

Universidad Católica de Santa María
Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del
Ambiente
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“CRITERIOS DE MODELAMIENTO NO LINEAL DISPONIBLES EN
LOS SOFTWARES ETABS Y SAP2000, CON BASE EN SHELL
ELEMENTS, PARA LA ESTIMACIÓN DE COMPORTAMIENTO
HISTERÉTICO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO DOMINADOS
POR FLEXIÓN”**

Tesis presentada por la Bachiller:

Salazar Mamani, Valeria Stephanie

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Asesor:

**Mag. Bustamante Mora, Boris
André**

Arequipa-Perú
2023

DICTAMEN APROBATORIO

UCSM-ERP

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTA MARÍA
INGENIERIA CIVIL
TITULACIÓN CON TESIS
DICTAMEN APROBACIÓN DE BORRADOR

Arequipa, 18 de Mayo del 2023

Dictamen: 004039-C-EPIC-2023

Visto el borrador del expediente 004039, presentado por:

2015222742 - SALAZAR MAMANI VALERIA STEPHANIE

Titulado:

**CRITERIOS DE MODELAMIENTO NO LINEAL DISPONIBLES EN LOS SOFTWARES ETABS Y
SAP2000, CON BASE EN SHELL ELEMENTS, PARA LA ESTIMACIÓN DE COMPORTAMIENTO
HISTERÉTICO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO DOMINADOS POR FLEXIÓN**

Nuestro dictamen es:

APROBADO

**23884755 - CHAVEZ VEGA OSCAR FELIX
DICTAMINADOR**



**29238311 - GUILLEN MALAGA MILAGROS SOCORRO
DICTAMINADOR**



**42839424 - ROSAS ESPINOZA JORGE
DICTAMINADOR**



DEDICATORIA

Para quienes están.

Para quienes han partido.

Para quienes fingieron estar.

Para quien todo lo ve, sabe y puede.

Caí. Me puse en pie. Cumplí mi objetivo.



AGRADECIMIENTOS

Con profundo afecto, a mi familia.

Gran parte de este logro se lo debo a ustedes.

Tengo la bendición de recorrer, en compañía vuestra,

los sinuosos caminos que nos destina la vida.

Tan efímera. Tan frágil. Tan bella...



*A mis docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la
Universidad Católica de Santa María y a los del Departamento Académico de
Ingeniería – Sección de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica
del Perú, quienes fueron partícipes de mi formación académica.*

EPÍGRAFE

[...] «Esto puede significar burlas, escarnios, soledad...

La soledad es un regalo.

*Los demás son una prueba de tu insistencia, o
de cuánto quieres realmente hacerlo.*

Y lo harás,

a pesar del rechazo y de las desventajas,

y será mejor que cualquier cosa que hayas imaginado.

Si vas a intentarlo, ve hasta el final.

No hay otro sentimiento como ese.» [...]

- Extracto y traducción de "Roll the dice", por Charles Bukowski

RESUMEN

El presente estudio, de corte transeccional correlacional, tiene el propósito de establecer cuáles son aquellos criterios de modelamiento no lineal disponibles en los softwares ETABS y SAP2000, delimitados en la base de shell elements, que brinden una recreación más próxima del comportamiento histerético experimental de muros de concreto armado, con predominancia a fallo por flexión, ante cargas cíclicas cuasiestáticas.

A partir de la data recopilada de una fuente secundaria, proveniente de 06 prototipos previamente ensayados, se sustenta el comportamiento histerético experimental y genera los parámetros de pre-modelado que, junto a la previa definición de criterios de modelamiento no lineal, proporcionaran el comportamiento histerético calculado. Para esto, se emplearon 02 modelos fenomenológicos, como los fiber-shell elements y layered-shell elements, y 03 modelos histeréticos de materiales, como Concrete, Pivot y Takeda, los cuales originaron 06 criterios en el caso de ETABS (EFC, EFP, EFT, ELC, ELP, y ELT) y 03 en el de SAP2000 (SLC, SLP, y SLT). Subsecuentemente, se plantea un análisis estadístico descriptivo para interpretar la ratio de comportamiento histerético, y un análisis estadístico inferencial paramétrico para verificar la correlación entre la respuesta calculada y experimental.

Como parte de los resultados, tomando una correlación promedio de los 05 indicadores de comportamiento histerético (V , ku^+ , ku^- , kup^+ , kup^-) por cada criterio de modelamiento no lineal, se obtuvo que, para aquellos disponibles en ETABS, EFP presentó la mayor relación, y para SAP2000, SLP mostró una mayor correlación. Se concluye que los criterios antes referenciados permiten la estimación de comportamiento histerético más exacta.

Palabras claves: Criterios de modelamiento no lineal, muros de concreto armado dominados por flexión, respuesta cíclica.

ABSTRACT

The present correlational cross-sectional study has the purpose of establishing which are the nonlinear modeling criteria available in ETABS and SAP2000 software, delimited in the shell elements database, that provide a closer recreation of the experimental hysteretic behavior of reinforced concrete walls, with predominance of flexural failure, under quasi-static cyclic loads.

Based on the data collected from a secondary source, coming from 06 previously tested prototypes, the experimental hysteretic behavior is supported and generates the pre-modeling parameters that, together with the previous definition of non-linear modeling criteria, will provide the calculated hysteretic behavior. Therefore, 02 phenomenological models were used, such as fiber-shell elements and layered-shell elements, and 03 hysteretic models of materials, such as Concrete, Pivot, and Takeda, which originated 06 criteria for ETABS (EFC, EFP, EFT, ELC, ELP, and ELT) and 03 for SAP2000 (SLC, SLP, and SLT). Afterward, there is a descriptive statistical analysis to interpret the hysteretic behavior ratio and a parametric inferential statistical analysis to verify the correlation between the calculated and experimental response.

Among the results, taking an average correlation of the 05 hysteretic behavior indicators (V , ku^+ , ku^- , kup^+ , kup^-) for each nonlinear modeling criterion, it was obtained that, for those available in ETABS, EFP presented the highest relationship, and for SAP2000, SLP showed a higher correlation. A conclusion is that the above-referenced criteria allow the most accurate estimation of hysteretic behavior.

Keywords: Nonlinear modeling criteria, flexure-dominated reinforced concrete walls, cyclic response.

ÍNDICE

DICTAMEN APROBATORIO	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
EPÍGRAFE.....	V
RESUMEN.....	VI
ABSTRACT.....	VII
LISTA DE TABLAS.....	XVI
LISTA DE FIGURAS.....	XIX
INTRODUCCIÓN	22
CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	24
1.1. Contextualización del problema de investigación.....	24
1.2. Formulación del problema de investigación.....	25
1.3. Enunciado del problema.....	27
1.3.1. Problema General.....	27
1.3.2. Problemas Específicos.....	27
1.4. Justificación de la investigación.....	28
1.5. Objetivos de la investigación.....	29
1.5.1. Objetivo General.....	29
1.5.2. Objetivos Específicos.....	29
1.6. Hipótesis de la investigación.....	30

1.6.1.	Hipótesis General.....	30
1.6.2.	Hipótesis Específicas	30
1.7.	Planteamiento y operacionalización de variables de investigación	31
1.7.1.	Variable de Asociación	31
1.7.2.	Variable de Supervisión	32
1.8.	Campo de verificación de la investigación	36
1.8.1.	Alcance general.....	36
1.8.2.	Delimitación de unidad de análisis	36
1.8.3.	Limitaciones.....	36
CAPÍTULO 2: FUNDAMENTO TEÓRICO		37
2.1.	Antecedentes de la investigación	37
2.1.1.	Antecedentes internacionales.....	37
2.1.2.	Antecedentes nacionales	40
2.2.	Marco conceptual.....	41
2.2.1.	Definiciones	41
2.2.2.	Notación.....	43
2.3.	Marco normativo.....	48
2.3.1.	Normativa internacional.....	48
2.3.2.	Normativa nacional.....	50
2.3.3.	Publicaciones complementarias	50
2.4.	Marco teórico.....	52
2.4.1.	Muros de concreto armado controlados por flexión.....	52
2.4.1.1.	Evaluación de base de datos de acuerdo con los mecanismos de falla	53

2.4.1.2.	Evaluación de base de datos de acuerdo con los parámetros de diseño	54
2.4.2.	Comportamiento histerético de muros de concreto armado	56
2.4.3.	Modelamiento no lineal de muros de concreto armado	58
2.4.3.1.	Modelos constitutivos monotónicos de los materiales	58
2.4.3.2.	Modelos histeréticos de los materiales	60
2.4.3.3.	Modelos fenomenológicos para muros de concreto armado	64
CAPÍTULO 3: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO.....		67
3.1.	Tipo de investigación	67
3.2.	Enfoque de investigación	67
3.3.	Nivel de investigación.....	67
3.4.	Diseño de la investigación	68
3.5.	Selección de los prototipos de estudio	72
3.5.1.	Población.....	72
3.5.2.	Muestreo	72
3.5.3.	Muestra	73
CAPÍTULO 4: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN		77
4.1.	Etapas de Pre-Modelado.....	77
4.1.1.	Parámetros geométricos y de distribución de refuerzo	77
4.1.2.	Propiedades de los materiales participantes	79
4.1.3.	Protocolo de cargas	80
4.2.	Etapas de Modelado y Calibración.....	82
4.2.1.	Configuración del grillado	82
4.2.2.	Definición y calibración de los materiales participantes.....	83

4.2.3.	Definición y calibración de los modelos fenomenológicos	88
4.3.	Etapa de Análisis.....	92
4.3.1.	Definición de casos de carga.....	92
4.3.2.	Definición de condiciones límite	97
4.4.	Etapa de Post-Análisis	100
4.4.1.	Main load steps del comportamiento histerético.....	101
4.4.1.1.	Main load steps en los semiciclos positivos.....	101
4.4.1.2.	Main load steps en los semiciclos negativos.....	102
4.4.2.	Comportamiento histerético calculado.....	103
4.4.2.1.	Fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada	103
4.4.2.2.	Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada	104
4.4.2.3.	Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada.....	105
4.4.2.4.	Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada	106
4.4.2.5.	Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada	107
4.4.3.	Comportamiento histerético experimental	108
4.4.3.1.	Fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental	108
4.4.3.2.	Rigidez de descarga en los lazos positivos experimental.....	109
4.4.3.3.	Rigidez de descarga en los lazos negativos experimental	110
4.4.3.4.	Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos experimental ..	111
4.4.3.5.	Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos experimental .	112
4.4.4.	Observaciones	113
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		114
5.1.	Análisis estadístico descriptivo.....	114
5.1.1.	Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal.....	115

5.1.2.	Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos	117
5.1.3.	Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos	119
5.1.4.	Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos.....	121
5.1.5.	Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos	123
5.2.	Análisis estadístico inferencial paramétrico.....	125
5.2.1.	Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal	126
5.2.1.1.	Vcal vs. Vexp respecto al criterio EFC.....	126
5.2.1.2.	Vcal vs. Vexp respecto al criterio EFP	127
5.2.1.3.	Vcal vs. Vexp respecto al criterio EFT	128
5.2.1.4.	Vcal vs. Vexp respecto al criterio ELC.....	129
5.2.1.5.	Vcal vs. Vexp respecto al criterio ELP	130
5.2.1.6.	Vcal vs. Vexp respecto al criterio ELT	131
5.2.1.7.	Vcal vs. Vexp respecto al criterio SLC.....	132
5.2.1.8.	Vcal vs. Vexp respecto al criterio SLP	133
5.2.1.9.	Vcal vs. Vexp respecto al criterio SLT	134
5.2.2.	Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos	135
5.2.2.1.	ku+ cal vs. ku+ exp respecto al criterio EFC	135
5.2.2.2.	ku+ cal vs. ku+ exp respecto al criterio EFP.....	136
5.2.2.3.	ku+ cal vs. ku+ exp respecto al criterio EFT	137
5.2.2.4.	ku+ cal vs. ku+ exp respecto al criterio ELC	138
5.2.2.5.	ku+ cal vs. ku+ exp respecto al criterio ELP	139
5.2.2.6.	ku+ cal vs. ku+ exp respecto al criterio ELT	140
5.2.2.7.	ku+ cal vs. ku+ exp respecto al criterio SLC	141
5.2.2.8.	ku+ cal vs. ku+ exp respecto al criterio SLP.....	142
5.2.2.9.	ku+ cal vs. ku+ exp respecto al criterio SLT	143
5.2.3.	Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos	144

5.2.3.1.	ku- cal vs. ku- exp respecto al criterio EFC	144
5.2.3.2.	ku- cal vs. ku- exp respecto al criterio EFP	145
5.2.3.3.	ku- cal vs. ku- exp respecto al criterio EFT	146
5.2.3.4.	ku- cal vs. ku- exp respecto al criterio ELC	147
5.2.3.5.	ku- cal vs. ku- exp respecto al criterio ELP	148
5.2.3.6.	ku- cal vs. ku- exp respecto al criterio ELT	149
5.2.3.7.	ku- cal vs. ku- exp respecto al criterio SLC	150
5.2.3.8.	ku- cal vs. ku- exp respecto al criterio SLP	151
5.2.3.9.	ku- cal vs. ku- exp respecto al criterio SLT	152
5.2.4.	Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos.....	153
5.2.4.1.	kup+ cal vs. kup+ exp respecto al criterio EFC	153
5.2.4.2.	kup+ cal vs. kup+ exp respecto al criterio EFP.....	154
5.2.4.3.	kup+ cal vs. kup+ exp respecto al criterio ELC	155
5.2.4.4.	kup+ cal vs. kup+ exp respecto al criterio ELP	156
5.2.4.5.	kup+ cal vs. kup+ exp respecto al criterio SLC	157
5.2.4.6.	kup+ cal vs. kup+ exp respecto al criterio SLP.....	158
5.2.5.	Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos.....	159
5.2.5.1.	kup- cal vs. kup- exp respecto al criterio EFC	159
5.2.5.2.	kup- cal vs. kup- exp respecto al criterio EFP	160
5.2.5.3.	kup- cal vs. kup- exp respecto al criterio ELC.....	161
5.2.5.4.	kup- cal vs. kup- exp respecto al criterio ELP	162
5.2.5.5.	kup- cal vs. kup- exp respecto al criterio SLC	163
5.2.5.6.	kup- cal vs. kup- exp respecto al criterio SLP	164
5.3.	Discusión de resultados.....	165
5.3.1.	Discusión de análisis estadístico descriptivo	165
5.3.2.	Discusión de análisis estadístico inferencial paramétrico	168

CONCLUSIONES.....	172
Conclusión general	172
Conclusiones específicas	172
RECOMENDACIONES	176
Recomendaciones asociadas al planteamiento metodológico	176
Recomendaciones asociadas al desarrollo de la investigación	177
ANEXO A: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	178
ANEXO A.1: Operacionalización de Variables	178
ANEXO A.2: Diseño de la Investigación.....	180
ANEXO A.3: Matriz de Consistencia	181
ANEXO B: CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN	182
ANEXO B.1: Curvas esfuerzo-deformación del concreto	182
ANEXO B.2: Curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.....	183
ANEXO C: PROTOCOLO DE CARGA.....	184
ANEXO C.1: Historia de carga lateral cíclica cuasiestática.....	184
ANEXO D: RESPUESTA HISTERÉTICA	185
ANEXO D.1: Respuesta histerética de los prototipos de ensayo	185
ANEXO D.2: Comparación entre respuesta histerética calculada y experimental.....	186
ANEXO E: MAIN LOAD STEPS	191
ANEXO E.1: Main load steps en los semiciclos positivos.....	191
ANEXO E.2: Main load steps en los semiciclos negativos.....	192

ANEXO F: COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO	193
ANEXO F.1: Fuerza lateral máxima por semiciclo principal	193
ANEXO F.2: Rigidez de descarga en los lazos positivos.....	195
ANEXO F.3: Rigidez de descarga en los lazos negativos.....	196
ANEXO F.4: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos	197
ANEXO F.5: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos	198
ANEXO G: RATIO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO.....	199
ANEXO G.1: Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal	199
ANEXO G.2: Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos	201
ANEXO G.3: Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos	202
ANEXO G.4: Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos	203
ANEXO G.5: Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos.....	204
ANEXO H: CORRELACIÓN DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO	205
ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal	205
ANEXO H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos.....	206
ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos	207
ANEXO H.4: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos	208
ANEXO H.5: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos	209
REFERENCIAS.....	210

LISTA DE TABLAS

Tabla 3-1. Parámetros generales de los prototipos de ensayo	76
Tabla 4-1. Parámetros geométricos y de distribución de refuerzo.....	77
Tabla 4-2. Propiedades mecánicas del concreto	79
Tabla 4-3. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo	80
Tabla 4-4. Secuencia de desplazamiento lateral cíclico.....	81
Tabla 4-5. Carga axial sobre el cabezal de los prototipos.....	82
Tabla 4-6. Definición del concreto confinado (CC) y no confinado (UC)	84
Tabla 4-7. Definición del acero de refuerzo (R).....	85
Tabla 4-8. Parámetros de los modelos histeréticos.....	87
Tabla 4-9. Definición de modelos fenomenológicos	88
Tabla 4-10. Calibración de modelado no lineal con layered-shell elements	91
Tabla 4-11. Definición de patrones de carga	93
Tabla 4-12. Definición de historia de carga lateral cíclica cuasiestática	94
Tabla 4-13. Definición de casos de carga	95
Tabla 4-14. Parámetros de calibración para el análisis tiempo-historia	96
Tabla 5-1. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio EFC	126
Tabla 5-2. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio EFP	127
Tabla 5-3. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio EFT	128
Tabla 5-4. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio ELC.....	129
Tabla 5-5. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio ELP	130
Tabla 5-6. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio ELT	131
Tabla 5-7. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio SLC	132

Tabla 5-8. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio SLP	133
Tabla 5-9. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio SLT	134
Tabla 5-10. Correlación entre $ku+cal$ y $ku+exp$ respecto al criterio EFC	135
Tabla 5-11. Correlación entre $ku+cal$ y $ku+exp$ respecto al criterio EFP	136
Tabla 5-12. Correlación entre $ku+cal$ y $ku+exp$ respecto al criterio EFT	137
Tabla 5-13. Correlación entre $ku+cal$ y $ku+exp$ respecto al criterio ELC	138
Tabla 5-14. Correlación entre $ku+cal$ y $ku+exp$ respecto al criterio ELP	139
Tabla 5-15. Correlación entre $ku+cal$ y $ku+exp$ respecto al criterio ELT	140
Tabla 5-16. Correlación entre $ku+cal$ y $ku+exp$ respecto al criterio SLC	141
Tabla 5-17. Correlación entre $ku+cal$ y $ku+exp$ respecto al criterio SLP	142
Tabla 5-18. Correlación entre $ku+cal$ y $ku+exp$ respecto al criterio SLT	143
Tabla 5-19. Correlación entre $ku-cal$ y $ku-exp$ respecto al criterio EFC	144
Tabla 5-20. Correlación entre $ku-cal$ y $ku-exp$ respecto al criterio EFP	145
Tabla 5-21. Correlación entre $ku-cal$ y $ku-exp$ respecto al criterio EFT	146
Tabla 5-22. Correlación entre $ku-cal$ y $ku-exp$ respecto al criterio ELC	147
Tabla 5-23. Correlación entre $ku-cal$ y $ku-exp$ respecto al criterio ELP	148
Tabla 5-24. Correlación entre $ku-cal$ y $ku-exp$ respecto al criterio ELT	149
Tabla 5-25. Correlación entre $ku-cal$ y $ku-exp$ respecto al criterio SLC	150
Tabla 5-26. Correlación entre $ku-cal$ y $ku-exp$ respecto al criterio SLP	151
Tabla 5-27. Correlación entre $ku-cal$ y $ku-exp$ respecto al criterio SLT	152
Tabla 5-28. Correlación entre $kup+cal$ y $kup+exp$ respecto al criterio EFC	153
Tabla 5-29. Correlación entre $kup+cal$ y $kup+exp$ respecto al criterio EFP	154
Tabla 5-30. Correlación entre $kup+cal$ y $kup+exp$ respecto al criterio ELC	155
Tabla 5-31. Correlación entre $kup+cal$ y $kup+exp$ respecto al criterio ELP	156

Tabla 5-32. Correlación entre kup+cal y kup+exp respecto al criterio SLC	157
Tabla 5-33. Correlación entre kup-cal y kup-exp respecto al criterio SLP	158
Tabla 5-34. Correlación entre kup-cal y kup-exp respecto al criterio EFC	159
Tabla 5-35. Correlación entre kup-cal y kup-exp respecto al criterio EFP	160
Tabla 5-36. Correlación entre kup-cal y kup-exp respecto al criterio ELC.....	161
Tabla 5-37. Correlación entre kup-cal y kup-exp respecto al criterio ELP	162
Tabla 5-38. Correlación entre kup-cal y kup-exp respecto al criterio SLC	163
Tabla 5-39. Correlación entre kup-cal y kup-exp respecto al criterio SLP	164
Tabla 5-40. Síntesis de medidas de tendencia central y variabilidad	165
Tabla 5-41. Síntesis de coeficientes de correlación de Pearson (R)	168
Tabla A-1. Matriz de operacionalización de variables	178
Tabla A-2. Matriz de consistencia de la investigación	181
Tabla F-1. Fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada y experimental	193
Tabla F-2. Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada y experimental.....	195
Tabla F-3. Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada y experimental.....	196
Tabla F-4. Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada y experimental.....	197
Tabla F-5. Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada y experimental.....	198
Tabla G-1. Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal	199
Tabla G-2. Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos.....	201
Tabla G-3. Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos	202
Tabla G-4. Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos	203
Tabla G-5. Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos	204

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Mecanismos de falla de muros de concreto armado dominados por flexión	53
Figura 2-2. Capacidad de deriva en función de parámetros de diseño	55
Figura 2-3. Modelos que reflejan formas de comportamiento histerético	57
Figura 2-4. Curvas de esfuerzo-deformación de materiales	59
Figura 2-5. Modelo histerético Takeda bajo incremento de carga cíclica	61
Figura 2-6. Modelo histerético Pivot y parámetros de calibración	62
Figura 2-7. Modelo histerético Concrete bajo incremento de carga cíclica	63
Figura 2-8. Modelo histerético Kinematic bajo incremento de carga cíclica	64
Figura 2-9. Parámetros del Layered-Shell Element	65
Figura 2-10. Sección transversal idealizada para el Fiber-Shell Hinge Element	66
Figura 3-1. Diseño transeccional correlacional de la investigación	69
Figura 3-2. Obtención y representación experimental de los prototipos de ensayo	74
Figura 3-3. Historia de carga con load steps (LS) identificados	75
Figura 4-1. Detalle geométrico y distribución de refuerzo de los prototipos	78
Figura 4-2. Disposición del sistema de cuadrícula del modelo	83
Figura 4-3. Modelamiento empleando fiber-shell element	89
Figura 4-4. Modelamiento empleando layered-shell element	90
Figura 4-5. Aplicación de patrones de carga	92
Figura 4-6. Limitación de traslación por el patrón de carga lateral	97
Figura 4-7. Mallado de shell elements y asignación de diafragmas	99
Figura 4-8. Identificación de main load steps en semiciclos positivos	101
Figura 4-9. Identificación de main load steps en semiciclos negativos	102

Figura 4-10. Identificación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada.....	103
Figura 4-11. Identificación de rigidez de descarga en los lazos positivos calculada.....	104
Figura 4-12. Identificación de rigidez de descarga en los lazos negativos calculada.....	105
Figura 4-13. Identificación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada	106
Figura 4-14. Identificación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada	107
Figura 4-15. Identificación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental	108
Figura 4-16. Identificación de rigidez de descarga en los lazos positivos experimental.....	109
Figura 4-17. Identificación de rigidez de descarga en los lazos negativos experimental	110
Figura 4-18. Identificación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos experimental.....	111
Figura 4-19. Identificación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos experimental.....	112
Figura 4-20. Rigidez de descarga asociada al pinching para criterios con base en el modelo de Takeda.....	113
Figura 5-1. Comparación estadística de ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal	115
Figura 5-2. Comparación estadística de ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos.	117
Figura 5-3. Comparación estadística de ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos	119
Figura 5-4. Comparación estadística de ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos.....	121
Figura 5-5. Comparación estadística de ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos.....	123

Figura A-1. Desarrollo de diseño transeccional correlacional de la investigación.....	180
Figura B-1. Definición de curvas esfuerzo-deformación del concreto por prototipo	182
Figura B-2. Definición de curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo por prototipo	183
Figura C-1. Definición de historia de carga lateral cíclica cuasiestática por prototipo	184
Figura D-1. Recopilación de respuesta histerética experimental por prototipo.....	185
Figura D-2. Respuesta histerética calculada vs. Respuesta histerética experimental	186
Figura E-1. Definición de main load steps en los semiciclos positivos por prototipo.....	191
Figura E-2. Definición de main load steps en los semiciclos negativos por prototipo	192
Figura H-1. Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal	205
Figura H-2. Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos	206
Figura H-3. Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos	207
Figura H-4. Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos	208
Figura H-5. Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos	209

INTRODUCCIÓN

En el campo del análisis no lineal de estructuras conformadas por muros de concreto armado existen variadas vías, dependiendo de los modelos fenomenológicos e hysteréticos disponibles en los paquetes computacionales a disposición, como también del grado de complejidad que se quiera implicar, para poder ejecutar un modelamiento que busque reflejar las condiciones reales de borde y, subsecuentemente, posibilite obtener la respuesta estructural. Es aquí donde parte el cuestionamiento acerca de cuán válidos y exactos son los cálculos, y en qué forma influye sobre estos el empleo específico de ciertas conjugaciones de herramientas no lineales. Para evaluar el realismo y la fiabilidad de las predicciones analíticas, es de vital importancia tener previamente estudios correlacionales con base en datos experimentales que reflejen el comportamiento cíclico estructural a nivel elemental. Posteriormente, estos resultados podrán escalarse a aplicaciones prácticas.

A lo largo de este estudio, se pueden identificar 05 capítulos:

- Capítulo 1, mediante el cual se contextualiza, formula y enuncia el problema de investigación, para posteriormente justificar y señalar el aporte del mismo. Tanto los objetivos como hipótesis de investigación serán determinados, generando las bases del planteamiento y operacionalización de las variables participantes. El alcance y delimitación se abordarán en el campo de verificación.
- Capítulo 2, donde se marcarán los antecedentes de investigación y las bases teóricas asociadas a las variables, siendo el comportamiento hysterético y los criterios de modelamiento, y el objeto de estudio, refiriéndose a los muros de concreto armado controlados por flexión. Parte de la notación empleada a lo largo de los posteriores capítulos será definida en este apartado.

- Capítulo 3, que estipula el tipo, enfoque y nivel de investigación, demarcando la estructura del diseño del estudio. Los prototipos que conforman la muestra seguirán las características, propiedades y comportamiento fijado en el muestreo.
- Capítulo 4, aborda 04 etapas: (1) Etapa de Pre-Modelado, (2) Etapa de Modelado, (3) Etapa de Análisis, y (4) Etapa de Post-Análisis. En cada una de ellas se establecerán los procedimientos y pasos necesarios para generar el modelo analítico de los prototipos de estudio, generar los casos de carga a los que estará sometido, y procesar los resultados obtenidos con base en los 05 indicadores de comportamiento histerético (V , ku^+ , ku^- , kup^+ , kup^-).
- Capítulo 5, donde presenta un análisis estadístico descriptivo, a través de medidas de tendencia central y variabilidad, de las ratios de comportamiento histerético (Q_V , Q_{ku^+} , Q_{ku^-} , Q_{kup^+} , Q_{kup^-}). Posteriormente, se plantea un análisis estadístico inferencial paramétrico, basado en el coeficiente de correlación de Pearson, para verificar el grado de interrelación de comportamiento histerético calculado y experimental por cada criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS y SAP2000. Al finalizar, se discuten los resultados de ambos análisis.

En conclusiones y recomendaciones se presentan las respuestas a las preguntas de investigación, así como sugerencias asociadas al planteamiento metodológico y al desarrollo del estudio, respectivamente.

Dentro de Anexos, se adjunta material complementario, ya sea gráfico o tabulado, a los capítulos previamente desglosados.

CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Contextualización del problema de investigación

En el ejercicio ingenieril, respecto al ámbito del modelamiento y análisis no lineal de estructuras compuestas por muros de concreto armado, el empleo de herramientas computacionales disponibles en el mercado es necesario debido a cuán factible resulta su aplicación, en conjunto con criterios estandarizados de normativas como el ASCE/SEI 41 o el ATC-40, para plasmar la respuesta histerética e identificar detalles del comportamiento estructural. De acuerdo al NIST GCR 14-917-27 (NIST, 2013), dentro de los programas generalmente empleados, excluyendo a los de código abierto, están: (1) SAP2000; (2) ETABS; (3) Perform-3D; (4) LARSA-4D; (5) Abaqus; (6) ANSYS; (7) DIANA; y (8) LS-DYNA.

Como parte de las aplicaciones prácticas, la respuesta no lineal de los muros de concreto armado puede simularse utilizando una variedad de modelos acordes al software. Tomando elementos sin demasiada exigencia computacional y con una precisión aceptable, tenemos: (1) fiber-type beam-column element; (2) fiber-shell element; y (3) layered-shell element. Pero tal como señala el NIST GCR 10-917-5 (NIST, 2010), si bien los modelos basados en fiber-type beam-column element se aprovechan para capturar con una exactitud razonable la variación de la rigidez axial y de flexión debido al agrietamiento del concreto y la cedencia del acero de refuerzo, una de sus principales limitaciones se debe a la suposición de secciones permanentemente planas dentro de su configuración viga-columna, de forma que no se obtienen los efectos de desfase por corte asociados a la flexión y torsión por pandeo.

Esta condición puede solucionarse mediante modelos que se destinan a elementos finitos tipo shell. El NIST GCR 17-917-45 (NIST, 2017) indica que los casos con idealización fiber-shell sirven para integrar a través de la sección transversal del muro los efectos flexo-axiales y la distribución de esfuerzo normal no lineal, aunque el corte en el plano está desacoplado y permanece elástico. Mientras que respecto a la modelización con layered-shell, declara que puede expresar la interacción corte-flexión, al presentar el acoplamiento de esfuerzos provenientes tanto de fuera como dentro del plano de acción. Ya sea para el fiber-shell o layered-shell element, tienen la capacidad de representar la configuración 3D del muro y facilitan su interacción con otros componentes estructurales.

1.2. Formulación del problema de investigación

En términos generales, existe la incógnita acerca del nivel de perceptibilidad de los resultados no lineales obtenidos para manifestar el comportamiento histerético de sistemas estructurales compuestos por muros de concreto armado. Parte de este rango de varianza, sin poner en tela de juicio las habilidades y experticia del analista, está asociado a: (1) el enfoque y especialización de paquete computacional elegido, (2) los criterios de modelamiento empleados que se encuentran disponibles en los softwares; (3) la gestión de data experimental para la calibración de los modelos analíticos; (4) los problemas de convergencia en el análisis no lineal; y (5) el grado de incertidumbre inherente al sistema. Tomando los puntos anteriores y visualizándolos a partir de una perspectiva conglomerada, en donde se abarca un conjunto estructural real que pasará a idealizarse y modelarse analíticamente, se concluye a grandes rasgos que es más complejo poder calibrar, verificar y validar la respuesta.

Es por este motivo que, para evaluar el realismo y la fiabilidad de las predicciones analíticas sin incurrir en estas restricciones, es de vital importancia tener previamente estudios correlacionales a nivel elemental, refiriéndose a la calibración en función de datos experimentales que reflejen el comportamiento cíclico de prototipos a escala de muros de concreto armado que fallen a un tipo de demanda determinado. A su vez, debe establecerse qué programa de análisis no lineal se manejará, tomando en consideración que: (1) sea de carácter comercial y de fácil adquisición; (2) exija un nivel de experticia abocado al área aplicativa/práctica; y (3) disponga de modelos fenomenológicos adaptables a shell elements.

Gracias a esta demarcación es que la investigación decide recurrir a los softwares pertenecientes a la empresa Computers & Structures, Inc.: (1) Integrated Software for Structural Analysis and Design, SAP2000, versión 23.0.0 (CSI, 2022b); y (2) Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, ETABS, versión 19.0.0 (CSI, 2022a). Al mismo tiempo, focalizándose en la forma de falla de los especímenes de calibración, el estudio tomará en cuenta a los muros de concreto armado dominados por flexión, al ser esta modalidad, junto con la falla por aplastamiento del alma, la más recurrente en muestras de ensayos experimentales, según Birely (2013).

En concreto, la brecha de conocimiento que se aborda es el bajo índice de investigaciones que verifiquen y validen la estimación del comportamiento cíclico de muros de concreto armado dominados por flexión por parte de criterios de modelamiento no lineal de programas específicos, con base en shell elements.

1.3. Enunciado del problema

1.3.1. Problema General

- ¿Qué criterio de modelamiento no lineal disponible en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements, permite la estimación de comportamiento histerético más exacta de muros de concreto armado dominados por flexión?

1.3.2. Problemas Específicos

- ¿De qué manera se definirán los criterios de modelamiento no lineal disponibles en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements?
- ¿En qué load steps se evaluará el comportamiento histerético de los muros de concreto armado dominados por flexión?
- ¿Cómo es el comportamiento histerético calculado de los muros de concreto armado dominados por flexión?
- ¿Cómo es el comportamiento histerético experimental de los muros de concreto armado dominados por flexión?
- ¿Cómo se caracterizará estadísticamente la ratio de comportamiento histerético calculado/comportamiento histerético experimental?
- ¿Existe relación entre el comportamiento histerético calculado y el comportamiento histerético experimental?

1.4. Justificación de la investigación

La propuesta y aplicación de criterios de modelamiento no lineal influyen directamente en la respuesta del elemento o estructura analizada. La modelización realista de estructuras compuestas por muros de concreto armado conlleva inevitablemente al uso de modelos no lineales, tanto a nivel geométrico como de materiales, lo que plantea la necesidad de lineamientos adecuados para disipar la perplejidad del procedimiento. A pesar de que no se puede esperar una precisión absoluta en la predicción de la respuesta en vista de la incertidumbre y variabilidad inherentes a los enfoques analíticos aptos en los paquetes computacionales y al sistema estructural en sí, es de prima importancia identificar que herramientas presentan un sesgo significativo y cuales se acercan con más exactitud a los resultados experimentales. El reconocimiento de tales condiciones es conveniente y necesario para la evaluación de la fiabilidad del software.

La búsqueda de la comprensión, evaluación y recomendación de mejores prácticas para el análisis no lineal de esta clase de estructuras, pone los cimientos para que los desarrolladores informáticos, por medio de estas validaciones, complementen, mejoren y hagan más prácticos los modelos analíticos de estudio. Esto permitirá, consecuentemente, que los profesionales tengan acceso a procedimientos adecuados y atractivos, sin perder el rigor acorde a las bases teóricas. Si bien como principio se tiene que la modelización tiende a sofisticarse con el fin de que la simulación se acerque a la realidad adquiriendo de esa forma más precisión, proponer la incorporación de enfoques alternativos previamente validados serviría como disipador de las demandas computacionales y problemas de convergencia que supondría integrar planteamientos numéricos refinados.

1.5. Objetivos de la investigación

1.5.1. Objetivo General

- Determinar qué criterio de modelamiento no lineal disponible en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements, permite la estimación de comportamiento histerético más exacta de muros de concreto armado dominados por flexión.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Clasificar los criterios de modelamiento no lineal disponibles en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements.
- Definir los main load steps del comportamiento histerético de los muros de concreto armado dominados por flexión.
- Evaluar el comportamiento histerético calculado de los muros de concreto armado dominados por flexión.
- Evaluar el comportamiento histerético experimental de los muros de concreto armado dominados por flexión.
- Medir la tendencia central y variabilidad de la ratio de comportamiento histerético calculado/comportamiento histerético experimental.
- Correlacionar el comportamiento histerético calculado y el comportamiento histerético experimental.

1.6. Hipótesis de la investigación

1.6.1. Hipótesis General

- El criterio de modelamiento no lineal disponible en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements, que tiene alta correlación permite la estimación de comportamiento histerético más exacta de muros de concreto armado dominados por flexión.

1.6.2. Hipótesis Específicas

- Se clasificarán los criterios de modelamiento no lineal disponibles en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements.
- Se definirán los main load steps del comportamiento histerético de los muros de concreto armado dominados por flexión.
- Se evaluará el comportamiento histerético calculado de los muros de concreto armado dominados por flexión.
- Se evaluará el comportamiento histerético experimental de los muros de concreto armado dominados por flexión.
- Se medirá la tendencia central y variabilidad de la ratio de comportamiento histerético calculado/comportamiento histerético experimental.
- Existe correlación entre el comportamiento histerético calculado y el comportamiento histerético experimental.

1.7. Planteamiento y operacionalización de variables de investigación

1.7.1. Variable de Asociación

Criterios de modelamiento no lineal: Se centrará en la clasificación de enfoques no lineales disponibles en los paquetes computacionales de estudio, con base en shell elements, tanto a nivel del material como del elemento, por medio de modelos histeréticos y fenomenológicos, respectivamente.

La variable se subdivide en dos dimensiones:

- **Criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS, con base en shell elements**

Como parte de los modelos fenomenológicos aplicables, se encuentran: (1) Fiber-Shell Hinge Element; y (2) Layered-Shell Element. En cuanto a los modelos histeréticos de material, refiriéndose exclusivamente al concreto confinado, se consideran: (1) Concrete Model; (2) Pivot Model; y (3) Takeda Model.

Es de acuerdo a los lineamientos anteriores que se establecen los casos posibles, expresados en los siguientes indicadores:

- ✓ Modelo fenomenológico Fiber, modelo histerético de material Concrete (EFC)
- ✓ Modelo fenomenológico Fiber, modelo histerético de material Pivot (EFP)
- ✓ Modelo fenomenológico Fiber, modelo histerético de material Takeda (EFT)
- ✓ Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Concrete (ELC)
- ✓ Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Pivot (ELP)
- ✓ Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Takeda (ELT)

- **Criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000, con base en shell elements**

Como parte de los modelos fenomenológicos aplicables, solamente se tiene al Layered-Shell Element. En cuanto a los modelos histeréticos de material, refiriéndose exclusivamente al concreto confinado, se consideran: (1) Concrete Model; (2) Pivot Model; y (3) Takeda Model.

Es de acuerdo a los lineamientos anteriores que se establecen los casos posibles, expresados en los siguientes indicadores:

- ✓ Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Concrete (SLC)
- ✓ Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Pivot (SLP)
- ✓ Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Takeda (SLT)

1.7.2. Variable de Supervisión

Comportamiento histerético: Presenta como se caracteriza la respuesta cíclica de la muestra de estudio de muros de concreto armado dominados por flexión, ya sea en su estado experimental como calculado tras la aplicación de los criterios de modelamiento no lineal. Esto se traducirá en cinco parámetros que se medirán en los main load steps: (1) Fuerza lateral máxima por ciclo principal; (2) Rigidez de descarga en los lazos positivos; (3) Rigidez de descarga en los lazos negativos; (4) Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos; y (5) Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos. Gracias a esta variable se podrá establecer cuan exacta es la predicción de la respuesta de los modelos usados.

La variable se subdividió en cinco dimensiones:

- **Main load steps del comportamiento histerético**

Puesto que la evaluación del comportamiento histerético se dará en puntos específicos de la respuesta a la carga lateral cíclica cuasiestática, se definirán los main load steps o pasos principales, tanto para los semiciclos positivos como negativos.

Está expresada de acuerdo a los siguientes indicadores:

- ✓ Main load steps en los semiciclos positivos.
- ✓ Main load steps en los semiciclos negativos.

- **Comportamiento histerético calculado de los muros de concreto armado dominados por flexión**

En cada main load step se evaluará el comportamiento histerético calculado tras la aplicación de los criterios de modelamiento no lineal predefinidos. La cantidad de valores obtenidos variará según el elemento analizado que conforme la muestra.

Está referida de acuerdo a los siguientes indicadores:

- ✓ Fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada (V_{cal}). Expresada en kN.
- ✓ Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada (ku_{cal}^+). Expresada en kN/mm.
- ✓ Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada (ku_{cal}^-). Expresada en kN/mm.
- ✓ Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada (kup_{cal}^+). Expresada en kN/mm.
- ✓ Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada (kup_{cal}^-). Expresada en kN/mm.

- **Comportamiento histerético experimental de los muros de concreto armado dominados por flexión**

En cada main load step se evaluará el comportamiento histerético experimental. La cantidad de valores obtenidos variará según el elemento analizado que conforme la muestra.

Está referida de acuerdo a los siguientes indicadores:

- ✓ Fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental (V_{exp}). Expresada en kN.
- ✓ Rigidez de descarga en los lazos positivos experimental (ku_{exp}^+). Expresada en kN/mm.
- ✓ Rigidez de descarga en los lazos negativos experimental (ku_{exp}^-). Expresada en kN/mm.
- ✓ Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos experimental (kup_{exp}^+). Expresada en kN/mm.
- ✓ Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos experimental (kup_{exp}^-). Expresada en kN/mm.

- **Ratio de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental**

Para caracterizar estadísticamente la relación entre el comportamiento histerético calculado y el comportamiento histerético experimental, se medirá la tendencia central y de variabilidad de la ratio obtenida. Estos valores definirán a cada criterio de modelamiento no lineal predeterminado.

Está referida de acuerdo a los siguientes indicadores:

- ✓ Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal (Q_V)
- ✓ Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos (Q_{ku^+})
- ✓ Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos (Q_{ku^-})
- ✓ Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos (Q_{kup^+})
- ✓ Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos (Q_{kup^-})
- **Correlación de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental**

Con el fin de probar el grado de relación entre ambos casos de comportamiento histerético, se obtiene el coeficiente correlación de Pearson (R) y de determinación (R^2). Para esto, se plantean hipótesis nulas (H_0) y alternativas (H_1), se verifica que el nivel de significancia debe ser menor a 1.00% para descartar las hipótesis nulas.

Está referida de acuerdo a los siguientes indicadores:

- ✓ Correlación de fuerza lateral máxima por ciclo principal (V_{cal} vs. V_{exp})
- ✓ Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos (ku_{cal}^+ vs. ku_{exp}^+)
- ✓ Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos (ku_{cal}^- vs. ku_{exp}^-)
- ✓ Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos (kup_{cal}^+ vs. kup_{exp}^+)
- ✓ Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos (kup_{cal}^- vs. kup_{exp}^-)

Para una comprensión más holística de las variables de estudio y su operacionalización, se recomienda acudir al **ANEXO A.1: Matriz de Operacionalización de Variables**.

1.8. Campo de verificación de la investigación

1.8.1. Alcance general

- Se aplicará criterios de modelamiento no lineal disponibles en los softwares SAP2000, versión 23.0.0 (CSI, 2022b); y (2) ETABS, versión 19.0.0 (CSI, 2022a), con base en shell elements, para constatar su precisión en predecir el comportamiento histerético de muros de concreto armado controlados por flexión.

1.8.2. Delimitación de unidad de análisis

- Se explora exclusivamente a prototipos a escala de muros de concreto armado controlados por flexión, sometidos a cargas laterales cíclicas cuasiestáticas, que fueron ensayados previamente para obtener su comportamiento y desempeño. Se tomó en consideración especímenes de geometría rectangular con distribución simétrica de reforzamiento longitudinal.

1.8.3. Limitaciones

- Las bases de datos secundarios fidedignas son escasas o de acceso limitado. Gran parte de las investigaciones de carácter experimental no documentan la historia fuerza-desplazamiento de los prototipos de ensayo. La toma de datos se registrará en fuentes internacionales sustentadas en publicaciones acreditadas.
- A pesar de que las fuentes primarias son recomendables, minimizando el sesgo en la medición de datos y teniendo más control del procedimiento de ensayo, el coste que supondría un estudio experimental rebasaría el presupuesto previsto, por lo que se prescindirá de estas.

CAPÍTULO 2: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

Como parte del estudio del comportamiento histerético de muros de concreto armado y la búsqueda de la reproducción de la respuesta inelástica bajo cargas monotónicas y/o cíclicas, a partir de data de ensayos experimentales, mediante la incorporación de paquetes computacionales comerciales y de código abierto, es que se han establecido iniciativas para: (1) la gestión e interpretación de datos analíticos, (2) la validación de resultados de análisis y (3) la definición de mejores prácticas de modelamiento.

2.1.1. Antecedentes internacionales

Kolozvari, Piatos, & Beyer (2017) buscaron hallar la sensibilidad de la respuesta obtenida a partir de la calibración y validación de modelos analíticos disponibles en Perform-3D frente a resultados experimentales de muros tipo U sometidos a carga cuasiestática bidireccional, para conjuntamente ofrecer recomendaciones de aplicaciones prácticas. Los modelos empleados fueron: (1) shear wall element y (2) general wall element. El comportamiento carga-deformación obtenido de los ensayos experimentales se manifestó de forma más precisa mediante (2). En contraste, ambos no pudieron cuantificar de forma aproximada la conducta frente a carga diagonal y subestimaron la cuantificación de deformaciones por compresión. Respecto a las deformaciones verticales, constataron que las predicciones obtenidas en la región de la rótula plástica coincidían de manera próxima a la media de la data experimental.

Vargas (2018) implementó el enfoque de Beam-Trust model (BTM) para el análisis no lineal de muros de corte rectangulares y tipo T, ejecutando su simulación computacional en el software de código abierto OpenSees. Contrastó la respuesta analítica con la experimental, obteniendo para ambos tipos de muros un adecuado ajuste con baja sobreestimación en la resistencia máxima de carga y descarga. Por el contrario, no alcanzó reflejar la falla de los prototipos de ensayo. Subsecuentemente, el autor puso a prueba los modelos calibrados para el análisis y diseño de un edificio de 16 pisos, comparando las propiedades mecánicas y modales de la estructura de carácter lineal desarrollada en ETABS con las cuatro opciones BTM de OpenSees: (1) conexión elástica, (2) diafragma rígido, (3) rótula plástica y (4) rótula plástica con acero reducido. Una vez autenticadas, comprobó los dos tipos de estructuraciones concluyendo que los edificios con muros tipo T tienden a ser más inseguros por la presencia de asimetría y la compleja distribución de cortante.

Estebes (2019), considerando la versatilidad brindada por SAP2000, plantea el modelamiento, por medio de elementos frame con plasticidad concentrada y shell layered nonlinear, de muros de concreto armado con incorporación de vigas de acople con la finalidad de intentar reproducir la respuesta de los ensayos experimentales. Aspectos como el grado de disipación de energía, niveles de daño y tiempo de cálculo, se tomaron en cuenta. Tanto para el análisis estático no lineal como cíclico, la modelación con shell ofreció errores relativos bajos en comparación con las rótulas concentradas manuales y las establecidas por los parámetros del ASCE 41-13, resultando las últimas de carácter más conservador. A su vez, concluyó que el modelo histérico Pivot se ajusta con mayor precisión frente a casos dominados por cortante, flexo-compresión o una combinación de estas, mientras que el de Takeda responde mejor a fallas por flexión.

Kolozvari et al. (2019) calibraron y validaron tres enfoques de modelación macroscópica para el análisis no lineal de muros estructurales de concreto armado: (1) Multiple-Vertical-Line-Element-Model con interacción corte-flexión (SFI-MVLEM); (2) SFI-MVLEM aplicado en muros cuadrados (SFI-MVLEM-SQ); y (3) SFI-MVLEM en muros no planos bajo carga multidireccional (SFI-MVLEM-3D). Se implementaron en la plataforma computacional OpenSees. La comparación experimental con la analítica concluye que (1) capta la deformación, ya sea para corte como para flexión, y la degradación de rigidez por corte. En el caso de (2), captura eficientemente el comportamiento histerético dominado por corte. Finalmente, (3) simula con una precisión razonable la respuesta histerética bajo cargas uniaxiales y multidireccionales. Dentro de las deficiencias identificadas en los modelos está la incapacidad de reflejar la degradación de resistencia asociada al pandeo o fractura del refuerzo y la inestabilidad lateral.

Clark et al. (2020) verificaron la precisión de modelos macroscópicos disponibles en diferentes softwares de análisis no lineal en la predicción de respuesta cíclica, empleando una base de datos de prueba con una gama de variables de diseño. Estos modelos fueron: (1) Modified Compression Field Theory – fiber section (MCFT-FS), implementado en VecTor5; (2) shear wall element (SW-P3D), disponible en Perform-3D; (3) multi-layer shell (MLS-OS), desarrollado en Opensees; (4) multi-layer shell (MLS-SAP), como versión de SAP2000; y (5) elastic stack wall element - plastic hinge (ESW-PH), de ETABS. Concluyeron que, para los casos en que los muros tenían un comportamiento predominantemente a flexión, tanto (2), (4) y (5) eran suficientes para estimar la resistencia máxima al corte, mientras que el pinching no se reflejaba de manera adecuada. Para (1) y (2) se demostró que predicen el estrechamiento histerético y la degradación de rigidez y resistencia bajo cargas cíclicas de manera razonable.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Capcha (2017) implementó el macromodelamiento de muros delgados de concreto armado a partir de elementos Lattice-Truss, con el objeto de cuantificar cuan acertado es el pronóstico no lineal de dicho modelo. Aplicó el software basado en elementos frame, RUAUMOKO. Como medio de calibración, recopiló información de cuatro prototipos ensayados con anterioridad. Las características cíclicas del concreto y acero de refuerzo fueron plasmadas mediante las formulaciones de Schoettler-Restrepo y Dood-Restrepo, respectivamente. En el proceso de validación del modelado, definió diversas distribuciones de mallado, ángulos de inclinación para las diagonales, disposición de los componentes externos y cantidad de elementos que siguen el modelo de armadura no lineal; acaeciendo en que la configuración de nueve elementos Lattice-Truss refleja de mejor forma el proceso de degradación de rigidez y el estrechamiento por ciclo de los ensayos.

Moreno (2021), a partir de propuestas previamente calibradas y validadas de modelación no lineal de muros tipo U mediante Perform 3D, las complementó tomando en consideración las propiedades asociadas al cortante convencional y compresión diagonal. Los elementos no lineales empleados fueron: (1) shear wall y (2) general wall. Para establecer los parámetros propios de las curvas esfuerzo-deformación por corte del material asignado, llevó a cabo tres simulaciones. Ulteriormente, cotejó las respuestas bidireccionales del prototipo de estudio con las obtenidas por los ensayos analíticos, registrando que la contribución de la tercera simulación se ajustó más al comportamiento histerético real. Llegó a la conclusión de que (2) ofrece aproximaciones más cercanas a la realidad. Esto está potenciado por el hecho de que (1) no cuenta con la disponibilidad de asignación de criterios relacionados al cortante por compresión diagonal.

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Definiciones

En este documento, de manera común, se utilizan los siguientes términos:

Acción bajo deformación controlada: Mediante la que se puede alcanzar una capacidad de deformación inelástica fiable sin decaimiento crítico de la resistencia.

Acción bajo fuerza controlada: Cualquier acción de elementos modelada con propiedades lineales y acciones de elementos no clasificadas como controladas por deformación.

Alma: Región del muro de corte que se encuentra menos reforzado en comparación a las zonas limítrofes.

Calibración: Proceso en el que se ajustan los parámetros mal restringidos de forma transparente y repetible para eliminar el sesgo en las predicciones del modelo.

Curva backbone: Relación entre la fuerza generalizada y la deformación de un componente que se utiliza para caracterizar la respuesta en un modelo de análisis no lineal.

Degradación cíclica: Pérdida aparente de resistencia a un nivel de deformación bajo carga cíclica inversa.

Degradación intraciclo: Reducción de la resistencia que se asocia con una inclinación negativa del gráfico de carga frente a deformación dentro del mismo ciclo en el que se produce la fluencia.

Elemento de borde: Ubicado en la zona extrema del muro de corte, que comúnmente cuenta con refuerzo transversal y longitudinal.

Elemento estructural: Componente de una edificación que proporciona resistencia a la carga gravitatoria o lateral como parte de una trayectoria de carga continua a la cimentación, incluyendo vigas, columnas, losas, arriostramientos, muros, pilares de muros, vigas de acoplamiento y conexiones; designado como primario o secundario.

Ensayo cíclico cuasiestático: Test de origen experimental en donde las cargas y/o desplazamientos se aplican a ritmos lentos, con la finalidad de estudiar el comportamiento de estructuras y miembros estructurales, así como la velocidad de propagación de las grietas, la jerarquía del colapso y los niveles de daño asociados.

Fiber-shell element: Modelo que emplea elementos de esfuerzos planos en los que la respuesta de esfuerzo-deformación normal viene determinada por las fibras horizontales y verticales pertenecientes al plano, mientras que el esfuerzo de corte se define mediante un modelo anexo de esfuerzo-deformación en la dirección perpendicular a los esfuerzos normales. No simula la interacción corte-flexión.

Layered-shell element: Modelo que emplea elementos shell que comprenden múltiples layers o capas de esfuerzo plana. Cada capa está definida por un modelo continuo de concreto con o sin acero de refuerzo embebido, dependiendo del caso. Puede simular la interacción corte-flexión.

Main load steps: Puntos de carga progresivos en los que se presentan los mayores desplazamientos laterales de la historia de carga lateral cíclica cuasiestática.

Muro de corte: Un muro que resiste las fuerzas laterales aplicadas paralelamente a su plano; también conocido como muro en el plano.

Rigidez de descarga: Desarrollada durante la descarga a partir del pico máximo por semiciclo de la respuesta histerética, como parte de la deformación plástica cíclica.

Validación: Proceso que implica la comparación de las predicciones del análisis con una base de datos.

2.2.2. Notación

En este documento se utilizan los siguientes símbolos:

l_w/t_w = Relación de aspecto de la sección transversal, adimensional. Capítulo 3.

Δ_u = Desplazamiento último, % L_v . Capítulo 3.

Δ_w = Desplazamiento superior en la cabeza del muro. Capítulo 3.

Δ_y = Desplazamiento nominal de fluencia, % L_v . Capítulo 3.

Δ'_y = Desplazamiento nominal de fluencia basado en la regla de 3/4, mm. Capítulo 4.

ϕ_{nom} = Diámetro nominal del acero de refuerzo, mm. Capítulo 4.

$A_{S_{bound}}$ = Área de acero del elemento de borde, mm². Capítulo 4.

$A_{S_{web}}$ = Área de acero del alma, mm². Capítulo 4.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto, GPa. Capítulo 4.

E_s = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

E_{sec} = Módulo de elasticidad secante del concreto.

F_k = Fuerza en el actuador del ensayo cuasiestático. Capítulo 3.

L_v = Luz de corte del muro de concreto armado, mm. Capítulo 4.

$M/(Vl_w)$ = Ratio de luz de corte, adimensional. Capítulo 3.

N_E^{prot} = Carga axial del prototipo, kN. Capítulo 4.

N_E^{real} = Carga axial de la estructura real dual, kN. Capítulo 4.

Q_{ku-} = Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos, adimensional. Capítulo 5, Anexo G.

Q_{ku+} = Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos, adimensional. Capítulo 5, Anexo G.

Q_{kup-} = Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos, adimensional. Capítulo 5, Anexo G.

Q_{kup+} = Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos, adimensional. Capítulo 5, Anexo G.

Q_V = Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal, adimensional. Capítulo 5, Anexo G.

V_{cal} = Fuerza lateral máxima asociada a los main load steps calculada, kN. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

V_{cal} vs. V_{exp} = Correlación de fuerza lateral máxima por ciclo principal, adimensional. Capítulo 5, Anexo H.

V_{exp} = Fuerza lateral máxima asociada a los main load steps experimental, kN. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto no confinado, MPa. Capítulo 2.

f'_{cc} = Resistencia a la compresión del concreto confinado.

f'_t = Resistencia a la tracción del concreto.

f_u = Capacidad de esfuerzo último del acero de refuerzo.

f_y = Esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo.

ku_{cal}^- vs. ku_{exp}^- = Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos, adimensional. Capítulo 5, Anexo H.

ku_{cal}^- = Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada, kN/mm. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

ku_{cal}^+ vs. ku_{exp}^+ = Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos, adimensional. Capítulo 5, Anexo H.

ku_{cal}^+ = Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada, kN/mm. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

ku_{exp}^- = Rigidez de descarga en los lazos negativos experimental, kN/mm. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

ku_{exp}^+ = Rigidez de descarga en los lazos positivos experimental, kN/mm. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

kup_{cal}^- vs. kup_{exp}^- = Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos, adimensional. Capítulo 5, Anexo H.

kup_{cal}^- = Rigidez de descarga en los lazos negativos asociada al pinching calculada, kN/mm. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

kup_{cal}^+ vs. kup_{exp}^+ = Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos, adimensional. Capítulo 5, Anexo H.

kup_{cal}^+ = Rigidez de descarga en los lazos positivos asociada al pinching calculada, kN/mm. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

kup_{exp}^- = Rigidez de descarga en los lazos negativos asociada al pinching experimental, kN/mm. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

kup_{exp}^+ = Rigidez de descarga en los lazos positivos asociada al pinching experimental, kN/mm. Capítulo 4, Capítulo 5, Anexo F.

l_{bound} = Largo del elemento de borde perteneciente al muro de concreto armado, mm. Capítulo 4.

l_w = Largo de la sección transversal del muro de concreto armado, mm. Capítulo 4.

l_{web} = Largo del alma perteneciente al muro de concreto armado, mm. Capítulo 4.

t_w = Espesor de la sección transversal del muro de concreto armado, mm. Capítulo 4.

