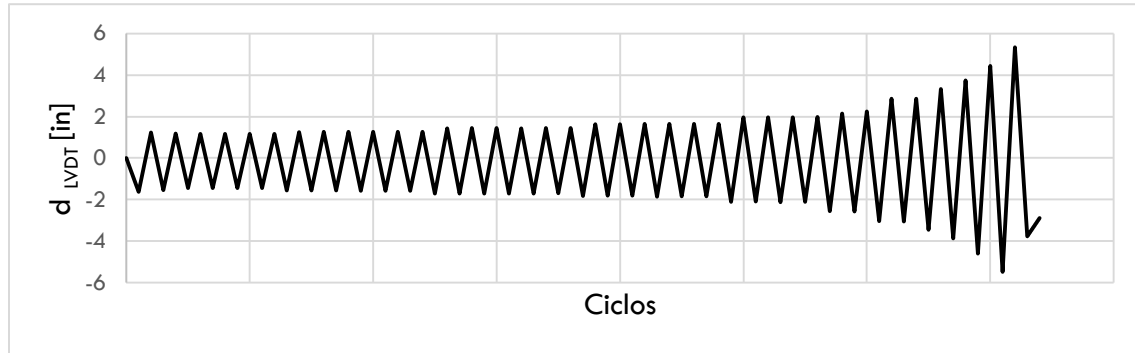


Figura 3.6 Protocolo de AL-3S correspondiente al desplazamiento LVDT.

Fuente: Elaborado por el autor en base a los resultados de Volynkin (2016).

3.3 Resultados de la calibración.

3.3.1 Criterios de aprobación de la calibración.

El proceso de calibración consistió en ajustar los parámetros de Steel02, en particular b , a_1 y a_3 , del modelo de material que caracteriza la respuesta al corte del link, hasta lograr que se cumpliesen los siguientes criterios:

- Evitar exceder la máxima y mínima deformación de corte registrada por Volynkin para cada link, logrando que se asemejen a los resultados de Volynkin.
- No se debe exceder la máxima ni mínima resistencia al corte registrado por Volynkin para cada link, logrando que se asemejen a los resultados de Volynkin.
- Lograr un porcentaje de error menor al 10% de la energía por histéresis (E_h) del modelo numérico respecto al obtenido del ensayo.
- La respuesta al corte del modelo y el ensayo deben ser visualmente semejantes (Esto se puede observar superponiendo los gráficos).

Bajo estos criterios se puede decidir si aceptar o rechazar una calibración, o también comparar entre los resultados de distintos modelos.

3.3.2 Calibración seleccionada.

Se observa que tanto en AL-2S y AL-3S no existe control sobre el endurecimiento por deformación; por lo tanto, si se extendiera el protocolo de carga agregando ciclos de mayor intensidad, la respuesta del modelo tendería a mostrar mayores resistencias al corte respecto al máximo registrado por Volynkin para cada link. Además, no se observa la degradación típica de la resistencia en los últimos ciclos de carga cuando ocurre el pandeo del alma del link.

Hay que notar que el link AL-2S presenta degradación temprana de su rigidez debido a que no tiene los suficientes atiesadores del alma, mientras que AL-3S presenta degradación de su resistencia en los últimos ciclos de carga y por lo tanto un mejor desempeño. Como esta degradación

temprana de AL-2S no es posible de modelarse mediante “Steel02”, se eligió como resultado final la calibración del modelo de comportamiento del link AL-3S, cuyos parámetros se utilizaron en los análisis no lineales tiempo-historia y de capacidad (Análisis PushOver).

A continuación, en la Figura 3.6 y Figura 3.7 se muestran los resultados gráficos de la calibración del modelo para los ensayos AL-3S y AL-2S, respectivamente. Los máximos valores de resienctia, deformación y energía de histéresis resultante de los ensayos y la calibración se pueden ver en la Tabla 3.2 y Tabla 3.4 para AL-3S y AL-2S, respectivamente. Mientras que los parámetros de Steel02 obtenidos para la calibración para la calibración de AL-3S y AL-2S se presentan en la Tabla 3.3 y Tabla 3.5, respectivamente.

3.3.3 Resultados calibración para el enlace: AL-3S

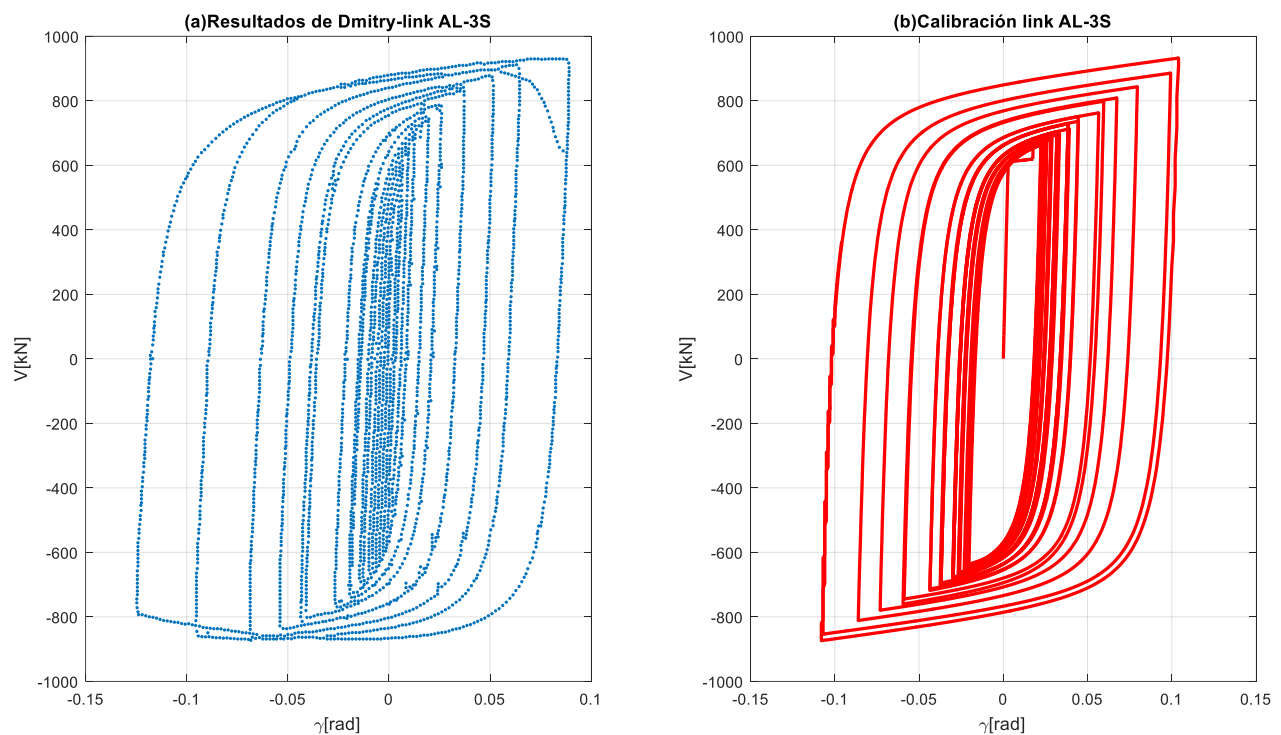


Figura 3.7 Resultado experimental para el link AL-3S y calibración del modelo con Steel02.

Fuente: Figura 3.7(a) elaborada por el autor en base a los resultados de Volynkin (2016).

Tabla 3.2 Máximos valores de fuerza y deformación de corte logrados por el ensayo de Volynkin y el modelo calibrado en OpenSees.

	$V_{\text{máx.}}[\text{kN}]$	$V_{\text{mín.}}[\text{kN}]$	$\gamma_{\text{máx.}}[\text{rad}]$	$\gamma_{\text{mín.}}[\text{rad}]$	$E_h [\text{kN}\cdot\text{rad}]$
Experimental	931.0	-872.7	0.089	-0.125	331.8
OpenSees	932.3	-873.6	0.104	-0.108	314.5

- E_h es la energía por histéresis de la sección de link en $[\text{kN}\cdot\text{rad}]$.

Tabla 3.3 Parámetros del modelo "Steel02" para la curva (V, γ) resultante de la calibración del enlace AL-3S.

Material	F_y [kgf/cm ²]	E [Tf/cm ²]	b	R_0	cR_1	cR_2	a_1	a_2	a_3	a_4	sig0[kgf/cm ²]
"Steel02"	9641.23	3376.00	0.003	18.5	0.925	0.15	0.018	1	0.025	1	0

3.3.4 Resultados calibración para el enlace: AL-2S.

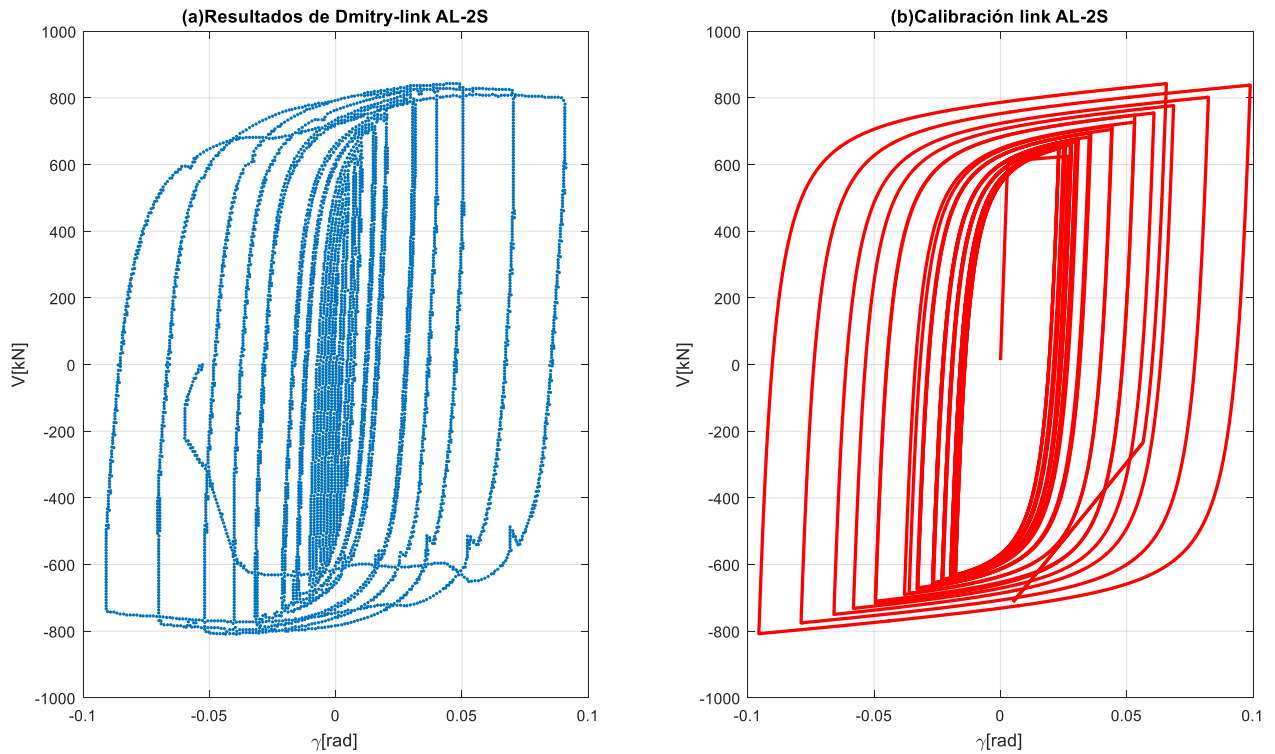


Figura 3.8 Resultado del ensayo de Volynkin del link AL-2S y calibración del modelo con Steel02.

Fuente: Figura 3.8(a) elaborada por el autor en base a los resultados de Volynkin (2016).

Tabla 3.4 Máximos valores de fuerza y deformación de corte logrado por el ensayo de Volynkin y el modelo calibrado en OpenSees.

	$V_{m\acute{a}x.}$ [kN]	$V_{m\acute{i}n.}$ [kN]	$\gamma_{m\acute{a}x.}$ [rad]	$\gamma_{m\acute{i}n.}$ [rad]	E_h [kN-rad]
Experimental	842.9	-809.1	0.089	-0.090	253.5
OpenSees	842.9	-807.5	0.098	-0.096	267.8

- E_h es la energía por histéresis de la sección de link en [kN·rad].

Tabla 3.5 Parámetros del modelo "Steel02" para la curva (V, γ) resultante de la calibración del enlace AL-2S.

Material	F_y [kgf/cm ²]	E [Tf/cm ²]	b	R_0	cR_1	cR_2	a_1	a_2	a_3	a_4	$\text{sig}0$ [kgf/cm ²]
"Steel02"	9641.02	3376.00	0.003	18.5	0.925	0.15	0.0155	1	0.020125	1	0

3.3.5 Resultados calibración AL-3S-Steel04 y Reinforcing Steel.

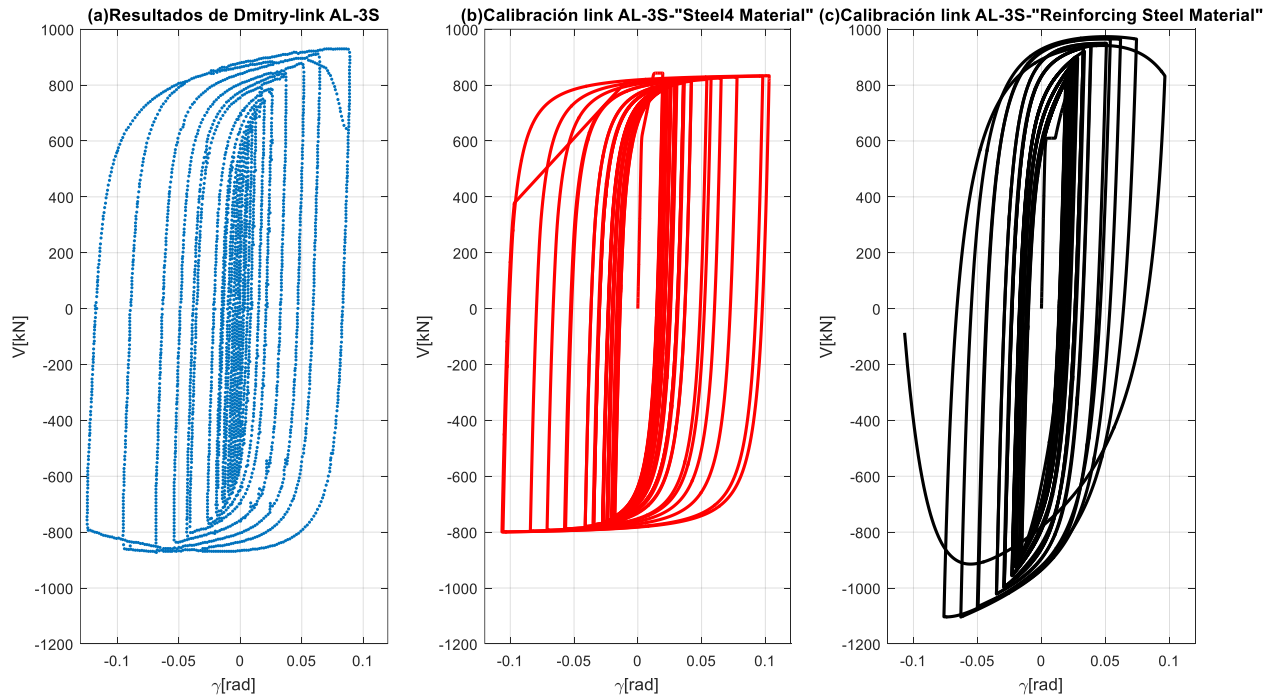


Figura 3.9 Resultado experimental para el link AL-3S y calibración de la respuesta al corte del link mediante el modelo "Steel4" y "Reinforcing Steel".

Fuente: Figura 3.9(a) elaborada por el autor en base a los resultados de Volynkin (2016).

CAPITULO 4

ÍNDICES DE DAÑO

4.1 Introducción.

El daño estructural acontecido durante un terremoto, se puede asociar a distintos factores, tales como la deformación de los elementos, la energía disipada, la ductilidad, la degradación de la fuerza y/o rigidez, entre otros. En la bibliografía, existen diferentes índices y metodologías que capturan estos complejos parámetros, elaborados en base a calibraciones de datos empíricos para ciertas condiciones de carga y tipos de falla. En este trabajo de investigación, se utilizó el índice de daño como una medida objetiva (métrica) que caracteriza el daño sufrido por una estructura durante un terremoto. Esta métrica de daño se calcula a nivel de elemento y bajo ciertas condiciones ideales, es posible ponderar los distintos índices de daño que tienen los elementos y obtener un índice de daño a nivel estructural. Los índices de daño que se utilizaron son los de Park & Ang (1985) y de Valles (Valles RE, Reinhorn AM, Kunnath SK, Li C, & Madan A, 1996). Estos índices combinan la respuesta máxima de deformación y valores de respuesta cíclica inelástica para estimar el daño de una estructura. El índice de daño tiene una interpretación de acuerdo a su valor (Ver Tabla 4.1). En general, los índices de daño varían entre 0 y 1, donde un valor igual a 0 representa un daño despreciable, mientras que un valor igual a 1 representa el colapso del elemento estructural y para efectos de este trabajo investigativo se le considera la plastificación total del elemento o sección, debido a que no se consideraron en el modelo analítico estados límites de falla.

El estudio del desempeño de edificios se extiende de elementos estructurales a no estructurales, sin embargo para los objetivos de este trabajo sólo se analizaron estructuras respecto al desempeño que tiene su marco resistente, dejando de lado los elementos no estructurales (Barbosa, Ribeiro, & Neves, 2017). Las ecuaciones 4.1 y 4.2 detallan los parámetros requeridos para calcular el índice de daño de Park & Ang (DI_{PA}) y de Reinhorn & Valles (DI_{RV}) y sus fórmulas respectivas.

El desempeño de los EBF analizados en este trabajo, se determina en base a los índices de daño que tienen los links, específicamente se toma como índice de daño de un link el máximo índice de daño obtenido entre todas las secciones en que se subdivide el elemento.

Tabla 4.1 Interpretación general del índice de daño.

Nivel de daño	Rango del índice de daño	Estado final
Colapso.	$DI \geq 1.0$	Perdida total del elemento.
Daño severo.	$0.4 < DI < 1.0$	No reparable, demoler.
Daño moderado.	$DI < 0.4$	Reparable.
Daño Menor.	$DI < 0.2$	No Aplica.

Fuente: *Influence of earthquake ground-motion duration on damage: application to steel moment resisting frames.* (Barbosa, Ribeiro, & Neves, 2017)

4.2 Índice de daño de Park & Ang.

El índice de daño de Park & Ang (1985) es una combinación lineal entre la ductilidad última por deformación y la energía de histéresis normalizada, siendo β una constante empírica que depende de las características de los materiales, tipo de carga, entre otros. Esta función tiene la limitante de entregar valores de daño incluso cuando un elemento estructural no ha alcanzado la fluencia.

$$DI_{PA} = \frac{d_m}{d_u} + \beta \frac{\int dE_h}{d_u F_y} \quad (4.1)$$

La deformación d_m fue tomada como la máxima deformación de corte registrada en la sección i del link j en los resultados de los análisis tiempo historia ($d_m = \max(\gamma_{i,j}(t))$). La energía de histéresis o $\int dE_h$ es tomada como el área encerrada por la gráfica (V, γ) una vez terminado un análisis tiempo historia para una sección i del link j . La deformación d_u fue tomada como la máxima deformación de corte estimada para un link de acuerdo a sus propiedades resistentes y diseño, d_u puede ser estimado con la ecuación 2.7. La fuerza F_y es la fuerza de corte de fluencia, tomada igual a V_p ($V_p = \tau_y A_{lw}$, Ver ecuación 2.4).

4.3 Índice de daño de Reinhorn & Valles.

El índice de daño de Valles comprende un grupo de índices de daño que contiene los efectos de la fatiga de bajo ciclaje incluido en su función, además de despreciar los índices de daño cuando la deformación desarrollada por el elemento no supera su límite de fluencia.

$$DI_{RV} = \begin{cases} 0, & d_m - d_y \leq 0 \\ \frac{d_m - d_y}{d_u - d_y} \times \frac{1}{1 - \frac{\int dE_h}{4(d_u - d_y)F_y}}, & d_m - d_y > 0 \wedge \int dE_h < 4(d_u - d_y)F_y \\ 1, & \int dE_h \geq 4 \times (d_u - d_y) \times F_y \end{cases} \quad (4.2)$$

Donde:

- F_y Es la resistencia de fluencia del componente en estudio.
- d_m Es la deformación máxima lograda por el componente en estudio.
- d_u Es deformación última bajo carga monotónica lograda por el componente en estudio.
- β Es una constante empírica calibrada. Para estructuras de acero $\beta=0.025$.
- $\int dE_h$ Es la energía de histéresis total disipada durante la aplicación de una carga cíclica.
- d_y Es la deformación de fluencia. Para los links puede tomarse como: $d_y=V_p/G$

4.4 Índice de daño estructural.

La ponderación de los índices de daño estructural global, se define como el promedio de los índices de daño del elemento ponderado por su energía de histeresis disipada total (Valles RE, Reinhorn AM, Kunnath SK, Li C, & Madan A, 1996):

$$DI^{\text{estructural}} = \sum_{i=1}^{n_{\text{elementos}}} \lambda_{\text{elemento},i} \times DI^{\text{elemento},i} \quad (4.3)$$

Donde:

- $DI^{\text{elemento},i}$ es el índice de daño asociado al elemento "i".
- $\lambda_{\text{elemento},i}$ es la relación de la energía disipada por el elemento "i" a la energía del elemento total disipada por todos los elementos, dada por:

$$\lambda_{\text{elemento},i} = \frac{\int dE_h^{\text{elemento},i}}{\sum_{j=1}^{n_{\text{elementos}}} \int dE_h^{\text{elemento},j}} \quad (4.4)$$

- $\int dE_h^{\text{elemento},i}$ es la energía histerética disipada por el elemento "i".

- Considerar que existen “n” elementos o links bajo análisis e “i” es uno de ellos.

Si un elemento permanece elástico, su energía disipada de histéresis es cero y no afecta los índices de daño estructural. Además, si algún elemento logra el índice de daño igual a 1 localmente, no implica que el índice global alcance un valor igual a 1.

CAPÍTULO 5

ESTRUCTURAS EN ANÁLISIS

5.1 Introducción.

En este capítulo se describen las características de las estructuras analizadas, los supuestos realizados para llevar a cabo los análisis no lineales y los alcances del estudio como consecuencia de los supuestos realizados. Primero, se explica el origen de estas estructuras, luego las características geométricas, las secciones utilizadas, el análisis modal correspondiente y las curvas de capacidad asociadas. Además, una breve explicación de los parámetros utilizados para modelar estas estructuras en OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006).

5.2 Referencias sobre EBF diseñados en Chile.

En Chile no existen edificios con EBF, por lo cual sólo es posible analizar EBF en base a diseños conceptuales que hay en la literatura. Existen precedentes de trabajos chilenos donde se diseñaron edificios de marcos de acero con EBF; por ejemplo, la tesis sobre la modelación de los links a través del modelo formulado por Ramadan (1990) de Alejandro Cornejo en la UTFSM (Cornejo, 2003) y el trabajo sobre los parámetros de diseño (factor de reducción de respuesta elástica R) de EBF adaptados a la situación nacional de Juan Pablo Oyarzún en la U. de Chile (Oyarzún, 2012). Las estructuras analizadas en este trabajo toman como referencia el trabajo realizado por Oyarzún, esto porque se adaptan a la situación nacional respecto a materialidad y normativas, además de contener una planta similar a las utilizadas en el proyecto SAC (2000).

Para ello, fueron tomados los edificios de tres, seis y doce pisos del trabajo de Oyarzún, los cuales fueron rediseñados utilizando el software SAP2000 (CSI, 2009) para cumplir las exigencias de la NCh433 (2012) considerando ahora que las estructuras estén en la zona costera de la quinta región; como por ejemplo en Viña del Mar. Según exige la NCh433, se modifica la aceleración efectiva del suelo (A_o) en función de la zona geográfica especificada. Luego de terminado este proceso de adaptación del diseño, se realizan los modelos en OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006).

5.3 Plantas y ejes resistentes.

La planta de los edificios es cuadrada y mide 42x42[m] (Ver Figura 5.1) similar a las dimensiones rectangulares utilizadas en el proyecto SAC (2000) y equivalente en cuanto a la configuración de sus ejes resistentes a la empleada en el trabajo de Oyarzún (2012). Para todos los edificios en ambas direcciones existen dos EBF perimetrales tanto exterior como interior separados por sistemas viga-columna (Ver Figura 5.1) de secciones W que se pueden consultar en el catálogo ICHA, cada viga tiene una luz de 7.0 [m] con una altura entre piso de 3.5 [m]. Además, se consideró concentrar la actividad inelástica en los links y así evitar la plastificación en la base de las columnas, siguiendo una filosofía de diseño por capacidad. Los edificios tienen tres, seis y doce pisos designados con los siguientes nombres: 3P, 6P y 12P, respectivamente. Los links tienen una longitud de 100[cm], pero como éstos se consideran reemplazables a consecuencia de la calibración del modelo numérico para los links, explicado en el Capítulo 3, se define una longitud efectiva (e') de 90.0 [cm]. Esta longitud efectiva no es considerada en los análisis lineal-elástico. Por otro lado, se consideró una inclinación de las diagonales mayor a la mínima recomendada (40°), y con el fin de reducir el tiempo de diseño, el sistema resistente se modificó en cada iteración cada tres pisos consecutivos.

La estructura original propuesta por Oyarzún (2012) poseía perfiles sección H. Sin embargo, estos perfiles fueron modificados en las iteraciones de verificación por perfiles W con el fin de reducir el tiempo de trabajo que implica crear los modelos no lineales en el software OpenSees. Las secciones mostradas en la Tabla 5.1 son el resultado del diseño mediante la ejecución del análisis modal espectral, siguiendo las especificaciones de la NCh433 (Nch433, 2012), las combinaciones de carga según NCh3171 y las especificaciones sobre resistencia de los elementos de acero según AISC360 (ANSI, 2005) junto a las especificaciones antisísmicas según AISC341-05 (ANSI A, 2005).

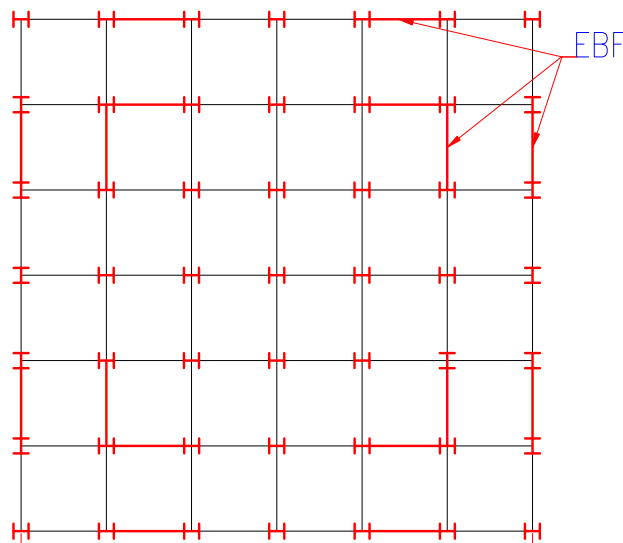


Figura 5.1 Planta tipo de los edificios diseñados.

Fuente: Elaborado por el autor.

Tabla 5.1 Secciones de cada elemento resistente de 3P, 6P y 12P.

	Pisos	Columnas	Vigas	Links	Diagonales
3P	1-3	W14x61	W12x96	W12x50	W12x40
6P	1-3	W14x159	W12x136	W12x87	W12x35
	4-6	W14x82	W12x96	W12x79	W10x33
12P	1-3	W21x201	W14x43	W8x40	W12x45
	4-6	W21x132	W14x38	W8x24	W12x35
	7-9	W21x111	W14x38	W8x18	W12x35
	10-12	W21x83	W14x30	W8x18	W8x31

5.4 Modelo numérico en OpenSees para las estructuras.

El modelo en OpenSees corresponde a un marco en dos dimensiones, que representa los ejes sismorresistentes para los casos 3P, 6P y 12P, a continuación los detalles del modelo elaborado:

- Las condiciones de la base o apoyo se consideran rotuladas (“*Pinned-condition*”) y la transformación geométrica para las vigas, links y diagonales es corrotacional (“*Corotational-transformation*”), mientras que las secciones de las columnas están sujetas al efecto P- Δ (“*Pdelta-transformation*”).
- La masa es concentrada en los nodos, de tal manera que el marco captura la masa tributaria que le rodea, además se considera la carga gravitacional en todos los análisis.
- Los elementos utilizados para generar el modelo numérico corresponden a elementos tipo viga-columna no lineal (“*Non linear beam-column-element*”) junto con una sección de fibra (“*Fiber-section*”), mientras que la sección de los links se subdivide en un mayor número de fibras que el resto de los elementos. Un exceso de fibras en las secciones trae un incremento notable en el tiempo de cálculo, por lo cual se evita incorporar un número excesivo de fibras, pero las suficientes para asegurar una adecuada convergencia de los resultados.
- De acuerdo a lo descrito en capítulos anteriores, el comportamiento del acero fue representado mediante el material “*Steel02*”. Para los links, además existe un tipo especial de sección que incorpora el efecto de la interacción (V, γ) en la sección (“*Section-aggregator*”), además, se acopló el efecto de la fatiga del material (“*Fatigue material*”) al modelo de comportamiento del acero para el link.

En un segundo análisis Pushover se consideró los estados límites de deformación que Volynkin (2016) obtuvo de los ensayos de tracción reportados en su informe (Tabla B.2), por lo tanto; se pierde un elemento cuando una sección alcanza la máxima deformación de rotura.

Los análisis realizados en OpenSees permitieron obtener las formas modales, deformaciones, fuerzas y reacciones a nivel local y global de las estructuras analizadas, a continuación se presentan los resultados.

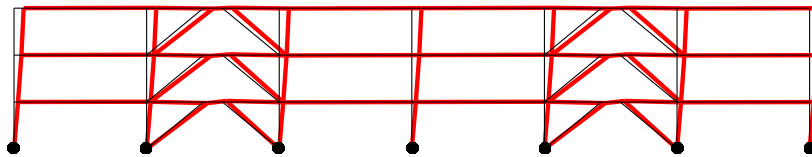
5.5 Análisis Modal.

A continuación, se presentan en la Tabla 5.2 los periodos asociados a cada modo de vibrar para cada una de las estructuras en análisis. Las formas modales asociadas a los tres primeros modos de cada estructura se muestran en las Figura 5.2, Figura 5.3 y Figura 5.4, para las estructuras de 3P, 6P y 12P, respectivamente.

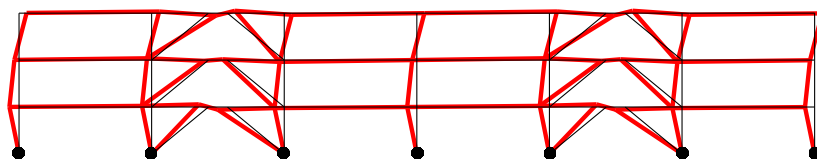
Tabla 5.2 Períodos de cada modo de vibrar para las estructuras de interés.

Modo	$T_{ni}(\text{seg})$											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3P	0.42	0.15	0.09	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6P	0.72	0.26	0.15	0.11	0.08	0.07	-	-	-	-	-	-
12P	1.26	0.43	0.24	0.16	0.12	0.09	0.08	0.06	0.054	0.046	0.041	0.035

Modo 1- $T_n=0.421[\text{seg}]$



Modo 2- $T_n=0.151[\text{seg}]$



Modo 3- $T_n=0.093[\text{seg}]$

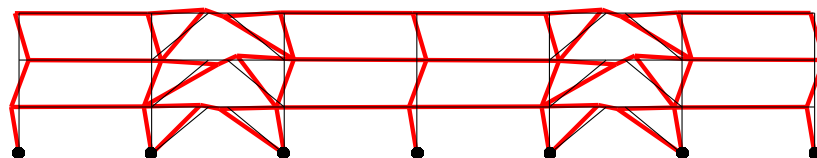
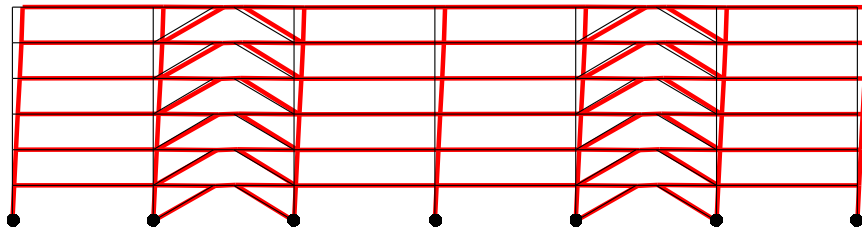
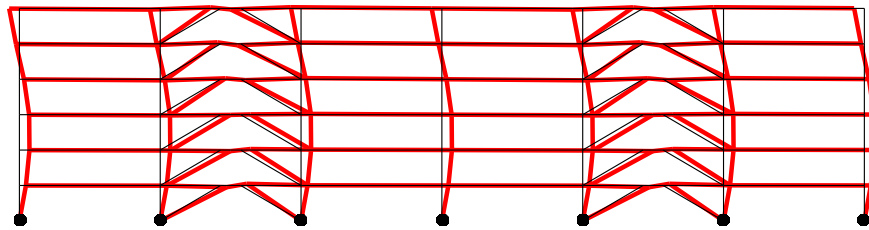


Figura 5.2 Formas modales de 3P.

Modo 1, $T_n = 0.724$ [seg]



Modo 2, $T_n = 0.260$ [seg]



Modo 3, $T_n = 0.146$ [seg]

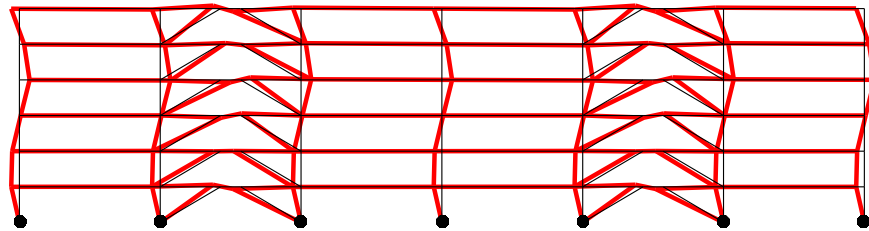
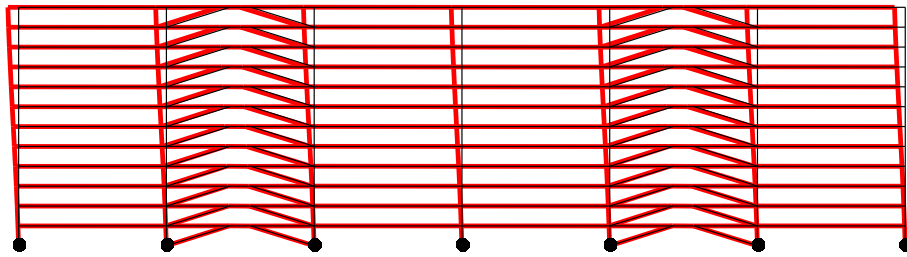
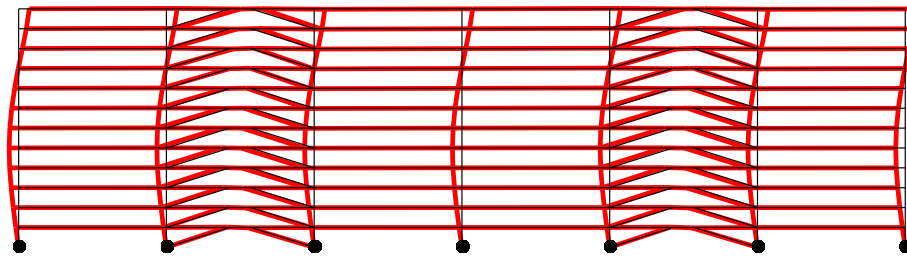


Figura 5.3 Formas modales de 6P. Modos n° 1 al 3.

Modo 1, $T_n = 1.258$ [seg]



Modo 2, $T_n = 0.428$ [seg]



Modo 3, $T_n = 0.237$ [seg]

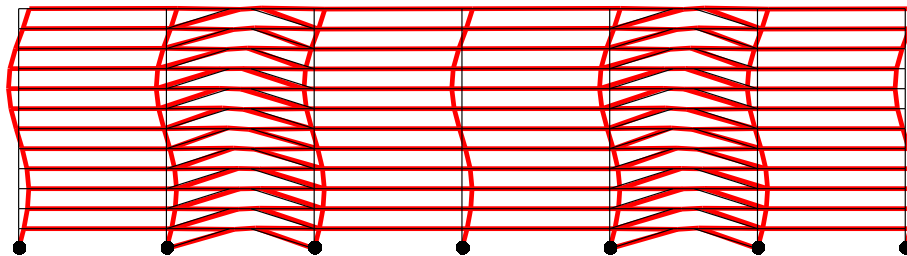


Figura 5.4 Formas modales de 12P. Modo n°1 al 3.

5.6 Análisis No Lineal Estático (Pushover).

La incorporación de los análisis “Pushover” es sencilla y se puede consultar en el manual de modelación de OpenSees (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006). El análisis “Pushover” se considera bajo el régimen de una carga que se distribuye en la altura de manera proporcional al primer modo de vibrar y que es incrementada hasta lograr el colapso del marco.

En la Figura 5.5, Figura 5.6 y Figura 5.7 se muestran las curvas de capacidad para las estructuras 3P, 6P y 12P, respectivamente. Al incorporar un límite a la deformación unitaria que pueden tener los miembros estructurales, se pueden obtener curvas de capacidad que tengan zonas de pérdida de resistencia, como se logró para las estructuras 3P y 6P (Figura 5.5 y Figura 5.6). No obstante, estos resultados están sujetos a la convergencia de los análisis en OpenSees, por ejemplo, en la estructura 12P no es posible mostrar la zona de pérdida de resistencia que se observa en 3P y 6P, debido a que al llegar el análisis Pushover a una determinada cantidad de iteraciones, existen elementos que logran su máxima deformación unitaria restringida en el modelo de material, y esto provoca que el análisis tenga problemas de convergencia y que por lo tanto OpenSees no continúe el análisis. Para evitar estos problemas de cálculo, es preciso incorporar el modelo de deterioro de la rigidez y resistencia, a través de elementos no lineales en los nudos (“ZeroLength-element”) de cada marco para que éstos capturen este efecto de degradación y que además se eviten los mencionados problemas de convergencia que otros modelos de material causan (Ej. “MinMax-material”).

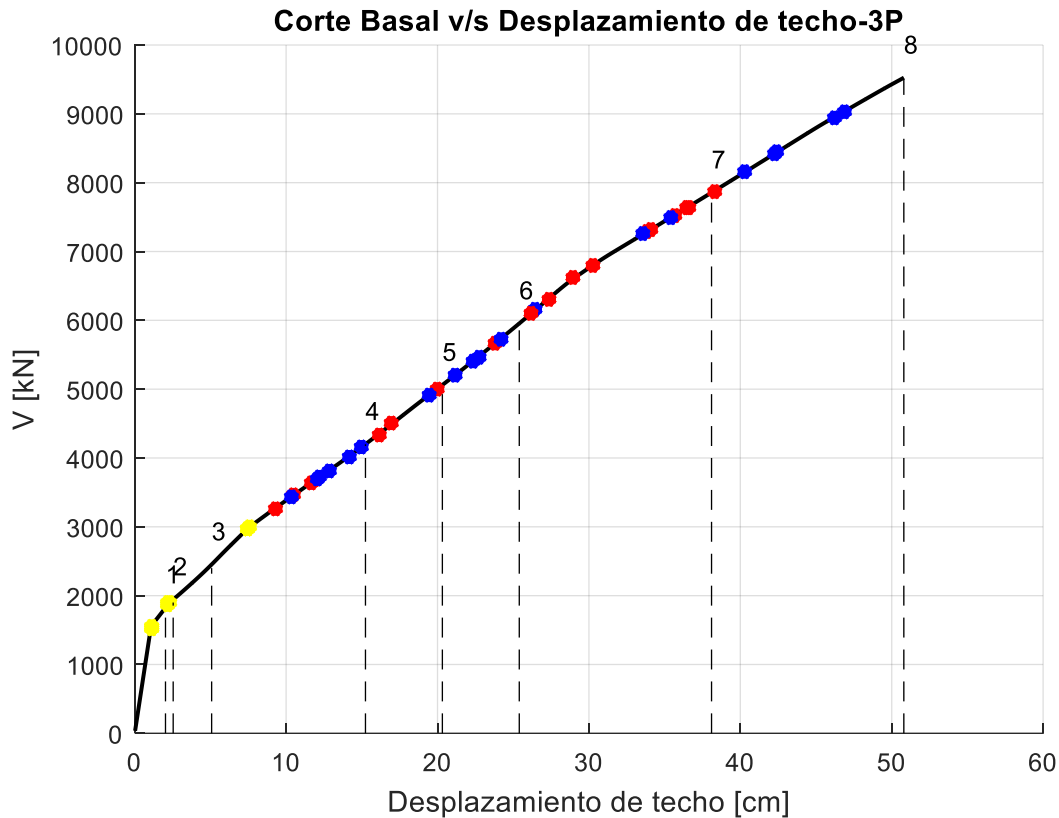


Figura 5.5 Curva de capacidad 3P.

