



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Comportamiento sísmico de
columnas de concreto reforzado
rehabilitadas con encamisados de
acero y con diferente medio de
contacto**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniera Civil

P R E S E N T A

Aracely Gomez Diaz

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2025



**PROTESTA UNIVERSITARIA DE INTEGRIDAD Y
HONESTIDAD ACADÉMICA Y PROFESIONAL
(Titulación con trabajo escrito)**



De conformidad con lo dispuesto en los artículos 87, fracción V, del Estatuto General, 68, primer párrafo, del Reglamento General de Estudios Universitarios y 26, fracción I, y 35 del Reglamento General de Exámenes, me comprometo en todo tiempo a honrar a la institución y a cumplir con los principios establecidos en el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente con los de integridad y honestidad académica.

De acuerdo con lo anterior, manifiesto que el trabajo escrito titulado COMPORTAMIENTO SISMICO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO REHABILITADAS CON ENCAMISADOS DE ACERO Y CON DIFERENTE MEDIO DE CONTACTO que presenté para obtener el título de INGENIERO CIVIL es original, de mi autoría y lo realicé con el rigor metodológico exigido por mi Entidad Académica, citando las fuentes de ideas, textos, imágenes, gráficos u otro tipo de obras empleadas para su desarrollo.

En consecuencia, acepto que la falta de cumplimiento de las disposiciones reglamentarias y normativas de la Universidad, en particular las ya referidas en el Código de Ética, llevará a la nulidad de los actos de carácter académico administrativo del proceso de titulación.

ARACELY GÓMEZ DÍAZ
Número de cuenta: 420055491

DEDICATORIA

A mis padres: Sebastián y Elia,
Por su amor y su apoyo incondicional

A mis hermanos: Lorena, Soledad y Jesús,
Por su paciencia y su apoyo

A todos los que siempre creyeron en mí,
Por motivarme a seguir

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por darme la oportunidad de crecer académica, personal y profesionalmente, por brindarme los recursos y las herramientas necesarias para lograrlo, por permitirme vivir experiencias increíbles y por todas las enseñanzas y aprendizajes que me dejó.

A mi asesor y director de tesis, el Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro por su orientación, su tiempo, su dedicación, su paciencia, su apoyo, su sabiduría, sus consejos y sus enseñanzas. Por haberme guiado a lo largo de todo este tiempo y por ser una inspiración para mí.

Al Dr. Gerardo Rodríguez, al Dr. Luis Antonio García, al M.I. Takashi Sepúlveda y al M.I. Octavio García, por sus comentarios, su tiempo, su compromiso, sus recomendaciones y sus observaciones para culminar satisfactoriamente esta tesis.

Al CENAPRED y a sus colaboradores, al Dr. Oscar López Bátiz, a los estudiantes del servicio social y al personal del Instituto de Ingeniería por haber apoyado en la realización de las pruebas experimentales de este proyecto. Especial agradecimiento al M.I. Juan José Gómez y al Ing. Osvaldo Contreras por ayudarme y aconsejarme cuando lo necesité.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por abrirme sus puertas, por permitirme ser parte del equipo y por haberme brindado una beca económica para la realización de mis actividades académicas.

A mis compañeros de investigación del Instituto de Ingeniería, especialmente a la Ing. Vanessa González, a la Ing. Karen Sosa y al Ing. Enoc Vázquez por su colaboración, su compromiso, su esfuerzo, su trabajo, su dedicación y su apoyo en este proyecto. Trabajar con ustedes fue una grata experiencia.

A todos los profesores que compartieron sus conocimientos conmigo, que resolvieron mis dudas y que me ayudaron con mi formación académica y profesional. Especialmente quiero agradecer al M.E.M. Enrique Arenas por haber creído en mí y por haberme motivado. Desafortunadamente no pudo verme realizada como Ingeniera, pero su legado y sus enseñanzas siempre vivirán en mí.

A mis amigos por apoyarme, por comprenderme, por escucharme, por ayudarme, por motivarme, por acompañarme en esta aventura y por hacer que la universidad fuera más divertida. Un agradecimiento especial al Ing. Daniel Alarcón que ha estado conmigo desde el primer semestre y a quienes alguna vez fueron parte importante de mi vida, pero por distintas razones nos distanciamos.

A mis compañeros de clase, de carrera y de los distintos capítulos estudiantiles en los que estuve por su colaboración, su apoyo y su trabajo en equipo. Por haberme compartido sus conocimientos y por haberme ayudado cuando tenía dudas.

Al Ing. César Noguez por su comprensión, su amor, su paciencia y su tiempo. Por estar a mi lado, por creer en mí y por apoyarme incondicionalmente.

A mi estimado amigo, el Ing. Daniel Gutiérrez por su gran ayuda con este proyecto, por apoyarme, por escucharme, por comprenderme, por aconsejarme y por su valiosa amistad.

Al señor Antonio Velázquez y a la señora Teresa Martínez por abrirme las puertas de su casa y por ayudarme en muchas cosas desde que llegué a vivir a la Ciudad de México.

A la Lic. Fabiola Platón por ser una excelente roomie, por apoyarme y por hacerme reír.

Y en general, a todos los que fueron parte del proceso e hicieron esto posible.

RESUMEN

El 19 de septiembre de 2017 ocurrió un sismo con una magnitud de 7.1 en la Ciudad de México que dejó 39 edificios colapsados y cientos más con daños en su estructura. La mayoría de los edificios dañados eran estructuras construidas en la década de 1960 y tenían deficiencias estructurales como: refuerzo transversal insuficiente y con separaciones muy grandes, ganchos de estribos a 90° , uso de concreto con una resistencia a la compresión relativamente baja, entre otras. Después del sismo, algunos de los edificios dañados se rehabilitaron con encamisados de acero a base de ángulos y soleras para mejorar su comportamiento sísmico. Derivado de esto, investigadores y alumnos del Instituto de Ingeniería de la UNAM decidieron realizar un estudio experimental de columnas de concreto reforzado con esas deficiencias estructurales y las rehabilitaron con encamisados de acero para analizar su desempeño sísmico. El objetivo de la investigación era desarrollar criterios de diseño y retroalimentar las normativas actuales. Una de las variables que se estudiaron y que se aborda en el presente trabajo fue el medio de contacto entre el encamisado y el concreto de la columna.

Las columnas tenían una sección transversal de 90 x 45 cm y una altura de 170 cm. Su refuerzo longitudinal consistió en 16 barras corrugadas de acero del no. 8 y su refuerzo transversal de estribos del no. 3 separados a cada 40 cm. Los encamisados estaban compuestos por ángulos de 4 pulg por lado y 3/8 pulg de espesor y por soleras de 3 pulg de ancho por 1/4 pulg de espesor. Las soleras tenían una separación de 42.5 cm que equivalían a la mitad del peralte la columna en la dirección de la carga. Uno de los especímenes tenía *grout* (mortero fluido) como medio de contacto y se le denominó S-3-h/2-A-4-G y el otro espécimen no tenía medio de contacto y se le denominó S-3-h/2-A-4-SG. Ambos especímenes se sometieron a una carga axial constante y a cargas cíclicas laterales.

Después de realizar las pruebas y de analizar los datos se llegó a la conclusión de que es necesario colocar un medio de contacto entre el concreto y el encamisado como el *grout*. A pesar de que las dos columnas presentaron una falla por flexocortante, la columna S-3-h/2-A-4-G mostró un comportamiento superior en todos los aspectos y trabajó de manera más eficiente. Esta columna tuvo una mayor resistencia a cortante, tuvo una mejor capacidad de deformación, tuvo una mayor ductilidad, confinó de mejor manera al concreto, tuvo una menor degradación de la rigidez, disipó más energía y transmitió de forma adecuada los esfuerzos hacia el encamisado.

ABSTRACT

On September 19, 2017, a magnitude 7.1 earthquake struck Mexico City, leaving 39 buildings collapsed and hundreds more with structural damage. Most of the damaged buildings were structures built in the 1960s and had structural deficiencies such as insufficient transverse reinforcement with very large spacings, 90-deg hooks in stirrups, and the use of concrete with relatively low compressive strength, among others. After the earthquake, some of the damaged buildings were rehabilitated with steel jackets made of steel angles and battens to improve their seismic performance. As a result, researchers and students from the UNAM Engineering Institute decided to conduct an experimental study of different reinforced concrete columns with these structural deficiencies and rehabilitated them with steel jackets. This allowed the development of design criteria and feedback to current regulations. One of the variables studied and addressed in this paper was the contact material between the jacket and the concrete column.

The columns had a cross section of 90 x 45 cm and a height of 170 cm. Their longitudinal reinforcement consisted of 16 No. 8 steel bars and their transverse reinforcement consisted of No. 3 stirrups spaced at 40 cm. The jackets consisted of 4 in. angles per side and 3/8 in. thick and 3 in. wide by 1/4 in. thick straps. The straps were spaced 42.5 cm apart, which was equivalent to one half the column depth in the loading direction. One specimen had grout as the contact medium and was designated S-3-h/2-A-4-G, and the other specimen did not have contact material and was designated S-3-h/2-A-4-SG. Both specimens were subjected to a constant axial load and to lateral cyclic loading.