ϵ'_c = Deformación unitaria correspondiente a la resistencia máxima del concreto no confinado, %. Capítulo 4.

ϵ'_{cc} = Deformación unitaria correspondiente a la resistencia máxima del concreto confinado.

ϵ_{cu} = Capacidad de deformación última del concreto confinado.

ϵ_{sh} = Deformación al inicio del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.

ϵ_{su} = Capacidad de deformación final del acero de refuerzo.

ϵ_u = Capacidad de deformación última del concreto no confinado y deformación de desprendimiento del concreto confinado.

ε_y = Deformación de fluencia del acero de refuerzo, %. Capítulo 4.

λ_N = Relación de carga axial, adimensional. Capítulo 3.

μ_Δ = Ductilidad de desplazamiento, adimensional. Capítulo 4.

ρ_h = Cuantía de refuerzo transversal en el alma del muro de concreto armado, %.
Capítulo 3.

ρ_{bound} = Cuantía de refuerzo en el elemento de borde del muro de concreto armado,
%. Capítulo 3.

ρ_c = Densidad del concreto, kg/m³. Capítulo 4.

ρ_s = Densidad del acero de refuerzo, kg/m³. Capítulo 4.

ρ_{web} = Cuantía de refuerzo longitudinal en el alma del muro de concreto armado, %.
Capítulo 3.

N = Carga axial aplicada sobre el cabezal del muro, kN. Capítulo 4.

c = Recubrimiento libre del refuerzo, mm. Capítulo 4.

d = Desplazamiento superior calculado en la cabeza del muro, mm. Capítulo 4.

s = Espaciamiento del refuerzo transversal en el elemento de borde del muro de
concreto armado, mm. Capítulo 4.

αv_u = Demanda de esfuerzo cortante, MPa. Capítulo 3.

2.3. Marco normativo

2.3.1. Normativa internacional

- **ASCE/SEI 41: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings**

Estándar enfocado principalmente en la rehabilitación de edificios existentes, sirviendo como vía canalizadora para los procedimientos necesarios en el análisis no lineal de estructuras de diversa índole, mediante la propuesta de criterios de aceptación y modelado de componentes.

Para el presente estudio, se empleó la versión **ASCE/SEI 41-17** (ASCE, 2017), tomando de manera específica los siguientes capítulos:

Chapter 7: Analysis Procedures and Acceptance Criteria, donde se definen los requisitos generales para el análisis de edificaciones y sus criterios de aceptación, resaltando con especial interés los apartados **7.2. General Analysis Requirements**, **7.4 Analysis Procedures**, y **7.5 Acceptance Criteria**. Este capítulo servirá como fuente teórica para desarrollar parámetros de modelado basados en datos experimentales. A su vez, permitirá seleccionar el método de análisis estructural idóneo

Chapter 10: Concrete, que estipula los requerimientos para la evaluación sísmica de los componentes de concreto armado existentes en un sistema estructural. Se tendrá en consideración el apartado **10.7. Concrete Structural Walls**, en el que está proporcionado procedimientos de modelado, registro de resistencia considerando el potencial de fallo a flexión, corte o el desarrollo bajo carga gravitatoria y lateral, además de establecer los criterios de aceptación de muros estructurales de concreto armado.

- **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete**

Estándar que establece los requisitos mínimos para los materiales, el diseño y el detallado de edificaciones de concreto armado o de estructuras no edificadas. Se tocan métodos de análisis, límites de deflexión, parámetros de evaluación de la resistencia estructural, y procedimiento para que el diseño brinde resistencia, servicio y durabilidad.

Para el presente estudio, se empleó la versión **ACI 318-19** (ACI, 2019), tomando de manera específica los siguientes capítulos:

Chapter 11: Walls, donde se precisa el diseño por resistencia de muros de concreto armado, considerando el comportamiento dentro y fuera del plano de acción de las fuerzas internas producto de las cargas aplicadas. Los acápite a utilizar son: **11.3 Design limits**, **11.4 Required strength**, **11.5 Design strength**, y **11.6 Reinforcement limits**.

Chapter 18: Earthquake-Resistant Structures, que tiene como objetivo de diseño brindar una capacidad de respuesta estructural en el rango inelástico sin deterioro crítico de la resistencia. A partir del acápite **18.10 Special structural walls**, se desprenderán los parámetros de evaluación necesarios para caracterizar los prototipos de ensayo.

Appendix A: Design Verification Using Nonlinear Response History Analysis, en el que se desarrolla requisitos específicos para un diseño basado en el análisis no lineal tiempo-historia. Este capítulo permitirá definir consideraciones para el modelado y análisis no lineal cíclico a emplear en los prototipos de ensayo.

2.3.2. Normativa nacional

- **Norma Técnica de Edificaciones - E.060: Concreto Armado**

Estándar que establece las exigencias mínimas para los materiales constituyentes, análisis, diseño y ejecución de estructuras de concreto armado.

Para el presente estudio, se empleó la versión **NTE E.060-2009** (RNE, 2009), tomando de manera específica el siguiente capítulo:

Capítulo 21: Disposiciones especiales para el diseño sísmico, con la finalidad de que los elementos estructurales sean capaces de resistir cargas laterales de origen telúrico, tanto en su rango lineal como no lineal. Se considerará el acápite **21.9 Muros estructurales de concreto reforzado**, resaltando el diseño a flexocompresión, la resistencia al corte en el plano de acción y las cuantías de refuerzo.

2.3.3. Publicaciones complementarias

- **FEMA P-440A: Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response**

Reporte suplementario que, con base en una recopilación de fuentes teóricas, permite mejoras al análisis no lineal desde el enfoque de la respuesta histerética, teniendo en cuenta la degradación cíclica e intracíclica de la resistencia y la rigidez.

Para el presente estudio, del **FEMA P-440A** (FEMA, 2009), se considera el capítulo **2. Background Concepts**, donde se definen los efectos del comportamiento histerético en la respuesta sísmica y la relación del protocolo de carga con la respuesta cíclica.

- **NIST GCR 10-917-5: Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design**

Informe técnico conciso que aborda el desarrollo de metodologías y otras herramientas analíticas para la modelización y análisis estructural no lineal.

Para el presente estudio, del **NIST GCR 10-917-5** (NIST, 2010), se consideran los capítulos **2. Nonlinear Demand Parameters and Model Attributes** y **3. Modeling of Structural Components**, donde se presentan parámetros ante la acción de cargas cíclicas y modelamiento de muros esbeltos de concreto armado.

- **NIST GCR 10-917-27: Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering**

Programa que presenta una serie de iniciativas para la mejora de capacidades prácticas en el análisis dinámico no lineal.

Para el presente estudio, del **NIST GCR 10-917-27** (NIST, 2013), se consideran los capítulos **3. Verification, Validation, and Calibration**, **4. Modeling Capabilities**, y **5. Computational Technologies**.

- **NIST GCR 10-917-45: Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design**

Informe técnico que sugiere mejoras en la modelización sísmica no lineal y en los requisitos de los criterios de aceptación para diferentes sistemas estructurales.

Para el presente estudio, del **NIST GCR 10-917-45** (NIST, 2017), se considera el capítulo **7. Flexure-Controlled Reinforced Concrete Walls**, que brinda pautas para el modelado y análisis no lineal de muros de concreto armado dominados por flexión.

2.4. Marco teórico

2.4.1. Muros de concreto armado controlados por flexión

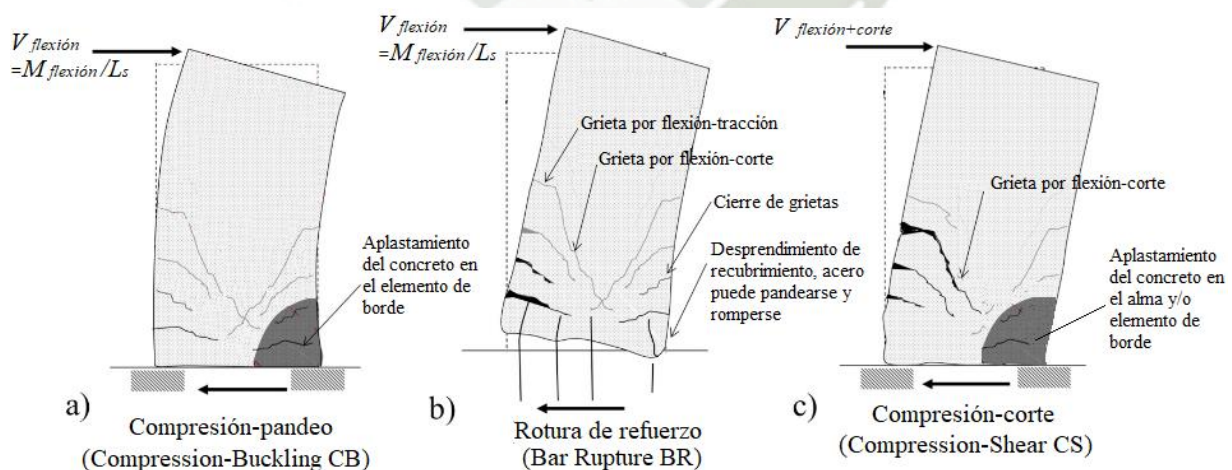
Por lo general, los muros controlados por flexión tienen demandas de corte que no exceden su capacidad y son esbeltos con una relación de aspecto altura-longitud superior a 1.5. De acuerdo al NIST GCR 17-917-45 (NIST, 2017), la respuesta típica y el estado de daño de algunos tipos de muros de flexión indican las siguientes características: (1) una resistencia a la flexión que se estima con precisión utilizando métodos estándar, (2) un endurecimiento mínimo bajo una demanda de deriva creciente, donde la resistencia final es aproximadamente la resistencia de momento nominal; (3) un deterioro mínimo de la resistencia bajo múltiples ciclos a la misma demanda de deriva; y (4) una pérdida de resistencia relativamente rápida con una demanda de deriva creciente después del desarrollo de un modo de fallo. Señala también que debe tenerse en cuenta que, por efecto de los modos superiores, algunos muros altos y esbeltos, aunque estén diseñados para estar limitados por la capacidad de flexión, pueden sostener fuerzas de corte que superan la demanda de corte de diseño, incluso si se calculan a partir de la rótula plástica.

A grandes rasgos, el capítulo 11 del ACI 318-19 (ACI, 2019) estipula que en el proceso de diseño se debe determinar el refuerzo longitudinal necesario para la demanda de flexión. A menudo, gran parte de este refuerzo se concentra en los extremos de los muros, ya que es la ubicación óptima para la resistencia a la flexión, denominando estas regiones como elementos de borde. Otro punto importante es el dimensionamiento y detalle del refuerzo de confinamiento para cumplir con la demanda de cortante. Se permite el uso de un factor de reducción de la resistencia mayor para calcular la resistencia a cortante si la demanda corresponde a una rotulación plástica.

2.4.1.1. Evaluación de base de datos de acuerdo con los mecanismos de falla

Bajo cargas laterales, los muros sometidos a flexión pueden sufrir daños por compresión en el hormigón y en las barras de refuerzo, así como la rotura por tracción de la armadura, con el inicio de la pérdida de resistencia lateral resultante de uno o más de estos mecanismos de daño. Conforme a Whitman (2015), los mecanismos de fallo de los muros controlados por flexión son consecuencia de: (1) el aplastamiento simultáneo del concreto y el pandeo de la armadura longitudinal en la región de compresión extrema del muro, definido como fallo por compresión-pandeo (Compression-Buckling CB); (2) la rotura del refuerzo longitudinal previamente pandeado en la zona límite del muro, catalogado como fallo por rotura de refuerzo (Bar Rupture BR); o (3) el aplastamiento del concreto en una gran parte de la región del alma y/o el núcleo del elemento de borde debido a las demandas de compresión combinadas resultantes de la carga de flexión y de corte, determinado como fallo por compresión-corte (Compression-Shear CS).

Figura 2-1. Mecanismos de falla de muros de concreto armado dominados por flexión



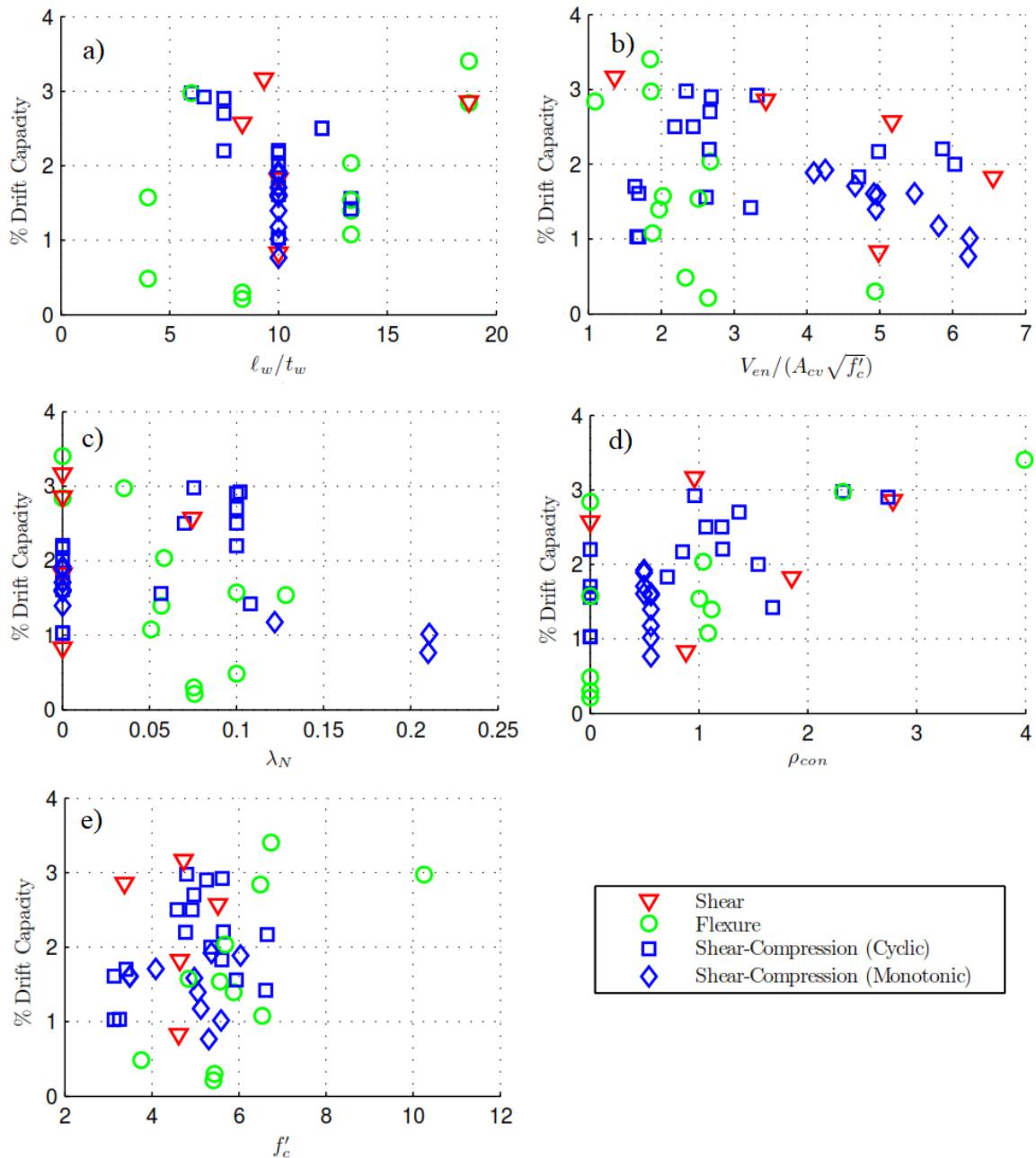
Nota: Whitman (2015) considera tres modos de falla asociados a muros de concreto armado dominados por flexión: a) Compression-Buckling (CB), b) Bar Rupture (BR), y c) Compression-Shear (CS). Adaptado de "Shear and Flexural Stiffnesses of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Loading" (pág. 111), por T.O Tang & R.K.L. Su, 2014, *The Open Construction and Building Technology Journal*, 8(1).

2.4.1.2. Evaluación de base de datos de acuerdo con los parámetros de diseño

El comportamiento de los muros a flexión viene determinado por diferentes parámetros de diseño. Birely (2013), con base en un amplio estudio de muestras experimentales de muros, siendo un total de 68 especímenes, de los cuales 38 eran de sección transversal rectangular y presentaban fallas por flexión o compresión-corte, investigó la relación de la capacidad de deformación del muro y/o el modo de fallo, con varios parámetros clave. Estos pueden estar vinculados a: (1) las propiedades de los materiales constituyentes; (2) la geometría de la sección transversal; (3) ratios de reforzamiento; y (4) ratios de capacidad/demanda.

Puntualmente, respecto a fallas asociadas a flexión, Birely (2013) concluyó para las correlaciones de los parámetros de diseño y capacidad de deriva con R^2 altos que: (1) dada una mayor relación de aspecto de la sección transversal (l_w/t_w), se genera una mayor capacidad de deriva (% Drift capacity), encontrándose ratios menores a 14.0 ($l_w/t_w < 14$), salvo algunas excepciones donde los muros eran muy esbeltos; (2) para una mayor demanda esperada de esfuerzo cortante ($V_{en}/A_{cv}\sqrt{f'_c}$), se genera una menor capacidad de deriva (% Drift capacity), encontrándose ratios menores a 3.0 ($V_{en}/A_{cv}\sqrt{f'_c} < 3$), salvo algunas excepciones donde llegaban hasta ratios cercanos a 5.0; (3) para una mayor relación de carga axial ($\lambda_N = P/A_g f'_c$), se genera una menor capacidad de deriva (% Drift capacity), encontrándose ratios menores a 0.15 ($\lambda_N < 0.15$); (4) para una mayor relación de confinamiento del elemento de borde (ρ_{con}), se genera una mayor capacidad de deriva (% Drift capacity), encontrándose ratios menores a 2.0 ($\rho_{con} < 2$), salvo algunas excepciones donde llegaban hasta 4.0; y (5) para una mayor resistencia a la compresión del concreto (f'_c), se genera una mayor capacidad de deriva (% Drift capacity).

Figura 2-2. Capacidad de deriva en función de parámetros de diseño



Nota: Birely (2013) considera el efecto de los parámetros de diseño de muros de concreto en la capacidad de deriva y mecanismos de falla: a) Relación de aspecto de la sección transversal, b) Demanda esperada de esfuerzo cortante, c) Relación de carga axial, d) Relación de confinamiento del elemento de borde, y e) Resistencia a la compresión del concreto. Adaptado de “*Seismic Performance of Slender Reinforced Concrete Structural Walls*” (pág. 140-141-143-146-148), por A.C. Birely, 2013, PhD thesis, University of Washington.

2.4.2. Comportamiento histerético de muros de concreto armado

Partiendo de recopilaciones de base de datos de investigaciones de carácter experimental, dependiendo de configuraciones propias del diseño, los muros de concreto armado sometidos a deformaciones cíclicas repetidas pueden presentar características de disipación de energía deficientes, lo que da a lugar bucles de histéresis estrechados con degradación de resistencia y pérdida de capacidad lateral (Birely, 2013; Whitman, 2015). El comportamiento histerético no lineal de muros de concreto armado, producto de la aplicación de carga cíclica, puede reflejarse en modelos que representen: (1) degradación de la rigidez; (2) degradación de la resistencia; (3) pinching; y (4) degradación cíclica.

Degradación de la rigidez: Comportamiento en el que, para cada etapa de descarga y/o recarga, la deformación se producirá con una rigidez reducida. Según el NIST GCR 17-917-45 (NIST, 2017), esta reducción es el resultado de un daño producido por el agrietamiento en los muros.

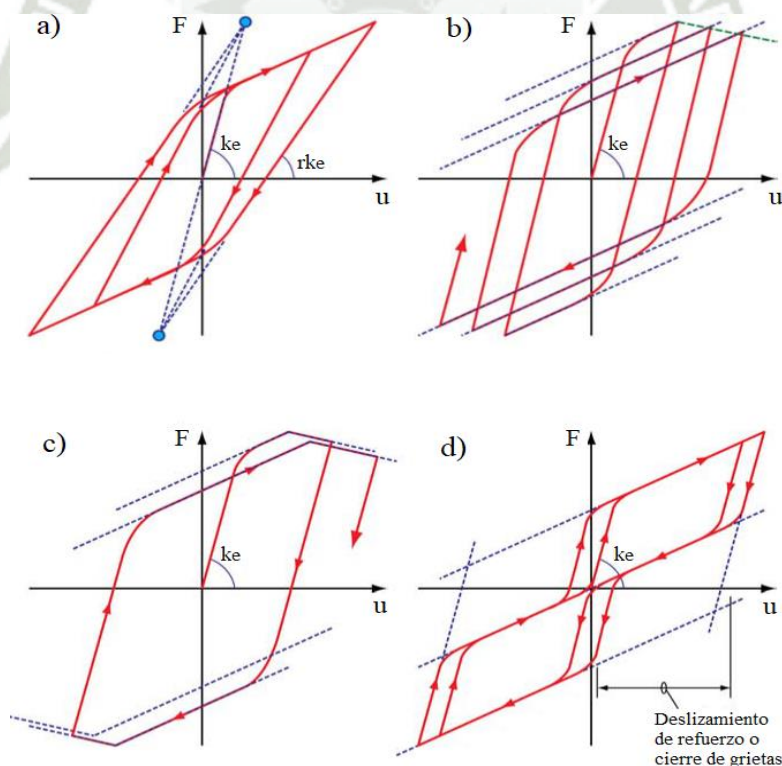
Degradación de la resistencia: Comportamiento en el que, para cada inicio de ciclo histerético, la deformación se dará con un nivel de fuerza inferior. Como indica el NIST GCR 17-917-45 (NIST, 2017), la reducción del límite elástico puede atribuirse a daños, como el aplastamiento local o el desprendimiento del concreto.

Pinching: Comportamiento que se caracteriza reducciones de la rigidez durante la recarga después de la etapa de descarga, junto con la recuperación de la rigidez cuando el desplazamiento se impone en la dirección opuesta. Conforme al NIST GCR 17-917-45 (NIST, 2017), el pinching es debido a la apertura y cierre de grietas, y a la degradación de la resistencia como resultado del pandeo del acero de refuerzo y el desprendimiento del concreto.

Degradación cíclica: Comportamiento en el que, para los ciclos sucesivos a la fluencia, se produce una rigidez posterior a la cesión cada vez menor. De acuerdo al NIST GCR 17-917-45 (NIST, 2017), la degradación cíclica se asocia comúnmente con el pandeo del acero de refuerzo.

Degradación de la rigidez descarga: Comportamiento en el que, para el inicio de la trayectoria de descarga por cada semiciclo histerético, la deformación se producirá con una rigidez reducida. Como indica el PEER Report 2003/10 (Lowes, Mitra, & Altoontash, 2003), se define la evolución de la envolvente de respuesta y las trayectorias de descarga en función del historial de carga-deformación, en respuesta al daño de los materiales participantes.

Figura 2-3. Modelos que reflejan formas de comportamiento histerético



Nota: Como parte del comportamiento histerético presente en muros de concreto armado, representado en modelos analíticos, se encuentran: a) Degradación de la rigidez, b) Degradación de la resistencia, c) Degradación cíclica, y d) Pinching. Adaptado de “*Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers*” (pág. 6), por NIST, 2010.

2.4.3. Modelamiento no lineal de muros de concreto armado

La interacción de los muros de concreto armado con los casos de carga, tanto gravitacionales como laterales generados por terremotos o efectos del viento, implica que deban poseer características estructurales mínimas para disipar de manera eficiente la energía del sistema, no presentar una degradación de resistencia abrupta y evitar la pérdida repentina de capacidad lateral. Esto conlleva a que en el proceso de modelado y diseño sea necesario que los modelos constitutivos, histeréticos y fenomenológicos empleados sean capaces de predecir analíticamente la respuesta cíclica relacionada con la interacción axial-cortante-flexión, degradación de rigidez y resistencia, y estrechamiento de lazos de histéresis, ya sea al nivel de los materiales participantes como a lo largo del elemento.

2.4.3.1. Modelos constitutivos monotónicos de los materiales

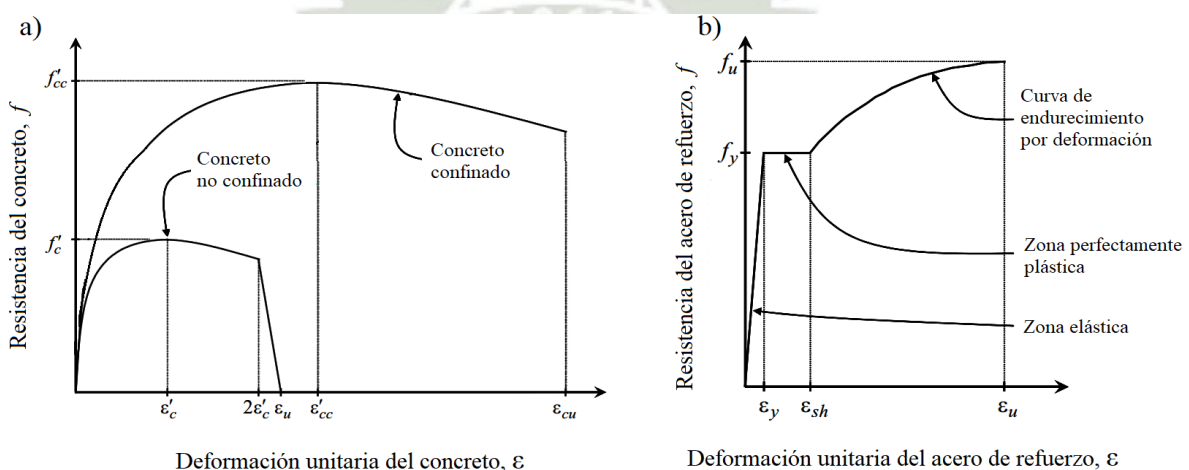
Para describir el comportamiento mecánico del material a lo largo de cualquiera de sus ejes en un contexto arbitrario, se emplean relaciones constitutivas que, dependiendo del tipo de enfoque, pueden expresar elasticidad, plasticidad, mecánicas de daño continuo, fracturas plásticas, entre otros. Con el objetivo de que las simulaciones numéricas sean fiables, es crucial cuantificar adecuadamente las constantes que forman parte de las ecuaciones de gobierno del modelo adoptado.

Los modelos constitutivos, para el concreto y el acero de refuerzo, descritos a continuación se encuentran disponibles en los paquetes computacionales de estudio. Cada uno se sustenta en investigaciones previas que propusieron ecuaciones de carácter empírico. Los parámetros de calibración forman parte del input asociado a las propiedades del material. Se sugiere revisar el Technical Note S-TN-MAT-001: Material Stress-Strain Curves (CSI, 2008).

Modelo de Mander: En el caso de concreto confinado y sin confinar, se encuentran por defecto el modelo de esfuerzo-deformación basado en los postulados de Mander, Priestley, & Park (1988). Fue desarrollado tomando en cuenta la aplicación de carga uniaxial de compresión al material y la influencia del refuerzo transversal, teniendo una disposición rectangular o circular, mediante la definición de una tensión de confinamiento lateral efectiva. Tal como señala el S-TN-MAT-001 (CSI, 2008), la curva de esfuerzo-deformación del concreto no confinado de Mander puede generarse a partir de datos de las propiedades del material, mientras que para el concreto confinado se necesita datos del material y de la sección.

Modelo de Park: El acero de refuerzo fue definido por Park & Kent (1973). La curva monotónica refleja la respuesta elástica inicial, la meseta de fluencia y la curva de endurecimiento por deformación. Se la considera como envolvente frente a cargas periódicas del mismo signo, independientemente de la zona de descarga. Según el S-TN-MAT-001 (CSI, 2008), la región de endurecimiento por deformación para este modelo se rige por una curva paramétrica empírica. También señala la existencia del modelo Simple, pero no será utilizado.

Figura 2-4. Curvas de esfuerzo-deformación de materiales



Nota: Modelos constitutivos de materiales disponibles en ETABS y SAP2000: a) Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado de Mander, y b) Curva del esfuerzo-deformación acero de refuerzo de Park. Adaptado de "Technical Note S-TN-MAT-001: Material Stress-Strain Curves" (pág. 3-17), por CSI, 2008.

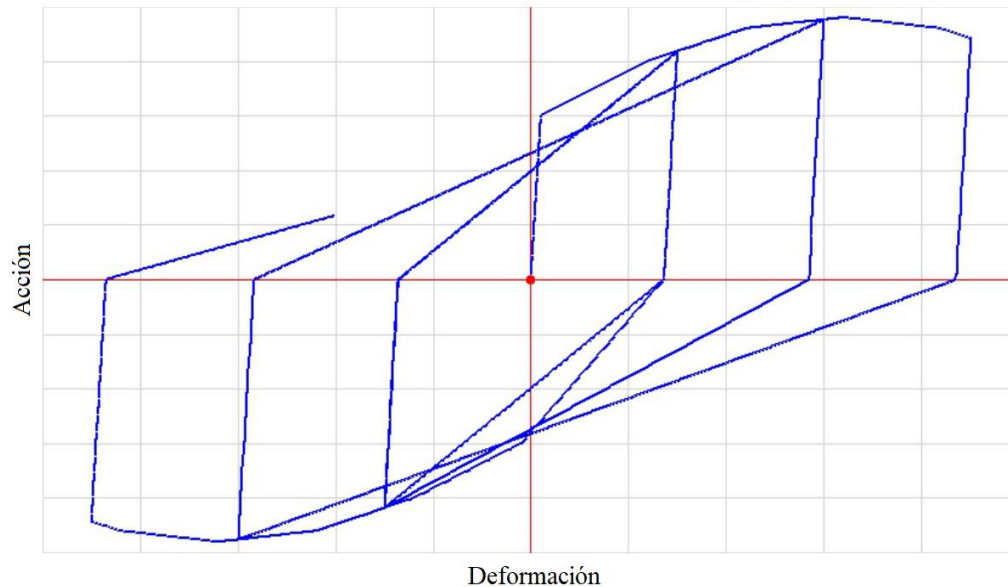
2.4.3.2. Modelos histeréticos de los materiales

Existen diversos modelos de histéresis para definir el comportamiento no lineal de la curva esfuerzo-deformación cuando la carga se invierte o se somete a un ciclo. En su mayor parte, difieren en la cantidad de energía que disipan en un determinado ciclo de deformación, como también en las fuentes de deterioro ligadas a la resistencia básica, la resistencia posterior a la cedencia, la rigidez de descarga y el deterioro de la rigidez de recarga acelerada.

Tanto ETABS (CSI, 2022a) y SAP2000 (CSI, 2022b) disponen de los siguientes modelos histeréticos: Elastic, Kinematic, Degrading, Takeda, Pivot, Concrete, BRB Hardening e Isotropic. A continuación, se describirán a aquellos elegidos para caracterizar la respuesta cíclica del concreto armado y sin reforzar, como también del acero de refuerzo.

Modelo Takeda: Takeda, Sozen, & Nielsen (1970), basándose en estudios experimentales, propusieron un modelo regido por 16 reglas que operan sobre una curva primaria trilineal. El modelo considera deformaciones adicionales debidas al deslizamiento por adherencia e incluye cambios de rigidez por agrietamiento y fluencia asociados a la flexión, además de reflejar características de degradación de rigidez de descarga con deformación. El hecho de que tome al agrietamiento como un punto de quiebre, da como resultado cierta disipación de energía bajo cargas cíclicas incluso en la etapa de anterior a la cedencia. Sin embargo, no cubre el efecto de pinching causado por el deslizamiento del refuerzo. Tampoco tiene en cuenta el fallo originado por cortante. Dentro de los paquetes computacionales señalados previamente, como señala el Analysis Reference Manual (CSI, 2017), este modelo no requiere parámetros de calibración adicionales, además de indicar que es más apropiado para el concreto armado que para los metales.

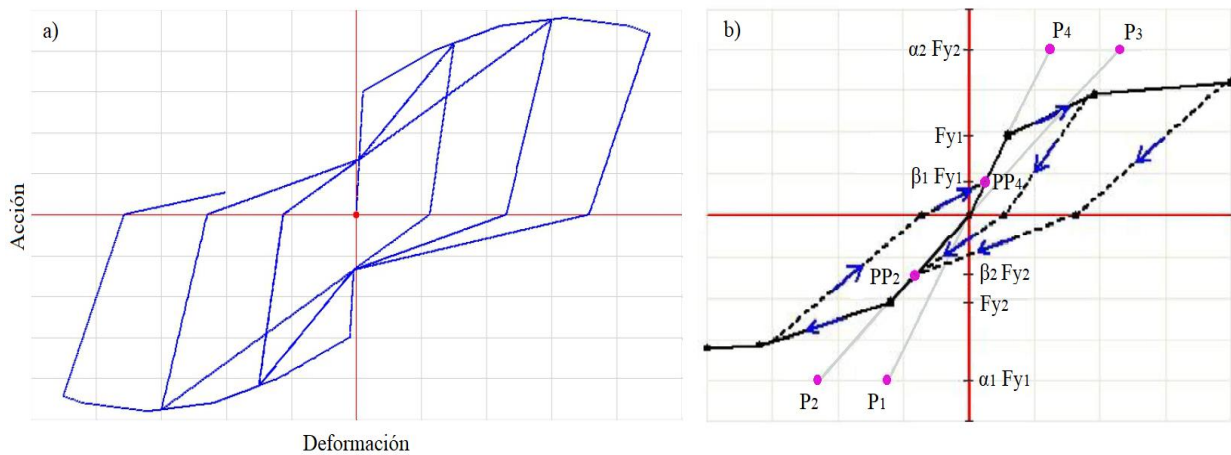
Figura 2-5. Modelo histerético Takeda bajo incremento de carga cíclica



Nota: El modelo histerético Takeda no necesita parámetros de calibración en ETABS y SAP2000. Adaptado de “*Analysis Reference Manual*” (pág. 93), por CSI, 2017.

Modelo Pivot: Dowell, Seible, & Wilson (1998) establecieron un modelo en cuya curva envolvente bajo carga monótona presenta cuatro ramas que caracterizaban la rigidez elástica, el endurecimiento por deformación, la degradación de la resistencia debida a fallas por cortante, del confinamiento o por deslizamiento del refuerzo, y el decrecimiento lineal de la resistencia residual. Se basa en la consideración de que la descarga y la carga inversa tienden a dirigirse hacia puntos específicos, denominados puntos de pivote, en el plano de acción-deformación. El modelo Pivot requiere la introducción de parámetros $(\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, \eta)$ que están relacionados con la ubicación de los puntos pivotantes primarios (P_1, P_2, P_3 y P_4), los puntos de pinching (PP_2 y PP_4) y la degradación de la pendiente elástica. No incluye la degradación continua de resistencia por ciclos múltiples en un mismo nivel de desplazamiento, degradación de resistencia en una dirección de carga causada por pérdida de resistencia en la dirección opuesta y efectos de flexión biaxial. El *Analysis Reference Manual* (CSI, 2017) declara que este modelo no está pensado para el concreto sin confinar.

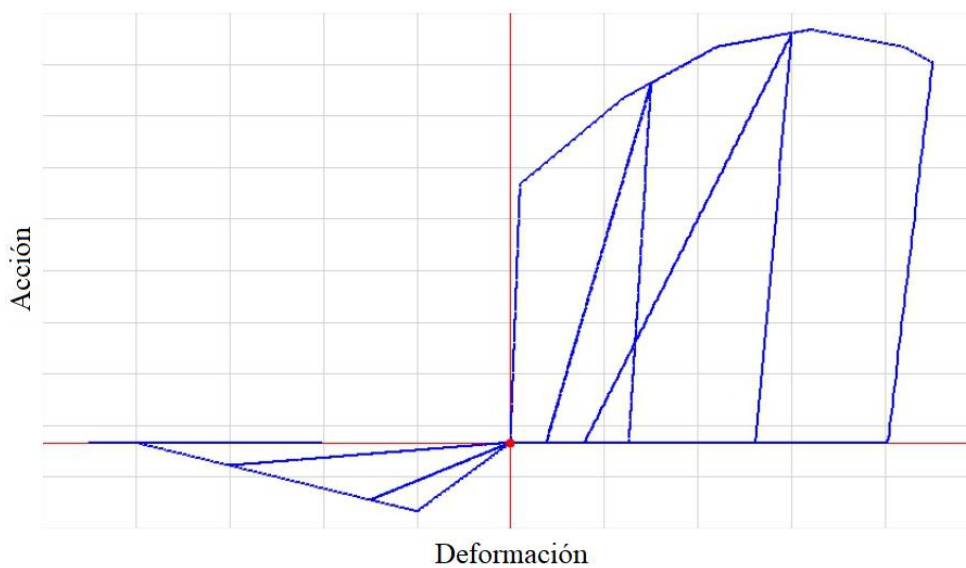
Figura 2-6. Modelo histerético Pivot y parámetros de calibración



Nota: El modelo histerético Pivot: a) bajo incremento de carga cíclica, y b) parámetros de calibración (α_1 , α_2 , β_1 , β_2 , η) asociados a los puntos pivotantes primarios (P_1 , P_2 , P_3 y P_4), los puntos de pinching (PP_2 y PP_4) y la degradación de la pendiente elástica. Adaptado de “*Analysis Reference Manual*” (pág. 94-95), por CSI, 2017.

Modelo Concreto: Para materiales como el concreto sin confinar, los softwares ETABS y SAP2000 desarrollaron el modelo Concrete, el cual se asigna por defecto. Según el Analysis Reference Manual (CSI, 2017), el comportamiento a tracción y compresión son independientes. La curva de esfuerzo-deformación sirve para determinar el signo de la compresión, que puede ser positivo o negativo. El punto con mayor valor absoluto de esfuerzo se considera en compresión, por lo que puede adoptar cualquier signo. Aunque pueda aplicarse a cualquier grado de libertad, está considerado principalmente a axial. Se especifica un único parámetro de calibración relacionado con la degradación energética, el cual está dentro de un rango de cero a uno ($0.0 \leq f \leq 1.0$). Un factor igual a cero ($f = 0.0$) da como resultado el inicio de la recarga con el esfuerzo de compresión máximo permitido, una rigidez de recarga máxima y disipación de energía nula; mientras que cuando es igual a uno ($f = 1.0$), el inicio de la recarga se da con un esfuerzo de compresión nulo, rigidez de recarga mínima y disipación de energía máxima.

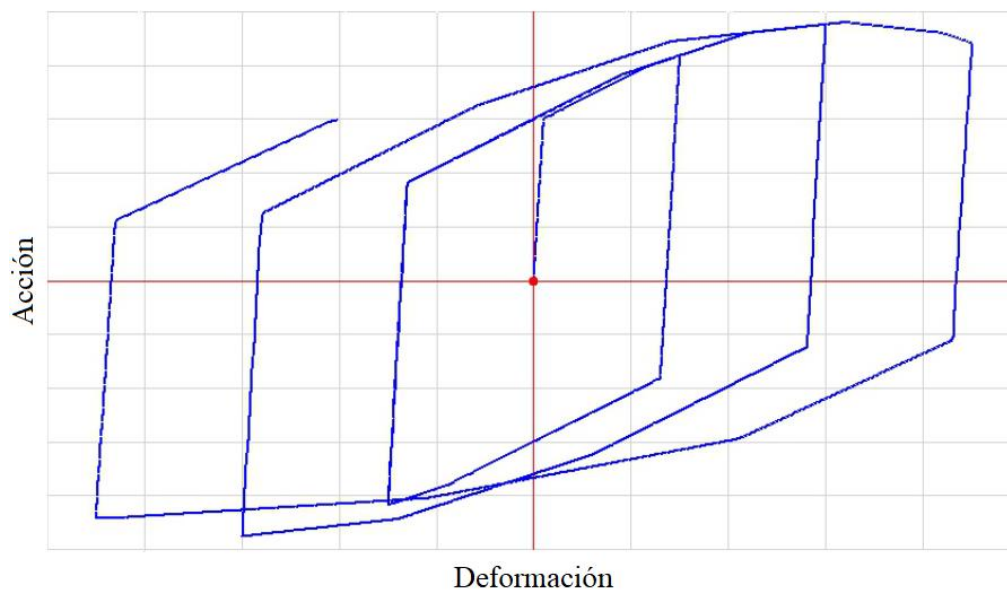
Figura 2-7. Modelo histerético Concrete bajo incremento de carga cíclica



Nota: Modelo histerético Concrete en donde la zona de compresión está en el cuadrante positivo y tiene un factor de energía $f = 0.7$. Adaptado de “*Analysis Reference Manual*” (pág. 96), por CSI, 2017.

Modelo Kinematic: El acero de refuerzo bajo cargas cíclicas posee a este modelo histerético por defecto dentro de ETABS y SAP2000. De acuerdo al Analysis Reference Manual (CSI, 2017), el modelo Kinematic se fundamenta en el comportamiento de endurecimiento cinemático y disipa una cantidad significativa de energía. Al proceder con la descarga e invertir la carga, la curva sigue una trayectoria formada por segmentos paralelos y de la misma longitud que los anteriormente cargados y sus homólogos de sentido contrario, hasta que vuelve a unirse a la curva del backbone definida en la orientación opuesta de carga. Adicionalmente, hace énfasis que en el momento de definirse los puntos de la curva multilínea, se debe tener en consideración que los pares de puntos simétricos se unirán a pesar de que la curva sea asimétrica. Esto permite el control del bucle histerético. También se indica que el modelo no necesita de parámetros adicionales de calibración, además de constituir la base para otros modelos, en los que se incluyen al de Takeda, Degrading y BRB hardening.

Figura 2-8. Modelo histerético Kinematic bajo incremento de carga cíclica



Nota: Modelo histerético Kinematic asignado por defecto para el acero de refuerzo en ETABS y SAP2000. Adaptado de “*Analysis Reference Manual*” (pág. 88), por CSI, 2017.

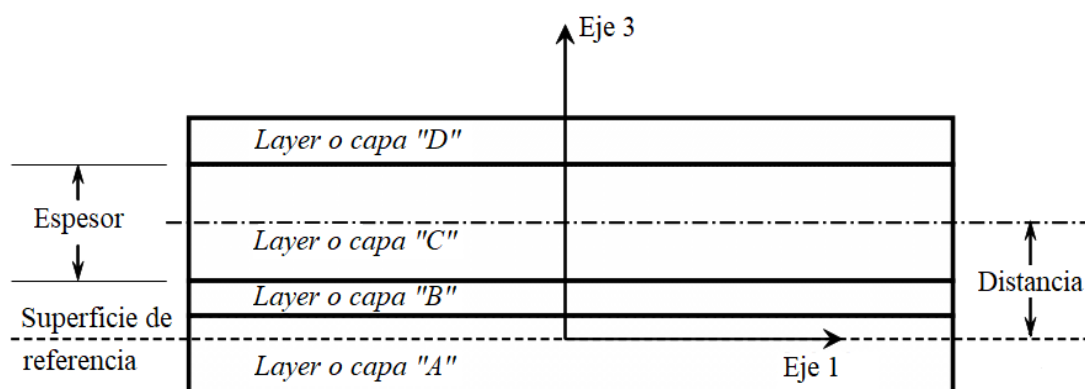
2.4.3.3. Modelos fenomenológicos para muros de concreto armado

La modelización no lineal de los muros de concreto armado se realiza habitualmente mediante modelos fenomenológicos macroscópicos debido a su facilidad de implementación y eficiencia desde un punto de vista computacional, además de demostrar una razonable precisión en la predicción de importantes características de respuesta histerética.

ETABS y SAP2000 cuentan con modelos fenomenológicos enfocados a muros con modelación tipo Shell, como es el caso del Layered-Shell Element, disponible en ambos softwares, y el Fiber-Shell Hinge Element, desarrollado sólo en el primer programa antes nombrado. Existen también otras variantes de modelado con aproximación tipo Frame que consideran Plastic o Fiber Hinge Element.

Layered-Shell Element: Permite definir cualquier número de capas en la dirección del espesor, cada una con una ubicación, espesor, comportamiento y material independientes. Como señala el Analysis Reference Manual (CSI, 2017), se basa en los principios de la mecánica de los materiales compuestos y puede simular los comportamientos no lineales acoplados de flexión en el plano y fuera de este, así como la interacción flexión y cortante sobre el plano. Durante el análisis de elementos finitos, se obtiene la deformación axial y la curvatura de la capa intermedia que, por defecto, es considerada como la superficie de referencia. Entonces, de acuerdo con la suposición de que el plano permanece en ese estado, se pueden calcular las deformaciones y las curvaturas de las otras capas. Posteriormente, se obtendrán los esfuerzos correspondientes mediante las relaciones constitutivas del material asignadas a la capa. Como parte de los parámetros para definir los layers o capas, se tiene a: 1) el nombre del layer; (2) la distancia, a partir de la línea de referencia hasta el centro de la capa; (3) el espesor, medido en la dirección del eje local 3; (4) tipo de capa, que puede ser membrane, plate o shell; (5) material del layer; (6) ángulo del material; (7) comportamiento del material; y (8) comportamiento de las componentes S11, S22 y S12.

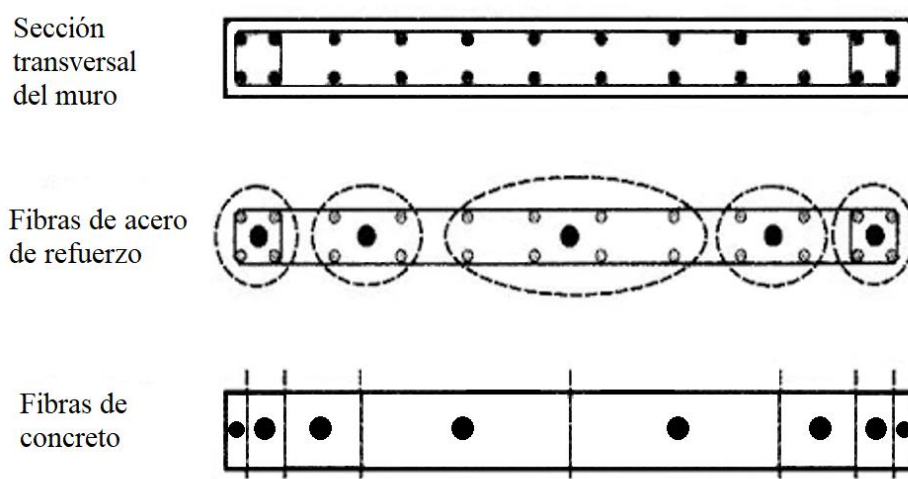
Figura 2-9. Parámetros del Layered-Shell Element



Nota: Para el Layered-Shell Element, se debe definir cómo se constituye la sección en la dirección del espesor a nivel de parámetros como la superficie de referencia, nombres de las capas y la distancia y espesor del layer o capa. Adaptado de "Analysis Reference Manual" (pág. 195), por CSI, 2017.

Fiber-Shell Hinge Element: Se caracteriza por dividir la sección del elemento Shell en un conjunto de fibras, donde cada una se define mediante la curva no lineal de esfuerzo-deformación uniaxial correspondiente a su propio material. El Analysis Reference Manual (CSI, 2017) estipula que son rótulas de interacción tipo fibra P-M3 regidas por un modelo isotrópico. Cada rótula plástica se modela como una rótula puntual discreta. Todas las deformaciones plásticas, ya sean desplazamientos o rotaciones, se producen dentro de la rótula puntual, las cuales actúan en el centro del elemento, zona en la que se toma la sección de integración. El comportamiento del esfuerzo vertical del membrane dentro del plano de acción se rige por la rótula o hinge, mientras que el esfuerzo horizontal y de corte del membrane, así como el comportamiento de flexión fuera del plano, se rigen por las propiedades del Shell. La respuesta global de la sección se obtiene entonces a partir de la suma de todas las fibras. Cabe aclararse que el Fiber-Shell Hinge Element sólo se encuentra disponible en ETABS, por el momento.

Figura 2-10. Sección transversal idealizada para el Fiber-Shell Hinge Element



Nota: El Fiber-Shell Hinge Element se compone por fibras que representan el comportamiento del acero de refuerzo y del concreto, ya sea confinado o no confinado. Adaptado de “*Modeling for Structural Analysis : Behavior and Basics*” (pág. 161), por G.H. Powell, 2010.

CAPÍTULO 3: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

3.1. Tipo de investigación

- **No Experimental**, puesto que la manipulación del objeto de estudio, en este caso los prototipos de muros de concreto armado dominados por flexión, y de las variables asociadas no será directa.
- **Retrospectiva**, debido a que la toma de datos es en base a fuentes secundarias sustentadas en publicaciones acreditadas que responden a su propio sesgo.
- **Transversal**, ya que la medición de la data experimental para el modelado, calibración y evaluación de comportamiento histerético de los prototipos de muros de concreto armado dominados por flexión es única y no se repite en un periodo de tiempo.

3.2. Enfoque de investigación

- Con orientación **cuantitativa**, a partir de los datos numéricos obtenidos, se realizará procesos estadísticos descriptivos e inferenciales, incluyendo su depuración, transformación e integración.

3.3. Nivel de investigación

- Al buscar la relación de las variables propuestas, iniciando con la medición de cada una de ellas, para después cuantificar, analizar y definir las vinculaciones, fundamentándolas en base a una hipótesis sometida a ensayo, se fija un nivel **correlacional**.

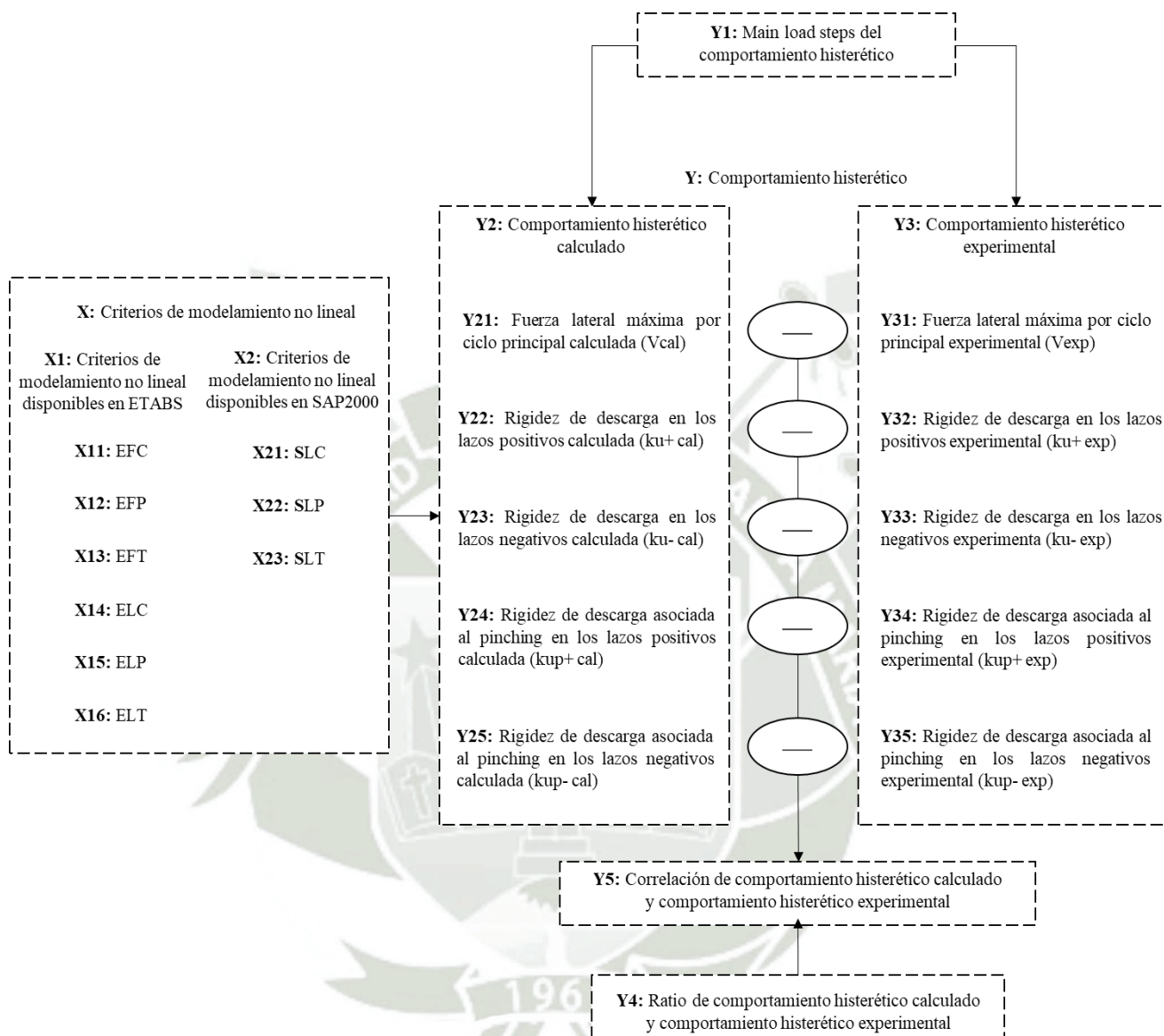
3.4. Diseño de la investigación

Con base en la tipología, enfoque y alcance definidos, se ultima que el diseño será **cuantitativo no experimental transeccional correlacional**.

La relación entre la variable de asociación (X): Criterios de modelamiento no lineal, y la variable de supervisión (Y): Comportamiento histerético, que se expresa mediante la dimensión Y5: Correlación de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental, es indirecta ($X \rightarrow Y2 \rightarrow Y3$). Esto quiere decir que cada indicador de las dimensiones X1: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS (X11: EFC, X12: EFP, X13: EFT, X14: ELC, X15: ELP, y X16: ELT), y X2: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 (X21: SLC, X22: SLP, y X23: SLT), constituye un modelo de aplicación para obtener la dimensión Y2: Comportamiento histerético calculado, con el fin de reflejar la data de los seis prototipos de la muestra de estudio (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, y WSH6). La dimensión Y3: Comportamiento histerético experimental, se consigue directamente de la muestra de estudio.

Los indicadores de las dimensiones Y2: Comportamiento histerético calculado (Y21: V_{cal} , Y22: ku_{+cal} , Y23: ku_{-cal} , Y24: kup_{+cal} , y Y25: kup_{-cal}) y Y3: Comportamiento histerético experimental (Y31: V_{exp} , Y32: ku_{+exp} , Y33: ku_{-exp} , Y34: kup_{+exp} , y Y35: kup_{-exp}), se medirán para cada indicador de la dimensión Y1: Main load steps del comportamiento histerético. Los indicadores de la dimensión Y4: Ratio de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental (Y41: Q_v , Y42: Q_{ku+} , Y43: Q_{ku-} , Y44: Q_{kup+} , y Y45: Q_{kup-}), caracterizará estadísticamente a Y5.

Figura 3-1. Diseño transeccional correlacional de la investigación



Nota: Diseño de investigación para representar la relación entre la variable de asociación (X): Criterios de modelamiento no lineal, y la variable de supervisión (Y): Comportamiento histérico. Fuente: Elaboración propia.

Obedeciendo a los objetivos específicos de investigación, tratando de verificar las hipótesis planteadas y respetando los lineamientos establecidos previamente para esta clase de diseño, se esboza un esquema metodológico en el que se enlistarán los pasos metodológicos del desarrollo de la investigación, análisis de resultados y de la presentación de las conclusiones y recomendaciones.

Desarrollo de la investigación:

- En función de la data de la muestra, como parte de la etapa de pre-modelado, se obtienen: (1) los parámetros geométricos y de distribución de refuerzo; (2) las propiedades de los materiales participantes, y (3) el protocolo de cargas, tanto la secuencia de desplazamiento lateral como la carga axial constante sobre el cabezal.
- Dependiendo del modelo de aplicación (EFC, EFP, EFT, ELC, ELP, ELT, SLC, SLP, y SLT), se aplicarán diversos criterios de modelamiento no lineal, los cuales se precisarán en la etapa de modelado y calibración. Para cada caso, se tendrán en cuenta aspectos como: (1) configuración del grillado; (2) definición y calibración de los materiales participantes; y (3) definición y calibración de modelos fenomenológicos.
- En la etapa de análisis, se verán: (1) definición de casos de carga; mostrando los parámetros necesarios para establecer un análisis no lineal tiempo-historia, en función de la carga lateral cíclica cuasiestática; y (2) definición de condiciones límite, estableciendo el mallado objetivo, restricciones en el plano y diafragmas rígidos.
- En la etapa de post-análisis, se obtienen las gráficas histeréticas de fuerza-desplazamiento que buscan reflejar el comportamiento no lineal de los seis prototipos de la muestra de estudio (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, y WSH6). Tras la aplicación de la dimensión X1: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS, se tendrán 36 gráficas, mientras que en el caso de la dimensión X2: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000, 18 gráficas. Para un total de 54 funciones, se registrarán los indicadores de Y2: Comportamiento histerético calculado, con base en la dimensión Y1: Main load steps del comportamiento histerético.