Descripción de la **Figura 5.5**:

- Los resultados corresponden al análisis Pushover de la estructura 3P, tomando como carga incremental la que es proporcional al primer modo de vibrar. Los puntos rojos sobre el gráfico son las sucesivas formaciones (apariciones) de las rótulas plásticas de las columnas, los puntos azules a las rótulas en las vigas y las amarillas a las rótulas de corte en los links. Las líneas verticales segmentadas y los números anotados son las iteraciones del análisis Pushover mostradas en la Figura 5.9 y la Figura 5.10.

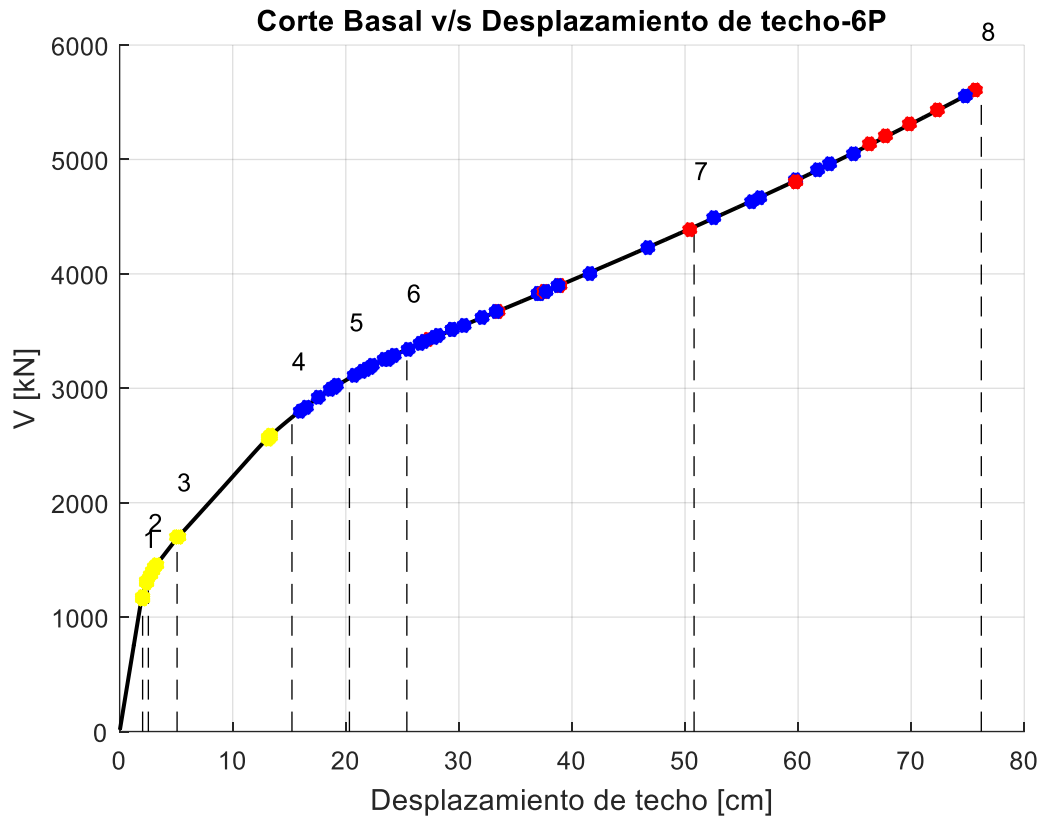


Figura 5.6 Curva de capacidad 6P.

Descripción de la **Figura 5.6**:

- Los resultados corresponden al análisis Pushover de la estructura 6P, tomando como carga incremental la que es proporcional al primer modo de vibrar. Los puntos rojos sobre el gráfico son las sucesivas formaciones (apariciones) de las rotas plásticas de las columnas, los puntos azules a las rótulas en las vigas y las amarillas a las rótulas de corte en los links. Las líneas verticales segmentadas y los números anotados son las iteraciones del análisis Pushover mostradas en la Figura 5.11 y Figura 5.12.

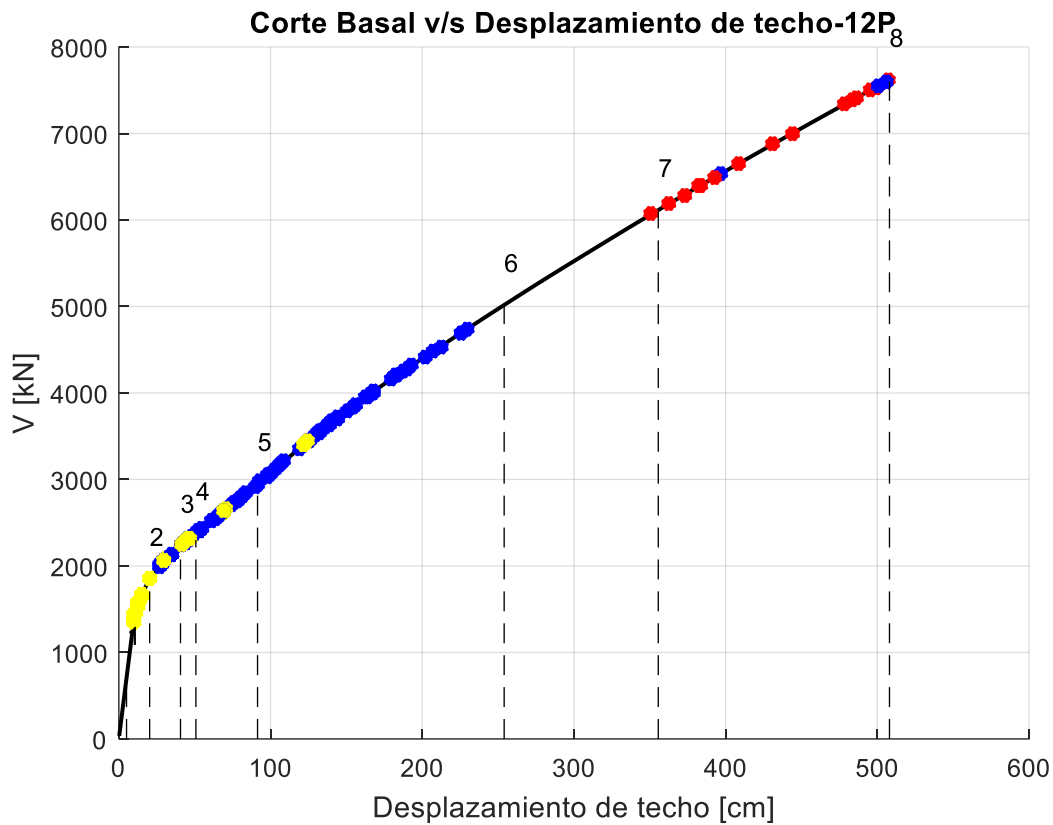


Figura 5.7 Curva de capacidad 12P.

Descripción de la **Figura 5.7**:

- Los resultados corresponden al análisis Pushover de la estructura 12P, tomando como carga incremental la que es proporcional al primer modo de vibrar. Los puntos rojos sobre el gráfico son las sucesivas formaciones (apariciones) de las rotas plásticas de las columnas, los puntos azules a las rótulas en las vigas y las amarillas a las rótulas de corte en los links. Las líneas verticales segmentadas y los números anotados son las iteraciones del análisis Pushover mostradas en la Figura 5.13 y la Figura 5.14.

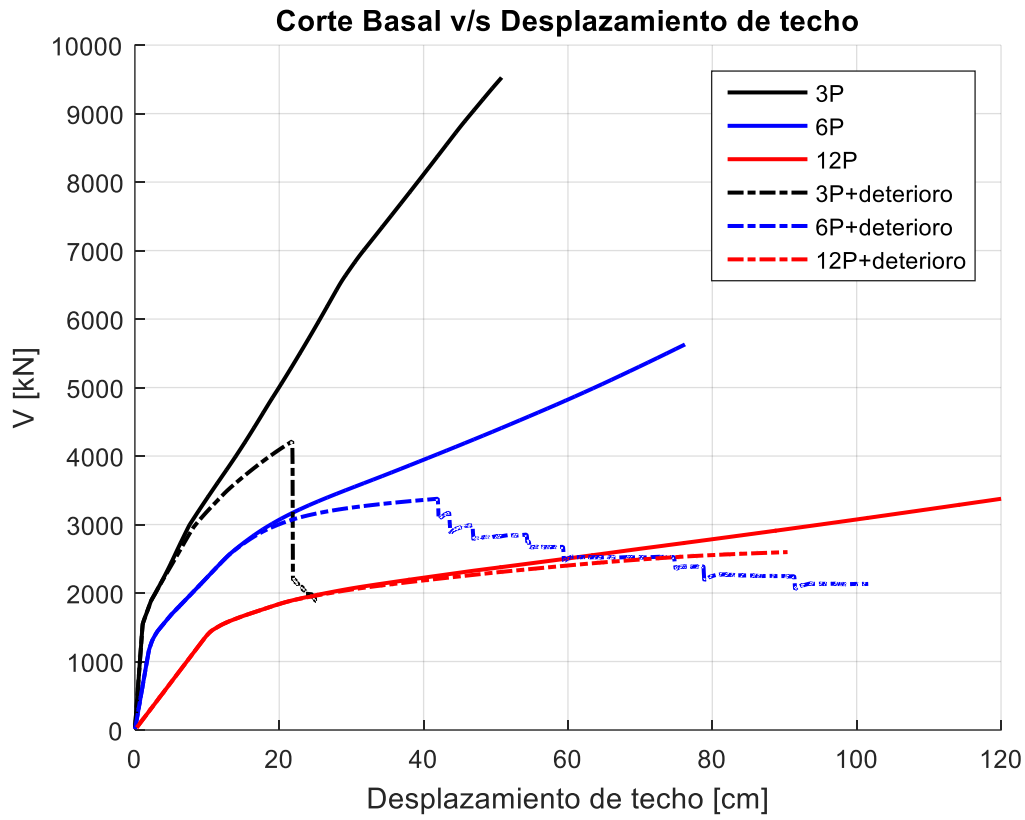


Figura 5.8 Comparación de curvas de capacidad de 3P, 6P y 12P

Descripción de la **Figura 5.8**:

- Los resultados corresponden al análisis Pushover para cada estructura y en dos casos distintos, tomando como carga incremental la que es proporcional al primer modo de vibrar en cada estructura. El primer caso corresponde a las curvas de capacidad de las estructuras donde no está limitada la deformación unitaria última del acero (traza continua). El segundo caso, son las curvas de capacidad que considera la limitación de la deformación unitaria última del acero (traza discontinua). Por ejemplo, la curva con traza continua en negro, es la curva de capacidad de 3P mostrada en la Figura 5.5, y la traza discontinua en negro es el resultado del modelo de 3P limitando la deformación unitaria del acero al valor último especificado en ensayos (Ver tabla B.2). Cabe mencionar que al incorporar el deterioro en el modelo numérico, se tiene una alta probabilidad de tener problemas de convergencia.

5.7 Alcances y limitaciones de los modelos para 3P, 6P y 12P.

Como todos los links son de corte y reemplazables, no se puede extrapolar el comportamiento calibrado a otra categoría de fusible estructural que no sea el contexto de este trabajo de investigación y de los resultados del estudio de Volynkin (2016). La unión viga-columna se considera perfectamente empotrada, lo cual no es del todo correcto, ya que dicha conexión posee cierta flexibilidad, para este efecto debe añadirse un modelo no lineal de los nudos a través de elementos de longitud cero ("ZeroLength-element") disponibles en la librería de OpenSees.

Al analizar la distribución de las rótulas plásticas en 3P y 6P (Figura 5.9, Figura 5.10, Figura 5.11 y Figura 5.12), se observa que las rótulas de corte señaladas en amarillo son las primeras en aparecer, luego aparecen las rótulas de momento de las vigas (color azul) del primer piso y así hasta el último piso a medida que se incrementa la carga del Pushover. Se debe constatar que antes que todas las rótulas de flexión de las vigas aparezcan, se generan las rótulas de momento (color rojo) en la columna central del primer piso, evidenciando que se trata de una zona de debilidad. Bajo estas condiciones se puede esperar que las columnas desarrollen una importante actividad inelástica a altas intensidades, disipando energía sísmica en forma de daño.

En el caso de 12P (Figura 5.13 y Figura 5.14), se nota una mejor distribución de la actividad inelástica, al aparecer primero las rótulas de corte, antes que las rótulas de flexión de las vigas. Las columnas no desarrollan tempranamente sus rótulas de flexión, evidenciando que existe una relación de capacidad razonable en las secciones, lo cual permite que la estructura tenga un comportamiento dúctil como se puede observar en su curva de capacidad en la Figura 5.7.

En la Figura 5.8 se pueden comparar las distintas curvas de capacidad de las estructuras en estudio, además en la figura mencionada se puede observar las curvas de capacidad con deterioro de la resistencia, estas curvas con deterioro son posibles de lograr al limitar la deformación unitaria del acero a la última especificada en los ensayos. En este análisis se consideró como deformación unitaria última la que resultó de los ensayos certificados de Volynkin. En este gráfico se observa que 12P es la estructura más dúctil y que 3P es la más frágil si se considerasen las hipótesis de deterioro.

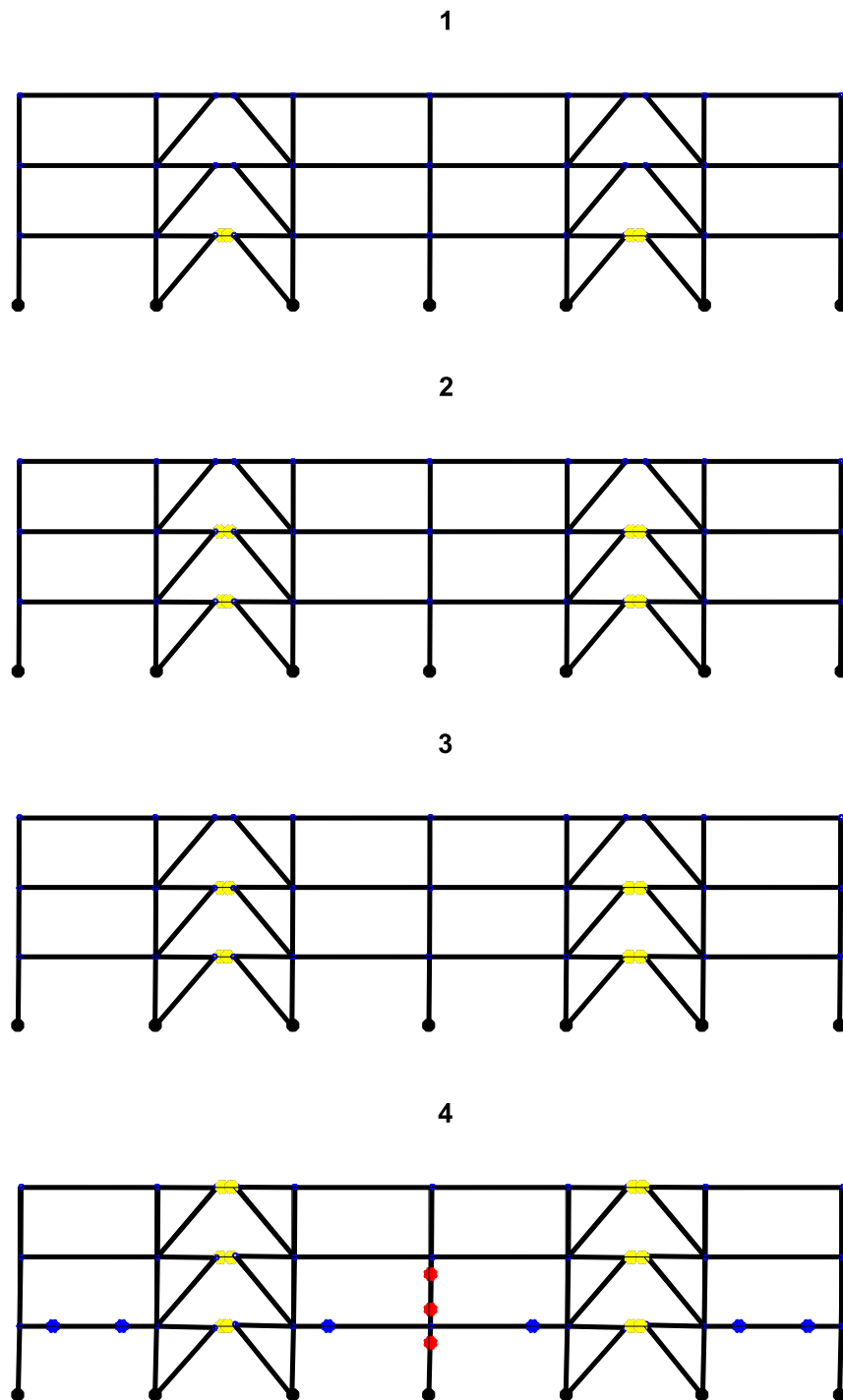


Figura 5.9 Progresión de las rótulas plásticas de 3P. Estados 1, 2, 3 y 4.

- Rótulas de corte: ● (Yellow)
- Rótulas en las vigas: ● (Blue)
- Rótulas en las columnas: ● (Red)

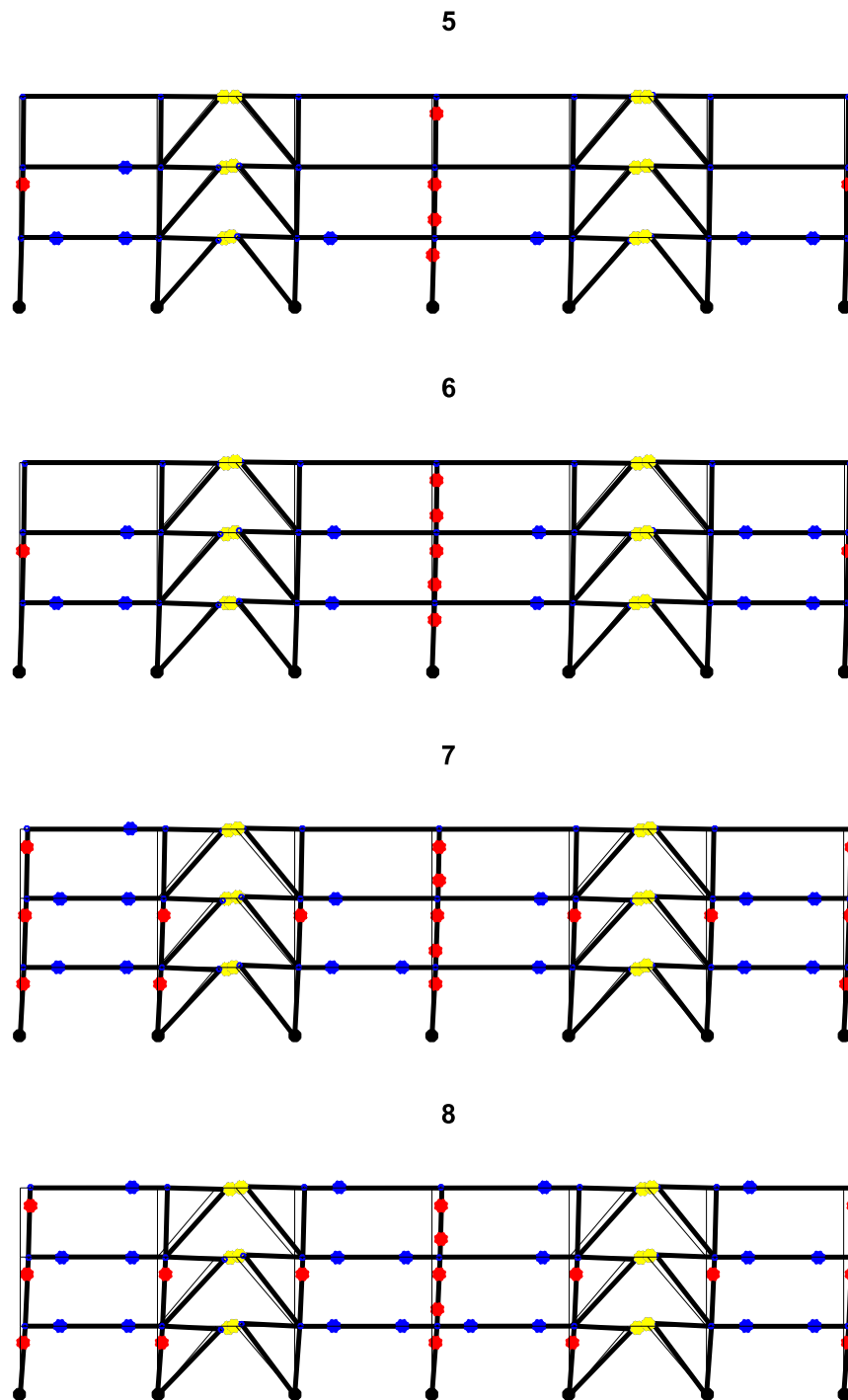


Figura 5.10 Progresión de las rótulas plásticas de 3P. Estados 5, 6, 7 y 8.

- Rótulas de corte: ●
- Rótulas en las vigas: ●
- Rótulas en las columnas: ●

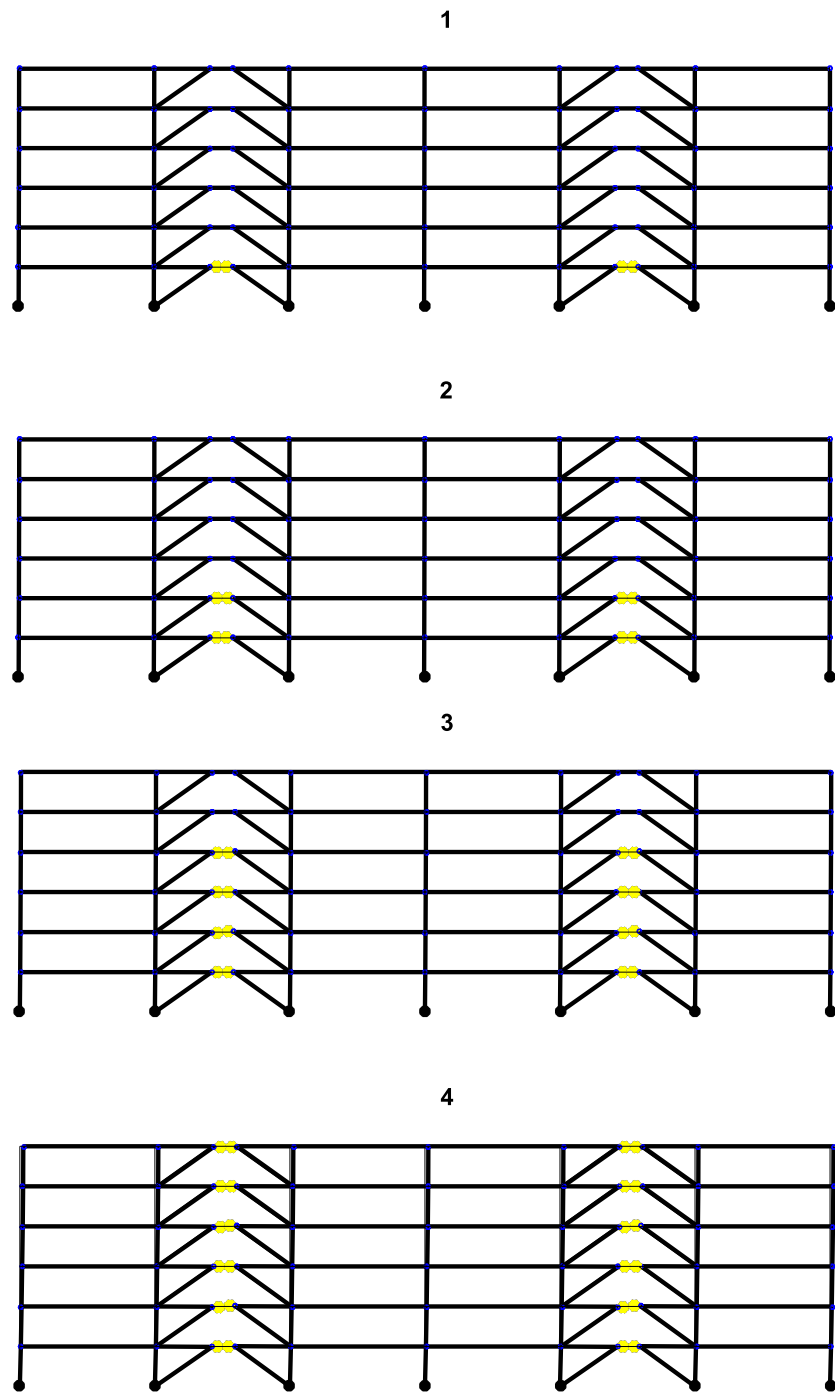


Figura 5.11 Progresión de las rótulas plásticas de 6P. Estados 1, 2, 3 y 4.

- Rótulas de corte: ● (Yellow)
- Rótulas en las vigas: ● (Blue)
- Rótulas en las columnas: ● (Red)

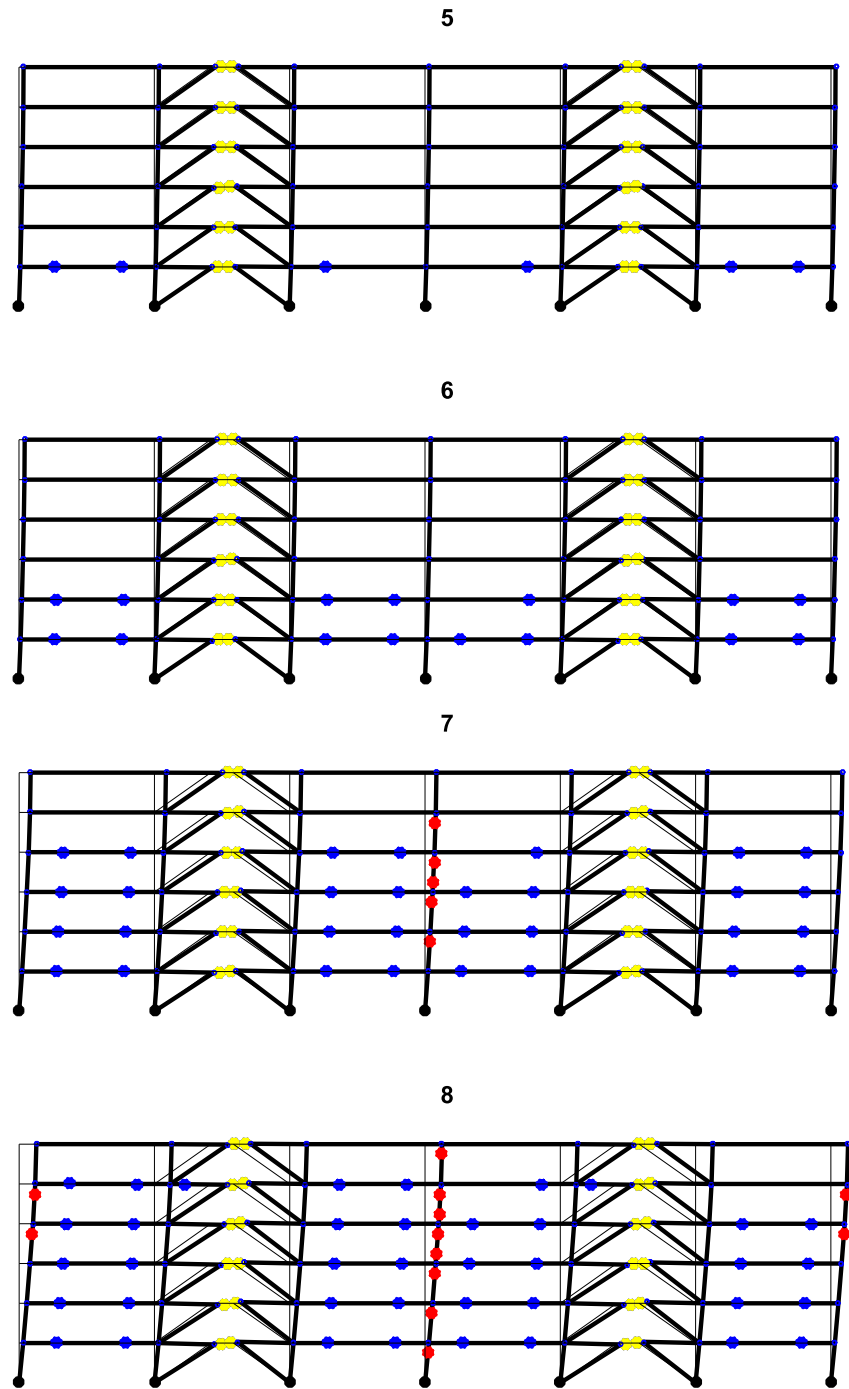


Figura 5.12 Progresión de las rótulas plásticas de 6P. Estados 5, 6, 7 y 8.

- Rótulas de corte: ● (amarillo)
- Rótulas en las vigas: ● (azul)
- Rótulas en las columnas: ● (rojo)

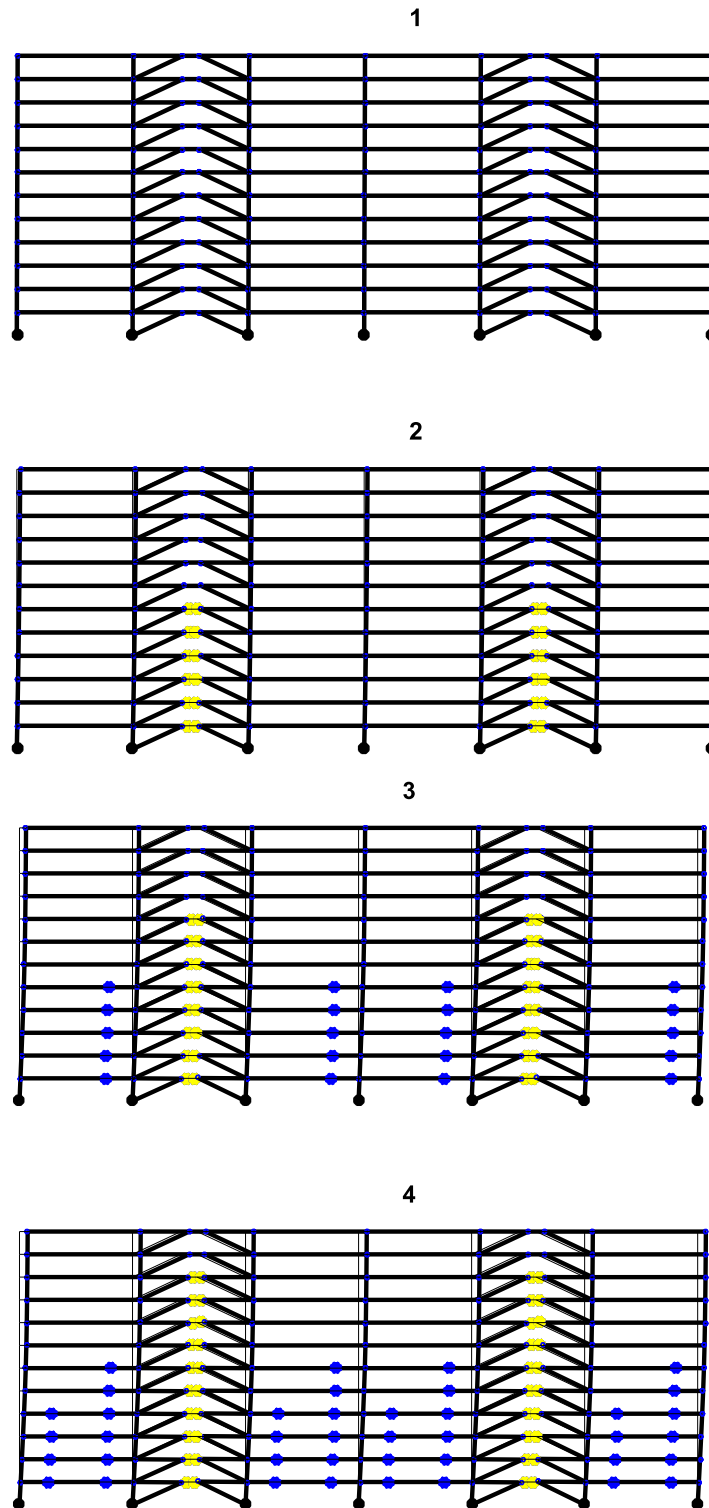


Figura 5.13 Progresión de las rótulas plásticas de 12P. Estados 1, 2, 3 y 4.

- Rótulas de corte: ●
- Rótulas en las vigas: ●
- Rótulas en las columnas: ●

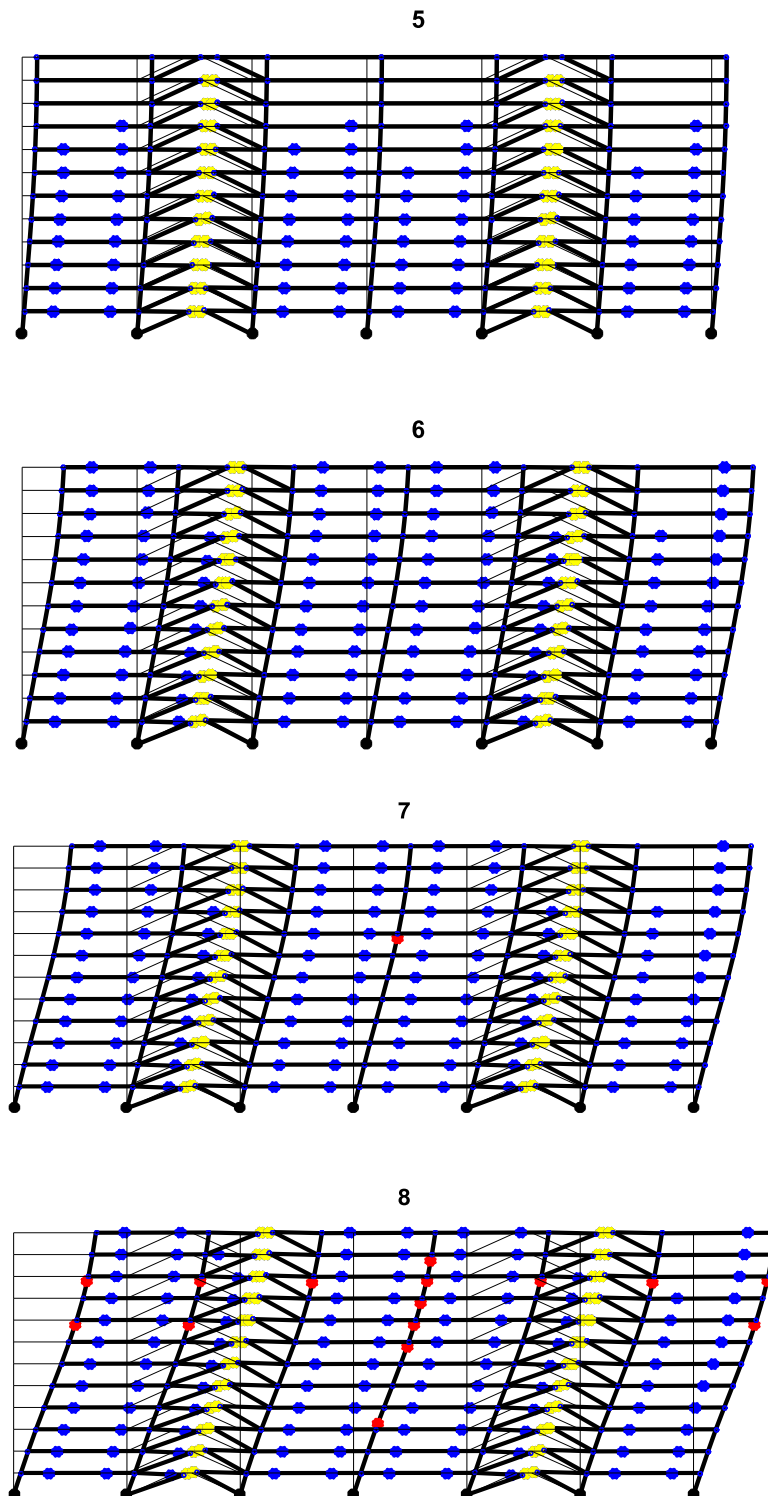


Figura 5.14 Progresión de las rótulas plásticas de 12P. Estados 5, 6, 7 y 8.

- Rótulas de corte: ● (amarillo)
- Rótulas en las vigas: ● (azul)
- Rótulas en las columnas: ● (rojo)

CAPÍTULO 6

DEMANDA SÍSMICA

6.1 Introducción.

En este capítulo se detallan cuáles son los registros sísmicos seleccionados, sus características y la metodología para escalar los registros que se empleó con el fin de aislar el efecto de la duración.

Se seleccionaron registros desde una base de datos que contiene registros sísmicos de subducción y corticales caracterizados por ser de larga y corta duración, respectivamente. Además, se seleccionaron dos metodologías sencillas de escalamiento que permitan interpretar los valores de los índices de daño de manera independiente a la intensidad. Se demostrará en el Capítulo 7 que el índice de daño es particularmente sensible a la intensidad.

6.2 Cálculo de la duración de los registros.

6.2.1 Intensidad de Arias.

La duración de los registros se consideró a través de la duración significativa (D_{5-95}), la cual es definida como el tiempo transcurrido en el cual se ha liberado entre el 5 y el 95% de la intensidad de Arias del registro sísmico (I_A , Ver ecuación 6.1). En la Figura 6.1 se muestra un ejemplo de cálculo de la duración significativa. Las líneas discontinuas verticales representan los instantes donde la integral $\frac{\pi}{2g} \int_0^t a(\tau)^2 d\tau$ alcanza el 5 y el 95% de I_A .

En la columna con título I_A de la Tabla 6.1, se muestran las distintas intensidades de Arias según la Ecuación 6.1 para todos los registros sísmicos considerados en este trabajo de memoria. La elección de este parámetro se debe a que no cambia la duración de un registro al ser escalado por ambos métodos descritos en los apartados 6.4 y 6.5 de este capítulo. Si bien existen discrepancias respecto a si este parámetro describe adecuadamente la intensidad de registros sísmicos por sobre otros parámetros como el potencial destructivo de Araya & Saragoni, la intensidad de Arias también cumple con el objetivo de no modificar la duración de un registro sísmico al ser escalado o amplificado mediante las metodologías que se explicarán en este capítulo. Además, otras formas de abordar el cálculo de la duración de los registros como la “duración efectiva”, cambian el valor de la duración al escalar un registro, lo cual va en contra de los propósitos de este trabajo investigativo.

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_f} a(\tau)^2 d\tau \quad (6.1)$$

Donde:

- T_f es la duración total del registro.
- $a(\tau)$ Es el registro sísmico de aceleraciones en el tiempo.

Aunque formalmente la intensidad de Arias se define como en la Ecuación 6.1, los análisis de este trabajo investigativo serán presentados en función de la intensidad característica: $\int_0^{T_f} A(\tau)^2 d\tau$, siendo $A(t)$ el registro sísmico de aceleraciones $a(t)$ en términos de g . Para el cálculo de la duración significativa basta realizar el análisis mostrado en la Figura 6.1 en base a la intensidad característica.

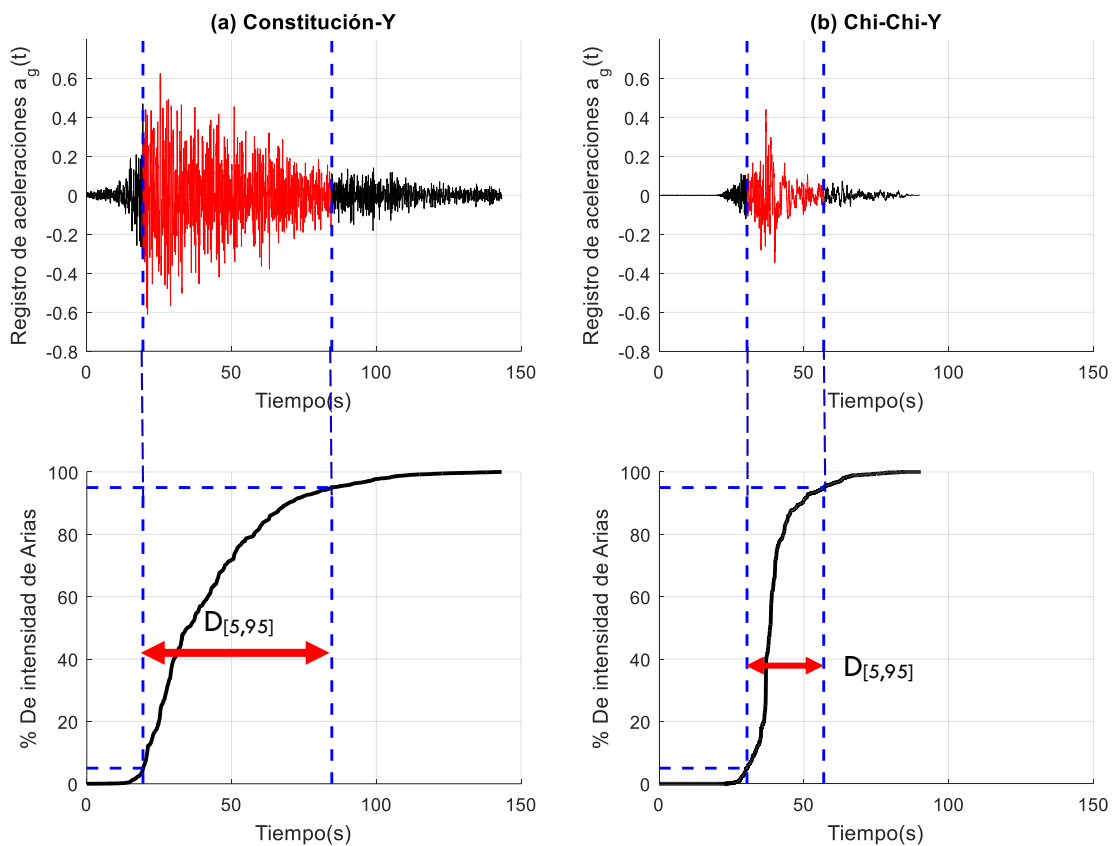


Figura 6.1 Ejemplo de cálculo de la duración significativa $D_{[5,95]}$ para un registro de origen subductivo(a) de larga duración y un registro de origen cortical(b) de corta duración.