After conducting the tests and analyzing the data, it was concluded that contact material, such as grout, was necessary between the concrete and the jacket. Although both columns failed due to flexure-shear, column S-3-h/2-A-4-G performed better. This column had greater shear strength, longer deformation capacity, greater ductility, better confinement of the concrete, lesser stiffness degradation, more energy dissipation, and adequately transmitted stresses to the jacket.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
Justificación.....	2
Objetivo general	2
Objetivos específicos.....	2
Alcances	2
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES	3
1.1 Sismo del 19 de septiembre de 2017	3
1.1.1 Daños de los edificios después del sismo.....	3
1.2 Estudio experimental de columnas de concreto reforzado rehabilitadas con encamisados metálicos	4
1.2.1 Fase I (Carga lateral).....	4
1.2.2 Fase II (Carga lateral y axial).....	8
1.3 Encamisado de acero a base de ángulos y soleras.....	8
1.4 Normativa.....	9
1.5 Investigación	9
1.5.1 México (González et al., 2007)	10
1.5.2 México (Ascencio, 2005)	11
1.5.3 China (Xu et al., 2018).....	14
1.5.4 Japón (Fukuyama et al., 2000)	15
1.5.5 Estados Unidos de América (Aboutaha, 1994)	16
CAPÍTULO 2 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	19
2.1 Descripción de los especímenes	19
2.2 Encamisados de acero	20
2.2.1 Cumplimiento de la Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes 2023.....	21
2.3 Proceso constructivo	22
2.3.1 Habilitado de acero.....	22
2.3.2 Armado de acero	23
2.3.3 Instrumentación interna.....	24
2.3.4 Cimbra.....	25
2.3.5 Colocación del concreto	26
2.3.6 Encamisado de acero.....	27
2.4 Propiedades de los materiales	28

2.4.1	Concreto	28
2.4.1.1	Prueba de revenimiento	28
2.4.2	Acero	33
2.4.2.1	Acero de refuerzo	33
2.4.2.2	Acero de los encamisados	35
2.4.3	Mortero (Grout).....	37
2.5	Diseño de los especímenes.....	38
2.5.1	Diseño a flexión	38
2.5.1.1	NTC - Concreto 2023	38
2.5.2	Diseño a cortante.....	40
2.5.2.1	NTC - Concreto 2023	40
2.5.2.2	NTC – Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes 2023	41
2.6	Marco de carga.....	42
2.6.1	Carga axial.....	42
2.6.2	Carga lateral	45
2.7	Instrumentación externa	46
2.7.1	Celdas de carga.....	47
2.7.2	Transductores de desplazamiento.....	47
2.7.3	Deformímetros eléctricos	50
2.7.4	Registro de datos	51
2.8	Programa de carga.....	52
CAPÍTULO 3 DESARROLLO DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES.....		54
3.1	Columna S-3-H/2-A-4-SG	54
3.2	Columna S-3-H/2-A-4-G.....	61
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ESPECÍMENES.....		70
4.1	Distorsión y curvas de histéresis	70
4.1.1	Columna S-3-h/2-A-4-SG	71
4.1.2	Columna S-3-h/2-A-4-G	72
4.2	Deformación angular.....	73
4.2.1	Columna S-3-h/2-A-4-SG	75
4.2.2	Columna S-3-h/2-A-4-G	76
4.3	Rotación y curvatura	77
4.3.1	Columna S-3-h/2-A-4-SG	79
4.3.1.1	Zapata.....	81

4.3.2 Columna S-3-h/2-A-4-G	81
4.3.2.1 Zapata	82
4.4 Análisis de los deformímetros	82
4.4.1 Columna S-3-h/2-A-4-SG	83
4.4.1.1 Instrumentación interna	83
4.4.1.2 Instrumentación externa	86
4.4.2 Columna S-3-h/2-A-4-G	90
4.4.2.1 Instrumentación interna	90
4.4.2.2 Instrumentación externa	95
4.5 Contribución del encamisado de acero	99
4.5.1 Soleras	99
4.5.2 Ángulos	101
4.6 Desplazamiento relativo del encamisado	102
4.7 Variación de la carga axial	103
CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS	104
5.1 Envoltente de respuesta	104
5.2 Degradación de la rigidez	105
5.3 Disipación de la energía	106
5.4 Amortiguamiento viscoso equivalente	108
5.5 Tipo de falla en los especímenes	110
5.5.1 S-3-h/2-A-4-SG	111
5.5.2 S-3-h/2-A-4-G	111
5.6 Predicción de la resistencia a fuerza cortante	112
5.7 Capacidad de deformación	113
5.8 Efecto de la carga axial sobre las columnas encamisadas	115
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	116
REFERENCIAS	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Variables de los encamisados de las columnas.	4
Tabla 1.2 Ductilidad de cada espécimen (Alcocer et al., 2024).	8
Tabla 2.1 Resultados obtenidos en la prueba de compresión de los cilindros de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	31
Tabla 2.2 Resultados obtenidos en la prueba de compresión de los cilindros de la columna S-3-h/2-A-4-G.	32
Tabla 2.3 Resultados obtenidos en la prueba de tensión de las probetas de las barras del no. 3.	34
Tabla 2.4 Resultados obtenidos en la prueba de tensión de las probetas de las barras del no. 8.	34
Tabla 2.5 Resultados obtenidos en la prueba de tensión de las probetas de las soleras.	36
Tabla 2.6 Resultados obtenidos en la prueba de tensión de las probetas de los ángulos.	36
Tabla 2.7 Resultados obtenidos en la prueba de compresión de los cubos de grout.	38
Tabla 2.8 Resistencia a flexión según la NTC - Concreto 2023.	39
Tabla 2.9 Resistencia a cortante según la NTC - Concreto 2023.	41
Tabla 2.10 Resistencia a cortante según la NTC - Evaluación y Rehabilitación 2023.	42
Tabla 2.11 Historia de carga.	53
Tabla 4.1 Fluencia de los deformímetros eléctricos del acero de refuerzo de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	85
Tabla 4.2 Fluencia de los deformímetros eléctricos del encamisado de acero de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	89
Tabla 4.3 Fluencia de los deformímetros eléctricos del acero de refuerzo de la columna S-3-h/2-A-4-G.	93
Tabla 4.4 Fluencia de los deformímetros eléctricos del encamisado de acero de la columna S-3-h/2-A-4-G.	98
Tabla 5.1 Error entre las resistencias medidas y nominales.	112
Tabla 5.2 Ductilidad obtenida en cada espécimen.	115
Tabla 6.1 Recomendaciones para modificar algunos de los criterios de la NTC-ER 2023.	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 En los puntos rojos se localización los edificios colapsados o con graves daños debido al sismo del 19 de septiembre de 2024. La zona de transición se presenta en tonos grises. (Cruz et al., 2017)	3
Figura 1.2 Configuración de los encamisados de las columnas (Alcocer et al., 2024).	6
Figura 1.3 Envoltorio de respuesta de los especímenes (Alcocer et al., 2024).	6
Figura 1.4 Degradación de la rigidez de los especímenes (Alcocer et al., 2024).	7
Figura 1.5 Disipación de energía de los especímenes (Alcocer et al., 2024).	7
Figura 1.6 Ductilidad absoluta en cada espécimen (Alcocer et al., 2024).	7
Figura 1.7 Columna encamisada con acero (Alcocer et al., 2019).	9
Figura 1.8 Dimensiones de los especímenes (González et al., 2007).	10
Figura 1.9 Marco de carga de las pruebas (González et al., 2007).	10
Figura 1.10 Falla común de un espécimen (González et al., 2007).	11
Figura 1.11 Refuerzo de los especímenes (Ascencio, 2005).	12
Figura 1.12 Esquema de los encamisados de acero (Ascencio, 2005).	12
Figura 1.13 Marco de carga. A la izquierda, la primera configuración; a la derecha, la segunda configuración (Ascencio, 2005).	13
Figura 1.14 Columna C-66-R. A la izquierda, antes de la prueba; al centro, durante; a la derecha, después (Ascencio, 2005).	14
Figura 1.15 Dimensiones de los especímenes en mm (Xu et al., 2018).	14
Figura 1.16 Configuración del marco de carga (Xu et al., 2018).	15
Figura 1.17 Características de los especímenes ensayados (Fukuyama et al., 2000).	16
Figura 1.18 Sección transversal y armado de los tipos de columnas de la fase I (1 pie = 0.30 m, 1 pulg = 2.54 cm) (Aboutaha, 1994).	17
Figura 1.19 Sección transversal y armado de los tipos de columnas de la fase II (1 pie = 0.30 m, 1 pulg = 2.54 cm) (Aboutaha, 1994).	18
Figura 2.1 Vista isométrica de los especímenes.	19
Figura 2.2 Barras de acero de refuerzo de la columna.	20
Figura 2.3 Encamisados de las columnas ensayadas.	20
Figura 2.4 Vista en planta de las columnas a ensayar.	21
Figura 2.5 Habilitado de acero.	23
Figura 2.6 Realización del armado de acero.	23
Figura 2.7 Colocación de un deformímetro eléctrico en la barra de acero.	24
Figura 2.8 Ubicación de los deformímetros eléctricos con su respectiva designación.	25
Figura 2.9 Fabricación de la cimbra del espécimen.	26