Análisis de resultados:

- Iniciando con el análisis estadístico descriptivo, se calcularán los indicadores de la dimensión Y4: Ratio de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental. Medidas de tendencia central y de variabilidad, como la mediana, cuartiles, mínimos y máximos, caracterizarán los modelos de aplicación (EFC, EFP, EFT, ELC, ELP, ELT, SLC, SLP, y SLT). Estas medidas se representarán gráficamente mediante diagramas de caja y bigotes.
- Respecto al análisis estadístico inferencial, se verificarán los indicadores de la dimensión Y5: Correlación de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental. Como fase inicial, se obtiene el nivel de significancia, el cual de ser menor al 1.00% para descartar las hipótesis nulas. Subsecuentemente, se computa el coeficiente de correlación de Pearson (R) y el coeficiente de determinación (R^2), representándose gráficamente mediante diagramas de dispersión.
- Finalmente, en la discusión de resultados, se sintetizarán los grados de correlación y de determinación en una tabla general. A partir de esta visión holística, se precisará que criterio de modelamiento no lineal tiene mayor correlación, permitiendo la estimación de comportamiento histerético más exacta.

Conclusiones y recomendaciones:

- Las conclusiones responderán a los problemas de investigación, contrastándose con las hipótesis y ratificando el cumplimiento de los objetivos previstos. En las recomendaciones se brindarán sugerencias a nivel metodológico-práctico.

3.5. Selección de los prototipos de estudio

3.5.1. Población

Los especímenes formarán parte de la población si cumplen con los siguientes lineamientos: (1) prototipos previamente ensayados de muros de concreto armado con comportamiento dominado por flexión, en donde las demandas por corte no excedan su capacidad; (2) de geometría rectangular y distribución simétrica de reforzamiento longitudinal; (3) responden a una pérdida de resistencia resultante del aplastamiento del concreto, el pandeo y/o la fractura del refuerzo; (4) podrán contar con elementos de borde, aunque también se admite su ausencia; (5) obedecen a una configuración de ensayo en voladizo con aplicación de carga lateral cíclica cuasiestática y axial constante; (6) poseen datos de prueba para definir, calibrar y evaluar completamente el modelo analítico de los materiales y del elemento; (7) forman parte de una database verificada y avalada por una institución o universidad; y (8) las fuentes no se delimitarán geográfica o temporalmente.

3.5.2. Muestreo

Tal como se precisó en las limitaciones de investigación, al ser las fuentes secundarias verificadas escasas o de acceso limitado, la búsqueda de que la muestra sea estadísticamente representativa no sería viable. El proceso de muestreo se ceñirá a identificar prototipos que reflejen los parámetros propuestos en el alcance general y la delimitación de la unidad de análisis. Estos puntos se desarrollaron a detalle en la demarcación de la población. Se puede concluir que la elección de la muestra se cataloga como no probabilística o dirigida, no obedeciendo a una delimitación geográfica o temporal. El número de prototipos que formen parte de la muestra corresponderá a la fuente secundaria seleccionada en el muestreo.

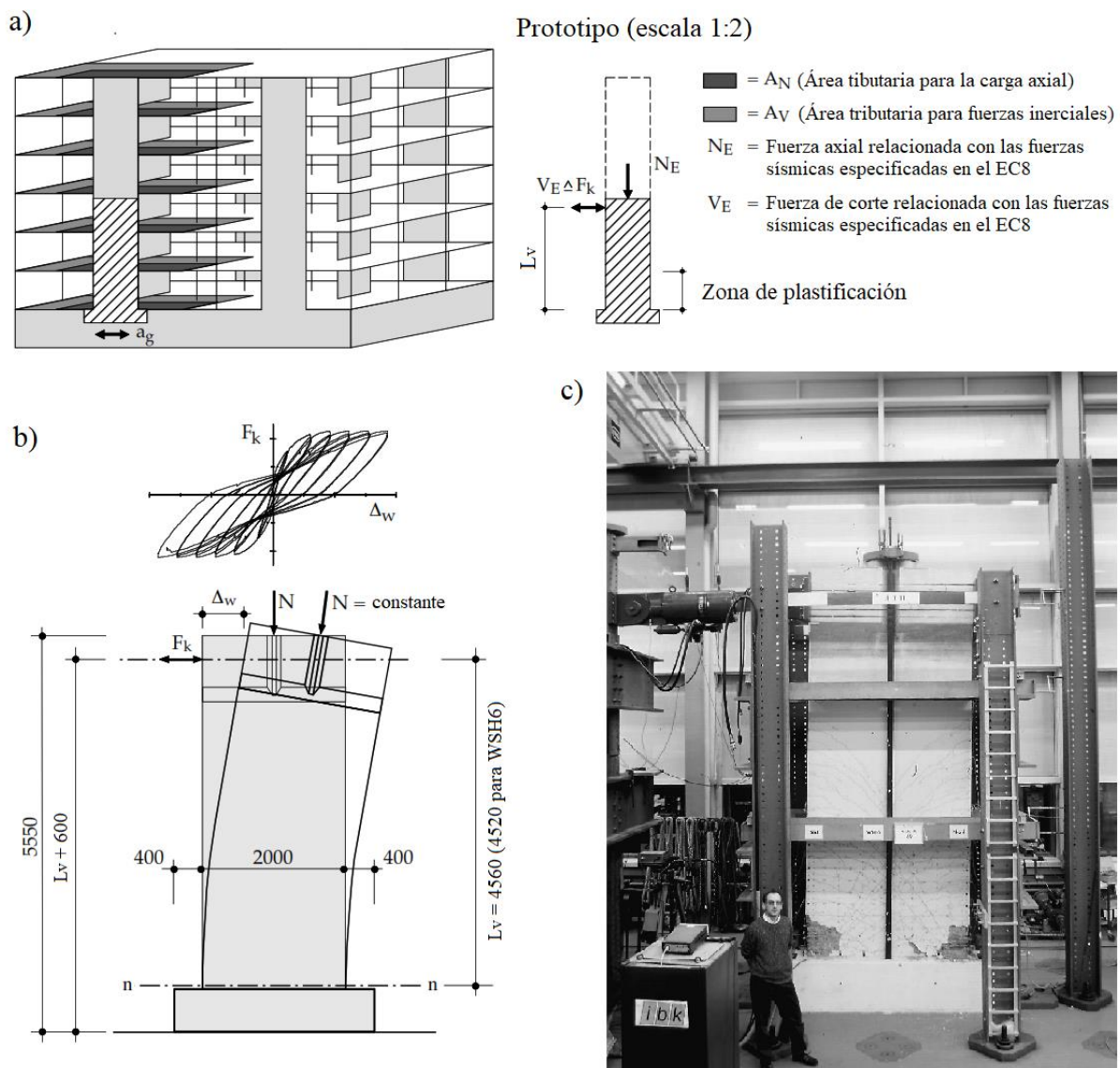
3.5.3. Muestra

Recurriendo a la literatura y fuentes secundarias, se recopiló la base de datos de seis (06) muros rectangulares de concreto armado diseñados por capacidad y sometidos a una acción cíclica cuasiestática en el Instituto de Ingeniería Estructural (IBK) de la Escuela Politécnica Federal (ETH) de Zúrich por Dazio, Wenk, & Bachmann (1999). Las unidades de prueba difieren en cuanto a: (1) disposición y contenido del refuerzo longitudinal; (2) tipo de confinamiento en los elementos de borde; (3) propiedades de ductilidad del acero de refuerzo; (4) propiedades mecánicas del concreto; (5) carga axial aplicada; y (6) carga lateral cíclica cuasiestática.

Los prototipos fueron catalogados como WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, y WSH6. Representaban, a una escala 1:2, la zona inferior de muros de carga de concreto armado de una estructura dual de seis (06) plantas con una altura total de 20.40 m. Poseían dimensiones comunes en su sección transversal, de 2.00 m de largo por 0.15 m de espesor. La línea de acción de las fuerzas sísmicas equivalentes fue determinada teniendo en cuenta la reducción de la luz de cortante (L_v) debida a los efectos de los modos de vibración principales. En este tramo se alcanzaba toda la capacidad de flexión, correspondiendo al 45% de la altura total del muro. Se situó a una altura de $L_v = 4.56$ m, medida desde la parte superior de la base del elemento estructural. Como excepción a esta premisa, se tenía a WSH6 con un $L_v = 4.52$ m.

Los muros fueron ensayados verticalmente con carga axial aplicada por tendones postensados, mientras que en la parte superior fueron sometidos a un historial de desplazamiento horizontal aplicado por dos actuadores hidráulicos servo controlados, con una capacidad de fuerza de ± 500 kN y un desplazamiento de ± 100 mm. Solamente para WSH6 tuvieron una capacidad de fuerza de ± 1000 kN y un desplazamiento de ± 100 mm.

Figura 3-2. Obtención y representación experimental de los prototipos de ensayo

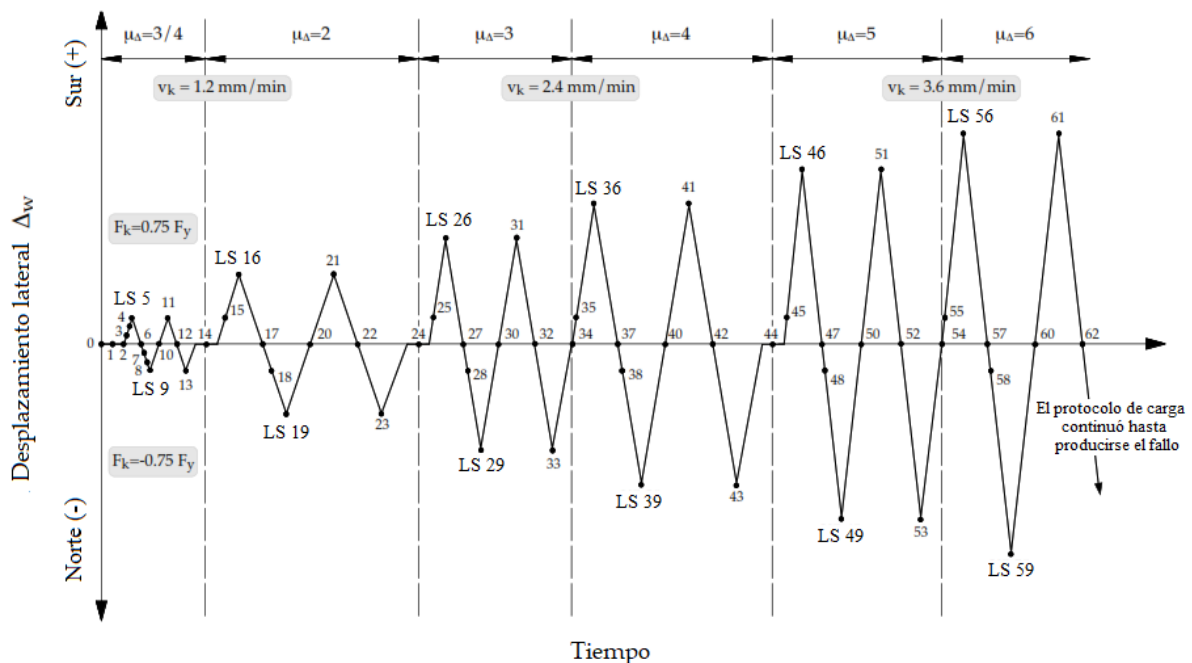


Nota: a) Obtención de prototipo de ensayo a partir del edificio de referencia y, b) Representación esquemática del concepto experimental, c). Montaje experimental del prototipo WSH6 en el Instituto de Ingeniería Estructural (IBK). Adaptado de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (*Tests on RC walls under cyclic-static action*) (pág. 4-5-9), por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

La historia de la carga lateral correspondió al protocolo estándar de Park. El primer paso del ensayo fue la aplicación de la carga axial, que se mantuvo constante durante todo el ensayo. Posteriormente, fue aplicado el historial de desplazamientos cíclicos horizontales a la cabeza del muro mediante los actuadores y comprendió dos ciclos en cada nivel de ductilidad.

Los dos primeros ciclos fueron controlados por fuerza lateral, que incrementó hasta que se igualó a 3/4 de la fuerza de fluencia nominal ($F_k = 0.75 F_y$), obtenida a partir de un análisis de momento-curvatura de la sección transversal del muro. El desplazamiento nominal de fluencia (Δ_y) fue determinado como 4/3 del desplazamiento medio alcanzado durante los primeros ciclos. Los siguientes ciclos fueron controlados por desplazamiento lateral. A partir de una ductilidad de desplazamiento igual a 2.00 ($\mu_\Delta = 2.00$), la amplitud de los ciclos se incrementó continuamente en Δ_y hasta que se produjo el fallo. En cada nivel de ductilidad, el muro fue sometido a dos ciclos completos. La magnitud de la velocidad de carga (v_k) fue pequeña para mantener los efectos dinámicos al mínimo y permitir un control continuo de la instrumentación y el sistema hidráulico. Para los ciclos de mayor amplitud, la velocidad de carga se incrementó gradualmente.

Figura 3-3. Historia de carga con load steps (LS) identificados



Nota: Los ciclos controlados por fuerza (LS 5, 9, 11, 13) y los ciclos controlados por desplazamiento (LS 16, 19, 21, 23, ...). Adaptado de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (*Tests on RC walls under cyclic-static action*) (pág. 46), por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

En la Tabla 3-1, para cada prototipo de la muestra, se recopilan parámetros vinculados a: (1) la geometría de la sección transversal, como la relación de aspecto de la sección transversal (l_w/t_w); (2) ratios de reforzamiento, como la cuantía de refuerzo longitudinal en el elemento de borde (ρ_{bound}), cuantía de refuerzo longitudinal en el alma (ρ_{web}), y cuantía de refuerzo transversal en el alma (ρ_h); (3) ratios de capacidad/demanda, como el ratio de luz de corte ($M/(Vl_w)$), relación de carga axial ($\lambda_N = P/A_g f'_c$), y demanda de esfuerzo cortante ($\alpha v_u = V_{max}/A_{cv} \sqrt{f'_c}$); (4) desplazamiento nominal de fluencia (Δ_y); (5) desplazamiento último (Δ_u); y (6) modo de falla, bajo la clasificación de Whitman (2015), que admite fallo por compresión-pandeo (Compression-Buckling CB), fallo por rotura de refuerzo (Bar Rupture BR), y fallo por compresión-corte (Compression-Shear CS).

Tabla 3-1. Parámetros generales de los prototipos de ensayo

Prototipo	l_w/t_w	ρ_{bound} (%)	ρ_{web} (%)	ρ_h (%)	$M/(Vl_w)$	λ_N	αv_u (MPa)	Δ_y (% L_v)	Δ_u (% L_v)	Modo de falla
WSH1	13.33	1.32	0.30	0.25	2.28	0.051	0.167	0.24	1.04	BR
WSH2	13.33	1.32	0.30	0.25	2.28	0.057	0.188	0.23	1.38	BR
WSH3	13.33	1.54	0.54	0.25	2.28	0.058	0.242	0.36	2.03	BR
WSH4	13.33	1.54	0.54	0.25	2.28	0.057	0.231	0.34	1.35	CB
WSH5	13.33	0.67	0.27	0.25	2.28	0.128	0.236	0.20	1.36	BR
WSH6	13.33	1.54	0.54	0.25	2.26	0.108	0.295	0.28	2.07	CB

Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (*Tests on RC walls under cyclic-static action*), (cap. 2-4) por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

La respuesta histerética de los prototipos de ensayo, en función de la fuerza en el actuador (F_k) y el desplazamiento superior en la cabeza del muro (Δ_w), se graficó gracias a la data de los puestos de medición disponible en los apéndices de Dazio, Wenk, & Bachmann (1999). Puede divisarse en **ANEXO D.1: Respuesta histerética de los prototipos de ensayo.**

CAPÍTULO 4: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Etapa de Pre-Modelado

4.1.1. Parámetros geométricos y de distribución de refuerzo

En la Tabla 4-1, para cada prototipo de la muestra, se recopilan parámetros relacionados a: (1) la geometría del muro, como el largo de la sección transversal (l_w), largo del elemento de borde (l_{bound}), largo del alma (l_{web}), luz de corte (L_v), y espesor de la sección transversal (t_w); y (2) la distribución de refuerzo, como el área de acero del elemento de borde (As_{bound}), área de acero del alma (As_{web}), espaciamiento de acero de confinamiento en elemento de borde (s), y espesor de recubrimiento (c).

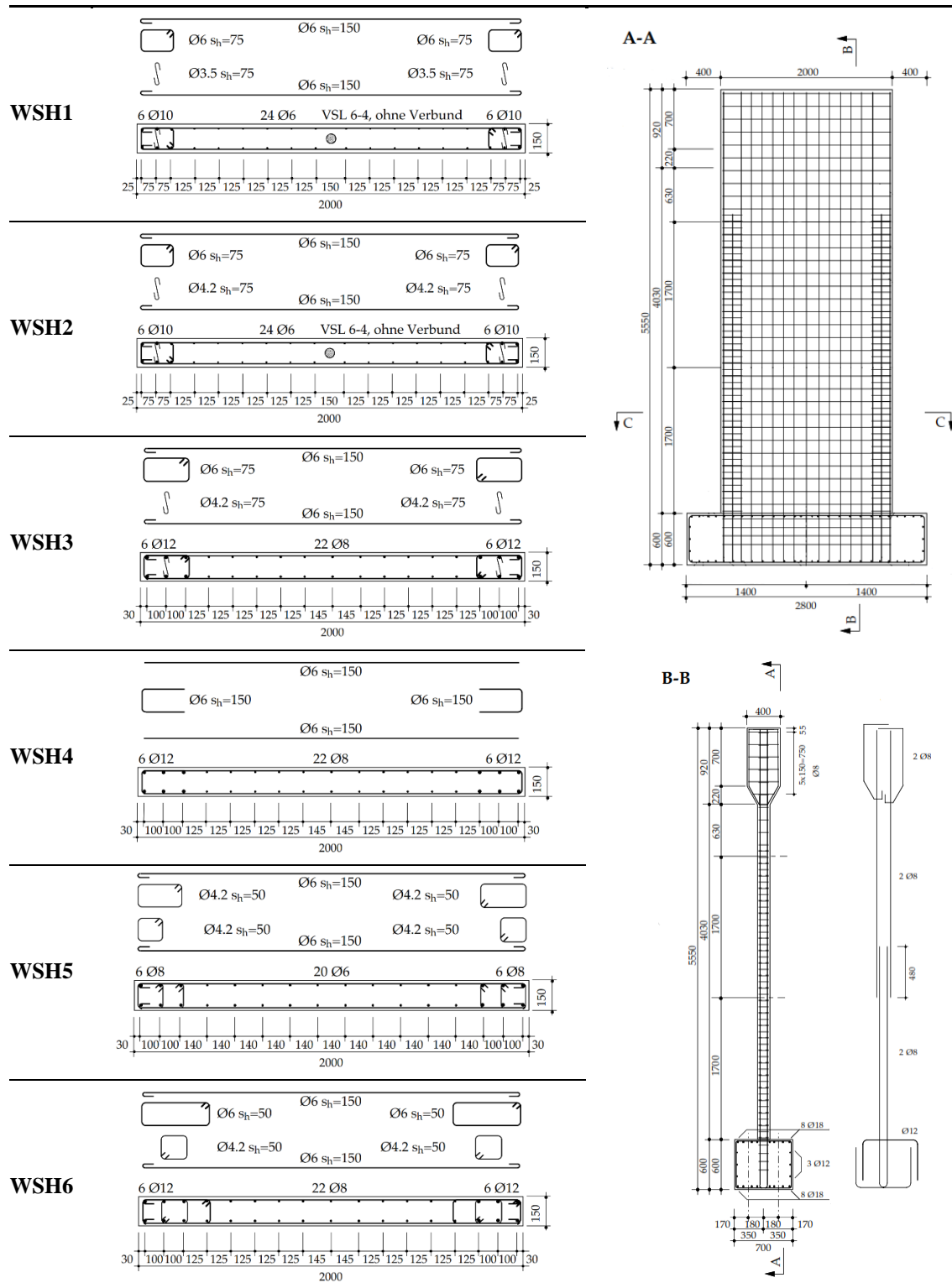
Tabla 4-1. Parámetros geométricos y de distribución de refuerzo

Prototipo	l_w (mm)	l_{bound} (mm)	l_{web} (mm)	L_v (mm)	t_w (mm)	As_{bound} (mm ²)	As_{web} (mm ²)	s (mm)	c (mm)
WSH1	2,000	237.5	1,525	4,560	150	471.24	678.58	75	25
WSH2	2,000	237.5	1,525	4,560	150	471.24	678.58	75	25
WSH3	2,000	292.5	1,415	4,560	150	678.58	1,105.84	75	30
WSH4	2,000	292.5	1,415	4,560	150	678.58	1,105.84	-	30
WSH5	2,000	300	1,400	4,560	150	301.59	565.49	50	30
WSH6	2,000	292.5	1,415	4,520	150	678.58	1,105.84	50	30

Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (*Tests on RC walls under cyclic-static action*), (cap. 2) por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

De manera gráfica, en la Figura 4-1, se detalla la geometría de los prototipos y la distribución de acero de refuerzo, a partir de: (1) una vista en planta, tomando la sección transversal C-C perteneciente a la zona plástica del muro; (2) una vista en alzado, desde la sección longitudinal A-A; (3) una vista en perfil, respecto a la sección longitudinal B-B.

Figura 4-1. Detalle geométrico y distribución de refuerzo de los prototipos



Nota: Adaptado de “Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung” (Tests on RC walls under cyclic-static action) (pág. 15-17-18), por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

4.1.2. Propiedades de los materiales participantes

En la Tabla 4-2, para cada prototipo de la muestra, se recopilan las propiedades mecánicas del concreto en estado endurecido, mostrando valores medios de la resistencia a la compresión del concreto no confinado (f'_c), módulo de elasticidad del concreto (E_c), densidad (ρ_c), y deformación unitaria debida a la resistencia máxima del concreto no confinado (ϵ'_c).

Tabla 4-2. *Propiedades mecánicas del concreto*

Prototipo	f'_c (MPa)	E_c (GPa)	ρ_c (kg/m ³)	ϵ'_c (‰)
WSH1	45	44.4	2397	1.96
WSH2	40.5	37.1	2421	1.86
WSH3	39.2	35.2	2381	1.81
WSH4	40.9	38.5	2378	1.8
WSH5	38.3	36.1	2404	1.68
WSH6	45.6	36.9	2383	1.99

Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (*Tests on RC walls under cyclic-static action*), (pág. 21) por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

En la Tabla 4-3, para cada prototipo de la muestra, se recopilan las propiedades mecánicas del acero de refuerzo, mostrando valores medios del módulo de elasticidad del acero de refuerzo (E_s), esfuerzo a la fluencia (f_y), capacidad de esfuerzo último (f_u), deformación al inicio del endurecimiento por deformación (ϵ_{sh}), y capacidad de deformación final (ϵ_{su}). El refuerzo se clasificó como longitudinal en el elemento de borde (B), transversal en el elemento de borde (CB), y longitudinal en el alma (W). El refuerzo transversal en el alma no fue considerado, sustentándose en que no existe confinamiento efectivo en la zona. A excepción de WSH4, el resto de prototipos presentaba confinamiento en los elementos de borde. También se tuvo en cuenta el diámetro nominal del acero de refuerzo (ϕ_{nom}), y la densidad del acero de refuerzo (ρ_s).

Tabla 4-3. *Propiedades mecánicas del acero de refuerzo*

Prototipo	Refuerzo	ϕ_{nom} (mm)	ρ_s (kg/m ³)	E_s (GPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_{sh} (%)	ϵ_{su} (%)
WSH1	B	10.0	7850	205.9	547.3	619.9	0.27	4.51
	CB	6.0	7850	208.1	583.6	600.7	0.28	1.8
	W	6.0	7850	208.1	583.6	600.7	0.28	1.8
WSH2	B	10.0	7850	188.8	583.1	747.4	0.31	6.81
	CB	6.0	7850	191.2	484.9	534.5	0.25	5.06
	W	6.0	7850	191.2	484.9	534.5	0.25	5.06
WSH3	B	12.0	7850	198.2	601.0	725.5	0.30	6.8
	CB	6.0	7850	206.9	489.0	552.2	0.24	5.6
	W	8.0	7850	213.6	569.2	700.2	0.27	6.46
WSH4	B	12.0	7850	206.6	576.0	674.9	0.28	6.58
	W	8.0	7850	211.9	583.7	714.4	0.28	6.95
WSH5	B	8.0	7850	211.9	583.7	714.4	0.28	6.95
	CB	4.2	7850	195.1	562.2	615.0	0.29	2.5
	W	6.0	7850	211.8	518.9	558.7	0.24	4.55
WSH6	B	12.0	7850	206.6	576.0	674.9	0.28	6.58
	CB	6.0	7850	211.8	518.9	558.7	0.24	4.55
	W	8.0	7850	211.9	583.7	714.4	0.28	6.95

Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (*Tests on RC walls under cyclic-static action*), (pág. 30) por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

4.1.3. Protocolo de cargas

En la Tabla 4-4, para cada prototipo de la muestra, se registra la historia de carga lateral cíclica cuasiestática, expresada mediante desplazamiento en la cabeza del muro. Si bien, en el protocolo original de carga lateral los dos primeros ciclos están dominados por fuerza, con fines prácticos se asumirá que la secuencia estará regida por desplazamiento en su totalidad. Los main load steps (LS5, LS9, 11, 13, ...) están en función de la ductilidad de desplazamiento (μ_{Δ}) y el desplazamiento nominal de fluencia basado en la regla de 3/4 (Δ'_y), donde el desplazamiento superior calculado en la cabeza del muro (d) es igual al producto de ambas expresiones ($d = \mu_{\Delta} \Delta'_y$).

Tabla 4-4. *Secuencia de desplazamiento lateral cíclico*

Load step	μ_{Δ}	WSH1		WSH2		WSH3		WSH4		WSH5		WSH6	
		Δ'_y (mm)	d (mm)	Δ'_y (mm)	d (mm)	Δ'_y (mm)	d (mm)	Δ'_y (mm)	d (mm)	Δ'_y (mm)	d (mm)	Δ'_y (mm)	d (mm)
LS 5	3/4	10.5	7.88	10.5	7.88	15.4	11.55	15.4	11.55	6.2	4.65	12.8	9.60
LS 9	3/4	10.5	-7.88	10.5	-7.88	15.4	-11.55	15.4	-11.55	6.2	-4.65	12.8	-9.60
11	3/4	10.5	7.88	10.5	7.88	15.4	11.55	15.4	11.55	6.2	4.65	12.8	9.60
13	3/4	10.5	-7.88	10.5	-7.88	15.4	-11.55	15.4	-11.55	6.2	-4.65	12.8	-9.60
LS 16	2.0	10.5	21.00	10.5	21.00	15.4	30.80	15.4	30.80	6.2	12.40	12.8	25.60
LS 19	2.0	10.5	-21.00	10.5	-21.00	15.4	-30.80	15.4	-30.80	6.2	-12.40	12.8	-25.60
21	2.0	10.5	21.00	10.5	21.00	15.4	30.80	15.4	30.80	6.2	12.40	12.8	25.60
23	2.0	10.5	-21.00	10.5	-21.00	15.4	-30.80	15.4	-30.80	6.2	-12.40	12.8	-25.60
LS 26	3.0	10.5	31.50	10.5	31.50	15.4	46.20	15.4	46.20	6.2	18.60	12.8	38.40
LS 29	3.0	10.5	-31.50	10.5	-31.50	15.4	-46.20	15.4	-46.20	6.2	-18.60	12.8	-38.40
31	3.0	10.5	31.50	10.5	31.50	15.4	46.20	15.4	46.20	6.2	18.60	12.8	38.40
33	3.0	10.5	-31.50	10.5	-31.50	15.4	-46.20	15.4	-46.20	6.2	-18.60	12.8	-38.40
LS 36	4.0	10.5	42.00	10.5	42.00	15.4	61.60	15.4	61.60	6.2	24.80	12.8	51.20
LS 39	4.0	-	-	10.5	-42.00	15.4	-61.60	15.4	-61.60	6.2	-24.80	12.8	-51.20
41	4.0	-	-	10.5	42.00	15.4	61.60	15.4	61.60	6.2	24.80	12.8	51.20
43	4.0	-	-	10.5	-42.00	15.4	-61.60	15.4	-61.60	6.2	-24.80	12.8	-51.20
LS 46	5.0	-	-	10.5	52.50	15.4	77.00	15.4	77.00	6.2	37.20	12.8	64.00
LS 49	5.0	-	-	10.5	-52.50	15.4	-77.00	-	-	6.2	-37.20	12.8	-64.00
51	5.0	-	-	10.5	52.50	15.4	77.00	-	-	6.2	37.20	12.8	64.00
53	5.0	-	-	10.5	-52.50	15.4	-77.00	-	-	6.2	-37.20	12.8	-64.00
LS 56	6.0	-	-	10.5	63.00	15.4	92.40	-	-	6.2	49.60	12.8	76.80
LS 59	6.0	-	-	10.5	-63.00	15.4	-92.40	-	-	6.2	-49.60	12.8	-76.80
61	6.0	-	-	10.5	63.00	15.4	92.40	-	-	6.2	49.60	12.8	76.80
63	6.0	-	-	-	-	-	-	-	-	6.2	-49.60	12.8	-76.80
LS 66	7.0	-	-	-	-	-	-	-	-	6.2	62.00	-	96.11
LS 69	7.0	-	-	-	-	-	-	-	-	6.2	-62.00	-	-
FAILURE	-	-	49.47	-	-83.34	-	-85.72	-	77.30	-	71.01	-	-90.90

Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (*Tests on RC walls under cyclic-static action*), (cap. 3-4) por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

El desplazamiento de falla del muro, denominado FAILURE, obedecerá a los resultados experimentales. En el caso de WSH6, dado que la carga de los actuadores continuó sobrepasando a LS 69, se consideró para este main load step el valor correspondiente al desplazamiento asociado a la fuerza del actuador (F_k) igual a +1076.24 kN ($d = 96.11$ mm).

En la Tabla 4-5, para cada prototipo de la muestra, se registra el valor medio de la carga axial aplicada sobre el cabezal del muro (N). Incluye el peso del prototipo junto al actuador (+60.0 kN). El propósito de esta parte del protocolo era mantener una carga constante que bordeara los márgenes de la carga axial del prototipo (N_E^{prot}), calculada en función de la carga axial de la estructura real dual (N_E^{real}), y expresada como su cuarta parte ($N_E^{prot} = \frac{1}{4} N_E^{real}$).

Tabla 4-5. Carga axial sobre el cabezal de los prototipos

Prototipo	N_E^{real} (kN)	N_E^{prot} (kN)	N (kN)
WSH1	2772	690	689
WSH2	2772	690	691
WSH3	2772	690	686
WSH4	2772	690	695
WSH5	6012	1500	1474
WSH6	6012	1500	1476

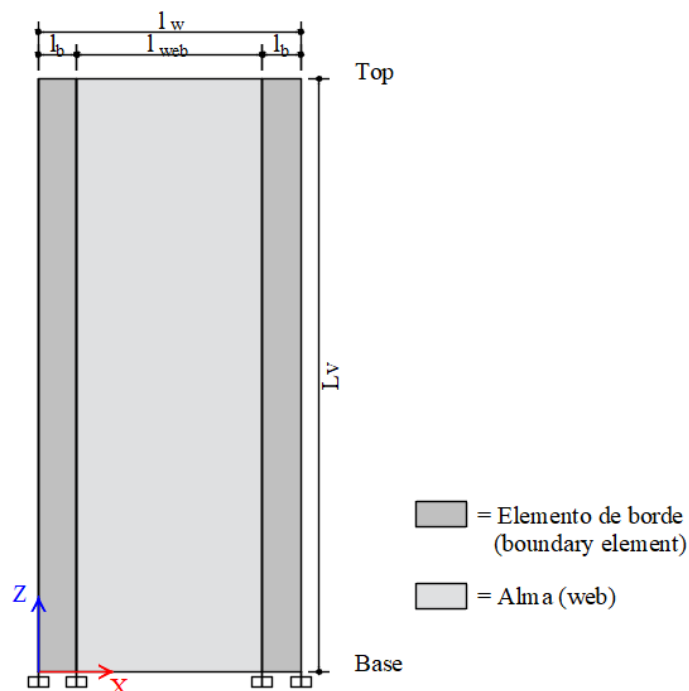
Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (*Tests on RC walls under cyclic-static action*), (cap.2-4) por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

4.2. Etapa de Modelado y Calibración

4.2.1. Configuración del grillado

Sobre la base de los datos recopilados en el apartado de parámetros geométricos, se inicia con el proceso de modelado de los prototipos de ensayo. El sistema de cuadrícula (grid system), tanto en ETABS como SAP2000, fue definido en el plano X-Z. A lo largo del eje X, se definió las dimensiones relacionadas al largo de la sección transversal del muro (l_w), como el largo del elemento de borde (l_{bound}), y el largo del alma (l_{web}). En el eje Z, como altura del elemento, se tomó a la luz de corte (L_v). La grilla obtenida permite diferenciar dos zonas en el modelo: (1) elemento de borde; y (2) alma.

Figura 4-2. Disposición del sistema de cuadrícula del modelo



Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas obtenidas de "Analysis Reference Manual", por CSI, 2017.

4.2.2. Definición y calibración de los materiales participantes

En la Tabla 4-6, se define al concreto según al criterio de modelamiento no lineal a usarse (EFC, EFP, EFT, ELC, ELP, ELT, SLC, SLP, y SLT). En el caso de los criterios con modelo fenomenológico (MF) fiber-shell element, el concreto será no confinado (UC), tanto para la zona del elemento de borde (UC-b), con modelos histeréticos (MH) tipo Concrete, Pivot y Takeda; como para el alma (UC-w), con un modelo histerético tipo Concrete. Para un modelado con layered-shell element, el concreto será confinado (CC) en la zona del elemento de borde (CC-b), con modelos histeréticos (MH) tipo Concrete, Pivot y Takeda; mientras que en el alma (UC-w) será no confinado (UC), con un modelo histerético tipo Concrete. La curva esfuerzo-deformación del concreto confinado (CC) y no confinado (UC) se formulará bajo el modelo constitutivo (MC) de Mander.

Tabla 4-6. Definición del concreto confinado (CC) y no confinado (UC)

Criterio	MF	Elemento de borde				Alma			
		Tipo	ID label	MC	MH	Tipo	ID label	MC	MH
EFC	Fiber	UC	UC-b	Mander	Concrete	UC	UC-w	Mander	Concrete
EFP	Fiber	UC	UC-b	Mander	Pivot	UC	UC-w	Mander	Concrete
EFT	Fiber	UC	UC-b	Mander	Takeda	UC	UC-w	Mander	Concrete
ELC	Layered	CC	CC-b	Mander	Concrete	UC	UC-w	Mander	Concrete
ELP	Layered	CC	CC-b	Mander	Pivot	UC	UC-w	Mander	Concrete
ELT	Layered	CC	CC-b	Mander	Takeda	UC	UC-w	Mander	Concrete
SLC	Layered	CC	CC-b	Mander	Concrete	UC	UC-w	Mander	Concrete
SLP	Layered	CC	CC-b	Mander	Pivot	UC	UC-w	Mander	Concrete
SLT	Layered	CC	CC-b	Mander	Takeda	UC	UC-w	Mander	Concrete

Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas y recomendaciones obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

En vista de que existe confinamiento efectivo en los elementos de borde de los prototipos, exceptuando a WSH4, debe asignarse concreto confinado (CC) en esas zonas del modelo analítico del muro. Los criterios de modelamiento no lineal con modelos fenomenológicos (MF) layered-shell element, se adscriben a ese requerimiento. El concreto confinado (CC) y no confinado (UC) se asignan como layers o capas, ya sea dentro del plano como membrane, o fuera del plano como plate. Se puede definir el comportamiento lineal y no lineal de cada capa, dependiendo a la dirección de los esfuerzos. Para los casos bajo criterios con modelo fenomenológico (MF) fiber-shell element, se aplica concreto no confinado (UC), indistintamente del área del muro. Esto se debe a que las fibras de concreto pertenecientes a los elementos de borde se calibran a partir de las propiedades mecánicas del material sin confinamiento aunado a la distribución de acero de refuerzo. Subsecuentemente al proceso de análisis, se obtiene el comportamiento local de cada fibra, verificándose que la curvas esfuerzo-deformación de las fibras de concreto en los elementos de borde obedezcan al comportamiento del concreto confinado (CC).

En la Tabla 4-7, se define al acero de refuerzo en función de los prototipos de ensayo, clasificándolo como refuerzo longitudinal en el elemento de borde (B), refuerzo transversal en el elemento de borde (CB), y refuerzo longitudinal en el alma (W). No se supedita a los criterios de modelamiento no lineal. Se denominó al material de acuerdo a su diámetro nominal (ϕ_{nom}), teniendo S4.2, S06, S08, S10, y S12 para 4.2mm, 6.0 mm, 8.0 mm, 10.0 mm, y 12.0 mm, respectivamente. A pesar de que se haya creado un caso con las propiedades mecánicas del acero de refuerzo de diámetro nominal igual a 4.2 mm, se aclara que dicha medida no existe dentro de los estándares de reforzamiento recopilados en ETABS y SAP2000, por lo que, para su asignación dentro del modelo, se tomará la menor dimensión disponible en los softwares ($\phi_{nom} = 6.0$ mm). La curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo se formulará bajo el modelo constitutivo (MC) de Park. El modelo histerético (MH) para este material será el Kinematic.

Tabla 4-7. Definición del acero de refuerzo (R)

Prototipo	Elemento de borde					Alma				
	Tipo	ID label	ϕ_{nom} (mm)	MC	MH	Tipo	ID label	ϕ_{nom} (mm)	MC	MH
WSH1	B	S10	10.0	Park	Kinematic	W	S06	6.0	Park	Kinematic
	CB	S06	6.0	Park	Kinematic					
WSH2	B	S10	10.0	Park	Kinematic	W	S06	6.0	Park	Kinematic
	CB	S06	6.0	Park	Kinematic					
WSH3	B	S12	12.0	Park	Kinematic	W	S08	8.0	Park	Kinematic
	CB	S06	6.0	Park	Kinematic					
WSH4	B	S12	12.0	Park	Kinematic	W	S08	8.0	Park	Kinematic
	CB	-	NP	-	-					
WSH5	B	S08	8.0	Park	Kinematic	W	S06	6.0	Park	Kinematic
	CB	S4.2	6.0	Park	Kinematic					
WSH6	B	S12	12.0	Park	Kinematic	W	S08	8.0	Park	Kinematic
	CB	S06	6.0	Park	Kinematic					

Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas y recomendaciones obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

La calibración lineal y no lineal del concreto se basará en la data recopilada de la Tabla 4-2. Como parte de las propiedades generales del material, se señala que la simetría direccional del mismo es isotrópica, siendo independiente de la dirección de la carga o de su orientación. La sección de propiedades relacionadas al amortiguamiento o de carácter tiempo-dependientes no se tomarán en consideración. En la definición de los parámetros de la curva esfuerzo-deformación del concreto no confinado (UC), la capacidad de deformación última se asumirá como 0.005 en todos los casos ($\epsilon_{cu} = 0.005$). Para el concreto confinado (CC), se debe delimitar los parámetros de reforzamiento del elemento de borde. La data de distribución de acero longitudinal y transversal se obtuvo de la Tabla 4-3 y Figura 14. Estas funciones, tanto para el concreto confinado (CC) como sin confinar (UC), se representan gráficamente a través del **ANEXO B.1: Curvas esfuerzo-deformación del concreto.**

La calibración lineal y no lineal del acero de refuerzo se basará en la data recopilada de la Tabla 4-3. Como parte de las propiedades generales del material, se señala que la simetría direccional del mismo es uniaxial, soportando principalmente esfuerzos axiales. La sección de propiedades relacionadas al amortiguamiento no se tomará en consideración. En el apartado de propiedades de diseño, el esfuerzo a la fluencia y esfuerzo último mínimo y esperado serán iguales al valor medio del esfuerzo a la fluencia (f_y) y esfuerzo último del acero de refuerzo (f_u), consecutivamente. En la definición de los parámetros de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo (R), se considera que la deformación de fluencia del acero de refuerzo (ϵ_y) es igual a la deformación al inicio del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo (ϵ_{sh}), ignorándose la meseta de fluencia de la zona perfectamente plástica del material. Las funciones para los diferentes diámetros nominales por prototipo se representan gráficamente a través del **ANEXO B.2: Curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.**

En la Tabla 4-8, se indica el valor de los parámetros de los modelos histeréticos (MH) del concreto sin confinar (UC), concreto confinado (CC), y acero de refuerzo (R). Para el modelo Concrete, se asigna un factor de degradación energética igual a cero ($f = 0.0$) al concreto sin confinar (UC), permitiendo una rigidez de recarga máxima y disipación de energía nula; mientras que en el caso del concreto confinado (CC), se tiene un factor de degradación energética igual a uno ($f = 1.0$), admitiendo una rigidez de recarga mínima y disipación de energía máxima. Para el modelo Pivot, en relación al concreto confinado (CC), los parámetros α_1 y α_2 concernientes a los puntos pivotantes primarios P_1, P_2 y P_3, P_4 , respectivamente, serán iguales a ocho ($\alpha_1 = 8.0$ y $\alpha_2 = 8.0$). Los parámetros β_1 y β_2 asociados a los puntos de pinching PP_2 y PP_4 , respectivamente, serán iguales a 0.25 ($\beta_1 = 0.25$ y $\beta_2 = 0.25$). El parámetro η , vinculado a la degradación de la pendiente elástica, será igual cero ($\eta = 0.0$). Los modelos Takeda, para el concreto confinado (CC), y Kinematic, para el acero de refuerzo (R), no requieren de parámetros de calibración. Los parámetros para establecer superficie de fluencia de Drucker-Prager (ángulo de fricción y ángulo de dilatación) no se calibrarán para ningún material participante.

Tabla 4-8. Parámetros de los modelos histeréticos

Material	MH	Parámetros
UC	Concrete	$f = 0.0$
CC	Concrete	$f = 1.0$
CC	Pivot	$\alpha_1 = 8.0$
CC	Pivot	$\alpha_2 = 8.0$
CC	Pivot	$\beta_1 = 0.25$
CC	Pivot	$\beta_2 = 0.25$
CC	Pivot	$\eta = 0.0$
CC	Takeda	NP
R	Kinematic	NP

Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas y recomendaciones obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

4.2.3. Definición y calibración de los modelos fenomenológicos

En la Tabla 4-9, se definen shell elements con base en la zona de aplicación, refiriéndose a los elementos de borde y al alma del muro, como también en los modelos fenomenológicos (MF), teniendo al fiber-shell element y layered-shell element. En el caso de los shell ubicados tanto en los elementos de borde como en el alma, y que se modelen como fiber, el material base será concreto no confinado (UC), con una formulación shell-thin (ST) que sigue los planteamientos de Kirchhoff, y un espesor total de sección transversal igual a 150 mm. Para los shell dispuestos en los elementos de borde y que sigan una formulación layered (L), el material responderá a las capas asignadas al elemento, siendo concreto confinado (CC) y acero de refuerzo (R), mientras que cuando la formulación layered (L) se ubique en el alma, el material responderá a capas de concreto no confinado (UC) y acero de refuerzo (R). El espesor total de sección transversal es el asignado a las capas de concreto, igual a 150 mm.

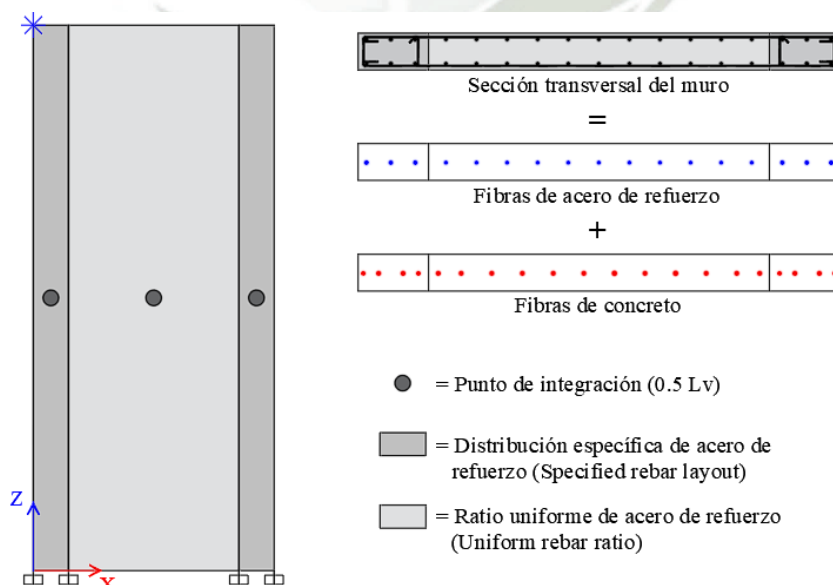
Tabla 4-9. Definición de modelos fenomenológicos

Prototipo	MF	Elemento de borde				Alma			
		ID label	Material	Tipo	Espesor (mm)	ID label	Material	Tipo	Espesor (mm)
WSH1	Fiber	WSH1-C	UC	ST	150	WSH1-U	UC	ST	150
	Layered	WSH1-C	CC/R	L	150	WSH1-U	UC/R	L	150
WSH2	Fiber	WSH2-C	UC	ST	150	WSH2-U	UC	ST	150
	Layered	WSH2-C	CC/R	L	150	WSH2-U	UC/R	L	150
WSH3	Fiber	WSH3-C	UC	ST	150	WSH3-U	UC	ST	150
	Layered	WSH3-C	CC/R	L	150	WSH3-U	UC/R	L	150
WSH4	Fiber	WSH4-C	UC	ST	150	WSH4-U	UC	ST	150
	Layered	WSH4-C	UC/R	L	150	WSH4-U	UC/R	L	150
WSH5	Fiber	WSH5-C	UC	ST	150	WSH5-U	UC	ST	150
	Layered	WSH5-C	CC/R	L	150	WSH5-U	UC/R	L	150
WSH6	Fiber	WSH6-C	UC	ST	150	WSH6-U	UC	ST	150
	Layered	WSH6-C	CC/R	L	150	WSH6-U	UC/R	L	150

Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas y recomendaciones obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

Un modelado no lineal con fiber-shell elements, que actúan dentro de ETABS como rótulas o hinges tipo fibra P-M3, requiere establecer la distribución del acero de refuerzo en el punto de integración, el cual está ubicado en el centro geométrico del shell, a una altura igual al 50.0% de la luz de corte ($0.5L_v$). En los elementos de borde, se opta por definir el reforzamiento mediante una distribución específica de acero de refuerzo (Specified rebar layout). A través de esta opción se establece el material del refuerzo a flexión y corte, el espesor de recubrimiento libre, diámetro nominal de las barras y espaciamiento. Existe la alternativa para confirmar si la sección se encuentra confinada, siendo crucial para obtener las curvas de esfuerzo-deformación del concreto confinado por fibra de análisis. En el alma, se procede a estipular el reforzamiento mediante una ratio uniforme de acero de refuerzo (Uniform rebar ratio). Asumiendo un espaciamiento constante, tanto en el refuerzo longitudinal como transversal, se asignan las cuantías correspondientes (ρ_{web} y ρ_h). Finalmente, se asigna la Auto Fiber P-M3 al shell-thin, identificándose gráficamente el punto de integración. Los fiber-shell elements estarán confinados en su base, tanto fuera como dentro del plano.

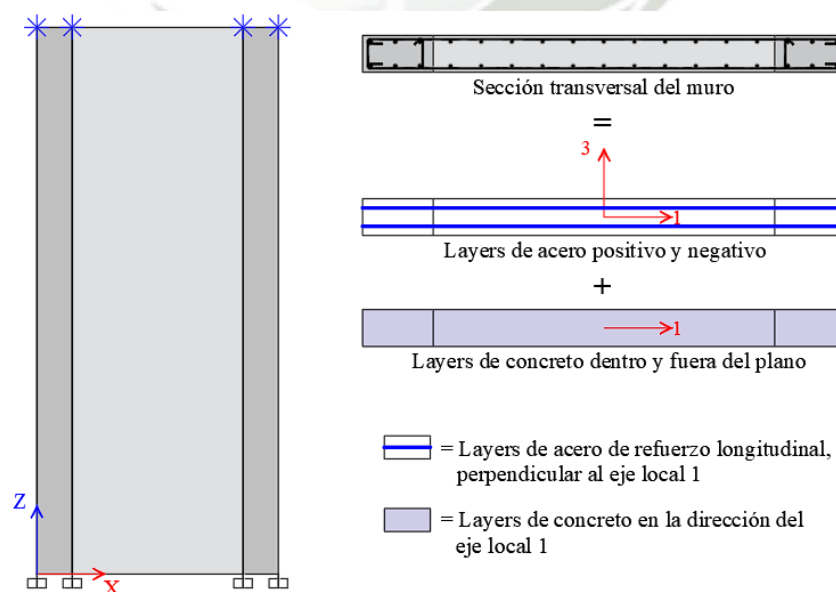
Figura 4-3. Modelamiento empleando fiber-shell element



Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

Un modelado no lineal con layered-shell elements, disponible en ETABS y SAP2000, demanda la calibración de múltiples capas, cada una con un material, espesor, comportamiento y ubicación particular. En la Tabla 4-10, para cada prototipo de estudio, a partir de una previa asignación de la distribución de acero de refuerzo, tipo de material y comportamiento de las componentes de esfuerzo, mediante la opción datos para definición rápida de capas (Quick layer definition data), se generan cuatro layers, de las cuales dos representan al concreto (ConcM y ConcrP) y las dos restantes figuran al acero de refuerzo (Pos3Bar2M, positivo en el eje local 3, y Neg3Bar2M, negativo en el eje local 3). Las capas se clasificarán de acuerdo a su tipo, teniendo a los Membrane (M) y Plate (P), que actúan dentro y fuera del plano de acción, respectivamente. A su vez, se define el ángulo del material (α), donde las capas de concreto seguirán un ángulo nulo ($\alpha = 0^\circ$) y las de acero de refuerzo se orientarán a partir del eje local 1 de manera perpendicular ($\alpha = 90^\circ$). Los componentes de esfuerzo (S11, S22, y S12) pueden presentar comportamiento lineal (L), no lineal (N), o estar inactivo (-). Los layered-shell elements estarán confinados en su base, tanto fuera como dentro del plano.

Figura 4-4. Modelamiento empleando layered-shell element



Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas obtenidas de “Analysis Reference Manual”, por CSI, 2017.

Dependiendo de si el layered shell modela los elementos de borde o alma, las capas representarán un tipo de material específico, un espesor que permita obtener un área de sección transversal equivalente, y una distancia desde la línea de referencia ubicada en el eje neutro de la sección transversal de la capa de concreto. En todos los casos, se asumirá un comportamiento direccional (directional) de los materiales, sin considerar implicaciones acopladas (coupled) como el comportamiento Darwin-Pecknold, en el caso del concreto.

Tabla 4-10. Calibración de modelado no lineal con layered-shell elements

Prototipo	ID Label	Tipo	α	S11	S22	S12	Elemento de borde			Alma		
							Mat.	Esp. (mm)	d (mm)	Mat.	Esp. (mm)	d (mm)
WSH1	ConcM	M	0°	L	N	L	CC	150	0	UC	150	0
	Pos3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.0	45	R	0.2	47
	Neg3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.0	-45	R	0.2	-47
	ConcrP	P	0°	L	L	L	CC	150	0	UC	150	0
WSH2	ConcM	M	0°	L	N	L	CC	150	0	UC	150	0
	Pos3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.0	45	R	0.2	47
	Neg3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.0	-45	R	0.2	-47
	ConcrP	P	0°	L	L	L	CC	150	0	UC	150	0
WSH3	ConcM	M	0°	L	N	L	CC	150	0	UC	150	0
	Pos3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.1	39	R	0.4	41
	Neg3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.1	-39	R	0.4	-41
	ConcrP	P	0°	L	L	L	CC	150	0	UC	150	0
WSH4	ConcM	M	0°	L	N	L	CC	150	0	UC	150	0
	Pos3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.1	39	R	0.4	41
	Neg3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.1	-39	R	0.4	-41
	ConcrP	P	0°	L	L	L	CC	150	0	UC	150	0
WSH5	ConcM	M	0°	L	N	L	CC	150	0	UC	150	0
	Pos3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	0.5	41	R	0.2	42
	Neg3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	0.5	-41	R	0.2	-42
	ConcrP	P	0°	L	L	L	CC	150	0	UC	150	0
WSH6	ConcM	M	0°	L	N	L	CC	150	0	UC	150	0
	Pos3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.1	39	R	0.4	41
	Neg3Bar2M	M	90°	N	-	L	R	1.1	-39	R	0.4	-41
	ConcrP	P	0°	L	L	L	CC	150	0	UC	150	0

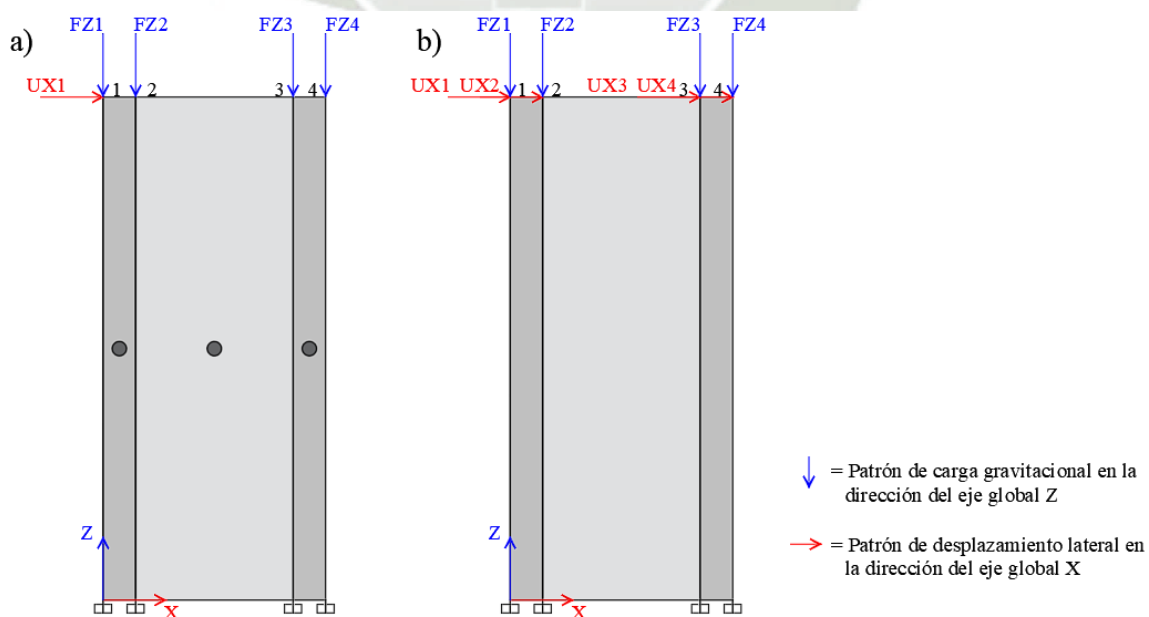
Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas y recomendaciones obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

4.3. Etapa de Análisis

4.3.1. Definición de casos de carga

En la Tabla 4-11, para cada prototipo de ensayo, dependiendo del modelo fenomenológico (MF) característico del criterio de modelamiento no lineal empleado, se definen los patrones para las cargas por gravedad (Dead) y desplazamiento lateral en la cabeza del muro (Displacement). Cuando se modela con fiber-shell elements, el patrón de desplazamiento lateral, igual a 1.0 mm, sólo se aplica en el nodo 1 ($UX1 = 1.0 \text{ mm}$), mientras que si se emplean layered-shell elements, el patrón de desplazamiento lateral, igual a 1.0 mm, se aplica a todos los nodos superiores ($UX1 = UX2 = UX3 = UX4 = 1.0 \text{ mm}$). El patrón de carga gravitacional, indistintamente del modelo fenomenológico, actúa en todos los nodos superiores, respondiendo a una distribución igual a la cuarta parte de la fuerza axial expresada en la Tabla 4-5 ($FZ1 = FZ2 = FZ3 = FZ4 = \frac{1}{4}N$).