Fuente: Elaborado por el autor.

6.2.2 Potencial destructivo de Araya & Saragoni.

El potencial destructivo de Araya & Saragoni P_D permite determinar de mejor manera el riesgo de daño para estructuras a través de la intensidad de Arias y la intensidad de cruces por cero ν , debido a que incorpora el contenido de frecuencia en la intensidad a través el parámetro ν :

$$P_D = \frac{I_A}{\nu^2} \quad (6.2)$$

Donde:

- I_A es la intensidad de Arias, en m/s.
- ν es la número de cruces por cero del registro de aceleraciones por unidad de tiempo, en cruces/s.

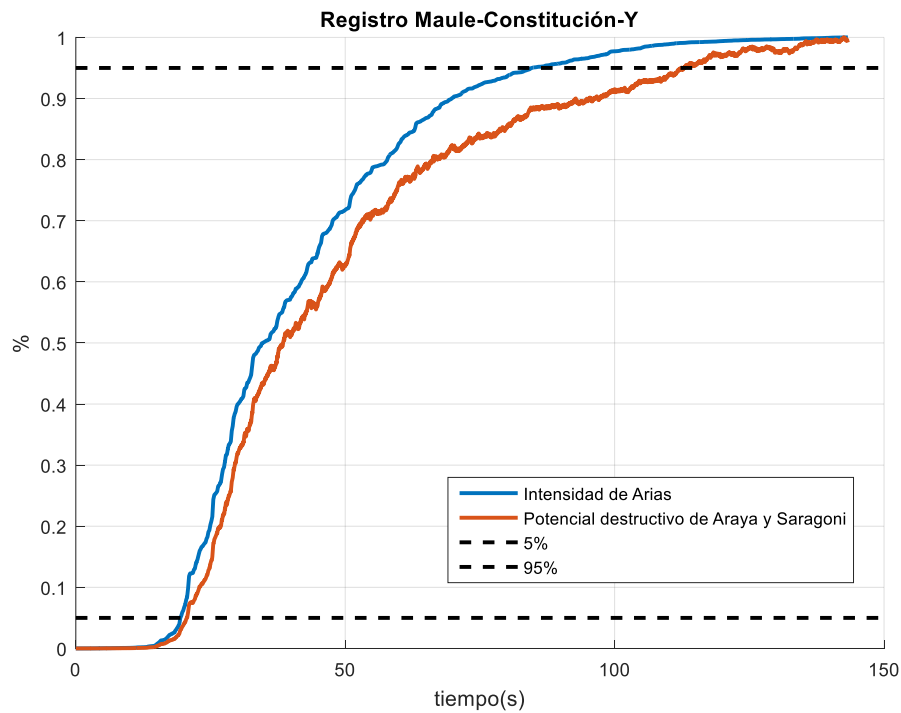


Figura 6.2 Ejemplo de cálculo de la duración del registro de Constitución-Y en base al potencial destructivo de Araya & Saragoni.

Descripción de la **Figura 6.2**:

La Figura 6.2 muestra en porcentajes la intensidad de Arias acumulada ($I_A(t)/I_A$, ver ecuación 6.1) y el potencial destructivo $P_D(t)/P_D$, ver ecuación 6.2) en el tiempo, este gráfico justifica que las duraciones resulten mayores a las obtenidas directamente desde la intensidad de Arias. En el Anexo C y Figura C.2 se muestran diversos aspectos relacionados a al potencial destructivo donde se destaca la comparación entre las duraciones obtenidos mediante la intensidad de Arias y el potencial destructivo de Araya & Saragoni.

6.3 Características de los de registros sísmicos seleccionados.

6.3.1 Duración significativa.

De la base de datos del CSN-Chile se tomaron cinco registros sísmicos de origen subductivo correspondientes al terremoto del Maule en Chile (2010), y de la base de datos de K-NET se tomaron cuatro registros sísmicos correspondientes al terremoto de Tohoku en Japón(2011), los registros mencionados son de larga duración.

Los registros de corta duración de origen cortical fueron seleccionados de la base de datos del FEMA P695. Además, en este trabajo investigativo todos los registros fueron analizados en sus dos componentes. La Tabla 6.1 detalla algunos de los parámetros relevantes de los registros sísmicos seleccionados, la columna con título D_{5-95} muestra la duración significativa que caracteriza cada registro.

Nótese que el registro Chi-Chi-Taiwan-Y tiene la máxima duración significativa($D_{[5,95]}=30.4\text{seg}$) en el conjunto de registros corticales, siendo comparable en términos de duración con varios de los registros subductivos considerados.

6.3.2 PGA (Peak Ground Acceleration).

En la Figura 6.3 se muestra la dispersión de los valores máximos de aceleración del suelo (PGA) para cada duración significativa de los registros en la Tabla 6.1. En esta dispersión se observa que los registros de mayor duración significativa no son los que tienen los mayores valores de PGA, y que los registros de origen cortical tienen una mayor cantidad de valores con PGA superior al umbral 0.4g respecto a los subductivos, no obstante, los registros subductivos de Constitución son los que tienen los máximos PGA entre todos los registros. Este desbalance mencionado y que se desprende de los datos mostrados en la Figura 6.3 es una de las justificaciones para aplicar una metodología de escalamiento de registros sísmicos que permita aislar el efecto de la duración.

6.3.3 Espectros de pseudo aceleracion de cada registro.

Se define como Spa la pseudo aceleración obtenida del espectro de pseudo aceleración lineal para una estructura de periodo fundamental T_n . Por ejemplo, en la Figura 6.3 se muestran las pseudo aceleraciones de 3P, 6P y 12P en función de la duración significativa de cada registro sísmico en la Tabla 6.1, las viñetas rojas señalan los valores de Spa de registros de origen cortical y en azul los de origen subductivo. Notar que, al comparar los tres gráficos, se observa una disminución de Spa en función del aumento del periodo fundamental de las estructuras, este efecto no está asociado necesariamente a la duración de los registros, pero si algunos registros subductivos de mayor duración logran aumentar su Spa.

En este trabajo investigativo se toma a Spa como un parámetro referente de intensidad, el cual es analizado para verificar su influencia sobre el desempeño de estructuras siguiendo referencias en otras investigaciones (Barbosa, Ribeiro, & Neves, 2017).

Se define como SA a la pseudo aceleración espectral de diseño de acuerdo a la normativa vigente (S_a según NCh433 (2012)) para cada estructura en análisis. Este parámetro es relevante en la metodología de escalamiento explicada en el apartado 6.4.

Si alguna de las estructuras tuviese un modo de vibrar distinto al fundamental y con una fuerte influencia, ambos períodos serían similares o tendrían una similar participación modal, lo que es común en estructuras con cierta distribución de rigidez y masa que favorece a los modos secundarios. Lo descrito anteriormente no ocurre en ninguna de las estructuras en estudio debido a que todas ellas tienen una distribución gradual en la altura de la masa y la rigidez.

Tabla 6.1 Parámetros relevantes de los registros sísmicos en estudio.

Subductivo		PGA	D_{5-95}	I_A	P_D	Cortical		PGA	D_{5-95}	I_A	P_D		
Nombre	Estación	dir.	(g)	(s)	(m/s)	(cm·s)	Nombre	Estación	dir.	(g)	(s)	(m/s)	(cm·s)
Maule 2010 $M_w = 8.8$	Curicó	EW	0.41	51.6	11	9.1	Loma Prieta $M_w = 6.9$	Capitola.	0°	0.53	11.9	9.5	10.6
		NS	0.47	50.2	10.6	7.3			90°	0.44	13.2	7.5	7.2
	Constitución	L	0.54	59.8	19.7	44.4	Friuli, Italia $M_w = 6.5$	Tolmezzo.	X	0.35	4.2	5.9	1.2
		T	0.63	62.2	26	65.7			Y	0.31	4.9	6.3	3.6
	Stgo. Centro	L	0.21	35.2	2.1	2.5	Imperial Valley $M_w = 6.5$	ElCentro Array11.	X	0.36	8.7	7.1	3.8
		T	0.31	34.1	2.7	3.3			Y	0.38	7.9	6.7	4.2
	Viña. Salto	EW	0.34	33.6	4.7	6.1	Chi-Chi, Taiwan $M_w = 7.6$	CHY101.	X	0.35	30.4	2.5	0.8
		NS	0.35	30.5	4.4	5.5			Y	0.44	26.5	3.1	1.3
	Llolleo	L	0.33	36.3	4.9	9.1	Hector Mine $M_w = 7.1$	Hector.	X	0.27	11.7	4	1.2
		T	0.56	32	10.1	17.2			Y	0.34	9.7	5	3.0
Tohoku 2011 $M_w = 9.0$	Kakuda	EW	0.36	105	7.8	21.9	Kobe, Japon $M_w = 6.9$	Nishi- Akashi.	X	0.51	9.7	6.5	5.7
		NS	0.32	110	8	27.5			Y	0.5	11.2	5.4	3.5
	Fukushima	EW	0.3	99.5	6.7	2.9	Kocaeli, Turkia $M_w = 7.5$	Duzce.	X	0.31	11.8	4.2	5.5
		NS	0.33	98.3	6.9	3.2			Y	0.36	10.6	4.4	6.1
	Iwaki	EW	0.32	64.4	6.2	3.3	Landers $M_w = 7.3$	Coolwater	X	0.28	10.4	1.5	0.8
		NS	0.38	68.4	8.9	6.2			Y	0.42	8.2	2.5	1.5
	Aisari	EW	0.4	92.6	10.7	10.5	Northridge $M_w = 6.7$	Canyon Country- WLC	X	0.41	6.3	4.4	3.5
			NS	0.32	91.6	8.3			8.3	Y	0.48	5.6	4.5
		NS	0.32	91.6	8.3	8.3	San Fernando $M_w = 6.6$	LA- Hollywood Stor	X	0.21	10.5	3.1	1.1
									Y	0.17	11.2	2.9	0.4

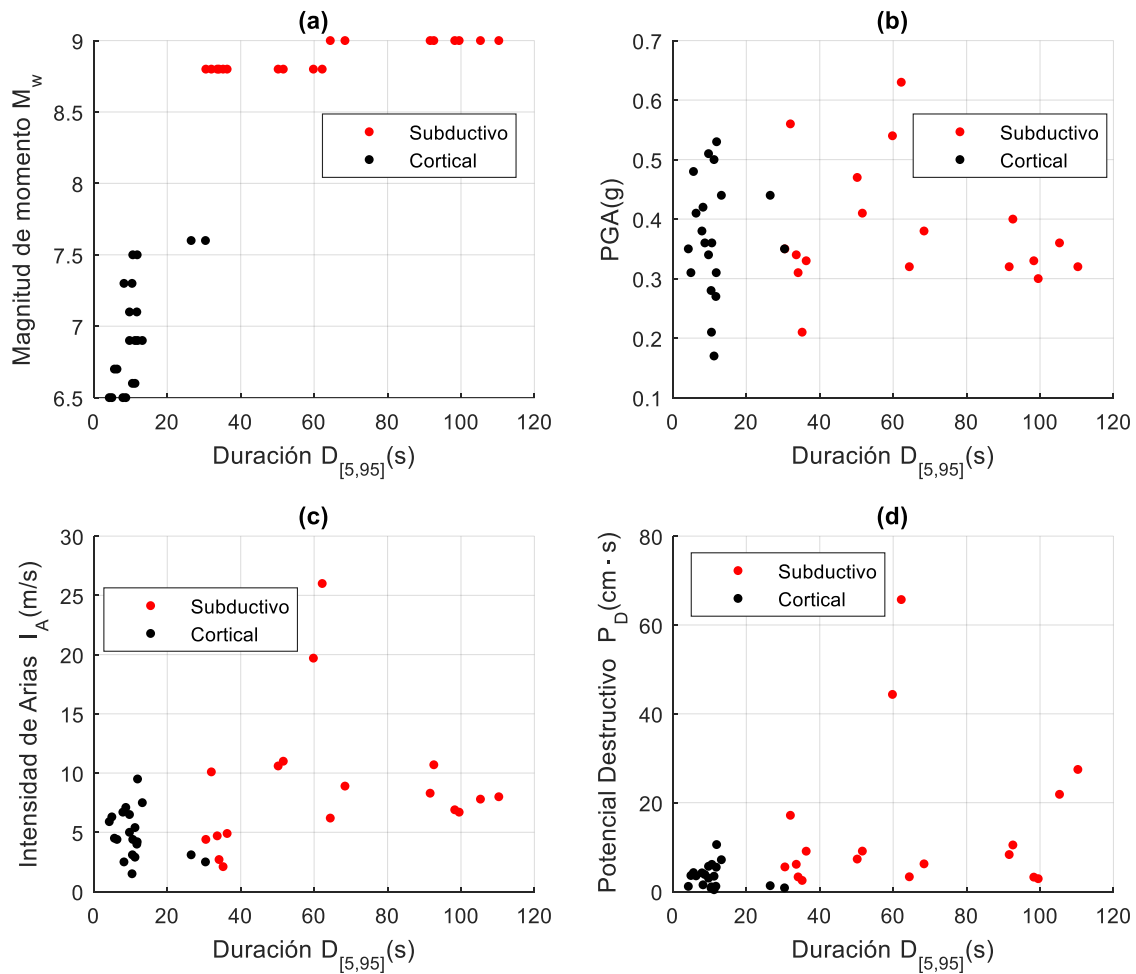


Figura 6.3 Diversos parámetros de los registros sísmicos seleccionados en función de la duración significativa.

Fuente: Elaborado por el autor.

Descripción de la **Figura 6.3**:

- (a) Magnitud de momento en función de la duración significativa $D_{[5,95]}$.
- (b) PGA en función de la duración significativa $D_{[5,95]}$.
- (c) Intensidad de Arias en función de la duración significativa $D_{[5,95]}$.
- (d) Potencial destructivo de Araya & Saragoni en función de la duración significativa $D_{[5,95]}$.

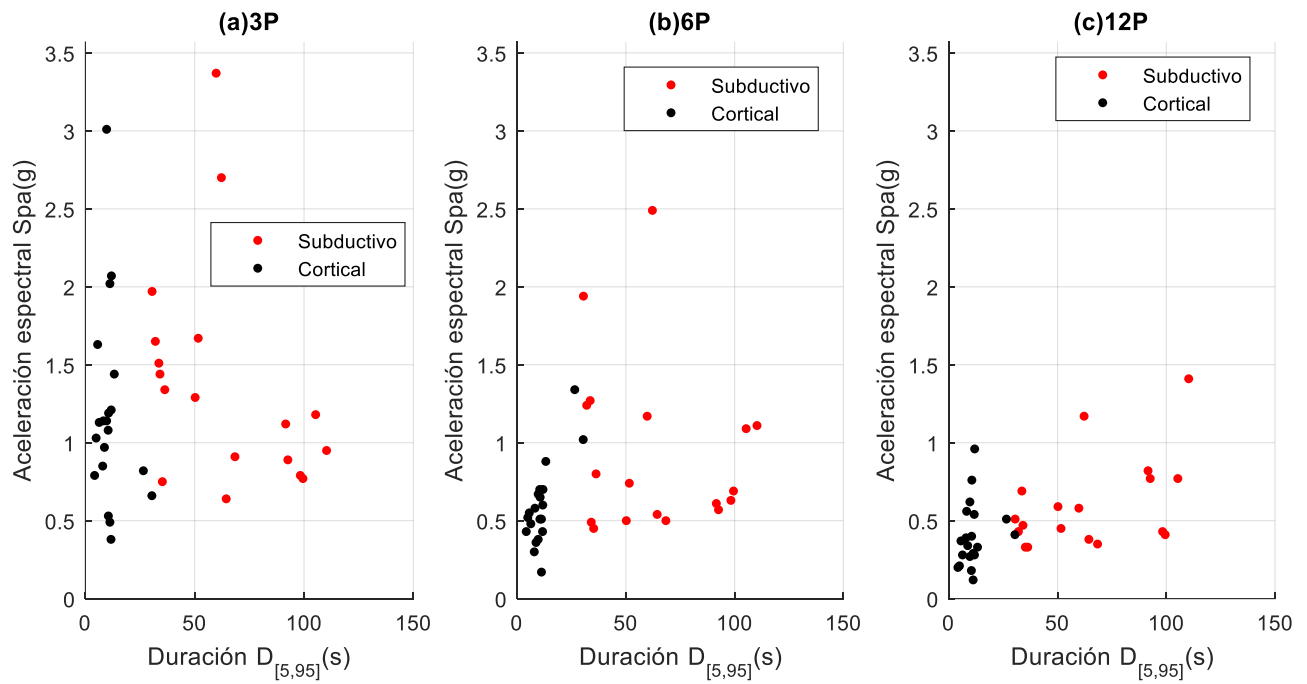


Figura 6.4 Aceleración espectral (S_{pa}) de cada registro asociadas al período de cada estructura en análisis en función de la duración significativa $D_{[5,95]}$.

Fuente: Elaborado por el autor.

6.4 Registros escalados por Amplitud.

Con el objetivo de poder realizar comparaciones objetivas entre los resultados obtenidos de los análisis no lineales tiempo-historia sobre los 38 registros sísmicos considerados, éstos registros son escalados mediante una de las metodologías descritas en el documento desarrollado por el National Institute of Standards and Technology (NIST, G, 2011). La implementación de esta metodología consiste en lograr una intensidad especificada a través del escalamiento de cada registro por un factor SF para aislar efectos indeseados que entorpezcan un análisis que por objetivo tenga, por ejemplo, analizar los efectos que tiene la duración de los registros sísmicos en estructuras.

Las intensidades objetivo en este estudio son las pseudo aceleraciones obtenidas del espectro de diseño y también las máximas aceleraciones de diseño consideradas (MCE_R) asociadas al periodo fundamental (T_n) de las estructuras en estudio. Las pseudo aceleraciones de diseño (SA) fueron obtenidas mediante la normativa especificada para estructuras sismo resistentes NCh433 (2012).

En otras palabras, el método es equivalente a escalar un registro sísmico (Mediante SF) para que su espectro de pseudo aceleración (S_{pa}) intercepte el espectro de pseudo aceleración de diseño para el período fundamental de una estructura de interés.

Las intensidades que se quieren lograr son las siguientes:

- $SF(T_n)$ obtenido mediante la intersección del pseudo espectro de aceleración de diseño “No Reducido” con la pseudo aceleración espectral lineal (S_{pa}) de cada registro sísmico.
- $SF(T_n)$ obtenido mediante la intersección del pseudo espectro de aceleración de diseño “No Reducido máximo considerado” con la pseudo aceleración espectral lineal (S_{pa}) de cada registro sísmico.

Escalar los registros mediante esta metodología tiene efectos sobre los nuevos registros que son notables de mencionar; el primero es que se crea un efecto de filtro de pseudo aceleraciones espectrales (Figura 6.5) como se muestra en la Figura 6.6 y Figura 6.7 para la estructura 3P de periodo fundamental igual a 0.42[seg]. También se observa que en los nuevos registros los PGA de los registros subductivos pierden intensidad mientras que los corticales son incrementados respecto a su estado original (Figura 6.9).

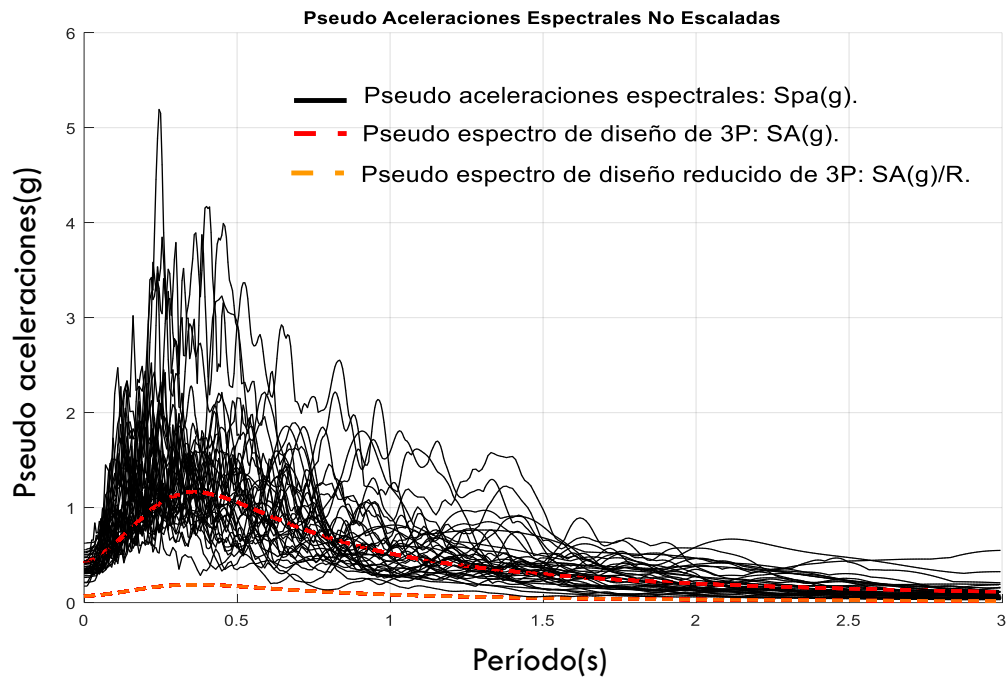


Figura 6.5 Espectros de pseudo aceleración No escaladas y Espectro de pseudo aceleración de diseño de 3P según NCh433.

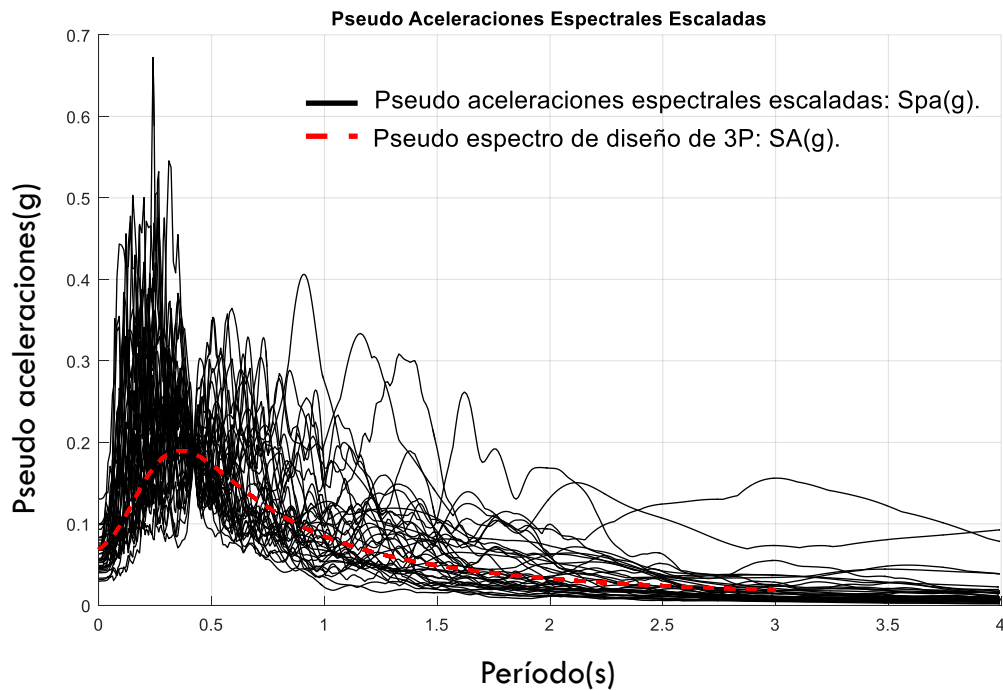


Figura 6.6 Registros escaladas a un solo nivel de SA de 3P según NCh433.

Fuente: Figura 6.5 y Figura 6.6 elaboradas por el autor.

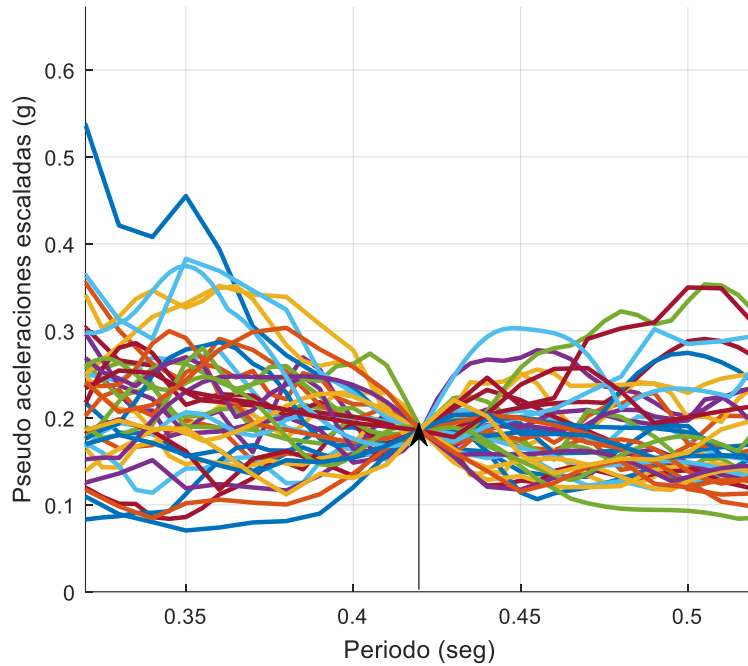


Figura 6.7 Efecto filtro escalamiento a un solo nivel de SA en caso 3P(Período fundamental $T_n=0.42s$).

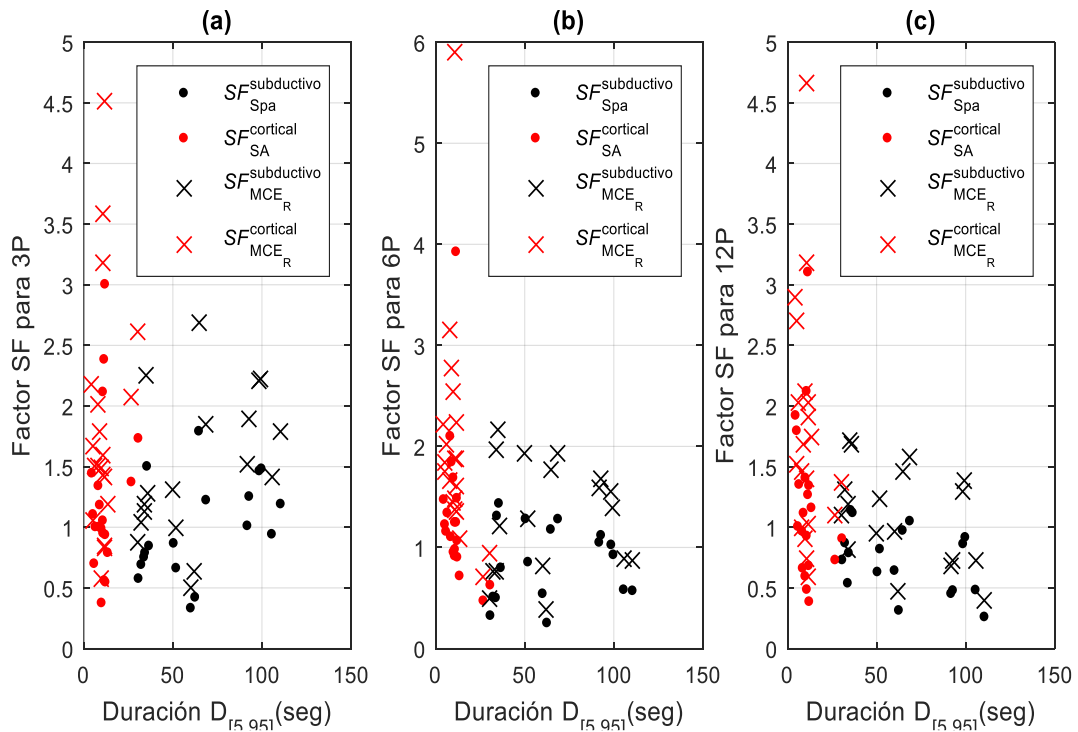


Figura 6.8 Factor de escalamiento SF de registros sísmicos escalados a un único nivel de intensidad(SA) en función de la duración significativa $D_{[5,95]}$ de cada registros.

Fuente: Figura 6.7 y Figura 6.8 elaboradas por el autor.

6.5 Registros escalados mediante Equivalencia de espectros.

Este método consiste en utilizar series de tiempo, en particular, wavelets para modificar las aceleraciones de un registro sísmico, entregando como resultado un nuevo registro de aceleración con un espectro de pseudo aceleraciones similar al espectro objetivo en un rango de períodos de interés y dada cierta tolerancia (error cuadrático medio o mínimo error). El intervalo de períodos de interés en este estudio se consideró de $0.2T_n$ a $1.5T_n$, siendo T_n el periodo fundamental de una estructura.

Este método tiene la característica de no alterar significativamente la duración de los registros, de tal manera que sigue siendo un método de escalamiento válido, de otra manera se estaría analizando registros sintéticos que no permitirían de manera objetiva y de acuerdo a los objetivos de este trabajo investigativo; clasificar, ordenar y comparar los efectos sobre el desempeño de EBF solicitados por registros sísmicos reales.

El escalado de los 38 registros fue realizado con el software *SeismoMatch* (Seismosoft, 2013), En este análisis; se considera como pseudo espectro objetivo el correspondiente al registro *Constitución-Y*. En la Figura 6.9, Figura 6.10 y Figura 6.11 se observa (en negro) los 38 pseudos espectros de aceleración escalados mediante este método para los tres periodos fundamentales de las estructuras en estudio y en rojo el pseudo espectro objetivo, las líneas verticales discontinuas representan el rango de interés de los periodos fundamentales. Este análisis también considera incrementar las aceleraciones espectrales hasta una máxima aceleración espectral esperada MCE_R consistente con altos niveles de intensidad que permitan observar de mejor manera el efecto de la duración de los registros, como se explica en la literatura (Chandramohan, Baker, & Deierlein, 2016).

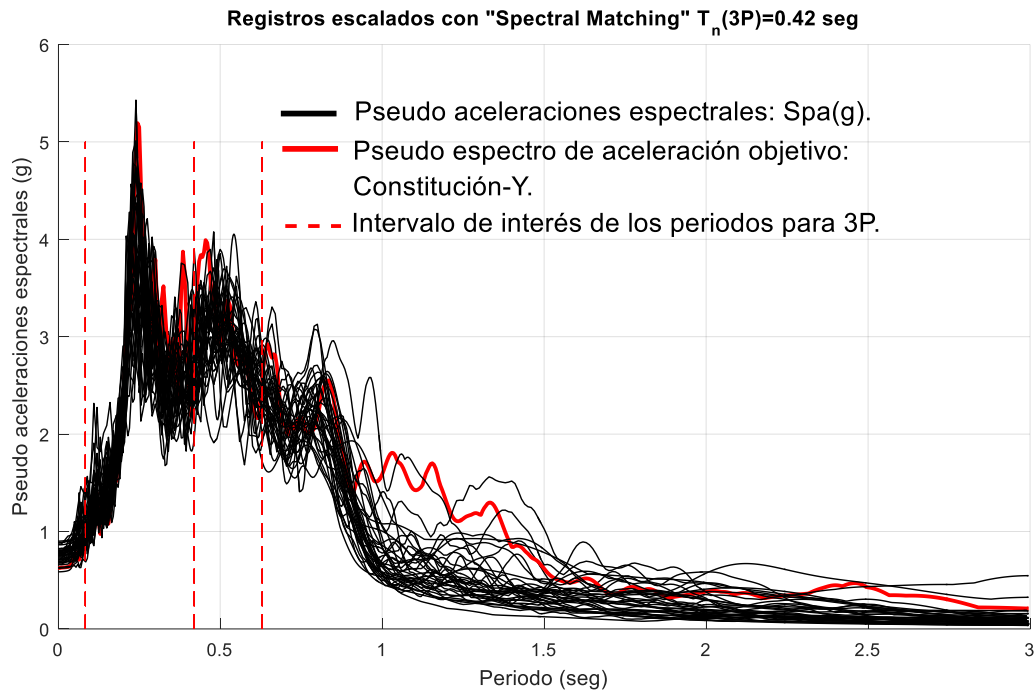


Figura 6.9 Registros escalados usando "Spectral Matching" para el caso 3P.

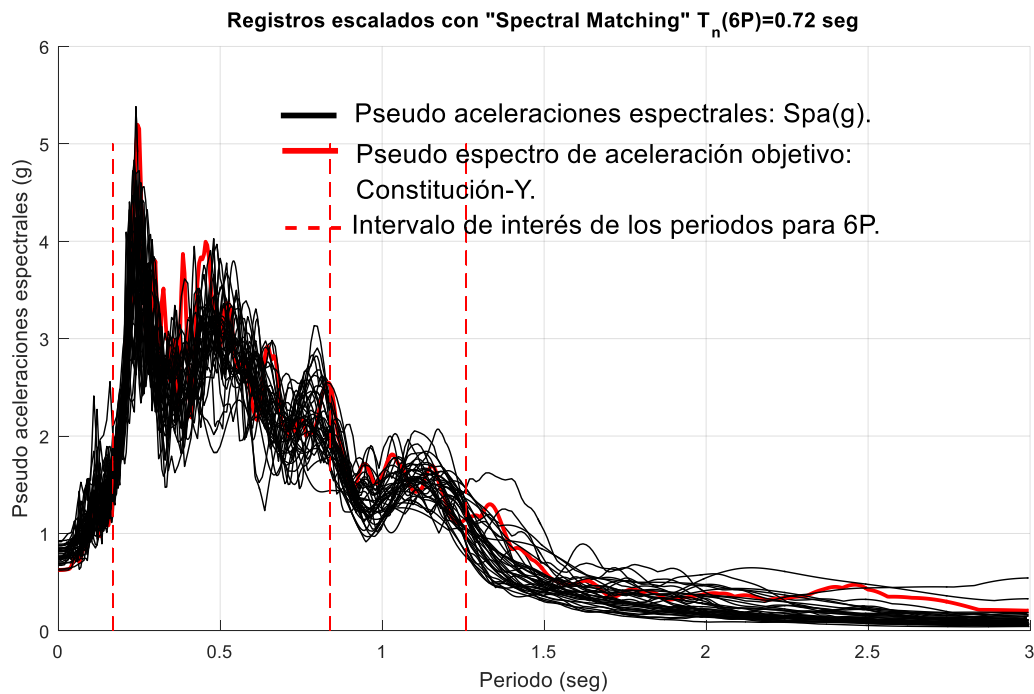


Figura 6.10 Registros escalados usando "Spectral Matching" para el caso 6P.

Fuente: Figura 6.9 y Figura 6.10 elaboradas por el autor.

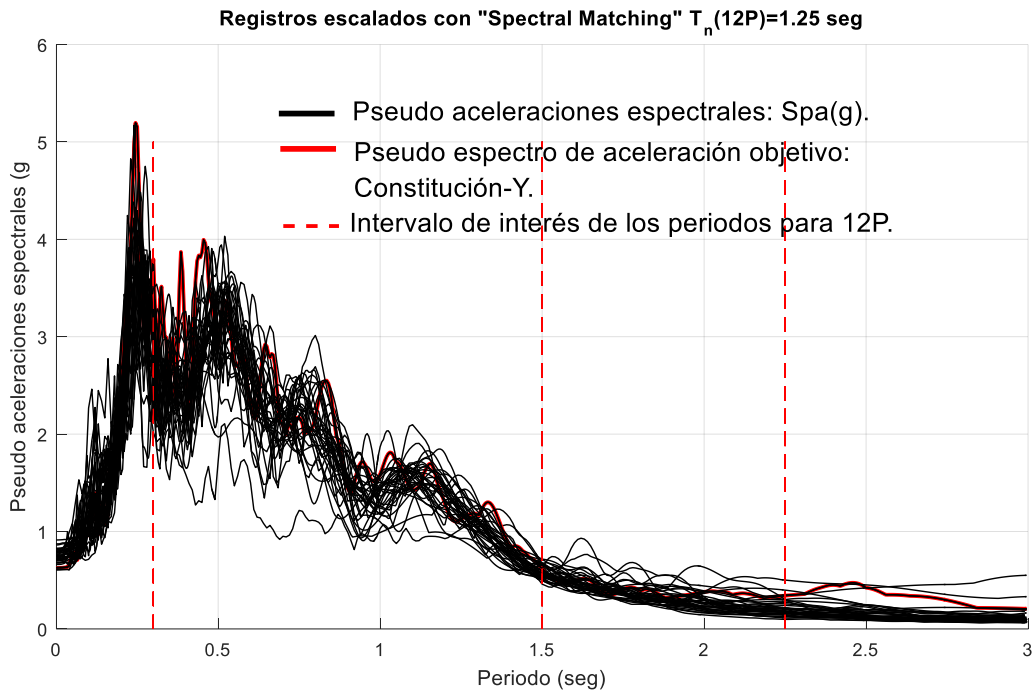


Figura 6.11 Registros escalados usando "Spectral Matching" para el caso 12P.

Fuente: Elaborado por el autor.

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1 Introducción.

Este capítulo tiene como objetivo describir los resultados obtenidos de los análisis no lineales tiempo-historia, incluyendo los gráficos necesarios para entender la influencia de la duración de los registros sísmicos en el desempeño de EBF. El detalle de las estructuras analizadas en este capítulo se presenta en el capítulo 5, la metodología para caracterizar el desempeño mediante índices de daño se explica en el capítulo 4 y los registros utilizados en este análisis se detallan en el capítulo 6.

En este capítulo también se incluyen las observaciones que construyen las conclusiones al finalizar este capítulo. En total se realizaron cinco conjuntos de análisis no lineal tiempo-historia descritos a continuación:

- **Análisis de registros sísmicos sin escalar.**

Los tres marcos excéntricos (3P, 6P y 12P) son solicitados por registros sísmicos no escalados, de los cuales nueve son de origen subductivo y cuatro de origen cortical. Todos los registros (Tabla 6.1) en sus dos respectivas componentes horizontales solicitan a las estructuras mencionadas. El objetivo de esta sección es presentar los resultados de los análisis sobre el efecto de la duración de los registros en el desempeño de EBF bajo condiciones reales de demanda.

- **Análisis de registros sísmicos escalados por amplitud.**

Los tres marcos excéntricos (3P, 6P y 12P) son solicitados por registros sísmicos (Tabla 6.1) que fueron escalados a distintos niveles de pseudo aceleración espectral S_{pa} según detalla la metodología descrita en el apartado 6.4 del Capítulo 6.

Entre los tópicos que se estudiaron, está el efecto de la duración de los registros en la deriva máxima, en el desempeño a nivel de elemento, en el desempeño a nivel global y cómo también influye en el máximo índice de daño desarrollado por los links en cada piso. También se analizó brevemente la deformación por corte y la disipación de energía de histéresis a nivel local del link.

En este capítulo se muestran con ilustraciones, los desempeños calculados mediante los índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles, con base en los procedimientos analíticos para ponderar el desempeño global que fueron descritos en capítulos anteriores.

▪ **Análisis de registros de sísmicos escalados mediante equivalencia de espectros.**

Este análisis tiene como objetivo comparar otra metodología para aislar el efecto de la duración de los registros en el desempeño, para ello se utiliza el método descrito en el apartado 6.5 del capítulo 6.

A consecuencia de que existe referencia (Chandramohan, Baker, & Deierlein, 2016) acerca del efecto observable de la duración de los registros a altas intensidades, se analizan todos los registros escalados respecto al pseudo espectro con mayores aceleraciones(S_{pa}), y que corresponde al registro *Constitución-Y*.

En el apartado 7.2 de este capítulo sobre los resultados de los análisis de registros sin escalar se mostrará que además este registro sísmico provocó el máximo índice de daño calculado.

7.2 Análisis de registros sísmicos sin escalar

La Figura 7.2 y Figura 7.3 muestran el desempeño global y el desempeño máximo entre todos los links registrado de cada estructura en función de la duración y la intensidad(S_{pa}). De estos gráficos tridimensionales se puede concluir que el daño es más sensible a la intensidad, justificado en que los puntos de ambos gráficos están más cerca del eje S_{pa} que del eje D_{global} . Este hecho justifica la afirmación sobre que los registros sísmicos contienen características que dificultan aislar la influencia de la duración, además que también la intensidad(S_{pa}) es uno de los factores que más influencia los registros, haciendo que este efecto sea más relevante que la duración en 3P.