Figura 2.10 Colocación del concreto. A la izquierda de la zapata, a la derecha de la columna.	26
Figura 2.11 Elaboración del encamisado que no lleva grout como medio de contacto.	27
Figura 2.12 Soldadura del encamisado que lleva grout como medio de contacto.	27
Figura 2.13 Cimbra para colocar el grout.	28
Figura 2.14 Realización de la prueba de revenimiento para el concreto que se utilizó para las columnas.	29
Figura 2.15 Nivelación de los cilindros de concreto.	30
Figura 2.16 Cabeceo de los cilindros.	30
Figura 2.17 Prueba de compresión de los cilindros (a la izquierda cilindro antes de la prueba, a la derecha cilindro después de la prueba).	31
Figura 2.18 Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de los cilindros ensayados.	32
Figura 2.19 Pruebas de tensión de las barras de refuerzo.	33
Figura 2.20 Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de las probetas de acero de las barras de refuerzo (arriba de las barras del no. 3, abajo de las barras del no. 8).	34
Figura 2.21 Prueba de tensión de una de las probetas de las soleras (al centro probeta antes de la prueba, a la derecha probeta después de la prueba).	35
Figura 2.22 Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de las probetas de acero de los encamisados (arriba de las soleras, abajo de los ángulos).	36
Figura 2.23 Realización de los cubos de grout.	37
Figura 2.24 Pruebas de compresión en los cubos de grout.	37
Figura 2.25 Sección transversal de la columna, estado de deformación y distribución de esfuerzos.	39
Figura 2.26 Configuración del marco de carga axial (vista de perfil).	43
Figura 2.27 Configuración del marco de carga axial (vista en planta).	43
Figura 2.28 Simplificación del arreglo de carga axial como una viga isostática.	44
Figura 2.29 Marco de carga axial.	44
Figura 2.30 Configuración del marco de carga lateral (vista de perfil).	45
Figura 2.31 Configuración del marco de carga lateral (vista en planta).	46
Figura 2.32 Altura de la aplicación de la carga lateral.	46
Figura 2.33 Nomenclatura de las celdas de carga.	47
Figura 2.34 Transductores para medir el desplazamiento de la columna ante carga axial (cara Norte).	48
Figura 2.35 Nomenclatura de la instrumentación de la carga axial.	48
Figura 2.36 Transductores de desplazamiento colocados en el espécimen.	49
Figura 2.37 Nomenclatura de la instrumentación colocada en los especímenes.	49
Figura 2.38 Nomenclatura de los deformímetros eléctricos del encamisado.	50
Figura 2.39 Deformímetros eléctricos colocados en el encamisado de acero.	51

Figura 2.40 Data logger TDS-540 empleado durante la prueba.....	51
Figura 2.41 Gráfico del control por carga.....	52
Figura 2.42 Gráfico del control por desplazamiento.....	52
Figura 3.1 Espécimen S-3-h/2-A-4-SG antes de iniciar la prueba con todos los instrumentos colocados.....	54
Figura 3.2 Aparición de la primera grieta inclinada en la cara Norte (ciclo 1, distorsión +0.5%)....	55
Figura 3.3 Primera grieta por flexión en la cara Este (ciclo 1, distorsión +0.5%).	55
Figura 3.4 Grieta por cortante en la cara Norte (ciclo 1, distorsión -0.5%).	56
Figura 3.5 Aparición de la primera grieta en la zapata en la cara Norte (ciclo 3, distorsión +1%). .	56
Figura 3.6 Grietas de control A y Z (ciclo 4, distorsión ++1%).....	57
Figura 3.7 Desprendimiento de la pintura de cal en la cara Este (ciclo 6, distorsión ++1.5%).....	57
Figura 3.8 A la izquierda: grieta de control A. A la derecha: desprendimiento del recubrimiento de la cara Este (ciclo 7, distorsión +2%).....	58
Figura 3.9 Desprendimiento del recubrimiento de la cara Norte (ciclo 8, distorsión --2%).	58
Figura 3.10 Agrietamiento inclinado súbito del concreto y desprendimiento de la pintura de cal en la solera central de la cara Norte (ciclo 9, distorsión +2.5%).	59
Figura 3.11 Grietas formadas en la parte superior del espécimen (ciclo 10, distorsión --2.5%).....	59
Figura 3.12 Desprendimiento de la pintura de la solera central de la cara Este (ciclo 11, distorsión -3%).	60
Figura 3.13 Grieta de control B (ciclo 12, distorsión ++3%).....	60
Figura 3.14 Cara Norte del espécimen al finalizar la prueba.	61
Figura 3.15 Espécimen S-3-h/2-A-4-G antes de iniciar la prueba con todos los instrumentos colocados.....	61
Figura 3.16 Aparición de la primera grieta por cortante en la cara Norte (ciclo 1, distorsión +0.5%).	62
Figura 3.17 Aparición de la primera grieta horizontal por flexión en la cara Este (ciclo 2, distorsión ++0.5%).....	62
Figura 3.18 Definición de la grieta de control A y aparición de las primeras grietas en la zapara en la cara Norte (ciclo 3, distorsión +1%).	63
Figura 3.19 Grieta de control Z y agrietamiento del grout en la cara Norte (ciclo 3, distorsión -1%).	63
Figura 3.20 Grieta de control Y en la cara Norte (ciclo 7, distorsión -2%).	64
Figura 3.21 Agrietamiento del grout en la cara Norte (ciclo 9, distorsión -2.5%).....	64
Figura 3.22 Desprendimiento de la pintura de cal en la solera superior de la cara Norte (ciclo 11, distorsión -3%).	65
Figura 3.23 Aplastamiento del recubrimiento en la cara Sur (ciclo 12, distorsión ++3%).	65
Figura 3.24 Separación del grout en la solera inferior de la cara Norte (ciclo 12, distorsión --3%).	66

Figura 3.25 A la izquierda, aplastamiento del recubrimiento del concreto y grieta inclinada de control B en la cara Norte. A la derecha, agrietamiento súbito del concreto en la cara sur (ciclo 13, distorsión +3.5%).	66
Figura 3.26 Aplastamiento del concreto en la cara Sur (ciclo 14, distorsión --3.5%).	67
Figura 3.27 A la izquierda, desprendimiento de la pintura de cal en la solera intermedia en la cara Este. A la derecha, agrietamiento inclinado en la cara Este (ciclo 16, distorsión --4%).	67
Figura 3.28 A la izquierda, zona del aplastamiento. A la derecha, aplastamiento del concreto en la cara Sur (ciclo 17, distorsión +4.5%).	68
Figura 3.29 Barra longitudinal pandeada de la cara Norte (ciclo 18, distorsión ++4.5%).	68
Figura 3.30 Cara Norte del espécimen al finalizar la prueba.	69
Figura 3.31 Barras longitudinales pandeadas de la cara Norte.	69
Figura 4.1 Distorsión de los especímenes ensayados.	70
Figura 4.2 Componentes de la distorsión.	71
Figura 4.3 Curva de histéresis de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	72
Figura 4.4 Curva de histéresis de la columna S-3-h/2-A-4-G.	73
Figura 4.5 Regiones en las que se obtuvo la deformación angular de la columna.	74
Figura 4.6 Representación de la deformación angular de la columna para la Región C.	74
Figura 4.7 Deformación angular en la Región A de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	75
Figura 4.8 Deformación angular en la Región B de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	75
Figura 4.9 Deformación angular en la Región C de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	76
Figura 4.10 Deformación angular en la Región A de la columna S-3-h/2-A-4-G.	76
Figura 4.11 Deformación angular en la Región B de la columna S-3-h/2-A-4-G.	77
Figura 4.12 Deformación angular en la Región C de la columna S-3-h/2-A-4-G.	77
Figura 4.13 Obtención de la rotación en los especímenes.	78
Figura 4.14 Regiones en las que se obtuvo la rotación de la columna.	79
Figura 4.15 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 1 de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	79
Figura 4.16 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 2 de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	80
Figura 4.17 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 3 de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	80
Figura 4.18 Rotación de la columna S-3-h/2-A-4-SG a lo largo de su altura.	80
Figura 4.19 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 1 de la columna S-3-h/2-A-4-G.	81
Figura 4.20 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 2 de la columna S-3-h/2-A-4-G.	81

Figura 4.21 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 3 de la columna S-3-h/2-A-4-G.....	82
Figura 4.22 Rotación de la columna S-3-h/2-A-4-G a lo largo de su altura.	82
Figura 4.23 Historia de deformación unitaria del deformímetro SLN10.	83
Figura 4.24 Historia de deformación unitaria de los deformímetros SLN81 y SLN11.....	83
Figura 4.25 Historia de deformación unitaria del deformímetro SLN12.	84
Figura 4.26 Historia de deformación unitaria de los deformímetros SLN83 y SLN13.....	84
Figura 4.27 Historia de deformación unitaria del deformímetro SLN31.	84
Figura 4.28 Historia de deformación unitaria del deformímetro SLS11.....	85
Figura 4.29 Historia de deformación unitaria del deformímetro STN1.	85
Figura 4.30 Distribución de deformaciones de la barra indicada de la columna S-3-h/2-A-4-SG....	86
Figura 4.31 Historia de deformación unitaria del deformímetro AL2.	87
Figura 4.32 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AL3 y AL4.....	87
Figura 4.33 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AL5 y AL6.....	87
Figura 4.34 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AL7 y AL8.....	88
Figura 4.35 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AS1, AS2 y AS3.	88
Figura 4.36 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AA1 y AA3.....	88
Figura 4.37 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AA2 y AA4.....	89
Figura 4.38 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AA5 y AA6.....	89
Figura 4.39 Deformímetros colocados en acero que fluyó del encamisado.....	90
Figura 4.40 Historia de deformación del deformímetro SLN80.	91
Figura 4.41 Historia de deformación de los deformímetros SLN81 y SLN11.....	91
Figura 4.42 Historia de deformación de los deformímetros SLN82 y SLN12.....	91
Figura 4.43 Historia de deformación de los deformímetros SLN83 y SLN13.....	92
Figura 4.44 Historia de deformación de los deformímetros SLN61 y SLN31.....	92
Figura 4.45 Historia de deformación de los deformímetros SLS11 y SLS81.....	92
Figura 4.46 Historia de deformación de los deformímetros STS1 y STN1.	93
Figura 4.47 Historia de deformación del deformímetro STS2.....	93
Figura 4.48 Distribución de deformaciones de la barra indicada de la columna S-3-h/2-A-4-G.....	94
Figura 4.49 Distribución de deformaciones de la barra indicada de la columna S-3-h/2-A-4-G.....	95
Figura 4.50 Historia de deformación de los deformímetros AL1 y AL2.	95
Figura 4.51 Historia de deformación de los deformímetros AL3 y AL4.	96
Figura 4.52 Historia de deformación de los deformímetros AL5 y AL6.	96
Figura 4.53 Historia de deformación de los deformímetros AL7 y AL8.	96
Figura 4.54 Historia de deformación de los deformímetros AS1, AS2 y AS3.	97