Figura 4-5. Aplicación de patrones de carga



Nota: a) Patrones de carga para modelo analítico con base en fiber-shell elements, y b) Patrones de carga para modelo analítico con base en layered-shell elements. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4-11. Definición de patrones de carga

Prototipo	MF	Patrón	FZ1 (kN)	FZ2 (kN)	FZ3 (kN)	FZ4 (kN)	UX1 (mm)	UX2 (mm)	UX3 (mm)	UX4 (mm)
WSH1	Fiber	Dead	-172.25	-172.25	-172.25	-172.25	-	-	-	-
	Fiber	Displ.	-	-	-	-	1.0	-	-	-
	Layered	Dead	-172.25	-172.25	-172.25	-172.25	-	-	-	-
	Layered	Displ.	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	1.0
WSH2	Fiber	Dead	-172.75	-172.75	-172.75	-172.75	-	-	-	-
	Fiber	Displ.	-	-	-	-	1.0	-	-	-
	Layered	Dead	-172.75	-172.75	-172.75	-172.75	-	-	-	-
	Layered	Displ.	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	1.0
WSH3	Fiber	Dead	-171.5	-171.5	-171.5	-171.5	-	-	-	-
	Fiber	Displ.	-	-	-	-	1.0	-	-	-
	Layered	Dead	-171.5	-171.5	-171.5	-171.5	-	-	-	-
	Layered	Displ.	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	1.0
WSH4	Fiber	Dead	-173.75	-173.75	-173.75	-173.75	-	-	-	-
	Fiber	Displ.	-	-	-	-	1.0	-	-	-
	Layered	Dead	-173.75	-173.75	-173.75	-173.75	-	-	-	-
	Layered	Displ.	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	1.0
WSH5	Fiber	Dead	-368.5	-368.5	-368.5	-368.5	-	-	-	-
	Fiber	Displ.	-	-	-	-	1.0	-	-	-
	Layered	Dead	-368.5	-368.5	-368.5	-368.5	-	-	-	-
	Layered	Displ.	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	1.0
WSH6	Fiber	Dead	-369	-369	-369	-369	-	-	-	-
	Fiber	Displ.	-	-	-	-	1.0	-	-	-
	Layered	Dead	-369	-369	-369	-369	-	-	-	-
	Layered	Displ.	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	1.0

Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas y recomendaciones obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

El patrón de desplazamiento lateral está asociado a la historia de carga lateral cíclica cuasiestática establecida en la Tabla 4-4. Básicamente, la función tiempo historia multiplica al vector desplazamiento de módulo unitario para imprimir, en un tiempo o step determinado, el desplazamiento superior calculado en la cabeza del muro (d). En la Tabla 4-12, se presentan las funciones tiempo-historia para cada prototipo de ensayo. El tiempo o steps definidos (t) obedecen a la fuerza lateral máxima desarrollada en cada semiciclo. Se representa de manera gráfica a través del **ANEXO C.1: Historia de carga lateral cíclica cuasiestática.**

Tabla 4-12. Definición de historia de carga lateral cíclica cuasiestática

Load step	WSH1		WSH2		WSH3		WSH4		WSH5		WSH6	
	t (s)	d (mm)	t (s)	d (mm)	t (s)	d (mm)	t (s)	d (mm)	t (s)	d (mm)	t (s)	d (mm)
LS 5	38	7.88	32	7.88	45	11.55	44	11.55	40	4.65	39	9.60
LS 9	116	-7.88	116	-7.88	132	-11.55	122	-11.55	102	-4.65	110	-9.60
11	191	7.88	181	7.88	225	11.55	198	11.55	148	4.65	179	9.60
13	266	-7.88	253	-7.88	312	-11.55	276	-11.55	189	-4.65	254	-9.60
LS 16	373	21.00	366	21.00	453	30.80	411	30.80	261	12.40	369	25.60
LS 19	516	-21.00	522	-21.00	647	-30.80	597	-30.80	353	-12.40	537	-25.60
21	650	21.00	661	21.00	840	30.80	780	30.80	440	12.40	696	25.60
23	780	-21.00	797	-21.00	1028	-30.80	961	-30.80	526	-12.40	856	-25.60
LS 26	895	31.50	916	31.50	1153	46.20	1117	46.20	636	18.60	999	38.40
LS 29	1014	-31.50	1022	-31.50	1297	-46.20	1259	-46.20	761	-18.60	1125	-38.40
31	1142	31.50	1123	31.50	1434	46.20	1396	46.20	851	18.60	1242	38.40
33	1226	-31.50	1222	-31.50	1571	-46.20	1554	-46.20	916	-18.60	1360	-38.40
LS 36	1350	42.00	1341	42.00	1732	61.60	1718	61.60	995	24.80	1505	51.20
LS 39	-	-	1475	-42.00	1912	-61.60	1898	-61.60	1083	-24.80	1665	-51.20
41	-	-	1604	42.00	2053	61.60	2034	61.60	1166	24.80	1813	51.20
43	-	-	1728	-42.00	2170	-61.60	2150	-61.60	1242	-24.80	1958	-51.20
LS 46	-	-	1852	52.50	2315	77.00	2274	77.00	1332	37.20	2057	64.00
LS 49	-	-	1963	-52.50	2468	-77.00	-	-	1425	-37.20	2163	-64.00
51	-	-	2085	52.50	2622	77.00	-	-	1504	37.20	2259	64.00
53	-	-	2191	-52.50	2765	-77.00	-	-	1577	-37.20	2352	-64.00
LS 56	-	-	2302	63.00	2905	92.40	-	-	1673	49.60	2462	76.80
LS 59	-	-	2423	-63.00	3050	-92.40	-	-	1755	-49.60	2590	-76.80
61	-	-	2532	63.00	3175	92.40	-	-	1829	49.60	2680	76.80
63	-	-	-	-	-	-	-	-	1903	-49.60	2756	-76.80
LS 66	-	-	-	-	-	-	-	-	1969	62.00	2845	96.11
LS 69	-	-	-	-	-	-	-	-	2039	-62.00	-	-
FAILURE	1394	49.47	2637	-83.34	3334	-85.72	2323	77.30	2118	71.01	2971	-90.90

Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas y recomendaciones obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

Los casos de carga estipulan cómo se van a aplicar las cargas al modelo analítico y cómo se va a calcular la respuesta estructural. En la Tabla 4-13, para cada prototipo de ensayo, se indican los casos, tipos y subtipos de carga. De acuerdo al orden de aplicación de cargas, se inicia con el caso Dead, clasificándose como tipo Estático No Lineal (NS), definido en un estado primario sin generación de esfuerzos internos (Zero Initial Conditions).

Las cargas seguirán el patrón Dead, establecido en la Tabla 4-11, sin afectar el módulo de los vectores de fuerza gravitacional al considerar un factor igual a 1.00. Continuamente, actuará el caso de carga Cyclic, tipificado como Tiempo-Historia (TH) No Lineal con Integración Directa (NDI). La función de carga lateral cíclica cuasiestática se aplicará a través del patrón Displacement, obedeciendo a un factor igual 1.00.

Tabla 4-13. *Definición de casos de carga*

Prototipo	Caso	Tipo	Subtipo	Condiciones iniciales		Cargas aplicadas		
				Estado	Caso NL	Patrón	Factor	Función
WSH1	Dead	NS	-	Zero	-	Dead	1.0	-
	Cyclic	TH	NDI	Continue	Dead	Displacement	1.0	TH-WSH1
WSH2	Dead	NS	-	Zero	-	Dead	1.0	-
	Cyclic	TH	NDI	Continue	Dead	Displacement	1.0	TH-WSH2
WSH3	Dead	NS	-	Zero	-	Dead	1.0	-
	Cyclic	TH	NDI	Continue	Dead	Displacement	1.0	TH-WSH3
WSH4	Dead	NS	-	Zero	-	Dead	1.0	-
	Cyclic	TH	NDI	Continue	Dead	Displacement	1.0	TH-WSH4
WSH5	Dead	NS	-	Zero	-	Dead	1.0	-
	Cyclic	TH	NDI	Continue	Dead	Displacement	1.0	TH-WSH5
WSH6	Dead	NS	-	Zero	-	Dead	1.0	-
	Cyclic	TH	NDI	Continue	Dead	Displacement	1.0	TH-WSH6

Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas y recomendaciones obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

El caso de cargas Dead, al presentar un análisis no lineal estático, necesitará de parámetros anexos para el control de aplicación de cargas. Puesto que exclusivamente representa los efectos gravitacionales sobre el modelo analítico, se indica un Full Load Control. El registro de resultados será único en el tiempo, posterior a la acción total del patrón de carga en los nodos superiores (Final State Only). Aspectos como análisis por agrietamiento en losas (Floor Cracking Analysis) no se consideran para este estudio puesto que escapan de los alcances iniciales propuestos. El esquema de solución usado fue el asignado por default en los softwares (Iterative Event-to-Event Control).

En la Tabla 4-14, se definen los parámetros que buscan la precisión del análisis tiempo-historia necesario para el caso de cargas Cyclic. Para cada prototipo de ensayo, se considera el tiempo de salida, declarando el número de steps (# Steps), tomando medición en intervalos de 1.00 s (Size = 1.00 s). Posteriormente, se obtendrán el coeficiente de amortiguamiento proporcional a la masa (c_M) y el coeficiente de amortiguamiento proporcional de rigidez (c_K), tras la previa definición del primer y segundo periodo modal ($T_f = 1.00$ s y $T_s = 0.01$ s), en conjunto con la ratio de amortiguamiento (ξ) que se asumirá como 5.00%, valor característico en estructuras de concreto armado. Para el tiempo de integración, se utilizó el método Hilber-Hughes-Taylor (HHT), considerando un valor de $\alpha = 0.0$, que equivale al método de Newmark con parámetros $\gamma = 0.5$ y $\beta = 0.25$.

Tabla 4-14. Parámetros de calibración para el análisis tiempo-historia

Prototipo	Tiempo de salida		Amortiguamiento					Tiempo de integración			
	# Steps	Size (s)	T_f (s)	T_s (s)	ξ	c_M (1/s)	c_K (s)	Método	γ	β	α
WSH1	1394	1.00	1.00	0.01	0.05	0.6221	0.157E-4	HHT	0.5	0.25	0.0
WSH2	2637	1.00	1.00	0.01	0.05	0.6221	0.157E-4	HHT	0.5	0.25	0.0
WSH3	3334	1.00	1.00	0.01	0.05	0.6221	0.157E-4	HHT	0.5	0.25	0.0
WSH4	2323	1.00	1.00	0.01	0.05	0.6221	0.157E-4	HHT	0.5	0.25	0.0
WSH5	2118	1.00	1.00	0.01	0.05	0.6221	0.157E-4	HHT	0.5	0.25	0.0
WSH6	2971	1.00	1.00	0.01	0.05	0.6221	0.157E-4	HHT	0.5	0.25	0.0

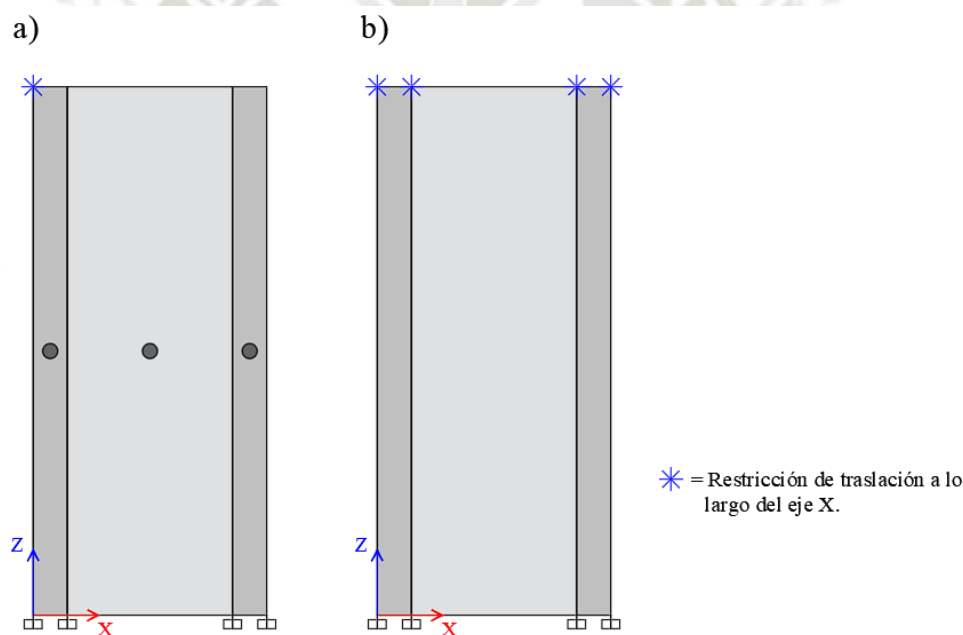
Nota: Elaboración propia a partir de bases teóricas y recomendaciones obtenidas de “*Analysis Reference Manual*”, por CSI, 2017.

Es crucial recordar que las ecuaciones no lineales se resuelven iterativamente en cada paso de carga o step, lo que requiere reformar y resolver la matriz de rigidez, consecuentemente. Las iteraciones se llevan a cabo hasta que la solución converja. Como esquema de solución para el caso de carga que requería un análisis tiempo-historia (Cyclic), se empleó el Event-to-Event Stepping Control. Ulteriormente, debe verificarse que los casos de cargas asignados se hallen habilitados para el cálculo matricial.

4.3.2. Definición de condiciones límite

Con el propósito de que el patrón de carga Displacement pueda reflejar la historia de desplazamiento lateral en la cabeza del muro en cada step, se restringirá el movimiento en el eje global X para los nodos en los que se aplicó el vector de módulo unitario, definidos en la Tabla 4-11. Cuando se emplean criterios de modelamiento no lineal con fiber-shell elements, se limitará la traslación horizontal en el nodo 1. En los casos que conllevan modelado con layered-shell elements, se limitará la traslación horizontal en todos los nodos superiores.

Figura 4-6. Limitación de traslación por el patrón de carga lateral



Nota: a) Restricción de desplazamiento para modelo analítico con base en fiber-shell elements, y b) Restricción de desplazamiento para modelo analítico con base en layered-shell elements. Fuente: Elaboración propia.

Los grados de libertad habilitados para el análisis serán todas aquellas disponibles en el plano de acción XZ, refiriéndose al desplazamiento en el eje global X (UX), desplazamiento en el eje global Z (UZ), y rotación alrededor del eje global Y (RY). Esto permitirá simplificar los cálculos por step dentro de la computación de las matrices del modelo analítico.

Parte de la precisión que puede obtenerse del modelo está relacionada con la discretización de los shell elements. Determinar un nivel apropiado de refinamiento del mallado permite una mejor simulación de la distribución de la deformación y esfuerzos a lo largo de la altura del muro y de la sección transversal del mismo. Por medio de un previo ensayo iterativo, se concluyó que un fraccionamiento del mallado de 1x6 proporcionará una respuesta más cercana al comportamiento experimental.

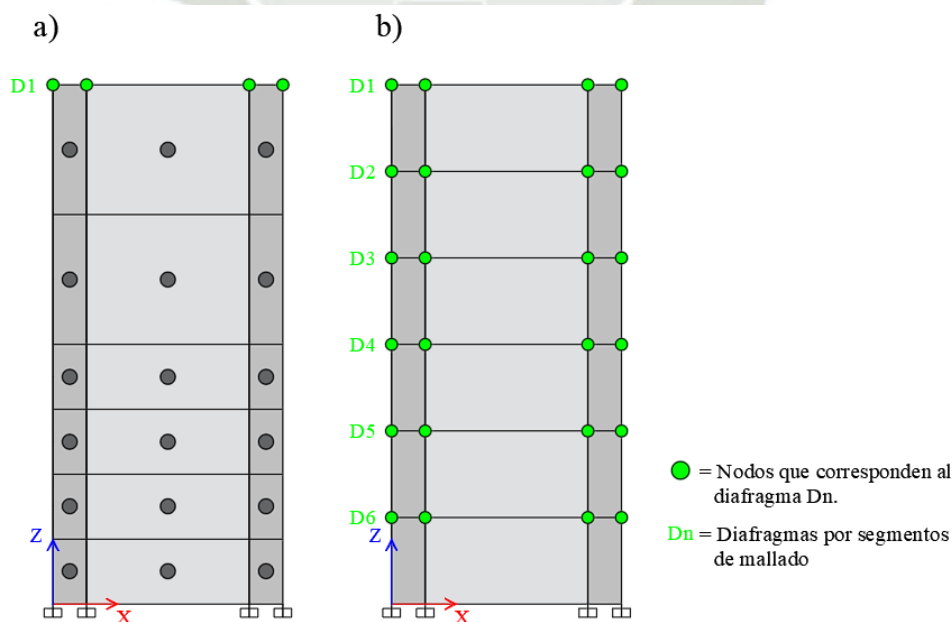
En los casos donde los prototipos se modelaron con base en fiber-shell elements, la distribución del mallado iniciará con una división de 1x4, para continuamente segmentar las áreas inferiores derivadas con una división de 1x2, obteniendo el mesh objetivo. Esta disposición obedece a la concentración de plasticidad del elemento, presentando una ubicación promedio de la rótula plástica de los muros ensayados, dentro de un rango de 0.35 m a 1.40 m, medido desde la base empotrada (Dazio, Wenk, & Bachmann, 2009). A su vez, se justifica en el hecho de que permite la degradación de resistencia y rigidez de la respuesta de manera más aproximada a la realidad, teniendo convergencia para todos los casos que aplican criterios de modelamiento no lineal propuestos con fiber-shell elements.

Para los modelos con base en layered-shell elements, la distribución del mallado será simétrica, con una división de 1x6. No presentará una segmentación tupida en la zona plástica puesto que la respuesta cíclica se muestra inestable en el proceso de degradación de resistencia, mostrando depresiones y/o saltos abruptos, ante la aplicación del mallado asimétrico asignado a los modelos que emplean fiber-shell elements. El grado de varianza aparente incrementa de acuerdo a los modelos histeréticos para concreto confinado utilizados, observándose que, en 05 de los 06 prototipos, los casos que emplean modelos Concrete y Pivot convergen deficientemente.

Otro punto importante dentro de las condiciones límite es la asignación de constraints tipo diafragma a los nodos que formen parte de los niveles superiores de las áreas segmentadas, con la finalidad de asociarle al conjunto un comportamiento de cuerpo rígido, uniformizando el desplazamiento a lo largo de los grados de libertad pertenecientes al plano XY. Esto mejora la eficiencia computacional al reducir el número de ecuaciones necesarias para la solución.

Cuando halla presencia de fiber-shell elements en el modelo, se asignará diafragma rígido exclusivamente a los nodos que tengan como nivel de referencia a la luz de corte (L_v), altura a la que actúa la carga lateral cíclica. Para los criterios de modelamiento no lineal con base en layered-shell elements, se establecerá constraints en cada segmento, designando un total de 06 diafragmas rígidos (D1, D2, D3, D4, D5, y D6). Los layers o capas brindan una respuesta más suavizada al momento de homogeneizar los desplazamientos de los nodos por segmento con los diafragmas.

Figura 4-7. Mallado de shell elements y asignación de diafragmas



Nota: a) Disposición de mallado y diafragmas cuando se aplica fiber-shell elements, y b) Disposición de mallado y diafragmas cuando se aplica layered-shell elements. Fuente: Elaboración propia.

4.4. Etapa de Post-Análisis

Como producto de la consecución de las etapas previas, se obtuvo la respuesta histerética calculada de fuerza-desplazamiento para cada prototipo de ensayo (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, y WSH6), utilizando las dimensiones X1: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS (X11: EFC, X12: EFP, X13: EFT, X14: ELC, X15: ELP, y X16: ELT), y X2: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 (X21: SLC, X22: SLP, y X23: SLT).

Es por consiguiente que se tuvo registro de 54 gráficas, de los cuales 36 se derivaron de un modelado bajo la dimensión X1 (WSH1-EFC, WSH1-EFP, WSH1-EFT, WSH1-ELC, WSH1-ELP, WSH1-ELT, WSH2-EFC, WSH2-EFP, WSH2-EFT, WSH2-ELC, WSH2-ELP, WSH2-ELT, WSH3-EFC, WSH3-EFP, WSH3-EFT, WSH3-ELC, WSH3-ELP, WSH3-ELT, WSH4-EFC, WSH4-EFP, WSH4-EFT, WSH4-ELC, WSH4-ELP, WSH4-ELT, WSH5-EFC, WSH5-EFP, WSH5-EFT, WSH5-ELC, WSH5-ELP, WSH5-ELT, WSH6-EFC, WSH6-EFP, WSH6-EFT, WSH6-ELC, WSH6-ELP, y WSH6-ELT), y 18 de un modelado bajo la dimensión X2 (WSH1-SLC, WSH1-SLP, WSH1-SLT, WSH2-SLC, WSH2-SLP, WSH2-SLT, WSH3-SLC, WSH3-SLP, WSH3-SLT, WSH4-SLC, WSH4-SLP, WSH4-SLT, WSH5-SLC, WSH5-SLP, WSH5-SLT, WSH6-SLC, WSH6-SLP, y WSH6-SLT). Los resultados gráficos se contraponen con la respuesta histerética de los prototipos de ensayo, representándose a través del **ANEXO D.2: Comparación entre respuesta histerética calculada y experimental**

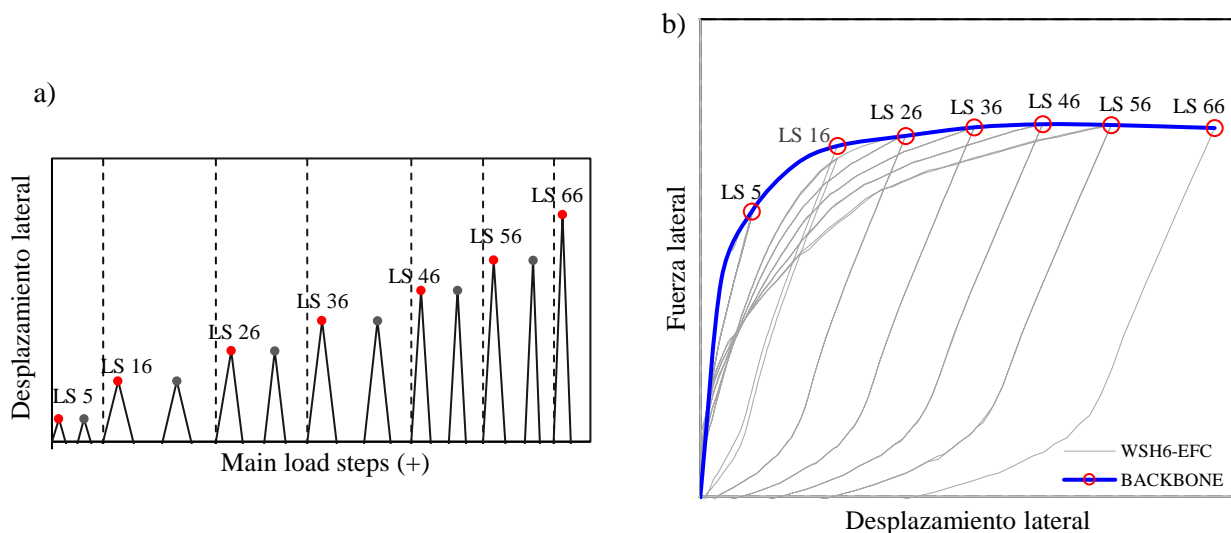
Tanto la dimensión Y2: Comportamiento histerético calculado, como la Y3: Comportamiento histerético experimental, se desglosará en indicadores de fuerza y rigidez, detallando como se computó la data según la dimensión Y1: Main load steps del comportamiento histerético.

4.4.1. Main load steps del comportamiento histerético

4.4.1.1. Main load steps en los semiciclos positivos

Para cada primer semiciclo positivo perteneciente a las historias de carga lateral cíclica cuasiestática que se establecieron a los prototipos de ensayo, registradas en la Tabla 4-12, se definirán los main load steps o pasos de carga principales, puntos de desplazamiento lateral extremo o pico. Son en estas posiciones y a los lazos de descarga asociados a ellas en donde posteriormente se obtendrán los indicadores de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental, dentro de los límites de primer cuadrante y la fracción positiva del backbone. La cantidad de main load steps en los semiciclos positivos dependerán del número de ciclos desarrollados por ductilidad de desplazamiento (μ_{Δ}). Se definen gráficamente mediante el **ANEXO E.1: Main load steps en los semiciclos positivos**.

Figura 4-8. Identificación de main load steps en semiciclos positivos

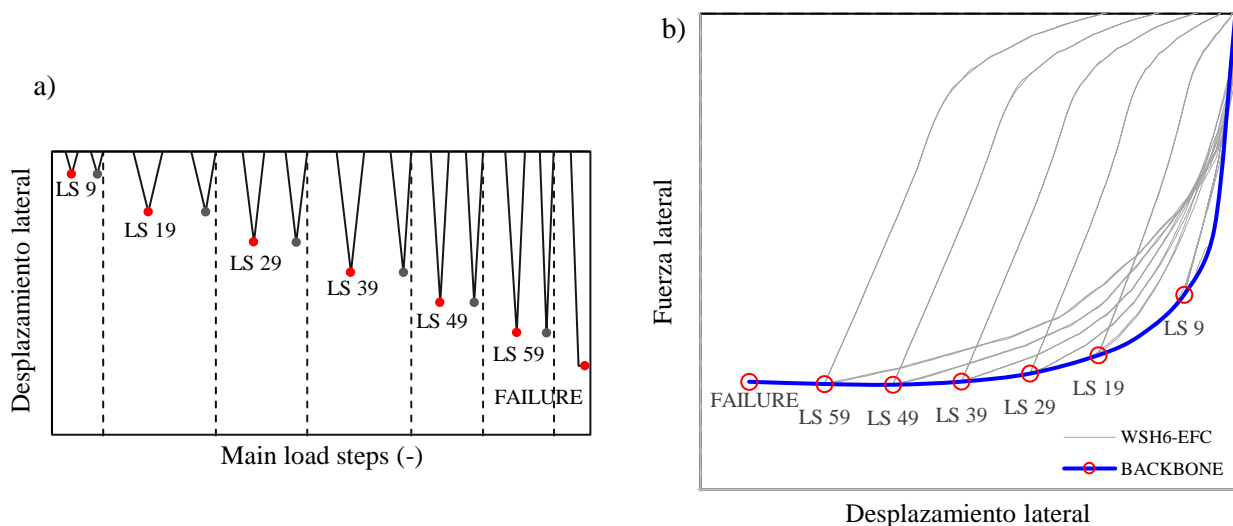


Nota: a) Main load steps en semiciclos positivos de historia de carga lateral cíclica cuasiestática del prototipo de ensayo WSH6, y b) Identificación de main load steps en respuesta histerética calculada de WSH6-EFC, dentro del primer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.1.2. Main load steps en los semiciclos negativos

Para cada primer semiciclo negativo perteneciente a las historias de carga lateral cíclica cuasiestática que se establecieron a los prototipos de ensayo, registradas en la Tabla 4-12, se definirán los main load steps o pasos de carga principales, puntos de desplazamiento lateral extremo o pico. Son en estas posiciones y a los lazos de descarga asociados a ellas en donde posteriormente se obtendrán los indicadores de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental, dentro de los límites de tercer cuadrante y la fracción negativa del backbone. La cantidad de main load steps en los semiciclos negativos dependerán del número de ciclos desarrollados por ductilidad de desplazamiento (μ_{Δ}). Se definen gráficamente mediante el **ANEXO E.2: Main load steps en los semiciclos negativos**. El paso principal FAILURE es independiente de las premisas anteriores, pudiendo desarrollarse en los semiciclos positivos o negativos, de acuerdo a la historia de desplazamientos.

Figura 4-9. Identificación de main load steps en semiciclos negativos



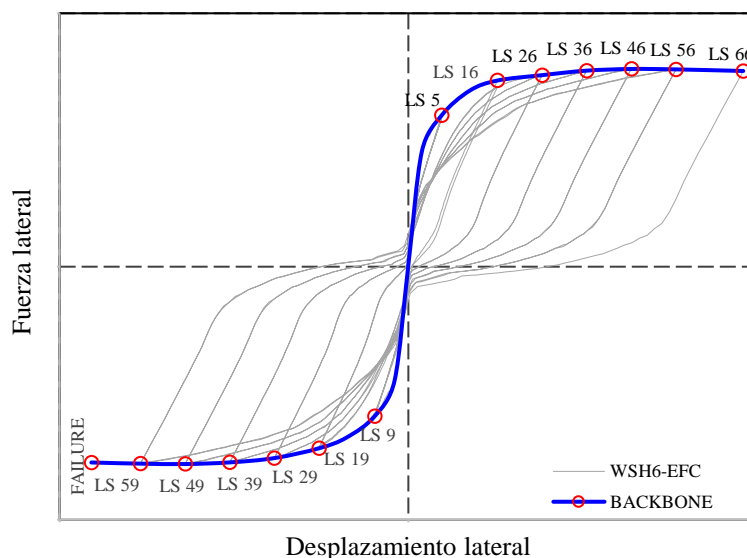
Nota: a) Main load steps en semiciclos negativos de historia de carga lateral cíclica cuasiestática del prototipo de ensayo WSH6, y b) Identificación de main load steps en respuesta histerética calculada de WSH6-EFC, dentro del tercer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.2. Comportamiento histerético calculado

4.4.2.1. Fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada

Para cada primer semiciclo de la respuesta histerética calculada, tanto positivo como negativo, se obtendrá la fuerza lateral máxima asociada a los main load steps (V_{cal}). Entrelazando todos los puntos picos, iniciando cada vertiente por cuadrante en el origen de coordenadas, se generará una envolvente de resistencia por semiciclo principal, denominado backbone. La tendencia de degradación de rigidez se verá reflejada dentro de los límites de la envolvente. En la Tabla F-1 del **ANEXO F.1: Fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se registra la respuesta para cada main load step de los 54 casos histeréticos, definidos con base en los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($V_{cal EFC}$, $V_{cal EFP}$, $V_{cal EFT}$, $V_{cal ELC}$, $V_{cal ELP}$, $V_{cal ELT}$) y en los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 ($V_{cal SLC}$, $V_{cal SLP}$, $V_{cal SLT}$).

Figura 4-10. Identificación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada

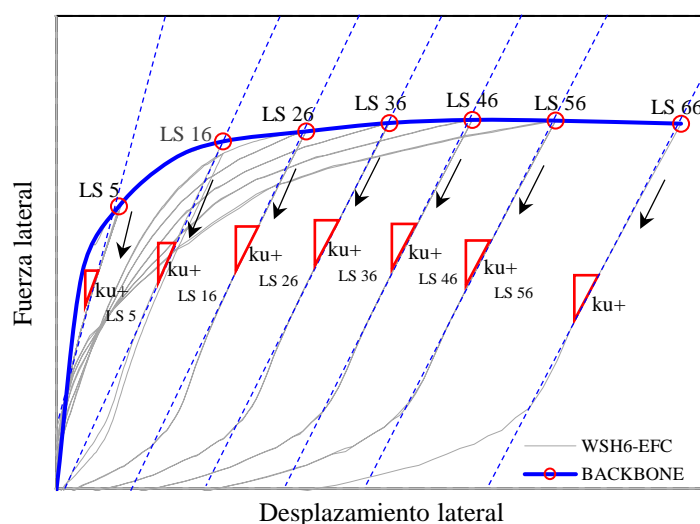


Nota: Fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada para cada main load steps dentro de la respuesta histerética de WSH6-EFC, formando la envolvente de rigidez o backbone. Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.2. Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada

Tomando en consideración el descenso de desplazamiento de los primeros semiciclos positivos, reflejado en la respuesta histerética calculada como la pendiente de descarga en los lazos pertenecientes al primer cuadrante, se obtiene la rigidez de descarga (ku_{cal}^+). Este valor se computa de manera aproximada como la pendiente de una recta secante que corta los lazos histeréticos positivos en la dirección de descarga en dos puntos, siendo el primero la coordenada asociada a la fuerza lateral máxima por semiciclo principal (V_{cal}), exceptuando el main load step FAILURE, y el segundo un punto anterior al cambio de pendiente brusco relacionado al pinching o al proceso de recarga, dependiendo del criterio de modelamiento empleado. En la Tabla F-2 del **ANEXO F.2: Rigidez de descarga en los lazos positivos**, se registra la respuesta asociada a cada main load step de los 54 casos histeréticos, definidos con base en los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($ku_{cal EFC}^+$, $ku_{cal EFP}^+$, $ku_{cal EFT}^+$, $ku_{cal ELC}^+$, $ku_{cal ELP}^+$, $ku_{cal ELT}^+$) y en SAP2000 ($ku_{cal SLC}^+$, $ku_{cal SLP}^+$, $ku_{cal SLC}^+$).

Figura 4-11. Identificación de rigidez de descarga en los lazos positivos calculada

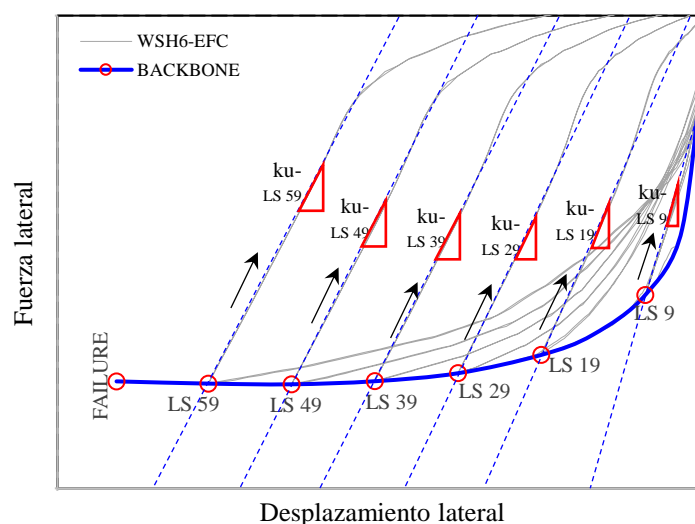


Nota: Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada en la respuesta histerética de WSH6-EFC, dentro del primer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.3. Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada

Teniendo en cuenta el descenso de desplazamiento de los primeros semiciclos negativos, reflejado en la respuesta histéretica calculada como la pendiente de descarga en los lazos pertenecientes al tercer cuadrante, se obtiene la rigidez de descarga (ku_{cal}^-). Este valor se computa de manera aproximada como la pendiente de una recta secante que corta los lazos histéreticos negativos en la dirección de descarga en dos puntos, siendo el primero la coordenada asociada a la fuerza lateral máxima por semiciclo principal (V_{cal}), exceptuando el main load step FAILURE, y el segundo un punto anterior al cambio de pendiente brusco relacionado al pinching o al proceso de recarga, dependiendo del criterio de modelamiento empleado. En la Tabla F-3 del **ANEXO F.3: Rigidez de descarga en los lazos negativos**, se registra la respuesta asociada a cada main load step de los 54 casos histéreticos, definidos con base en los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($ku_{cal EFC}^-$, $ku_{cal EFP}^-$, $ku_{cal EFT}^-$, $ku_{cal ELC}^-$, $ku_{cal ELP}^-$, $ku_{cal ELT}^-$) y en SAP2000 ($ku_{cal SLC}^-$, $ku_{cal SLP}^-$, $ku_{cal SLC}^-$).

Figura 4-12. Identificación de rigidez de descarga en los lazos negativos calculada

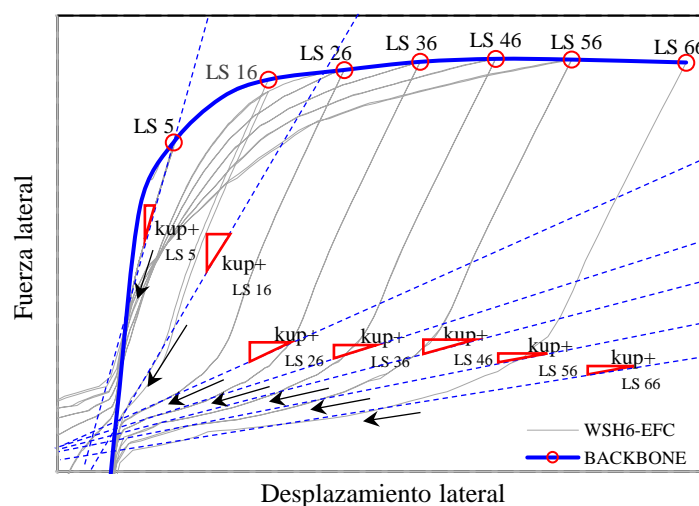


Nota: Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada en la respuesta histéretica de WSH6-EFC, dentro del tercer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.4. Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada

Como parte del descenso de desplazamiento de los primeros semiciclos positivos, reflejado en la respuesta histerética calculada como la pendiente de descarga relacionada al estrechamiento de los lazos pertenecientes al primer cuadrante, se obtiene la rigidez de descarga asociada al pinching (kup_{cal}^+). Este valor se computa de manera aproximada como la pendiente de una recta secante que corta en dos puntos los lazos histeréticos positivos contraídos en la dirección del origen de coordenadas, siendo el primero límite extremo posterior al cambio abrupto de pendiente de descarga a pinching, y el segundo límite anterior al punto de inflexión que da origen a la pendiente de recarga. En la Tabla F-4 del **ANEXO F.4: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, se registra la respuesta asociada a cada main load step de los 54 casos histeréticos, definidos con base en los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($kup_{cal EFC}^+$, $kup_{cal EFP}^+$, $kup_{cal EFT}^+$, $kup_{cal ELC}^+$, $kup_{cal ELP}^+$, $kup_{cal ELT}^+$) y en SAP2000 ($kup_{cal SLC}^+$, $kup_{cal SLP}^+$, $kup_{cal SLC}^+$).

Figura 4-13. Identificación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada

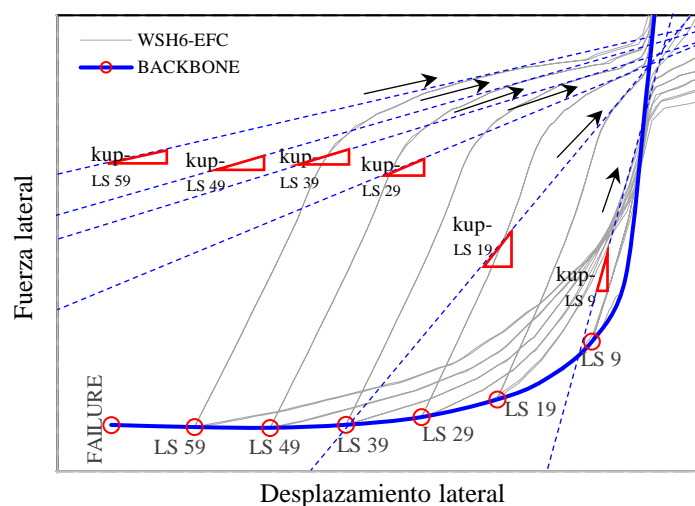


Nota: Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada en la respuesta histerética de WSH6-EFC, dentro del primer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.5. Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada

Como parte del descenso de desplazamiento de los primeros semiciclos negativos, reflejado en la respuesta histerética calculada como la pendiente de descarga relacionada al estrechamiento de los lazos pertenecientes al tercer cuadrante, se obtiene la rigidez de descarga asociada al pinching (kup_{cal}^-). Este valor se computa de manera aproximada como la pendiente de una recta secante que corta en dos puntos los lazos histeréticos negativos contraídos en la dirección del origen de coordenadas, siendo el primero límite extremo posterior al cambio abrupto de pendiente de descarga a pinching, y el segundo límite anterior al punto de inflexión que da origen a la pendiente de recarga. En la Tabla F-5 del **ANEXO F.5: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos**, se registra la respuesta asociada a cada main load step de los 54 casos histeréticos, definidos con base en los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($kup_{cal EFC}^-$, $kup_{cal EFP}^-$, $kup_{cal EFT}^-$, $kup_{cal ELC}^-$, $kup_{cal ELP}^-$, $kup_{cal ELT}^-$) y en SAP2000 ($kup_{cal SLC}^-$, $kup_{cal SLP}^-$, $kup_{cal SLC}^-$).

Figura 4-14. Identificación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada



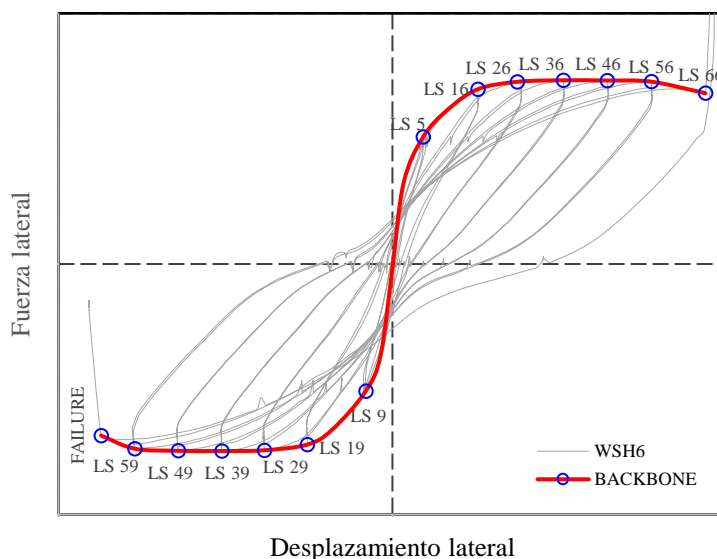
Nota: Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada en la respuesta histerética de WSH6-EFC, dentro del tercer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.3. Comportamiento histerético experimental

4.4.3.1. Fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental

Para cada primer semiciclo de la respuesta histerética experimental, tanto positivo como negativo, se registra la fuerza lateral máxima asociada a los main load steps (V_{exp}). Entrelazando todos los puntos picos, iniciando cada vertiente por cuadrante en el origen de coordenadas, se generará una envolvente de resistencia por semiciclo principal, denominado backbone. La tendencia de degradación de rigidez se verá reflejada dentro de los límites de la envolvente. En la tercera columna de la Tabla F-1 del **ANEXO F.1: Fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se señala la respuesta para cada main load step de los 06 prototipos de ensayo. La fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental (V_{exp}) no necesariamente se alcanzará para un desplazamiento máximo, condición que se tuvo en consideración de acuerdo a los resultados de Dazio, Wenk, & Bachmann (1999).

Figura 4-15. Identificación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental

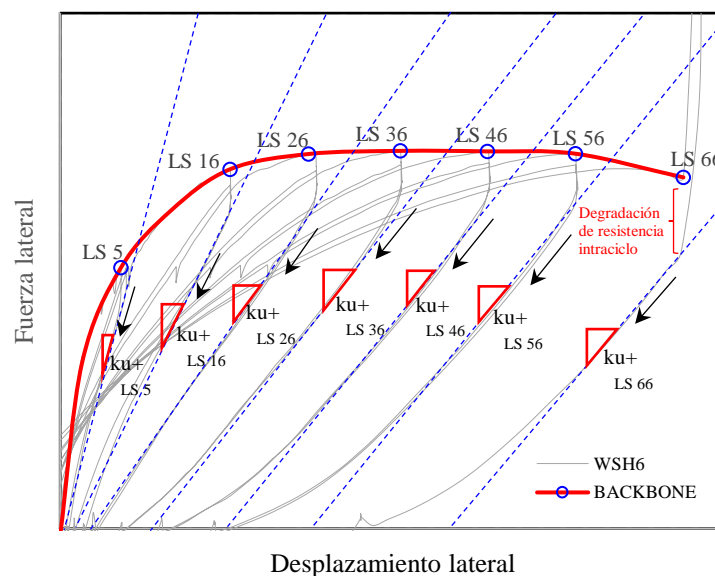


Nota: Fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental para cada main load steps dentro de la respuesta histerética de WSH6, formando la envolvente de rigidez o backbone. Fuente: Elaboración propia.

4.4.3.2. Rigidez de descarga en los lazos positivos experimental

Tomando en consideración el descenso de desplazamiento de los primeros semiciclos positivos, reflejado en la respuesta histéretica experimental como la pendiente de descarga en los lazos pertenecientes al primer cuadrante, se obtiene la rigidez de descarga (ku_{exp}^+). Este valor se computa de manera aproximada como la pendiente de una recta secante que corta los lazos histéreticos positivos en la dirección de descarga en dos puntos, siendo el primero la coordenada posterior a la degradación de resistencia intraciclo ligada a la fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental (V_{exp}), exceptuando el main load step FAILURE, y el segundo un punto anterior al cambio de pendiente relacionado al efecto pinching. En la tercera columna de la Tabla F-2 del **ANEXO F.2: Rigidez de descarga en los lazos positivos**, se señala la respuesta para cada main load step de los 06 prototipos de ensayo (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, y WSH6).

Figura 4-16. Identificación de rigidez de descarga en los lazos positivos experimental

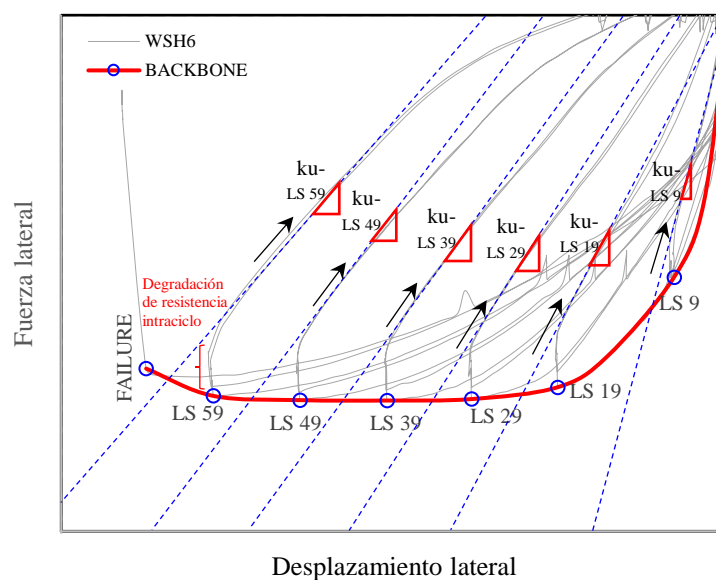


Nota: Rigidez de descarga en los lazos positivos experimental en la respuesta histéretica de WSH6, dentro del primer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.3.3. Rigidez de descarga en los lazos negativos experimental

Teniendo en cuenta el descenso de desplazamiento de los primeros semiciclos negativos, reflejado en la respuesta histerética experimental como la pendiente de descarga en los lazos pertenecientes al tercer cuadrante, se obtiene la rigidez de descarga (ku_{exp}^-). Este valor se computa de manera aproximada como la pendiente de una recta secante que corta los lazos histeréticos negativos en la dirección de descarga en dos puntos, siendo el primero la coordenada posterior a la degradación de resistencia intraciclo ligada a la fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental (V_{exp}), exceptuando el main load step FAILURE, y el segundo un punto anterior al cambio de pendiente relacionado al efecto pinching. En la tercera columna de la Tabla F-3 del **ANEXO F.3: Rigidez de descarga en los lazos negativos**, se señala la respuesta para cada main load step de los 06 prototipos de ensayo (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, y WSH6).

Figura 4-17. Identificación de rigidez de descarga en los lazos negativos experimental

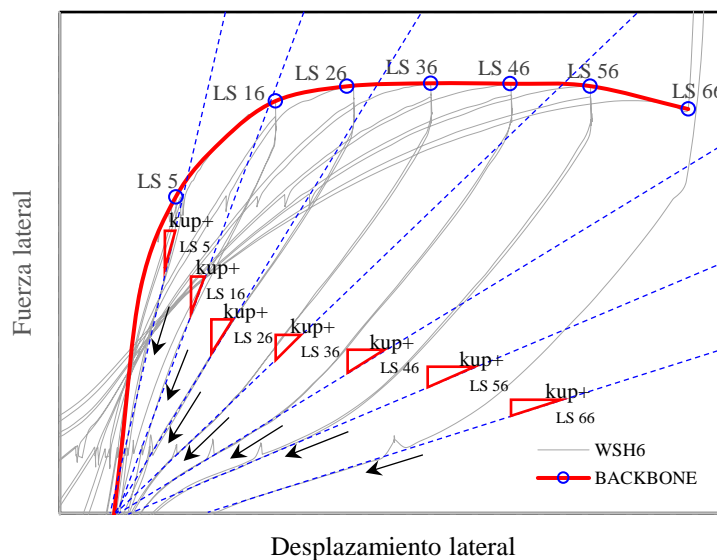


Nota: Rigidez de descarga en los lazos negativos experimental en la respuesta histerética de WSH6, dentro del tercer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.3.4. Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos experimental

Como parte del descenso de desplazamiento de los primeros semiciclos positivos, reflejado en la respuesta histerética experimental como la pendiente de descarga relacionada al estrechamiento de los lazos pertenecientes al primer cuadrante, se obtiene la rigidez de descarga asociada al pinching (kup^+_{exp}). Este valor se computa de manera aproximada como la pendiente de una recta secante que corta en dos puntos los lazos histeréticos positivos contraídos en la dirección del origen de coordenadas, siendo el primero límite extremo posterior al cambio abrupto de pendiente de descarga a pinching, y el segundo límite anterior al punto de inflexión que da origen a la pendiente de recarga. En la tercera columna de la Tabla F-4 del ANEXO F.4: **Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, se señala la respuesta para cada main load step de los 06 prototipos de ensayo (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, y WSH6).

Figura 4-18. Identificación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos experimental

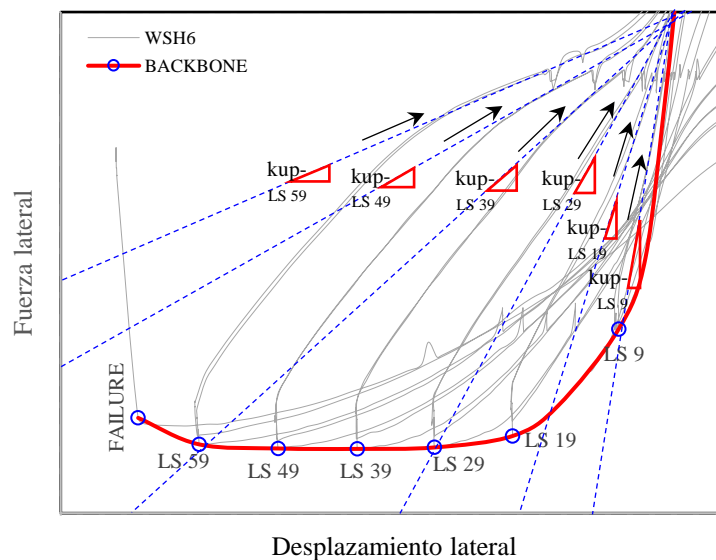


Nota: Rigidez de descarga en los lazos positivos experimental en la respuesta histerética de WSH6, dentro del primer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.3.5. Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos experimental

Como parte del descenso de desplazamiento de los primeros semiciclos negativos, reflejado en la respuesta histerética experimental como la pendiente de descarga relacionada al estrechamiento de los lazos pertenecientes al tercer cuadrante, se obtiene la rigidez de descarga asociada al pinching (kup_{exp}^-). Este valor se computa de manera aproximada como la pendiente de una recta secante que corta en dos puntos los lazos histeréticos negativos contraídos en la dirección del origen de coordenadas, siendo el primero límite extremo posterior al cambio abrupto de pendiente de descarga a pinching, y el segundo límite anterior al punto de inflexión que da origen a la pendiente de recarga. En la tercera columna de la Tabla F-5 del **ANEXO F.5: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos**, se señala la respuesta para cada main load step de los 06 prototipos de ensayo. (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, y WSH6).

Figura 4-19. Identificación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos experimental

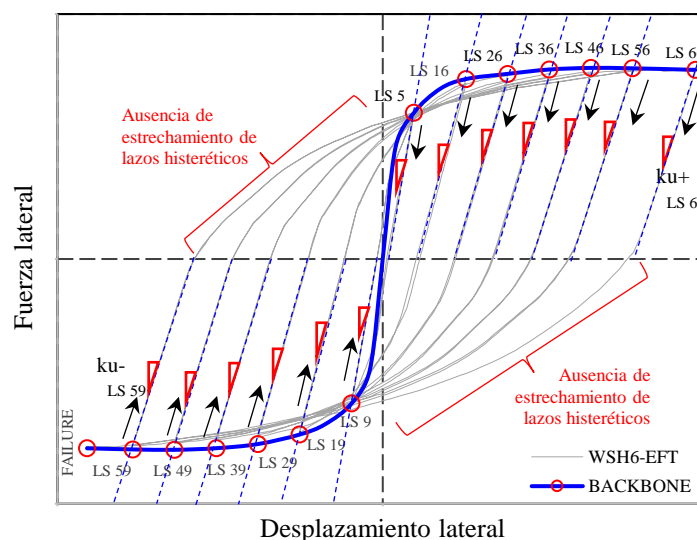


Nota: Rigidez de descarga en los lazos negativos experimental en la respuesta histerética de WSH6, dentro del tercer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

4.4.4. Observaciones

En los casos de la rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada (kup_{cal}^+) y la rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada (kup_{cal}^-), como se registra en la Tabla F-4 del **ANEXO F.4: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos** y la Tabla F-5 del **ANEXO F.5: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, respectivamente, existen criterios de modelamiento no lineal que no registran respuesta. De manera puntual, son aquellos con base en el modelo histerético de materiales tipo Takeda, teniendo en consideración a EFT y ELT disponibles en ETABS, y SLT en SAP2000. Esto puede ser explicado mediante la literatura, donde se aclara que el modelo histerético de Takeda no refleja el efecto pinching o estrechamiento del material como producto de las trayectorias de descarga, mientras que representa de forma excepcional la degradación de la rigidez en elementos de concreto armado. (ATC, 1999; Takeda, Sozen, & Nielsen, 1970)

Figura 4-20. Rigidez de descarga asociada al pinching para criterios con base en el modelo de Takeda



Nota: Reconocimiento de ausencia de rigidez de descarga asociada al pinching en la respuesta histerética de WSH6-EFT, dentro del primer y tercer cuadrante. Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Análisis estadístico descriptivo

Con el fin de evaluar la exactitud de los criterios de modelamiento no lineal por prototipo y en que magnitud los indicadores del comportamiento histerético calculado difieren del experimental, se toman medidas de tendencia central y de variabilidad de sus ratios. A través diagramas de caja y bigotes se presentará la mediana, cuartiles, mínimos y máximos correspondientes a cada indicador de X1: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS (X11: EFC, X12: EFP, X13: EFT, X14: ELC, X15: ELP, y X16: ELT), y X2: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 (X21: SLC, X22: SLP, y X23: SLT). En la parte superior del gráfico se indicará numéricamente la desviación estándar (σ) y mediana (\tilde{x}). Al final de cada esquema aparecerá la interpretación de los resultados estadísticos.

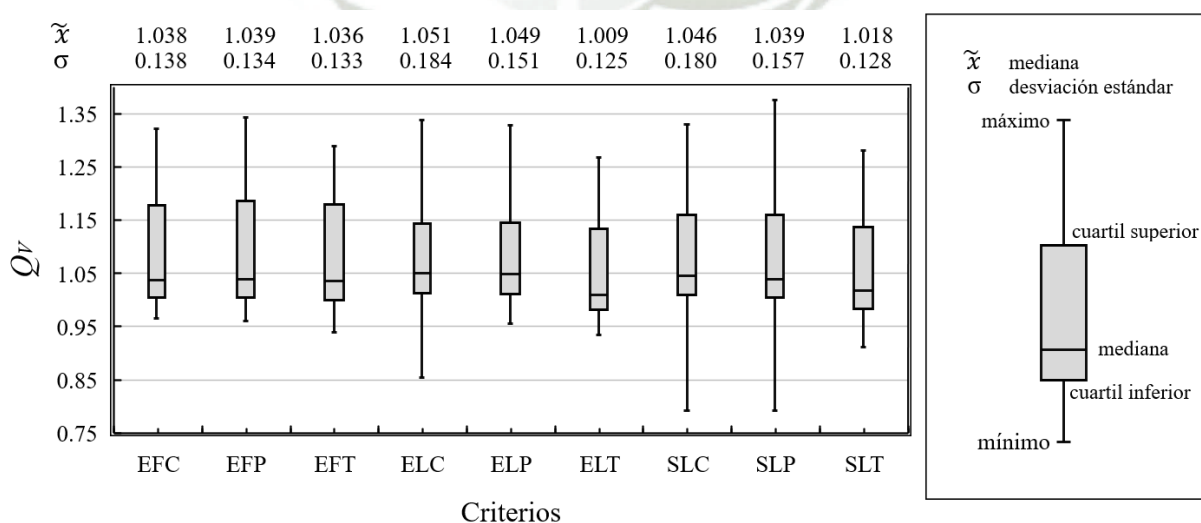
Específicamente, se abordan 05 relaciones: (1) Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal (Q_V), igual a la razón entre la fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada y experimental (V_{cal}/V_{exp}); (2) Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos (Q_{ku^+}), igual a la razón entre la rigidez de descarga en los lazos positivos calculada y experimental (ku_{cal}^+/ku_{exp}^+); (3) Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos (Q_{ku^-}), igual a la razón entre la rigidez de descarga en los lazos negativos calculada y experimental (ku_{cal}^-/ku_{exp}^-); (4) Ratio rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos (Q_{kup^+}), igual a la razón entre la rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada y experimental (kup_{cal}^+/kup_{exp}^+); y (5) Ratio rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos (Q_{kup^-}), igual a la razón entre la rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada y experimental (kup_{cal}^-/kup_{exp}^-).