Los resultados presentados en la Figura 7.5, Figura 7.6 y Figura 7.7 demuestran que a medida que aumenta el periodo fundamental de las estructuras se vuelve más importante el efecto de la duración, pero incrementando el daño que producen los registros corticales o de corta duración. Cabe recordar que en esta condición el efecto de la duración no ha sido aislado, pero sí es posible examinar la tendencia del índice de daño bajo estas condiciones de incertidumbre.

Los links son más sensibles al efecto de la intensidad (Figura 7.3), prueba de ello es la Figura 7.4(d), (e) y (f) para el caso 3P en la cual se observa una correlación del daño respecto con respecto a S_{pa} , siendo similar a lo observado tanto en la disipación de energía como en la máxima deformación de corte.

También se analizó el efecto en el desempeño de la intensidad de Arias, resultando que el efecto de S_{pa} es más predominante y evidente, que I_A a la luz de los resultados. La justificación se puede constatar en la Figura 7.16, donde se observa que existen registros con altos valores de I_A que provocan un daño comprometedor a las estructuras, pero que también están relacionados con valores de S_{pa} que producen los mayores índices de daño.

No es correcto afirmar que S_{pa} es siempre dominante pues los resultados muestran dispersión respecto a cuál intensidad (S_{pa} o I_A) influye más en el desempeño. Por ejemplo, en el rango $0 \leq I_A \leq 0.4$ no existe daño que comprometa la integridad estructural a nivel local o global,

a la vez que también en el análisis de la influencia de Spa mostrado en la Figura 7.4(f) se observa que no todos los valores de pseudo aceleración espectral altos coinciden con índices de daño perjudiciales.

7.2.1 Desempeño en función de la duración significativa de los registros.

En la Figura 7.5, Figura 7.6 y Figura 7.7 se muestra el índice de daño global de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles en función de la duración significativa para las estructuras 3P, 6P y 12P.

Se observa en 6P y 12P una cierta influencia del logaritmo de la duración en el desempeño, ya que un ajuste lineal muestra en la Figura 7.14 que al aumentar el logaritmo de la duración se incrementa el daño. No obstante, en 3P ocurre lo contrario al aumentar la duración. Además, al aumentar el período fundamental de la estructura, mayor es la influencia de la duración y su correlación con el daño; como se puede observar a través del coeficiente r^2 en un ajuste lineal.

De acuerdo al criterio de interpretación de los índices de daño (Tabla 4.1), ningún registro real genera el colapso de los tres marcos resistentes analizados, vale decir, aunque existe daño considerable como se observa en 3P (Figura 7.5(b)), al finalizar el análisis tiempo-historia aún existen links que no alcanzan su estado último y que pueden continuar disipando energía sísmica. La afirmación anterior se justifica en el hecho que el índice de daño global es una ponderación de los daños aportados por todos los links en un EBF.

El máximo índice de daño global registrado en 3P (Figura 7.5 (a) y (b)), para los registros de subducción, es debido al registro del *Maule-Constitución-Y*. Los resultados de este registro indican que la integridad estructural global de 3P está comprometida según el criterio interpretativo que tiene el índice. Por otro lado, el mínimo índice de daño global alcanzado para este grupo lo provocó el registro *Tohoku-Fukushima-X*, y luego le sigue el índice de daño registrado por el registro *Maule-Santiago-X*.

En los resultados de los análisis sobre registros sísmicos de origen cortical, el máximo índice de daño global registrado se obtuvo para el terremoto de *Chi-Chi-Taiwán-Y* con un valor igual a 0.46, siguiendo el registro de *Loma Prieta-Capitola-Y* con un índice de daño igual a 0.41. Por otro lado, el mínimo índice de daño se registró para el registro de *Chi-Chi-Taiwán-X* con un valor igual a 0.11.

Se observa que en términos generales los registros corticales incrementan el daño a medida que crece su duración. Sin embargo, son necesarios más resultados de análisis no lineales utilizando otros registros de origen cortical y que sean suficientes para asegurar esta hipótesis. A pesar de lo anterior, es importante notar que el registro de *Chi-Chi-Taiwán-X* tiene la mayor duración significativa entre los registros corticales, pero también el índice global mínimo obtenido del grupo de registros de corta duración. Si se permite pasar por alto el hecho de que *Chi-Chi-Taiwán-X* sea un registro cortical, prevaleciendo el criterio de que los registros de larga duración tienen una duración significativa: $D_{[5-95]} > 30[s]$, es suficiente para sustentar que *Chi-Chi-Taiwán-X* es un registro

de larga duración, y por tanto los registros de corta duración de origen cortical provocan un aumento del daño global de una estructura a medida que aumenta su duración significativa. No obstante, no existe un criterio claro para diferenciar registros de corta o larga duración a menos que se analicen los gráficos DI_{PA-RV}^{global} respecto a $\log(D_{[5, 95]})$. Los registros de origen subductivos provocan índices de daño con una variabilidad que no concuerda con el incremento de $D_{[5, 95]}$ y que no permite observar una relación clara entre la duración y el daño. La justificación para este hecho es que efectivamente la intensidad del registro es el factor predominante y que es suficiente para provocar un daño considerable, independientemente de la duración del registro subductivo.

La razón por la cual dos de los registros subductivos no escalados provocan altos valores de índices de daño, se debe a los elevados valores de aceleración (Ej. PGA, Figura 6.3(b)), el mismo argumento justifica el resultado obtenido para el registro de *Constitución-Y* que se debe también a su corta distancia al epicentro del evento sísmico. Cabe destacar que el efecto de la distancia al epicentro de un evento sísmico y los efectos de sitio no fueron considerados dentro de este trabajo de investigación.

El índice de daño máximo estructural para el caso cortical se logra por la contribución de pulsos de carga y no por la acumulación de daño, basta comparar las energías totales de histéresis disipadas (Anexo A, Tabla A.3) para los casos extremos de índices de daño global provocado por los registros subductivos y corticales analizados:

$$E_{h-m\acute{a}x.}^{subductivo} = 846.5[kJ], \quad E_{h-m\acute{a}x.}^{cortical} = 266.2[kJ]$$

La razón por la cual el daño estructural es mayor en el caso 3P para los registros del terremoto del Maule se explica también por la influencia de la aceleración espectral propia del registro, ya que en el intervalo cercano al periodo fundamental de 3P, la pseudo aceleración espectral del registro de Maule-*Constitución-Y* aumenta en las cercanías del periodo de 3P (Figura 7.1). Además, existe una notable concentración de la disipación de energía en el primer piso mientras que los dos pisos siguientes tienen una pobre participación en la disipación de energía (Anexo A, Tabla A.4). La explicación a lo mencionado sobre la participación de los links en la disipación de energía sísmica, radica en una de las hipótesis de diseño, pues los diseños consistían en variar cada tres pisos las características resistentes de los links, es decir, es posible mejorar la participación de los links en la actividad inelástica utilizando métodos de optimización.

En los casos 6P y 12P existe una adecuada distribución de la disipación de energía sísmica en la altura (Anexo A-Tabla A.7 y A.10) a diferencia de 3P donde se concentra la disipación de la energía en el primer piso. Esta distribución del daño se debe también a la variación de las características resistentes de los links en función de la altura del edificio, lo que resulta en un beneficio notable al lograr una mayor participación de los links intermedios (links piso n° 2 al 6 en 12P) en la disipación de la energía, disminuyendo el daño global respecto al caso 3P.

También no existe evidencia observable en los resultados que permita concluir que sí existe una influencia de la duración de los registros en el daño global de 3P.

Además, para 6P y 12P los máximos índices de daño calculados son provocados por el registro de *Chi-Chi-Taiwán-Y*, superando al daño global causado por el registro del *Maule-Constitución-Y* en 3P. Esto se debe a que por ejemplo en 6P (Anexo A-Tabla A.7) hay tres pisos que luego del análisis del registro de *Chi-Chi-Taiwán-Y* presentan más de un 20% del total de la disipación de energía sísmica, mientras que en los resultados para el mismo edificio pero del registro *Maule-Constitución-Y* apenas dos pisos superan el 20% de la disipación de la energía sísmica y el resto se reparte equitativamente en los demás pisos.

También este incremento del daño provocado por el registro *Chi-Chi-Taiwán-Y* se debe a que su aceleración espectral ($Spa^{Chi-chi-Y}$) se ve incrementado en el rango de períodos fundamentales mayores al de 6P y 12P, a medida que el período fundamental de estas estructuras aumenta como consecuencia del daño que se da durante del análisis tiempo-historia al contrario de lo que ocurre con el registro de *Maule-Constitución-Y* ($Spa^{Constitución-Y}$), Figura 7.1.

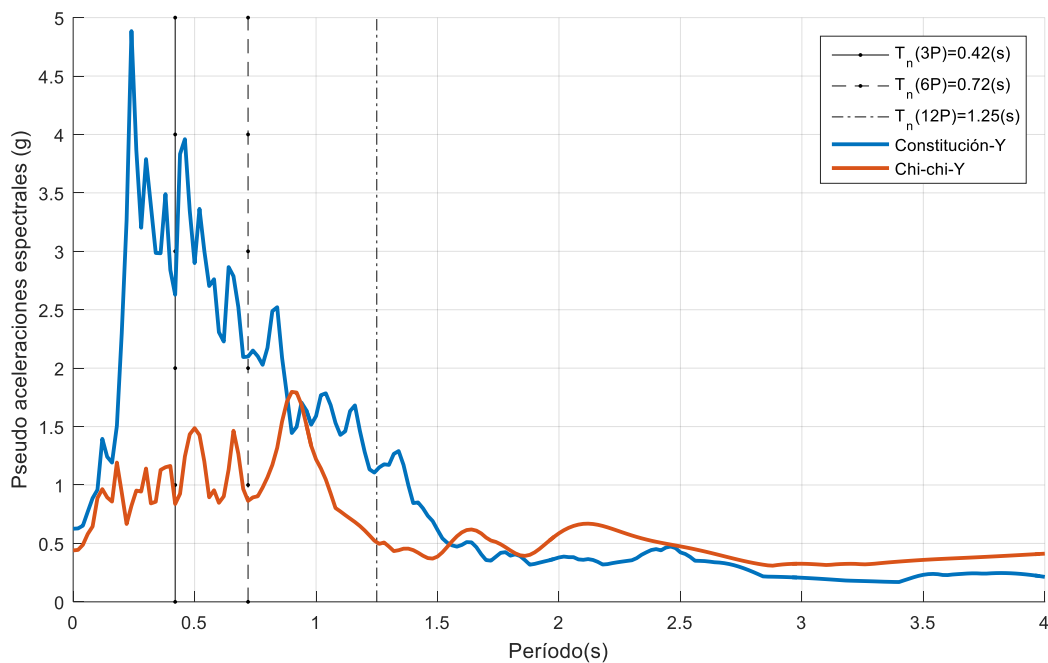


Figura 7.1 Pseudo aceleraciones espectrales para los registros sísmicos de Constitución-Y (traza azul) y Chi-Chi-Y (traza roja).

7.2.2 Desempeño en función de la deriva máxima entre piso.

En la Figura 7.8, Figura 7.9 y Figura 7.10 se muestra el daño en función de la deriva máxima resultante, diferenciándolos entre registros corticales (traza continua) y subductivos (traza discontinua).

Se observa que los registros corticales y subductivos presentan similitudes en el daño que provocan en las estructuras para valores de deriva menores al 1%, luego las derivas y el daño son dominados por los registros subductivos. Sin embargo, son necesarios más resultados de registros corticales a altas intensidades que provoquen al menos derivas cercanas o superiores a la máxima deriva causada por registros subductivos, para así poder realizar comparaciones válidas respecto al efecto de la duración.

En las estructuras con período fundamental mayor al de 3P ($T_n=0.42s$) la deriva máxima y el índice de daño son provocados por los registros corticales, esto es una evidencia de que estas estructuras no representan del todo el efecto P- Δ , ya que se debiesen desarrollar mayores desplazamientos observables en las derivas resultantes de los análisis de registros subductivos. Esto se puede solucionar agregando estructuras anexas llamadas "Leaning Columns" que permitan incorporar mejor el efecto P- Δ . En este trabajo investigativo sólo se consideró el efecto P- Δ a nivel de sección.

7.2.3 Desempeño en función de la intensidad I_A , P_D y S_{pa} .

En la Figura 7.16((a) y (d)) se muestra el desempeño global de 3P en función de la intensidad característica de Arias de cada registro sísmico sin escalar. Se observa que existe una tendencia respecto a este parámetro de intensidad, verificándose lo mencionado anteriormente sobre la existencia de un rango de intensidades de Arias donde no hay certeza de cuál es el parámetro dominante, además se puede observar que luego de ciertos niveles de I_A , el daño aumenta considerablemente.

La Figura 6.4 muestra que la dispersión del desempeño global de 3P en función de la duración (Figura 7.5(a)) guarda semejanza con la distribución de la intensidad de Arias respecto a la duración de los registros.

Al comparar la influencia del potencial destructivo de Araya y Saragoni con la intensidad de Arias respecto del daño a través de un ajuste lineal como muestra la Figura 7.15 y Figura 7.16, ambos parámetros muestran que, al aumentar el período fundamental de las estructuras, mayor es su influencia en el daño y de mejor calificación su ajuste lineal. Sin embargo, el potencial destructivo de Araya y Saragoni tiene una mejor correlación que la intensidad de Arias en cada caso.

Además, mediante un ajuste lineal se concluye que la influencia de la aceleración espectral es mayor en 3P que 6P y 12P, observándose una disminución de su influencia al aumentar el período natural disminuyendo además la calificación del ajuste realizado como se muestra en la Figura 7.17. Se observa además que el índice de daño de Reinhorn & Valles es más severo al evaluar la influencia de la aceleración espectral.

7.2.4 Fatiga.

Los resultados sobre el efecto de la fatiga en los análisis de registros sísmicos no escalados son presentados para el caso 3P, debido a que los resultados muestran en general un bajo nivel de daño. Por ejemplo, en la Figura 7.18 se muestra la respuesta en el tiempo de los links con el mayor daño por fatiga resultante en los análisis de cada registro del terremoto del Maule(2010) al que fue solicitado 3P. Del gráfico mencionado se desprende que el nivel de daño registrado por fatiga es despreciable. En la misma figura se puede comparar las distintas respuestas de acumulación de daño que en la Figura 7.18 no se pueden ver bien por su bajo orden de magnitud. Hay que señalar, que el registro de *Constitución-Y* y también *Constitución-X* provocaron el mayor daño por fatiga entre todos los registros analizados.

En la Figura 7.19 se muestra la relación entre el daño por fatiga y la duración de los registros, concluyendo que no se observa una influencia real de la duración en el daño provocado por la fatiga. Una evidencia que puede ayudar a explicar lo observado, se puede obtener de la comparación de la influencia de la fatiga en el daño global resultante. Por ejemplo, en la figura Figura 7.20(a) y (b) se muestra en el eje horizontal el máximo daño por fatiga entre todos los links de 3P, y en el eje vertical se muestra el índice de daño global de Park & Ang(a) y de Reinhorn & Valles(b). De estos dos gráficos se deduce que el daño global de una estructura podría estar influenciado por la fatiga, pero a niveles de daño cercanos al colapso. Se debe ser cuidadoso y realizar un análisis más detallado del efecto de la fatiga, ajustando los parámetros del modelo numérico a valores reales relacionados a links de corte reemplazables y en análisis tiempo-historia de registros a alta intensidad, para poder así asegurar o refutar lo mencionado. Si bien no es un eje central de esta investigación relacionar la fatiga con el daño y la duración de los registros, se debe tener en cuenta su efecto siempre en análisis de registros sísmicos debido al alto número de ciclos que los registros tienen.

Para concluir este apartado sobre la fatiga, en el gráfico Figura 7.21 se muestran las curvas de acumulación del daño por fatiga de la respuesta del link más solicitado por piso, en el caso 3P durante el análisis del registro de *Constitución-Y*. Se puede concluir de este gráfico que la concentración del daño por fatiga es mayor en los links del primer piso, disminuyendo drásticamente en los pisos siguientes. A modo de comparación, el daño por fatiga resultante del primer piso es casi cuatro veces mayor que el del segundo piso.

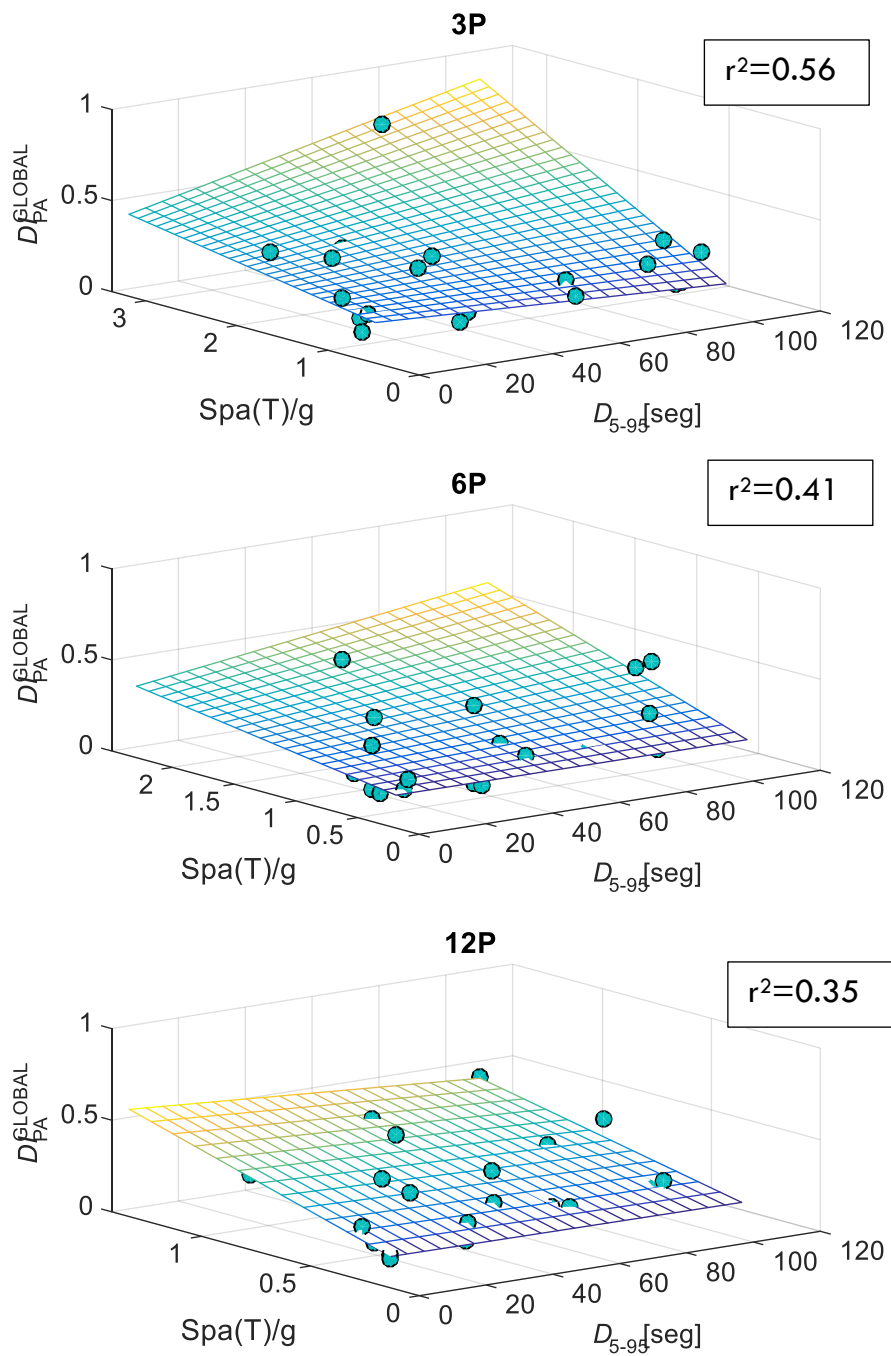


Figura 7.2 Efecto de la pseudo aceleración espectral de cada registro $Spa(T_n)$ y la duración $D_{[5, 95]}$ sobre el desempeño global de 3P, 6P y 12P.

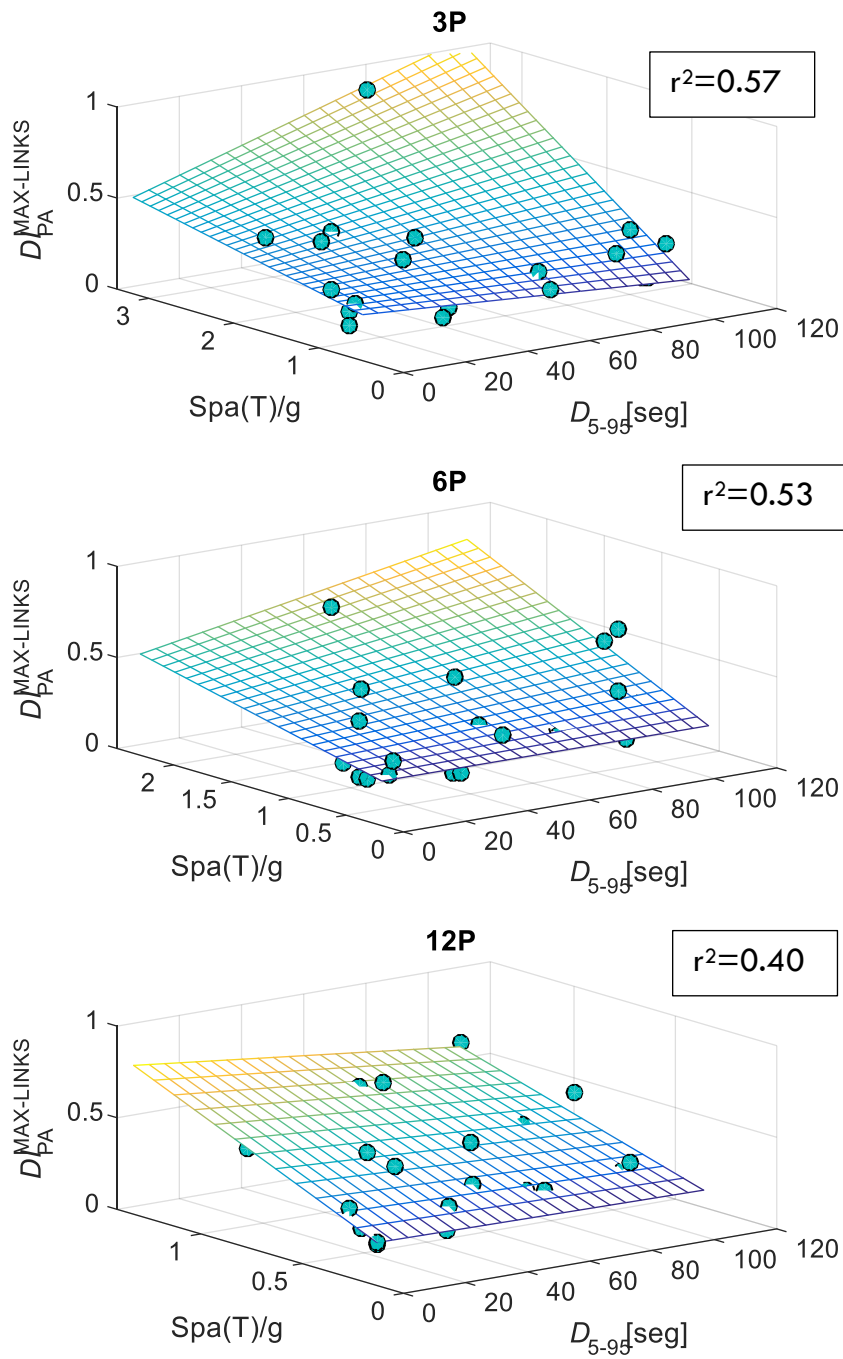


Figura 7.3 Efecto de la pseudo aceleración espectral de cada registro $Spa(T_n)$ y la duración $D_{[5, 95]}$ sobre el índice de daño de Park máximo registrado entre todos los links de cada estructura $D_{PA}^{MAX-LINKS}$.

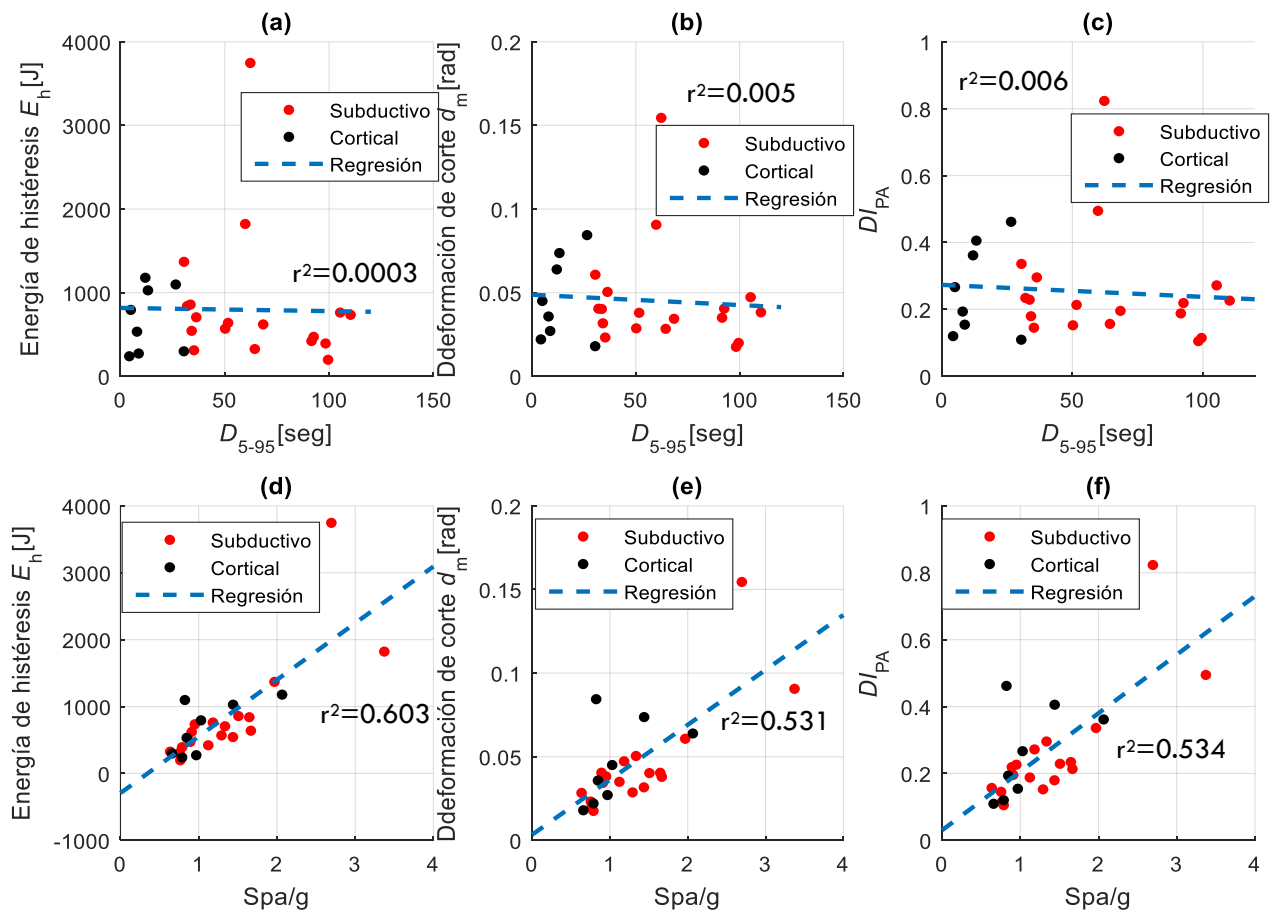


Figura 7.4 Diversos parámetros sísmicos sobre el link más solicitado de 3P en función de la duración y la pseudo aceleración espectral de cada registro.

Descripción de la Figura 7.4:

- (a) y (b): Energía de histéresis E_h y deformación de corte máxima d_m del link más solicitado de 3P en función de la duración.
- (c): Índice de daño global de Park & Ang de 3P en función de la duración.
- (d) y (e): Energía de histéresis E_h y deformación de corte máxima d_m del link más solicitado de 3P en función de la pseudo aceleración espectral de cada registro sobre 3P.
- (f): Índice de daño global de Park & Ang de 3P en función de la pseudo aceleración espectral de cada registro sobre 3P.

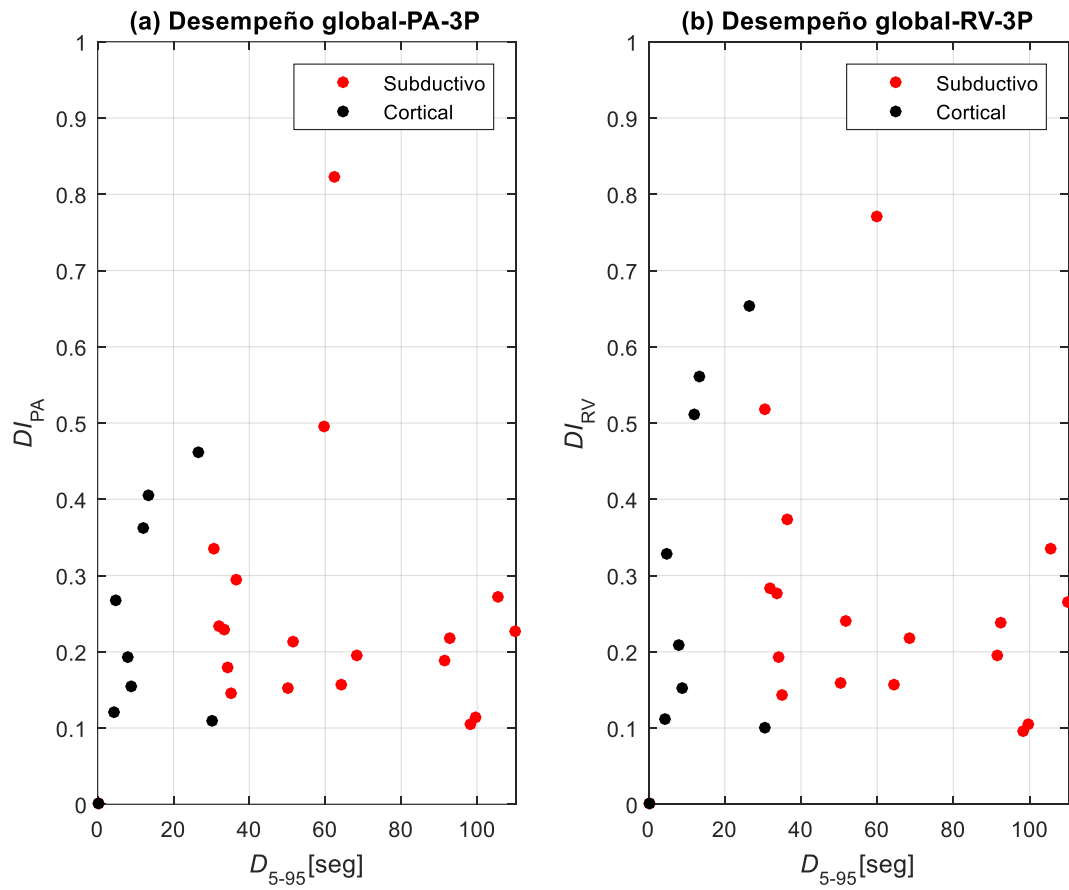


Figura 7.5 Índices globales de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles de 3P en función de la duración $D_{[5-95]}$.

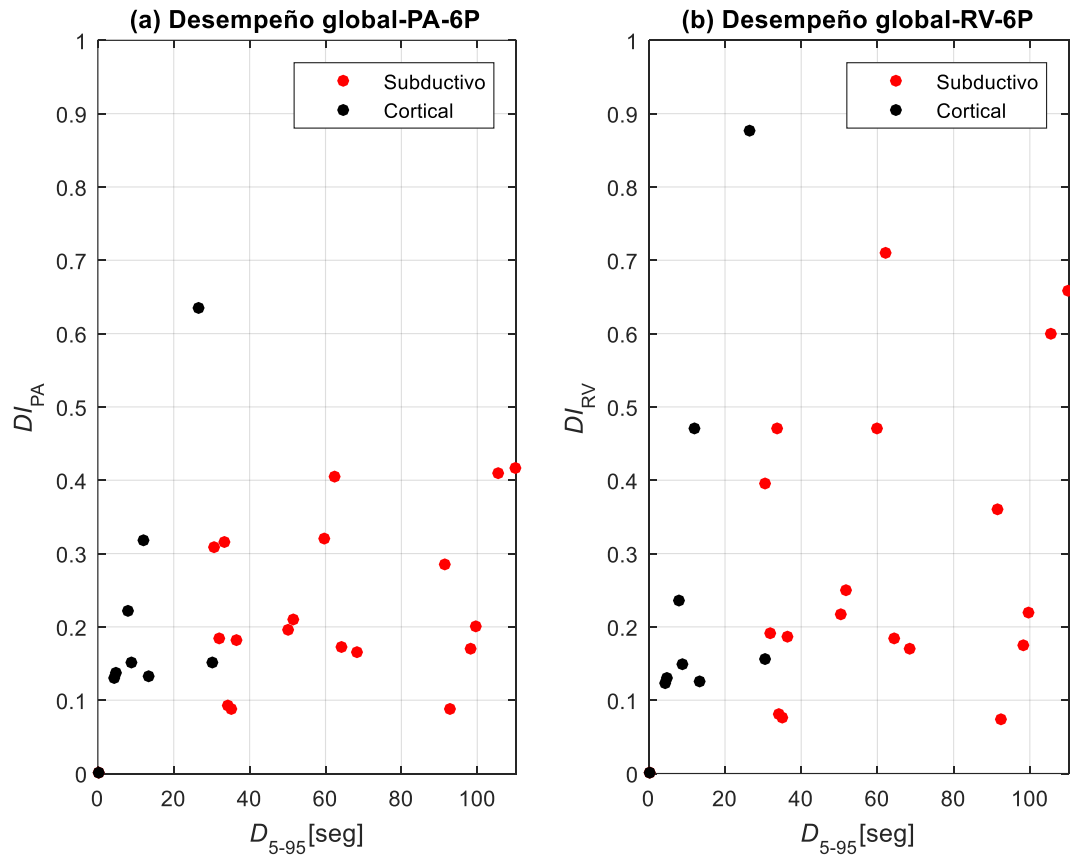


Figura 7.6 Índices de daño globales de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles de 6P en función de la duración $D_{[5-95]}$.

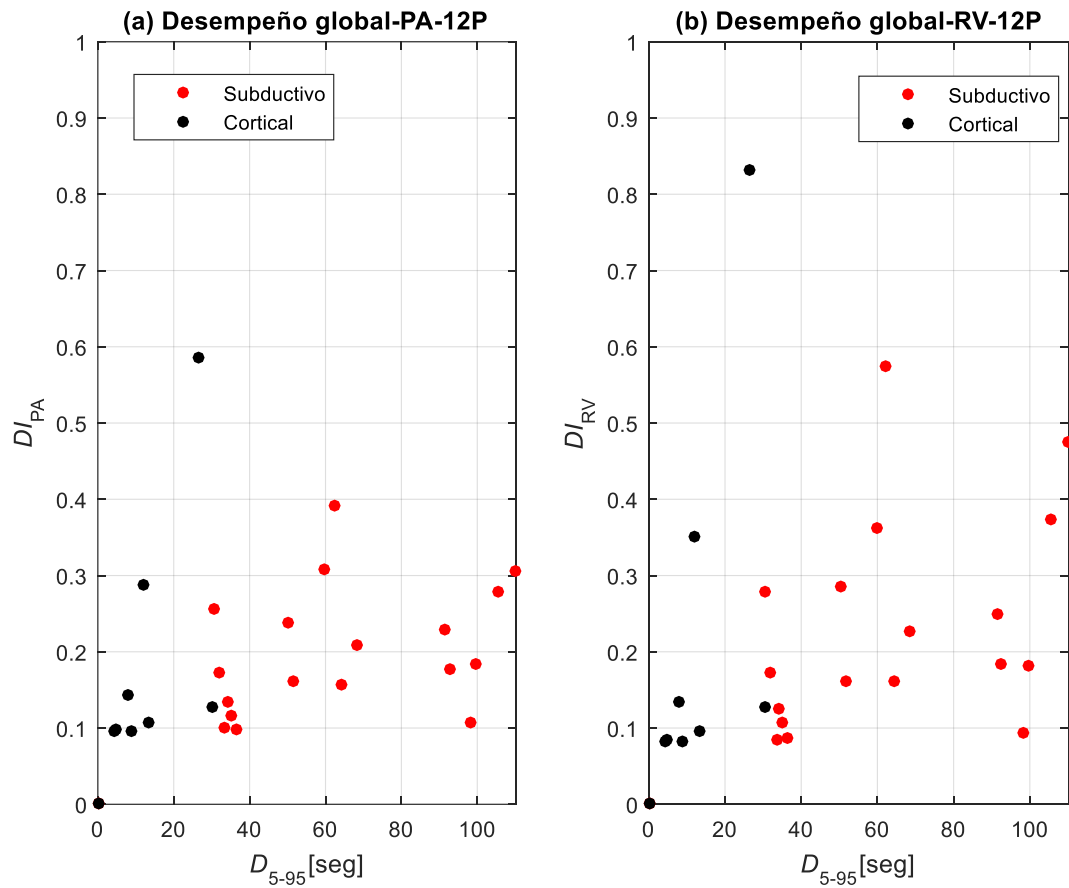


Figura 7.7 Índices de daño globales de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles de 12P en función de la duración $D_{[5-95]}$.

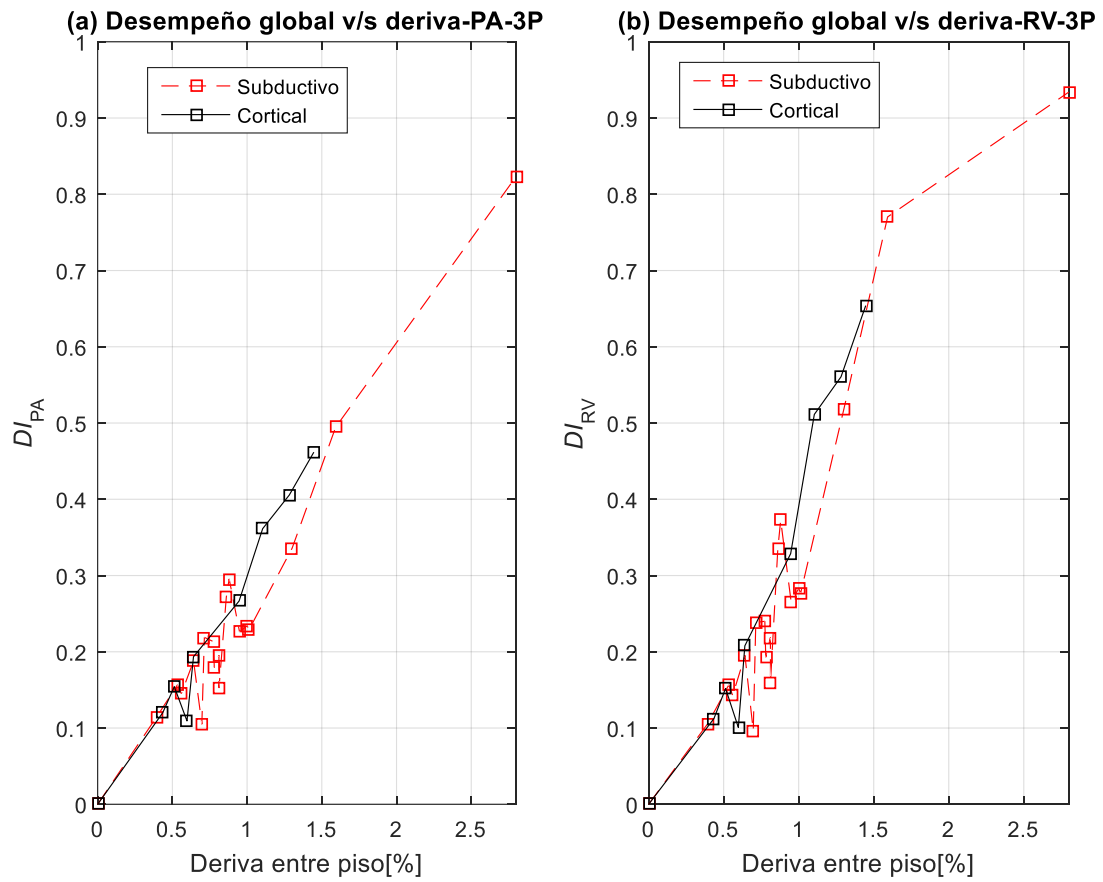


Figura 7.8 Índices de daño globales de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles en función de la deriva máxima en 3P.