Figura 4.55 Historia de deformación de los deformímetros AA1 y AA3.	97
Figura 4.56 Historia de deformación del deformímetro AA4.	97
Figura 4.57 Historia de deformación de los deformímetros AA5 y AA6.	98
Figura 4.58 Historia de deformación del deformímetro AS4.	98
Figura 4.59 Deformímetros colocados en acero que fluyó del encamisado.	99
Figura 4.60 Deformación unitaria de los deformímetros colocados en los extremos de las soleras.	100
Figura 4.61 Esquema de la doble curvatura de la solera central.	100
Figura 4.62 Solera central de los especímenes.	100
Figura 4.63 Distribución de deformaciones unitarias del ángulo indicado de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	101
Figura 4.64 Distribución de deformaciones unitarias del ángulo indicado de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	101
Figura 4.65 Distribución de deformaciones unitarias del ángulo indicado de la columna S-3-h/2-A-4-G.	102
Figura 4.66 Desplazamiento entre el encamisado y el concreto.	103
Figura 4.67 Variación de la carga axial.	103
Figura 5.1 Envolvente de respuesta de los especímenes.	104
Figura 5.2 Regiones que describen el comportamiento de las columnas.	104
Figura 5.3 Cálculo de la rigidez de ciclo.	105
Figura 5.4 Degradación de la rigidez de los dos especímenes.	106
Figura 5.5 Esquema del cálculo de la energía disipada.	107
Figura 5.6 Energía disipada acumulada de los dos especímenes.	108
Figura 5.7 Agrietamiento de los especímenes a 2% de distorsión.	108
Figura 5.8 Esquema del cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente.	109
Figura 5.9 Factor de amortiguamiento viscoso equivalente de las dos columnas.	110
Figura 5.10 Clasificación de los tipos de falla de una columna de concreto reforzado. (A) falla por corte, (B) falla por flexocortante y (C) falla por flexión (Yoshikawa, 2001).	110
Figura 5.11 Deformímetros que fluyeron y la distorsión a la que lo hicieron de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	111
Figura 5.12 Deformímetros que fluyeron y la distorsión a la que lo hicieron de la columna S-3-h/2-A-4-G.	112
Figura 5.13 Curva bilineal idealizada.	114
Figura 5.14 Curva bilineal de la columna S-3-h/2-A-4-SG.	114
Figura 5.15 Curva bilineal de la columna S-3-h/2-A-4-G.	115

INTRODUCCIÓN

La Ciudad de México está ubicada en una zona de alta actividad sísmica, ya que está rodeada por tres placas tectónicas: la placa de Norteamérica, la placa de Cocos y la placa del Pacífico. Estas placas están en constante movimiento y generan sismos de diferentes magnitudes. El riesgo sísmico varía de una región a otra, lo cual depende del tipo de suelo, del diseño y de la edad de los edificios, de la cercanía a las fallas activas y también del tipo de asentamientos humanos que hay en el lugar. Dadas todas estas características, en la Ciudad de México, el riesgo sísmico cambia mucho de una zona a otra, ya que tiene distintos tipos de suelos. En algunas zonas el suelo es blando, puesto que la Ciudad se asentó sobre un lago antiguo, lo que provoca que se amplifiquen las ondas sísmicas y se tenga un mayor riesgo sísmico.

El 19 de septiembre de 2017 ocurrió un sismo con una magnitud de 7.1 entre los límites de Puebla y Morelos. Derivado de este sismo, algunos de los edificios de la Ciudad de México resultaron dañados. La mayoría de estos edificios eran de concreto reforzado y fueron construidos antes de 1985 siguiendo la normativa de esa época, por lo que su diseño y sus procedimientos constructivos son inadecuados para la normativa vigente. Además, algunos de estos edificios se construyeron con materiales de baja calidad (González et al., 2024).

Después del sismo, los edificios que no se dañaron gravemente y podían seguir utilizándose se rehabilitaron con distintas técnicas para repararlos y mejorar su comportamiento ante posibles movimientos telúricos futuros.

Una de las técnicas de rehabilitación más utilizadas fue la colocación de encamisados metálicos a base de ángulos y soleras de acero en los elementos estructurales (Alcocer et al., 2020). Los encamisados metálicos pretenden incrementar la capacidad de un elemento sin afectar la funcionalidad del espacio, ya que no altera de manera significativa las dimensiones originales y su colocación es simple, segura y garantiza un mayor confinamiento del concreto (Xu et al., 2018). Además, es una opción económica y factible.

Debido a que la Ciudad de México es un sitio vulnerable sísmicamente dadas las condiciones geográficas y geológicas que tiene, es de suma importancia conocer el desempeño sísmico de un elemento estructural que ha sido reforzado con encamisados metálicos para desarrollar criterios de diseño y retroalimentar las normativas actuales.

Por esta razón, investigadores y alumnos del Instituto de Ingeniería de la UNAM decidieron realizar pruebas experimentales a columnas de concreto hechas a escala, reforzadas con encamisados de acero para estudiar su comportamiento ante demandas sísmicas. El proyecto se denominó “Estudio experimental de columnas de concreto reforzado rehabilitadas con encamisados metálicos”. Este se dividió en dos fases. En la Fase I se ensayaron 11 especímenes de concreto reforzado sometidos solamente a carga lateral cíclica. Al concluir esta fase se decidió realizar una Fase II en la que se incluyera la carga axial, ya que esta variable podría afectar el comportamiento de las columnas encamisadas. En la Fase II se ensayaron cuatro especímenes más sometidos a carga lateral y a carga axial.

En el presente trabajo se describe el diseño y la construcción y se analiza el comportamiento de dos de las columnas sometidas a carga axial encamisadas con elementos de acero de la Fase II. Una de ellas tuvo mortero fluido (*grout*) como material de contacto entre el concreto y el encamisado, mientras que en la otra no se utilizó material alguno entre el encamisado y la columna.

JUSTIFICACIÓN

La carga axial es aquella que actúa a lo largo del eje longitudinal de una columna y genera un esfuerzo de compresión en toda su sección transversal. Este tipo de carga se presenta en las columnas estructurales, ya que soporta y transmite las cargas verticales desde los pisos superiores hacia los cimientos.

Cuando las columnas son sometidas a cargas sísmicas debidas a los movimientos telúricos, también están siendo sometidas a carga axial, puesto que estas cargas siempre están presentes en este elemento estructural. Por esta razón, es importante estudiar el comportamiento de las columnas de concreto con encamisados metálicos sometidas a carga lateral e incluyendo la carga axial.

De acuerdo con Farooq (2018), cuando los encamisados de acero se usan como método de rehabilitación, mejoran la capacidad de carga axial en columnas de concreto reforzado. Para tener un comportamiento más cercano a la realidad, en la Fase II del proyecto denominado “Estudio experimental de columnas de concreto reforzado rehabilitadas con encamisados metálicos” se ensayaron dos especímenes más con encamisados metálicos que fueron sometidos a cargas laterales cíclicas y a carga axial constante para analizar su respuesta ante la demanda sísmica y ante la demanda axial. De esta manera, se obtendrán conclusiones más certeras respecto al comportamiento de los edificios de la Ciudad de México que fueron rehabilitados con esta técnica después de haber sido dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017. De la misma manera, se pretende que con los resultados obtenidos se mejoren los códigos y las normas de diseño para tener estructuras más resilientes ante futuros movimientos telúricos de gran magnitud.

OBJETIVO GENERAL

Analizar el comportamiento sísmico de dos columnas de concreto reforzado encamisadas con elementos metálicos y con diferente medio de contacto entre el concreto y el encamisado sometidas a carga lateral cíclica y a carga axial, empleando distintos parámetros, para desarrollar criterios de diseño y retroalimentar la normativa existente.

Objetivos específicos

- Comparar el desempeño y la resistencia entre ambas columnas
- Estudiar la contribución del encamisado ante la acción de la carga axial
- Realizar recomendaciones sobre esta técnica de rehabilitación.

ALCANCES

En este trabajo se estudió y analizó el comportamiento sísmico de dos columnas de concreto reforzado rehabilitadas con encamisados de acero. Una de las columnas tuvo *grout* como medio de contacto entre el encamisado y el concreto y en la otra no se usó material alguno. La tesis se limitó a estudiar una sola configuración del encamisado. Se espera poder comparar el desempeño de ambos especímenes después de realizar pruebas experimentales con ellos y con ayuda de diferentes dispositivos de medición.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES

1.1 SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

El martes 19 de septiembre de 2017 ocurrió un sismo a las 13:14 horas al noroeste de Chiautla de Tapia, Puebla, con una magnitud de 7.1. La ruptura del sismo ocurrió dentro de la placa oceánica de Cocos (sismo intraplaca), por debajo del continente a una profundidad de 57 km (Cruz et al., 2017).

En la Ciudad de México este suceso dejó más de 200 personas fallecidas, 39 edificios colapsados y cientos más con daños en su estructura. De acuerdo con Cruz et al. (2017) el sismo dañó en mayor parte edificios pequeños (entre 4 y 7 pisos) a lo largo de una franja con orientación norte-sur en la zona de transición (Figura 1.1), es decir, entre las zonas de suelo firme y blando.



Figura 1.1 En los puntos rojos se localización los edificios colapsados o con graves daños debido al sismo del 19 de septiembre de 2017. La zona de transición se presenta en tonos grises. (Cruz et al., 2017)

Al estudiar los edificios dañados y colapsados se llegó a la conclusión de que la mayoría de estos eran estructuras antiguas que se construyeron con normativa que ya no está vigente. El actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal exige que las construcciones antiguas que hayan resultado dañadas, hayan sido modificadas o que hayan cambiado de uso sean reforzadas para que resistan las fuerzas especificadas en reglamentos emitidos después de su construcción.