5.1.1. Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal

Sobre la base de los resultados registrados en la Tabla F-1 del **ANEXO F.1: Fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, en la Tabla G-1 del **ANEXO G.1: Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se obtienen las relaciones de carácter adimensional para cada main load step por prototipo de ensayo (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, WSH6), entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS con el experimental (Q_{VEFC} , Q_{VEFP} , Q_{VEFT} , Q_{VELC} , Q_{VELP} , Q_{VELT}), y las relaciones entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 con el experimental (Q_{VSLC} , Q_{VSLP} , Q_{VSLT}).

Para evaluar la ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal (Q_V) y comparar estadísticamente los criterios empleados, mediante un box plot o diagrama de caja y bigotes, reflejado en la Figura 5-1, se condensan medidas de tendencia central y de variabilidad de un total de 73 valores por caso de la Tabla G-1.

Figura 5-1. Comparación estadística de ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal



Nota: Diagrama de caja y bigotes de la relación Q_V para cada modelo evaluado, complementado con la expresión numérica de la desviación estándar y mediana. Fuente: Elaboración propia.

Como está reflejado en el box plot de la Figura 5-1, se expresa lo siguiente:

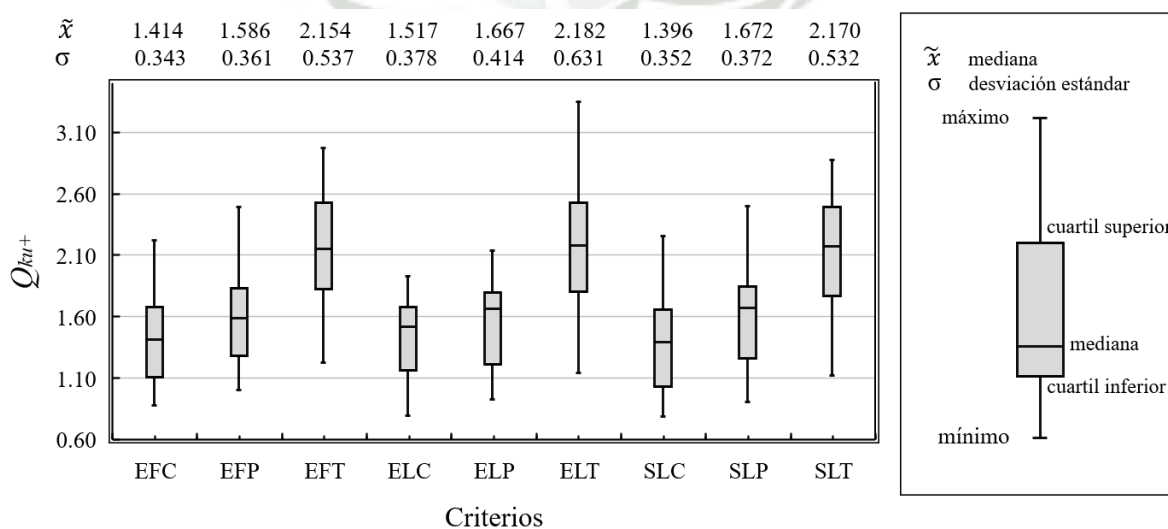
- Para EFC, el rango está entre 0.966 y 1.322. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.038 y dispersión estándar (σ) de 0.138, con cuartil inferior igual a 1.004 y superior a 1.178.
- Para EFP, el rango está entre 0.960 y 1.343. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.039 y dispersión estándar (σ) de 0.134, con cuartil inferior igual a 1.004 y superior a 1.187.
- Para EFT, el rango está entre 0.939 y 1.289. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.036 y dispersión estándar (σ) de 0.133, con cuartil inferior igual a 1.000 y superior a 1.179.
- Para ELC, el rango está entre 0.854 y 1.339. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.051 y dispersión estándar (σ) de 0.184, con cuartil inferior igual a 1.013 y superior a 1.145.
- Para ELP, el rango está entre 0.955 y 1.329. Posee de una mediana de 1.049 y dispersión estándar (σ) de 0.151, con cuartil inferior igual a 1.012 y superior a 1.145.
- Para ELT, el rango está entre 0.934 y 1.268. Posee de una mediana de 1.009 y dispersión estándar (σ) de 0.125, con cuartil inferior igual a 0.982 y superior a 1.134.
- Para SLC, el rango está entre 0.792 y 1.330. Posee una mediana de 1.046 y dispersión estándar (σ) de 0.180, con cuartil inferior igual a 1.010 y superior a 1.160.
- Para SLP, el rango está entre 0.792 y 1.376. Posee una mediana de 1.039 y dispersión estándar (σ) de 0.157, con cuartil inferior igual a 1.005 y superior a 1.161.
- Para SLT, el rango está entre 0.912 y 1.282. Dispone de una mediana de 1.018 y dispersión estándar (σ) de 0.128, con cuartil inferior igual a 0.983 y superior a 1.138.

5.1.2. Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos

Sobre la base de los resultados registrados en la Tabla F-2 del **ANEXO F.2: Rigidez de descarga en los lazos positivos**, en la Tabla G-2 del **ANEXO G.2: Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos**, se obtienen las relaciones de carácter adimensional para cada main load step por prototipo de ensayo (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, WSH6), entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS con el experimental ($Q_{ku_{EFC}^+}$, $Q_{ku_{EFP}^+}$, $Q_{ku_{EFT}^+}$, $Q_{ku_{ELC}^+}$, $Q_{ku_{ELP}^+}$, $Q_{ku_{ELT}^+}$), y las relaciones entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 con el experimental ($Q_{ku_{SLC}^+}$, $Q_{ku_{SLP}^+}$, $Q_{ku_{SLT}^+}$).

Para evaluar la ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos (Q_{ku^+}) y comparar estadísticamente los criterios empleados, mediante un box plot o diagrama de caja y bigotes, reflejado en la Figura 5-2, se condensan medidas de tendencia central y de variabilidad de un total de 33 valores por caso de la Tabla G-2.

Figura 5-2. Comparación estadística de ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos



Nota: Diagrama de caja y bigotes de la relación Q_{ku^+} para cada modelo evaluado, complementado con la expresión numérica de la desviación estándar y mediana. Fuente: Elaboración propia.

Como está reflejado en el box plot de la Figura 5-2, se expresa lo siguiente:

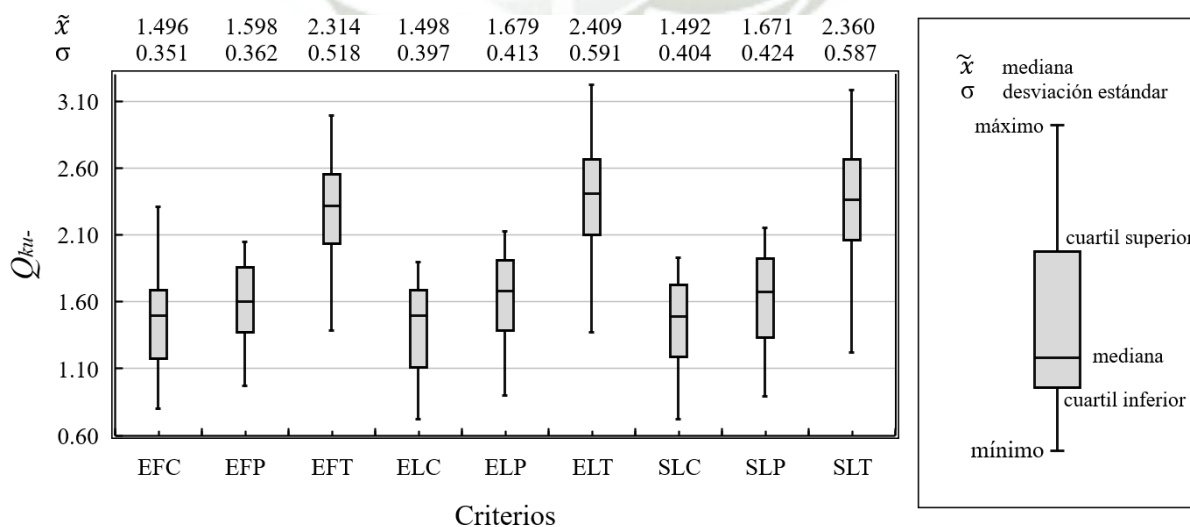
- Para EFC, el rango está entre 0.879 y 2.221. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.414 y dispersión estándar (σ) de 0.343, con cuartil inferior igual a 1.106 y superior a 1.679.
- Para EFP, el rango está entre 1.007 y 2.489. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.586 y dispersión estándar (σ) de 0.361, con cuartil inferior igual a 1.284 y superior a 1.835.
- Para EFT, el rango está entre 1.225 y 2.975. Posee una mediana (\tilde{x}) de 2.154 y dispersión estándar (σ) de 0.537, con cuartil inferior igual a 1.827 y superior a 2.526.
- Para ELC, el rango está entre 0.793 y 1.931. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.517 y dispersión estándar (σ) de 0.378, con cuartil inferior igual a 1.166 y superior a 1.678.
- Para ELP, el rango está entre 0.926 y 2.137. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.667 y dispersión estándar (σ) de 0.414, con cuartil inferior igual a 1.212 y superior a 1.800.
- Para ELT, el rango está entre 1.145 y 3.350. Posee una mediana (\tilde{x}) de 2.182 y dispersión estándar (σ) de 0.631, con cuartil inferior igual a 1.805 y superior a 2.526.
- Para SLC, el rango está entre 0.792 y 2.253. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.396 y dispersión estándar (σ) de 0.352, con cuartil inferior igual a 1.032 y superior a 1.658.
- Para SLP, el rango está entre 0.909 y 2.497. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.672 y dispersión estándar (σ) de 0.372, con cuartil inferior igual a 1.259 y superior a 1.842.
- Para SLT, el rango está entre 1.123 y 2.878. Posee de una mediana (\tilde{x}) de 2.170 y dispersión estándar (σ) de 0.532, con cuartil inferior igual a 1.767 y superior a 2.492.

5.1.3. Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos

Sobre la base de los resultados registrados en la Tabla F-3 del **ANEXO F.3: Rigidez de descarga en los lazos negativos**, en la Tabla G-3 del **ANEXO G.3: Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos**, se obtienen las relaciones de carácter adimensional para cada main load step por prototipo de ensayo (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, WSH6), entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS con el experimental ($Q_{ku_{EFC}^-}$, $Q_{ku_{EFP}^-}$, $Q_{ku_{EFT}^-}$, $Q_{ku_{ELC}^-}$, $Q_{ku_{ELP}^-}$, $Q_{ku_{ELT}^-}$), y las relaciones entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 con el experimental ($Q_{ku_{SLC}^-}$, $Q_{ku_{SLP}^-}$, $Q_{ku_{SLT}^-}$).

Para evaluar la ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos (Q_{ku^-}) y comparar estadísticamente los criterios empleados, mediante un box plot o diagrama de caja y bigotes, reflejado en la Figura 5-3, se condensan medidas de tendencia central y de variabilidad de un total de 32 valores por caso de la Tabla G-3.

Figura 5-3. Comparación estadística de ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos



Nota: Diagrama de caja y bigotes de la relación Q_{ku^-} para cada modelo evaluado, complementado con la expresión numérica de la desviación estándar y mediana. Fuente: Elaboración propia.

Como está reflejado en el box plot de la Figura 5-3, se expresa lo siguiente:

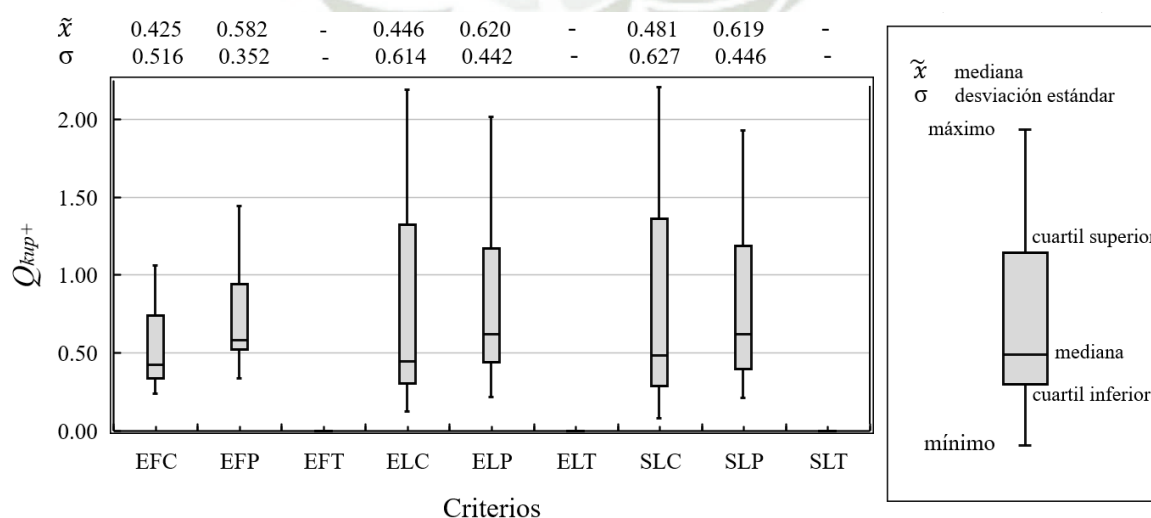
- Para EFC, el rango está entre 0.803 y 2.307. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.496 y dispersión estándar (σ) de 0.351, con cuartil inferior igual a 1.173 y superior a 1.684.
- Para EFP, el rango está entre 0.973 y 2.048. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.598 y dispersión estándar (σ) de 0.362, con cuartil inferior igual a 1.374 y superior a 1.855.
- Para EFT, el rango está entre 1.388 y 2.990. Posee una mediana (\tilde{x}) de 2.314 y dispersión estándar (σ) de 0.518, con cuartil inferior igual a 2.033 y superior a 2.555.
- Para ELC, el rango está entre 0.720 y 1.899. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.498 y dispersión estándar (σ) de 0.397, con cuartil inferior igual a 1.106 y superior a 1.689.
- Para ELP, el rango está entre 0.899 y 2.126. Posee de una mediana (\tilde{x}) de 1.679 y dispersión estándar (σ) de 0.413, con cuartil inferior igual a 1.382 y superior a 1.908.
- Para ELT, el rango está entre 1.374 y 3.224. Posee una mediana (\tilde{x}) de 2.409 y dispersión estándar (σ) de 0.591, con cuartil inferior igual a 2.102 y superior a 2.666.
- Para SLC, el rango está entre 0.720 y 1.297. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.492 y dispersión estándar (σ) de 0.404, con cuartil inferior igual a 1.185 y superior a 1.723.
- Para SLP, el rango está entre 0.893 y 2.150. Posee una mediana (\tilde{x}) de 1.671 y dispersión estándar (σ) de 0.424, con cuartil inferior igual a 1.333 y superior a 1.922.
- Para SLT, el rango está entre 1.233 y 3.179. Posee de una mediana (\tilde{x}) de 2.360 y dispersión estándar (σ) de 0.587, con cuartil inferior igual a 2.058 y superior a 2.666.

5.1.4. Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos

Sobre la base de los resultados registrados en la Tabla F-4 del **ANEXO F.4: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, en la Tabla G-4 del **ANEXO G.4: Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, se obtienen las relaciones de carácter adimensional para cada main load step por prototipo de ensayo entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS con el experimental ($Q_{kup_{EFC}^+}$, $Q_{kup_{EFP}^+}$, $Q_{kup_{EFT}^+}$, $Q_{kup_{ELC}^+}$, $Q_{kup_{ELP}^+}$, $Q_{kup_{ELT}^+}$), y las relaciones entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 con el experimental ($Q_{kup_{SLC}^+}$, $Q_{kup_{SLP}^+}$, $Q_{kup_{SLT}^+}$).

Para evaluar la ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos (Q_{kup^+}) y comparar estadísticamente los criterios empleados, mediante un box plot o diagrama de caja y bigotes, reflejado en la Figura 5-4, se condensan medidas de tendencia central y de variabilidad de un total de 33 valores por caso de la Tabla G-4.

Figura 5-4. Comparación estadística de ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos



Nota: Diagrama de caja y bigotes de la relación Q_{kup^+} para cada modelo evaluado, complementado con la expresión numérica de la desviación estándar y mediana. Fuente: Elaboración propia.

Como está reflejado en el box plot de la Figura 5-4, se expresa lo siguiente:

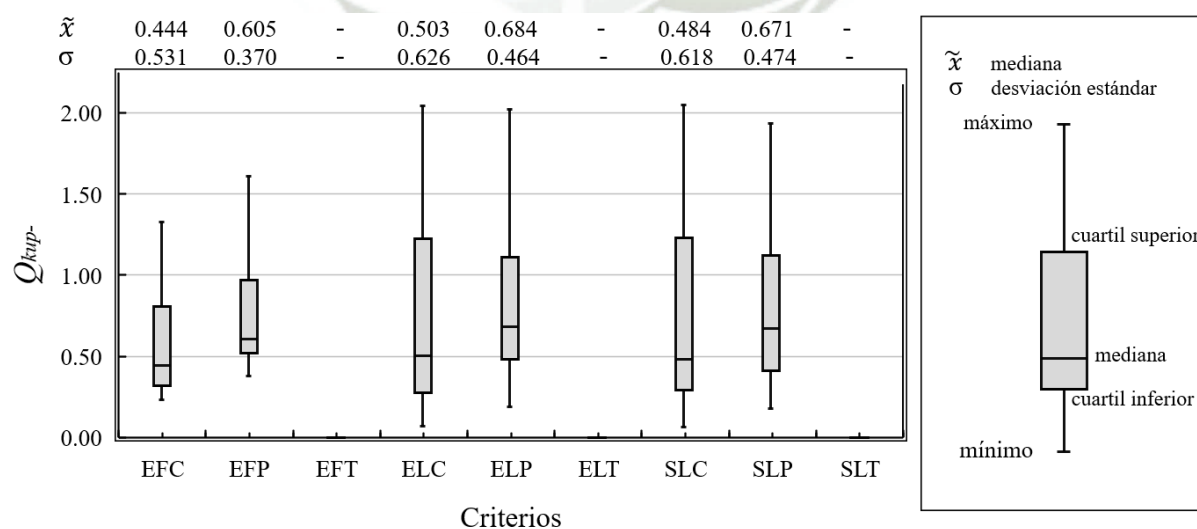
- Para EFC, el rango está entre 0.239 y 1.062. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.425 y dispersión estándar (σ) de 0.516, con cuartil inferior igual a 0.335 y superior a 0.737.
- Para EFP, el rango está entre 0.337 y 1.444. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.582 y dispersión estándar (σ) de 0.352, con cuartil inferior igual a 0.523 y superior a 0.942.
- Para EFT, no se posee datos para tomar medidas de tendencia central y de variabilidad. Esto se justifica en el apartado **4.4.4. Observaciones.**
- Para ELC, el rango está entre 0.125 y 2.188. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.446 y dispersión estándar (σ) de 0.614, con cuartil inferior igual a 0.305 y superior a 1.322.
- Para ELP, el rango está entre 0.217 y 2.014. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.620 y dispersión estándar (σ) de 0.442, con cuartil inferior igual a 0.439 y superior a 1.171.
- Para ELT, no se posee datos para tomar medidas de tendencia central y de variabilidad. Esto se justifica en el apartado **4.4.4. Observaciones.**
- Para SLC, el rango está entre 0.079 y 2.207. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.481 y dispersión estándar (σ) de 0.627, con cuartil inferior igual a 0.289 y superior a 1.364.
- Para SLP, el rango está entre 0.212 y 1.926. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.619 y dispersión estándar (σ) de 0.446, con cuartil inferior igual a 0.399 y superior a 1.185.
- Para SLT, no se posee datos para tomar medidas de tendencia central y de variabilidad. Esto se justifica en el apartado **4.4.4. Observaciones.**

5.1.5. Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos

Sobre la base de los resultados registrados en la Tabla F-5 del **ANEXO F.5: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos**, en la Tabla G-5 del **ANEXO G.5: Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos**, se obtienen las relaciones de carácter adimensional para cada main load step por prototipo de ensayo entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS con el experimental ($Q_{kup_{EFC}^-}$, $Q_{ku_{EFP}^-}$, $Q_{kup_{EFT}^-}$, $Q_{kup_{ELC}^-}$, $Q_{kup_{ELP}^-}$, $Q_{kup_{ELT}^-}$), y las relaciones entre el comportamiento calculado bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 con el experimental ($Q_{kup_{SLC}^-}$, $Q_{kup_{SLP}^-}$, $Q_{kup_{SLT}^-}$).

Para evaluar la ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos (Q_{kup^-}) y comparar estadísticamente los criterios empleados, mediante un box plot o diagrama de caja y bigotes, reflejado en la Figura 5-5, se condensan medidas de tendencia central y de variabilidad de un total de 32 valores por caso de la Tabla G-5.

Figura 5-5. Comparación estadística de ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos



Nota: Diagrama de caja y bigotes de la relación Q_{kup^-} para cada modelo evaluado, complementado con la expresión numérica de la desviación estándar y mediana. Fuente: Elaboración propia.

Como está reflejado en el box plot de la Figura 5-5, se expresa lo siguiente:

- Para EFC, el rango está entre 0.230 y 1.325. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.444 y dispersión estándar (σ) de 0.531, con cuartil inferior igual a 0.320 y superior a 0.805.
- Para EFP, el rango está entre 0.376 y 1.611. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.605 y dispersión estándar (σ) de 0.370, con cuartil inferior igual a 0.518 y superior a 0.971.
- Para EFT, no se posee datos para tomar medidas de tendencia central y de variabilidad. Esto se justifica en el apartado **4.4.4. Observaciones.**
- Para ELC, el rango está entre 0.071 y 2.043. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.503 y dispersión estándar (σ) de 0.626, con cuartil inferior igual a 0.278 y superior a 1.225.
- Para ELP, el rango está entre 0.191 y 2.022. Posee de una mediana (\tilde{x}) de 0.684 y dispersión estándar (σ) de 0.464, con cuartil inferior igual a 0.481 y superior a 1.113.
- Para ELT, no se posee datos para tomar medidas de tendencia central y de variabilidad. Esto se justifica en el apartado **4.4.4. Observaciones.**
- Para SLC, el rango está entre 0.066 y 2.051. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.484 y dispersión estándar (σ) de 0.618, con cuartil inferior igual a 0.291 y superior a 1.229.
- Para SLP, el rango está entre 0.178 y 1.933. Posee una mediana (\tilde{x}) de 0.671 y dispersión estándar (σ) de 0.474, con cuartil inferior igual a 1.259 y superior a 1.842.
- Para SLT, no se posee datos para tomar medidas de tendencia central y de variabilidad. Esto se justifica en el apartado **4.4.4. Observaciones.**

5.2. Análisis estadístico inferencial paramétrico

A fin de corroborar la relación entre los indicadores de las dimensiones Y2: Comportamiento histerético calculado y Y3: Comportamiento histerético experimental, se supondrán una hipótesis nula (H_0), que contraponga la correlación, y una hipótesis alternativa (H_1), que afirme la existencia de reciprocidad, por cada caso de X1: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS (X11: EFC, X12: EFP, X13: EFT, X14: ELC, X15: ELP, y X16: ELT), y X2: Criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 (X21: SLC, X22: SLP, y X23: SLT). Precisando un nivel de significancia igual al 1.00% ($\alpha = 0.01$), se establecerán criterios de decisión ligados al p-valor de la correlación, rechazando la hipótesis nula (H_0) si p-valor es menor al nivel de significancia, o por defecto, rechazando la hipótesis alternativa (H_1) si p-valor es mayor igual al nivel de significancia.

Si llegara a suponerse probable la hipótesis alternativa (H_1), se obtendrá el coeficiente de correlación de Pearson (R), el cual puede variar entre -1.00, reflejando una correlación lineal negativa perfecta, y +1.00, que manifiesta una correlación lineal positiva perfecta. Entre más se aproxime a 0.00, la correlación se hace más débil. Finalmente, para indicar la varianza compartida de las variables, se obtiene el coeficiente de determinación (R^2).

Concretamente, se abordan 05 correlaciones bivariadas: (1) Correlación de fuerza lateral máxima por ciclo principal (V_{cal} vs. V_{exp}); (2) Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos (ku_{cal}^+ vs. ku_{exp}^+); (3) Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos (ku_{cal}^- vs. ku_{exp}^-); (4) Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos (ku_{cal}^+ vs. ku_{exp}^+); y (5) Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos (ku_{cal}^- vs. ku_{exp}^-).

5.2.1. Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal

5.2.1.1. V_{cal} vs. V_{exp} respecto al criterio EFC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-1. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio EFC

		V_{exp}	V_{cal}
V_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.996**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.992
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	73	73
V_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.996**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.992	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	73	73

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): V_{cal} no está relacionado a V_{exp} respecto al criterio EFC.
- Hipótesis alternativa (H_1): V_{cal} está relacionado a V_{exp} respecto al criterio EFC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-1, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.996, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.992 implica que un poco más del 99% de la variabilidad V_{exp} está explicada por V_{cal} respecto al criterio EFC. En la Figura H-1.a) del **ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se presenta la gráfica de dispersión correspondiente.

5.2.1.2. V_{cal} vs. V_{exp} respecto al criterio EFP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-2. *Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio EFP*

		V_{exp}	V_{cal}
V_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.996**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.992
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	73	73
V_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.996**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.992	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	73	73

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): V_{cal} no está relacionado a V_{exp} respecto al criterio EFP.
- Hipótesis alternativa (H_1): V_{cal} está relacionado a V_{exp} respecto al criterio EFP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-2, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.996, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.992 implica que un poco más del 99% de la variabilidad V_{exp} está explicada por V_{cal} respecto al criterio EFP. En la Figura H-1. b) del **ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.1.3. V_{cal} vs. V_{exp} respecto al criterio EFT

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-3. *Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio EFT*

		V_{exp}	V_{cal}
V_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.996**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.992
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	73	73
V_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.996**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.992	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	73	73

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): V_{cal} no está relacionado a V_{exp} respecto al criterio EFT.
- Hipótesis alternativa (H_1): V_{cal} está relacionado a V_{exp} respecto al criterio EFT.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-3, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.996, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.992 implica que un poco más del 99% de la variabilidad V_{exp} está explicada por V_{cal} respecto al criterio EFT. En la Figura H-1.c) del **ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.1.4. V_{cal} vs. V_{exp} respecto al criterio ELC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-4. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio ELC

		V_{exp}	V_{cal}
V_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.993**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.985
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	73	73
V_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.993**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.985	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	73	73

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): V_{cal} no está relacionado a V_{exp} respecto al criterio ELC.
- Hipótesis alternativa (H_1): V_{cal} está relacionado a V_{exp} respecto al criterio ELC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-4, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.993, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.985 implica que un poco más del 98% de la variabilidad V_{exp} está explicada por V_{cal} respecto al criterio ELC. En la Figura H-1. d) del **ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.1.5. V_{cal} vs. V_{exp} respecto al criterio ELP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-5. *Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio ELP*

		V_{exp}	V_{cal}
V_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.995**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.990
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	73	73
V_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.995**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.990	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	73	73

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): V_{cal} no está relacionado a V_{exp} respecto al criterio ELP.
- Hipótesis alternativa (H_1): V_{cal} está relacionado a V_{exp} respecto al criterio ELP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-5, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.995, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.990 implica que el 90% de la variabilidad V_{exp} está explicada por V_{cal} respecto al criterio ELP. En la Figura H-1. e) del **ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.1.6. V_{cal} vs. V_{exp} respecto al criterio ELT

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-6. *Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio ELT*

		V_{exp}	V_{cal}
V_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.996**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.993
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	73	73
V_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.996**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.993	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	73	73

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): V_{cal} no está relacionado a V_{exp} respecto al criterio ELT.
- Hipótesis alternativa (H_1): V_{cal} está relacionado a V_{exp} respecto al criterio ELT.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-6, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.996, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.993 implica que un poco más del 99% de la variabilidad V_{exp} está explicada por V_{cal} respecto al criterio ELT. En la Figura H-1. f) del **ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.1.7. V_{cal} vs. V_{exp} respecto al criterio SLC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-7. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio SLC

		V_{exp}	V_{cal}
V_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.990**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.979
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	73	73
V_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.990**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.979	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	73	73

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): V_{cal} no está relacionado a V_{exp} respecto al criterio SLC.
- Hipótesis alternativa (H_1): V_{cal} está relacionado a V_{exp} respecto al criterio SLC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-7, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.990, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.979 implica que un poco menos del 98% de la variabilidad V_{exp} está explicada por V_{cal} respecto al criterio SLC. En la Figura H-1. g) del **ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.1.8. V_{cal} vs. V_{exp} respecto al criterio SLP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-8. *Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio SLP*

		V_{exp}	V_{cal}
V_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.993**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.987
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	73	73
V_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.993**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.987	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	73	73

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): V_{cal} no está relacionado a V_{exp} respecto al criterio SLP.
- Hipótesis alternativa (H_1): V_{cal} está relacionado a V_{exp} respecto al criterio SLP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-8, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.993, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.987 implica que un poco menos del 99% de la variabilidad V_{exp} está explicada por V_{cal} respecto al criterio SLP. En la Figura H-1. h) del **ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.1.9. V_{cal} vs. V_{exp} respecto al criterio SLT

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-9. Correlación entre V_{cal} y V_{exp} respecto al criterio SLT

		V_{exp}	V_{cal}
V_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.996**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.992
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	73	73
V_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.996**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.992	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	73	73

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): V_{cal} no está relacionado a V_{exp} respecto al criterio SLT.
- Hipótesis alternativa (H_1): V_{cal} está relacionado a V_{exp} respecto al criterio SLT.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-9, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.996, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.992 implica que un poco más del 99% de la variabilidad V_{exp} está explicada por V_{cal} respecto al criterio SLT. En la Figura H-1. i) del **ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.2. Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos

5.2.2.1. ku^+_{cal} vs. ku^+_{exp} respecto al criterio EFC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-10. Correlación entre ku^+_{cal} y ku^+_{exp} respecto al criterio EFC

		ku^+_{exp}	ku^+_{cal}
ku^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.961**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.924
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
ku^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.961**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.924	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku^+_{cal} no está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio EFC.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku^+_{cal} está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio EFC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-10, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.961, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.924 implica que un poco más del 92% de la variabilidad ku^+_{exp} está explicada por ku^+_{cal} respecto al criterio EFC. En la Figura H-2. a) del **ANEXO**

H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.2.2. ku^+ cal vs. ku^+ exp respecto al criterio EFP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-11. Correlación entre ku^+ cal y ku^+ exp respecto al criterio EFP

		ku^+ _{exp}	ku^+ _{cal}
ku^+ _{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.976**
	Coefficiente de determinación (R ²)	1.000	0.952
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
ku^+ _{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.976**	1.000
	Coefficiente de determinación (R ²)	0.952	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku^+ _{cal} no está relacionado a ku^+ _{exp} respecto al criterio EFP.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku^+ _{cal} está relacionado a ku^+ _{exp} respecto al criterio EFP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-11, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.976, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.952 implica que un poco más del 95% de la variabilidad ku^+ _{exp} está explicada por ku^+ _{cal} respecto al modelo EFP. En la Figura H-2. b) del **ANEXO H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.2.3. ku^+_{cal} vs. ku^+_{exp} respecto al criterio EFT

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-12 Correlación entre ku^+_{cal} y ku^+_{exp} respecto al criterio EFT

		ku^+_{exp}	ku^+_{cal}
ku^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.969**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.938
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
ku^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.969**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.938	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku^+_{cal} no está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio EFT.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku^+_{cal} está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio EFT.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-12, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.969, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.938 implica que un poco menos del 94% de la variabilidad ku^+_{exp} está explicada por ku^+_{cal} respecto al criterio EFT. En la Figura H-2. c) del **ANEXO H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.2.4. ku^+_{cal} vs. ku^+_{exp} respecto al criterio ELC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-13. Correlación entre ku^+_{cal} y ku^+_{exp} respecto al criterio ELC

		ku^+_{exp}	ku^+_{cal}
ku^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.927**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.858
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
ku^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.927**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.858	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku^+_{cal} no está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio ELC.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku^+_{cal} está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio ELC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-13, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.927, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.858 implica que un poco menos del 86% de la variabilidad ku^+_{exp} está explicada por ku^+_{cal} respecto al criterio ELC. En la Figura H-2. d) del **ANEXO H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.2.5. ku^+_{cal} vs. ku^+_{exp} respecto al criterio ELP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-14. Correlación entre ku^+_{cal} y ku^+_{exp} respecto al criterio ELP

		ku^+_{exp}	ku^+_{cal}
ku^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.951**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.905
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
ku^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.951**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.905	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku^+_{cal} no está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio ELP.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku^+_{cal} está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio ELP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-14, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.951, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.905 implica que un poco más del 90% de la variabilidad ku^+_{exp} está explicada por ku^+_{cal} respecto al criterio ELP. En la Figura H-2. e) del **ANEXO H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.2.6. ku^+_{cal} vs. ku^+_{exp} respecto al criterio ELT

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-15. Correlación entre ku^+_{cal} y ku^+_{exp} respecto al criterio ELT

		ku^+_{exp}	ku^+_{cal}
ku^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.930**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.865
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
ku^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.930**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.865	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku^+_{cal} no está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio ELT.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku^+_{cal} está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio ELT.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-15, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.930, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.865 implica que un poco más del 86% de la variabilidad ku^+_{exp} está explicada por ku^+_{cal} respecto al criterio ELT. En la Figura H-2. f) del **ANEXO H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.2.7. ku^+_{cal} vs. ku^+_{exp} respecto al criterio SLC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-16. Correlación entre ku^+_{cal} y ku^+_{exp} respecto al criterio SLC

		ku^+_{exp}	ku^+_{cal}
ku^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.933**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.870
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
ku^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.933**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.870	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku^+_{cal} no está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio SLC.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku^+_{cal} está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio SLC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-16, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.933, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.870 implica que el 87% de la variabilidad ku_{-exp} está explicada por ku^+_{cal} respecto al criterio SLC. En la Figura H-2. g) del **ANEXO H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.2.8. ku^+_{cal} vs. ku^+_{exp} respecto al criterio SLP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-17. Correlación entre ku^+_{cal} y ku^+_{exp} respecto al criterio SLP

		ku^+_{exp}	ku^+_{cal}
ku^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.950**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.903
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
ku^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.950**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.903	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku^+_{cal} no está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio SLP.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku^+_{cal} está relacionado a ku^+_{exp} respecto al criterio SLP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-17, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.950, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.903 implica que un poco más del 90% de la variabilidad ku^+_{exp} está explicada por ku^+_{cal} respecto al criterio SLP. En la Figura H-2. h) del **ANEXO**

H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.2.9. ku^+ cal vs. ku^+ exp respecto al criterio SLT

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-18. Correlación entre ku^+ cal y ku^+ exp respecto al criterio SLT

		ku^+ _{exp}	ku^+ _{cal}
ku^+ _{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.953**
	Coefficiente de determinación (R ²)	1.000	0.907
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
ku^+ _{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.953**	1.000
	Coefficiente de determinación (R ²)	0.907	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H₀): ku^+ _{cal} no está relacionado a ku^+ _{exp} respecto al criterio SLT.
- Hipótesis alternativa (H₁): ku^+ _{cal} está relacionado a ku^+ _{exp} respecto al criterio SLT.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-18, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H₀) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H₁) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.953, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.907 implica que un poco menos del 91% de la variabilidad ku^+ _{exp} está explicada por ku^+ _{cal} respecto al criterio SLT. En la Figura H-2. i) del **ANEXO H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.3. Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos

5.2.3.1. ku_{cal} vs. ku_{exp} respecto al criterio EFC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-19. Correlación entre ku_{cal} y ku_{exp} respecto al criterio EFC

		ku_{exp}^-	ku_{cal}^-
ku_{exp}^-	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.944**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.891
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
ku_{cal}^-	Correlación de Pearson (R)	0.944**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.891	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku_{cal}^- no está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio EFC.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku_{cal}^- está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio EFC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-19, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.944, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.891 implica que un poco más del 89% de la variabilidad ku_{exp}^- está explicada por ku_{cal}^- respecto al criterio EFC. En la Figura H-2. a) del **ANEXO**

H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.3.2. ku_{cal} vs. ku_{exp} respecto al criterio EFP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-20. *Correlación entre ku_{cal} y ku_{exp} respecto al criterio EFP*

		ku_{exp}^-	ku_{cal}^-
ku_{exp}^-	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.963**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.927
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
ku_{cal}^-	Correlación de Pearson (R)	0.963**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.927	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku_{cal}^- no está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio EFP.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku_{cal}^- está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio EFP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-20, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.963, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.927 implica que un poco menos del 93% de la variabilidad ku_{exp}^- está explicada por ku_{cal}^- respecto al criterio EFP. En la Figura H-3. b) del **ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.3.3. ku_{cal} vs. ku_{exp} respecto al criterio EFT

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-21. Correlación entre ku_{cal} y ku_{exp} respecto al criterio EFT

		ku_{exp}^-	ku_{cal}^-
ku_{exp}^-	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.957**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.915
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
ku_{cal}^-	Correlación de Pearson (R)	0.957**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.915	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku_{cal}^- no está relacionado a ku_{exp}^- respecto al modelo EFT.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku_{cal}^- está relacionado a ku_{exp}^- respecto al modelo EFT.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-21, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.957, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.915 implica que un poco más del 91% de la variabilidad ku_{exp}^- está explicada por ku_{cal}^- respecto al modelo EFT. En la Figura H-3. c) del **ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.3.4. ku_{cal} vs. ku_{exp} respecto al criterio ELC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-22. Correlación entre ku_{cal} y ku_{exp} respecto al criterio ELC

		ku_{exp}^-	ku_{cal}^-
ku_{exp}^-	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.911**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.829
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
ku_{cal}^-	Correlación de Pearson (R)	0.911**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.829	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku_{cal}^- no está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio ELC.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku_{cal}^- está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio ELC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-22, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.911, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.829 implica que un poco menos del 83% de la variabilidad ku_{exp} está explicada por ku_{cal}^- respecto al criterio ELC. En la Figura H-3. d) del **ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.3.5. ku_{cal} vs. ku_{exp} respecto al criterio ELP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-23. *Correlación entre ku_{cal} y ku_{exp} respecto al criterio ELP*

		ku_{exp}^-	ku_{cal}^-
ku_{exp}^-	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.947**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.897
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
ku_{cal}^-	Correlación de Pearson (R)	0.947**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.897	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku_{cal}^- no está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio ELP.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku_{cal}^- está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio ELP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-23, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.947, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.897 implica que un poco menos del 90% de la variabilidad ku_{exp}^- está explicada por ku_{cal}^- respecto al criterio ELP. En la Figura H-3. e) del

ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.3.6. ku_{cal} vs. ku_{exp} respecto al criterio ELT

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-24. Correlación entre ku_{cal} y ku_{exp} respecto al criterio ELT

		ku_{exp}^-	ku_{cal}^-
ku_{exp}^-	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.947**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.898
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
ku_{cal}^-	Correlación de Pearson (R)	0.947**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.898	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku_{cal}^- no está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio ELT.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku_{cal}^- está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio ELT.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-24, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.947, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.898 implica que un poco menos del 90% de la variabilidad ku_{exp}^- está explicada por ku_{cal}^- respecto al criterio ELT. En la Figura H-3. f) del

ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.3.7. ku_{cal} vs. ku_{exp} respecto al criterio SLC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-25. *Correlación entre ku_{cal} y ku_{exp} respecto al criterio SLC*

		ku_{exp}	ku_{cal}
ku_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.910**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.828
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
ku_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.910**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.828	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku_{cal} no está relacionado a ku_{exp} respecto al criterio SLC.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku_{cal} está relacionado a ku_{exp} respecto al criterio SLC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-25, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.910, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.828 implica que un poco menos del 83% de la variabilidad ku_{exp} está explicada por ku_{cal} respecto al criterio SLC. En la Figura H-3. g) del **ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.3.8. ku_{cal} vs. ku_{exp} respecto al criterio SLP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-26. *Correlación entre ku_{cal} y ku_{exp} respecto al criterio SLP*

		ku_{exp}	ku_{cal}
ku_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.941**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.886
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
ku_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.941**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.886	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku_{cal} no está relacionado a ku_{exp} respecto al criterio SLP.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku_{cal} está relacionado a ku_{exp} respecto al criterio SLP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-26, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.941, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.886 implica que un poco menos del 89% de la variabilidad ku_{exp} está explicada por ku_{cal} respecto al criterio SLP. En la Figura H-3. h) del

ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.3.9. ku_{cal} vs. ku_{exp} respecto al criterio SLT

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-27. Correlación entre ku_{cal} y ku_{exp} respecto al criterio SLT

		ku_{exp}^-	ku_{cal}^-
ku_{exp}^-	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.959**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.919
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
ku_{cal}^-	Correlación de Pearson (R)	0.959**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.919	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): ku_{cal}^- no está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio SLT.
- Hipótesis alternativa (H_1): ku_{cal}^- está relacionado a ku_{exp}^- respecto al criterio SLT.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-27, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.959, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.919 implica que un poco menos del 92% de la variabilidad ku_{exp}^- está explicada por ku_{cal}^- respecto al criterio SLT. En la Figura H-3. i) del **ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.4. Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos

5.2.4.1. kup^+_{cal} vs. kup^+_{exp} respecto al criterio EFC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-28. Correlación entre kup^+_{cal} y kup^+_{exp} respecto al criterio EFC

	kup^+_{exp}	kup^+_{cal}	
kup^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.921**
	Coefficiente de determinación (R ²)	1.000	0.849
	Sig. (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
kup^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.921**	1.000
	Coefficiente de determinación (R ²)	0.849	1.000
	Sig. (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup^+_{cal} no está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio EFC
- Hipótesis alternativa (H_1): kup^+_{cal} está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio EFC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-28, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.921, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.849 implica que un poco más del 85% de la variabilidad kup^+_{exp} está explicada por kup^+_{cal} respecto al criterio EFC. En la Figura H-4. a) del **ANEXO H.4: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.4.2. kup^+_{cal} vs. kup^+_{exp} respecto al criterio EFP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-29. Correlación entre kup^+_{cal} y kup^+_{exp} respecto al criterio EFP

		kup^+_{exp}	kup^+_{cal}
kup^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.944**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.891
	Sig. (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
kup^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.944**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.891	1.000
	Sig. (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup^+_{cal} no está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio EFP.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup^+_{cal} está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio EFP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-29, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.944, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.891 implica que un poco más del 89% de la variabilidad kup^+_{exp} está explicada por kup^+_{cal} respecto al modelo EFP. En la Figura H-4. b) del **ANEXO H.4: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.4.3. kup^+_{cal} vs. kup^+_{exp} respecto al criterio ELC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-30. Correlación entre kup^+_{cal} y kup^+_{exp} respecto al criterio ELC

		kup^+_{exp}	kup^+_{cal}
kup^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.925**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.855
	Sig. (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
kup^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.925**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.855	1.000
	Sig. (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup^+_{cal} no está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio ELC.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup^+_{cal} está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio ELC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-30, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.925, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.855 implica que un poco menos del 86% de la variabilidad kup^+_{exp} está explicada por kup^+_{cal} respecto al criterio ELC. En la Figura H-4. c) del ANEXO H.4: **Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.4.4. kup^+ cal vs. kup^+ exp respecto al criterio ELP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-31. Correlación entre kup^+ cal y kup^+ exp respecto al criterio ELP

		kup^+ _{exp}	kup^+ _{cal}
kup^+ _{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.950**
	Coefficiente de determinación (R ²)	1.000	0.903
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
kup^+ _{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.950**	1.000
	Coefficiente de determinación (R ²)	0.903	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup^+ _{cal} no está relacionado a kup^+ _{exp} respecto al criterio ELP.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup^+ _{cal} está relacionado a kup^+ _{exp} respecto al criterio ELP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-31, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.950, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.903 implica que un poco más del 90% de la variabilidad kup^+ _{exp} está explicada por kup^+ _{cal} respecto al criterio ELP. En la Figura H-4. d) del **ANEXO H.4: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.4.5. kup^+_{cal} vs. kup^+_{exp} respecto al criterio SLC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-32. Correlación entre kup^+_{cal} y kup^+_{exp} respecto al criterio SLC

		kup^+_{exp}	kup^+_{cal}
kup^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.928**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.860
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
kup^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.928**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.860	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup^+_{cal} no está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio SLC.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup^+_{cal} está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio SLC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-32, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.928, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.860 implica que el 86% de la variabilidad kup^+_{exp} está explicada por kup^+_{cal} respecto al criterio SLC. En la Figura H-4. e) del **ANEXO H.4: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.4.6. kup^+_{cal} vs. kup^+_{exp} respecto al criterio SLP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-33. Correlación entre kup_{cal} y kup_{exp} respecto al criterio SLP

		kup^+_{exp}	kup^+_{cal}
kup^+_{exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.952**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.906
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	33	33
kup^+_{cal}	Correlación de Pearson (R)	0.952**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.906	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	33	33

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup^+_{cal} no está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio SLP.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup^+_{cal} está relacionado a kup^+_{exp} respecto al criterio SLP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-33, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.952, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.906 implica que un poco menos del 91% de la variabilidad kup^+_{exp} está explicada por kup^+_{cal} respecto al criterio SLP. En la Figura H-4. f) del **ANEXO H.4: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.5. Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos

5.2.5.1. kup_{-cal} vs. kup_{-exp} respecto al criterio EFC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-34. Correlación entre kup_{-cal} y kup_{-exp} respecto al criterio EFC

	kup_{-exp}	kup_{-cal}	
kup_{-exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.919**
	Coefficiente de determinación (R ²)	1.000	0.844
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
kup_{-cal}	Correlación de Pearson (R)	0.919**	1.000
	Coefficiente de determinación (R ²)	0.844	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup_{-cal} no está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio EFC.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup_{-cal} está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio EFC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-34, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.919, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.844 implica que un poco más del 84% de la variabilidad kup_{-exp} está explicada por kup_{-cal} respecto al criterio EFC. En la Figura H-5. a) del **ANEXO H.5: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.5.2. kup_{-cal} vs. kup_{-exp} respecto al criterio EFP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-35. Correlación entre kup_{-cal} y kup_{-exp} respecto al criterio EFP

		kup_{-exp}	kup_{-cal}
kup_{-exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.942**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.886
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
kup_{-cal}	Correlación de Pearson (R)	0.942**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.886	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup_{-cal} no está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio EFP.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup_{-cal} está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio EFP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-35, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.942, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.886 implica que un poco menos del 89% de la variabilidad kup_{-exp} está explicada por kup_{-cal} respecto al criterio EFP. En la Figura H-5. b) del

ANEXO H.5: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.5.3. kup_{cal} vs. kup_{exp} respecto al criterio ELC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-36. Correlación entre kup_{cal} y kup_{exp} respecto al criterio ELC

		kup_{exp}^-	kup_{cal}^-
kup_{exp}^-	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.920**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.847
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
kup_{cal}^-	Correlación de Pearson (R)	0.920**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.847	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup_{cal}^- no está relacionado a kup_{exp}^- respecto al criterio ELC.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup_{cal}^- está relacionado a kup_{exp}^- respecto al criterio ELC.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-36, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.920, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.847 implica que un poco menos del 85% de la variabilidad kup_{exp}^- está explicada por kup_{cal}^- respecto al modelo ELC. En la Figura H-5. c) del ANEXO H.5: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.5.4. kup_{-cal} vs. kup_{-exp} respecto al criterio ELP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-37. Correlación entre kup_{-cal} y kup_{-exp} respecto al criterio ELP

		kup_{-exp}	kup_{-cal}
kup_{-exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.946**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.896
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
kup_{-cal}	Correlación de Pearson (R)	0.946**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.896	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup_{-cal} no está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio ELP.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup_{-cal} está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio ELP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-37, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.946, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.896 implica que un poco menos del 90% de la variabilidad kup_{-exp} está explicada por kup_{-cal} respecto al criterio ELP. En la Figura H-5. d) del **ANEXO H.5: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.5.5. kup_{-cal} vs. kup_{-exp} respecto al criterio SLC

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-38. Correlación entre kup_{-cal} y kup_{-exp} respecto al criterio SLC

		kup_{-exp}	kup_{-cal}
kup_{-exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.922**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.849
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
kup_{-cal}	Correlación de Pearson (R)	0.922**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.849	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup_{-cal} no está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio ELP.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup_{-cal} está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio ELP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-38, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.922, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.849 implica que un poco menos del 85% de la variabilidad kup_{-exp} está explicada por kup_{-cal} respecto al criterio SLC. En la Figura H-5. e) del

ANEXO H.5: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.2.5.6. kup_{-cal} vs. kup_{-exp} respecto al criterio SLP

De acuerdo a los datos correspondientes al caso, se obtiene lo siguiente:

Tabla 5-39. Correlación entre kup_{-cal} y kup_{-exp} respecto al criterio SLP

		kup_{-exp}	kup_{-cal}
kup_{-exp}	Correlación de Pearson (R)	1.000	0.945**
	Coefficiente de determinación (R^2)	1.000	0.892
	Sig. o p-valor (bilateral)	-	0.000
	N	32	32
kup_{-cal}	Correlación de Pearson (R)	0.945**	1.000
	Coefficiente de determinación (R^2)	0.892	1.000
	Sig. o p-valor (bilateral)	0.000	-
	N	32	32

Nota: (**.) La correlación es significativa al nivel 0.01 (bilateral, en ambos sentidos entre las variables). Fuente: Elaboración propia.

Se plantearon dos hipótesis:

- Hipótesis nula (H_0): kup_{-cal} no está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio SLP.
- Hipótesis alternativa (H_1): kup_{-cal} está relacionado a kup_{-exp} respecto al criterio SLP.

A partir de lo establecido en la Tabla 5-39, debido a que el p-valor es menor al nivel de significancia (α) igual a 1%, se infiere descartar la hipótesis nula (H_0) al ser poco probable que esta sea verdadera. Por ende, la hipótesis alternativa o de investigación (H_1) es asumida válida.

La correlación entre las variables, al ser igual a 0.945, es muy fuerte y positiva. El coeficiente de determinación igual a 0.892 implica que un poco menos del 85% de la variabilidad kup_{-exp} está explicada por kup_{-cal} respecto al criterio SLP. En la Figura H-5. f) del **ANEXO H.5: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos**, se presenta el diagrama de dispersión correspondiente.

5.3. Discusión de resultados

5.3.1. Discusión de análisis estadístico descriptivo

Considerando los resultados del apartado **5.1. Análisis estadístico descriptivo**, se procede a resumir las principales medidas de tendencia central y variabilidad en la Tabla 5-40.

Tabla 5-40. Síntesis de medidas de tendencia central y variabilidad

Criterio	$Q_V (-)$		$Q_{ku^+} (-)$		$Q_{ku^-} (-)$		$Q_{kup^+} (-)$		$Q_{kup^-} (-)$	
	σ	\tilde{x}	σ	\tilde{x}	σ	\tilde{x}	σ	\tilde{x}	σ	\tilde{x}
EFC	0.138	1.038	0.343	1.414	0.351	1.496	0.516	0.425	0.531	0.444
EFP	0.134	1.039	0.361	1.568	0.362	1.598	0.352	0.582	0.370	0.605
EFT	0.133	1.036	0.537	2.154	0.518	2.314	-	-	-	-
ELC	0.184	1.051	0.378	1.517	0.397	1.498	0.614	0.446	0.626	0.503
ELP	0.151	1.049	0.414	1.667	0.413	1.679	0.442	0.620	0.464	0.684
ELT	0.125	1.009	0.631	2.182	0.591	2.409	-	-	-	-
SLC	0.180	1.046	0.352	1.396	0.404	1.492	0.627	0.481	0.618	0.484
SLP	0.157	1.039	0.372	1.672	0.424	1.671	0.446	0.619	0.474	0.671
SLT	0.128	1.018	0.532	2.170	0.587	2.360	-	-	-	-

Nota: De manera condensada, para cada criterio de modelamiento no lineal, se hace un compendio de las medidas de tendencia central, como la mediana (\tilde{x}), y medidas de variabilidad, como la dispersión estándar (σ). Fuente: Elaboración propia.

- Para la ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal (Q_V), dentro de una distribución de 33 razones, se manifiesta asimetría con sesgo positivo y tendencia a valores cercanos al cuartil inferior de manera unánime en todos los criterios. Específicamente, para las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS (Q_{VEFC} , Q_{VEFP} , Q_{VEFT} , Q_{VELC} , Q_{VELP} , Q_{VELT}), ELT presentó la menor dispersión y ELC la mayor. Asimismo, ELT tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que ELC la más alejada. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 (Q_{VSLC} , Q_{VSLP} , Q_{VSLT}), SLT presentó la menor dispersión y SLC la mayor. Además, SLT tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que SLC la más alejada.

- Para la ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos (Q_{ku^+}), dentro de una distribución de 33 razones, se evidencia asimetría con sesgo negativo y tendencia a valores cercanos al cuartil superior en los criterios ELC, ELP, ELT, SLC, SLP y SLT; mientras que para EFC, EFP y EFT presenta asimetría con sesgo positivo y tendencia a valores cercanos al cuartil inferior. Particularmente, para las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($Q_{ku_{EFC}^+}$, $Q_{ku_{EFP}^+}$, $Q_{ku_{EFT}^+}$, $Q_{ku_{ELC}^+}$, $Q_{ku_{ELP}^+}$, $Q_{ku_{ELT}^+}$), EFC presentó la menor dispersión y ELT la mayor. Asimismo, EFC tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que ELT la más alejada. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 ($Q_{ku_{SLC}^+}$, $Q_{ku_{SLP}^+}$, $Q_{ku_{SLT}^+}$), SLC presentó la menor dispersión y SLT la mayor. Además, SLC tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que SLT la más alejada.
- Para la ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos (Q_{ku^-}), dentro de una distribución de 33 razones, se manifiesta asimetría con sesgo negativo y tendencia a valores cercanos al cuartil superior en casi todos los modelos, a excepción de EFP que tiene asimetría con sesgo positivo y tendencia a valores cercanos al cuartil inferior. Específicamente, para las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($Q_{ku_{EFC}^-}$, $Q_{ku_{EFP}^-}$, $Q_{ku_{EFT}^-}$, $Q_{ku_{ELC}^-}$, $Q_{ku_{ELP}^-}$, $Q_{ku_{ELT}^-}$), EFC presentó la menor dispersión y ELT la mayor. Asimismo, EFC tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que ELT la más alejada. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 ($Q_{ku_{SLC}^-}$, $Q_{ku_{SLP}^-}$, $Q_{ku_{SLT}^-}$), SLC presentó la menor dispersión y SLT la mayor. Además, SLC tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que SLT la más alejada.

- Para la ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos (Q_{kup^+}), dentro de una distribución de 32 razones, se manifiesta asimetría con sesgo positivo y tendencia a valores cercanos al cuartil inferior en todos los criterios. Particularmente, para las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($Q_{kup_{EFC}^+}$, $Q_{kup_{EFP}^+}$, $Q_{kup_{EFT}^+}$, $Q_{kup_{ELC}^+}$, $Q_{kup_{ELP}^+}$, $Q_{kup_{ELT}^+}$), EFP presentó la menor dispersión y ELC la mayor. A su vez, EFC tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que ELP la más alejada. Tanto EFT como ELT no contaban con data para cálculo de medidas de tendencia central y variabilidad. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 ($Q_{kup_{SLC}^+}$, $Q_{kup_{SLP}^+}$, $Q_{kup_{SLT}^+}$), SLP presentó la menor dispersión y SLC la mayor. SLP tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que SLC la más alejada. SLT carece de data para cálculo de medidas de tendencia central y variabilidad.
- Para la ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos (Q_{kup^-}), dentro de una distribución de 32 razones, se manifiesta asimetría con sesgo positivo y tendencia a valores cercanos al cuartil inferior en todos los criterios. Específicamente, para las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($Q_{kup_{EFC}^-}$, $Q_{kup_{EFP}^-}$, $Q_{kup_{EFT}^-}$, $Q_{kup_{ELC}^-}$, $Q_{kup_{ELP}^-}$, $Q_{kup_{ELT}^-}$), EFP presentó la menor dispersión y ELC la mayor. Asimismo, ELP tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que EFC la más alejada. Tanto EFT como ELT no contaban con data para cálculo de medidas de tendencia central y variabilidad. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 ($Q_{kup_{SLC}^-}$, $Q_{kup_{SLP}^-}$, $Q_{kup_{SLT}^-}$), SLP presentó la menor dispersión y SLC la mayor. SLP tiene la mediana más próxima a 1.00, mientras que SLC la más alejada. SLT no presentó data para cálculo de medidas de tendencia central y variabilidad.