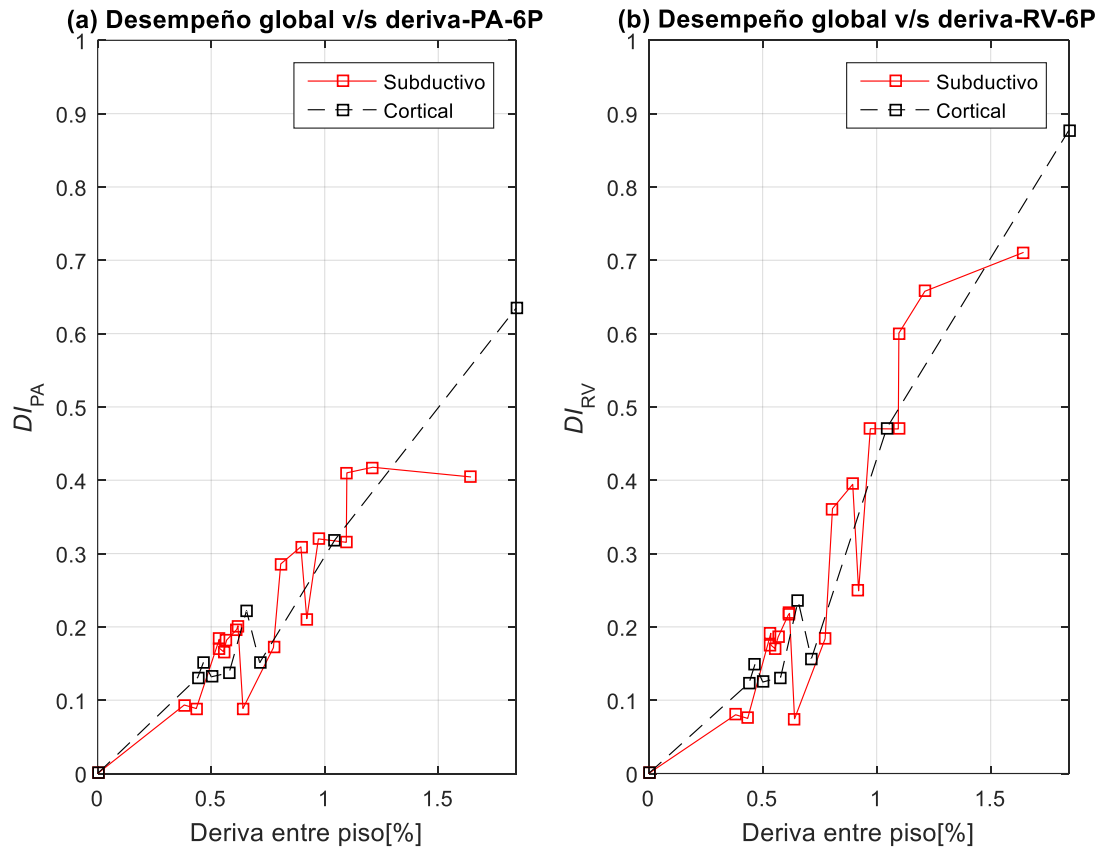


Figura 7.9 Índices de daño globales de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles en función de la deriva máxima en 6P.

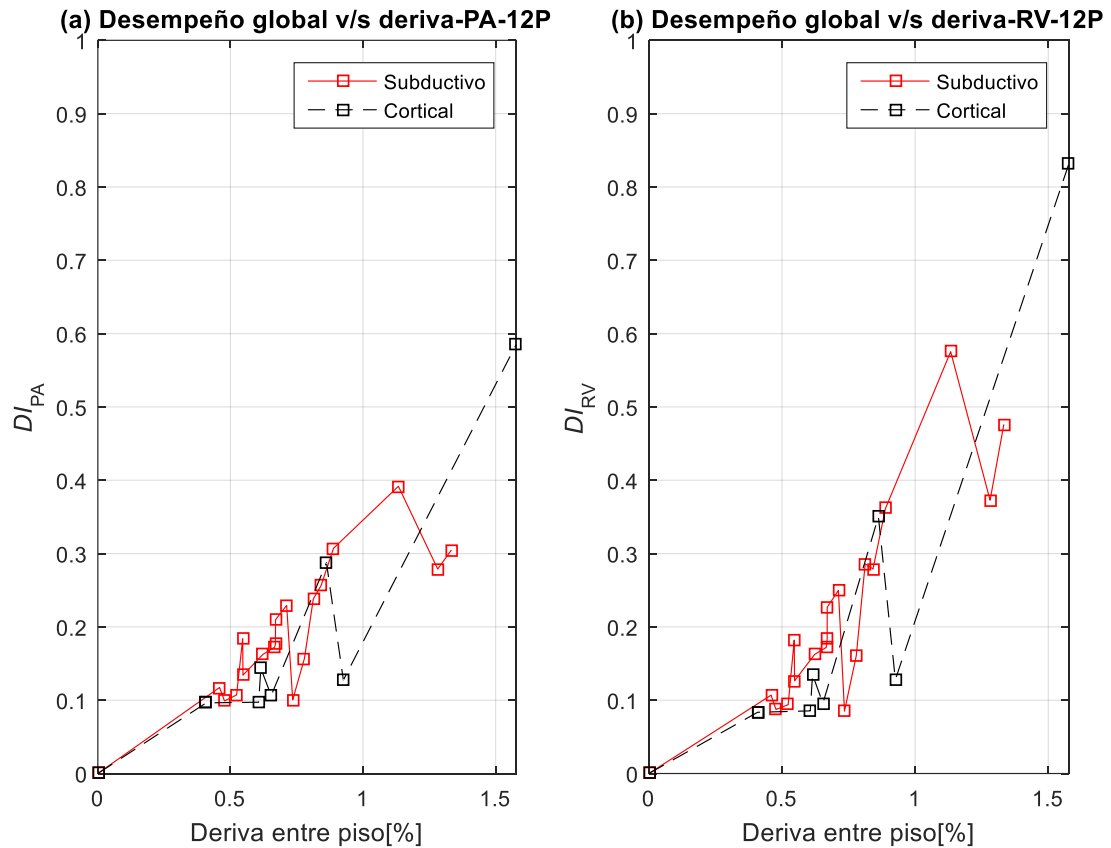


Figura 7.10 Índices de daño globales de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles en función de la deriva máxima en 12P.

Descripción de la **Figura 7.8**, **Figura 7.9** y **Figura 7.10**:

- Los resultados corresponden al conjunto de análisis de los registros sísmicos sin escalar. El eje horizontal es la deriva máxima de piso en porcentaje y el eje vertical representa el nivel de daño global, según cada índice de daño. Los sucesivos puntos de respuesta están unidos por segmentos continuos que representan los registros subductivos, y la traza discontinua una los resultados sucesivos de los registros de origen cortical.

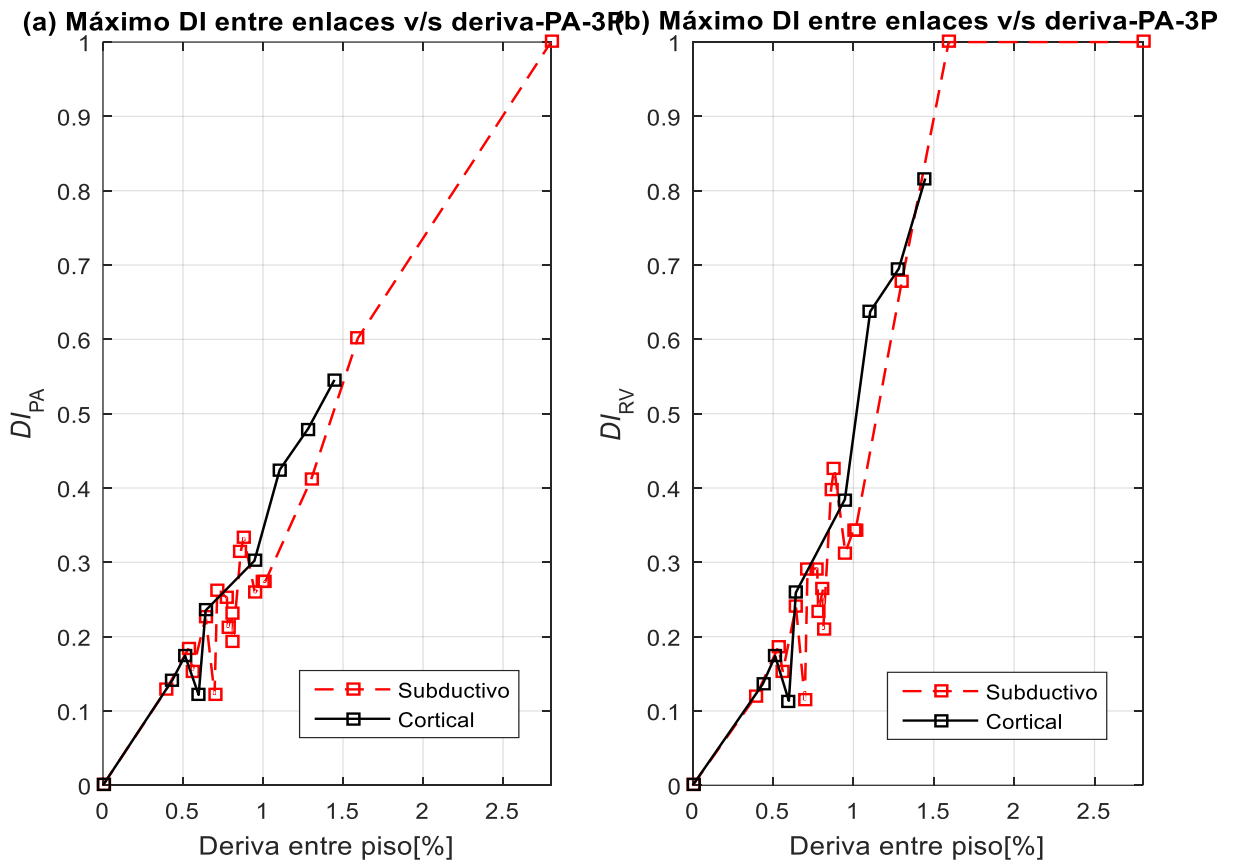


Figura 7.11 Máximo índice de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles entre todos los links de 3P en función de la deriva máxima.

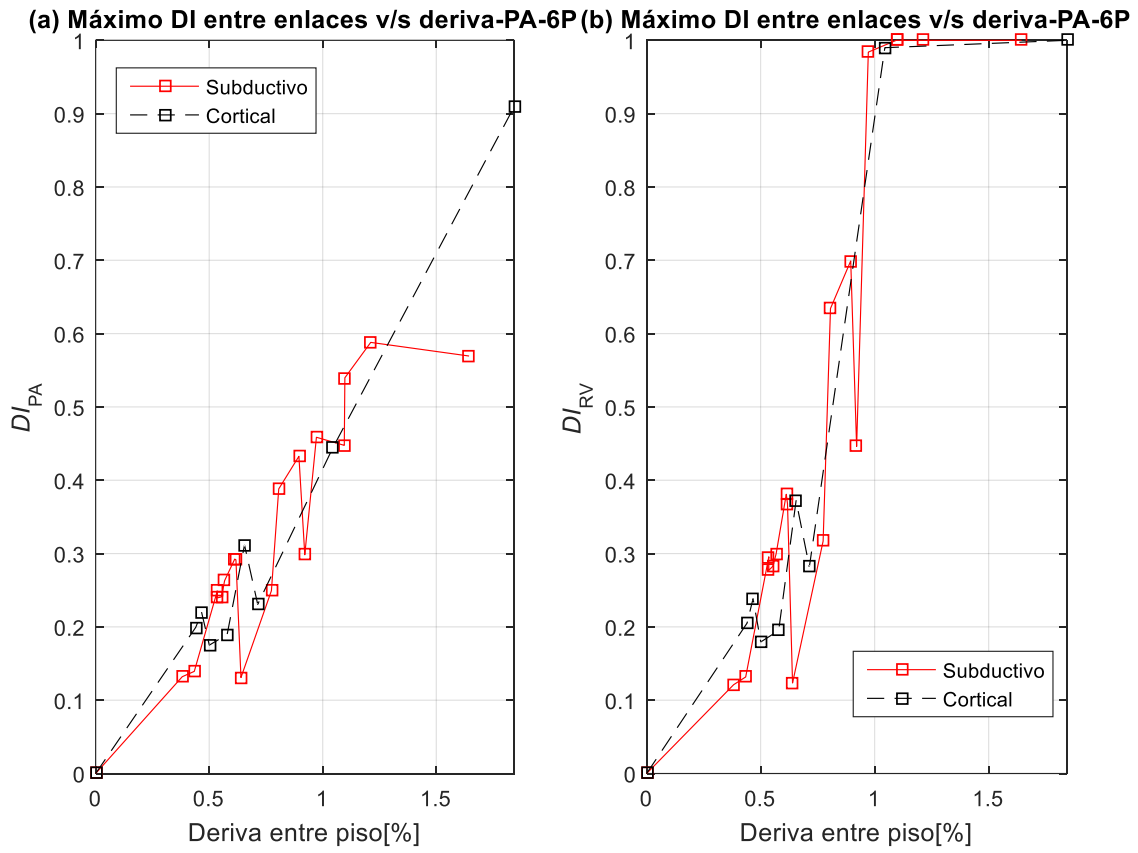


Figura 7.12 Máximo índice de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles entre todos los links de 6P en función de la deriva máxima.

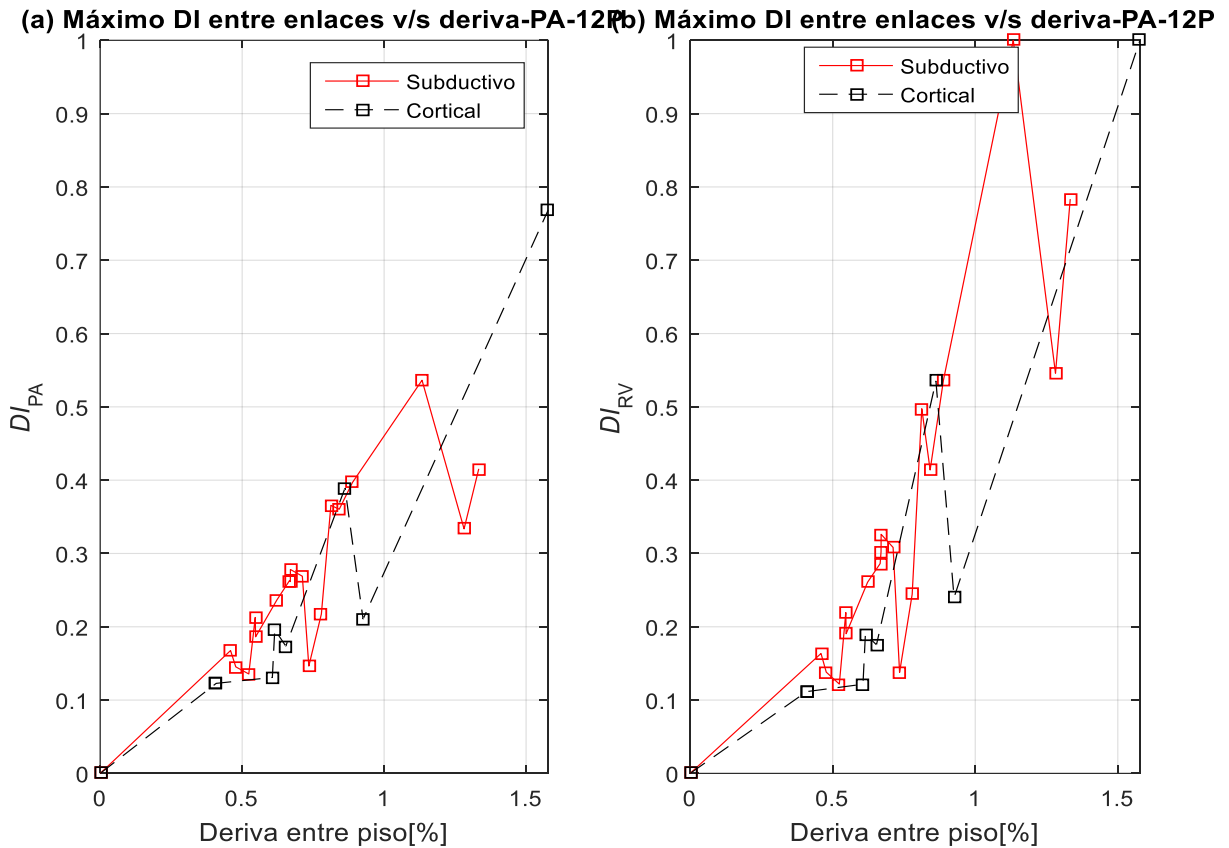


Figura 7.13 Máximo índice de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles entre todos los links de 12P en función de la deriva máxima.

Descripción de la **Figura 7.8**, **Figura 7.9** y **Figura 7.10**:

- Los resultados corresponden al conjunto de análisis de los registros sísmicos sin escalar. El eje horizontal es la deriva máxima de piso en porcentaje. El eje vertical es el índice de daño máximo registrado entre todos los links de cada estructura, según cada índice de daño. Los sucesivos puntos de respuesta están unidos por segmentos continuos que representan los registros subductivos, y la traza discontinua une los resultados sucesivos de los registros de origen cortical.

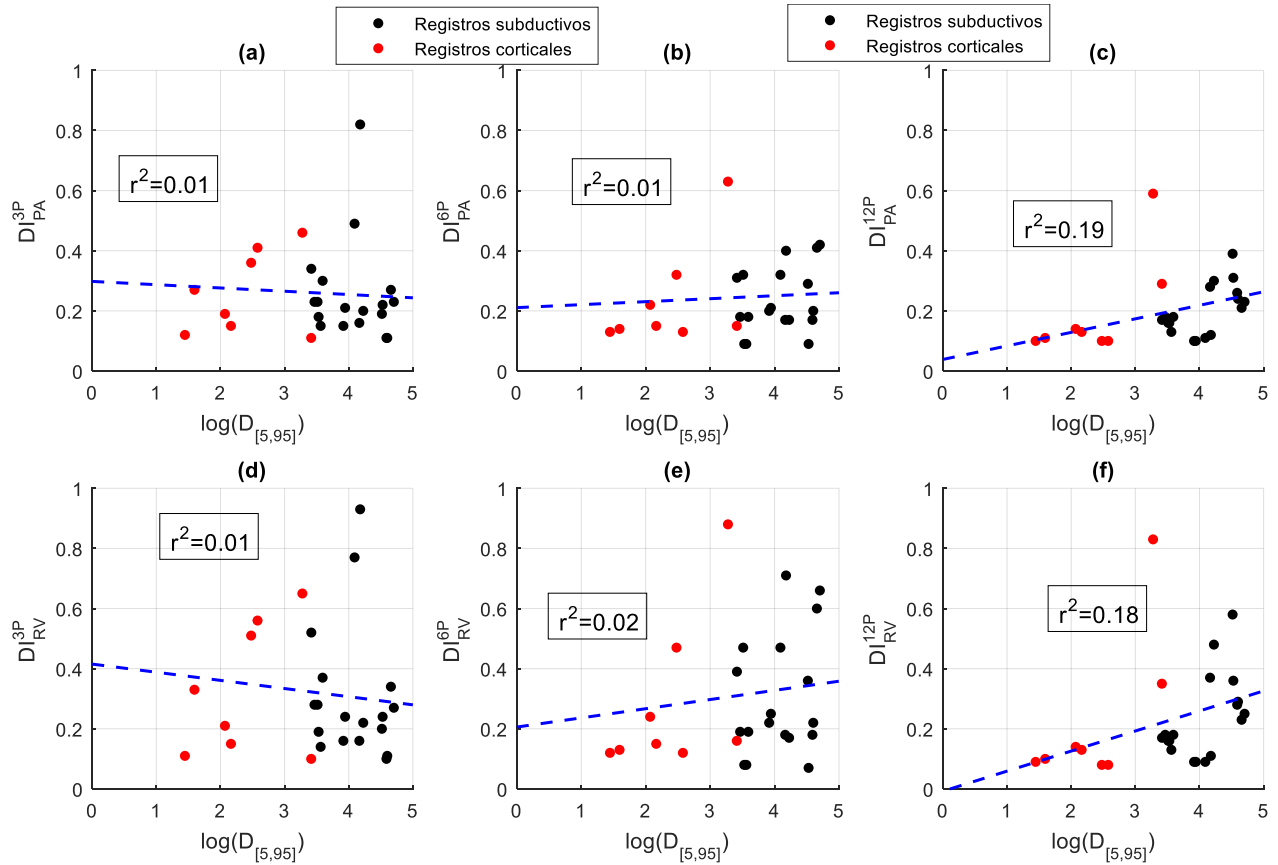


Figura 7.14 Daño en función del logaritmo de la duración significativa.

Descripción de la **Figura 7.14**:

- Los resultados muestran la distribución del daño (D_{PA} y D_{RV}) en 3P, 6P y 12P en función del logaritmo natural de la duración significativa ($D_{[5,95]}(s)$) de cada registro. Los registros sísmicos de origen cortical se muestra en color rojo, y en negro los de origen subductivo. La línea segmentada azul representa una línea de tendencia o ajuste lineal. En cada sub-imagen ((a), (b), (c), (d), (e) y (f)) se muestra un rectángulo donde se encuentra el coeficiente r^2 del ajuste.

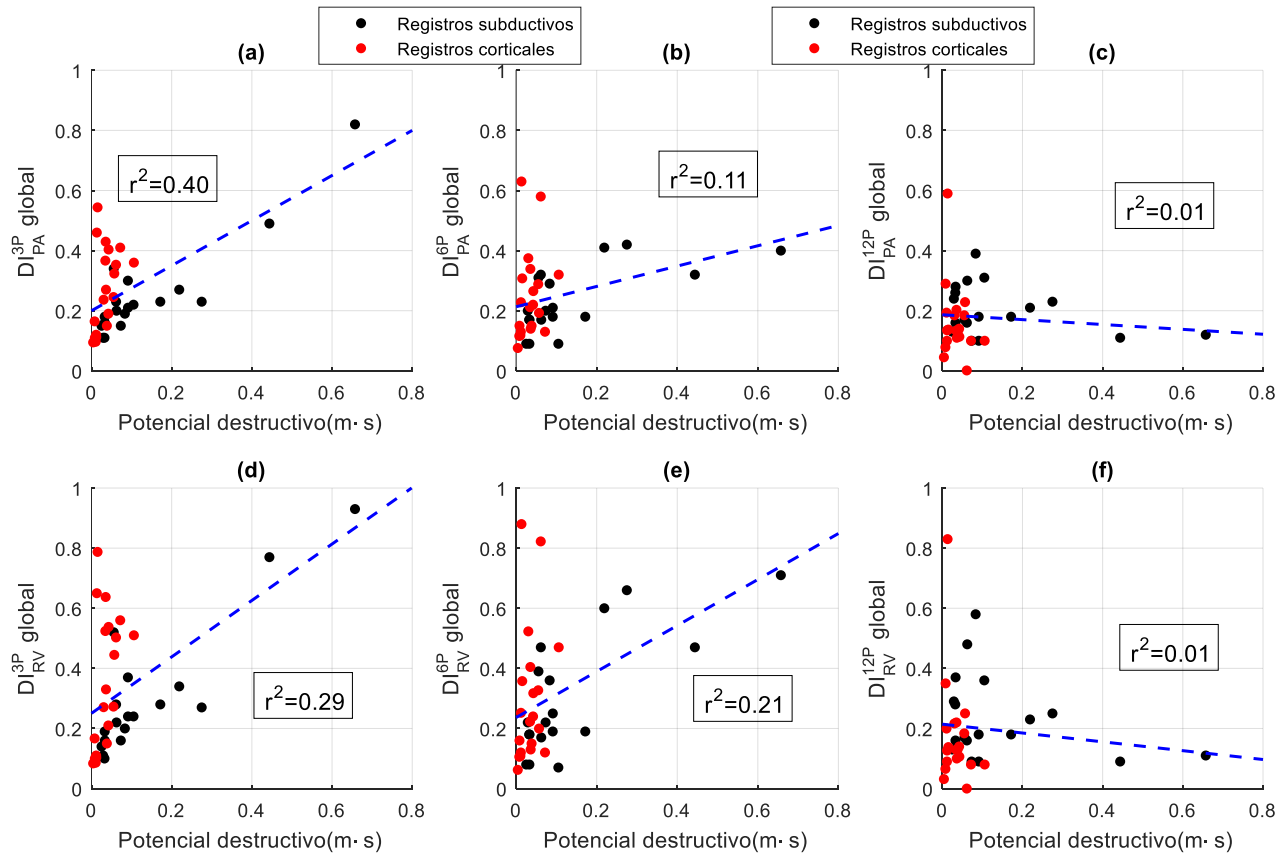


Figura 7.15 Daño en función del potencial destructivo de Araya & Saragoni en 3P, 6P y 12P.

Descripción de la **Figura 7.15**:

- Los resultados muestran la distribución del daño(DI_{PA} y DI_{RV}) en 3P, 6P y 12P en función de la del potencial destructivo de Araya & Saragoni($P_D(m·s)$) de cada registro. Los registros sísmicos de origen cortical se muestra en color rojo, y en negro los de origen subductivo. La línea segmentada azul representa una línea de tendencia o ajuste lineal. En cada sub-imagen((a), (b), (c), (d), (e) y (f)) se muestra un rectángulo donde se encuentra el coeficiente r^2 del ajuste.

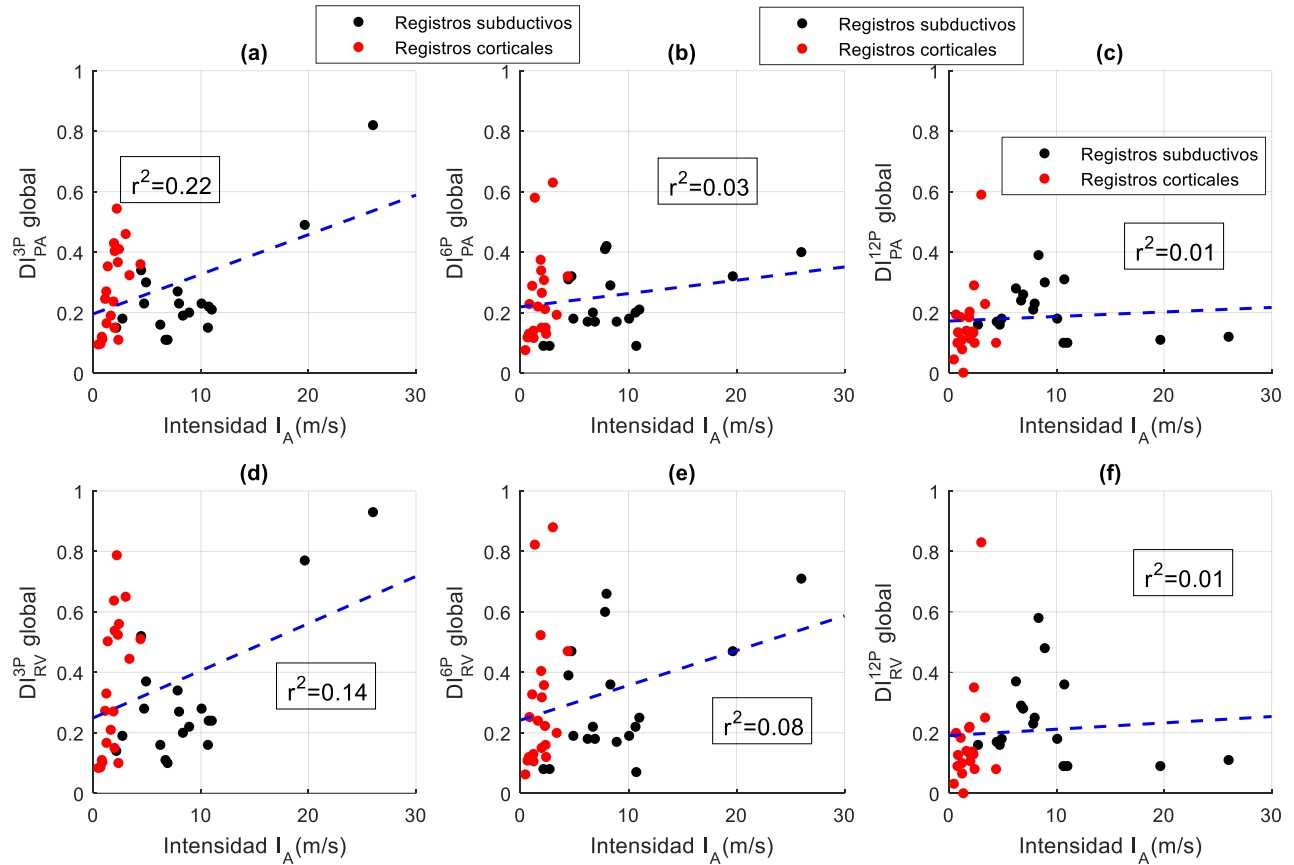


Figura 7.16 Daño en función de la intensidad de Arias en 3P, 6P y 12P.

Descripción de la **Figura 7.16**:

- Los resultados muestran la distribución del daño (DI_{PA} y DI_{RV}) en 3P, 6P y 12P en función de la intensidad de Arias (I_A (m/s)) de cada registro. Los registros sísmicos de origen cortical se muestra en color rojo, y en negro los de origen subductivo. La línea segmentada azul representa una línea de tendencia o ajuste lineal. En cada sub-imagen ((a), (b), (c), (d), (e) y (f)) se muestra un rectángulo donde se encuentra el coeficiente r^2 del ajuste.

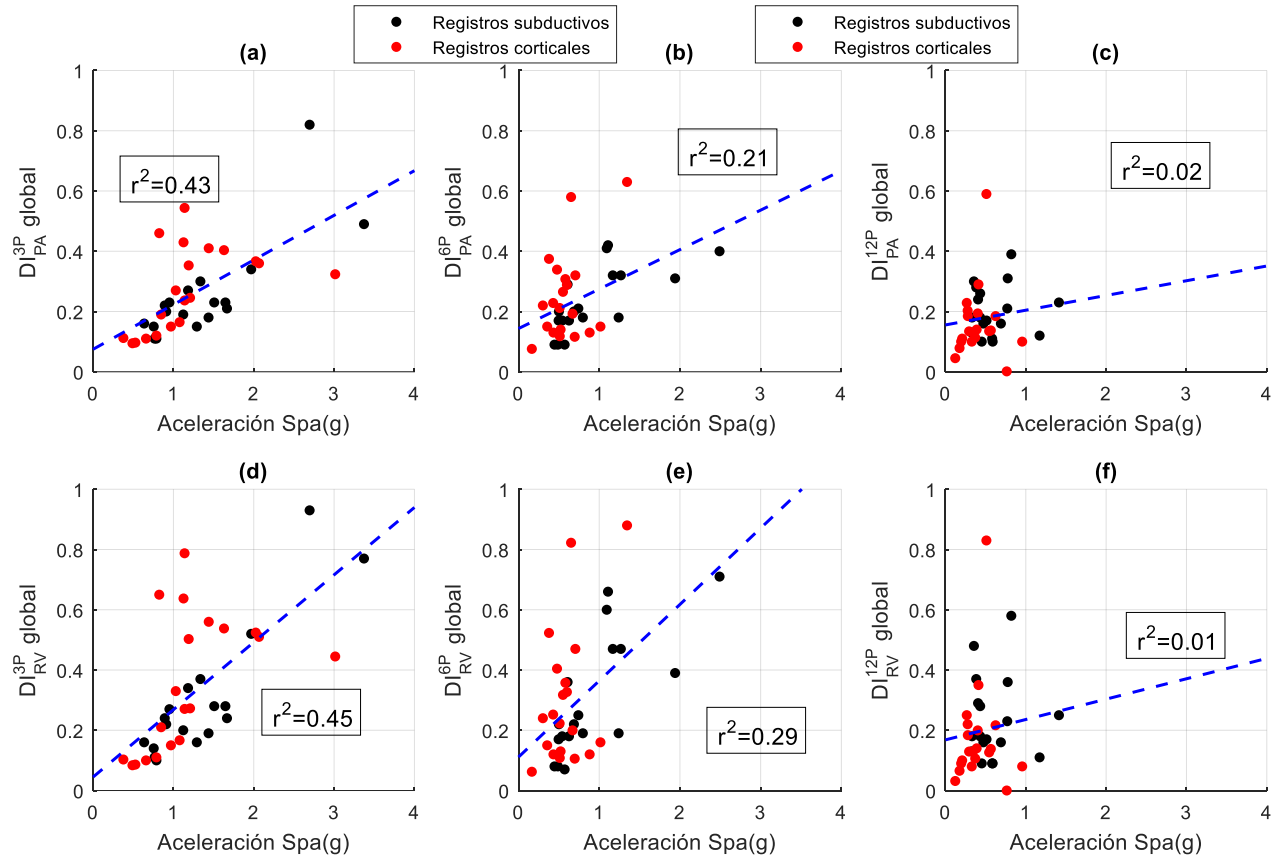


Figura 7.17 Daño en función de la aceleración espectral asociada a cada período fundamental de 3P, 6P y 12P.

Descripción de la **Figura 7.17**:

- Los resultados muestran la distribución del daño (DI_{PA} y DI_{RV}) en 3P, 6P y 12P en función de la aceleración espectral $Spa(g)$ asociada al período fundamental de estructura en el espectro de pseudo aceleración de cada registro sísmico. Los registros de origen cortical se muestra en color rojo, y en negro los de origen subductivo. La línea segmentada azul representa una línea de tendencia o ajuste lineal. En cada sub-imagen ((a), (b), (c), (d), (e) y (f)) se muestra un rectángulo donde se encuentra el coeficiente r^2 del ajuste.

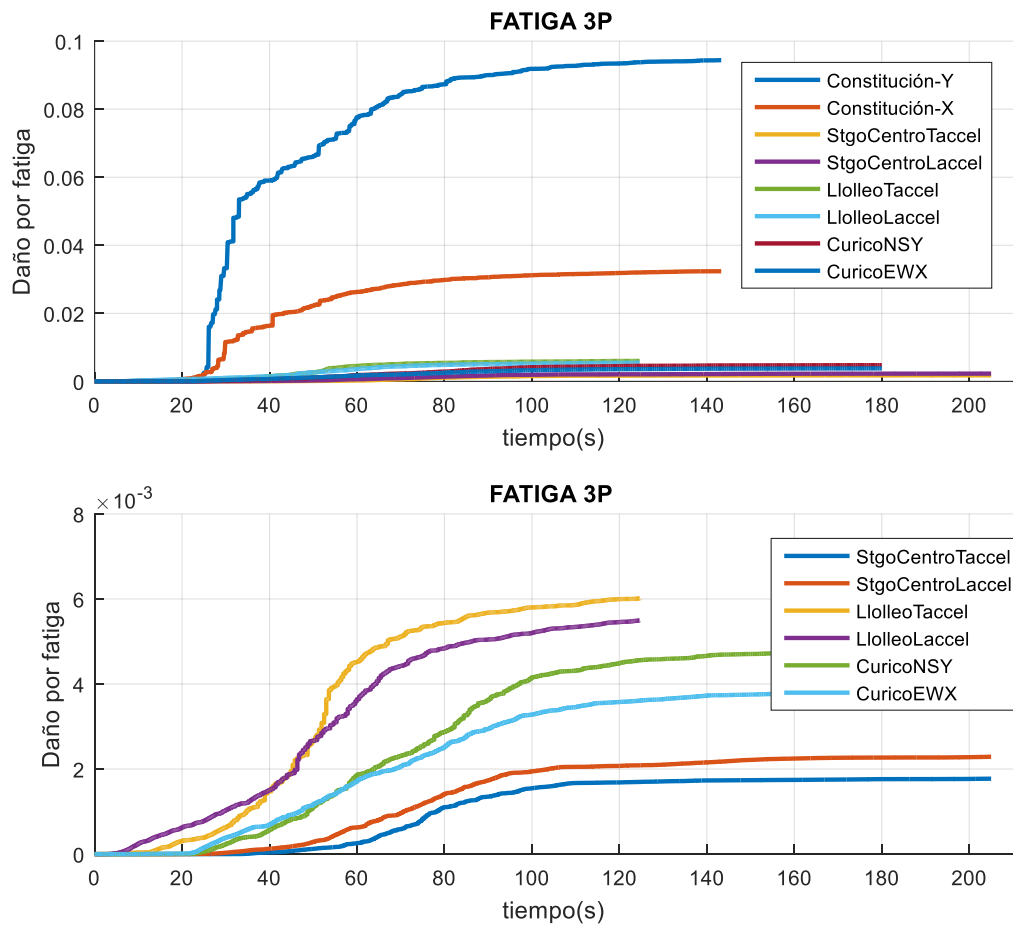


Figura 7.18 Curvas de acumulación del daño en el tiempo de 3P para los registros subductivos en estudio.

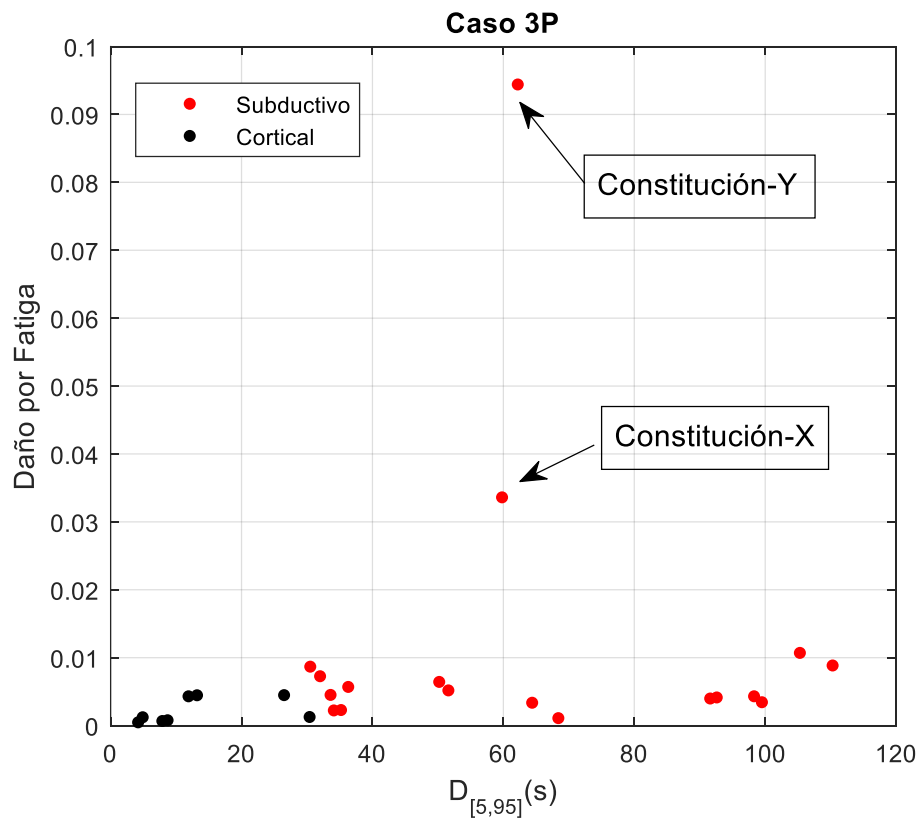


Figura 7.19 Daño por fatiga en función de la duración significativa de los registros para 3P.

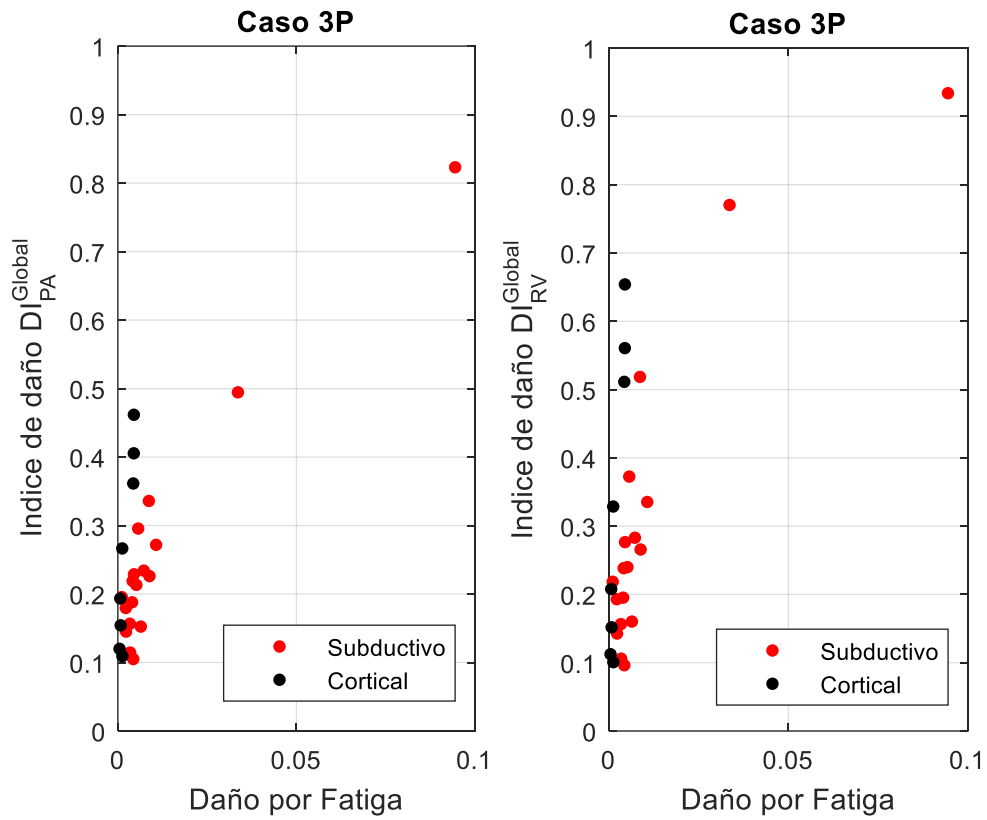


Figura 7.20 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles en función del máximo daño por fatiga registrado entre todos los links de 3P.