1.1.1 Daños de los edificios después del sismo

Alcocer et al. (2019) mencionan que los principales daños y modos de falla que se presentaron en las columnas de algunos edificios de la Ciudad de México son los siguientes:

- Agrietamiento inclinado en las columnas ocasionado por fuerzas cortantes elevadas. Algunas grietas formaron patrones en forma de X debido a las demandas cíclicas a las que estuvieron sometidas. El efecto de interacción entre la flexión y el cortante ocasionó que las grietas inclinadas se presentaran en los extremos.
- Daño por flexión o flexocompresión que presentó un severo deterioro en el concreto debido al gran número de ciclos de deformaciones inelásticas al que se sometió. Como consecuencia, se perdió capacidad vertical a causa de la cuantía insuficiente y del refuerzo transversal inadecuado, por ejemplo, ganchos a 90 grados.

1.2 ESTUDIO EXPERIMENTAL DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO REHABILITADAS CON ENCAMISADOS METÁLICOS

Como consecuencia del sismo del 19 de septiembre de 2017, algunos edificios de la Ciudad de México resultaron con daños en su estructura. En muchos casos, estos daños no fueron tan graves como para demoler la edificación. Por esta razón, se colocaron encamisados de acero a base de ángulos y soleras de acero a las columnas para rehabilitarlas y mejorar su comportamiento. Para analizar el comportamiento de las columnas encamisadas, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México llevó a cabo un proyecto experimental para estudiar esta técnica de rehabilitación y conocer su efectividad ante futuros sismos que puedan suceder. Este proyecto se denominó “Estudio experimental de columnas de concreto reforzado rehabilitadas con encamisados metálicos” y se dividió en dos partes. En la Fase I las columnas fueron sometidas a carga lateral cíclica y en la Fase II se sometieron a carga lateral y a carga axial.

1.2.1 Fase I (Carga lateral)

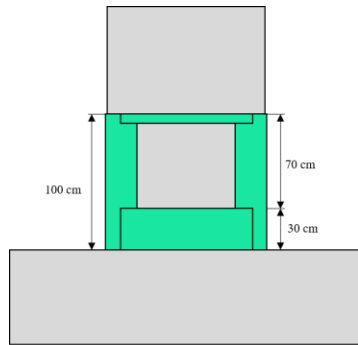
La primera fase consistió en ensayar 11 columnas de concreto reforzado con una resistencia a la compresión promedio de 256 kg/cm², con una sección transversal de 45 x 90 cm y una altura total de 170 cm. Las columnas se anclaron a lo losa de reacción del laboratorio mediante una zapata de concreto reforzado cuadrada de 200 cm por lado, 70 cm de peralte y una resistencia a la compresión de 378 kg/cm².

Dos de los especímenes se usaron como columnas de control (O y O*) y se diseñaron para fallar por corte. Una de esas columnas se dañó y posteriormente se rehabilitó con mortero de alta resistencia e inyección de grietas con resina epoxi (OR). Al resto de las columnas se les colocó un encamisado hecho con soleras y ángulos de acero con distinta configuración (Figura 1.2 y Tabla 1.1) para identificar cuál era la más eficiente. El acero que se utilizó para el encamisado fue acero A-36 con un esfuerzo especificado de fluencia $f_y = 2,550$ kg/cm².

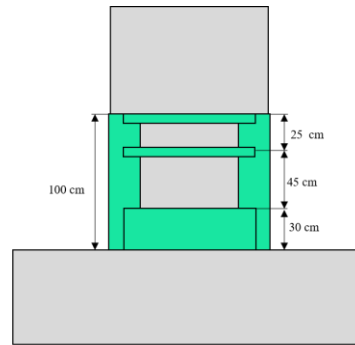
Para transmitir los esfuerzos y asegurar un medio de contacto entre el encamisado y la columna, a algunos especímenes se les colocó mortero fluido de baja contracción (*Sika grout*) y a otras se les insertaron pernos de acero con resina epoxi.

Tabla 1.1 Variables de los encamisados de las columnas (Alcocer et al., 2024).

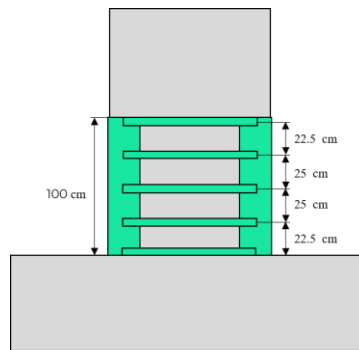
Especímen	Medio de conexión	Peralte de la solera (pulg)	Espesor de la solera (pulg)	Separación de la solera	Peralte del ángulo (pulg)	Espesor del ángulo (pulg)
S-2-h-A-6-G-PB	<i>Grout</i>	2	1/4	h	6	3/8
S-2-h/2-A-6-G-PB	<i>Grout</i>	2	1/4	h/2	6	3/8
S-2-h/4-A-6-G	<i>Grout</i>	2	1/4	h/4	6	3/8
S-3-h/2-A-6-G	<i>Grout</i>	3	1/4	h/2	6	3/8
S-2-h/2-A-4-G	<i>Grout</i>	2	1/4	h/2	4	3/8
S-2-h/2-A-2-G	<i>Grout</i>	2	1/4	h/2	2	3/8
S-2-h/2-A-2-C-1	Pernos al centro	2	1/4	h/2	2	3/8
S-2-h/2-A-2-C-2	Pernos a tercios	2	1/4	h/2	2	3/8
S-3-h/2-A-2-G	<i>Grout</i>	3	1/4	h/2	2	3/8



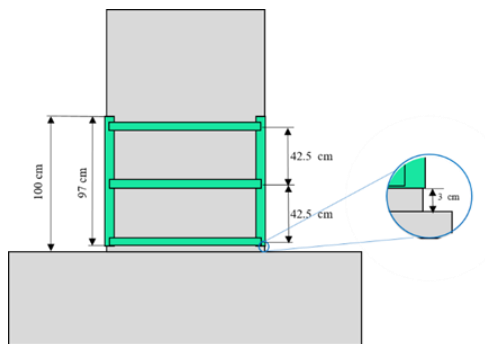
S-2-h-A-6-G-PB



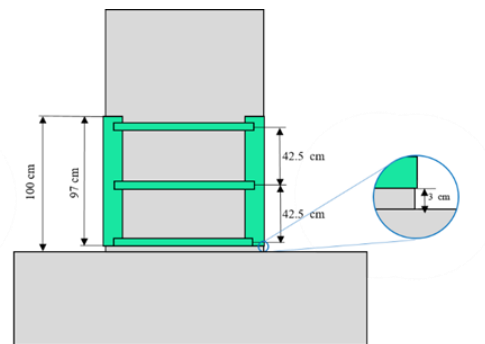
S-2-h/2-A-6-G-PB



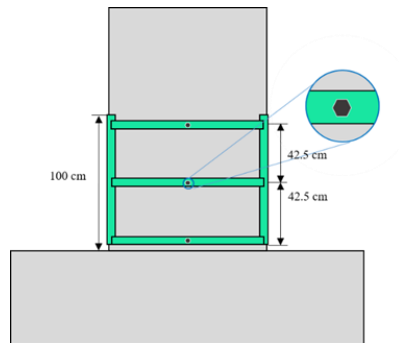
S-2-h/4-A-6-G



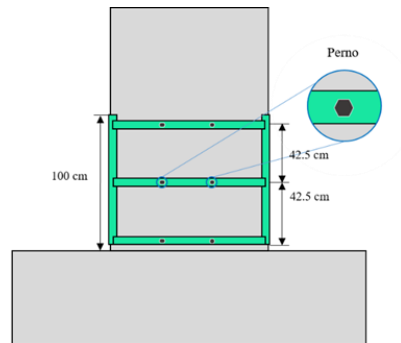
S-2-h/2-A-2-G



S-2-h/2-A-4-G



S-2-h/2-A-2-C-1



S-2-h/2-A-2-C-2

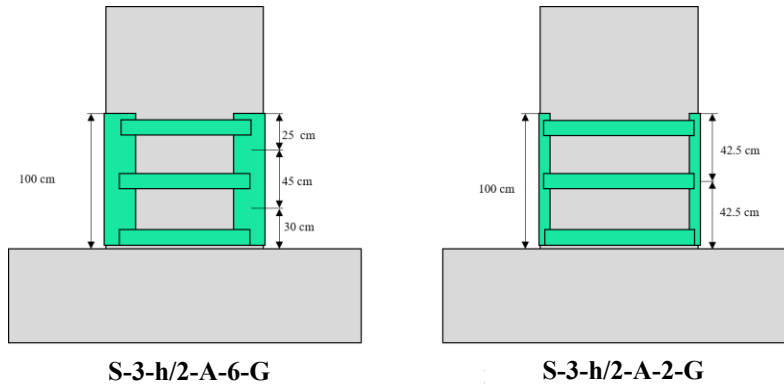


Figura 1.2 Configuración de los encamisados de las columnas (Alcocer et al., 2024).

Durante las pruebas, a los especímenes se les aplicó la carga lateral cíclica en la dirección de la inercia fuerte con dos actuadores hidráulicos de 100 t de capacidad controlados por computadora. Esto con el objetivo de causar la falla por corte.