5.3.2. Discusión de análisis estadístico inferencial paramétrico

Considerando los resultados del apartado **5.2. Análisis estadístico inferencial paramétrico**, se recopilan los coeficientes de correlación de Pearson (R) en la Tabla 5-41.

Tabla 5-41. Síntesis de coeficientes de correlación de Pearson (R)

Criterio	R	R	R	R	R	\bar{x}_R
	V_{cal} vs. V_{exp}	ku_{cal}^+ vs. ku_{exp}^+	ku_{cal}^- vs. ku_{exp}^-	kup_{cal}^+ vs. kup_{exp}^+	kup_{cal}^- vs. kup_{exp}^-	
EFC	0.996	0.961	0.944	0.921	0.919	0.948
EFP	0.996	0.976	0.963	0.944	0.942	0.964
EFT	0.996	0.969	0.957	0.000	0.000	0.584
ELC	0.993	0.927	0.911	0.925	0.920	0.935
ELP	0.995	0.951	0.947	0.950	0.946	0.958
ELT	0.996	0.930	0.947	0.000	0.000	0.575
SLC	0.990	0.933	0.910	0.927	0.922	0.936
SLP	0.993	0.950	0.941	0.952	0.945	0.956
SLT	0.996	0.953	0.959	0.000	0.000	0.581

Nota: De manera condensada, para cada criterio de modelamiento no lineal, se hace un compendio de los coeficientes de correlación de Pearson (R) calculados con anterioridad. Anexamente, se computa el promedio por criterio. Fuente: Elaboración propia.

- Para la correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal (V_{cal} vs. V_{exp}), dentro de una interrelación de 73 pares por caso, se verificó que la hipótesis nula (H_0), la cual sustentaba la ausencia de relación entre variables, podía ser rechazada al existir menos probabilidad de ocurrencia, de manera unánime en todos los criterios. Concretamente, para las correlaciones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS (V_{cal} vs. $V_{exp_{EFC}}$, V_{cal} vs. $V_{exp_{EFP}}$, V_{cal} vs. $V_{exp_{EFT}}$, V_{cal} vs. $V_{exp_{ELC}}$, V_{cal} vs. $V_{exp_{ELP}}$, V_{cal} vs. $V_{exp_{ELT}}$), ELT presentó la mayor relación y ELC la menor. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 (V_{cal} vs. $V_{exp_{SLC}}$, V_{cal} vs. $V_{exp_{SLP}}$, V_{cal} vs. $V_{exp_{SLT}}$), SLT presentó la mayor relación y SLC la menor.

- Para la correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos ($ku_{cal}^+ vs. ku_{exp}^+$), dentro de una interrelación de 33 pares por caso, se verificó que la hipótesis nula (H_0), la cual sustentaba la ausencia de relación entre variables, podía ser rechazada al existir menos probabilidad de ocurrencia, de manera unánime en todos los criterios. Concretamente, para las correlaciones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($ku_{cal}^+ vs. ku_{exp_{EFC}}^+$, $ku_{cal}^+ vs. ku_{exp_{EFP}}^+$, $ku_{cal}^+ vs. ku_{exp_{EFT}}^+$, $ku_{cal}^+ vs. ku_{exp_{ELC}}^+$, $ku_{cal}^+ vs. ku_{exp_{ELP}}^+$, $ku_{cal}^+ vs. ku_{exp_{ELT}}^+$), EFP presentó la mayor relación y ELC la menor. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 ($ku_{cal}^+ vs. ku_{exp_{SLC}}^+$, $ku_{cal}^+ vs. ku_{exp_{SLP}}^+$, $ku_{cal}^+ vs. ku_{exp_{SLT}}^+$), SLT presentó la mayor relación y SLC la menor.
- Para la correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos ($ku_{cal}^- vs. ku_{exp}^-$), dentro de una interrelación de 33 pares por caso, se verificó que la hipótesis nula (H_0), la cual sustentaba la ausencia de relación entre variables, podía ser rechazada al existir menos probabilidad de ocurrencia, de manera unánime en todos los criterios. Concretamente, para las correlaciones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($ku_{cal}^- vs. ku_{exp_{EFC}}^-$, $ku_{cal}^- vs. ku_{exp_{EFP}}^-$, $ku_{cal}^- vs. ku_{exp_{EFT}}^-$, $ku_{cal}^- vs. ku_{exp_{ELC}}^-$, $ku_{cal}^- vs. ku_{exp_{ELP}}^-$, $ku_{cal}^- vs. ku_{exp_{ELT}}^-$), EFP presentó la mayor relación y ELC la menor. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 ($ku_{cal}^- vs. ku_{exp_{SLC}}^-$, $ku_{cal}^- vs. ku_{exp_{SLP}}^-$, $ku_{cal}^- vs. ku_{exp_{SLT}}^-$), SLT presentó la mayor relación y SLC la menor.

- Para la correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos ($kup_{cal}^+ vs. kup_{exp}^+$), dentro de una interrelación de 32 pares por caso, se verificó que la hipótesis nula (H_0), la cual sustentaba la ausencia de relación entre variables, podía ser rechazada al existir menos probabilidad de ocurrencia, en casi todos los criterios, exceptuando solamente a EFT, ELT y SLT, a los cuales no se les podía plantear correlación al no existir una de las variables de asociación (kup_{cal}^+). Concretamente, para las correlaciones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($kup_{cal}^+ vs. kup_{exp_{EFC}}^+$, $kup_{cal}^+ vs. kup_{exp_{EFP}}^+$, $kup_{cal}^+ vs. kup_{exp_{ELC}}^+$, $kup_{cal}^+ vs. kup_{exp_{ELP}}^+$), EFP presentó la mayor relación y ELC la menor. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 ($kup_{cal}^+ vs. kup_{exp_{SLC}}^+$, $kup_{cal}^+ vs. kup_{exp_{SLP}}^+$), SLP presentó la mayor relación y SLC la menor.
- Para la correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos ($kup_{cal}^- vs. kup_{exp}^-$), dentro de una interrelación de 32 pares por caso, se verificó que la hipótesis nula (H_0), la cual sustentaba la ausencia de relación entre variables, podía ser rechazada al existir menos probabilidad de ocurrencia, en casi todos los criterios, exceptuando solamente a EFT, ELT y SLT, a los cuales no se les podía plantear correlación al no existir una de las variables de asociación (kup_{cal}^-). Concretamente, para las correlaciones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS ($kup_{cal}^- vs. kup_{exp_{EFC}}^-$, $kup_{cal}^- vs. kup_{exp_{EFP}}^-$, $kup_{cal}^- vs. kup_{exp_{ELC}}^-$, $kup_{cal}^- vs. kup_{exp_{ELP}}^-$), EFP presentó la mayor relación y ELC la menor. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000 ($kup_{cal}^- vs. kup_{exp_{SLC}}^-$, $kup_{cal}^- vs. kup_{exp_{SLP}}^-$), SLP presentó la mayor relación y SLC la menor.

- Finalmente, se calcula una correlación promedio por cada criterio de modelamiento no lineal. Específicamente, para las correlaciones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS, EFP presentó la mayor relación y ELT la menor. En cuanto a las razones bajo los criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000, SLP presentó la mayor relación y SLT la menor.



CONCLUSIONES

Conclusión general

- Respecto al objetivo general de investigación, el criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS, con base en shell elements, que permite la estimación de comportamiento histerético más exacta de muros de concreto armado dominados por flexión es EFP (modelo fenomenológico Fiber, modelo histerético de material Pivot) mientras que el criterio de modelamiento no lineal disponible en SAP2000, que permite la estimación de comportamiento histerético más exacta es SLP (modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Pivot). En ambos casos, se corroboró la existencia una correlación promedio entre comportamiento histerético calculado y experimental superior a la de los criterios restantes.

Conclusiones específicas

- En relación al primer objetivo específico de investigación, se clasificaron los criterios de modelamiento no lineal disponible en ETABS, con base en shell elements, mediante 06 casos: (1) EFC; (2) EFP; (3) EFT; (4) ELC; (5) ELP; y (6) ELT, donde EFC, EFP, y EFT se formulaban con el modelo fenomenológico Fiber, mientras que ELC, ELP, y ELT con el modelo Layered. En ambas formulaciones presentaban los modelos histeréticos de materiales tipo Concrete, Pivot y Takeda, respectivamente. En razón a los criterios de modelamiento no lineal disponible en SAP2000, con base en shell elements, se clasificaron mediante 03 casos: (1) SLC; (2) SLP; y (3) SLT, formulados con el modelo fenomenológico Layered, y los modelos histeréticos de materiales tipo Concrete, Pivot y Takeda, respectivamente.

- Conforme al segundo objetivo específico de investigación, se definió los main load steps del comportamiento histerético de los muros de concreto armado dominados por flexión para los semiciclos positivos y los semiciclos negativos de los 06 prototipos de ensayo: (1) WSH1; (2) WSH2; (3) WSH3; (4) WSH4; (5) WSH5; y (6) WSH6. Como parte de los main load steps en los semiciclos positivos: (a) WSH1 tiene 05 steps: LS5, LS16, LS26, LS36, y FAILURE; (b) WSH2, 06 steps: LS5, LS16, LS26, LS36, LS 46, y LS 56; (c) WSH3, 06 steps: LS5, LS16, LS26, LS36, LS 46, y LS 56; (d) WSH4, 06 steps: LS5, LS16, LS26, LS36, LS 46, y FAILURE; (e) WSH5, 08 steps: LS5, LS16, LS26, LS36, LS 46, LS 56, LS66, y FAILURE; (f) WSH6, 07 steps: LS5, LS16, LS26, LS36, LS 46, LS 56, y LS66. Para los main load steps en los semiciclos negativos: (a) WSH1 tiene 03 steps: LS9, LS19, LS29; (b) WSH2, 07 steps: LS9, LS19, LS29, LS39, LS49, LS59, y FAILURE; (c) WSH3, 04 steps: LS9, LS19, LS29, y LS39; (d) WSH4, 07 steps: LS9, LS19, LS29, LS39, LS49, LS59, y LS69; (e) WSH5, 07 steps: LS9, LS19, LS29, LS39, LS49, LS59, y LS69; y (f) WSH6, 07 steps: LS9, LS19, LS29, LS39, LS49, LS59, y FAILURE.
- Respecto al tercer objetivo específico de investigación, se evaluó el comportamiento histerético calculado de los muros de concreto armado dominados por flexión, mediante 05 indicadores: (1) Fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada (V_{cal}); (2) Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada (ku_{cal}^+); (3) Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada (ku_{cal}^-); (4) Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada (kup_{cal}^+); y (5) Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada (kup_{cal}^-).

- En correspondencia al cuarto objetivo específico de investigación, se evaluó el comportamiento histerético experimental de los muros de concreto armado dominados por flexión, mediante 05 indicadores: (1) Fuerza lateral máxima por semiciclo principal experimental (V_{exp}); (2) Rigidez de descarga en los lazos positivos experimental (ku_{exp}^+); (3) Rigidez de descarga en los lazos negativos experimental (ku_{exp}^-); (4) Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos experimental (kup_{exp}^+); y (3) Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos experimental (kup_{exp}^-).
- En relación con el quinto objetivo específico de investigación, se midió la tendencia central y variabilidad de la ratio de comportamiento histerético calculado/comportamiento histerético experimental, de acuerdo a 05 indicadores: (1) Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal (Q_V), donde el criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS con menor dispersión y mediana más próxima a 1.00 es ELT, mientras que para SAP2000 es SLT; (2) Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos (Q_{ku^+}), donde el criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS con menor dispersión y mediana más próxima a 1.00 es EFC, mientras que para SAP2000 es SLC; (3) Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos (Q_{ku^-}), donde el criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS con menor dispersión y mediana más próxima a 1.00 es EFC, mientras que para SAP2000 es SLC; (4) Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos (Q_{kup^+}), donde el criterio disponible en ETABS con menor dispersión es EFP y con mediana más próxima a 1.00 es EFC, mientras que para SAP2000 es SLP en ambos casos; y (5) Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos (Q_{kup^-}), donde el criterio disponible en ETABS con menor dispersión es EFP y con mediana más próxima a 1.00 es EFC, mientras que para SAP2000 es SLP.

- Conforme con el sexto objetivo específico de investigación, se correlacionó el comportamiento histerético calculado con el comportamiento histerético experimental, teniendo en cuenta 05 indicadores: (1) Correlación de fuerza lateral máxima por ciclo principal (V_{cal} vs. V_{exp}), obteniendo que el criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS con mayor correlación es ELT, mientras que para SAP2000 es SLT; (2) Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos (ku_{cal}^+ vs. ku_{exp}^+), obteniendo que el criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS con mayor correlación es EFP, mientras que para SAP2000 es SLT; (3) Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos (ku_{cal}^- vs. ku_{exp}^-), obteniendo que el criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS con mayor correlación es EFP, mientras que para SAP2000 es SLT; (4) Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos (kup_{cal}^+ vs. kup_{exp}^+), obteniendo que el criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS con mayor correlación es EFP, mientras que para SAP2000 es SLP; (5) Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos (kup_{cal}^- vs. kup_{exp}^-), obteniendo que el criterio de modelamiento no lineal disponible en ETABS con mayor correlación es EFP, mientras que para SAP2000 es SLP.

RECOMENDACIONES

Recomendaciones asociadas al planteamiento metodológico

- Ante un proceso de muestreo no probabilístico o dirigido, es evidente que los resultados estadísticos obedecen únicamente a una muestra reducida y no representativa de muros de concreto armado con preponderancia a falla por flexión, sometidos a cargas cíclicas cuasiestáticas. Si bien, el estudio como tal no se ve directamente afectado, puesto que los indicadores de comportamiento histerético considerados señalan respuestas cíclicas comunes a los criterios de modelamiento no lineal planteados, entendiéndose que el objeto de estudio se aboca a la correlación de la respuesta calculada con la experimental, es conveniente contar con una muestra probabilística en posteriores investigaciones donde el papel protagónico recaiga en el elemento estructural como tal, en donde se busque reflejar los diferentes mecanismo de falla relacionados a la flexión y su comportamiento histerético.
- Como parte de la búsqueda de bases de datos secundarios confiables, se dio cuenta de la carencia de fuentes de data experimental o el acceso limitado a los mismos, teniendo predominio de ocurrencia a nivel nacional. Aun cuando es sabido que para este estudio no es necesaria una delimitación geográfica, dado que los resultados pueden extrapolarse a cualquier realidad en donde específicamente se emplee criterios de modelamiento no lineal, con base en shell elements, disponibles en ETABS y SAP2000, debe reconocerse que es de prima importancia contar con databases nacionales que recopilen resultados de investigaciones experimentales con el fin de poder abordar las brechas de conocimiento y dar continuidad a líneas investigativas, considerando estos aportes como un servicio a la comunidad investigadora en ingeniería sísmica de nuestro país.

Recomendaciones asociadas al desarrollo de la investigación

- A pesar de que la discretización de los modelos analíticos no fue considerada como variable de estudio, debido a que se estableció un mallado característico por cada modelo fenomenológico con base en shell elements, es fundamental señalar que, según el refinamiento de la malla, la respuesta cíclica puede variar. Esto se traduce que frente a una discretización deficiente o, en contraparte, excesiva, menor es la precisión al reflejar el comportamiento histerético experimental de la muestra. Por consiguiente, es necesario indicar que, si se busca emplear los criterios de modelamiento no lineal declarados con mayor correlación en esta investigación para el análisis de estructuras bajo la base de muros de concreto armado dominados por falla a flexión, se tenga en cuenta que el mallado influirá en los resultados finales.
- Para fines de delimitación del estudio, se decidió analizar la correlación del comportamiento histerético calculado con el experimental, tomando en consideración 05 indicadores vinculados al proceso de descarga cíclica, degradación de resistencia, degradación de rigidez de descarga, y estrechamiento de los lazos histeréticos principales, los cuales fueron: (1) Fuerza lateral máxima por semiciclo principal; (2) Rigidez de descarga en los lazos positivos; (3) Rigidez de descarga en los lazos negativos; (4) Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos; y (5) Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos. No debería descartarse considerar otros indicadores relativos al proceso de carga y recarga cíclica, la influencia en la simetría los lazos histeréticos del deslizamiento del acero de refuerzo o del agrietamiento del concreto, el grado de disipación de energía, y en referencia a la convergencia del software, el tiempo de cómputo.

ANEXO A: PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

ANEXO A.1: Operacionalización de Variables

Tabla A-1. Matriz de operacionalización de variables

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	VALOR FINAL	TIPO
<p><u>VARIABLE DE ASOCIACIÓN</u></p> <p>CRITERIOS DE MODELAMIENTO NO LINEAL</p>	<p>Los modelos de componentes estructurales inelásticos pueden diferenciarse por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de la sección transversal del miembro y a lo largo de su longitud. (NIST, 2010)</p>	<p>Aplicación al modelo estructural de los enfoques no lineales disponibles en los paquetes computacionales, tanto a nivel del material como del elemento.</p>	<p>Criterios de modelamiento no lineal disponibles en ETABS, con base en shell elements</p>	Modelo fenomenológico Fiber, modelo histerético de material Concrete.	EFC	Categórica -Nominal
				Modelo fenomenológico Fiber, modelo histerético de material Pivot.	EFP	Categórica -Nominal
				Modelo fenomenológico Fiber, modelo histerético de material Takeda.	EFT	Categórica -Nominal
				Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Concrete.	ELC	Categórica -Nominal
				Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Pivot.	ELP	Categórica -Nominal
				Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Takeda.	ELT	Categórica -Nominal
			<p>Criterios de modelamiento no lineal disponibles en SAP2000, con base en shell elements</p>	Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Concrete.	SLC	Categórica -Nominal
				Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Pivot.	SLP	Categórica -Nominal
				Modelo fenomenológico Layered, modelo histerético de material Takeda.	SLT	Categórica -Nominal
<p><u>VARIABLE DE SUPERVISIÓN</u></p> <p>COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO</p>	<p>Conjunto de propiedades histeréticas, producto del análisis no lineal, que reflejan la degradación cíclica. (NIST, 2010)</p>	<p>Caracteriza la respuesta cíclica de la muestra de estudio, ya sea en su estado experimental como calculado tras la aplicación de los criterios de modelamiento no lineal.</p>	<p>Main load steps del comportamiento histerético</p>	Main load steps en los semiciclos positivos	LS 5 LS 16... FAILURE	Categórica -Nominal
				Main load steps en los semiciclos negativos	LS 9 LS 19... FAILURE	Categórica -Nominal
			<p>Comportamiento histerético calculado de los muros de concreto armado dominados por flexión</p>	Fuerza lateral máxima por ciclo principal calculada	Expresado en kN.	Numérica-Continua
				Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada	Expresado en kN/mm.	Numérica-Continua
				Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada	Expresado en kN/mm.	Numérica-Continua
				Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada	Expresado en kN/mm.	Numérica-Continua
				Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada	Expresado en kN/mm.	Numérica-Continua

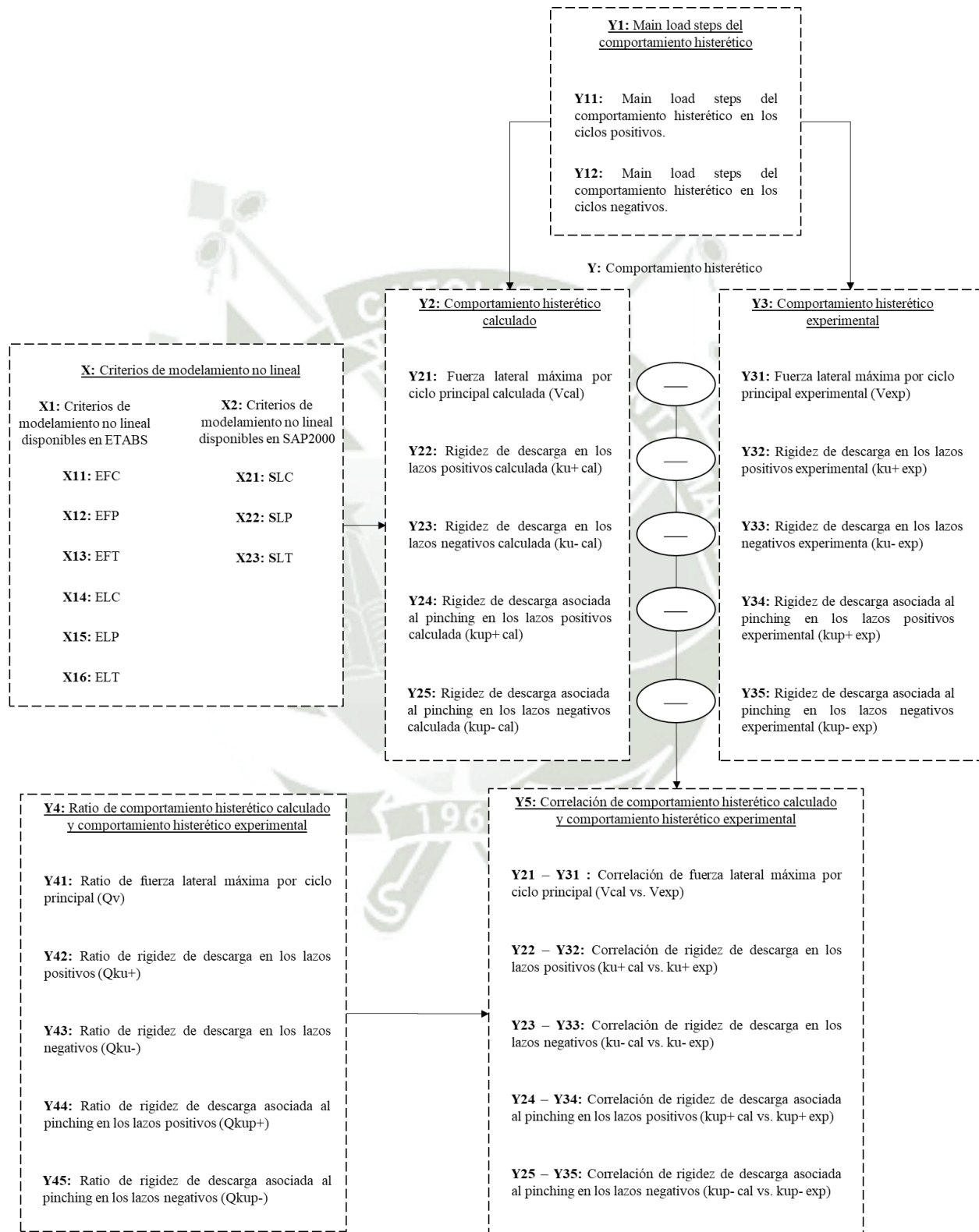
Tabla A-1. Matriz de operacionalización de variables (continuación)

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	VALOR FINAL	TIPO
<p><u>VARIABLE DE SUPERVISIÓN</u></p> <p>COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO</p>	<p>Conjunto de propiedades histeréticas, producto del análisis no lineal, que reflejan la degradación cíclica. (NIST, 2010)</p>	<p>Caracteriza la respuesta cíclica de la muestra de estudio, ya sea en su estado experimental como calculado tras la aplicación de los criterios de modelamiento no lineal.</p>	<p>Comportamiento histerético experimental de los muros de concreto armado dominados por flexión</p>	<p>Fuerza lateral máxima por ciclo principal experimental</p>	<p>Expresado en kN.</p>	<p>Numérica-Continua</p>
				<p>Rigidez de descarga en los lazos positivos experimental</p>	<p>Expresado en kN/mm.</p>	<p>Numérica-Continua</p>
				<p>Rigidez de descarga en los lazos negativos experimental</p>	<p>Expresado en kN/mm.</p>	<p>Numérica-Continua</p>
				<p>Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos experimental</p>	<p>Expresado en kN/mm.</p>	<p>Numérica-Continua</p>
				<p>Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos experimental</p>	<p>Expresado en kN/mm.</p>	<p>Numérica-Continua</p>
			<p>Ratio de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental.</p>	<p>Ratio de fuerza lateral máxima por ciclo principal</p>	<p>Desviación estándar (σ) y mediana (\tilde{x}).</p>	<p>Numérica-Continua</p>
				<p>Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos</p>	<p>Desviación estándar (σ) y mediana (\tilde{x}).</p>	<p>Numérica-Continua</p>
				<p>Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos</p>	<p>Desviación estándar (σ) y mediana (\tilde{x}).</p>	<p>Numérica-Continua</p>
				<p>Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos</p>	<p>Desviación estándar (σ) y mediana (\tilde{x}).</p>	<p>Numérica-Continua</p>
				<p>Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos</p>	<p>Desviación estándar (σ) y mediana (\tilde{x}).</p>	<p>Numérica-Continua</p>
			<p>Correlación de comportamiento histerético calculado y comportamiento histerético experimental.</p>	<p>Correlación de fuerza lateral máxima por ciclo principal (V_{cal} vs. V_{exp})</p>	<p>Sig. <1.00% 0.00<R<1.00</p>	<p>Numérica-Intervalo</p>
				<p>Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos</p>	<p>Sig. <1.00% 0.00<R<1.00</p>	<p>Numérica-Intervalo</p>
				<p>Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos</p>	<p>Sig. <1.00% 0.00<R<1.00</p>	<p>Numérica-Intervalo</p>
				<p>Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos</p>	<p>Sig. <1.00% 0.00<R<1.00</p>	<p>Numérica-Intervalo</p>
				<p>Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos</p>	<p>Sig. <1.00% 0.00<R<1.00</p>	<p>Numérica-Intervalo</p>

Nota: Elaboración propia.

ANEXO A.2: Diseño de la Investigación

Figura A-1. Desarrollo de diseño transeccional correlacional de la investigación



Nota: Elaboración propia.

ANEXO A.3: Matriz de Consistencia

Tabla A-2. Matriz de consistencia de la investigación

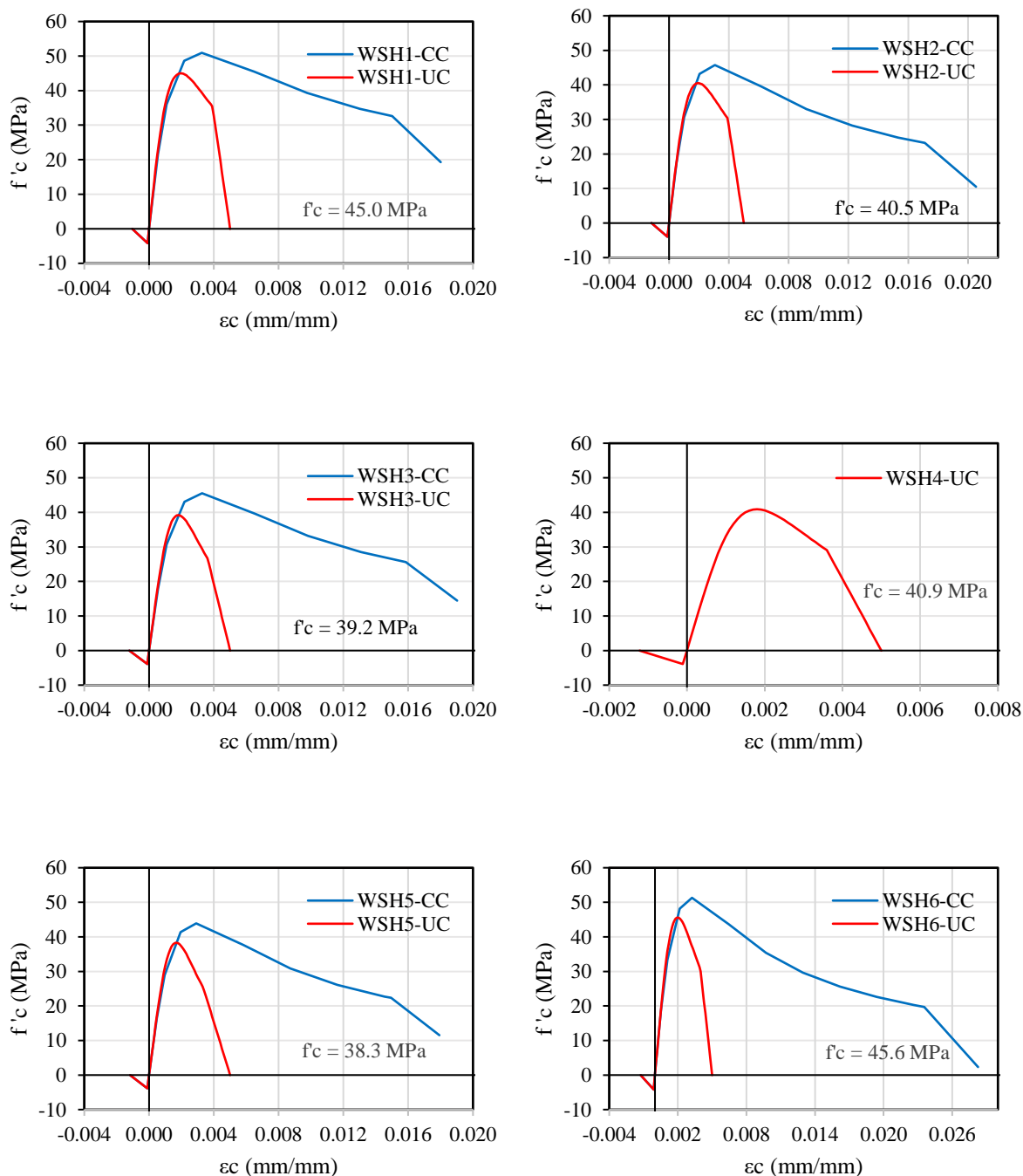
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	METODOLOGÍA	POBLACIÓN/ MUESTRA
<p>Problema general ¿Qué criterio de modelamiento no lineal disponible en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements, permite la estimación de comportamiento histerético más exacta de muros de concreto armado dominados por flexión?</p>	<p>Objetivo general Determinar qué criterio de modelamiento no lineal disponible en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements, permite la estimación de comportamiento histerético más exacta de muros de concreto armado dominados por flexión.</p>	<p>Hipótesis general El criterio de modelamiento no lineal disponible en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements, que tiene alta correlación permite la estimación de comportamiento histerético más exacta de muros de concreto armado dominados por flexión.</p>	<p>Tipo El tipo de investigación es no experimental, retrospectiva, transversal.</p>	<p>Población La población está constituida por estudios experimentales de prototipos de muros de concreto armado dominados por flexión de concreto armado bajo cargas cíclicas.</p> <p>Muestra y muestro 06 prototipos de estudio (WSH1, WSH2, WSH3, WSH4, WSH5, y WSH6), seleccionados mediante muestreo por conveniencia.</p> <p>Dazio A, Wenk T, Bachmann H. (1999) "Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung" (Tests on RC walls under cyclic-static action). Institute of Structural Engineering (IBK), ETH Zurich, Suiza.</p>
<p>Problemas específicos ¿De qué manera se definirán los criterios de modelamiento no lineal disponibles en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements?</p>	<p>Objetivos específicos Clasificar los criterios de modelamiento no lineal disponibles en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements.</p>	<p>Hipótesis específicas Se clasificarán los criterios de modelamiento no lineal disponibles en los softwares ETABS y SAP2000, con base en shell elements.</p>	<p>Enfoque El enfoque de la investigación es cuantitativo.</p>	
<p>¿En qué load steps se evaluará el comportamiento histerético de los muros de concreto armado dominados por flexión?</p>	<p>Definir los main load steps del comportamiento histerético de los muros de concreto armado dominados por flexión.</p>	<p>Se definirán los main load steps del comportamiento histerético de los muros de concreto armado dominados por flexión.</p>	<p>Alcance El alcance de la investigación es correlacional.</p>	
<p>¿Cómo es el comportamiento histerético calculado de los muros de concreto armado dominados por flexión?</p>	<p>Evaluar el comportamiento histerético calculado de los muros de concreto armado dominados por flexión.</p>	<p>Se evaluará el comportamiento histerético calculado de los muros de concreto armado dominados por flexión.</p>	<p>Diseño de la investigación El diseño de la investigación es no experimental transeccional correlacional.</p>	
<p>¿Cómo es el comportamiento histerético experimental de los muros de concreto armado dominados por flexión?</p>	<p>Evaluar el comportamiento histerético experimental de los muros de concreto armado dominados por flexión.</p>	<p>Se evaluará el comportamiento histerético experimental de los muros de concreto armado dominados por flexión.</p>	<p>Variables de asociación Criterios de modelamiento lineal</p>	
<p>¿Cómo se caracterizará estadísticamente la ratio de comportamiento histerético calculado / comportamiento histerético experimental?</p>	<p>Medir la tendencia central y variabilidad de la ratio de comportamiento histerético calculado / comportamiento histerético experimental.</p>	<p>Se medirá la tendencia central y variabilidad de la ratio de comportamiento histerético calculado / comportamiento histerético experimental.</p>	<p>Variable de supervisión Comportamiento histerético</p>	
<p>¿Existe relación entre el comportamiento histerético calculado y el comportamiento histerético experimental?</p>	<p>Correlacionar el comportamiento histerético calculado y el comportamiento histerético experimental</p>	<p>Existe correlación entre el comportamiento histerético calculado y el comportamiento histerético experimental.</p>		

Nota: Elaboración propia.

ANEXO B: CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN

ANEXO B.1: Curvas esfuerzo-deformación del concreto

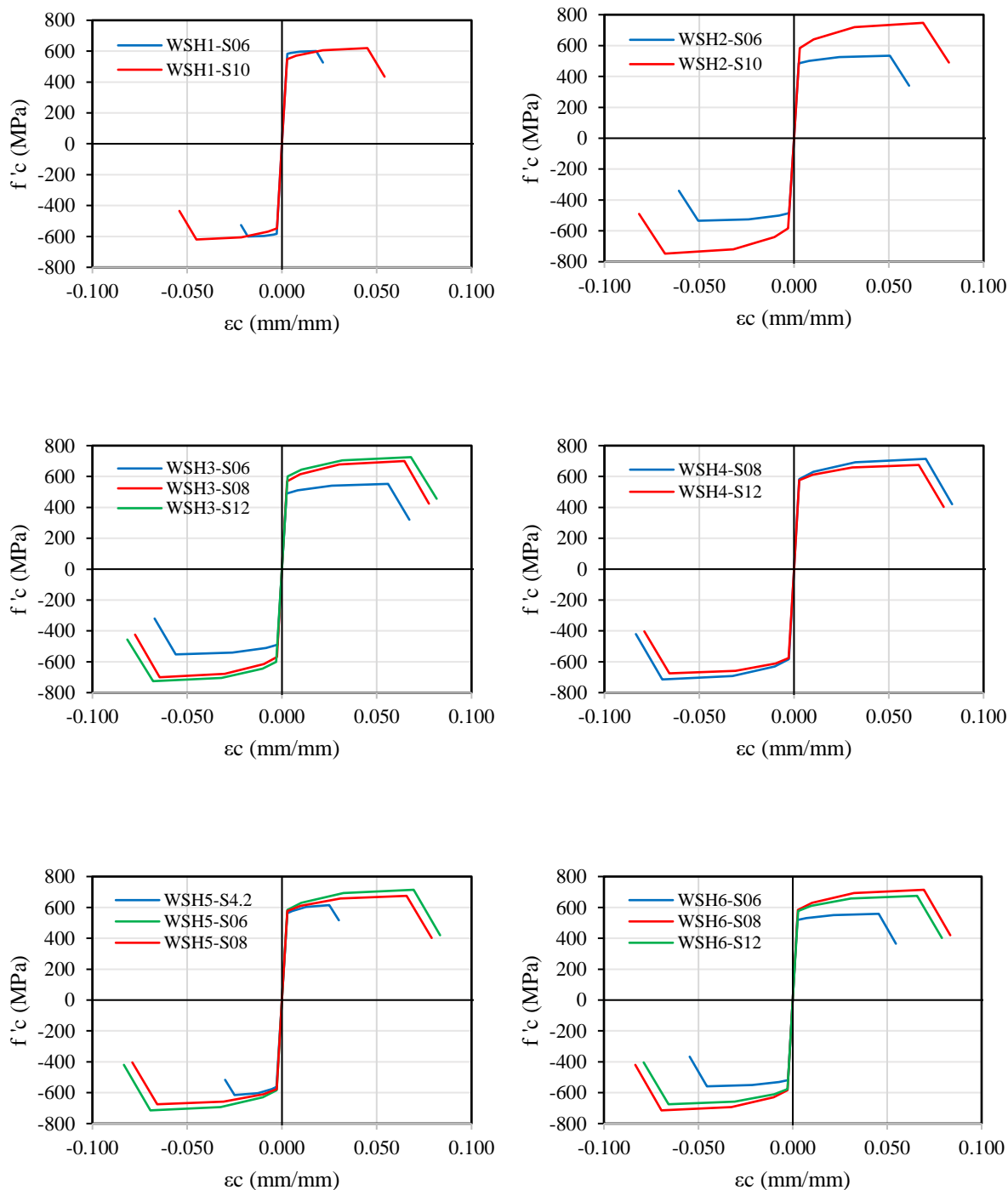
Figura B-1. Definición de curvas esfuerzo-deformación del concreto por prototipo



Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung” (Tests on RC walls under cyclic-static action), por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

ANEXO B.2: Curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo

Figura B-2. Definición de curvas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo por prototipo

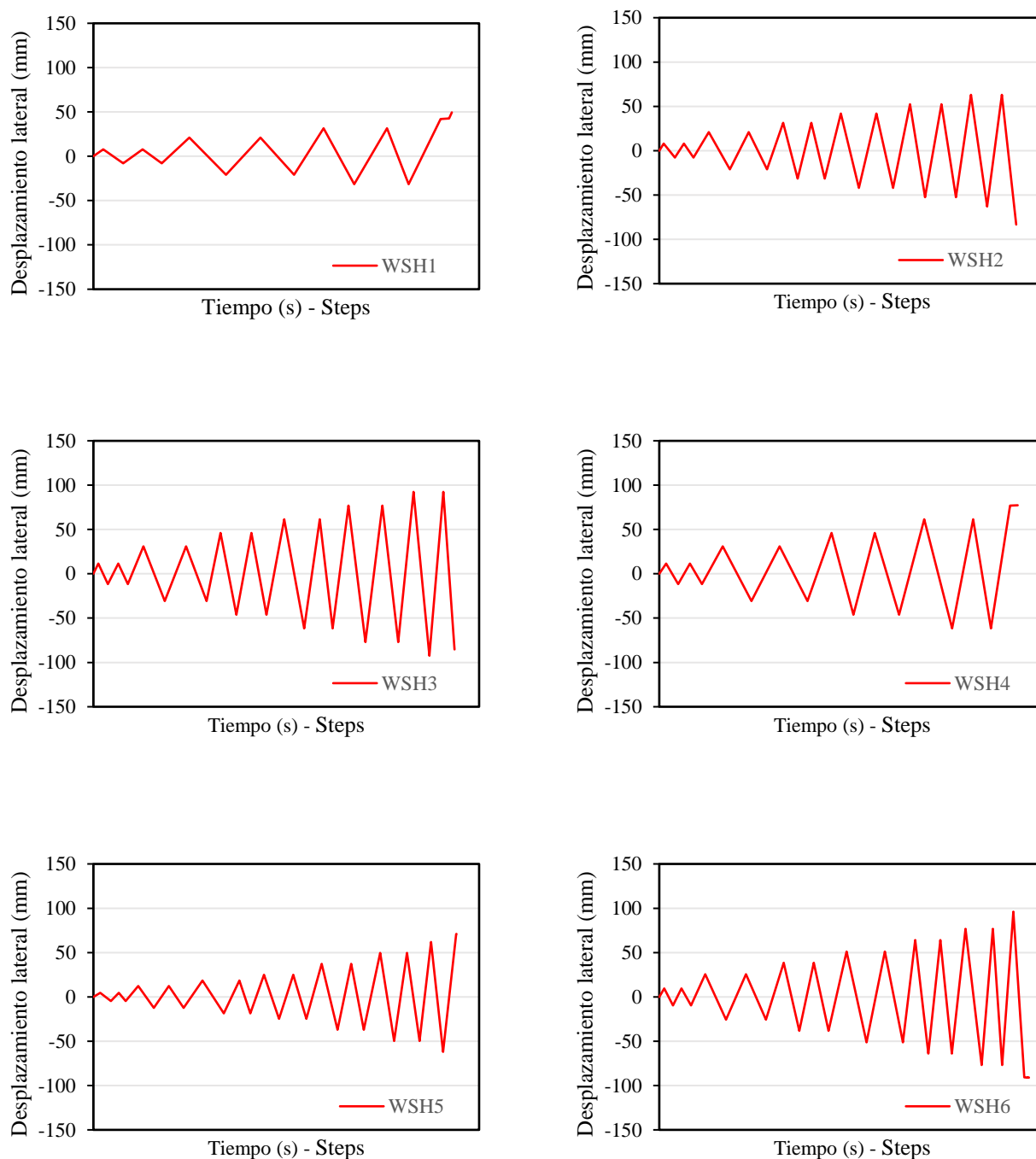


Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (Tests on RC walls under cyclic-static action), por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

ANEXO C: PROTOCOLO DE CARGA

ANEXO C.1: Historia de carga lateral cíclica cuasiestática

Figura C-1. Definición de historia de carga lateral cíclica cuasiestática por prototipo

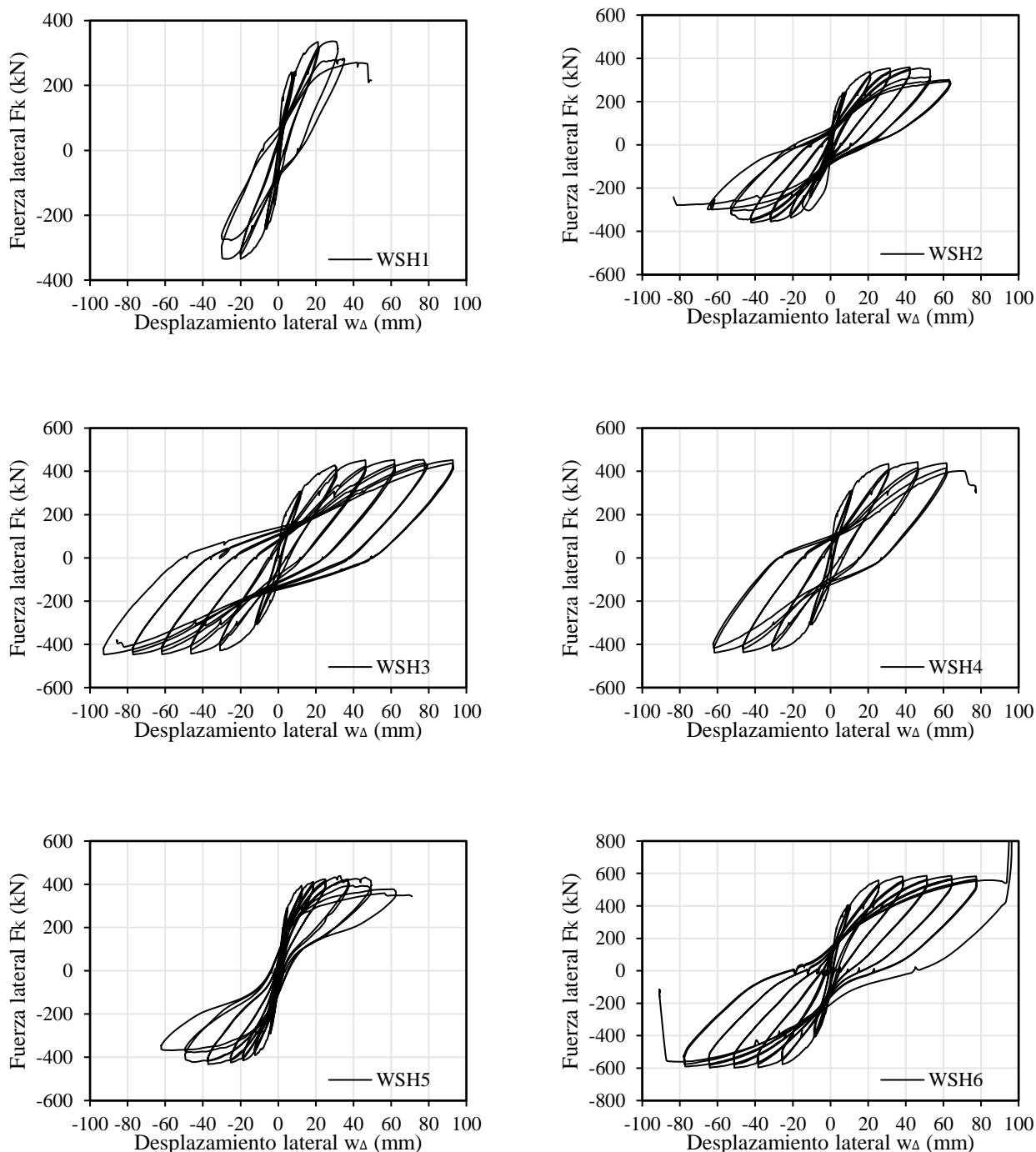


Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung” (Tests on RC walls under cyclic-static action), por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

ANEXO D: RESPUESTA HISTERÉTICA

ANEXO D.1: Respuesta histerética de los prototipos de ensayo

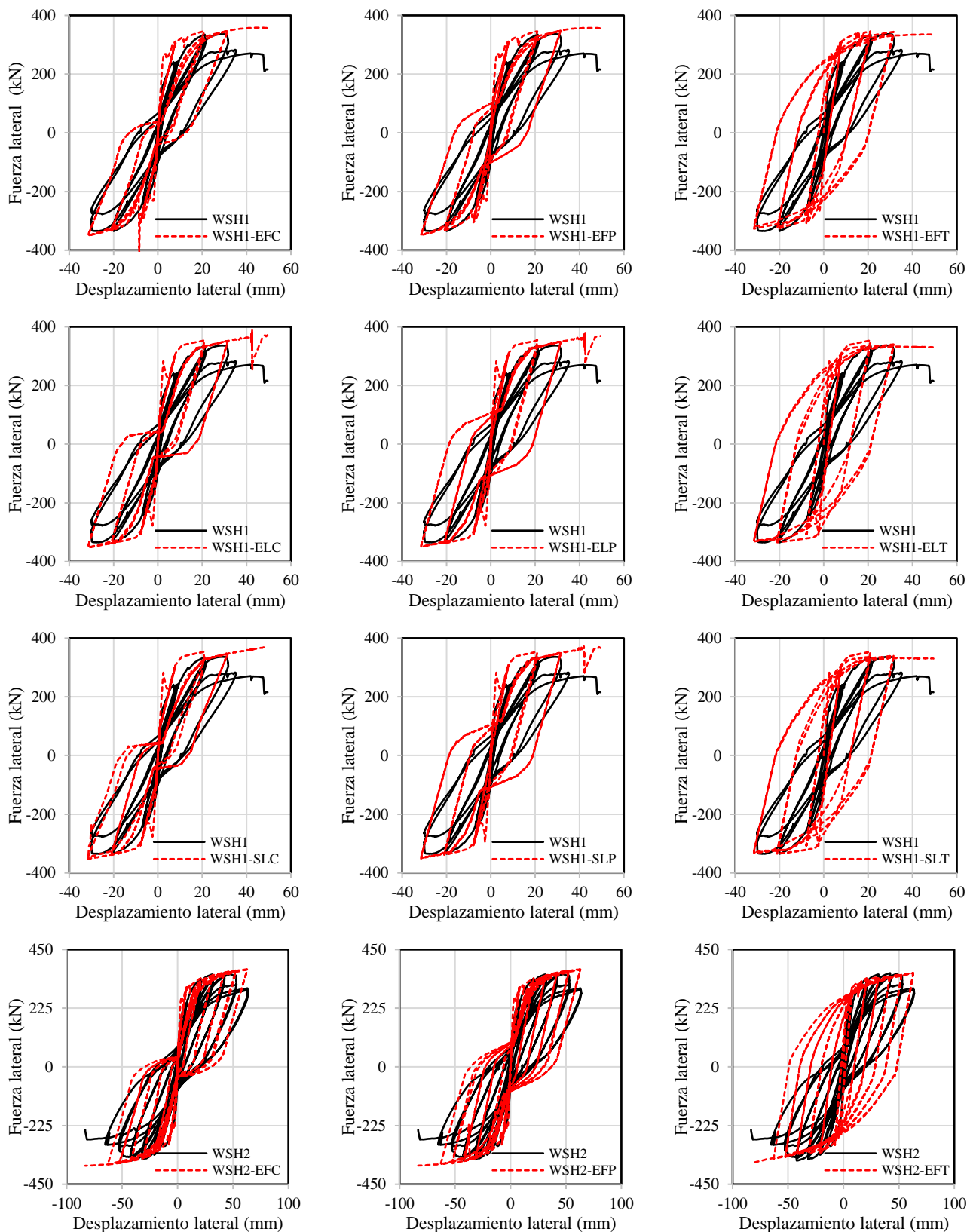
Figura D-1. Recopilación de respuesta histerética experimental por prototipo



Nota: Elaboración propia a partir de datos obtenidos de “Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung” (Tests on RC walls under cyclic-static action), por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

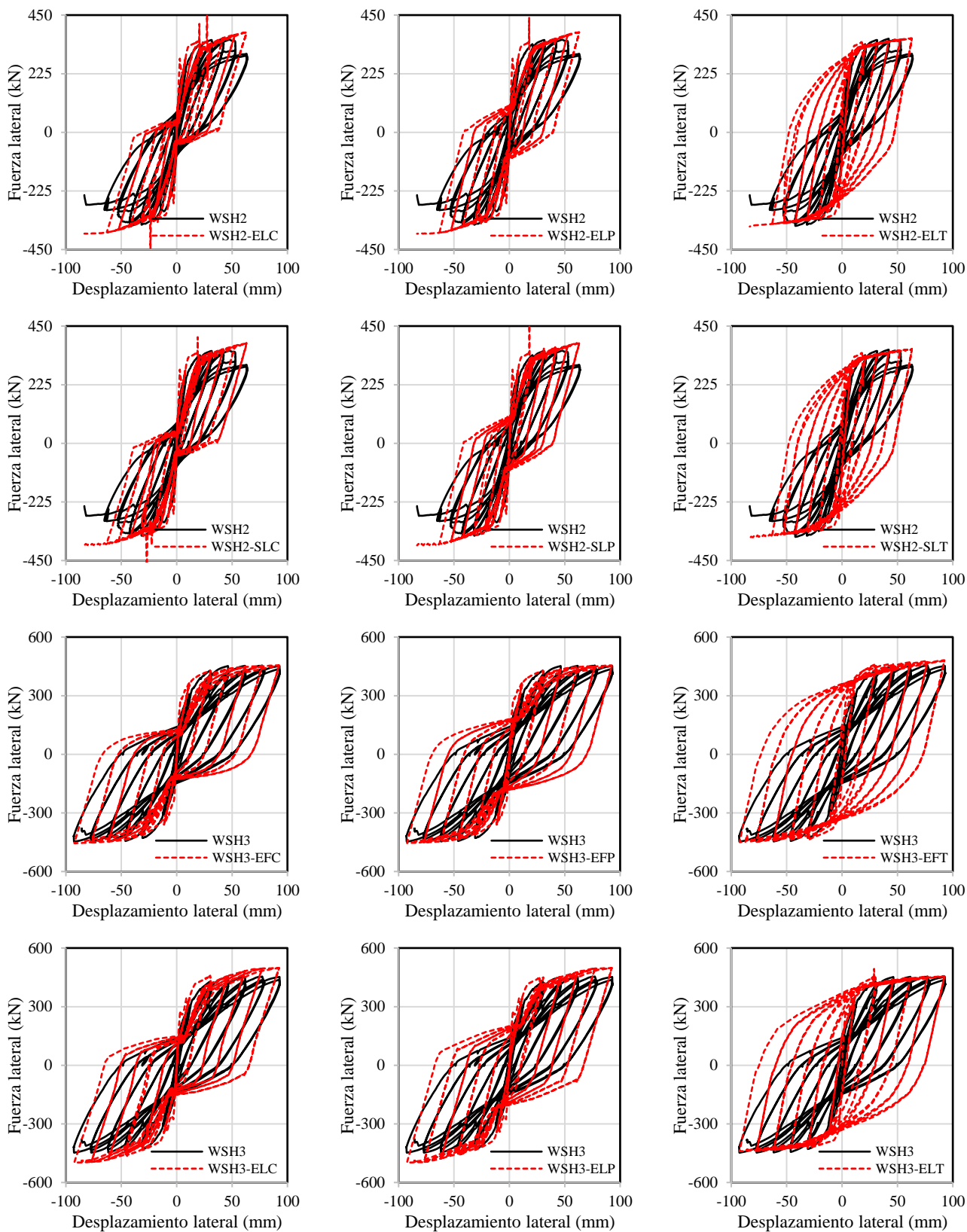
ANEXO D.2: Comparación entre respuesta histerética calculada y experimental

Figura D-2. Respuesta histerética calculada vs. Respuesta histerética experimental



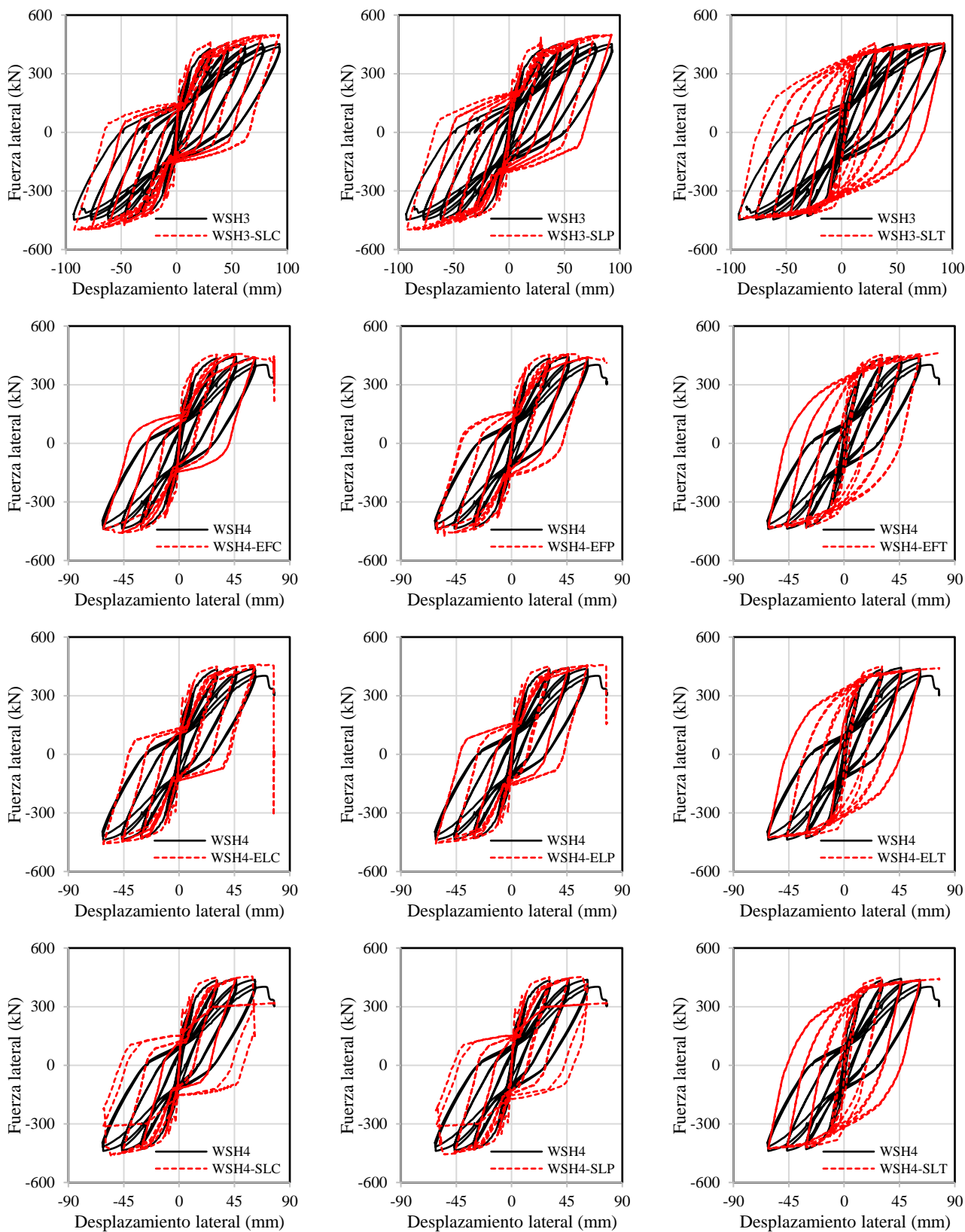
Continúa en la siguiente página...