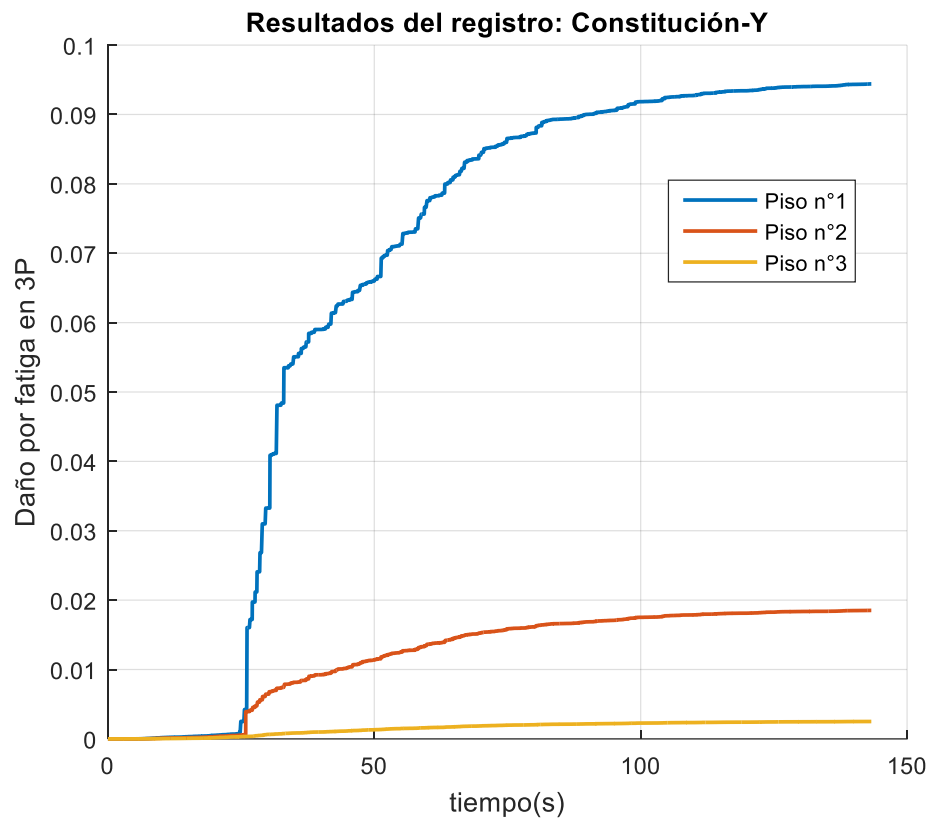


Figura 7.21 Daño por fatiga en el tiempo para cada piso de 3P, resultante de solicitar esta estructura por el registro “Constitución-Y”.

7.3 Análisis de registros sísmicos escalados por amplitud.

7.3.1 Desempeño a nivel de elemento link.

La Figura 7.22 muestra el desempeño de los link para cada piso de la estructura 3P. En esta figura, se puede observar una disminución gradual del daño piso a piso. Este resultado es consecuencia de utilizar un mismo link cada tres pisos en el proceso de diseño. Por lo anterior, no existe una distribución adecuada del daño en altura, que tiene como consecuencia, por ejemplo, que el tercer piso tiene una baja participación en la disipación de energía sísmica.

Nótese que en 6P y 12P (ver Figura 7.23 y Figura 7.24) existe una disminución gradual del daño cada tres pisos, con un leve aumento siempre en el piso siguiente y para luego seguir esta tendencia hasta el último piso. Lo señalado anteriormente indica que en los EBF la distribución del daño en la altura depende de la distribución de las características resistentes de los links en la altura. Este resultado confirma los análisis de Tirca & Gioncu (1999), quienes concluyeron que la distribución de la actividad inelástica de un EBF se debe considerar no necesariamente uniforme en la altura.

En todos los casos, se destaca que los links del primer piso presentan los máximos índices de daño a nivel de elemento. La diferencia observable sobre la distribución de los índices de daño calculados en 3P y 6P con respecto a 12P para el primer piso, se puede explicar también por el efecto que tiene la capacidad resistente de las columnas en 12P. Por ejemplo, se puede analizar la relación viga débil-columna fuerte propuesta por FEMA 350 (2000) para marcos de momento, en los nudos del primer piso donde no está conectada la diagonal. La Tabla 7.1 muestra estas relaciones para los nudos de interés, esta tabla permite ver que la resistencia de las columnas es muy superior a la de los vigas de 12P, mientras que se reduce en 3P y 6P. Por lo tanto, las columnas reducen notablemente la demanda de deformación de los links. Nótese que, de acuerdo a este parámetro, la existencia de una zona de debilidad en el nudo central de 3P.

Tabla 7.1 Relación viga débil-columna fuerte en el primer piso.

$\frac{\sum M_{PC}}{\sum M_{PB}}$	Nudos laterales del primer piso.	Nudo central del primer piso.
3P	1.4	0.7
6P	2.7	1.3
12P	7.2	3.6

- $\sum M_{PC}$ y $\sum M_{PB}$ representa la suma de los momentos plásticos de columnas y vigas respectivamente, de los elementos que resistentes que se conectan al nudo de interés.

Finalmente, en base a los resultados presentados en las figuras Figura 7.22, Figura 7.23 y Figura 7.24 se puede indicar que esta metodología de escalamiento causa que los registros sísmicos de origen cortical sean más perjudiciales a nivel de elemento que los de origen subductivo, contradiciendo la hipótesis del estudio, la cual indicaba que los registros de larga duración podían producir mayor daño en la estructura.

7.3.2 Desempeño en función de la deriva máxima entre piso.

A diferencia de los resultados de 3P para el análisis de deriva máxima sobre registros sísmicos sin escalar, los registros escalados de subducción desarrollan un mayor índice de daño a menor deriva, al contrario de lo observado en el anterior análisis sobre registros no escalados (Ver Figura 7.25, Figura 7.26 y Figura 7.27), por consecuencia los EBF sometidos a registros de corticales deben desarrollar una mayor deriva de piso para lograr un daño significativo.

Nuevamente, los resultados muestran que para esta metodología de escalamiento se incrementan los índices de daño para los registros corticales, esto quiere decir que, no hay control de las derivas de piso, donde también la disipación de energía sísmica deja de tener relevancia frente a los desplazamientos máximos registrados (recordar que el daño es una función de estos parámetros). Finalmente, para poder apreciar diferencias entre los resultados de los análisis de registros corticales o subductivos se requieren resultados de índices de daño a niveles perjudiciales según el criterio interpretativo del índice de daño.

7.3.3 Desempeño en función de la duración de los registros e intensidad.

Los índices de daño de registros corticales resultan en general mayores a los que se obtienen de análisis sobre registros subductivos, siendo la tendencia en general al aumento del daño a medida que disminuye la duración significativa como se puede ver en la Figura 7.28, Figura 7.29 y Figura 7.30. Este resultado es consecuencia de la metodología de escalado, ya que se puede constatar diferencias en la magnitud de los factores de escala (SF) utilizados para lograr que las pseudo aceleraciones espectrales (Spa) en cada caso sea igual a la pseudo aceleración de diseño (SA). En el caso de los registros de corta duración, en general, los factores de escala se ven incrementados respecto a los factores usados para los registros de larga duración, como se puede ver en la Figura 6.8 donde se muestra la distribución del factor SF en función de la duración.

Por lo tanto, la variabilidad en las intensidades de los distintos registros causa que el efecto de la duración no pueda ser aislado de la amplitud de las aceleraciones espectrales, y por consiguiente se obtiene que los resultados estén más influenciados por la amplitud de la aceleración espectral que por el efecto de la duración.

Finalmente, esta metodología de escalamiento es inadecuada para aislar el efecto de la duración, ya que no tiene control sobre las pseudo aceleraciones espectrales (Spa) de los registros en los periodos fundamentales donde debiese existir degradación de la rigidez y/o resistencia y que por lo tanto terminan por aumentar el efecto de la intensidad en los registros de corta duración.

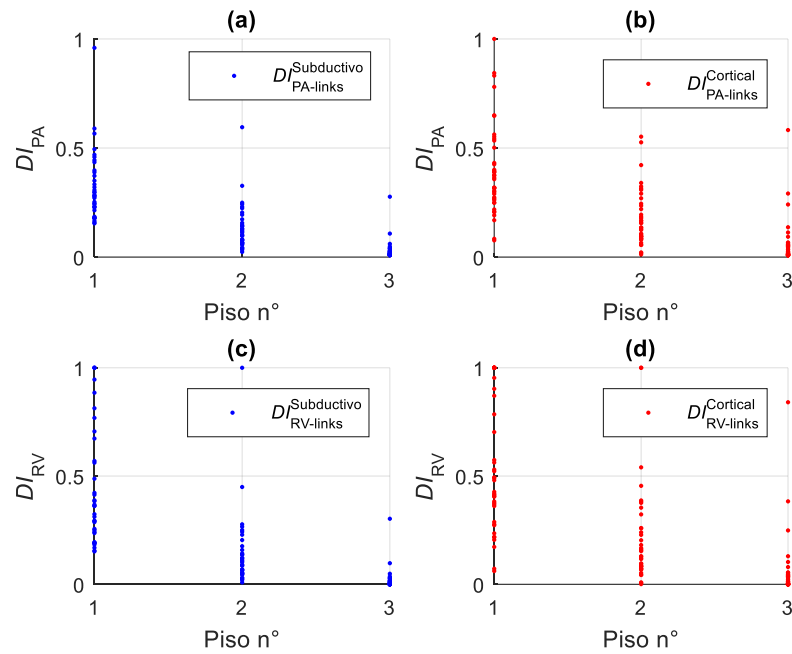


Figura 7.22 Distribución de los índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles por piso en 3P.

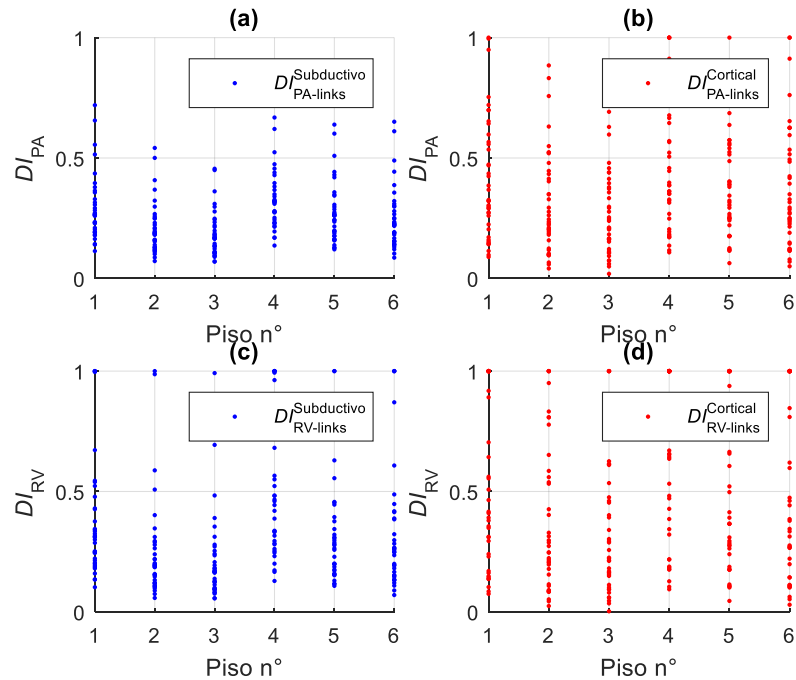


Figura 7.23 Distribución de los índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles por piso en 6P.

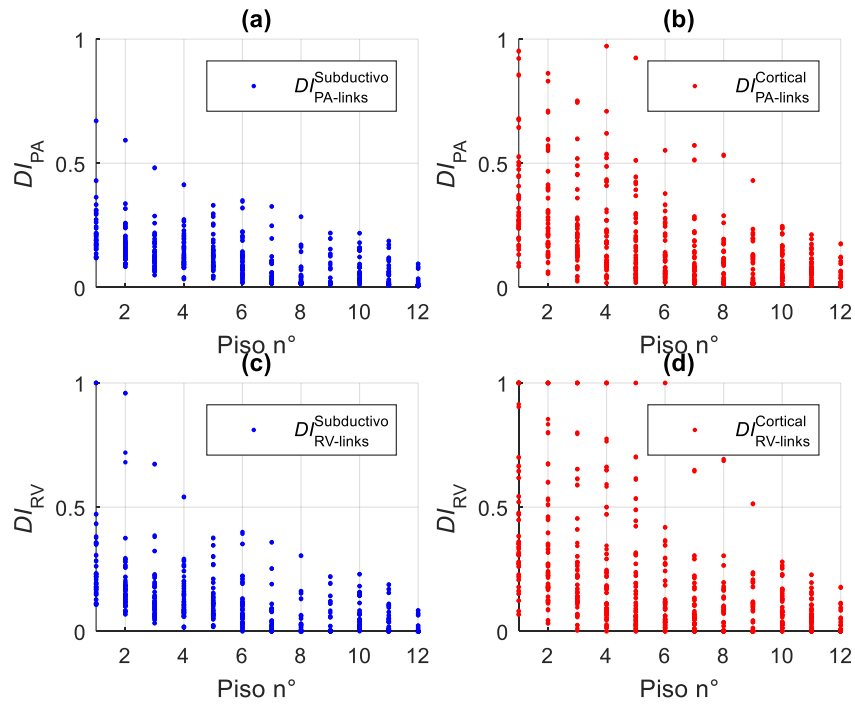


Figura 7.24 Distribución de los índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles por piso en 12P.

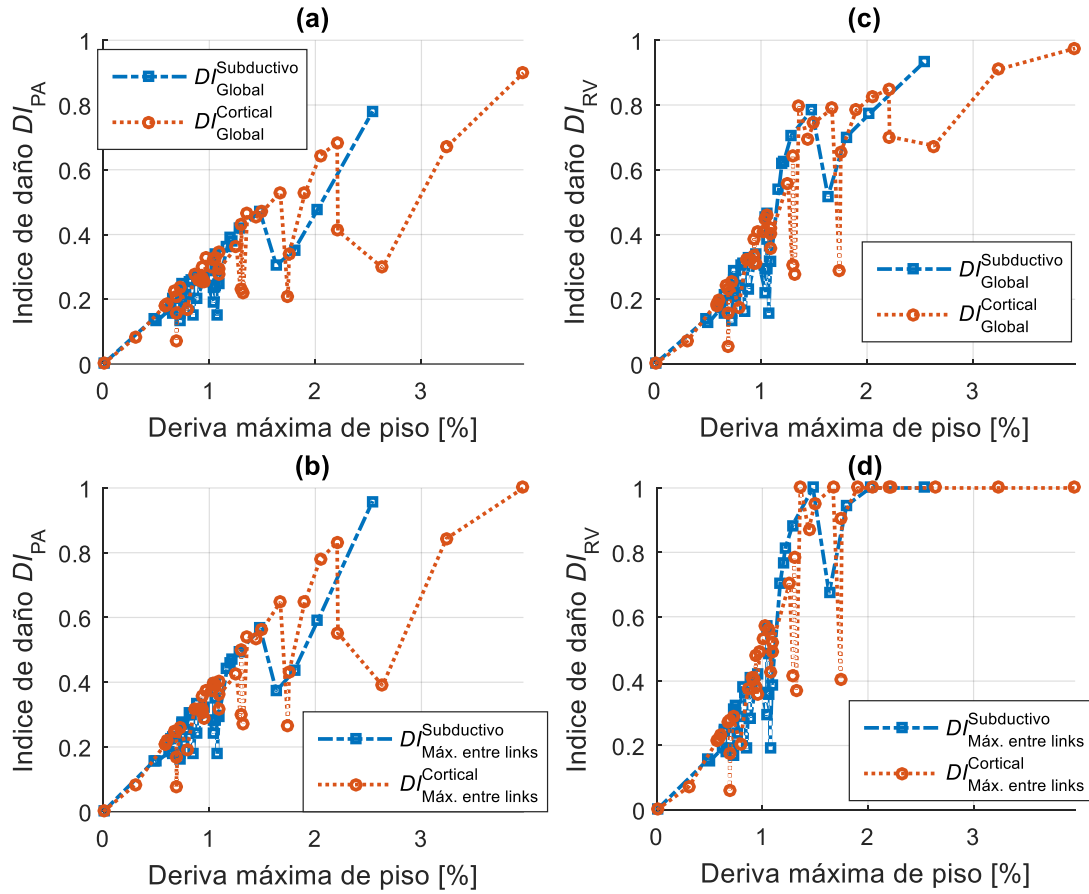


Figura 7.25 Índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles en función de la deriva máxima de piso para 3P.

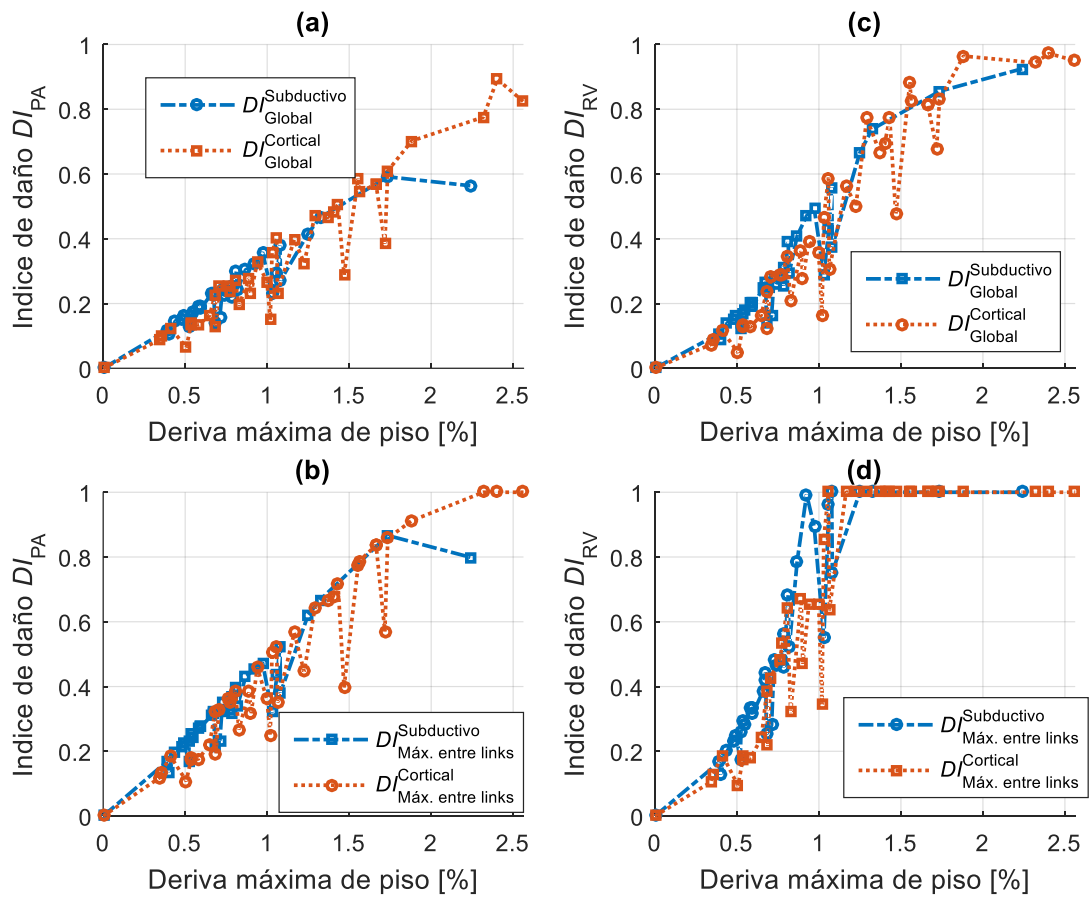


Figura 7.26 Índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles en función de la deriva máxima de piso para 6P.

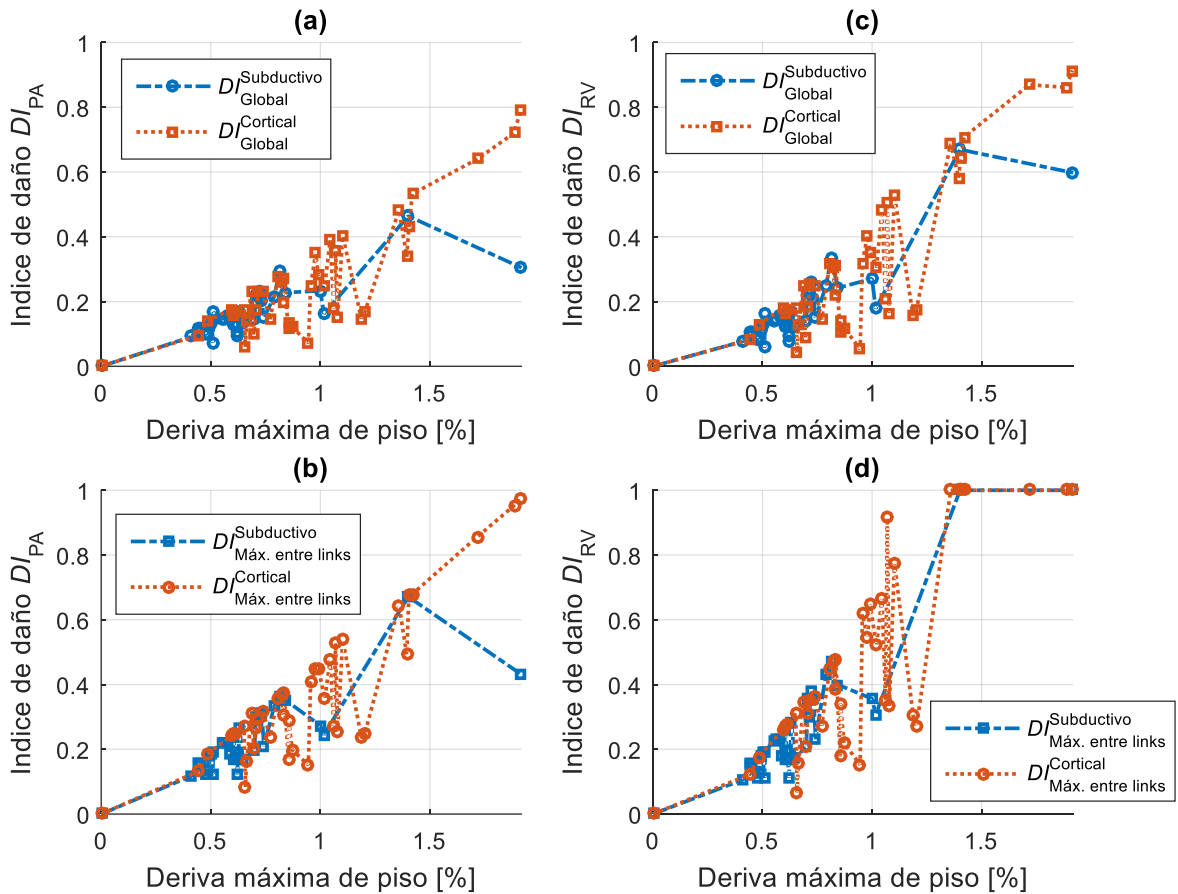


Figura 7.27 Índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles en función de la deriva máxima de piso para 12P.

Descripción de la **Figura 7.25**, **Figura 7.26** y **Figura 7.27**:

- Los resultados corresponden al conjunto de análisis de los registros sísmicos sin escalar. El eje horizontal es la deriva máxima de piso en porcentaje y el eje vertical representa el nivel de daño global, según cada índice de daño. Los sucesivos puntos de respuesta están unidos por segmentos continuos que representan los registros subductivos, y la traza discontinua una los resultados sucesivos de los registros de origen cortical.

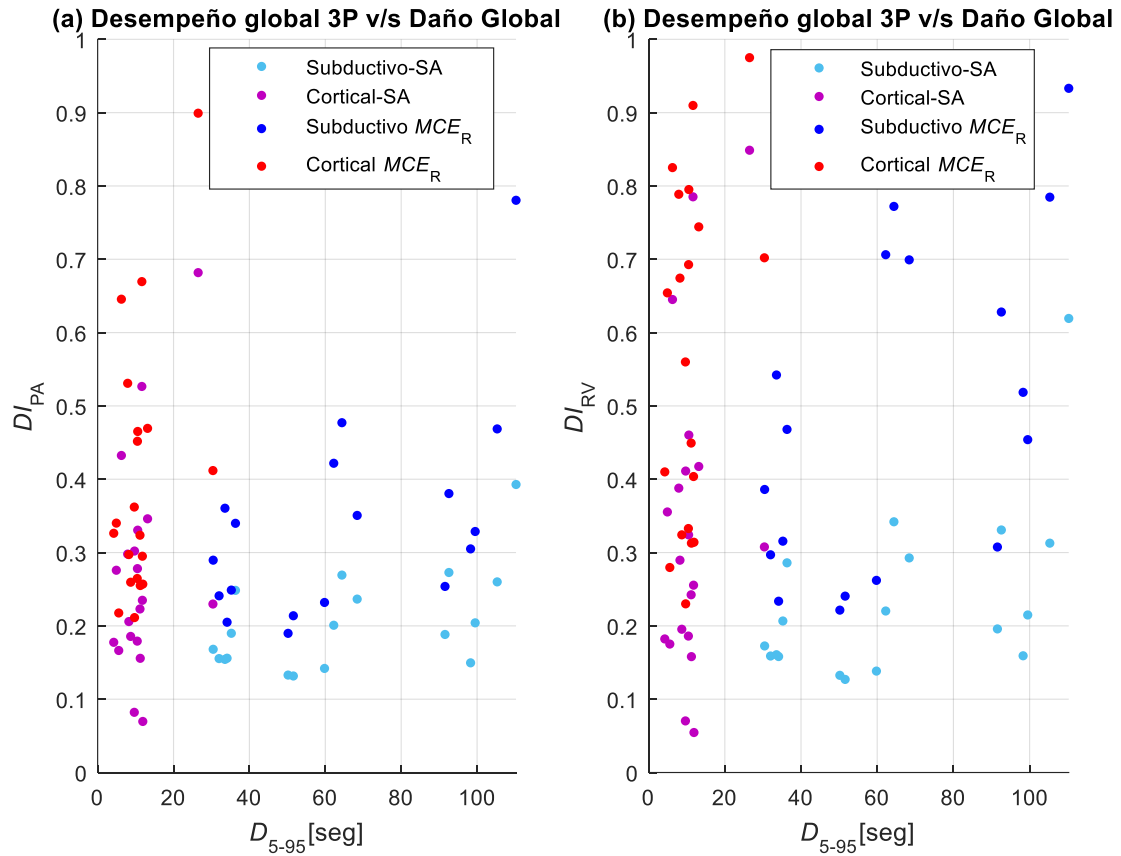


Figura 7.28 Índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles de 3P en función de la duración $D_{[5,95]}$ de registros escalados a un único nivel de intensidad(SA) y también a la máxima intensidad considerada(MCE_R).

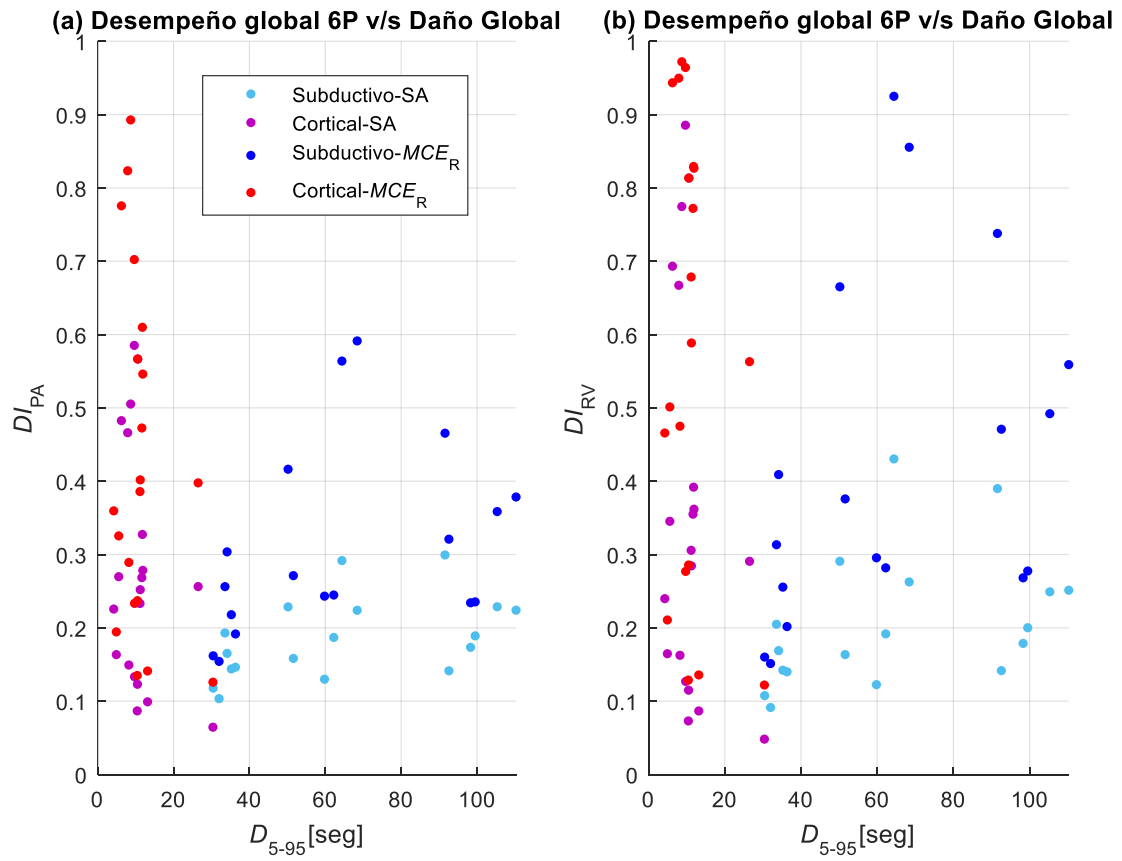


Figura 7.29 Índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles de 6P en función de la duración $D_{[5,95]}$ de registros escalados a un único nivel de intensidad(SA) y también a la máxima intensidad considerada(MCE_R).

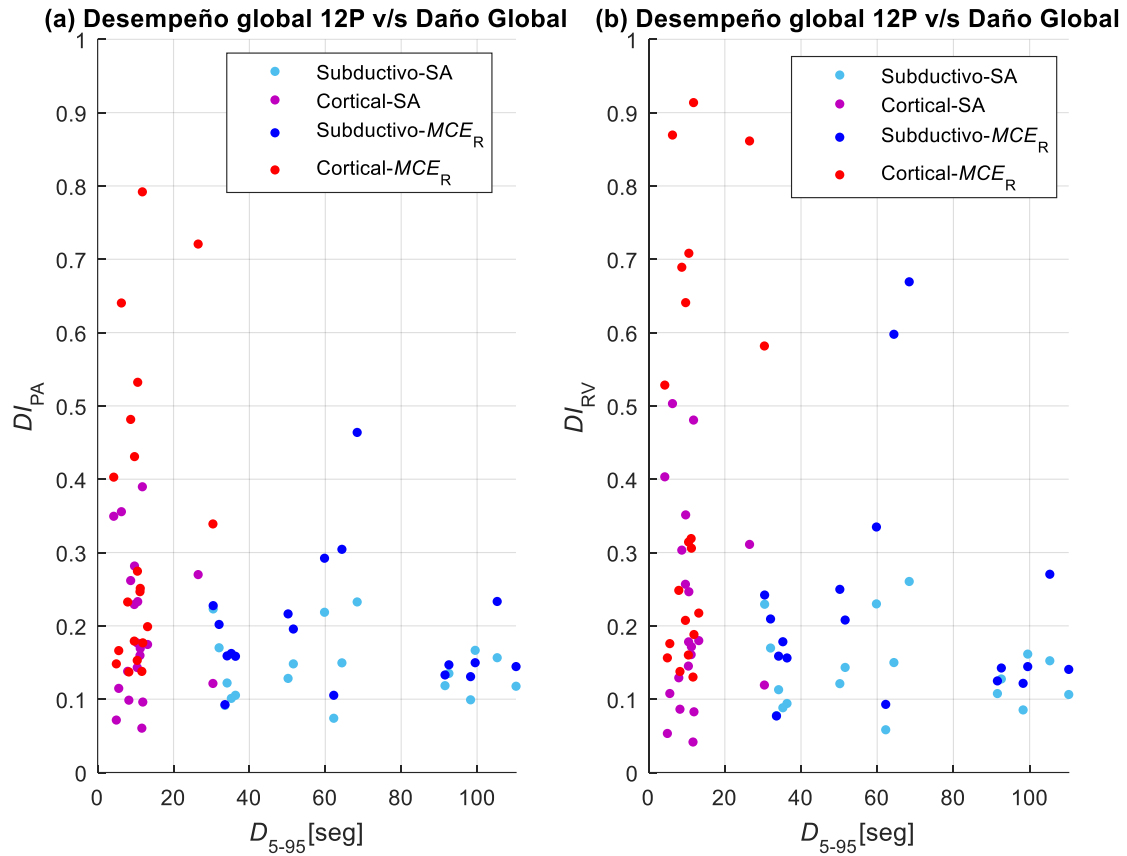


Figura 7.30 Índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles de 12P en función de la duración $D_{[5,95]}$ de registros escalados a un único nivel de intensidad(SA) y también a la máxima intensidad considerada(MCE_R).

7.4 Análisis de registros sísmicos escalados mediante equivalencia de espectros.

El daño resultante en 3P, 6P y 12P para los registros escalados a la intensidad $Spa^{Constitución-Y}$ a través del método “spectral matching” terminan en índices de daño cercanos al colapso, que sin embargo no muestran una influencia significativa de la duración de los registros (Ver Figura 7.31, Figura 7.32 y Figura 7.33). El comportamiento de las estructuras ante todos los registros tiene una dispersión que no permite observar adecuadamente el efecto de la duración de los registros, debido a que el método “spectral matching” sólo modifica los pulsos de carga importantes que generan la semejanza con el pseudo espectro objetivo, no modificando la energía total que reciben las estructuras, donde se concluye que si bien el método de escalado modifica los registros para lograr aproximar el espectro de aceleraciones *Constitución-Y* en el rango de períodos de interés, aún existen registros con ciertos niveles de intensidad de Arias que provocan índices de daño no comparables a los generados por el registro objetivo en el análisis de registros no escalados ($DI_{PA}^{global}(3P) = 0.82$) que se pueden consultar en la Figura 7.5, Figura 7.6 y Figura 7.7. Además, aún persiste la dependencia del desempeño respecto a la aceleración espectral (Spa) como se observa en la Figura 7.34, Figura 7.35 y Figura 7.36.

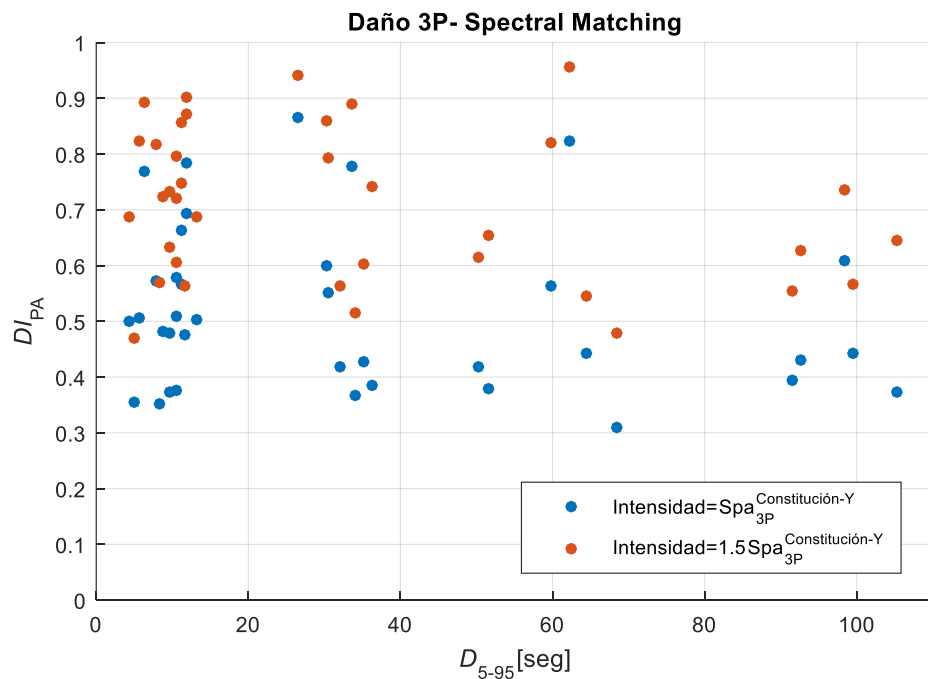


Figura 7.31 Índice de daño global de Park & Ang para 3P en función de la duración. Análisis de registros escalados con el método Spectral Matching.

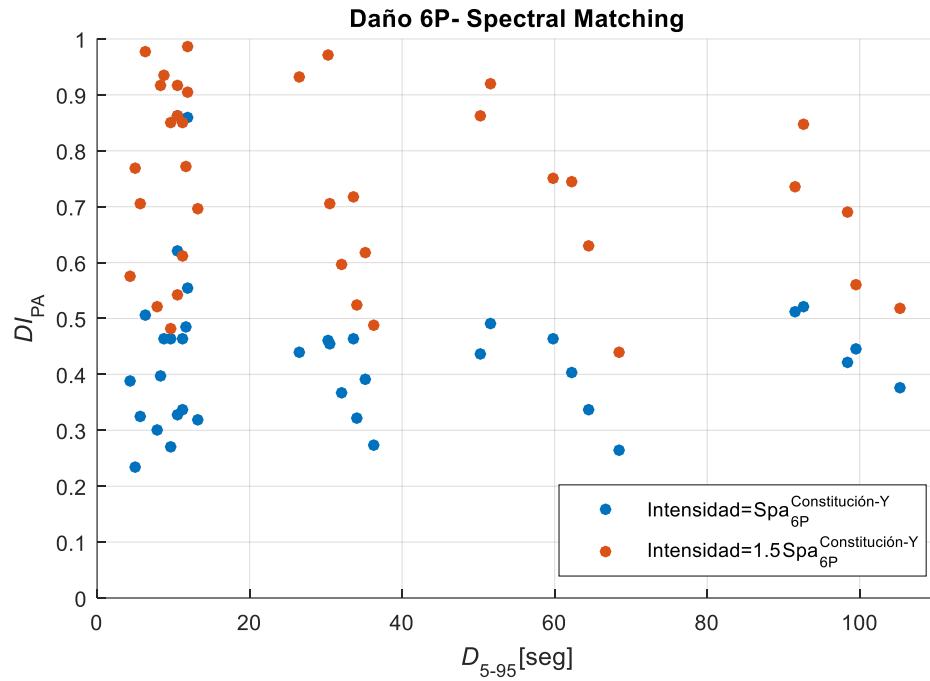


Figura 7.32 Índice de daño global de Park & Ang para 6P en función de la duración. Análisis de registros escalados con el método Spectral Matching.

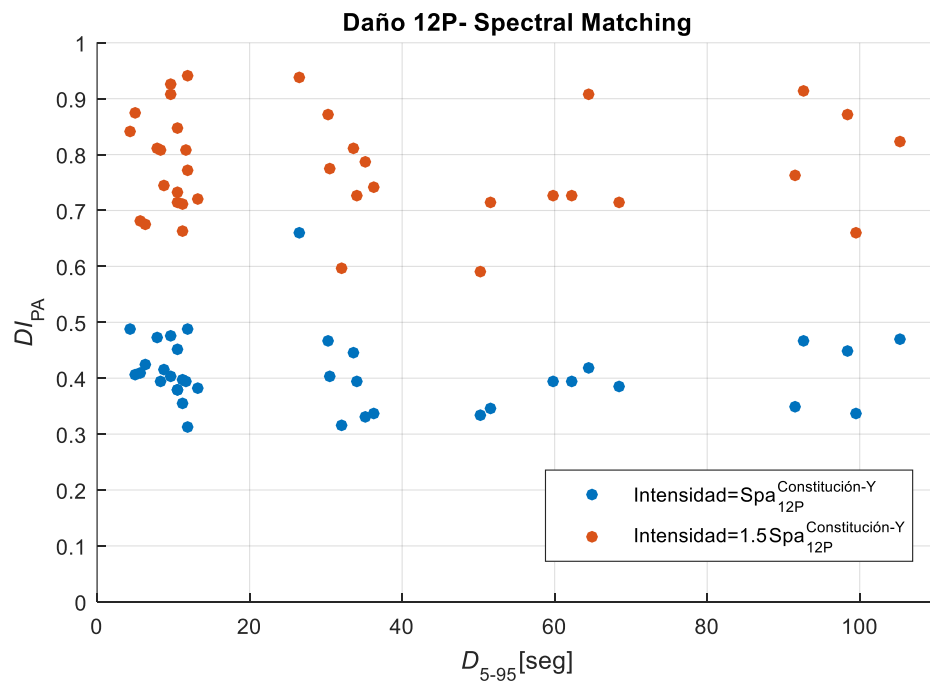


Figura 7.33 Índice de daño global de Park & Ang para 12P en función de la duración. Análisis de registros escalados con el método Spectral Matching.