De la Figura 1.3 a la Figura 1.6 se presentan los resultados obtenidos en las pruebas de cada espécimen. En la Figura 1.3 se observa que las columnas con encamisados de acero incrementaron su capacidad resistente a fuerza lateral hasta 14.6% respecto a la capacidad de la columna original. En la Figura 1.4 se observan dos tipos de curvas. Las curvas de las columnas O, O* y OR que alcanzan una caída de la rigidez de 97% a una distorsión de 2% y las curvas de las columnas encamisadas que tienen una tendencia parabólica y cuya rigidez se había degradado en un 74% para una distorsión de 2%. En la Tabla 1.2 se muestra la ductilidad obtenida por cada columna, las columnas con ángulos de 6 pulgadas fueron las más dúctiles, mientras que las columnas de control fueron las menos dúctiles. Por otra parte, en la Figura 1.6 se puede apreciar que hay una relación proporcional entre el incremento en la ductilidad y el ancho del ala del ángulo (Alcocer et al., 2024).

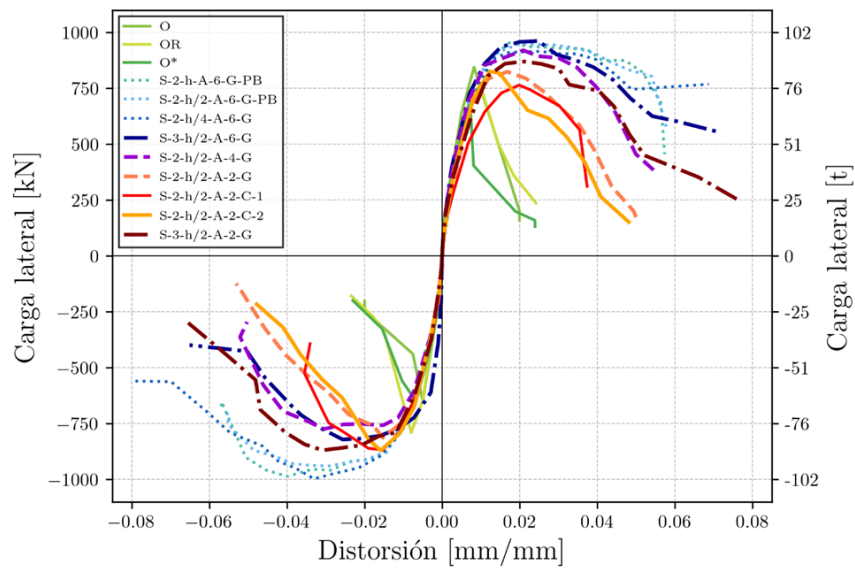


Figura 1.3 Envoltente de respuesta de los especímenes (Alcocer et al., 2024).

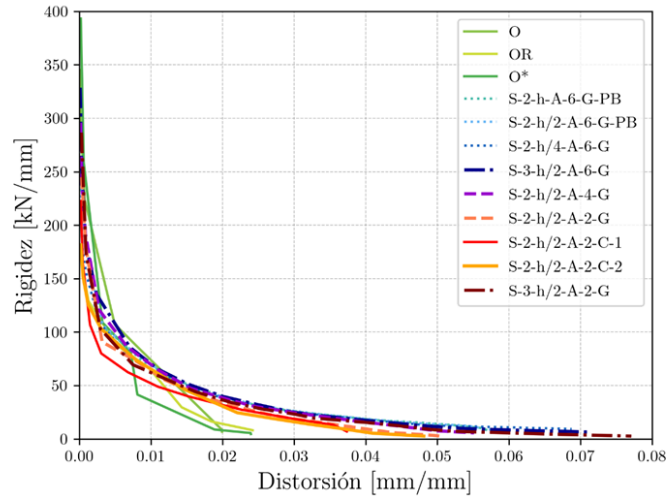


Figura 1.4 Degradación de la rigidez de los especímenes (Alcocer et al., 2024).

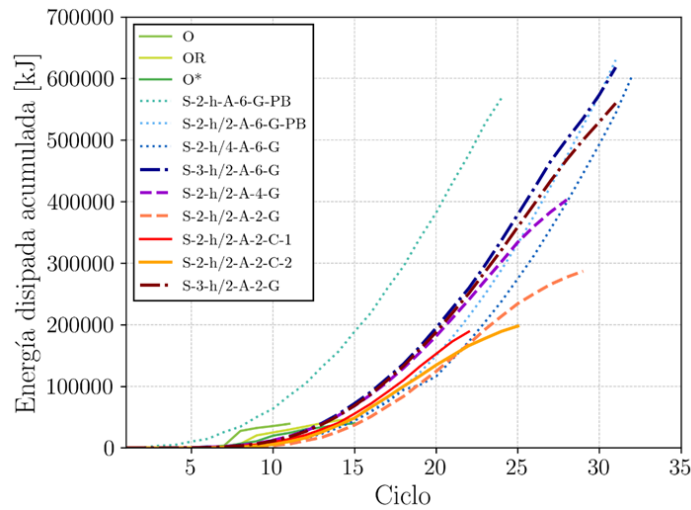


Figura 1.5 Disipación de energía de los especímenes (Alcocer et al., 2024).

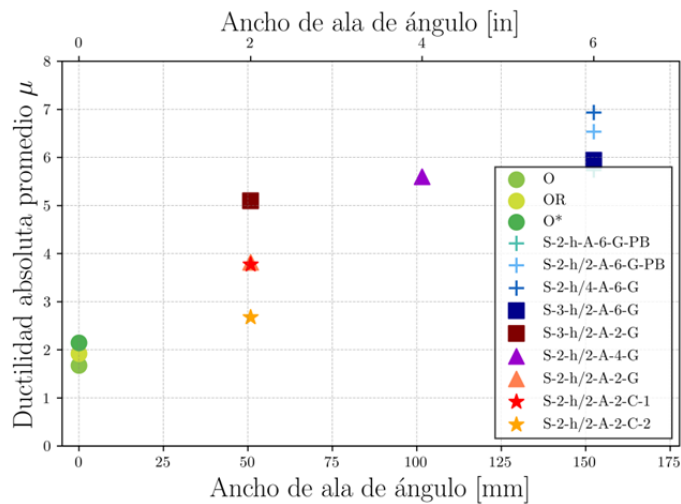


Figura 1.6 Ductilidad absoluta en cada espécimen (Alcocer et al., 2024).

Tabla 1.2 Ductilidad de cada espécimen (Alcocer et al., 2024).

Espécimen	Δy (%)	Δu (%)	μ
O	0.57	0.88	1.5
OR	0.64	1.09	1.7
O*	0.49	0.78	1.6
S-2-h-A-6-G-PB	0.87	3.96	4.6
S-2-h/2-A-6-G-PB	0.82	4.06	5.0
S-2-h/4-A-6-G	0.83	4.28	5.2
S-3-h/2-A-6-G	0.77	3.13	4.1
S-3-h/2-A-2-G	0.89	3.10	3.5
S-2-h/2-A-4-G	0.75	3.26	4.3
S-2-h/2-A-2-G	0.80	2.33	2.9
S-2-h/2-A-2-C-1	0.91	2.67	2.9
S-2-h/2-A-2-C-2	0.92	1.68	1.8

Al finalizar todas las pruebas experimentales se llegó a la conclusión de que el encamisado metálico es un método eficaz para aumentar la capacidad de carga lateral, la capacidad de deformación y la ductilidad de una columna no dúctil. Este método pudo cambiar el mecanismo de falla de uno controlado por cortante a uno controlado por flexión o flexión-cortante. Además, se observó que el comportamiento de las columnas con las distintas configuraciones de los encamisados de acero fue similar, puesto que alcanzaron capacidades de deformación inelástica relativamente cercanas, solo que en algunos casos el nivel de daño fue distinto (Vargas et al., 2022).

También se llegó a la conclusión de que tanto el mortero fluido como los pernos conectores funcionaron como medio de transferencia de esfuerzos entre el encamisado y la columna y ambos materiales alcanzaron niveles de distorsión y resistencia similares. No obstante, se observó una mayor deformación en las soleras en la parte cercana a los pernos y de la misma manera se observó un mayor agrietamiento en la conexión de los pernos con el concreto (González et al., 2024).

1.2.2 Fase II (Carga lateral y axial)

En la segunda fase se ensayaron experimentalmente cuatro columnas y se sometieron a carga lateral y a carga axial. Esta segunda fase se desarrolla a lo largo de este trabajo en los siguientes capítulos.

1.3 ENCAMISADO DE ACERO A BASE DE ÁNGULOS Y SOLERAS

Un encamisado de acero es una armadura que se construye con ángulos de acero colocados en las aristas verticales de las columnas que se unen con soleras de acero colocadas de manera perpendicular a los ángulos en intervalos establecidos (González et al., 2007). De acuerdo con Alcocer et al. (2021) el encamisado puede ser completo o local. El primero se extiende en toda la altura de la columna y el segundo se coloca solo en una zona de esta donde se esperan deformaciones inelásticas.

El encamisado metálico es una técnica de rehabilitación que puede ser implementada en los edificios para mejorar su desempeño sísmico siempre y cuando presenten alguna de las siguientes condiciones:

- Sus columnas tienen una capacidad de deformación lateral escasa o requieren incrementar su resistencia a carga axial.
- El modo de falla de sus columnas esté controlado por fuerza cortante.

- Los traslapes o la longitud de desarrollo de las barras del refuerzo de las columnas sean escasos.



Figura 1.7 Columna encamisada con acero (Alcocer et al., 2019).

Los ángulos y las soleras incrementan el confinamiento de la columna y como consecuencia, mejoran su resistencia a cortante y su capacidad de desplazamiento lateral.

Los encamisados de acero tienen ventajas respecto a otros métodos de rehabilitación; algunas de ellas son que su instalación es más rápida y fácil, el peso que agregan a la estructura es menor, se pueden adaptar a distintas formas y dimensiones y no interfieren con la funcionalidad de la estructura al instalarlo. Por estos motivos, es un método ampliamente utilizado para restaurar la capacidad de las estructuras.