Figura D-2. Respuesta histerética calculada vs. Respuesta histerética experimental (continuación)



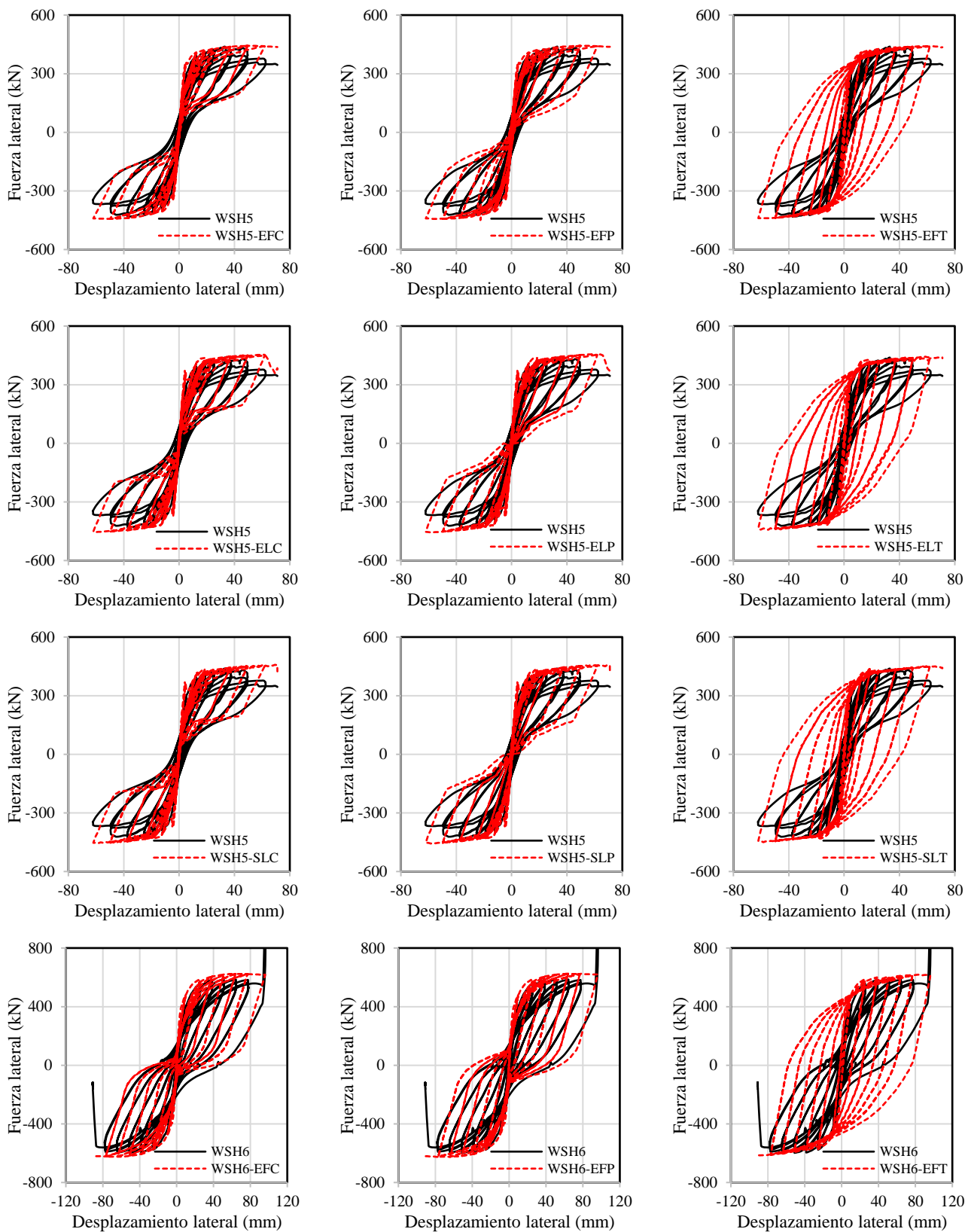
Continúa en la siguiente página...

Figura D-2. Respuesta histerética calculada vs. Respuesta histerética experimental (continuación)



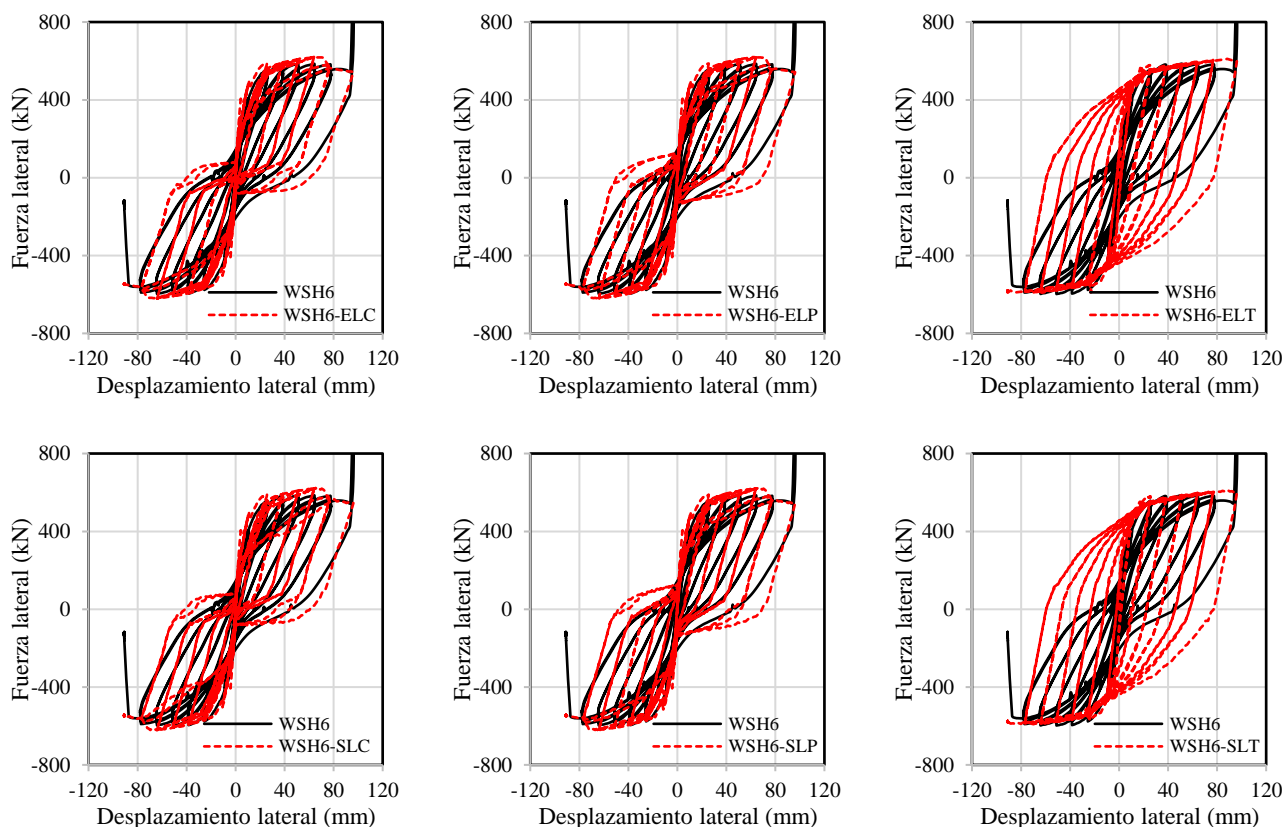
Continúa en la siguiente página...

Figura D-2. Respuesta histerética calculada vs. Respuesta histerética experimental (continuación)



Continúa en la siguiente página...

Figura D-2. Respuesta histerética calculada vs. Respuesta histerética experimental (continuación)

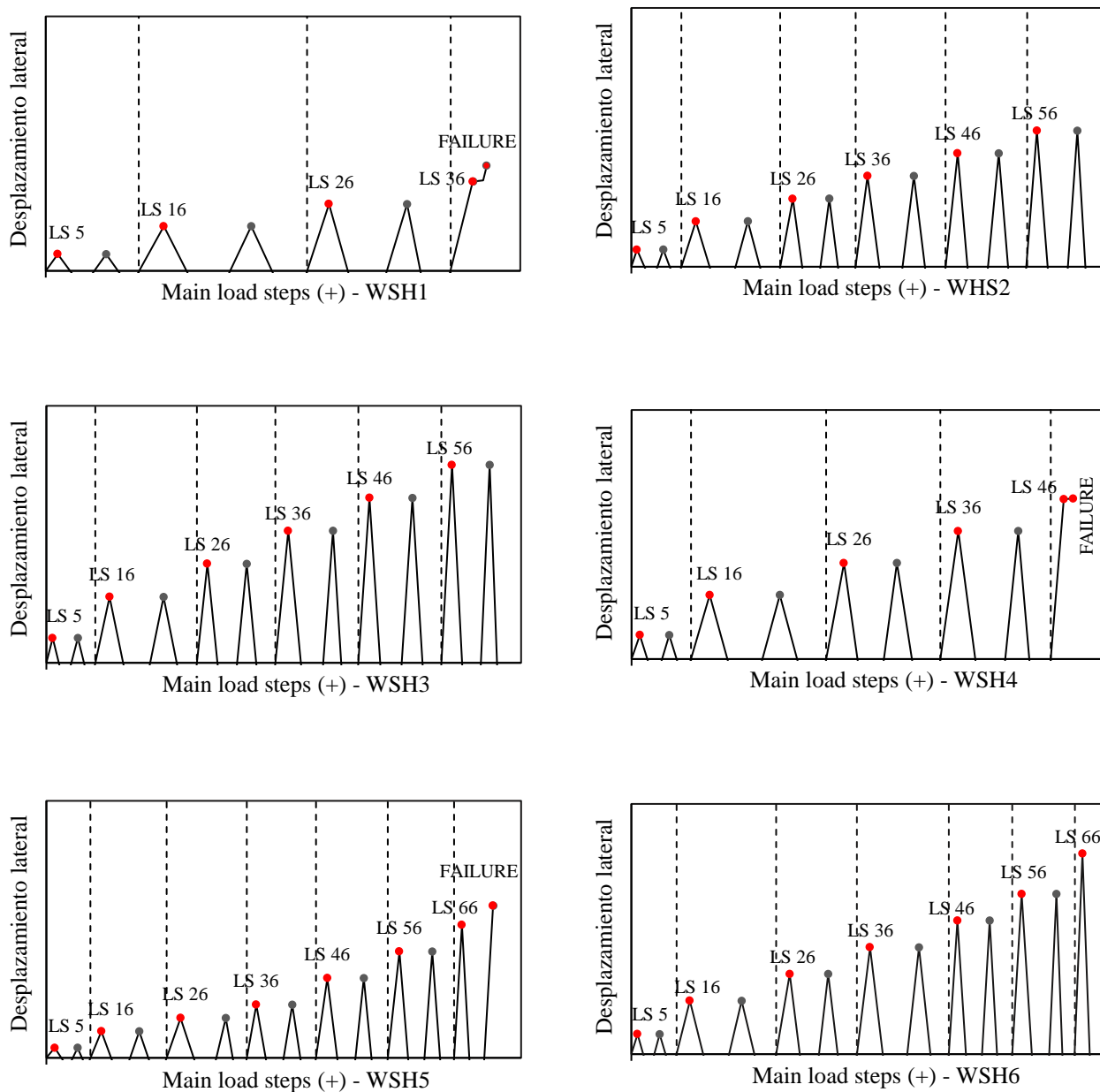


Nota: Elaboración propia a partir de datos calculados aplicando criterios de modelamiento no lineal y data experimental obtenida de los anexos de “*Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung*” (*Tests on RC walls under cyclic-static action*), por A. Dazio, T. Wenk, & H. Bachmann, 1999, ETH Zurich, Suiza.

ANEXO E: MAIN LOAD STEPS

ANEXO E.1: Main load steps en los semiciclos positivos

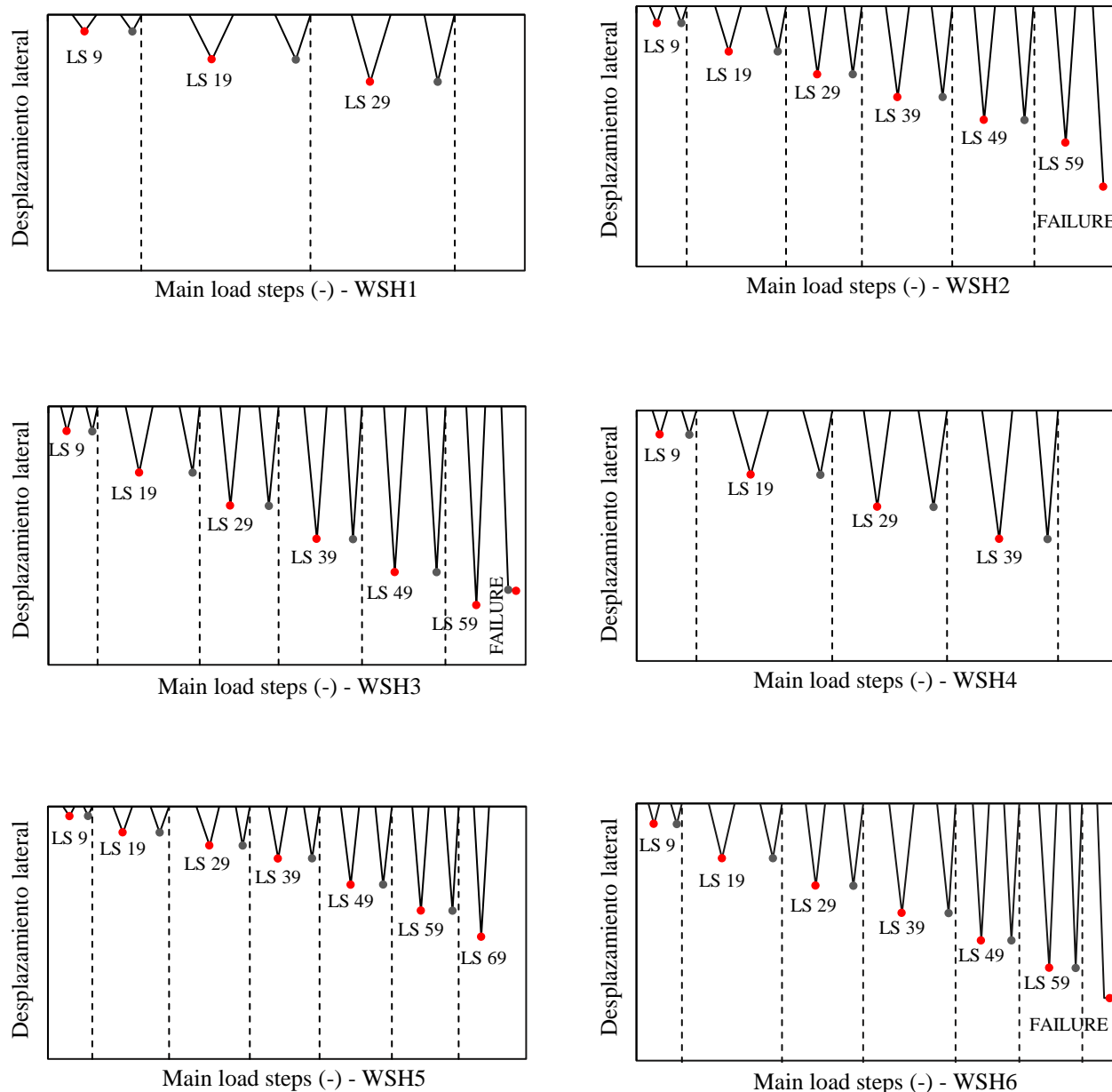
Figura E-1. Definición de main load steps en los semiciclos positivos por prototipo



Nota: Main load steps en los primeros semiciclos positivos por tramos de ductilidad de la historia de carga lateral cíclica cuasiestática para cada prototipo de ensayo, identificados en las gráficas mediante un marcador circular de coloración roja y labels característicos (LS 5, LS 16, LS 26, ..., FAILURE). Fuente: Elaboración propia.

ANEXO E.2: Main load steps en los semiciclos negativos

Figura E-2. Definición de main load steps en los semiciclos negativos por prototipo



Nota: Main load steps en los primeros semiciclos negativos por tramos de ductilidad de la historia de carga lateral cíclica cuasiestática para cada prototipo de ensayo, identificados en las gráficas mediante un marcador circular de coloración roja y labels característicos (LS 9, LS 19, LS 29, ..., FAILURE). Fuente: Elaboración propia.

ANEXO F: COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

ANEXO F.1: Fuerza lateral máxima por semiciclo principal

Tabla F-1. Fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada y experimental

Prototipo	Load step	V_{exp} (kN)	$V_{cal\ EFC}$ (kN)	$V_{cal\ EFP}$ (kN)	$V_{cal\ EFT}$ (kN)	$V_{cal\ ELC}$ (kN)	$V_{cal\ ELP}$ (kN)	$V_{cal\ ELT}$ (kN)	$V_{cal\ SLC}$ (kN)	$V_{cal\ SLP}$ (kN)	$V_{cal\ SLT}$ (kN)
WSH1	FAILURE	215.39	357.34	356.67	334.22	372.19	369.02	331.09	369.08	366.66	329.87
	LS 29	-335.09	-350.36	-348.18	-327.02	-351.78	-349.09	-331.14	-352.94	-350.11	-332.22
	LS 19	-334.90	-333.18	-332.37	-327.26	-337.68	-337.65	-334.66	-338.39	-338.40	-335.29
	LS 9	-242.43	-305.74	-305.73	-307.67	-306.31	-306.23	-307.09	-306.17	-305.62	-306.92
	LS 5	241.48	311.27	311.26	311.32	306.37	306.30	306.30	306.22	306.22	306.22
	LS 16	334.46	346.13	346.04	345.78	354.12	354.54	353.31	352.42	352.47	353.73
	LS 26	336.20	347.47	348.31	343.86	351.04	348.46	340.35	347.56	349.28	341.13
	LS 36	270.52	357.57	357.10	334.41	362.30	359.56	331.56	359.87	372.28	330.24
WSH2	FAILURE	-241.00	-378.92	-378.43	-369.13	-388.70	-389.14	-361.75	-391.26	-391.70	-364.41
	LS 59	-298.89	-373.82	-372.67	-352.05	-383.19	-384.85	-351.70	-384.93	-385.99	-353.73
	LS 49	-345.84	-368.43	-369.47	-346.04	-374.20	-375.40	-349.81	-375.47	-375.23	-349.55
	LS 39	-359.07	-361.58	-361.20	-337.20	-360.44	-363.30	-344.10	-360.59	-361.52	-342.64
	LS 29	-354.67	-350.69	-350.06	-333.13	-332.06	-348.96	-338.24	-357.78	-356.47	-337.94
	LS 19	-337.28	-332.31	-332.03	-329.05	-340.63	-341.26	-337.38	-338.41	-338.88	-337.21
	LS 9	-240.90	-297.14	-297.14	-298.95	-282.78	-282.75	-283.48	-282.67	-282.65	-283.25
	LS 5	241.51	304.95	304.95	304.99	282.58	282.52	282.52	282.43	282.37	282.41
	LS 16	338.67	339.69	339.84	339.98	323.14	270.58	323.71	290.01	300.91	324.04
	LS 26	354.40	350.56	349.87	345.66	302.70	344.36	343.51	349.37	348.82	343.45
	LS 36	359.40	361.52	361.12	349.64	360.97	360.02	348.15	362.06	359.33	349.13
	LS 46	355.73	369.37	369.70	355.38	374.80	373.19	356.17	372.27	372.45	355.46
	LS 56	301.08	373.96	373.51	360.55	383.17	383.80	360.54	383.49	384.29	361.20
WSH3	FAILURE	-381.21	-447.66	-447.39	-442.16	-489.99	-490.67	-433.40	-492.95	-493.49	-436.30
	LS 59	-447.36	-455.13	-454.46	-449.90	-497.85	-498.04	-439.93	-499.32	-499.26	-441.15
	LS 49	-447.19	-452.37	-451.73	-448.18	-494.21	-493.94	-437.65	-496.23	-495.76	-439.56
	LS 39	-446.19	-446.65	-445.95	-441.56	-482.18	-477.22	-433.64	-481.12	-475.51	-432.52
	LS 29	-443.63	-436.34	-434.26	-436.64	-464.23	-448.51	-425.47	-463.88	-423.63	-424.18
	LS 19	-428.63	-413.86	-411.42	-438.70	-434.59	-432.98	-423.86	-433.43	-431.79	-420.96
	LS 9	-307.14	-360.81	-360.78	-361.18	-342.95	-342.65	-343.50	-343.17	-342.55	-341.90
	LS 5	306.74	366.82	366.83	370.56	343.20	342.92	346.83	343.06	343.06	346.93
	LS 16	428.47	426.85	426.80	462.06	450.39	449.92	404.57	438.30	424.49	431.98
	LS 26	451.68	436.84	434.82	464.09	456.59	453.34	438.84	456.71	454.01	439.29
	LS 36	452.92	447.51	446.89	471.08	482.08	476.60	447.39	482.53	476.83	447.76
	LS 46	454.30	452.52	451.95	477.21	494.07	494.12	453.64	495.44	495.91	454.63
	LS 56	452.19	455.65	455.05	481.56	497.62	497.89	456.44	498.55	498.53	456.91

Continúa en la siguiente página...

Tabla F-1. Fuerza lateral máxima por semiciclo principal calculada y experimental (continuación)

Prototipo	Load step	V_{exp} (kN)	$V_{cal\ EFC}$ (kN)	$V_{cal\ EFP}$ (kN)	$V_{cal\ EFT}$ (kN)	$V_{cal\ ELC}$ (kN)	$V_{cal\ ELP}$ (kN)	$V_{cal\ ELT}$ (kN)	$V_{cal\ SLC}$ (kN)	$V_{cal\ SLP}$ (kN)	$V_{cal\ SLT}$ (kN)
WSH4	FAILURE	306.42	219.82	411.55	461.75	11.80	163.53	440.40	316.55	316.72	440.63
	LS 39	-438.34	-439.88	-421.11	-435.71	-455.02	-453.40	-426.70	-223.99	-231.27	-425.86
	LS 29	-437.20	-456.97	-455.99	-429.52	-446.42	-444.01	-419.84	-448.42	-445.82	-420.03
	LS 19	-429.59	-443.30	-442.04	-433.96	-432.22	-432.03	-420.52	-432.22	-431.84	-420.07
	LS 9	-309.15	-380.21	-380.26	-380.32	-363.07	-363.09	-363.08	-361.69	-361.80	-363.61
	LS 5	313.20	388.17	388.19	388.17	365.96	365.81	365.93	364.00	363.85	363.87
	LS 16	434.80	454.30	454.26	452.55	448.93	449.00	449.88	449.38	450.74	450.67
	LS 26	442.99	456.96	456.40	450.74	444.63	442.62	428.88	444.17	444.00	429.37
	LS 36	437.81	439.89	439.14	456.42	458.88	454.64	435.30	139.33	416.32	436.64
	LS 46	401.80	405.44	415.40	461.91	453.51	454.13	441.30	318.02	318.06	441.99
WSH5	FAILURE	345.46	436.60	437.43	435.49	376.75	362.95	435.65	423.89	423.93	442.72
	LS 69	-367.61	-440.62	-440.57	-439.44	-452.23	-452.84	-436.03	-453.62	-453.36	-443.58
	LS 59	-422.06	-442.23	-442.18	-437.89	-451.71	-451.07	-432.40	-453.44	-453.02	-445.42
	LS 49	-432.31	-438.25	-438.20	-431.68	-445.14	-444.62	-433.39	-445.38	-444.94	-435.37
	LS 39	-423.98	-424.83	-433.94	-422.13	-433.42	-432.87	-419.78	-433.05	-432.55	-427.31
	LS 29	-415.15	-416.74	-416.64	-415.73	-426.75	-426.60	-417.22	-430.89	-430.97	-432.75
	LS 19	-391.18	-405.42	-405.44	-405.46	-411.17	-411.08	-418.67	-411.31	-411.33	-411.23
	LS 9	-275.96	-348.51	-348.51	-348.64	-351.27	-351.86	-330.32	-351.96	-352.26	-353.00
	LS 5	289.19	348.56	348.56	348.56	350.01	350.33	331.82	351.95	352.21	352.26
	LS 16	393.87	408.81	408.83	408.83	405.55	405.52	413.26	405.42	405.39	405.40
	LS 26	411.64	421.68	421.67	421.78	436.81	436.78	428.90	434.87	435.26	435.95
	LS 36	423.72	428.22	425.14	426.90	432.97	433.33	422.13	431.20	431.54	431.23
	LS 46	438.97	438.18	437.94	435.00	444.47	444.13	434.58	443.38	443.01	435.07
	LS 56	431.47	442.30	442.26	439.27	451.82	450.95	433.18	448.53	447.86	441.37
	LS 66	376.69	440.45	440.76	440.01	452.38	453.08	440.81	452.80	451.59	449.59
WSH6	FAILURE	-558.25	-618.98	-620.43	-612.96	-547.59	-547.88	-583.85	-543.42	-543.93	-575.00
	LS 59	-589.73	-622.74	-623.05	-610.87	-569.36	-563.26	-578.80	-565.36	-571.48	-580.03
	LS 49	-595.74	-623.94	-623.88	-603.26	-620.25	-618.98	-587.14	-616.58	-618.05	-585.29
	LS 39	-596.79	-618.73	-618.54	-593.24	-608.51	-608.22	-580.57	-607.81	-607.60	-579.80
	LS 29	-594.61	-605.21	-605.05	-583.90	-593.08	-593.55	-568.23	-592.40	-592.34	-567.83
	LS 19	-576.73	-574.27	-574.22	-572.99	-571.77	-571.73	-538.95	-570.57	-570.07	-525.96
	LS 9	-400.42	-472.76	-472.76	-472.85	-464.64	-464.67	-431.84	-464.72	-464.82	-435.78
	LS 5	400.20	477.66	477.64	477.33	464.43	464.42	430.59	464.33	464.43	434.59
	LS 16	556.38	587.60	587.61	587.59	586.89	586.90	579.85	587.79	587.74	579.53
	LS 26	580.29	604.60	604.41	599.62	590.93	590.75	577.32	591.75	591.16	576.41
	LS 36	585.69	618.86	618.70	604.99	608.13	608.43	587.05	608.85	608.40	587.02
	LS 46	583.74	624.08	624.23	610.34	619.84	618.96	596.91	619.80	620.20	597.87
	LS 56	581.56	622.79	623.05	615.76	567.51	563.83	604.54	562.53	561.91	601.02
	LS 66	551.86	617.70	619.15	610.76	542.63	542.97	598.05	545.69	545.59	600.06

Nota: Para cada main load step, se define la fuerza lateral máxima por semiciclo principal, tanto calculada como experimental.

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO F.2: Rigidez de descarga en los lazos positivos

Tabla F-2. Rigidez de descarga en los lazos positivos calculada y experimental

Prototipo	Load step	ku_{exp}^+ (kN/mm)	$ku_{cal\ EFC}^+$ (kN/mm)	$ku_{cal\ EFP}^+$ (kN/mm)	$ku_{cal\ EFT}^+$ (kN/mm)	$ku_{cal\ ELC}^+$ (kN/mm)	$ku_{cal\ ELP}^+$ (kN/mm)	$ku_{cal\ ELT}^+$ (kN/mm)	$ku_{cal\ SLC}^+$ (kN/mm)	$ku_{cal\ SLP}^+$ (kN/mm)	$ku_{cal\ SLT}^+$ (kN/mm)
WSH1	LS 5	31.40	31.79	38.98	54.06	30.47	37.82	52.53	30.44	37.81	52.51
	LS 16	17.30	22.22	25.11	33.05	25.51	28.79	36.82	25.33	28.51	36.89
	LS 26	13.99	19.70	22.76	30.01	25.14	26.86	33.17	19.04	26.85	33.15
WSH2	LS 5	34.19	30.04	35.51	47.64	27.10	33.16	45.43	27.07	33.12	45.38
	LS 16	16.52	18.92	21.61	29.87	23.32	18.13	27.81	17.39	21.54	27.81
	LS 26	13.75	18.62	20.46	27.39	17.20	16.76	24.82	16.71	20.90	24.79
	LS 36	11.36	17.56	19.40	25.12	13.86	16.38	23.11	15.54	20.19	23.23
	LS 46	9.49	16.07	18.63	24.15	13.78	16.08	22.44	15.44	16.06	22.35
	LS 56	8.96	14.72	16.21	23.46	13.83	15.85	22.58	15.33	15.82	22.48
WSH3	LS 5	27.93	26.70	32.36	42.03	22.98	28.61	40.85	22.97	28.67	40.93
	LS 16	15.13	21.39	23.19	29.95	23.09	22.28	29.04	23.06	22.82	30.15
	LS 26	12.25	20.55	22.38	26.38	19.32	20.66	26.73	19.16	20.73	26.58
	LS 36	10.80	19.87	21.78	25.87	18.45	20.27	26.42	18.43	20.33	26.25
	LS 46	9.91	19.22	21.31	25.53	17.96	19.94	25.93	17.89	19.93	25.94
	LS 56	9.85	19.15	21.35	24.99	17.71	19.76	25.46	17.74	19.85	25.31
WSH4	LS 5	30.02	27.67	30.23	36.85	25.01	27.80	35.04	24.95	27.30	33.70
	LS 16	17.18	22.48	24.35	31.71	23.35	24.37	33.23	23.35	24.29	33.26
	LS 26	13.74	21.90	22.32	29.56	23.14	23.55	28.71	20.90	23.76	29.76
	LS 36	13.24	20.49	20.97	28.90	20.76	23.11	27.88	16.05	27.69	28.97
WSH5	LS 5	66.23	65.09	71.76	81.14	64.62	71.59	75.84	65.99	72.87	81.20
	LS 16	24.25	24.02	28.98	42.89	23.36	28.71	45.13	23.33	28.68	41.99
	LS 26	18.35	19.60	23.13	38.18	20.80	24.72	42.36	18.57	22.43	36.85
	LS 36	14.41	18.58	20.29	34.47	18.02	21.05	36.47	15.70	18.67	32.84
	LS 46	10.91	15.21	17.30	27.98	17.41	19.56	30.72	15.23	17.31	27.34
	LS 56	8.66	14.55	16.26	25.77	16.73	18.51	29.03	14.75	16.15	24.93
	LS 66	6.33	14.07	15.77	24.62	15.94	18.52	27.17	14.27	15.82	23.15
WSH6	LS 5	38.58	38.07	44.06	56.22	34.55	41.47	50.87	34.58	41.51	51.50
	LS 16	20.79	26.14	28.89	38.93	24.91	27.81	37.51	24.99	27.87	37.54
	LS 26	15.17	23.66	25.58	34.79	23.35	25.28	35.03	23.35	25.36	34.90
	LS 36	13.82	22.30	23.88	32.98	22.31	23.94	33.29	22.29	24.03	33.11
	LS 46	12.76	21.46	23.13	31.59	21.52	23.04	32.85	21.56	23.24	32.95
	LS 56	12.87	21.18	23.74	32.36	19.53	22.13	32.18	19.25	22.63	31.91
	LS 66	11.46	20.62	22.92	30.92	19.16	21.60	31.23	19.36	21.91	31.49

Nota: Para cada main load step, se define la rigidez de descarga en los lazos positivos, tanto calculada como experimental.

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO F.3: Rigidez de descarga en los lazos negativos

Tabla F-3. Rigidez de descarga en los lazos negativos calculada y experimental

Prototipo	Load step	ku_{exp}^- (kN/mm)	$ku_{cal\ EFC}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ EFP}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ EFT}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ ELC}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ ELP}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ ELT}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ SLC}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ SLP}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ SLT}^-$ (kN/mm)
WSH1	LS 29	13.57	20.53	22.55	31.36	25.08	26.87	33.68	25.23	26.85	33.90
	LS 19	17.05	21.86	24.82	34.65	25.45	28.34	38.28	25.43	28.33	38.26
	LS 9	32.91	31.09	38.16	56.16	30.37	37.70	56.51	30.34	37.63	56.47
WSH2	LS 59	8.40	14.87	15.70	25.12	13.97	17.87	23.29	14.70	18.06	23.57
	LS 49	8.94	15.08	18.31	25.63	14.05	18.27	28.43	14.63	18.18	28.42
	LS 39	11.59	17.52	19.34	25.95	14.02	18.38	29.43	14.11	18.22	29.22
	LS 29	13.44	18.72	20.46	27.37	14.53	18.59	31.28	23.00	25.87	31.24
	LS 19	15.66	19.56	21.65	30.64	23.54	26.33	34.21	23.39	25.80	34.19
	LS 9	19.74	28.14	34.21	50.55	27.14	33.21	50.04	27.10	33.17	50.00
WSH3	LS 59	10.25	18.93	20.18	24.13	17.71	19.78	27.72	17.87	19.90	27.65
	LS 49	10.38	19.29	20.93	26.71	17.90	19.98	28.38	17.91	20.17	28.31
	LS 39	11.00	19.68	21.69	27.93	18.64	20.34	29.30	18.58	20.22	29.08
	LS 29	12.12	20.19	22.00	28.79	22.29	23.45	30.39	23.17	21.79	30.18
	LS 19	15.36	22.73	24.32	31.71	21.89	24.03	32.54	21.87	24.00	32.28
	LS 9	31.63	25.41	31.29	43.91	22.77	28.43	43.47	22.76	28.43	43.64
WSH4	LS 39	13.21	20.21	21.22	32.48	21.53	22.71	30.72	15.96	16.22	30.76
	LS 29	14.01	21.83	22.29	32.47	23.19	23.51	30.97	23.16	23.79	31.01
	LS 19	17.01	23.97	24.40	35.77	23.62	24.09	34.84	23.61	24.02	34.55
	LS 9	30.18	26.84	29.36	48.88	24.61	27.42	48.00	24.56	26.95	43.27
WSH5	LS 69	6.18	14.26	15.96	23.89	16.02	17.80	26.41	16.25	17.95	26.15
	LS 59	8.85	14.47	16.03	25.78	16.81	18.54	28.54	17.05	18.82	27.86
	LS 49	12.85	15.34	17.24	28.17	17.28	19.36	31.29	17.34	19.45	30.00
	LS 39	14.77	16.52	21.57	35.32	17.41	20.40	36.59	17.40	20.42	35.23
	LS 29	17.75	20.70	24.34	40.15	19.20	22.88	41.44	19.56	23.37	40.88
	LS 19	24.58	23.21	27.86	47.57	23.42	28.74	51.51	23.43	28.76	48.23
	LS 9	67.05	65.07	71.68	82.24	64.60	71.78	76.61	65.64	72.51	82.02
WSH6	LS 59	11.85	21.34	23.10	33.34	19.55	21.06	33.46	19.55	22.70	33.52
	LS 49	12.48	21.78	23.90	33.27	22.16	23.16	33.27	21.84	22.91	33.35
	LS 39	13.40	22.47	24.14	33.87	22.45	24.04	33.54	22.39	23.93	33.56
	LS 29	14.99	23.86	25.78	36.63	23.57	25.44	35.72	23.51	25.57	35.84
	LS 19	19.06	26.80	29.40	41.58	24.73	27.31	38.86	24.44	26.87	38.95
	LS 9	40.57	36.84	43.12	60.08	34.58	41.50	56.61	34.48	41.38	57.21

Nota: Para cada main load step, se define la rigidez de descarga en los lazos negativos, tanto calculada como experimental.

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO F.4: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos

Tabla F-4. Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos calculada y experimental

Prototipo	Load step	kup_{exp}^+ (kN/mm)	$kup_{cal EFC}^+$ (kN/mm)	$kup_{cal EFP}^+$ (kN/mm)	$kup_{cal EFT}^+$ (kN/mm)	$kup_{cal ELC}^+$ (kN/mm)	$kup_{cal ELP}^+$ (kN/mm)	$kup_{cal ELT}^+$ (kN/mm)	$kup_{cal SLC}^+$ (kN/mm)	$kup_{cal SLP}^+$ (kN/mm)	$kup_{cal SLT}^+$ (kN/mm)
WSH1	LS 5	43.53	74.32	54.97	-	75.96	54.85	-	76.08	54.93	-
	LS 16	19.74	8.20	11.72	-	8.38	10.48	-	8.54	10.76	-
	LS 26	7.85	2.24	4.43	-	1.16	3.23	-	1.23	3.24	-
WSH2	LS 5	42.09	75.17	60.77	-	72.76	55.63	-	73.15	54.77	-
	LS 16	15.89	8.48	10.37	-	2.74	11.09	-	9.22	12.78	-
	LS 26	11.51	2.75	4.19	-	1.70	4.05	-	1.86	3.33	-
	LS 36	5.80	2.14	3.38	-	1.75	2.90	-	1.58	2.73	-
	LS 46	4.40	1.55	2.56	-	1.82	2.55	-	1.75	2.55	-
	LS 56	3.64	1.23	2.00	-	1.65	2.31	-	1.79	2.44	-
WSH3	LS 5	29.99	31.86	33.99	-	24.89	29.12	-	24.84	29.08	-
	LS 16	16.51	4.16	6.15	-	3.06	5.93	-	2.80	5.41	-
	LS 26	7.16	2.16	3.71	-	1.87	3.42	-	1.91	3.42	-
	LS 36	4.47	1.49	2.56	-	1.80	2.77	-	1.81	2.77	-
	LS 46	3.32	1.21	1.97	-	1.60	2.35	-	1.60	2.34	-
	LS 56	2.80	0.91	1.48	-	1.25	1.86	-	1.31	1.90	-
WSH4	LS 5	34.68	74.64	61.39	-	75.87	58.49	-	76.53	61.20	-
	LS 16	15.89	4.46	5.35	-	5.05	3.44	-	4.88	3.57	-
	LS 26	6.16	2.53	3.31	-	1.73	2.60	-	1.97	2.37	-
	LS 36	4.10	1.61	2.04	-	1.76	2.14	-	0.82	1.55	-
WSH5	LS 5	70.00	96.06	83.86	-	97.50	85.35	-	97.52	85.53	-
	LS 16	42.92	57.62	50.54	-	58.87	48.85	-	59.28	49.32	-
	LS 26	30.01	12.74	17.25	-	21.39	25.08	-	22.60	26.06	-
	LS 36	23.70	7.54	11.40	-	12.56	14.84	-	15.19	17.96	-
	LS 46	8.56	5.05	6.61	-	10.89	10.31	-	11.53	10.56	-
	LS 56	5.66	3.65	4.77	-	8.89	7.91	-	9.63	7.56	-
	LS 66	3.29	2.73	3.42	-	6.52	6.63	-	6.74	6.34	-
WSH6	LS 5	58.16	91.74	75.16	-	97.36	77.28	-	98.41	77.99	-
	LS 16	34.77	18.35	18.55	-	21.54	18.69	-	21.58	20.49	-
	LS 26	16.27	7.07	7.64	-	5.01	5.77	-	5.19	5.79	-
	LS 36	10.45	4.16	5.03	-	3.99	4.75	-	4.02	4.73	-
	LS 46	6.62	3.22	3.87	-	3.61	4.07	-	3.52	4.06	-
	LS 56	4.68	2.58	3.04	-	1.45	1.84	-	1.25	1.77	-
	LS 66	3.83	1.93	2.08	-	0.48	0.97	-	0.30	0.81	-

Nota: Para cada main load step, se define la rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos, tanto calculada como experimental. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO F.5: Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos

Tabla F-5. Rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos calculada y experimental

Prototipo	Load step	ku_{exp}^- (kN/mm)	$ku_{cal\ EFC}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ EFP}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ EFT}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ ELC}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ ELP}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ ELT}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ SLC}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ SLP}^-$ (kN/mm)	$ku_{cal\ SLT}^-$ (kN/mm)
WSH1	LS 29	13.57	20.53	22.55	-	25.08	26.87	-	25.23	26.85	-
	LS 19	17.05	21.86	24.82	-	25.45	28.34	-	25.43	28.33	-
	LS 9	32.91	31.09	38.16	-	30.37	37.70	-	30.34	37.63	-
WSH2	LS 59	8.40	14.87	15.70	-	13.97	17.87	-	14.70	18.06	-
	LS 49	8.94	15.08	18.31	-	14.05	18.27	-	14.63	18.18	-
	LS 39	11.59	17.52	19.34	-	14.02	18.38	-	14.11	18.22	-
	LS 29	13.44	18.72	20.46	-	14.53	18.59	-	23.00	25.87	-
	LS 19	15.66	19.56	21.65	-	23.54	26.33	-	23.39	25.80	-
	LS 9	19.74	28.14	34.21	-	27.14	33.21	-	27.10	33.17	-
WSH3	LS 59	10.25	18.93	20.18	-	17.71	19.78	-	17.87	19.90	-
	LS 49	10.38	19.29	20.93	-	17.90	19.98	-	17.91	20.17	-
	LS 39	11.00	19.68	21.69	-	18.64	20.34	-	18.58	20.22	-
	LS 29	12.12	20.19	22.00	-	22.29	23.45	-	23.17	21.79	-
	LS 19	15.36	22.73	24.32	-	21.89	24.03	-	21.87	24.00	-
	LS 9	31.63	25.41	31.29	-	22.77	28.43	-	22.76	28.43	-
WSH4	LS 39	13.21	20.21	21.22	-	21.53	22.71	-	15.96	16.22	-
	LS 29	14.01	21.83	22.29	-	23.19	23.51	-	23.16	23.79	-
	LS 19	17.01	23.97	24.40	-	23.62	24.09	-	23.61	24.02	-
	LS 9	30.18	26.84	29.36	-	24.61	27.42	-	24.56	26.95	-
WSH5	LS 69	6.18	14.26	15.96	-	16.02	17.80	-	16.25	17.95	-
	LS 59	8.85	14.47	16.03	-	16.81	18.54	-	17.05	18.82	-
	LS 49	12.85	15.34	17.24	-	17.28	19.36	-	17.34	19.45	-
	LS 39	14.77	16.52	21.57	-	17.41	20.40	-	17.40	20.42	-
	LS 29	17.75	20.70	24.34	-	19.20	22.88	-	19.56	23.37	-
	LS 19	24.58	23.21	27.86	-	23.42	28.74	-	23.43	28.76	-
	LS 9	67.05	65.07	71.68	-	64.60	71.78	-	65.64	72.51	-
WSH6	LS 59	11.85	21.34	23.10	-	19.55	21.06	-	19.55	22.70	-
	LS 49	12.48	21.78	23.90	-	22.16	23.16	-	21.84	22.91	-
	LS 39	13.40	22.47	24.14	-	22.45	24.04	-	22.39	23.93	-
	LS 29	14.99	23.86	25.78	-	23.57	25.44	-	23.51	25.57	-
	LS 19	19.06	26.80	29.40	-	24.73	27.31	-	24.44	26.87	-
	LS 9	40.57	36.84	43.12	-	34.58	41.50	-	34.48	41.38	-

Nota: Para cada main load step, se define la rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos, tanto calculada como experimental. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO G: RATIO DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

ANEXO G.1: Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal

Tabla G-1. Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal

Prototipo	Load step	Q_{VEFC} (-)	Q_{VEFP} (-)	Q_{VEFT} (-)	Q_{VELC} (-)	Q_{VELP} (-)	Q_{VELT} (-)	Q_{VSLC} (-)	Q_{VSLP} (-)	Q_{VSLT} (-)
WSH1	FAILURE	1.659	1.656	1.552	1.728	1.713	1.537	1.714	1.702	1.532
	LS 29	1.046	1.039	0.976	1.050	1.042	0.988	1.053	1.045	0.991
	LS 19	0.995	0.992	0.977	1.008	1.008	0.999	1.010	1.010	1.001
	LS 9	1.261	1.261	1.269	1.263	1.263	1.267	1.263	1.261	1.266
	LS 5	1.289	1.289	1.289	1.269	1.268	1.268	1.268	1.268	1.268
	LS 16	1.035	1.035	1.034	1.059	1.060	1.056	1.054	1.054	1.058
	LS 26	1.034	1.036	1.023	1.044	1.036	1.012	1.034	1.039	1.015
	LS 36	1.322	1.320	1.236	1.339	1.329	1.226	1.330	1.376	1.221
WSH2	FAILURE	1.572	1.570	1.532	1.613	1.615	1.501	1.623	1.625	1.512
	LS 59	1.251	1.247	1.178	1.282	1.288	1.177	1.288	1.291	1.183
	LS 49	1.065	1.068	1.001	1.082	1.085	1.011	1.086	1.085	1.011
	LS 39	1.007	1.006	0.939	1.004	1.012	0.958	1.004	1.007	0.954
	LS 29	0.989	0.987	0.939	0.936	0.984	0.954	1.009	1.005	0.953
	LS 19	0.985	0.984	0.976	1.010	1.012	1.000	1.003	1.005	1.000
	LS 9	1.233	1.233	1.241	1.174	1.174	1.177	1.173	1.173	1.176
	LS 5	1.263	1.263	1.263	1.170	1.170	1.170	1.169	1.169	1.169
	LS 16	1.003	1.003	1.004	0.954	0.799	0.956	0.856	0.889	0.957
	LS 26	0.989	0.987	0.975	0.854	0.972	0.969	0.986	0.984	0.969
	LS 36	1.006	1.005	0.973	1.004	1.002	0.969	1.007	1.000	0.971
	LS 46	1.038	1.039	0.999	1.054	1.049	1.001	1.046	1.047	0.999
LS 56	1.242	1.241	1.198	1.273	1.275	1.198	1.274	1.276	1.200	
WSH3	FAILURE	1.174	1.174	1.160	1.285	1.287	1.137	1.293	1.295	1.145
	LS 59	1.017	1.016	1.006	1.113	1.113	0.983	1.116	1.116	0.986
	LS 49	1.012	1.010	1.002	1.105	1.105	0.979	1.110	1.109	0.983
	LS 39	1.001	0.999	0.990	1.081	1.070	0.972	1.078	1.066	0.969
	LS 29	0.984	0.979	0.984	1.046	1.011	0.959	1.046	0.955	0.956
	LS 19	0.966	0.960	1.024	1.014	1.010	0.989	1.011	1.007	0.982
	LS 9	1.175	1.175	1.176	1.117	1.116	1.118	1.117	1.115	1.113
	LS 5	1.196	1.196	1.208	1.119	1.118	1.131	1.118	1.118	1.131
	LS 16	0.996	0.996	1.078	1.051	1.050	0.944	1.023	0.991	1.008
	LS 26	0.967	0.963	1.027	1.011	1.004	0.972	1.011	1.005	0.973
	LS 36	0.988	0.987	1.040	1.064	1.052	0.988	1.065	1.053	0.989
	LS 46	0.996	0.995	1.050	1.088	1.088	0.999	1.091	1.092	1.001
LS 56	1.008	1.006	1.065	1.100	1.101	1.009	1.103	1.102	1.010	

Continúa en la siguiente página...

Tabla G-1. Ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal (continuación)

Prototipo	Load step	Q_{VEFC} (-)	Q_{VEFP} (-)	Q_{VEFT} (-)	Q_{VELC} (-)	Q_{VELP} (-)	Q_{VELT} (-)	Q_{VSLC} (-)	Q_{VSLP} (-)	Q_{VSLT} (-)
WSH4	FAILURE	0.717	1.343	1.507	0.039	0.534	1.437	1.033	1.034	1.438
	LS 39	1.004	0.961	0.994	1.038	1.034	0.973	0.511	0.528	0.972
	LS 29	1.045	1.043	0.982	1.021	1.016	0.960	1.026	1.020	0.961
	LS 19	1.032	1.029	1.010	1.006	1.006	0.979	1.006	1.005	0.978
	LS 9	1.230	1.230	1.230	1.174	1.174	1.174	1.170	1.170	1.176
	LS 5	1.239	1.239	1.239	1.168	1.168	1.168	1.162	1.162	1.162
	LS 16	1.045	1.045	1.041	1.032	1.033	1.035	1.034	1.037	1.036
	LS 26	1.032	1.030	1.017	1.004	0.999	0.968	1.003	1.002	0.969
	LS 36	1.005	1.003	1.043	1.048	1.038	0.994	0.318	0.951	0.997
	LS 46	1.009	1.034	1.150	1.129	1.130	1.098	0.792	0.792	1.100
WSH5	FAILURE	1.264	1.266	1.261	1.091	1.051	1.261	1.227	1.227	1.282
	LS 69	1.199	1.198	1.195	1.230	1.232	1.186	1.234	1.233	1.207
	LS 59	1.048	1.048	1.038	1.070	1.069	1.025	1.074	1.073	1.055
	LS 49	1.014	1.014	0.999	1.030	1.028	1.003	1.030	1.029	1.007
	LS 39	1.002	1.023	0.996	1.022	1.021	0.990	1.021	1.020	1.008
	LS 29	1.004	1.004	1.001	1.028	1.028	1.005	1.038	1.038	1.042
	LS 19	1.036	1.036	1.036	1.051	1.051	1.070	1.051	1.051	1.051
	LS 9	1.263	1.263	1.263	1.273	1.275	1.197	1.275	1.276	1.279
	LS 5	1.205	1.205	1.205	1.210	1.211	1.147	1.217	1.218	1.218
	LS 16	1.038	1.038	1.038	1.030	1.030	1.049	1.029	1.029	1.029
	LS 26	1.024	1.024	1.025	1.061	1.061	1.042	1.056	1.057	1.059
	LS 36	1.011	1.003	1.007	1.022	1.023	0.996	1.018	1.018	1.018
	LS 46	0.998	0.998	0.991	1.013	1.012	0.990	1.010	1.009	0.991
	LS 56	1.025	1.025	1.018	1.047	1.045	1.004	1.040	1.038	1.023
LS 66	1.169	1.170	1.168	1.201	1.203	1.170	1.202	1.199	1.194	
WSH6	FAILURE	1.109	1.111	1.098	0.981	0.981	1.046	0.973	0.974	1.030
	LS 59	1.056	1.056	1.036	0.965	0.955	0.981	0.959	0.969	0.984
	LS 49	1.047	1.047	1.013	1.041	1.039	0.986	1.035	1.037	0.982
	LS 39	1.037	1.036	0.994	1.020	1.019	0.973	1.018	1.018	0.972
	LS 29	1.018	1.018	0.982	0.997	0.998	0.956	0.996	0.996	0.955
	LS 19	0.996	0.996	0.994	0.991	0.991	0.934	0.989	0.988	0.912
	LS 9	1.181	1.181	1.181	1.160	1.160	1.078	1.161	1.161	1.088
	LS 5	1.194	1.194	1.193	1.161	1.160	1.076	1.160	1.160	1.086
	LS 16	1.056	1.056	1.056	1.055	1.055	1.042	1.056	1.056	1.042
	LS 26	1.042	1.042	1.033	1.018	1.018	0.995	1.020	1.019	0.993
	LS 36	1.057	1.056	1.033	1.038	1.039	1.002	1.040	1.039	1.002
	LS 46	1.069	1.069	1.046	1.062	1.060	1.023	1.062	1.062	1.024
	LS 56	1.071	1.071	1.059	0.976	0.970	1.040	0.967	0.966	1.033
	LS 66	1.119	1.122	1.107	0.983	0.984	1.084	0.989	0.989	1.087

Nota: Para cada main load step, se define la ratio de fuerza lateral máxima por semiciclo principal. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO G.2: Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos

Tabla G-2. Ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos

Prototipo	Load step	$Q_{ku_{EFC}^+}$ (-)	$Q_{ku_{EFP}^+}$ (-)	$Q_{ku_{EFT}^+}$ (-)	$Q_{ku_{ELC}^+}$ (-)	$Q_{ku_{ELP}^+}$ (-)	$Q_{ku_{ELT}^+}$ (-)	$Q_{ku_{SLC}^+}$ (-)	$Q_{ku_{SLP}^+}$ (-)	$Q_{ku_{SLT}^+}$ (-)
WSH1	LS 5	1.012	1.241	1.722	0.970	1.205	1.673	0.970	1.204	1.672
	LS 16	1.285	1.452	1.911	1.475	1.664	2.129	1.464	1.648	2.133
	LS 26	1.408	1.627	2.146	1.798	1.921	2.372	1.361	1.920	2.370
WSH2	LS 5	0.879	1.039	1.393	0.793	0.970	1.328	0.792	0.969	1.327
	LS 16	1.145	1.308	1.808	1.411	1.097	1.683	1.053	1.304	1.683
	LS 26	1.354	1.488	1.992	1.251	1.219	1.805	1.215	1.520	1.803
	LS 36	1.546	1.708	2.211	1.220	1.442	2.034	1.368	1.778	2.045
	LS 46	1.694	1.963	2.546	1.453	1.695	2.365	1.628	1.692	2.356
	LS 56	1.643	1.809	2.618	1.544	1.769	2.520	1.711	1.766	2.509
WSH3	LS 5	0.956	1.158	1.505	0.823	1.024	1.462	0.822	1.026	1.465
	LS 16	1.414	1.533	1.980	1.526	1.473	1.919	1.524	1.509	1.993
	LS 26	1.678	1.827	2.154	1.577	1.686	2.182	1.564	1.693	2.170
	LS 36	1.839	2.016	2.394	1.708	1.876	2.445	1.706	1.882	2.430
	LS 46	1.940	2.150	2.576	1.812	2.012	2.617	1.805	2.011	2.617
	LS 56	1.944	2.167	2.537	1.798	2.006	2.584	1.801	2.015	2.569
WSH4	LS 5	0.922	1.007	1.228	0.833	0.926	1.167	0.831	0.909	1.123
	LS 16	1.309	1.417	1.845	1.359	1.418	1.934	1.359	1.414	1.936
	LS 26	1.594	1.624	2.151	1.684	1.714	2.089	1.521	1.729	2.166
	LS 36	1.547	1.583	2.182	1.568	1.745	2.105	1.212	2.091	2.188
WSH5	LS 5	0.983	1.084	1.225	0.976	1.081	1.145	0.996	1.100	1.226
	LS 16	0.990	1.195	1.768	0.963	1.184	1.861	0.962	1.182	1.731
	LS 26	1.068	1.260	2.080	1.133	1.347	2.308	1.012	1.222	2.008
	LS 36	1.289	1.408	2.393	1.251	1.461	2.531	1.090	1.296	2.280
	LS 46	1.394	1.586	2.565	1.596	1.793	2.816	1.396	1.587	2.506
	LS 56	1.680	1.876	2.975	1.931	2.137	3.350	1.703	1.864	2.878
	LS 66	2.221	2.489	3.886	2.516	2.923	4.289	2.253	2.497	3.655
WSH6	LS 5	0.987	1.142	1.457	0.895	1.075	1.318	0.896	1.076	1.335
	LS 16	1.257	1.389	1.872	1.198	1.337	1.804	1.202	1.340	1.806
	LS 26	1.560	1.686	2.294	1.539	1.667	2.309	1.539	1.672	2.301
	LS 36	1.614	1.728	2.386	1.614	1.733	2.409	1.613	1.739	2.396
	LS 46	1.682	1.813	2.476	1.687	1.806	2.575	1.689	1.821	2.582
	LS 56	1.646	1.844	2.514	1.517	1.719	2.500	1.495	1.758	2.479
	LS 66	1.800	2.000	2.699	1.672	1.885	2.725	1.689	1.912	2.748

Nota: Para cada main load step, se define la ratio de rigidez de descarga en los lazos positivos. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO G.3: Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos

Tabla G-3. Ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos

Prototipo	Load step	$Q_{ku_{EFC}}^-$	$Q_{ku_{EFP}}^-$	$Q_{ku_{EFT}}^-$	$Q_{ku_{ELC}}^-$	$Q_{ku_{ELP}}^-$	$Q_{ku_{ELT}}^-$	$Q_{ku_{SLC}}^-$	$Q_{ku_{SLP}}^-$	$Q_{ku_{SLT}}^-$
WSH1	LS 29	1.513	1.662	2.311	1.849	1.981	2.482	1.859	1.979	2.499
	LS 19	1.282	1.455	2.032	1.492	1.662	2.245	1.491	1.661	2.243
	LS 9	0.945	1.160	1.706	0.923	1.146	1.717	0.922	1.143	1.716
WSH2	LS 59	1.770	1.869	2.990	1.663	2.126	2.772	1.750	2.150	2.806
	LS 49	1.687	2.048	2.867	1.572	2.044	3.181	1.637	2.034	3.179
	LS 39	1.512	1.669	2.240	1.210	1.586	2.540	1.218	1.573	2.521
	LS 29	1.392	1.522	2.036	1.081	1.383	2.326	1.711	1.924	2.324
	LS 19	1.249	1.382	1.956	1.503	1.681	2.184	1.493	1.647	2.183
	LS 9	1.425	1.733	2.560	1.374	1.682	2.534	1.373	1.680	2.533
WSH3	LS 59	1.847	1.968	2.354	1.727	1.929	2.703	1.743	1.941	2.697
	LS 49	1.859	2.018	2.574	1.725	1.926	2.736	1.726	1.944	2.728
	LS 39	1.788	1.971	2.538	1.694	1.848	2.663	1.688	1.837	2.643
	LS 29	1.666	1.814	2.375	1.839	1.934	2.507	1.911	1.797	2.489
	LS 19	1.480	1.583	2.065	1.426	1.565	2.119	1.424	1.563	2.102
	LS 9	0.803	0.989	1.388	0.720	0.899	1.374	0.720	0.899	1.380
WSH4	LS 39	1.530	1.606	2.458	1.629	1.719	2.325	1.208	1.228	2.328
	LS 29	1.558	1.591	2.317	1.655	1.678	2.210	1.653	1.698	2.213
	LS 19	1.410	1.435	2.103	1.389	1.417	2.049	1.389	1.413	2.032
	LS 9	0.889	0.973	1.620	0.815	0.908	1.591	0.814	0.893	1.434
WSH5	LS 69	2.307	2.583	3.865	2.592	2.881	4.273	2.630	2.905	4.231
	LS 59	1.634	1.811	2.912	1.899	2.094	3.224	1.927	2.126	3.147
	LS 49	1.194	1.342	2.192	1.345	1.506	2.435	1.349	1.513	2.335
	LS 39	1.118	1.460	2.391	1.178	1.381	2.477	1.178	1.382	2.385
	LS 29	1.166	1.371	2.262	1.082	1.289	2.334	1.102	1.316	2.303
	LS 19	0.945	1.134	1.936	0.953	1.170	2.096	0.953	1.170	1.962
	LS 9	0.970	1.069	1.227	0.963	1.071	1.143	0.979	1.081	1.223
WSH6	LS 59	1.800	1.950	2.813	1.650	1.778	2.823	1.650	1.916	2.829
	LS 49	1.746	1.916	2.667	1.776	1.856	2.667	1.751	1.836	2.673
	LS 39	1.676	1.801	2.527	1.675	1.793	2.502	1.670	1.786	2.503
	LS 29	1.591	1.719	2.443	1.572	1.697	2.383	1.568	1.706	2.390
	LS 19	1.406	1.542	2.181	1.297	1.433	2.039	1.282	1.409	2.043
	LS 9	0.908	1.063	1.481	0.852	1.023	1.395	0.850	1.020	1.410

Nota: Para cada main load step, se define la ratio de rigidez de descarga en los lazos negativos. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO G.4: Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos

Tabla G-4. Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos

Prototipo	Load step	$Q_{kup_{EFC}^+}$ (-)	$Q_{kup_{EFP}^+}$ (-)	$Q_{kup_{EFT}^+}$ (-)	$Q_{kup_{ELC}^+}$ (-)	$Q_{kup_{ELP}^+}$ (-)	$Q_{kup_{ELT}^+}$ (-)	$Q_{kup_{SLC}^+}$ (-)	$Q_{kup_{SLP}^+}$ (-)	$Q_{kup_{SLT}^+}$ (-)
WSH1	LS 5	1.707	1.263	-	1.745	1.260	-	1.748	1.262	-
	LS 16	0.415	0.594	-	0.424	0.531	-	0.433	0.545	-
	LS 26	0.285	0.564	-	0.148	0.412	-	0.157	0.413	-
WSH2	LS 5	1.786	1.444	-	1.729	1.322	-	1.738	1.301	-
	LS 16	0.534	0.652	-	0.172	0.698	-	0.580	0.804	-
	LS 26	0.239	0.364	-	0.148	0.352	-	0.162	0.290	-
	LS 36	0.370	0.582	-	0.302	0.499	-	0.272	0.471	-
	LS 46	0.352	0.582	-	0.415	0.580	-	0.398	0.580	-
	LS 56	0.337	0.549	-	0.455	0.635	-	0.493	0.670	-
WSH3	LS 5	1.062	1.133	-	0.830	0.971	-	0.828	0.970	-
	LS 16	0.252	0.372	-	0.185	0.359	-	0.170	0.328	-
	LS 26	0.302	0.518	-	0.261	0.478	-	0.267	0.478	-
	LS 36	0.334	0.572	-	0.403	0.620	-	0.404	0.619	-
	LS 46	0.366	0.594	-	0.481	0.707	-	0.481	0.706	-
	LS 56	0.324	0.528	-	0.446	0.664	-	0.467	0.680	-
WSH4	LS 5	2.152	1.770	-	2.188	1.687	-	2.207	1.765	-
	LS 16	0.281	0.337	-	0.318	0.217	-	0.307	0.225	-
	LS 26	0.411	0.537	-	0.280	0.423	-	0.320	0.385	-
	LS 36	0.392	0.497	-	0.430	0.522	-	0.201	0.378	-
WSH5	LS 5	1.372	1.198	-	1.393	1.219	-	1.393	1.222	-
	LS 16	1.342	1.178	-	1.372	1.138	-	1.381	1.149	-
	LS 26	0.425	0.575	-	0.713	0.836	-	0.753	0.868	-
	LS 36	0.318	0.481	-	0.530	0.626	-	0.641	0.758	-
	LS 46	0.590	0.772	-	1.272	1.204	-	1.346	1.234	-
	LS 56	0.645	0.843	-	1.571	1.397	-	1.702	1.335	-
	LS 66	0.829	1.040	-	1.981	2.014	-	2.048	1.926	-
WSH6	LS 5	1.577	1.292	-	1.674	1.329	-	1.692	1.341	-
	LS 16	0.528	0.533	-	0.619	0.537	-	0.621	0.589	-
	LS 26	0.435	0.469	-	0.308	0.355	-	0.319	0.356	-
	LS 36	0.398	0.482	-	0.382	0.455	-	0.385	0.453	-
	LS 46	0.486	0.585	-	0.544	0.615	-	0.531	0.613	-
	LS 56	0.552	0.649	-	0.310	0.392	-	0.268	0.378	-
	LS 66	0.505	0.542	-	0.125	0.254	-	0.079	0.212	-

Nota: Para cada main load step, se define la ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos.