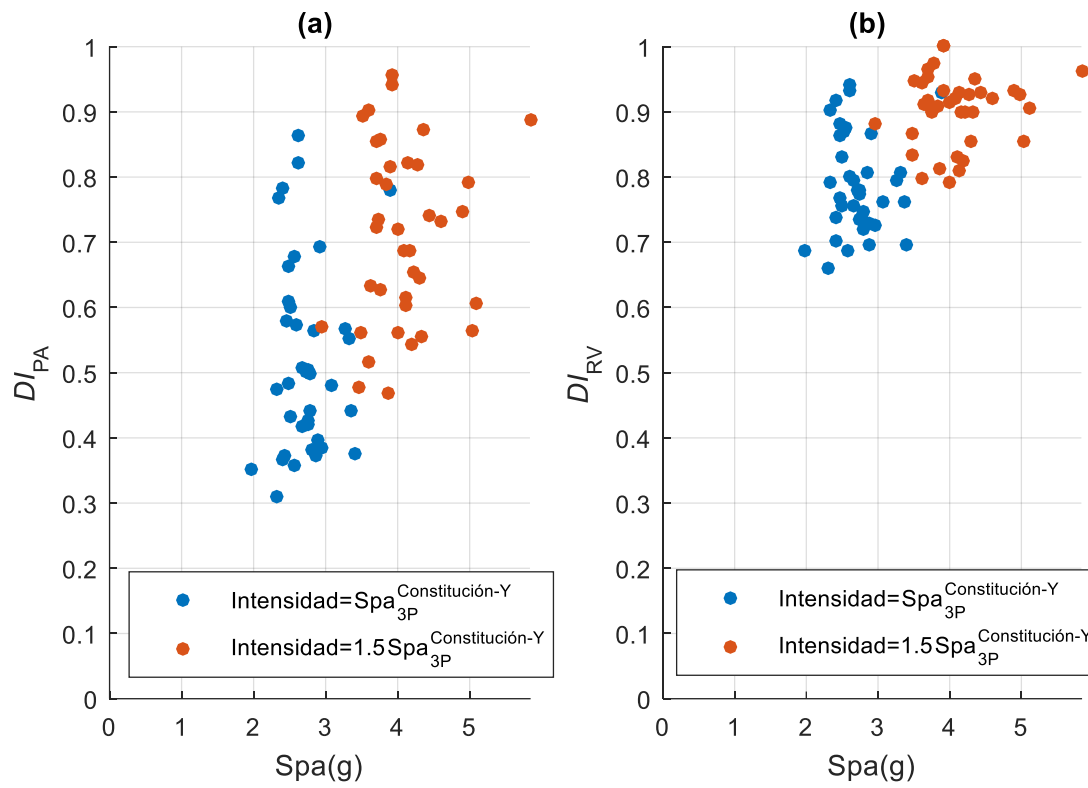


Figura 7.34 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 3P en función del pseudo espectro de aceleración(Spa) de cada registro escalado con el método Spectral Matching.

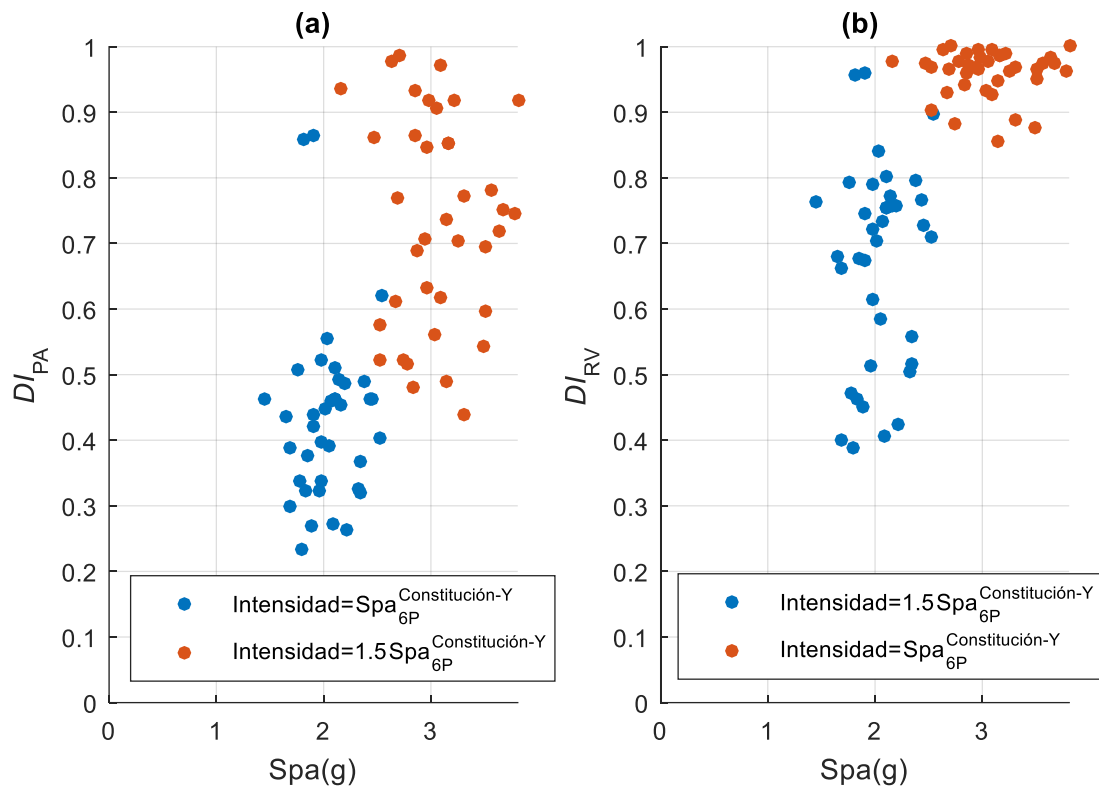


Figura 7.35 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 6P en función del pseudo espectro de aceleración(Spa) de cada registro escalado con el método Spectral Matching.

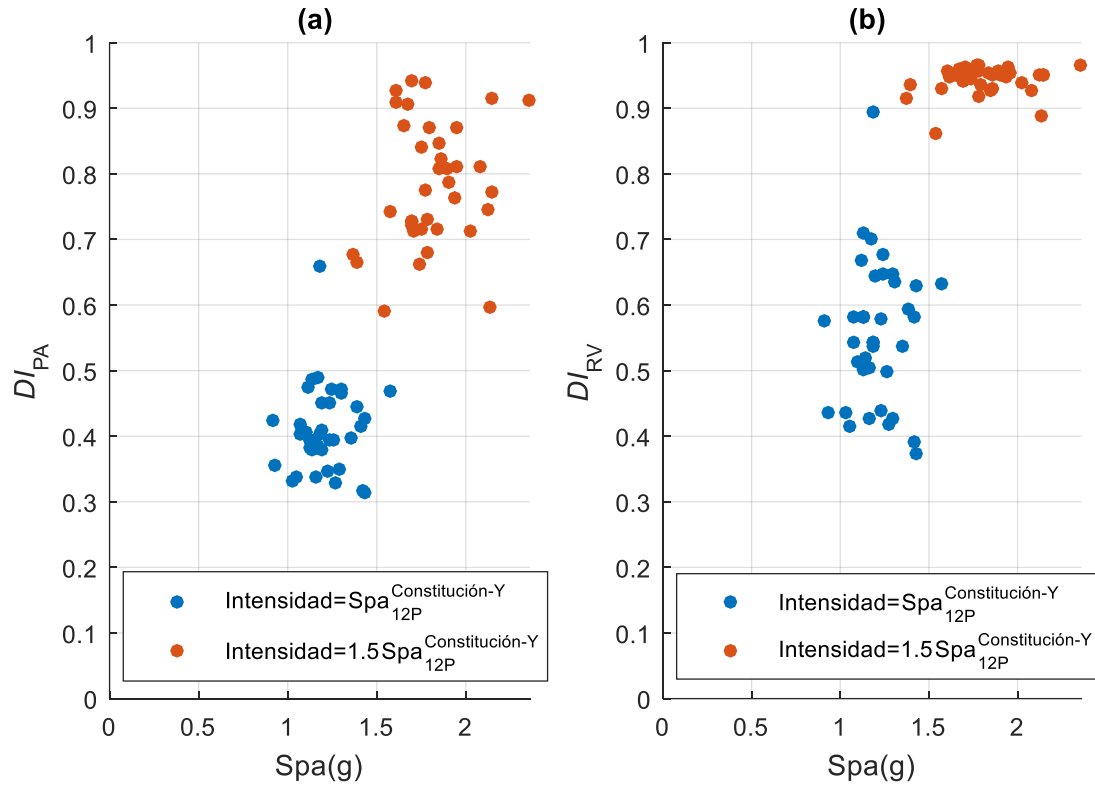


Figura 7.36 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 12P en función del pseudo espectro de aceleración(Spa) de cada registro escalado con el método Spectral Matching.

CONCLUSIONES

Este trabajo investigativo comienza con un análisis del estado del arte sobre EBF, incluyendo las conclusiones más importantes de las investigaciones de la década del 80, que es la base teórica de este marco estructural y que permitió elaborar una guía de diseño. En el estado del arte se analizaron tópicos como: el desempeño sísmico, el efecto de la losa de hormigón, el efecto del protocolo de carga, los links reemplazables, resultados sobre detallamiento y los principales modelos numéricos de links utilizados. En el capítulo siguiente se detalló la modelación y calibración del modelo numérico del link, en base a los resultados experimentales de Volynkin y a través del uso de la herramienta OpenSees. Después se definieron los índices de daño de Park & Ang y también de Reinhorn & Valles, como las funciones que caracterizaron el desempeño de los EBF estudiados, además se presenta la forma de abordar el cálculo del índice de daño de este trabajo. En el capítulo siguiente se mostraron las estructuras objeto de análisis, denominadas 3P, 6P y 12P, junto a su planta característica, las secciones de sus elementos, la capacidad estructural de cada marco y un breve análisis del modelo numérico utilizado. Luego, en el capítulo 6 se definió la demanda sísmica, especificando cada registro sísmico a utilizar en los análisis tiempo-historia. Se tomaron registros sísmicos de origen cortical de corta duración y registros subductivos de larga duración. El parámetro que caracterizó la duración de los registros es la duración significativa, además se detallaron los parámetros relevantes de cada registro y su distribución respecto a la duración. Finalmente, en el capítulo 7 se exponen los resultados de los análisis tiempo-historia. Primero fueron expuestos los resultados para los análisis de registros sin escalar y después se mostraron y analizaron los resultados de los análisis tiempo-historia para registros escalados a un solo nivel de pseudo aceleración de diseño o escalamiento por amplitud considerando además la máxima pseudo aceleración considerada, para terminar, exponiendo y analizando los resultados sobre registros escalados mediante el método “Spectral Matching” o equivalencia de espectros. Las conclusiones respecto a este trabajo son las siguientes:

Respecto al modelo numérico de respuesta al corte del link se concluye que no es correcto extrapolar los resultados de una calibración para otros tipos de secciones, longitudes y condiciones de borde, debido a que la respuesta del link observada en los resultados empíricos es dependiente de un gran número de variables como la sección del link, el espaciamiento de los atiesadores, el protocolo de carga, entre otros. Es entonces necesario proveer al modelo numérico de EBF características más generales y en concordancia con el comportamiento observado en ensayos. Para trabajos de investigación futuros se recomienda centrar los esfuerzos en un proceso de calibración que permita incluir los defectos propios que tiene el comportamiento de los links y que permita caracterizar adecuadamente la degradación de rigidez y resistencia. Considerando además las dificultades que esto pueda añadir al aumentar la duración de los análisis con el objetivo de poder analizar estructuras tridimensionales.

En este trabajo no se ha considerado si otros miembros del sistema EBF tienen una participación más activa en la disipación de energía sísmica, ya que el daño solo es calculado para los links a través de su respuesta. Sin embargo, caracterizar el daño en un EBF mediante otros miembros estructurales que no sean los links no forma parte de las hipótesis de este trabajo investigativo.

Si se espera observar la influencia de la duración de los registros en el desempeño a altos niveles de intensidad, es posible que, en aquellas condiciones de demanda, otros elementos además de los links presenten acumulación considerable de daño. Una forma de advertir lo señalado anteriormente es analizar la distribución de rótulas plásticas de flexión y corte en el análisis Pushover de cada estructura en estudio.

En este trabajo investigativo no se incluyó adecuadamente el efecto $P-\Delta$, y tampoco se incorporó al modelo numérico el efecto de la degradación de la resistencia en los links y demás elementos, no se consideró la flexibilidad de las conexiones, ni un límite asintótico para el endurecimiento. Por lo cual los links no tienen limitada su capacidad de resistencia y deformación, provocando que las curvas de histéresis del link se incrementen fuera de lo esperado de su propia capacidad resistente. No se ha considerado la importancia del efecto de la carga axial en la deformación por corte, y si este efecto tiene relación con el desempeño y la duración. La incorporación de estos supuestos es relevante y se debe estudiar su posible implementación, sin embargo, tienen un costo computacional importante.

De los resultados de los análisis no lineales tiempo-historia de registros sísmicos sin escalar se concluye que los registros de larga duración provocaron sobre los EBF en general un mayor daño global en comparación al daño causado por los registros de corta duración en las estructuras de bajo período como lo fue el caso 3P, pero los EBF con un período fundamental mayor a 3P (6P y 12P) desarrollan un daño considerable al ser solicitadas por ciertos registros de corta duración. Este efecto también fue observado en la deriva máxima de piso, al resultar derivas de piso consistentes con índices de daño superiores en magnitud a los obtenidos de registros de corta duración. Pero se debe tener en cuenta que es necesario obtener más resultados de análisis de registros corticales que logren provocar índices de daño estructuralmente perjudiciales para realizar una mejor comparación con los resultados de registros de larga duración.

Se concluye que la intensidad de Arias y el potencial destructivo de Araya y Saragoni también son parámetros relevantes a considerar en el análisis tiempo historia de registros sísmicos escalados sobre EBF, ya que por ejemplo; los resultados muestran que independiente de la duración y a ciertas intensidades de Arias, no se observa daño estructural comprometedor. Pero a ciertos niveles de intensidades de Arias como el que caracteriza el registro *Constitución-Y*, los registros provocan índices de daño cercano al colapso en EBF de bajo período fundamental. Si los futuros trabajos investigativos se centran en obtener resultados de análisis de registros escalados a pseudo aceleraciones semejantes al registro mencionado, se debe tener un adecuado control del incremento

de la intensidad de Arias. Una falta de atención sobre este efecto puede dificultar la aislación del efecto de la duración en algunos registros.

Se observa también que a bajas intensidades de Arias los índices de daño resultantes de registros de corta y larga duración tienen un comportamiento similar, explicado por el bajo nivel de ductilidad y disipación de energía como respuesta de las estructuras, este efecto también se observa en los resultados sobre la deriva máxima de piso.

Se concluye que los links en los EBF muestran una concentración importante de la actividad inelástica en el primer piso. Además la distribución de la disipación de energía sísmica en la altura depende directamente de las hipótesis de diseño, manifestada en los resultados como una variación gradual en función de los cambios de las propiedades resistentes de los links.

Se concluye que al aumentar la altura total de los edificios se incrementa la participación en la disipación de energía sísmica de los links que no son necesariamente del primer piso, aunque estos a altas intensidades no logren llegar al colapso o su participación sea menor en comparación a los primeros dos pisos. Lo mencionado anteriormente es a consecuencia del análisis de resultados de este trabajo y como consecuencia de utilizar el mismo link cada tres pisos. Se recomienda entonces diseñar EBF con métodos de optimización y que éstos métodos encuentren la ubicación más razonable del link con el fin de aprovechar toda su capacidad resistente, se puede complementar estos análisis implementando los nuevos métodos de diseño energéticos basados en fuerzas y de desplazamientos que fueron mencionados en el estado del arte.

Respecto al análisis no lineal tiempo-historia de registros sísmicos escalados a un solo nivel de pseudo aceleración espectral, se concluye que esta metodología de escalamiento resulta ser inadecuada para aislar el efecto de la duración, ya que no tiene un correcto control sobre la demanda en términos de pseudo aceleración espectral una vez la estructura comienza a presentar daño, fenómeno que termina por aumentar el efecto de la intensidad en los registros de corta duración. Esto también se puede notar al observar la distribución de los factores de escalamiento calculados para los registros de corta duración y que son en general mayores a los calculados para registros de larga duración. Por lo tanto, los registros corticales incrementaron su energía sísmica mientras que los subductivos fueron disminuidos en intensidad para los periodos altos. Lo anteriormente mencionado se debe también a que los pseudo espectros de aceleración de algunos registros de corta duración aumentan su amplitud en las cercanías de ciertos periodos fundamentales como, por ejemplo: 6P y 12P.

Respecto a los análisis no lineales tiempo-historia de registros sísmicos escalados mediante el método "spectral matching", se concluye que los índices de daño resultantes no muestran una tendencia que permita observar una influencia real de la duración de los registros en el desempeño. Más bien se observa una tendencia respecto a la pseudo aceleración y también a la intensidad de Arias. Los resultados muestran índices de daño cercanos al colapso que son similares en los registros de larga y corta duración, esto se prevé sea a causa de que estas nuevas condiciones de demanda

sísmica resalten las deficiencias en los modelos, deficiencias como el no haber considerado un modelo de deterioro estructural y/o la incompleta incorporación del efecto P- Δ .

Por lo tanto, si se quiere analizar la duración a altas intensidades se sugiere implementar otras metodologías de escalamiento de registros y que considere los supuestos que bajo sospecha hicieron falta en los modelos para lograr los objetivos de este trabajo

Para un futuro trabajo que complemente y termine este análisis del efecto de la duración de los registros en el desempeño de los EBF se sugiere:

- Agregar al modelo del sistema EBF la degradación de la rigidez y resistencia de los elementos, como también mejorar la incorporación del efecto P-delta. Verificar si la falta en el modelo de estas consideraciones perjudicó los resultados de este trabajo de investigación.
- Realizar un análisis dinámico incremental (IDA) que permita evaluar la probabilidad de colapso debido a registros de corta y larga duración, escalando pares de registros sísmicos en intervalos de periodos de interés. Además, se deben escalar los registros a altas intensidades donde exista riesgo de colapso o daño comprometedor a nivel global o estructural.

REFERENCIAS

- ANSI A. (2016). *Seismic provisions for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction Inc. American Institute of Steel Construction Inc.
- ANSI, B. (2005). *AISC 360-05-specification for structural steel buildings*. Chicago! AISC.
- ASCE. (1990). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-88*, American Society of Civil Engineers, New York, New York, 94 pp.
- ASCE. (1993). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-93*, American Society of Civil Engineers, New York, New York, 134pp.
- ASCE. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,—SEI/ASCE Standar No. 7-10*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ATC. (1978). *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC 3-06*, Applied Technology Council, National Bureau of Standards Publication 510. Washington, D. C., 505 pp.
- Azad, S. K., & Topkata, C. (2017). A review of research on steel eccentrically braced frames. *Journal of constructional steel research*, 128, 53-73.
- Barbosa, A. R., Ribeiro, F. L., & Neves, L. A. (2017). Influence of earthquake ground-motion duration on damage: application to steel moment resisting frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(1), 27-49.
- Bosco, M., & Rossi, P. P. (2009). Seismic behaviour of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 31(3), 664-674.
- Bruneau, M., Uang, C. M., & Sabelli, S. R. (2011). *Ductile design of steel structures*. McGraw Hill Professional.
- BSSC. (1988). *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings, Part 1: Provisions, and Part2: Commentary*, Federal Emergency Management Agency, Buildings Seismic Safety Council. Washington, D. C., Part I: 158 pp., Part II:282 pp.

- Chandramohan, R., Baker, J. W., & Deierlein, G. G. (2016). Quantifying the influence of ground motion duration on structural collapse capacity using spectrally equivalent records. *32(2)*, 927-950.
- Chao, S. H., & Goel, S. C. (2006). Performance-based seismic design of eccentrically braced frames using target drift and yield mechanism as performance criteria. *ENGINEERING JOURNAL-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION INC*, *43(3)*, 173-200.
- Cornejo, A. (2003). "Modelación de Fusibles en Edificios de Marcos de Acero Arriostrados Concéntricamente". Memoria Para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad Técnica Federico Santa María, Chile.
- Council, B S.S. (2012). *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples: FEMA P-751*.
- CSI. (2009). Computers and Structures, Inc. SAP2000. EE.UU.
- CSN. (2017). Centro Sismológico Nacional, Universidad de Chile. Obtenido de <http://www.sismologia.cl/>
- Dastmalchi, S. (2014). *Numerical study of axial load effect on the seismic behavior of shear links in eccentrically braced frames*. Doctoral dissertation, University of Maryland, College Park.
- Delgadillo, R. (2001). "Recomendaciones para el Diseño Sismorresistente de Estructuras de Acero en Chile". Universidad Técnica Federico Santa María, Chile.
- Dubina, D., Stratan, A., & Dinu, F. (2008). Dual high-strength steel eccentrically braced frames with removable links. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *37(15)*, 1703-1720.
- Engelhardt, M. D., & Popov, E. P. (1989). On design of eccentrically braced frames. *Earthquake spectra*, *5(3)*, 495-511.
- FEMA 350. (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings" FEMA Publication No. 350, Management Association Federal Emergency. Washington(DC).
- FEMA P695. (2009). *Quantification of building seismic performance factors," Rep. FEMA P695, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*

- Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints". Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Fuentes Cortés, J. P. (2005). *Evaluación del desempeño sísmico de marcos de acero mediante métodos simplificados*. Valparaíso: UTFSM.
- Ghobarah, A., & Ramadan, T. (1990). Effect of axial forces on the performance of links in eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 12(2), 106-113.
- Hidalgo, O. P. (2010). *Norma Chilena Oficial NCh3171. Of2010. Diseño estructural- Disposiciones generales y combinaciones de cargas*. Santiago, Chile: Instituto Nacional de Normalización.
- Hines, E. M., & Jacob, C. C. (2010). Eccentric braced frame system performance. *In Structures Congress 2010*, (págs. 1332-1341).
- Hjelmstad, K. D., & Popov, E. P. (1983). Cyclic behavior and design of link beams. *Journal of Structural Engineering*, 109(10), 2387-2403.
- ICHA. (2000). Tablas de propiedades de perfiles. En I. C. Acero, *Manual de Diseño para Estructuras de Acero*. Santiago, Chile: Instituto Chileno del Acero S.A.
- Imani, R., & Bruneau, M. (2015). Effect of link-beam stiffener and brace flange alignment on inelastic cyclic behavior of eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 52(2), 109-124.
- Kasai, K., & Popov, E. P. (1986). General behavior of WF steel shear link beams. *Journal of Structural Engineering*, 112(2), 362-382.
- K-NET. (2017). *Strong-motion seismograph networks(K-NET,KiK-net)*. Obtenido de http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/quake/index_en.html
- Kuşylmaz, A., & Topkaya, C.. (2015). Displacement amplification factors for steel eccentrically braced frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(2), 167-184.
- Manegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of analysis of cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under normal force and bending. Preliminary Report IABSE. vol 13.
- Manheim, D. N. (1982). *On the design of eccentrically braced frames*. DEng thesis, University of California, Department of Civil Engineering, Berkeley, USA, February 1982.

- Mansour, N. (2010). *Eccentrically Braced Frames with Replaceable Shear Links*. (Doctoral dissertation, University of Toronto).
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). The open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) user command-language manual.
- McDaniel, C. C., Uang, C. M., & Seible, F. (2003). "Cyclic testing of built-up steel shear links for the new bay bridge,". *J. Struct. Eng. ASCE*, 129, No. 6, 810-809, 2003.
- Nch433. (2012). *Of2012 Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional de Normalización(INN), Chile.
- NIST, G. (2011). *GCR 11-917-15. Selecting and scaling earthquake ground motions for performing response history analyses*. National Institutes of Standards and Technology & NEHRP.
- Okazaki, T., Arce, G., Ryu, H. C., & Engelhardt, M. D. (2005). Experimental study of local buckling, overstrength, and fracture of links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 131(10), 1526-1535.
- Oyarzún, J. (2012). *Evaluación de los parámetros de diseño para marco excéntrico en Chile*.
- Park Y, Ang A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering* 1985, 111(4):722-739.
- Richards, P. W., & Uang, C. M. (2006). Testing protocol for short links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 132(8), 1183-1191.
- Ricles, J. M., & Popov, E. P. (1989). Composite action in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 115(8), 2046-2066.
- Roeder, C. W., & Popov, E. P. (1978). Eccentrically braced steel frames for earthquakes. *Journal of Structural Division*, 104(3), 391-412.
- SAC. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA-350, Federal Emergency Management Agency*. Washington, D.C.
- Saritas, A., & Filippou, F. C. (2009). "Frame element for metallic shear-yielding members under cyclic loading,". *J. Struct. Eng. ASCE*, 135, No. 9, 1115-1123, 2009.
- SEAOC. (1990). *Structural Engineers Association of California. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (Blue Book)*, 1990. Sacramento, CA, 1990.

Seismosoft. (2013). Seismomatch v2. 1—A computer program for spectrum matching of earthquake records.

Shellenberg, A., & Yang, T. (2005). OpenSees Navigator.

Sullivan, T. J. (2013). Direct displacement-based seismic design of steel eccentrically braced frame structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2197-2231.

Tirca, L., & Gioncu, V. (1999). "Ductility demands for MRFs and LL-EBFs for different earthquake types,". *Proceedings of the Stability And Ductility of Steel Structures (SDSS'99)*, (págs. 429-438).

UCB. (1979). *Recommendations for a U.S.-Japan Cooperative Research Program Utilizing Large Scale Facilities, by the U.S.-Japan Planning Group, UCB/EERC-79/26*. University of California, Berkeley, California.

Valles RE, Reinhorn AM, Kunnath SK, Li C, & Madan A. (1996). *IDARC 2D Version 4.0: a program for the inelastic damage analysis of buildings*. National Center for Earthquake Engineering Research –State University of New York at Buffalo. 1996.

Volynkin , D. (2016). *Development and validation of Shear Links for LCF and EBF Seismic Systems via Testing and Numerical Modelling*. (Doctoral dissertation, ResearchSpace@Auckland).

Young, K., & Adeli, H. (2014). Fundamental period of irregular concentrically braced steel frame structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 23(16), 1211-1224.

ANEXO A

A.1 Análisis registros sísmicos sin escalara

A.1 Resumen de resultados de los análisis de registros no escalados y aceleraciones espectrales Spa.

	D _[5,95] (s)	D _{I_{PA}}			D _{I_{RV}}			Spa(g)		
		3P	6P	12P	3P	6P	12P	3P	6P	12P
Registros Subductivos	51.6	0.21	0.21	0.10	0.24	0.25	0.09	1.67	0.74	0.45
	50.2	0.15	0.20	0.10	0.16	0.22	0.09	1.29	0.50	0.59
	59.8	0.49	0.32	0.11	0.77	0.47	0.09	3.37	1.17	0.58
	65.2	0.82	0.40	0.12	0.93	0.71	0.11	2.70	2.49	1.17
	35.2	0.15	0.09	0.13	0.14	0.08	0.13	0.75	0.45	0.33
	34.1	0.18	0.09	0.16	0.19	0.08	0.16	1.44	0.49	0.47
	33.6	0.23	0.32	0.16	0.28	0.47	0.16	1.51	1.27	0.69
	30.5	0.34	0.31	0.17	0.52	0.39	0.17	1.97	1.94	0.51
	36.3	0.30	0.18	0.18	0.37	0.19	0.18	1.34	0.80	0.33
	32.0	0.23	0.18	0.18	0.28	0.19	0.18	1.65	1.24	0.43
	105.3	0.27	0.41	0.21	0.34	0.60	0.23	1.18	1.09	0.77
	110.3	0.23	0.42	0.23	0.27	0.66	0.25	0.95	1.11	1.41
	99.5	0.11	0.20	0.24	0.11	0.22	0.29	0.77	0.69	0.41
	98.3	0.11	0.17	0.26	0.10	0.18	0.28	0.79	0.63	0.43
	64.4	0.16	0.17	0.28	0.16	0.18	0.37	0.64	0.54	0.38
	68.4	0.20	0.17	0.30	0.22	0.17	0.48	0.91	0.50	0.35
	92.6	0.22	0.09	0.31	0.24	0.07	0.36	0.89	0.57	0.77
91.5	0.19	0.29	0.39	0.20	0.36	0.58	1.12	0.61	0.82	
Registros Corticales	11.9	0.36	0.32	0.10	0.51	0.47	0.08	2.07	0.70	0.96
	13.2	0.41	0.13	0.10	0.56	0.12	0.08	1.44	0.88	0.33
	4.2	0.12	0.13	0.10	0.11	0.12	0.09	0.79	0.43	0.20
	4.9	0.27	0.14	0.11	0.33	0.13	0.10	1.03	0.52	0.21
	8.7	0.15	0.15	0.13	0.15	0.15	0.13	0.97	0.36	0.34
	7.9	0.19	0.22	0.14	0.21	0.24	0.14	0.85	0.30	0.39
	30.4	0.11	0.15	0.29	0.10	0.16	0.35	0.66	1.02	0.41
	26.5	0.46	0.63	0.59	0.65	0.88	0.83	0.82	1.34	0.51
	11.7	0.11	0.23	0.13	0.10	0.25	0.13	0.38	0.43	0.54
	9.7	0.24	0.37	0.18	0.27	0.52	0.22	1.14	0.38	0.62
	9.7	0.32	0.19	0.23	0.44	0.20	0.25	3.01	0.67	0.27
	11.2	0.37	0.21	0.13	0.52	0.22	0.13	2.02	0.51	0.29
	11.8	0.25	0.29	0.18	0.27	0.33	0.18	1.21	0.60	0.28
	10.6	0.35	0.58	0.00	0.50	0.82	0.00	1.19	0.65	0.76
	10.4	0.16	0.12	0.08	0.17	0.11	0.07	1.08	0.70	0.18
	8.2	0.54	0.31	0.14	0.79	0.36	0.14	1.14	0.58	0.56
	6.3	0.43	0.34	0.20	0.64	0.40	0.22	1.13	0.48	0.28
5.6	0.40	0.27	0.11	0.54	0.32	0.11	1.63	0.55	0.37	
10.5	0.10	0.12	0.19	0.09	0.11	0.20	0.53	0.51	0.40	
11.2	0.09	0.08	0.05	0.08	0.06	0.03	0.49	0.17	0.12	

A.1.1 Resultados 3P.

A.2 Resultados: Índices de daño 3P. Análisis de registros sísmicos sin escalar.

	Nombre Registro	D ₅₋₉₅ (s)	DI _{PA} ^{GLOBAL}	DI _{RV} ^{GLOBAL}	DI _{PA} ^{MAX-ENCALCES}	DI _{RV} ^{MAX-ENCALCES}
SUBDUCCIÓN	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	0.11	0.10	0.12	0.11
	Tohoku-Fukushima-X	99.5	0.11	0.11	0.13	0.12
	Maule -StgoCentro-X	35.2	0.15	0.14	0.15	0.15
	Maule -Curico-Y	50.2	0.15	0.16	0.19	0.21
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	0.16	0.16	0.18	0.19
	Maule -StgoCentro-Y	34.1	0.18	0.19	0.21	0.23
	Tohoku-Aisari-Y	91.6	0.19	0.20	0.23	0.24
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	0.20	0.22	0.23	0.26
	Maule -Curico-X	51.6	0.21	0.24	0.25	0.29
	Tohoku-Aisari-X	92.6	0.22	0.24	0.26	0.29
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	0.23	0.27	0.26	0.31
	Maule -ViñaSalto-X	33.6	0.23	0.28	0.27	0.34
	Maule -Llolleo-Y	32.0	0.23	0.28	0.27	0.34
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	0.27	0.34	0.31	0.40
	Maule -Llolleo-X	36.3	0.30	0.37	0.33	0.43
	Maule -ViñaSalto-Y	30.5	0.34	0.52	0.41	0.68
	Maule -Constitución-X	59.8	0.49	0.77	0.60	1.00
	Maule -Constitución-Y	62.2	0.82	0.93	1.00	1.00
CORTICAL	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	0.11	0.10	0.12	0.11
	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	0.12	0.11	0.14	0.14
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	0.15	0.15	0.17	0.17
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	0.19	0.21	0.24	0.26
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	0.27	0.33	0.30	0.38
	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	0.36	0.51	0.42	0.64
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	0.41	0.56	0.48	0.70
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	0.46	0.65	0.55	0.82

A.3 Resultados: Energías total de histéresis de 3P. Análisis de registros sísmicos sin escalas.

	Nombre Registro	D ₅₋₉₅ (s)	E _h Total[kJ]
SUBDUCCIÓN	Tohoku-Fukushima-X	99.5	44.6
	Maule -StgoCentro-X	35.2	70.2
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	73.6
	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	88.7
	Tohoku-Aisari-Y	91.6	95.2
	Tohoku-Aisari-X	92.6	106.6
	Maule -StgoCentro-Y	34.1	122.8
	Maule -Curico-Y	50.2	128.6
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	140.1
	Maule -Curico-X	51.6	144.3
	Maule -Llolleo-X	36.3	159.4
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	166.0
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	172.1
	Maule -Llolleo-Y	32.0	189.9
	Maule -ViñaSalto-X	33.6	193.8
	Maule -ViñaSalto-Y	30.5	309.3
	Maule -Constitución-X	59.8	411.5
	Maule -Constitución-Y	62.2	846.5
CORTICAL	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	54.1
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	61.5
	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	67.4
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	120.5
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	179.3
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	232.2
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	248.0
	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	266.2

**A.4 Resultados sobre la participación en la disipación de energía sísmica por histéresis en cada piso de 3P.
 Análisis de registros sísmicos sin escalas.**

	Nombre Registro	D ₅₋₉₅ (s)	E _h piso 1[%]	E _h piso 2[%]	E _h piso 3[%]
SUBBUCCIÓN	Maule -Curico-X	51.6	75.0	24.5	0.4
	Maule -Curico-Y	50.2	75.3	19.4	5.3
	Maule -Constitución-X	59.8	61.1	31.5	7.4
	Maule -Constitución-Y	62.2	55.3	31.5	13.2
	Maule -StgoCentro-X	35.2	92.4	7.6	0.0
	Maule -StgoCentro-Y	34.1	78.3	18.4	3.3
	Maule -ViñaSalto-X	33.6	72.2	26.9	0.9
	Maule -ViñaSalto-Y	30.5	66.8	31.2	2.0
	Maule -Llolleo-X	36.3	84.4	15.1	0.5
	Maule -Llolleo-Y	32.0	73.2	24.5	2.3
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	77.8	21.6	0.6
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	77.1	22.9	0.0
	Tohoku-Fukushima-X	99.5	82.8	16.8	0.5
	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	80.2	19.6	0.1
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	81.7	18.2	0.1
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	78.8	21.0	0.2
	Tohoku-Aisari-X	92.6	78.3	18.7	3.0
	Tohoku-Aisari-Y	91.6	74.2	25.3	0.5
CORTICAL	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	67.0	30.7	2.2
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	70.0	29.4	0.5
	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	78.0	21.9	0.1
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	76.7	23.2	0.1
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	83.2	16.7	0.1
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	73.9	26.0	0.1
	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	88.3	11.7	0.0
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	67.8	27.5	4.7

A.1.2 Resultados 6P.

A.5 Resultados índices de daño 6P. Análisis de registros sísmicos sin escalas.

	Nombre Registro	$D_{5-95}(S)$	DI_{PA}^{GLOBAL}	DI_{RV}^{GLOBAL}	$DI_{PA}^{MAX-ENCALCES}$	$DI_{RV}^{MAX-ENCALCES}$
SUBDUCCIÓN	Tohoku-Aisari-X	92.6	0.09	0.07	0.13	0.12
	Maule -StgoCentro-X	35.2	0.09	0.08	0.14	0.13
	Maule -StgoCentro-Y	34.1	0.09	0.08	0.13	0.12
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	0.17	0.17	0.24	0.28
	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	0.17	0.18	0.24	0.28
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	0.17	0.18	0.25	0.32
	Maule -Llolleo-X	36.3	0.18	0.19	0.26	0.30
	Maule -Llolleo-Y	32.0	0.18	0.19	0.25	0.30
	Maule -Curico-Y	50.2	0.20	0.22	0.29	0.38
	Tohoku-Fukushima-X	99.5	0.20	0.22	0.29	0.37
	Maule -Curico-X	51.6	0.21	0.25	0.30	0.45
	Tohoku-Aisari-Y	91.6	0.29	0.36	0.39	0.63
	Maule -ViñaSalto-Y	30.5	0.31	0.39	0.43	0.70
	Maule -ViñaSalto-X	33.6	0.32	0.47	0.45	1.00
	Maule -Constitución-X	59.8	0.32	0.47	0.46	0.98
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	0.41	0.60	0.54	1.00
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	0.42	0.66	0.59	1.00
	Maule -Constitución-Y	62.2	0.40	0.71	0.57	1.00
CORTICAL	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	0.32	0.47	0.44	0.99
	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	0.13	0.12	0.20	0.21
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	0.13	0.12	0.18	0.18
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	0.14	0.13	0.19	0.20
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	0.15	0.15	0.22	0.24
	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	0.15	0.16	0.23	0.28
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	0.22	0.24	0.31	0.37
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	0.63	0.88	0.91	1.00

A.6 Resultados Energías total de histéresis de 6P. Análisis de registros sísmicos sin escalas.

	Nombre Registro	D ₅₋₉₅ (s)	E _n ^{Total} [KJ]
SUBDUCCIÓN	Maule -StgoCentro-Y	34.1	87.9
	Maule -StgoCentro-X	35.2	100.3
	Maule -Llolleo-X	36.3	141.8
	Tohoku-Aisari-X	92.6	149.6
	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	170.0
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	183.7
	Maule -Llolleo-Y	32.0	208.5
	Tohoku-Fukushima-X	99.5	212.1
	Maule -Curico-Y	50.2	216.4
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	232.0
	Maule -Curico-X	51.6	302.8
	Tohoku-Aisari-Y	91.6	330.7
	Maule -ViñaSalto-Y	30.5	331.3
	Maule -Constitución-X	59.8	434.0
	Maule -ViñaSalto-X	33.6	463.8
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	481.9
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	592.1
	Maule -Constitución-Y	62.2	692.3
CORTICAL	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	93.1
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	134.6
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	141.5
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	154.9
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	157.2
	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	202.3
	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	423.0
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	721.6

**A.7 Resultados sobre la participación en la disipación de energía sísmica por histéresis en cada piso de 6P.
 Análisis de registros sísmicos sin escalas.**

		E _n [%]						
Nombre Registro		D ₅₋₉₅ (s)	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	Piso 6
SUBDUCCIÓN	Maule -Curico-X	51.6	21.0	19.4	10.2	24.2	13.5	11.7
	Maule -Curico-Y	50.2	21.4	19.0	9.1	25.8	13.1	11.6
	Maule -Constitución-X	59.8	20.1	19.4	11.4	23.0	13.9	12.2
	Maule -Constitución-Y	62.2	20.6	18.7	11.3	22.7	13.6	13.0
	Maule -StgoCentro-X	35.2	22.7	16.4	7.6	27.6	16.8	9.0
	Maule -StgoCentro-Y	34.1	24.4	14.4	7.2	27.0	18.6	8.4
	Maule -ViñaSalto-X	33.6	20.2	18.2	11.6	22.6	14.5	12.8
	Maule -ViñaSalto-Y	30.5	20.2	19.0	10.5	23.8	15.0	11.5
	Maule -Llolleo-X	36.3	22.2	17.8	8.2	27.1	14.1	10.6
	Maule -Llolleo-Y	32.0	22.2	17.0	9.5	23.8	16.6	11.0
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	19.9	18.5	11.7	22.7	14.4	12.8
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	20.6	18.1	11.5	22.2	14.8	12.8
	Tohoku-Fukushima-X	99.5	22.0	18.6	9.0	24.9	14.6	10.9
	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	21.7	18.8	8.7	26.3	14.0	10.4
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	21.6	19.2	9.2	25.2	13.9	10.9
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	21.8	18.7	9.1	25.6	14.1	10.7
	Tohoku-Aisari-X	92.6	22.4	17.0	9.4	25.4	15.4	10.5
	Tohoku-Aisari-Y	91.6	20.9	18.9	10.5	23.7	14.2	11.8
CORTICAL	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	21.0	18.6	10.9	23.3	13.6	12.6
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	21.8	17.2	9.0	25.6	16.6	9.9
	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	25.5	16.2	7.2	26.8	14.2	10.2
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	19.7	17.3	9.6	24.1	20.5	8.8
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	24.2	15.2	8.5	25.7	15.9	10.5
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	23.2	16.4	8.6	26.4	15.3	10.2
	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	22.8	19.2	8.6	25.5	12.6	11.3
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	20.4	20.0	10.9	23.3	12.5	12.9

A.1.3 Resultados 12P.