1.4 NORMATIVA

Las Normas Técnicas Complementarias (NTC) son disposiciones oficiales en México que establecen los requisitos mínimos en materia técnica de diseño y construcción para realizar una edificación. Estas normas son fundamentales para garantizar que las edificaciones sean seguras y funcionales. Las NTC que son aplicables en la Ciudad de México y en este proyecto son las siguientes:

- Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
- Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

1.5 INVESTIGACIÓN

A lo largo de la historia han sucedido diversos sismos de magnitud considerable alrededor del mundo que han afectado la infraestructura de estos lugares. El uso de encamisados de acero como método de reforzamiento ha sido una práctica común en muchos países. Por ello, se han realizado distintas investigaciones en diferentes países sobre el reforzamiento de elementos estructurales como las columnas para evaluar su comportamiento. A continuación, se presentan las investigaciones más relevantes que están relacionadas con el tema de encamisados de acero.

1.5.1 México (González et al., 2007)

Resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto reforzadas con camisas de acero

En esta investigación se realizaron distintos ensayos para estudiar el comportamiento y la resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto reforzadas con camisas de acero. Su objetivo fue obtener recomendaciones sobre los procesos constructivos más efectivos y sobre el cálculo de su resistencia a cortante.

De acuerdo con González et al. (2007) las variables que se estudiaron fueron el tamaño de los ángulos y de las soleras, el uso de resina epóxica para pegar los ángulos al concreto, calentar las soleras y soldarlas antes de que se enfríen, sujetarlos a presión antes de soldar las soleras, soldar las soleras sin pegar ni presionar los ángulos, y algunas combinaciones de estos.

Las columnas tenían una sección transversal de 20 x 25 cm y una altura de 150 cm (Figura 1.8). El refuerzo longitudinal consistió en cuatro barras del no. 6 y estribos del no. 3 separados 75 cm. El concreto empleado tenía una resistencia especificada a la compresión de $f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo tenía un esfuerzo especificado de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

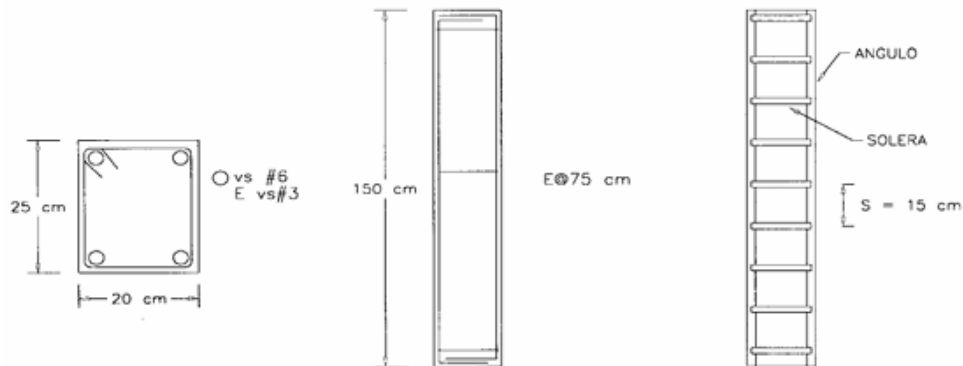


Figura 1.8 Dimensiones de los especímenes (González et al., 2007).

Los ángulos que se emplearon fueron de dos tipos: LI 32x3 y LI 64x6. Las soleras para el primer tipo de ángulo fueron de 2.54 cm de ancho por 0.3175 cm de espesor y para el segundo tipo de ángulo de 2.54 cm de ancho por 0.635 cm de espesor. El esfuerzo especificado de fluencia de estos elementos fue de $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

Para realizar las pruebas se utilizó un marco rígido de acero que permitió aplicar la carga axial y la carga lateral (Figura 1.9). La carga axial aplicada fue constante y fue de 15 t. La carga lateral se aplicó en forma cíclica.

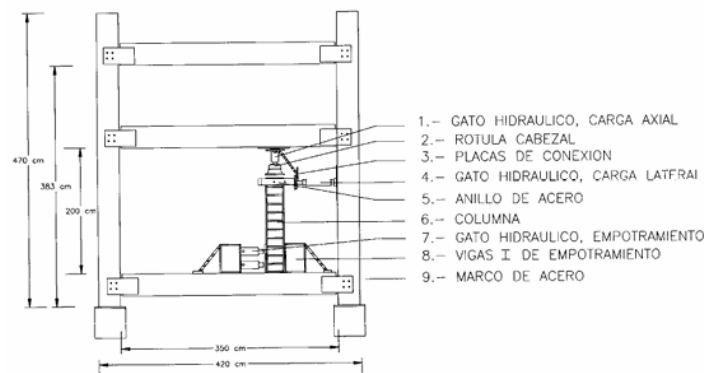


Figura 1.9 Marco de carga de las pruebas (González et al., 2007).



Figura 1.10 Falla común de un espécimen (González et al., 2007).

Después de realizar las pruebas se llegó a la conclusión de que las columnas encamisadas mostraron un comportamiento adecuado para resistir fuerzas cortantes. Las resistencias experimentales obtenidas fueron mayores que las calculadas con lo que establecía la norma en ese entonces, considerando que las soleras trabajaban como si fueran estribos interiores. Por otro lado, es recomendable usar resina entre la camisa y el concreto, de lo contrario, se producirán deslizamientos de la camisa que tendrán como consecuencia una mayor degradación de la rigidez (González et al., 2007).

1.5.2 México (Ascencio, 2005)

Rehabilitación de columnas de concreto reforzado con ángulos y soleras de acero

En este proyecto se realizaron ensayos de laboratorio a cuatro columnas de concreto reforzado que se encamisaron con ángulos y soleras. El diseño de los especímenes de las columnas estuvo basado en un edificio existente en la Ciudad de México que se diseñó y construyó en la década de 1960 y que resultó dañado en el sismo de 1985.

Los modelos tenían una sección transversal cuadrada de 50 cm de lado por 200 cm de altura. La primera columna (C-99) se diseñó con el reglamento de construcciones de 1993 y se ensayó hasta la falla. La segunda columna (C-66) se diseñó con el reglamento de construcciones de 1966 y también se ensayó hasta la falla. La tercera columna (C-66*) era igual a la C-66 pero se ensayó hasta una distorsión de 1.0%. De acuerdo con Ascencio (2005) el daño de la columna a esa distorsión era similar al daño observado en el edificio real, por lo que la columna se encamisó con ángulos y soleras de acero y se ensayó nuevamente (C-66-R). El cuarto espécimen (C-66-S) se encamisó de la misma forma que la anterior, pero sin daño previo. Las columnas se sometieron a una carga axial constante equivalente a $0.15f_c'A_g$. Su refuerzo longitudinal consistió en barras del no. 8 para los especímenes de la serie C-66 y barras del no. 10 para la serie C-99. Para el refuerzo transversal se utilizaron barras del no. 3 con ganchos a 90° (Figura 1.11).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

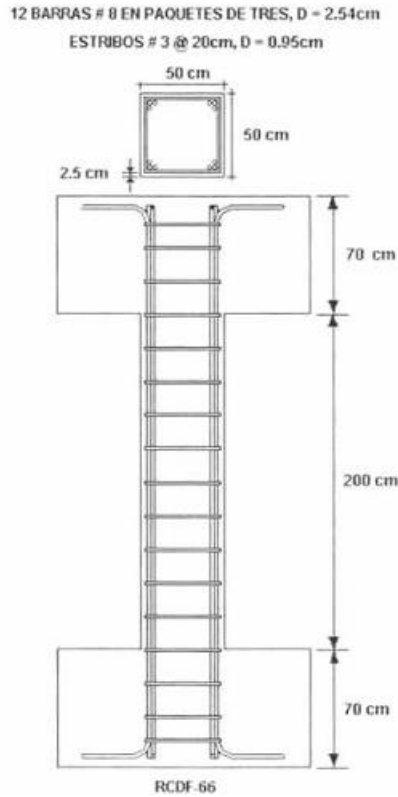


Figura 1.11 Refuerzo de los especímenes (Ascencio, 2005).

Para los encamisados se utilizó acero A36 con un esfuerzo especificado de fluencia de $f_y = 2530$ kg/cm². Se usaron ángulos de 4x4x1/8 pulg y soleras de 2x1/8 pulg (Figura 1.12).

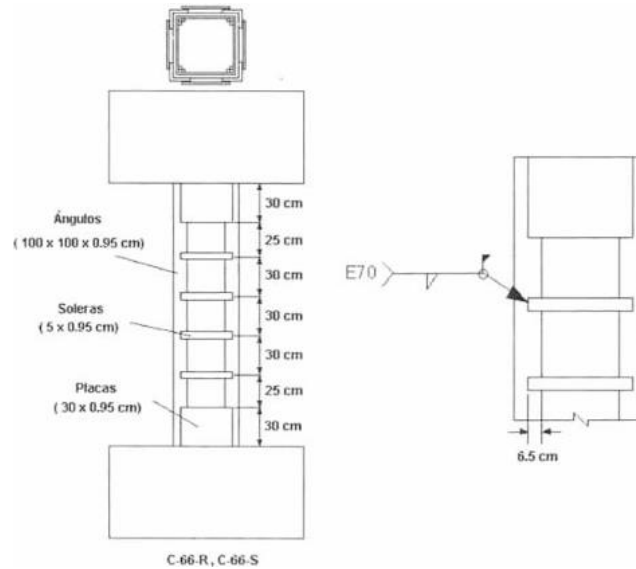


Figura 1.12 Esquema de los encamisados de acero (Ascencio, 2005).

El marco de carga se diseñó de tal manera que las columnas tuvieran una doble curvatura, es decir, que estuvieran empotradas en ambos extremos.