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO G.5: Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos

Tabla G-5. Ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos

Prototipo	Load step	$Q_{kup\bar{EFC}}$ (-)	$Q_{kup\bar{EFP}}$ (-)	$Q_{kup\bar{EFT}}$ (-)	$Q_{kup\bar{ELC}}$ (-)	$Q_{kup\bar{ELP}}$ (-)	$Q_{kup\bar{ELT}}$ (-)	$Q_{kup\bar{SLC}}$ (-)	$Q_{kup\bar{SLP}}$ (-)	$Q_{kup\bar{SLT}}$ (-)
WSH1	LS 29	0.313	0.658	-	0.182	0.487	-	0.148	0.487	-
	LS 19	0.230	0.386	-	0.083	0.342	-	0.083	0.354	-
	LS 9	1.966	1.371	-	2.043	1.523	-	2.051	1.580	-
WSH2	LS 59	0.399	0.842	-	0.557	0.837	-	0.475	0.753	-
	LS 49	0.279	0.561	-	0.360	0.619	-	0.386	0.620	-
	LS 39	0.312	0.563	-	0.273	0.481	-	0.345	0.514	-
	LS 29	0.231	0.380	-	0.160	0.350	-	0.140	0.280	-
	LS 19	0.257	0.404	-	0.071	0.373	-	0.066	0.394	-
	LS 9	1.932	1.611	-	1.711	1.494	-	1.741	1.496	-
WSH3	LS 59	0.352	0.571	-	0.492	0.725	-	0.493	0.727	-
	LS 49	0.381	0.610	-	0.499	0.737	-	0.498	0.736	-
	LS 39	0.382	0.634	-	0.437	0.675	-	0.439	0.675	-
	LS 29	0.339	0.570	-	0.308	0.519	-	0.304	0.507	-
	LS 19	0.292	0.458	-	0.154	0.346	-	0.140	0.349	-
	LS 9	1.046	1.162	-	0.882	1.036	-	0.882	1.036	-
WSH4	LS 39	0.503	0.522	-	0.507	0.606	-	0.324	0.349	-
	LS 29	0.435	0.556	-	0.334	0.484	-	0.328	0.464	-
	LS 19	0.314	0.376	-	0.150	0.191	-	0.120	0.178	-
	LS 9	1.893	1.691	-	1.913	1.705	-	1.887	1.751	-
WSH5	LS 69	0.843	1.005	-	2.003	2.022	-	1.857	1.933	-
	LS 59	0.693	0.868	-	1.523	1.446	-	1.461	1.447	-
	LS 49	0.582	0.766	-	1.195	1.122	-	1.194	1.127	-
	LS 39	0.383	0.409	-	0.549	0.679	-	0.553	0.658	-
	LS 29	0.464	0.540	-	0.690	0.808	-	0.692	0.813	-
	LS 19	1.220	1.098	-	1.234	1.084	-	1.241	1.096	-
	LS 9	1.325	1.184	-	1.355	1.189	-	1.345	1.183	-
WSH6	LS 59	0.539	0.631	-	0.221	0.407	-	0.124	0.293	-
	LS 49	0.551	0.660	-	0.612	0.688	-	0.613	0.666	-
	LS 39	0.452	0.517	-	0.405	0.491	-	0.412	0.516	-
	LS 29	0.424	0.498	-	0.292	0.375	-	0.287	0.366	-
	LS 19	0.518	0.600	-	0.743	0.739	-	0.753	0.748	-
	LS 9	1.673	1.437	-	1.830	1.472	-	1.744	1.462	-

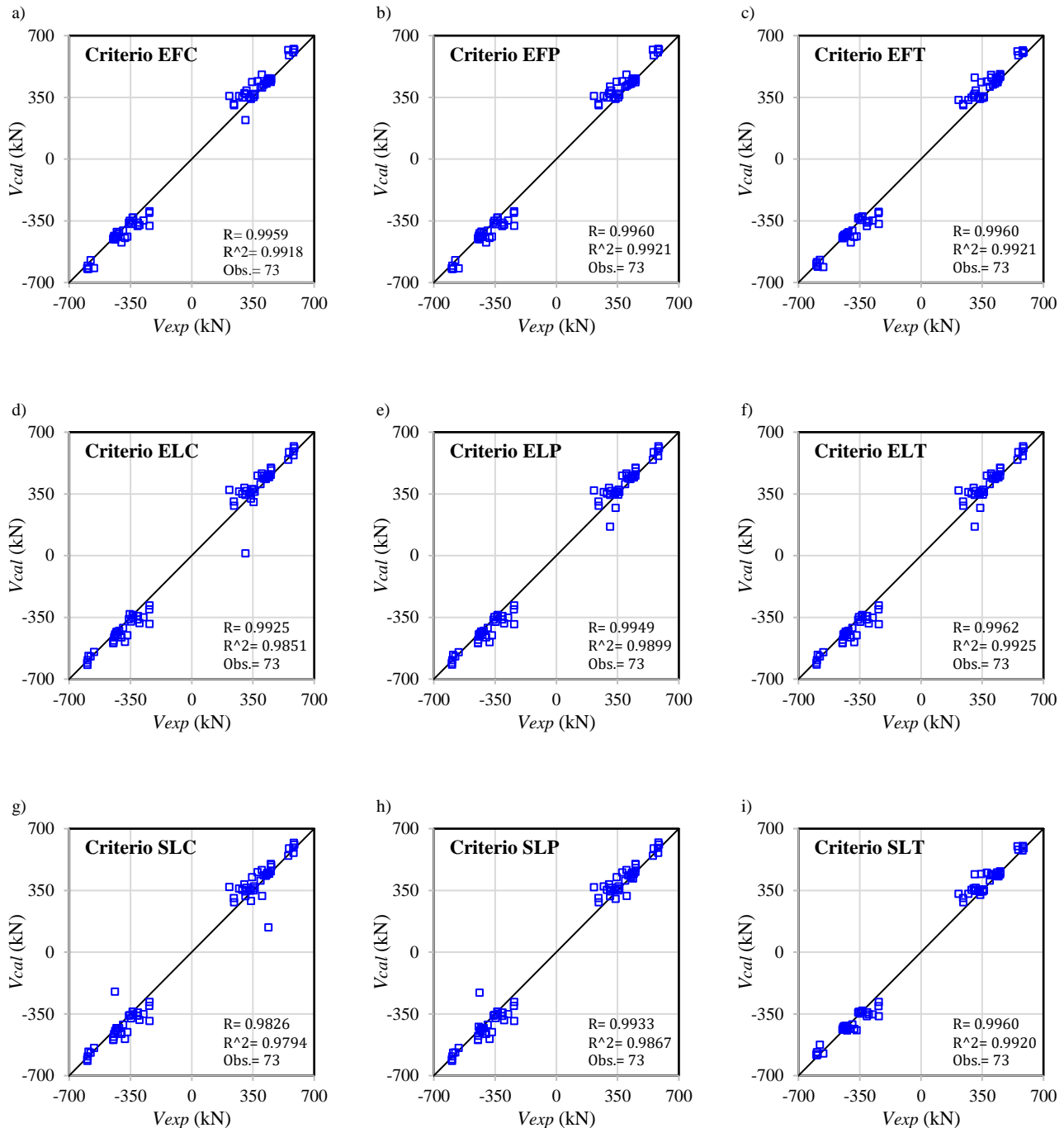
Nota: Para cada main load step, se define la ratio de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos.

Fuente: Elaboración propia.

ANEXO H: CORRELACIÓN DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

ANEXO H.1: Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal

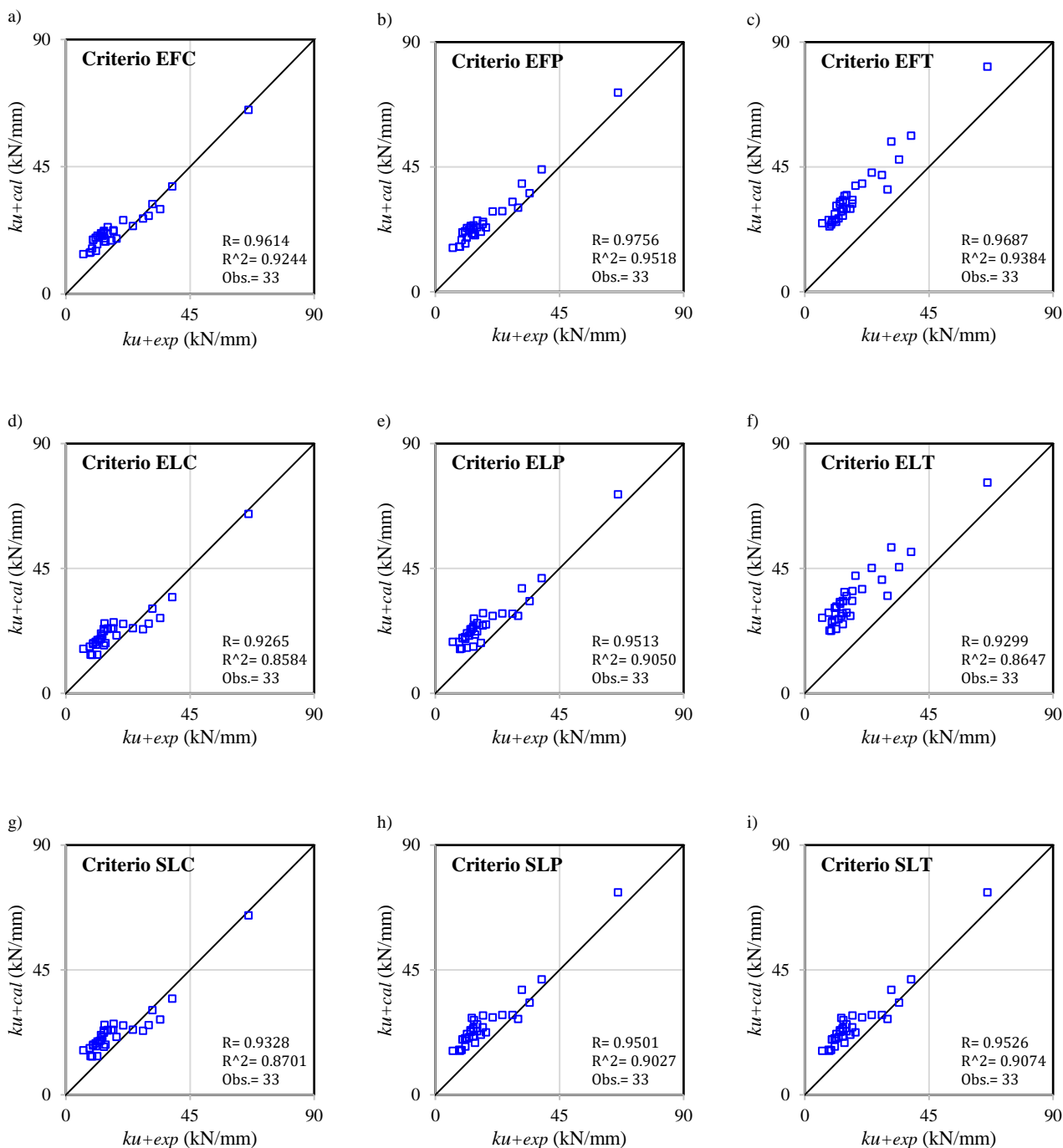
Figura H-1. Correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal



Nota: Para cada criterio de modelamiento no lineal, se define un diagrama de correlación de fuerza lateral máxima por semiciclo principal, expresando el coeficiente de correlación de Pearson (R), el coeficiente de determinación (R^2) y la cantidad de data analizada. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO H.2: Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos

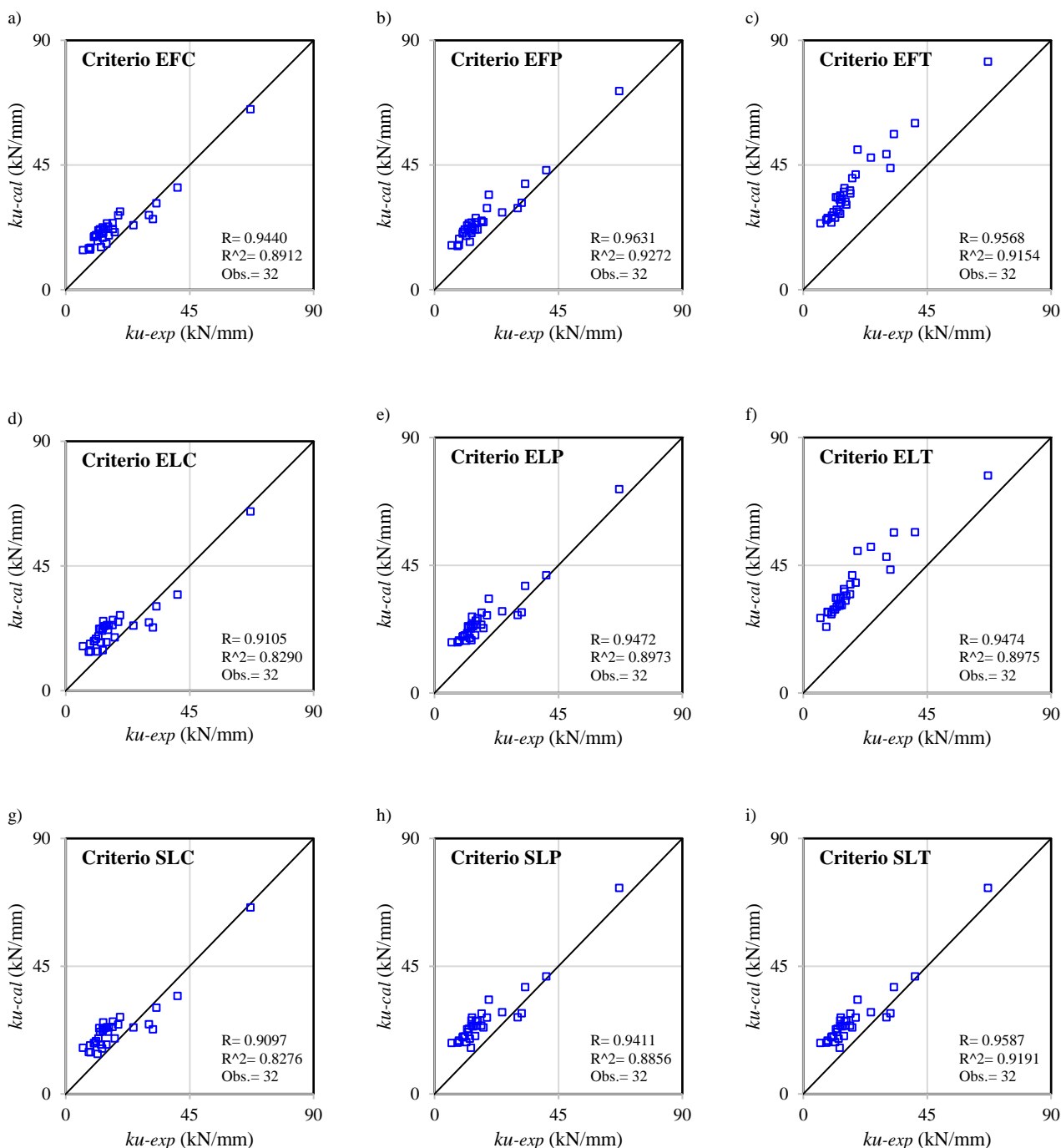
Figura H-2. Correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos



Nota: Para cada criterio de modelamiento no lineal, se define un diagrama de correlación de rigidez de descarga en los lazos positivos, expresando el coeficiente de correlación de Pearson (R), el coeficiente de determinación (R²) y la cantidad de data analizada. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO H.3: Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos

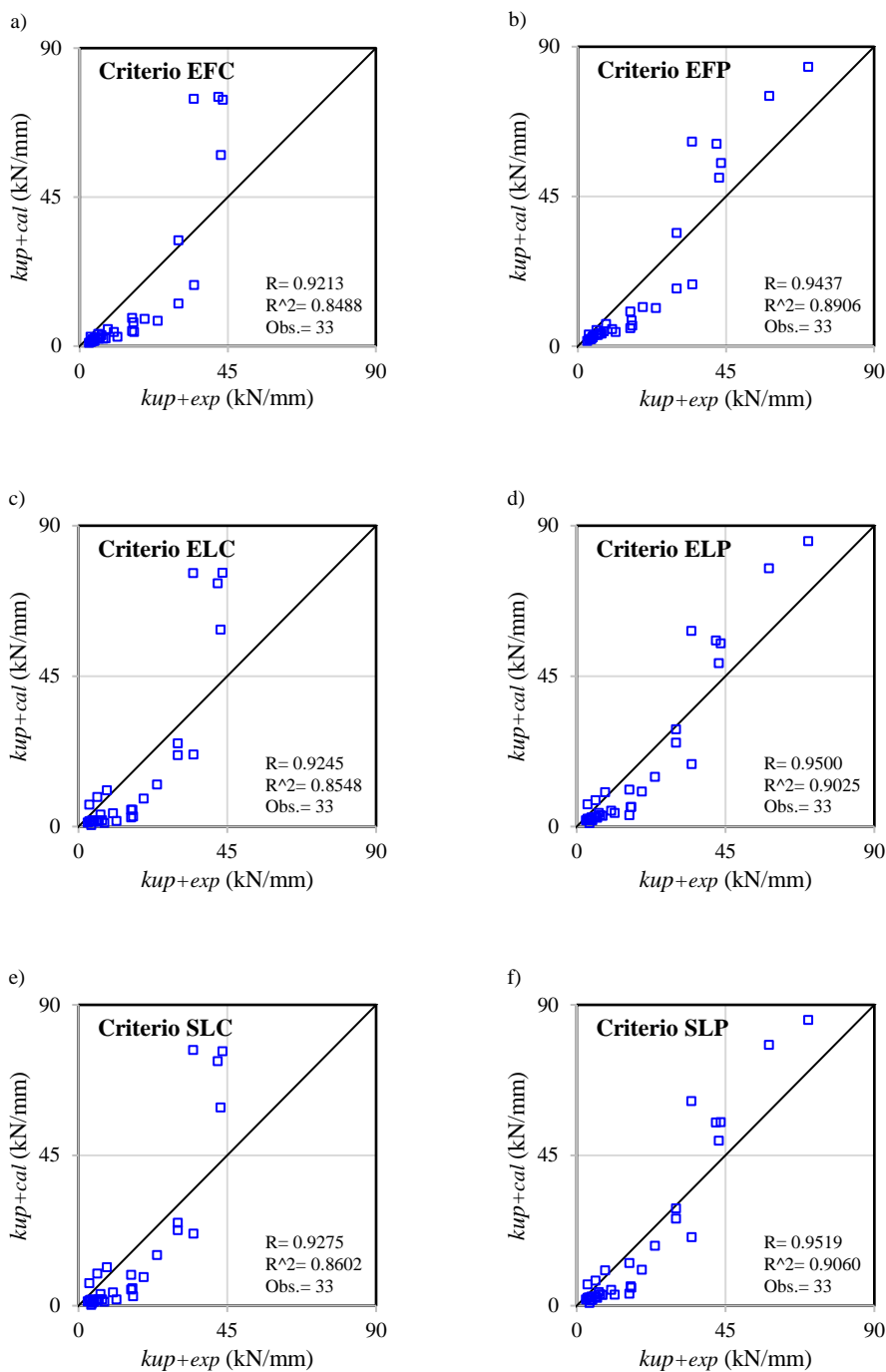
Figura H-3. Correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos



Nota: Para cada criterio de modelamiento no lineal, se define un diagrama de correlación de rigidez de descarga en los lazos negativos, expresando el coeficiente de correlación de Pearson (R), el coeficiente de determinación (R²) y la cantidad de data analizada. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO H.4: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos

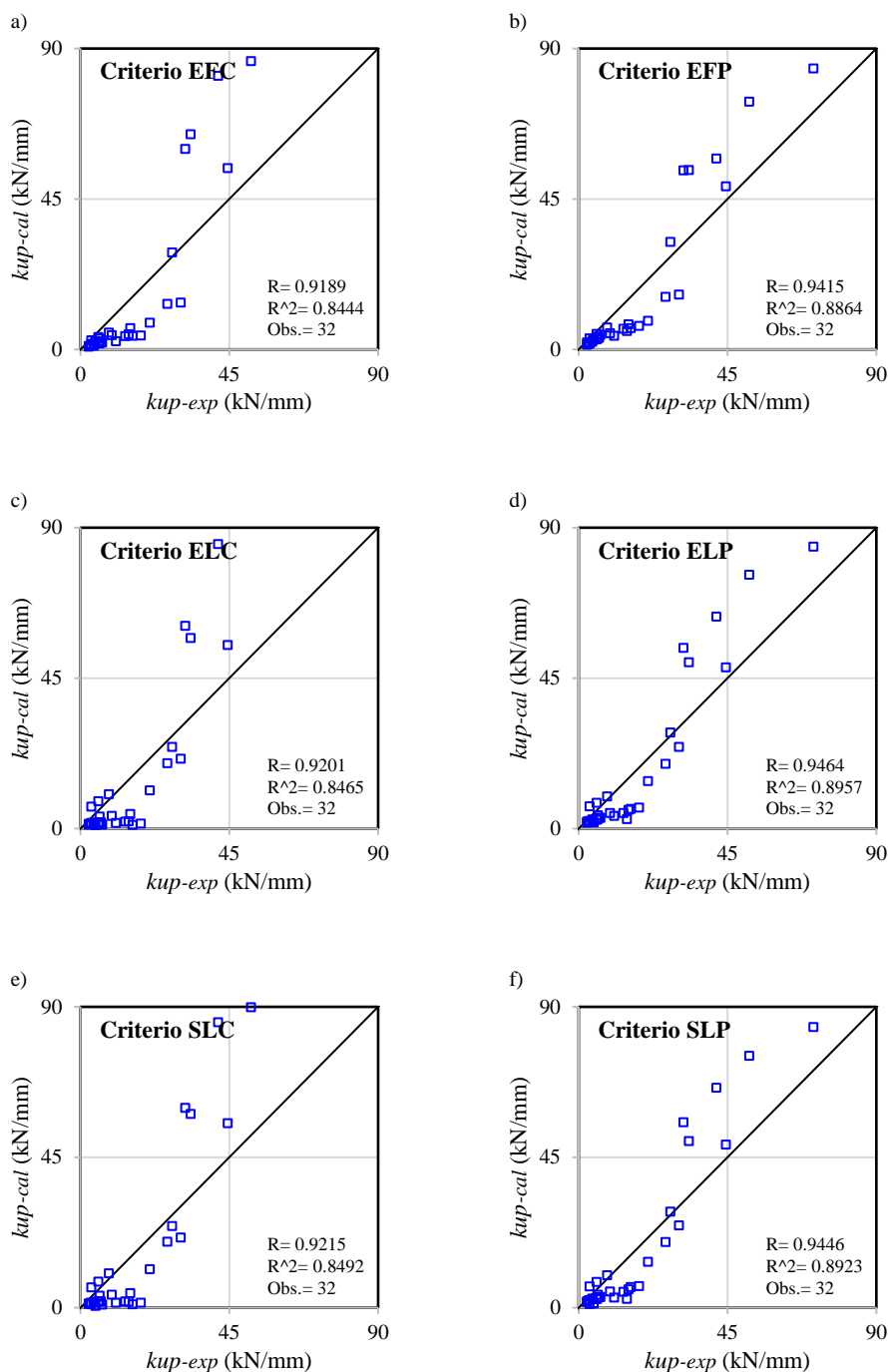
Figura H-4. Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos



Nota: Para cada criterio de modelamiento no lineal, se define un diagrama de correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos positivos, expresando el coeficiente de correlación de Pearson (R), el coeficiente de determinación (R²) y la cantidad de data analizada. Fuente: Elaboración propia.

ANEXO H.5: Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos

Figura H-5. Correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos



Nota: Para cada criterio de modelamiento no lineal, se define un diagrama de correlación de rigidez de descarga asociada al pinching en los lazos negativos, expresando el coeficiente de correlación de Pearson (R), el coeficiente de determinación (R²) y la cantidad de data analizada. Fuente: Elaboración propia.

REFERENCIAS

- [1] ACI. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, ACI 318-19. doi:10.14359/51716937
- [2] ASCE. (2017). *ASCE/SEI 41-17: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/9780784414859
- [3] ATC. (1999). *FEMA 307: Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Technical Resources*. Applied Technology Council (ATC 43 Project). Washington, DC.: Federal Emergency Management Agency . Retrieved from https://store.atcouncil.org/index.php?dispatch=products.view&product_id=88
- [4] Birely, A. (2013). *Seismic Performance of Slender Reinforced Concrete Structural Walls*. PhD thesis, University of Washington. Retrieved from <http://hdl.handle.net/1773/22577>
- [5] Capcha, E. (2017). *Modelamiento de muros delgados de concreto armado con elementos Lattice Truss*. Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima. Retrieved from <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/uni/12276>
- [6] Clark, B., Farrokhi, R., Abdelbadie, A., Epackachi, S., & Sadeghian, V. (2020). Macro Modelling of RC Shear Walls. *17th World Conference on Earthquake Engineering - 17WCEE*. Retrieved from https://www.researchgate.net/profile/Vahid-Sadeghian/publication/344358445_Macro_Modelling_of_RC_Shear_Walls/links/60d3338545851566d5843cee/Macro-Modelling-of-RC-Shear-Walls.pdf
- [7] CSI. (2008). *Technical Note: Material Stress-Strain Curves*. Computers & Structures, Inc.
- [8] CSI. (2017). *CSI Analysis Reference Manual. For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. Berkeley, California.
- [9] CSI. (2022a). *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, ETABS*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California. Retrieved from <https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- [10] CSI. (2022b). *Integrated Software for Structural Analysis and Design, SAP2000*. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California. Retrieved from <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
- [11] Dazio, A., Wenk, T., & Bachmann, H. (1999). *Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung (Tests on RC walls under cyclic-static action)*. ETH Zürich, Dep. of Civil, Env. and Geomatic Eng. Institute of Structural Engineering (IBK). Zurich, Switzerland: Birkhäuser. doi:10.3929/ethz-a-003862530

- [12] Dazio, A., Wenk, T., & Bachmann, H. (2009). Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures*, 31, 1556-1571. doi:10.1016/j.engstruct.2009.02.018.
- [13] Dowell, R., Seible, F., & Wilson, E. (1998). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 95, 607-617.
- [14] Estebes, D. (2019). *Recomendaciones para el modelado no lineal de muros acoplados de hormigón armado con elementos tipo shell y frame mediante un software comercial*. Master thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Departament d'Enginyeria Civil i Ambiental, Barcelona. Retrieved from <http://hdl.handle.net/2117/190116>
- [15] FEMA. (2009). *FEMA P-440A: Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response*. Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [16] Kolozvari, K., Kalbasi Anaraki, K., Orakcal, K., Massone, L., & Wallace, J. (2019). Shear-flexure-interaction models for planar and flanged reinforced concrete walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17. doi:10.1007/s10518-019-00658-5
- [17] Kolozvari, K., Piatos, G., & Beyer, K. (2017). Practical nonlinear modeling of U-shaped reinforced concrete walls under bi-directional loading. *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering*. Retrieved from <https://infoscience.epfl.ch/record/224468>
- [18] Lowes, L. N., Mitra, N., & Altoontash, A. (2003). *PEER Report 2003/10: A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames*. University of California, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA. Retrieved from <https://peer.berkeley.edu/publications/2003-10>
- [19] Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114, 1804-1826. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)
- [20] Moreno, D. (2021). *Simulación computacional de un muro de corte de sección U bajo cargas cíclicas biaxiales en Perform 3D*. Tesis de licenciatura, Universidad de Piura, Departamento de Ingeniería Civil, Piura, Perú. Retrieved from <https://hdl.handle.net/11042/5084>
- [21] NIST. (2010). *Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, A Guide for Practicing Engineers*. National Institute of Standards and Technology, NIST GCR 10-917-5. Retrieved from <https://www.nhrp.gov/pdf/nistgcr10-917-5.pdf>
- [22] NIST. (2013). *Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance-Based Seismic Engineering*. National Institute of Standards and Technology, Grant/Contract Reports (NISTGCR) 14-917-27. Retrieved from https://tsapps.nist.gov/publication/get_pdf.cfm?pub_id=915449

- [23] NIST. (2017). *Recommended Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, and Design*, NIST GCR 17-917-45. Applied Technology Council, Gaithersburg, Maryland. doi:10.6028/NIST.GCR.17-917-45
- [24] Park, R., & Kent, D. (1973). Cyclic load behaviour of reinforcing steel. *Strain*, 9, 98-103. doi:10.1111/j.1475-1305.1973.tb01816.x
- [25] Powell, G. (2010). *Modeling for Structural Analysis : Behavior and Basics*. Berkeley, California: CSI.
- [26] RNE. (2009). *Norma Técnica de Edificaciones - E.060: Concreto Armado*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Lima, Perú. Retrieved from <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- [27] Takeda, T., Sozen, M., & Nielsen, N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96, 2557-2573. doi:10.1061/JSDEAG.0002765
- [28] Tang, T., & Su, R. (2014). Shear and Flexural Stiffnesses of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Loading. *The Open Construction and Building Technology Journal* 8(1):104-121, 8(1), 104-121. doi:10.2174/1874836801408010104
- [29] Vargas, Á. (2018). *Análisis no lineal de edificios de muros de hormigón armado mediante Beam-Truss model*. Master thesis, Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Santiago. Retrieved from <https://repositorio.uc.cl/handle/11534/22248>
- [30] Whitman, Z. (2015). *Investigation of Seismic Failure Modes in Flexural Concrete Walls Using Finite Element Analysis*. Master thesis, University of Washington. Retrieved from <http://hdl.handle.net/1773/33674>

CRITERIOS DE MODELAMIENTO NO LINEAL DISPONIBLES EN LOS SOFTWARES ETABS Y SAP2000, CON BASE EN SHELL ELEMENTS, PARA LA ESTIMACIÓN DE COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO DE MUROS DE CONCRETO ARMADO DOMINADOS PO

INFORME DE ORIGINALIDAD

13%

INDICE DE SIMILITUD

11%

FUENTES DE INTERNET

8%

PUBLICACIONES

3%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1 domain.exive.com Fuente de Internet 1%

2 www.dspace.uce.edu.ec Fuente de Internet 1%

3 es.slideshare.net Fuente de Internet 1%

4 repositorio.unapiquitos.edu.pe Fuente de Internet 1%

5 core.ac.uk Fuente de Internet <1%

6 hdl.handle.net Fuente de Internet <1%

7 upcommons.upc.edu Fuente de Internet <1%

8

Fuente de Internet

<1 %

9

tesis.pucp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

10

www.researchgate.net

Fuente de Internet

<1 %

11

documentop.com

Fuente de Internet

<1 %

12

Rodríguez Gastelum Dagoberto.
"Comparación de modelos numéricos no
lineales de elementos de concreto reforzado",
TESIUNAM, 2022

Publicación

<1 %

13

Alessandro Dazio, Katrin Beyer, Hugo
Bachmann. "Quasi-static cyclic tests and
plastic hinge analysis of RC structural walls",
Engineering Structures, 2009

Publicación

<1 %

14

bibliotecadigital.univalle.edu.co

Fuente de Internet

<1 %

15

repositorio.uchile.cl

Fuente de Internet

<1 %

16

repositorio.unjbg.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

17

archivosdemedicinadeldeporte.com

Fuente de Internet

<1 %

18

Carrillo León Wilmer Julián. "Evaluación del comportamiento a cortante de muros de concreto para vivienda por medio de ensayos dinámicos", TESIUNAM, 2010

Publicación

<1 %

19

Guerrero Salazar Gonzalo. "Consideraciones teóricas para el diseño y análisis de la suspensión para el vehículo FSAE 2012", TESIUNAM, 2015

Publicación

<1 %

20

Velasquez Montoya Niel Ivan. "Comportamiento de muros de concreto normal sujeto a cargas laterales ciclicas", TESIUNAM, 2005

Publicación

<1 %

21

repositorio.ucv.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

22

es.scribd.com

Fuente de Internet

<1 %

23

repositorio.urp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

24

superacionymotivacionpersonal.es.tl

Fuente de Internet

<1 %

25

tesis.ucsm.edu.pe

<1 %

26

Alcala Ibarra Luis Eduardo, Valderrama Martinez Oscar. "Criterio de diseño por cortante en columnas de concreto reforzado", TESIUNAM, 1995

Publicación

<1 %

27

Sánchez Alejandro Alfredo. "Comportamiento sísmico de muros de concreto para vivienda", TESIUNAM, 2013

Publicación

<1 %

28

Quinta Choque Juan Marcos. "Modelos de comportamiento inelástico para elementos de concreto reforzado", TESIUNAM, 2000

Publicación

<1 %

29

repositorio.uandina.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

30

www.rfec.com

Fuente de Internet

<1 %

31

mafiadoc.com

Fuente de Internet

<1 %

32

manglar.uninorte.edu.co

Fuente de Internet

<1 %

33

bdigital.unal.edu.co

Fuente de Internet

<1 %

34	idoc.pub Fuente de Internet	<1 %
35	repositorio.uc.cl Fuente de Internet	<1 %
36	www.resilienciasismica.unam.mx Fuente de Internet	<1 %
37	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
38	Barragan Trinidad Raziel. "Ensayo de una vivienda a escala de dos niveles de mamposteria confinada", TESIUNAM, 2005 Publicación	<1 %
39	repositorio.ucsg.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
40	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
41	Submitted to Asian Institute of Technology Trabajo del estudiante	<1 %
42	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1 %
43	bibdigital.epn.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
44	Torres Matos Miguel Angel. "Estudio analítico-experimental de columna-cimentación	<1 %

prefabricada para puentes urbanos de
concreto reforzado en zonas sísmicas",
TESIUNAM, 2013

Publicación

45

repositorio.utelesup.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

46

qdoc.tips

Fuente de Internet

<1 %

47

www.nehrp.gov

Fuente de Internet

<1 %

48

nehrp.gov

Fuente de Internet

<1 %

49

Submitted to BENEMERITA UNIVERSIDAD
AUTONOMA DE PUEBLA BIBLIOTECA

Trabajo del estudiante

<1 %

50

nmce.kntu.ac.ir

Fuente de Internet

<1 %

51

Perez Navarrete David. "Comportamiento
sismico de tres tipos de conexion viga-
columna de elementos prefabricados",
TESIUNAM, 2001

Publicación

<1 %

52

biblioteca2.ucab.edu.ve

Fuente de Internet

<1 %

53

dspace.ucuenca.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

54

Submitted to
consultoriadeserviciosformativos

Trabajo del estudiante

<1 %

55

pirhua.udep.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

56

Kamal A. Ahmed, Laura N. Lowes, Dawn E. Lehman. "Investigation of the behavior of slender reinforced concrete walls with complex configurations using nonlinear finite element analysis", Resilient Cities and Structures, 2023

Publicación

<1 %

57

Li, Yongbo, Minqiang Xu, Yu Wei, and Wenhui Huang. "A new rolling bearing fault diagnosis method based on multiscale permutation entropy and improved support vector machine based binary tree", Measurement, 2016.

Publicación

<1 %

58

Luna Arroyo José Luis. "Estudio de los criterios del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares con base n marcos de concreto reforzado", TESIUNAM, 1999

Publicación

<1 %

59

Submitted to Swinburne University of Technology

Trabajo del estudiante

<1 %

60

repositorio.espe.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

61

Aguilar Gerardo. "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales", TESIUNAM, 1997

Publicación

<1 %

62

Submitted to University of the Philippines Los Banos

Trabajo del estudiante

<1 %

63

pt.scribd.com

Fuente de Internet

<1 %

64

www.mdpi.com

Fuente de Internet

<1 %

65

Ortiz Sánchez Arcangel. "Diseño sísmico de muros de concreto reforzado : bases para el diseño por desplazamientos", TESIUNAM, 2014

Publicación

<1 %

66

escholarship.org

Fuente de Internet

<1 %

67

openconstructionbuildingtechnologyjournal.com

Fuente de Internet

<1 %

68

Submitted to Universidad Nacional Jose Faustino Sanchez Carrion

Trabajo del estudiante

<1 %

69

Ramírez Quintero Diana Cristina. "Técnicas de rehabilitación de muros de mampostería", TESIUNAM, 2022

Publicación

<1 %

70

repositorio.uniandes.edu.co

Fuente de Internet

<1 %

71

ASCE, . "Supplement to Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-06)", Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2007.

Publicación

<1 %

72

repositorio.undac.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

73

Michael A. Walker. "An unusual tandem cyclization—Stevens rearrangement mediated by Ph₃P/DEAD or Bu₃P/ADDP", Tetrahedron Letters, 1996

Publicación

<1 %

74

koreascience.or.kr

Fuente de Internet

<1 %

75

Muhammad Ilyas, Awais Ahmad, Abdullah Riaz, Fayaz Ahmad Khan et al. "Review of Modeling Techniques for Analysis and Assessment of RC Beam–Column Joints Subjected to Seismic Loads", Materials, 2022

<1 %

76

Pinto Rodriguez Galvarino. "Evaluación del desempeño sísmico de puentes basado en desplazamientos", TESIUNAM, 2012

Publicación

<1 %

77

Ufuk Yazgan, Alessandro Dazio. "Simulating Maximum and Residual Displacements of RC Structures: I. Accuracy", Earthquake Spectra, 2020

Publicación

<1 %

78

dokumen.pub

Fuente de Internet

<1 %

79

Avalos Sandoval Karla Priscilla. "Propuesta de una metodología y utilización de las redes sociales en las organizaciones", TESIUNAM

Publicación

<1 %

80

carleton.ca

Fuente de Internet

<1 %

81

fedorabg.bg.ac.rs

Fuente de Internet

<1 %

82

Montiel Amaya Cristhian Alberto. "Método de análisis basado en desplazamientos con control de daño local y global para el diseño sísmico de edificios de concreto reforzado", TESIUNAM, 2021

Publicación

<1 %

83

Prado García Néstor Iván. "Comportamiento de pilas huecas de concreto reforzado de puentes ante carga lateral cíclica", TESIUNAM, 2014

Publicación

<1 %

84

creativecommons.org

Fuente de Internet

<1 %

85

Piedrahita Muñoz Isabel Cristina. "Análisis sísmico de edificios a base de muros estructurales de concreto reforzado con diferente confinamiento en sus elementos de borde", TESIUNAM, 2018

Publicación

<1 %

86

Richaud Díaz Maria Teresa, Cadena Barreto Rosalinda, Rivero Borrell Donath Nina Tatiana, Bermudez Ruano Maria Laura de Guadalupe. "Estudio normativo de las pruebas de aptitudes diferenciales D.A.T. de Bennett, Seashore y Wesman", TESIUNAM, 1975

Publicación

<1 %

87

coregroup.tecnico.ulisboa.pt

Fuente de Internet

<1 %

88

www.slideshare.net

Fuente de Internet

<1 %

89

www.yagua.com

Fuente de Internet

<1 %

90	journals.rifst.ac.ir Fuente de Internet	<1 %
91	ri.ues.edu.sv Fuente de Internet	<1 %
92	"Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado.", Pontificia Universidad Católica de Chile, 2016 Publicación	<1 %
93	Abugaber García Sergio. "El control interno y su relación con la rentabilidad y el valor en riesgo de las empresas bursátiles mexicanas", TESIUNAM, 2021 Publicación	<1 %
94	Aguirre Santa Cruz José Abraham. "Comparación del desempeño sísmico de una estructura de hospital equipada con diferentes sistemas de protección sísmica", TESIUNAM, 2020 Publicación	<1 %
95	moam.info Fuente de Internet	<1 %
96	repositorio.upci.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
97	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

98

Fuente de Internet

<1 %

99

www.hightechjournal.org

Fuente de Internet

<1 %

100

"Análisis sísmico de presas de arena de relave", Pontificia Universidad Católica de Chile, 2012

Publicación

<1 %

101

Chaar Casarrubia Yizath. "Evaluación de la rigidez lateral efectiva de muros de concreto reforzado", TESIUNAM, 2016

Publicación

<1 %

102

Ziewiec, K.. "Characterization of microstructures and amorphization in Ni-Cu-Fe-P system", Journal of Alloys and Compounds, 20090826

Publicación

<1 %

103

agenda.pucp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

104

go.gale.com

Fuente de Internet

<1 %

105

www.scielo.cl

Fuente de Internet

<1 %

106

"Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", American Society of Civil Engineers (ASCE), 2014

<1 %

107 Díaz Barriga Rivera Juan Carlos. "Diseño sísmico de columnas de marcos transversales de puentes urbanos de concreto reforzado basado en desplazamiento", TESIUNAM, 2007
Publicación <1 %

108 Submitted to Universidad de Lima
Trabajo del estudiante <1 %

109 "Efecto de la rigidez en el desempeño sísmico de edificios estructurados con muros de hormigón armado", Pontificia Universidad Católica de Chile, 2021
Publicación <1 %

110 Submitted to Universidad Católica de Trujillo
Trabajo del estudiante <1 %

111 Submitted to Universidad Continental
Trabajo del estudiante <1 %

112 Zúñiga Ontiveros Martín Daniel. "Comportamiento no lineal de un edificio de concreto reforzado instrumentado", TESIUNAM, 2021
Publicación <1 %

113 cict.umcc.cu
Fuente de Internet <1 %

114 p3.snf.ch
Fuente de Internet <1 %

115	pesquisa.bvsalud.org Fuente de Internet	<1 %
116	repositorio.ujcm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
117	Azar, Amin S.. "A heat source model for cold metal transfer (CMT) welding", Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, 2015. Publicación	<1 %
118	Dolores Cruz Axel. "Comparación de dos enfoques de modelado no lineal de muros de mampostería", TESIUNAM, 2022 Publicación	<1 %
119	Leal Graciano Jesús Martín. "Comportamiento de muros diafragma ante cargas laterales", TESIUNAM, 2018 Publicación	<1 %
120	R. Couto, I. Sousa, R. Bento, J.M. Castro. "Seismic vulnerability assessment of RC structures: research and practice at building level", Elsevier BV, 2022 Publicación	<1 %
121	Silva Arciniega Ma. del Rosario. "Escala de indetidad psicosocial emotiva para jovenes preparatorianos (EMIJ) de Rosario Silva", TESIUNAM, 1993 Publicación	<1 %

122	Fuente de Internet	<1 %
123	repositorio.usm.cl Fuente de Internet	<1 %
124	Submitted to uni Trabajo del estudiante	<1 %
125	web.wpi.edu Fuente de Internet	<1 %
126	"Recent Advances in Structural Engineering, Volume 2", Springer Science and Business Media LLC, 2019 Publicación	<1 %
127	Submitted to ECCI Trabajo del estudiante	<1 %
128	Escalante Cervera Victor Pastor. "Simulacion numerica y comportamiento no lineal y agrietamiento de elementos de concreto reforzado", TESIUNAM, 1997 Publicación	<1 %
129	Submitted to Pontificia Universidad Catolica de Chile Trabajo del estudiante	<1 %
130	de.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
131	repositorio.ulvr.edu.ec Fuente de Internet	<1 %

132	vsip.info Fuente de Internet	<1 %
133	www.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
134	Martinez Ramirez Eduardo. "Respuesta sismica elastica e inelastica de edificios de 15 y 25 niveles sin y con muros de concreto, dise?ados con los reglamentos RDF-93 y RDF-04", TESIUNAM, 2005 Publicación	<1 %
135	Reyes López Nahum Martín. "Rehabilitación de estructuras de concreto reforzado empleando dispositivos de control de respuesta sísmica basada en resiliencia", TESIUNAM, 2022 Publicación	<1 %
136	Submitted to Universidad Catolica De Cuenca Trabajo del estudiante	<1 %
137	prezi.com Fuente de Internet	<1 %
138	repositorio.autonoma.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
139	repositorio.continental.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
140	repositorio.ulasamericas.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

141	repository.unimilitar.edu.co Fuente de Internet	<1 %
142	www.mininterior.gov.ar Fuente de Internet	<1 %
143	www.neurologia.com.mx Fuente de Internet	<1 %
144	"Estudios regionales: análisis y propuestas de desarrollo económico y social", Universidad del Pacifico, 2021 Publicación	<1 %
145	A. Marzok, O. Lavan, A.N. Dancygier. "Predictions of moment and deflection capacities of RC shear walls by different analytical models", Structures, 2020 Publicación	<1 %
146	Cuadrado Barreto Gabriela Carla. "Modelo para la evaluación de la gestión del conocimiento de la universidad (MEGCU) : el caso de las universidades cofinanciadas de la República del Ecuador", TESIUNAM, 2017 Publicación	<1 %
147	Díaz Alcántara José Luis. "Criterios de aceptación para el diseño sísmico por desempeño y confiabilidad de edificios de concreto reforzado, con piso suave en planta baja, desplantados en suelos blandos de la Ciudad de México", TESIUNAM, 2008	<1 %

148 Escamilla García Marco Antonio. "Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares", TESIUNAM, 2010 $<1\%$
Publicación

149 Mendoza Cabrera Fernando. "Observancia del reglamento de construcciones en las edificaciones nuevas del Distrito Federal", TESIUNAM, 2013 $<1\%$
Publicación

150 Uribe Guerrero Luis Enrique. "Comportamiento no lineal ante cargas sísmicas y eólicas en estructuras", TESIUNAM, 2020 $<1\%$
Publicación

151 metrodequito.gob.ec $<1\%$
Fuente de Internet

152 paduaresearch.cab.unipd.it $<1\%$
Fuente de Internet

153 repositorio.uan.edu.co $<1\%$
Fuente de Internet

154 repositorio.ufpso.edu.co $<1\%$
Fuente de Internet

155 repositorio.unamba.edu.pe $<1\%$
Fuente de Internet

156	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
157	www.clubensayos.com Fuente de Internet	<1 %
158	www.construccionenacero.com Fuente de Internet	<1 %
159	www.justiniano.com Fuente de Internet	<1 %
160	www.manualslib.com Fuente de Internet	<1 %
161	www.ptolomeo.unam.mx:8080 Fuente de Internet	<1 %
162	"Aceleraciones de piso en edificios de estructuración mixta muros - marcos sometidos a excitaciones sísmicas", Pontificia Universidad Católica de Chile, 2012 Publicación	<1 %
163	Castillo Vargas Hector. "Confiabilidad de los metodos alternativos para el control de calidad del concreto in situ", TESIUNAM, 2002 Publicación	<1 %
164	Durán Hernández Roberto. "La influencia de las sobre-resistencias en la respuesta sismica inelastica de dos edificios de concreto reforzado danados en 1985", TESIUNAM, 1991 Publicación	<1 %

- | | | |
|-----|---|------|
| 165 | García Coronado Jessica. "Autoestima y uso de la red social Facebook en estudiantes de bachillerato : estudio descriptivo - correlacional", TESIUNAM, 2021
Publicación | <1 % |
| 166 | García, . "Outlet works", Dam Maintenance and Rehabilitation II, 2010.
Publicación | <1 % |
| 167 | Lizárraga Pereda José Francisco. "Comportamiento de muros de mampostería confinada con distintas configuraciones", TESIUNAM, 2011
Publicación | <1 % |
| 168 | María Carmen Castro Bugallo. "ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE SOPORTES DE HORMIGÓN DE ALTAS PRESTACIONES SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA", Universitat Politecnica de Valencia, 2016
Publicación | <1 % |
| 169 | Rivera Vargas Darío. "Diseño sismico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la Ciudad de Mexico", TESIUNAM, 2005
Publicación | <1 % |
| 170 | Texcalac Sangrador José Luis. "Evaluación de impacto en salud por exposición a contaminantes atmosféricos (PM2.5 y Ozono) en México", TESIUNAM, 2021 | <1 % |

171 Submitted to Universidad Tecnologica del Peru <1 %
Trabajo del estudiante

172 Villegas Miranda Juan Ramon. "Evaluacion de la seguridad estructural ante sismo de dos edificios escolares de acero tipo U-2 y U-1", TESIUNAM, 2005 <1 %
Publicación

173 aees.org.au <1 %
Fuente de Internet

174 asaee.org.br <1 %
Fuente de Internet

175 bdigital.dgse.uaa.mx:8080 <1 %
Fuente de Internet

176 doku.pub <1 %
Fuente de Internet

177 futur.upc.edu <1 %
Fuente de Internet

178 issuu.com <1 %
Fuente de Internet

179 oa.upm.es <1 %
Fuente de Internet

180 peer.berkeley.edu <1 %
Fuente de Internet

181	pt.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
182	repositorio.puce.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
183	repositorio.uncp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
184	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
185	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
186	repository.ucatolica.edu.co Fuente de Internet	<1 %
187	usermanual.wiki Fuente de Internet	<1 %
188	www.electromedik.com.ar Fuente de Internet	<1 %
189	www.nmc.org Fuente de Internet	<1 %
190	www.sirese.gov.bo Fuente de Internet	<1 %
191	www.wcee.nicee.org Fuente de Internet	<1 %
192	"Análisis no lineal de edificios de muros de hormigón armado mediante beam-truss	<1 %

193 Andrew Hardyniec, Finley Charney. "An investigation into the effects of damping and nonlinear geometry models in earthquake engineering analysis", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2015

<1 %

Publicación

194 Jordi Martínez Ventura. "Enseñanza de la Arquitectura y Educación para el desarrollo sostenible en España. Experiencia académica en grado y resultados de aprendizaje del alumnado del Máster Universitario en Arquitectura", Universitat Politecnica de Valencia, 2023

<1 %

Publicación

195 Osorio Santiago Julio Cesar. "Evaluacion del comportamiento estructural de una estructura continua tipo cajon de concreto reforzado en suelo compresible", TESIUNAM, 2007

<1 %

Publicación

196 Almaguer Carranza Virgilio. "Comparacion del comportamiento sismico inelastico de edificios de marcos de concreto reforzado, sin y con efectos de sobre-resistencia, diseñados

<1 %

con las normas del RDF-93 y RDF-2004",
TESIUNAM, 2005

Publicación

197 Macías Montes Laura Patricia. "La cohesión social y apropiación del espacio público como estrategia para su mantenimiento : caso de estudio : 2 parques en Tulancingo, Hidalgo", TESIUNAM, 2016 $<1\%$

Publicación

198 Michael F. J. Pisaric, Glen M. MacDonald, Les C. Cwynar, Andrei A. Velichko. "Modern Pollen and Conifer Stomates from North-central Siberian Lake Sediments: Their Use in Interpreting Late Quaternary Fossil Pollen Assemblages", Arctic, Antarctic, and Alpine Research, 2018 $<1\%$

Publicación

199 Ryan Hault, António A. Correia, João Pacheco de Almeida. "Beam-Truss Models to Simulate the Axial-Flexural-Torsional Performance of RC U-Shaped Wall Buildings", CivilEng, 2023 $<1\%$

Publicación

Excluir citas

Apagado

Excluir coincidencias

Apagado

Excluir bibliografía

Apagado