A.8 Resultados índices de daño 12P. Análisis de registros sísmicos sin escalas.

	Nombre Registro	$D_{5-95}(s)$	DI_{PA}^{GLOBAL}	DI_{RV}^{GLOBAL}	$DI_{PA}^{MAX-ENCALCES}$	$DI_{RV}^{MAX-ENCALCES}$
SUBDUCCIÓN	Maule -Llolleo-X	36.3	0.10	0.09	0.15	0.14
	Maule -ViñaSalto-X	33.6	0.10	0.09	0.15	0.14
	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	0.11	0.09	0.14	0.12
	Maule -StgoCentro-X	35.2	0.12	0.11	0.17	0.16
	Maule -StgoCentro-Y	34.1	0.13	0.13	0.19	0.19
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	0.16	0.16	0.22	0.24
	Maule -Curico-X	51.6	0.16	0.16	0.24	0.26
	Maule -Llolleo-Y	32.0	0.17	0.17	0.26	0.29
	Tohoku-Aisari-X	92.6	0.18	0.18	0.26	0.30
	Tohoku-Fukushima-X	99.5	0.18	0.18	0.21	0.22
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	0.21	0.23	0.28	0.33
	Tohoku-Aisari-Y	91.6	0.23	0.25	0.27	0.31
	Maule -Curico-Y	50.2	0.24	0.29	0.37	0.50
	Maule -ViñaSalto-Y	30.5	0.26	0.28	0.36	0.41
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	0.28	0.37	0.33	0.55
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	0.30	0.48	0.42	0.78
	Maule -Constitución-X	59.8	0.31	0.36	0.40	0.54
Maule -Constitución-Y	62.2	0.39	0.58	0.54	1.00	
CORTICAL	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	0.10	0.08	0.12	0.11
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	0.10	0.08	0.12	0.11
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	0.10	0.09	0.13	0.12
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	0.11	0.10	0.17	0.18
	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	0.13	0.13	0.21	0.24
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	0.14	0.14	0.20	0.19
	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	0.29	0.35	0.39	0.54
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	0.59	0.83	0.77	1.00

A.9 Energías totales de histéresis disipadas por 12P. Análisis de registros sísmicos sin escalas.

	Nombre Registro	D ₅₋₉₅ (s)	E _n ^{Total} [KJ]
SUBDUCCIÓN	Maule -Llolleo-X	36.3	97.3
	Maule -StgoCentro-X	35.2	99.5
	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	145.1
	Tohoku-Fukushima-X	99.5	186.2
	Maule -StgoCentro-Y	34.1	192.9
	Maule -Llolleo-Y	32.0	232.3
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	254.3
	Tohoku-Aisari-X	92.6	261.4
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	262.7
	Maule -ViñaSalto-X	33.6	308.5
	Maule -Curico-X	51.6	309.8
	Tohoku-Aisari-Y	91.6	371.8
	Maule -ViñaSalto-Y	30.5	379.9
	Maule -Curico-Y	50.2	392.5
	Maule -Constitución-X	59.8	568.4
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	611.3
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	773.6
	Maule -Constitución-Y	62.2	876.3
CORTICAL	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	497.8
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	198.6
	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	58.5
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	100.6
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	58.5
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	177.3
	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	286.5
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	825.5

A.10 Resultados sobre la participación en la disipación de energía sísmica por histéresis en cada piso de 3P. Análisis de registros sísmicos sin escalár.

		E _h [%]												
Nombre Registro		D ₅₋₉₅ (S)	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	Piso 6	Piso 7	Piso 8	Piso 9	Piso 10	Piso 11	Piso 12
SUBDUCCIÓN	Maule -Curico-X	51.6	12.7	8.7	8.3	9.0	7.2	4.2	12.8	8.6	8.2	9.0	7.2	4.1
	Maule -Curico-Y	50.2	15.9	11.2	9.0	6.8	4.2	3.0	15.9	11.1	9.0	6.7	4.2	3.0
	Maule -Constitución-X	59.8	13.3	11.1	9.0	6.8	5.5	4.4	13.2	11.0	9.0	6.7	5.5	4.3
	Maule -Constitución-Y	62.2	13.0	11.0	8.7	6.6	6.2	4.6	12.9	11.0	8.7	6.6	6.2	4.6
	Maule -StgoCentro-X	35.2	18.8	12.6	6.3	6.1	5.1	1.3	18.9	11.9	6.3	6.0	5.1	1.4
	Maule -StgoCentro-Y	34.1	14.8	9.2	6.6	8.5	7.2	3.9	14.8	9.0	6.5	8.4	7.1	3.9
	Maule -ViñaSalto-X	33.6	13.6	9.3	6.4	7.2	7.1	6.4	13.7	9.3	6.4	7.2	7.0	6.3
	Maule -ViñaSalto-Y	30.5	12.0	9.4	8.5	7.7	6.9	5.9	12.1	9.3	8.2	7.4	6.8	5.9
	Maule -Llolleo-X	36.3	19.7	13.4	6.5	5.9	4.1	0.6	19.6	13.3	6.5	5.8	4.0	0.6
	Maule -Llolleo-Y	32.0	15.2	9.5	6.4	8.0	6.4	4.4	15.1	9.4	6.6	8.0	6.4	4.5
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	15.5	10.9	8.2	6.6	5.3	3.7	15.5	10.9	8.0	6.5	5.2	3.7
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	13.5	11.1	9.5	7.5	5.1	3.3	13.5	11.1	9.4	7.5	5.2	3.3
	Tohoku-Fukushima-X	99.5	13.3	10.1	9.1	8.5	5.8	3.7	13.3	9.8	8.9	8.1	5.9	3.6
	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	13.9	9.9	7.9	7.8	6.0	4.7	13.9	9.7	7.8	7.6	5.9	4.7
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	16.8	11.9	9.0	6.6	3.6	2.3	16.8	11.8	8.9	6.6	3.6	2.2
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	16.4	12.2	8.7	6.0	4.5	2.4	16.4	12.0	8.7	5.9	4.5	2.3
Tohoku-Aisari-X	92.6	16.4	11.4	7.9	6.3	5.2	3.0	16.4	11.3	7.8	6.3	5.1	3.0	
Tohoku-Aisari-Y	91.6	13.1	10.0	8.9	7.6	6.6	3.9	13.2	9.8	8.8	7.6	6.6	3.8	
CORTICAL	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	13.9	9.7	8.2	7.1	6.6	4.6	13.8	9.6	8.2	7.2	6.5	4.5
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	14.7	10.6	8.7	9.0	5.2	2.1	14.6	10.6	8.7	9.2	5.1	2.0
	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	17.1	10.7	9.7	9.5	3.2	0.0	17.1	10.6	9.6	9.4	3.2	0.0
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	19.0	9.6	4.6	9.3	7.5	0.2	18.8	9.4	4.6	9.3	7.5	0.2
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	17.1	10.7	9.7	9.5	3.2	0.0	17.1	10.6	9.6	9.4	3.2	0.0
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	14.5	10.1	9.9	8.6	5.1	2.0	14.5	10.0	9.9	8.3	5.2	1.9
	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	18.4	12.3	7.9	5.0	3.5	2.8	18.4	12.3	8.0	5.1	3.5	2.8
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	13.7	11.8	10.3	7.6	4.4	2.2	13.6	11.8	10.3	7.6	4.5	2.3

A.11 Pseudo aceleraciones espectrales lineales de 3P, 6P y 12P.

	Nombre Registro	D _[5-95] (s)	Spa (3P)/g	Spa (6P)/g	Spa (12P)/g
SUBDUCCIÓN	Maule -Curicó-X	51.6	1.67	0.74	0.45
	Maule -Curicó-Y	50.2	1.29	0.50	0.59
	Maule -Constitución-X	59.8	3.37	1.17	0.58
	Maule -Constitución-Y	62.2	2.70	2.49	1.17
	Maule -Stgo.Centro-X	35.2	0.75	0.45	0.33
	Maule -Stgo.Centro-Y	34.1	1.44	0.49	0.47
	Maule -Viña.Salto-X	33.6	1.51	1.27	0.69
	Maule -Viña.Salto-Y	30.5	1.97	1.94	0.51
	Maule -Llolleo-X	36.3	1.34	0.80	0.33
	Maule -Llolleo-Y	32.0	1.65	1.24	0.43
	Tohoku-Kakuda-X	105.3	1.18	1.09	0.77
	Tohoku-Kakuda-Y	110.3	0.95	1.11	1.41
	Tohoku-Fukushima-X	99.5	0.77	0.69	0.41
	Tohoku-Fukushima-Y	98.3	0.79	0.63	0.43
	Tohoku-Iwaki-X	64.4	0.64	0.54	0.38
	Tohoku-Iwaki-Y	68.4	0.91	0.50	0.35
	Tohoku-Aisari-X	92.6	0.89	0.57	0.77
	Tohoku-Aisari-Y	91.6	1.12	0.61	0.82
CORTICAL	Loma Prieta-Capitola-X	11.9	2.07	0.70	0.96
	Loma Prieta-Capitola-Y	13.2	1.44	0.88	0.33
	Friuli, Italy-Tolmezzo-X	4.2	0.79	0.43	0.20
	Friuli, Italy-Tolmezzo-Y	4.9	1.03	0.52	0.21
	Imperial Valley-ElCentroArray11-X	8.7	0.97	0.36	0.34
	Imperial Valley-ElCentroArray12-Y	7.9	0.85	0.30	0.39
	Chi-Chi, Taiwan-CHY101-X	30.4	0.66	1.02	0.41
	Chi-Chi, Taiwan-CHY102-Y	26.5	0.82	1.34	0.51
	Hector Mine-Hector-X	11.7	0.38	0.43	0.54
	Hector Mine-Hector-Y	9.7	1.14	0.38	0.62
	Kobe, Japan-Nishi-Akashi-X	9.7	3.01	0.67	0.27
	Kobe, Japan-Nishi-Akashi-Y	11.2	2.02	0.51	0.29
	Kocaeli, Turkey-Duzce-X	11.8	1.21	0.60	0.28
	Kocaeli, Turkey-Duzce-Y	10.6	1.19	0.65	0.76
	Landers-Coolwater-X	10.4	1.08	0.70	0.18
	Landers-Coolwater-Y	8.2	1.14	0.58	0.56
	Northridge-Canyon Country-WLC-X	6.3	1.13	0.48	0.28
	Northridge-Canyon Country-WLC-Y	5.6	1.63	0.55	0.37

San Fernando-LA - Hollywood Stor- X	10.5	0.53	0.51	0.40
San Fernando-LA - Hollywood Stor- Y	11.2	0.49	0.17	0.12

ANEXO B

B.1 Propiedades AL-3S. Ensayo de Volynkin.

Sección: (W14x48).

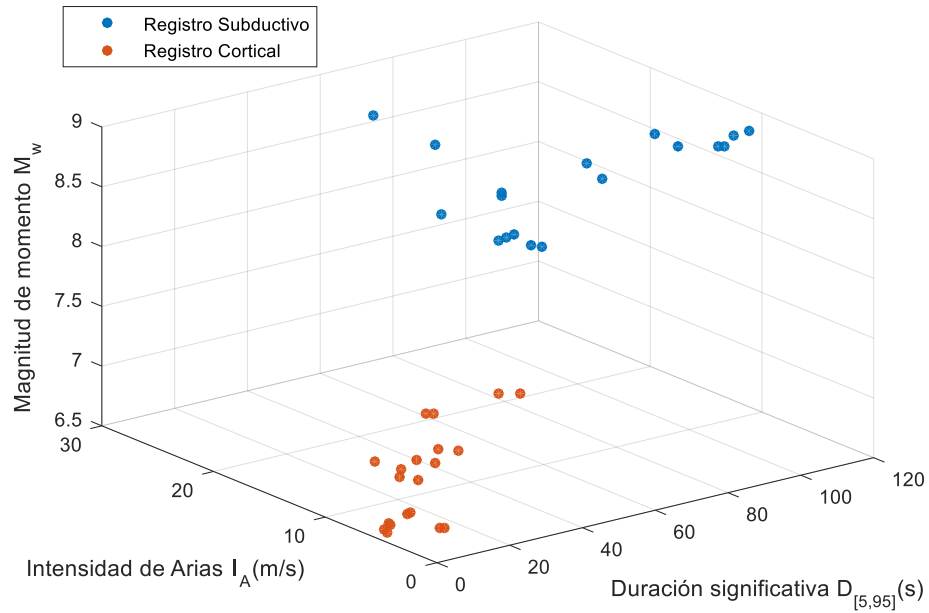
Propiedades de los Materiales:	Nomenclatura	Valor	Unidad
Tensión de fluencia medida en ensayo	F_y	55.4	[ksi]
Módulo elástico del Acero.	E	29016	[ksi]
Módulo de corte elástico del Acero.	G	11200	[ksi]
Propiedades de la sección:			
Altura Sección.	d	13.80	[in]
Ancho alas	b_f	8.03	[in]
Espesor alas	t_f	0.60	[in]
espesor alma	t_w	0.34	[in]
Altura Alma	h	12.61	[in]
Área alma	A_{lw}	4.29	[in ²]
Área bruta de sección	A_g	13.84	[in ²]
Modulo Plástico de sección.	Z_x	78.4	[in ³]
Rigidez a la deformación por corte lineal.			
Rigidez elástica a la deformación por corte	GA	48018.880	[ksi]
Resistencia de la sección:			
Momento resistente	M_p	4343.36	[kip-in]
Fuerza de corte resistente	V_p	137.133	[kip]
Longitud de corte:			
Longitud del enlace	e	41.95	[in]
Razón de longitud límite para ser eslabón de corte:	$e/(M_p/V_p)=$	1.32	

B.2 Propiedades certificadas de los materiales del ensayo de Volynkin.

Elemento	Sección	Propiedades		Mediciones							Promedios de Mediciones		
		A_g [in ²]	I_x [in ⁴]	F_u [Ksi]			F_y [Ksi]			ϵ_u %	F_u [Ksi]	F_y [Ksi]	ϵ_u
Link	W14x48	14.1	484	69.6	70.4	73.4	52.2	53.4	60.6	32	71.13	55.4	0.32
Viga	W24X76	22.4	2100	72.2	74.8	75.7	54.0	58.2	58.2	27	74.23	56.8	0.27
Riostra	W10X68	20	394	72.0	73.0	73.0	57.0	58.0	58.0	25	72.67	57.67	0.25
Columnas	W14X145	42.7	1710	77.0	77.0		59.0	60.0		25	77.00	59.5	0.25

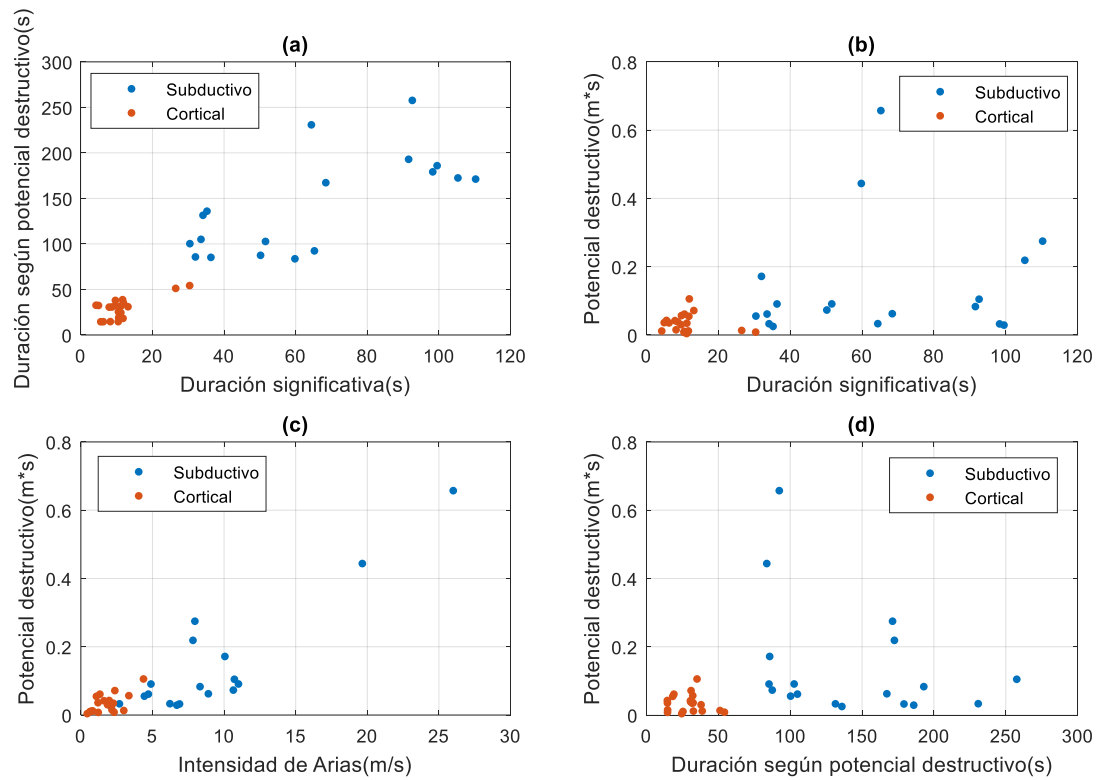
Fuente: Development and validation of Shear Links for LCF and EBF Seismic Systems via Testing and Numerical Modelling.
 (Volynkin , 2016)

ANEXO C



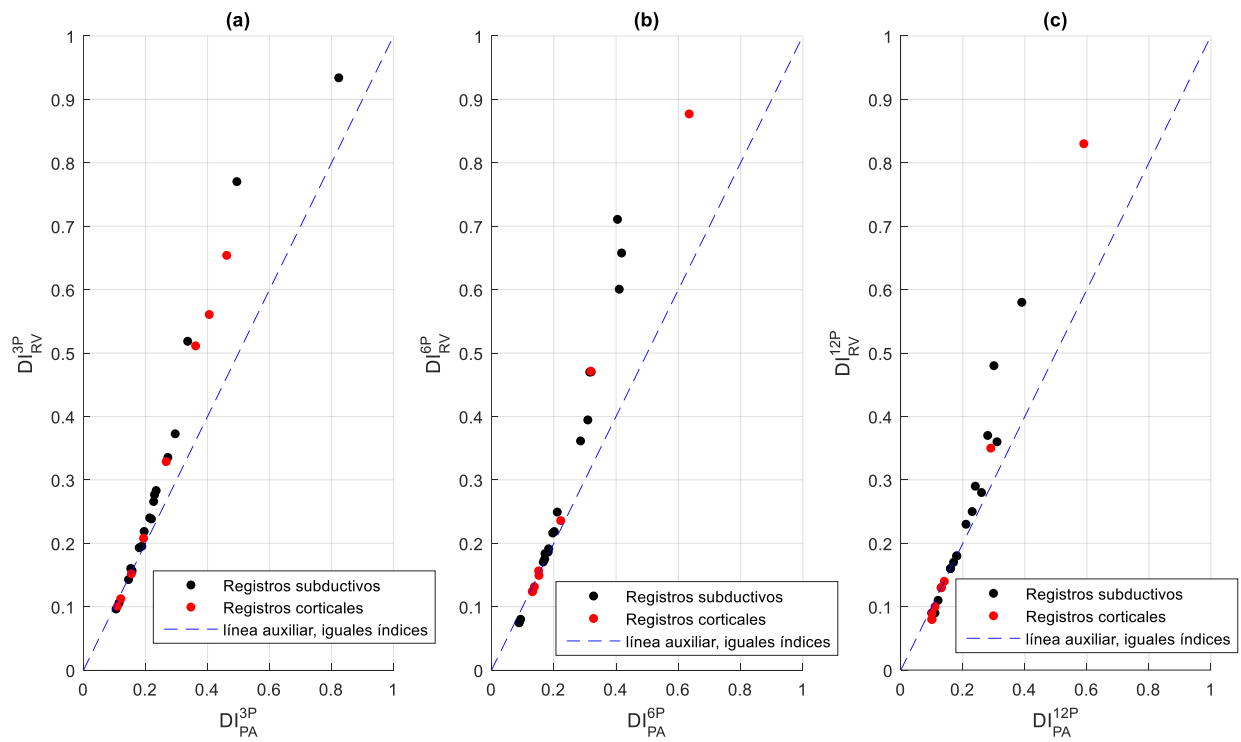
C.1 Magnitud de momento en función de la duración y la intensidad de Arias.

Fuente: Elaborado por el autor.

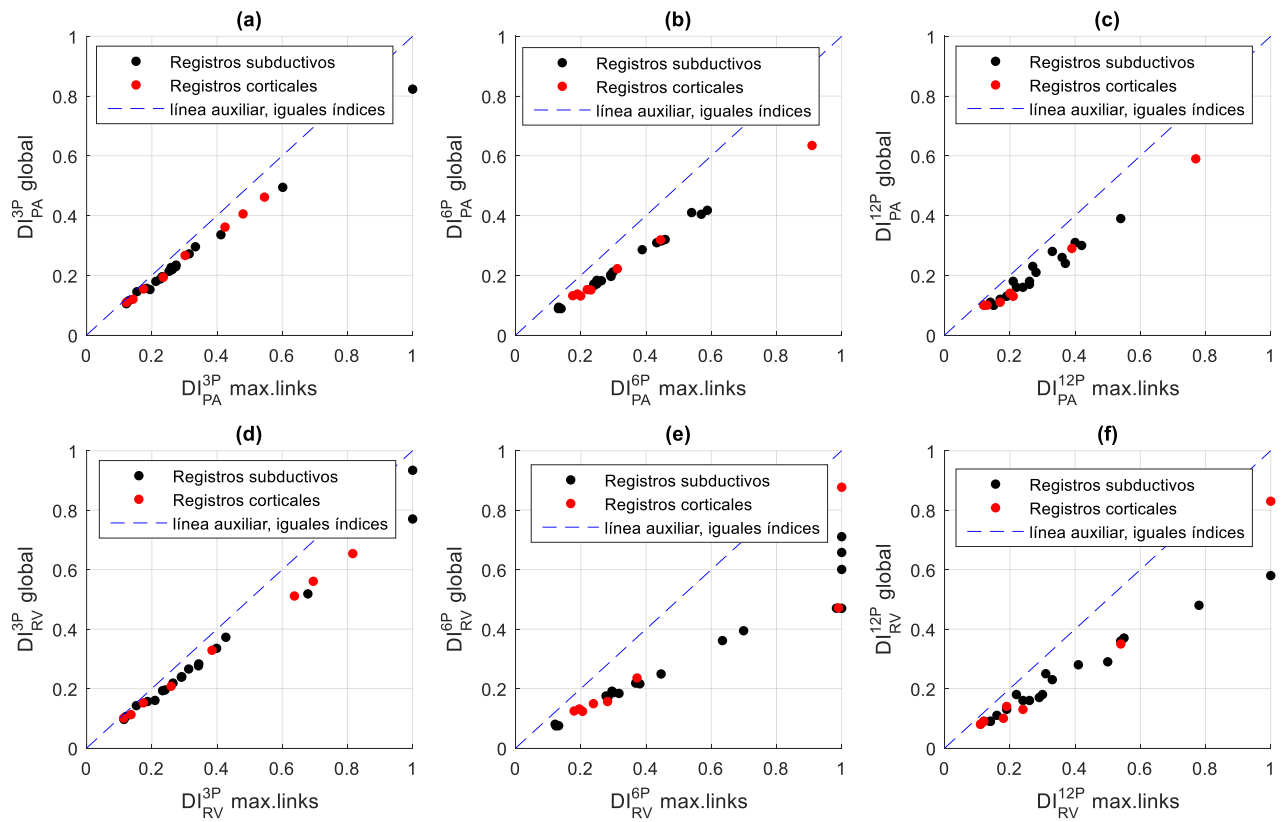


C.2 Diversos aspectos relacionados al potencial destructivo de Araya y Saragoni.

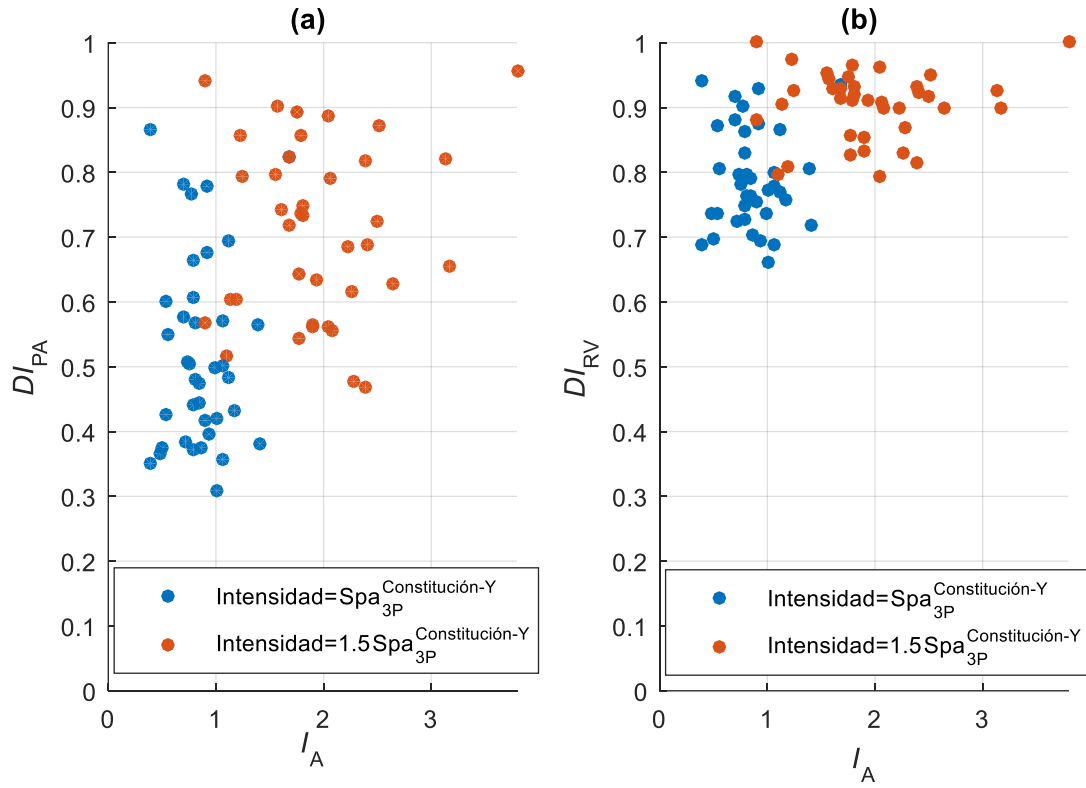
Fuente: Elaborado por el autor.



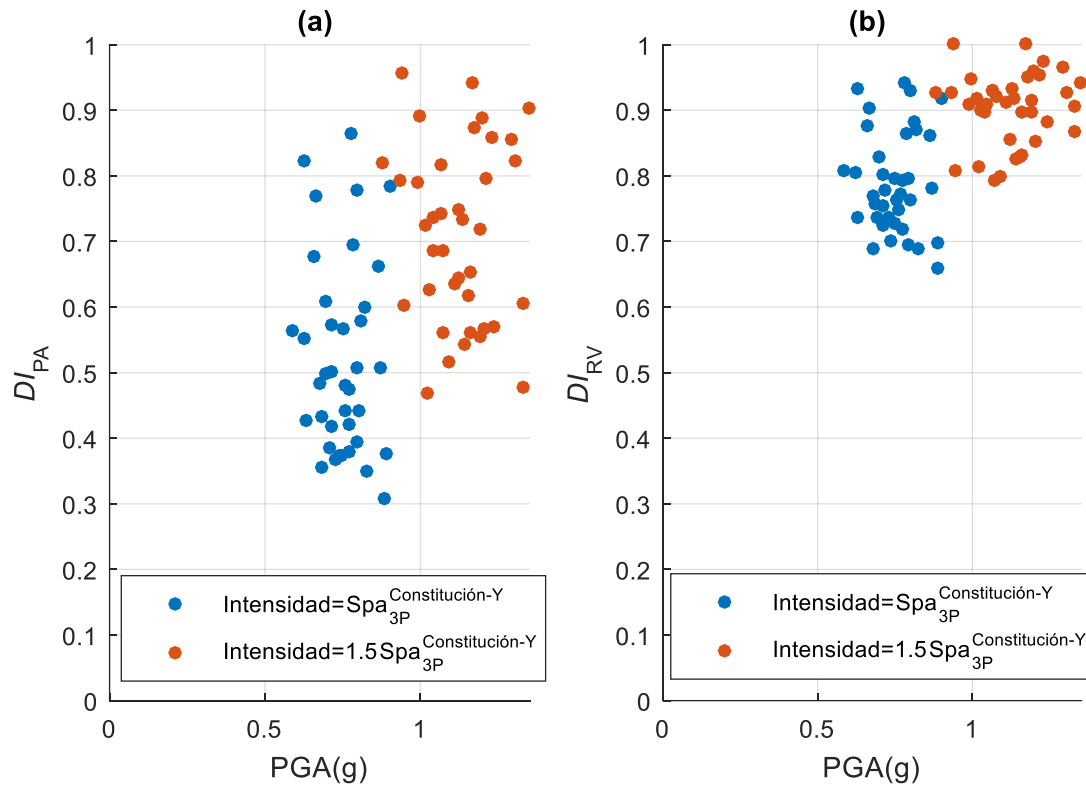
C.3 Comparación entre los índices de daño de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 3P, 6P y 12P.



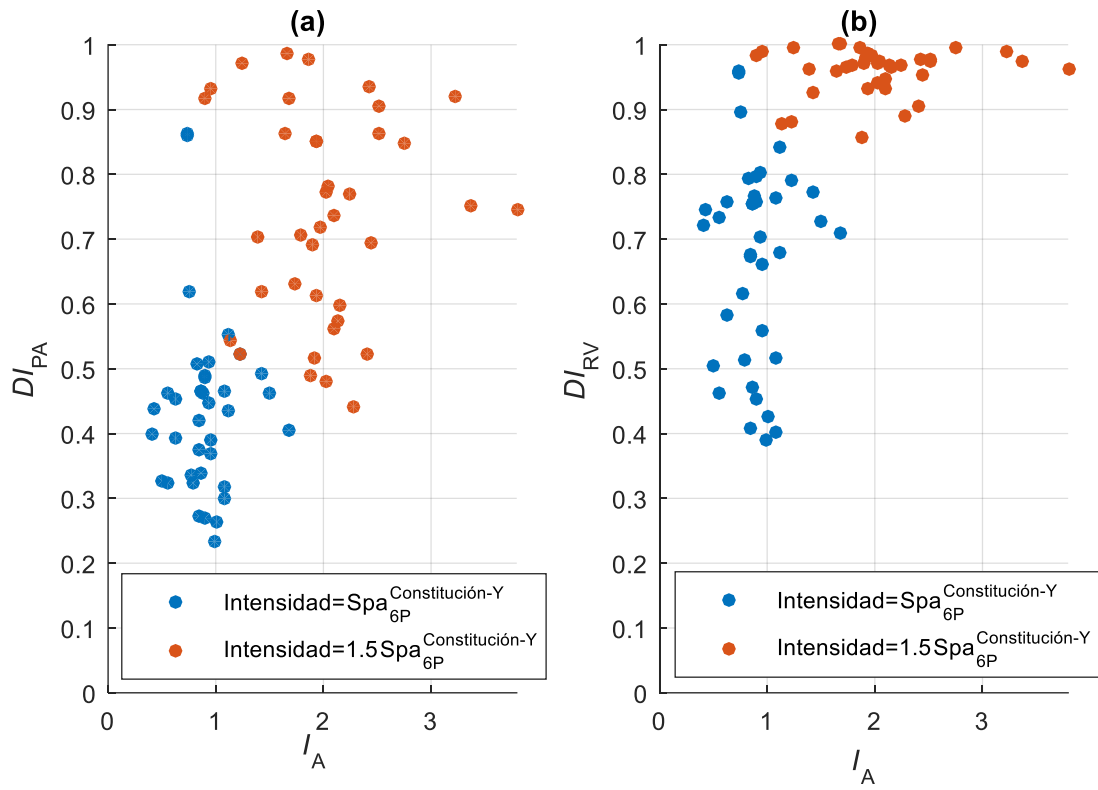
C.4 Comparación entre los índices de daño global y el máximo índice de daño calculado entre los links de 3P, 6P y 12P. Índices de Park & Ang y de Reinhorn & Valles.



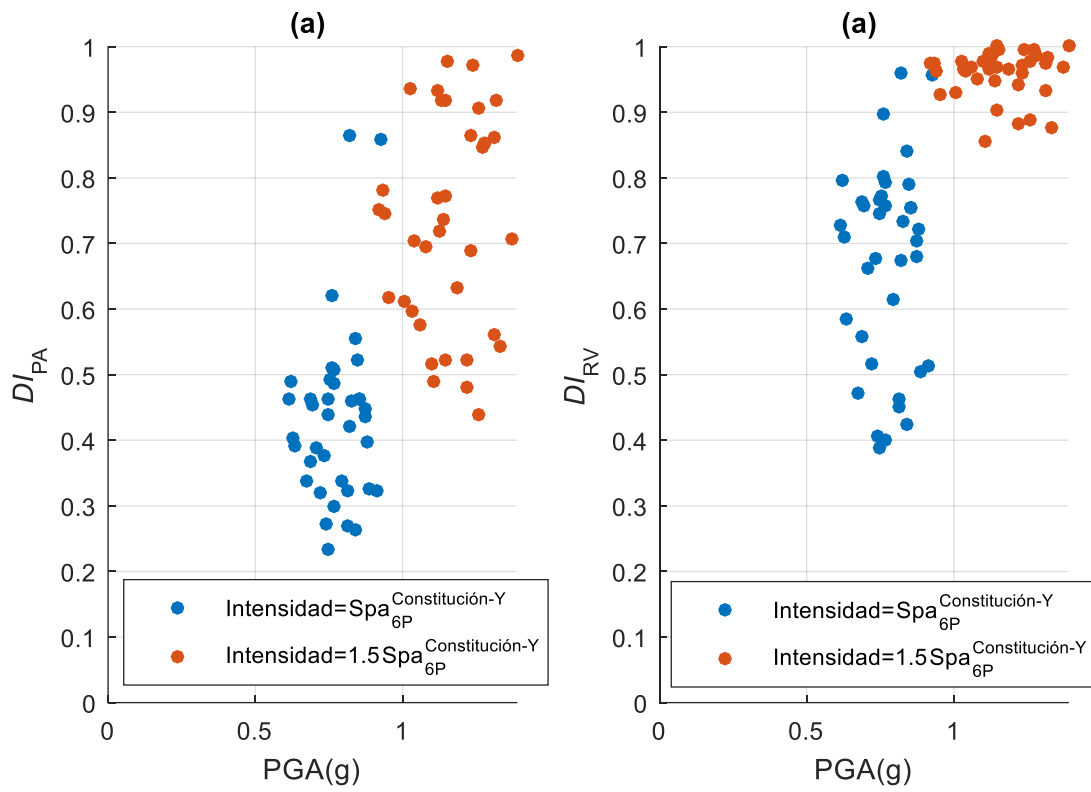
C.5 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 3P en función de la intensidad característica de Arias. Análisis de registros escalados con el método Spectral Matching



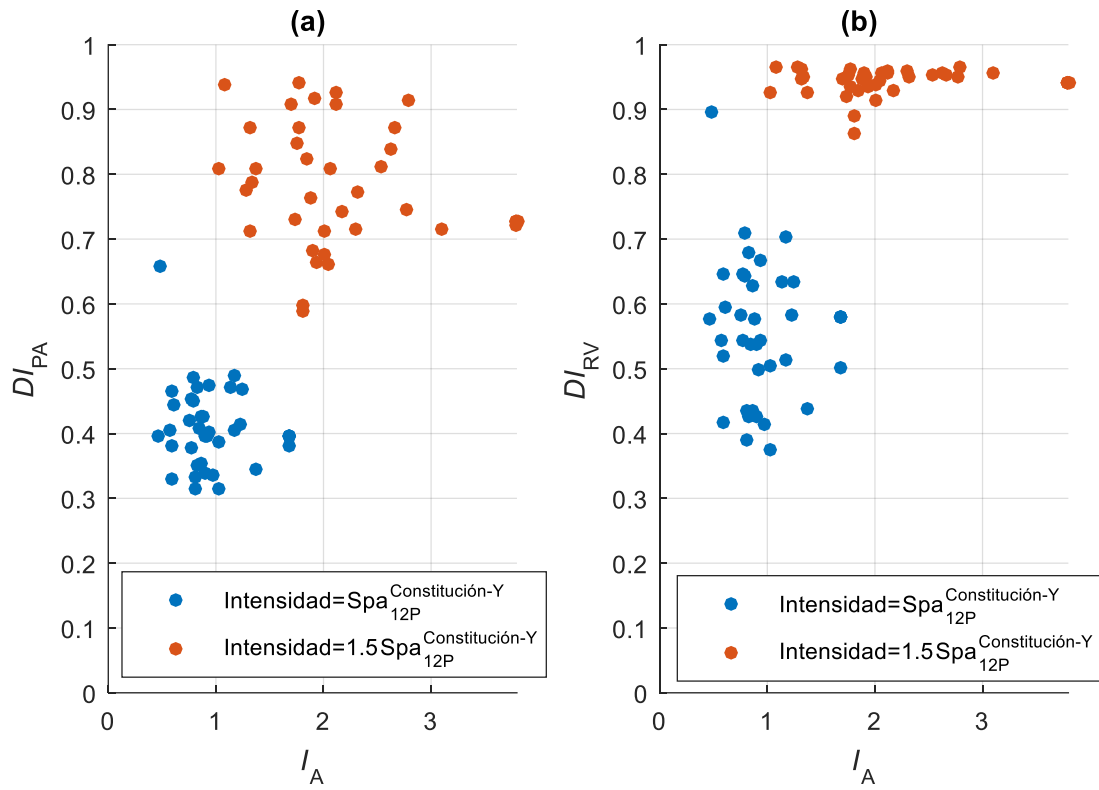
C.6 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 3P en función del PGA de cada registro escalado con el método Spectral Matching.



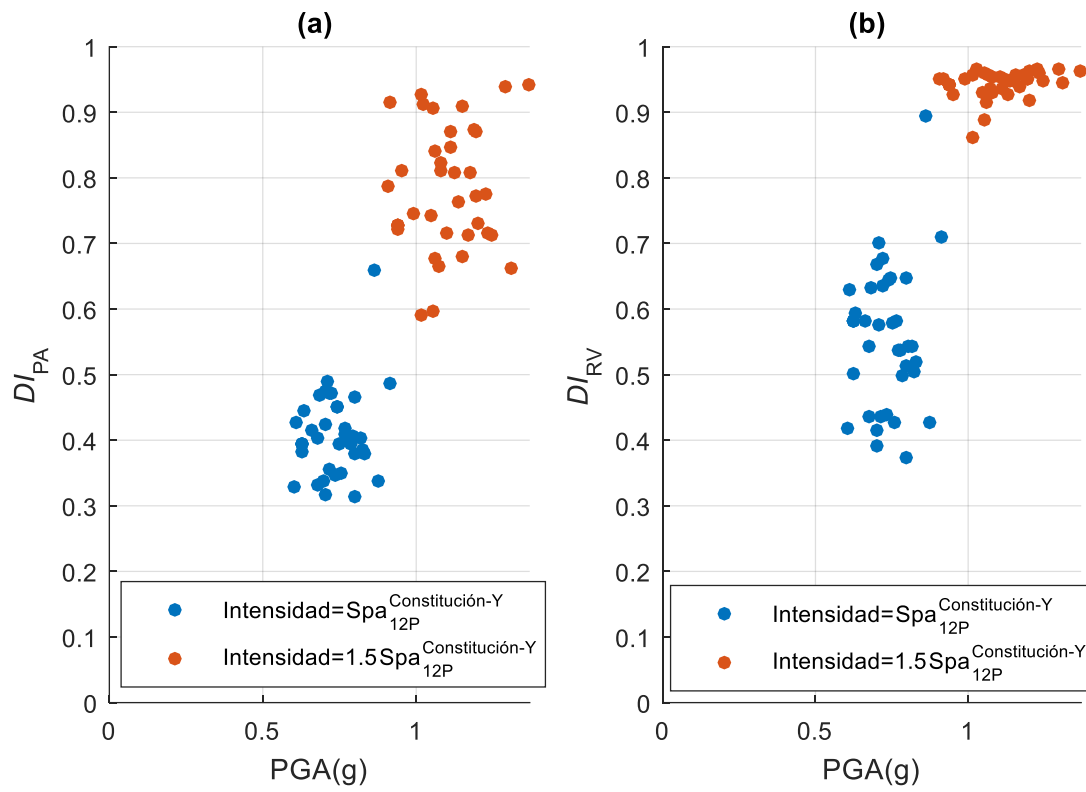
C.7 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 6P en función de la intensidad característica de Arias. Análisis de registros escalados con el método Spectral Matching.



C.8 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 6P en función del PGA de cada registro escalado con el método Spectral Matching.



C.9 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 12P en función de la intensidad característica de Arias. Análisis de registros escalados con el método Spectral Matching.



C.10 Índice de daño global de Park & Ang y de Reinhorn & Valles para 12P en función del PGA de cada registro escalado con el método Spectral Matching.