Para la prueba se hicieron dos configuraciones distintas para el marco de carga. La primera configuración constó de un dado sujeto a la losa de reacción mediante barras de acero postensadas. Dentro del dado se colocó el gato hidráulico de 400 t que aplicó la carga axial. En la parte superior se colocó una viga que se controló por dos puntales articulados en sus extremos. La carga lateral se aplicó con dos gatos hidráulicos de 100 t cada uno. Las columnas C-66 y C-66* se ensayaron con este marco de carga, no obstante, al realizar el análisis de resultados se observó que la respuesta de los especímenes se asemejaba más a un voladizo que al doble empotramiento. Por este motivo se modificó el marco de carga. La segunda configuración (Figura 1.13) constó de cuatro columnas de apoyo que se conectaron a una viga principal en la que se colocó el gato que aplicó la carga axial. Debajo de este se colocaron dos vigas ortogonales entre sí. A las vigas se les colocaron gatos hidráulicos en los extremos.

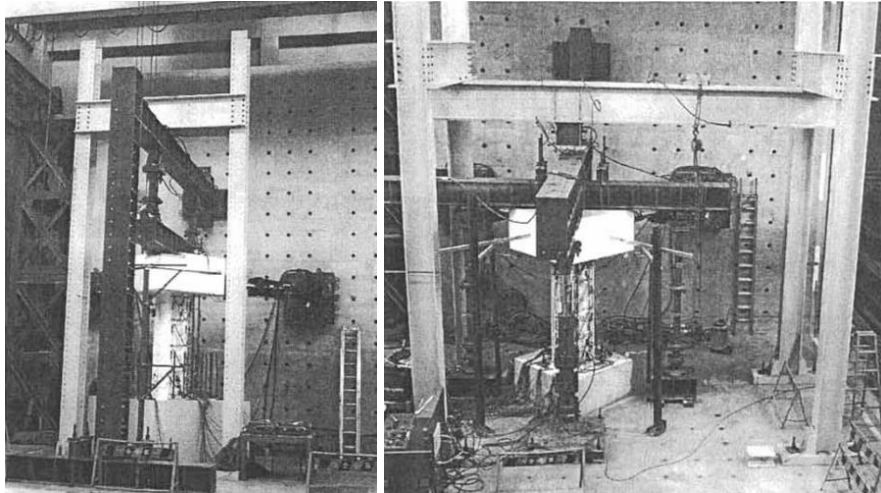


Figura 1.13 Marco de carga. A la izquierda, la primera configuración; a la derecha, la segunda configuración (Ascencio, 2005).

Ascencio (2005) menciona que después de realizar las pruebas se llegó a la conclusión de que el encamisado de los especímenes C-66-R y C-66-S proporcionó un confinamiento que ayudó a resistir la fuerza cortante y aumentó la capacidad para soportar la carga axial. Por otro lado, los modelos sobrepasaron las predicciones de resistencia a fuerza cortante. Respecto a los modelos diseñados con RDF-93 y RDF-66 se apreció una diferencia considerable tanto en resistencia a corte como en pérdida de rigidez, ya que el modelo C-66 presentó una rápida caída de rigidez. De acuerdo con el agrietamiento presentado por los modelos, el modo de falla fue por corte, ya que se presentó agrietamiento por tensión diagonal y aplastamiento del concreto. De la misma manera, se presentó agrietamiento por flexión y por adherencia. La falla por adherencia se debió a la concentración de acero en las esquinas de la sección transversal.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

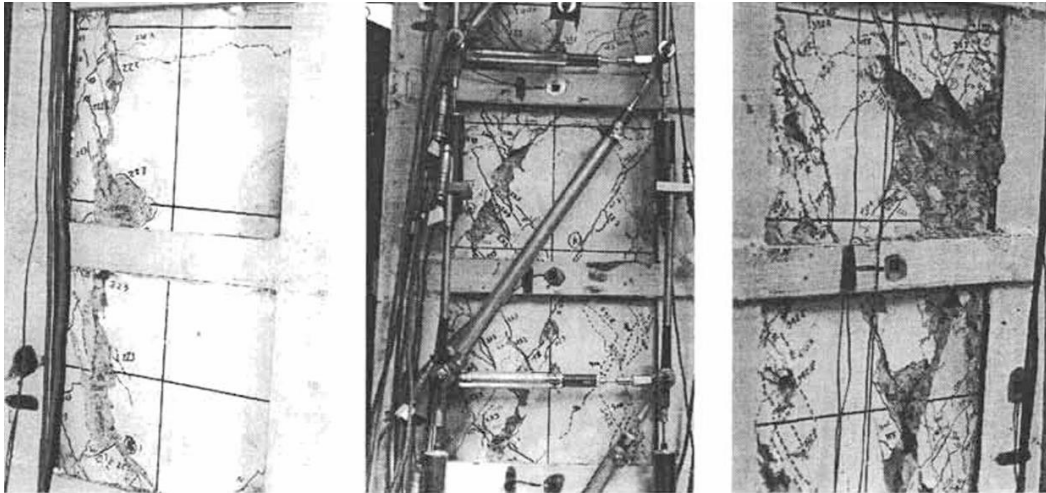


Figura 1.14 Columna C-66-R. A la izquierda, antes de la prueba; al centro, durante; a la derecha, después (Ascencio, 2005).

1.5.3 China (Xu et al., 2018)

Estudio del comportamiento sísmico de columnas compuestas de concreto y acero dañadas por terremotos y reforzadas con un encamisado de acero

Con el objetivo de estudiar la viabilidad y la efectividad de estas columnas en diferentes niveles de daño sísmico, se diseñaron y se construyeron cuatro especímenes de columnas compuestas de concreto y un perfil de acero de acuerdo con los códigos existentes hasta ese momento. Posteriormente se sometieron a pruebas de carga cíclica baja.

Como se observa en la Figura 1.15, los especímenes tenían una sección rectangular de 200 x 270 mm y una altura de 1150 mm. Para su construcción se usó concreto con una resistencia a la compresión de $f'_c = 30.10$ MPa. Una de las columnas se usó como columna de control, otra se encamisó con ángulos y soleras de acero y las dos últimas se dañaron previamente por diferentes grados de daño para simular un terremoto moderado y otro severo.

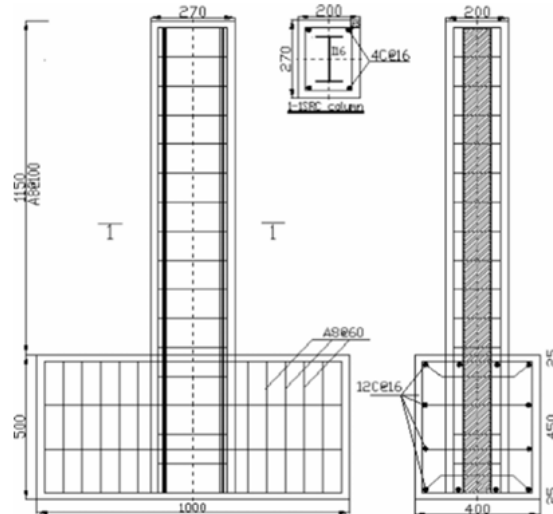


Figura 1.15 Dimensiones de los especímenes en mm (Xu et al., 2018).

El encamisado de acero se compuso de cuatro ángulos de acero L63X4 mm y soleras de 240x60x4 mm y 170x60x4 mm. El encamisado se unió a la columna con un pegamento de acero.

En la Figura 1.16 se observa que la carga lateral se aplicó con un actuador hidráulico en el extremo superior de la columna usando una historia de carga controlada por desplazamiento a una velocidad de 10 mm/min. La carga de compresión axial aplicada fue de 500 kN

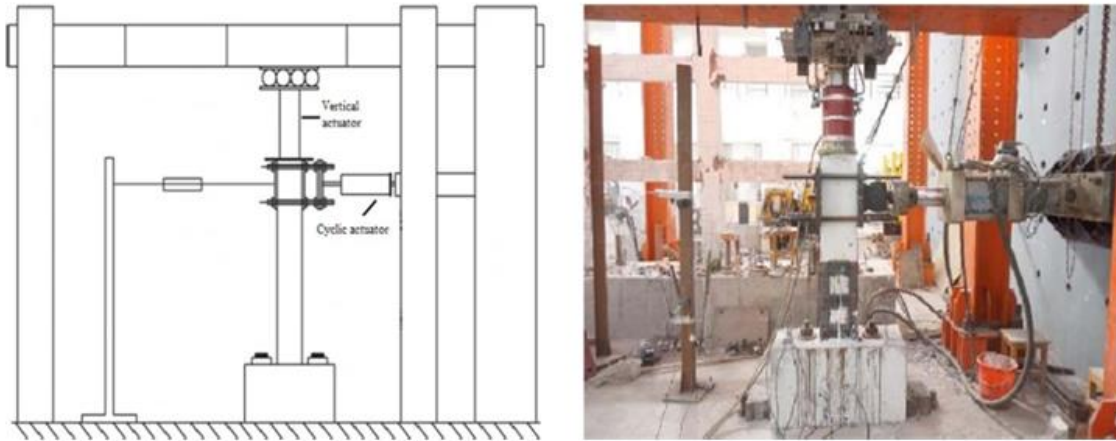


Figura 1.16 Configuración del marco de carga (Xu et al., 2018).

Al finalizar las pruebas Xu et al. (2018) concluyeron que la columna de control presentó una falla por flexocortante y el resto de las columnas no mostraron falla por corte. Además, se dieron cuenta de que las grietas en los especímenes encamisados aumentaron con el aumento del grado de daño sísmico. El espécimen sin daño superó en 23.0% a la carga última de la columna de control, el espécimen con daño moderado superó en 12.9% a la columna de control y el espécimen con daño severo lo hizo en 7.4%. El desplazamiento último aumentó en 23.7%, 12.9% y 8.0%, respectivamente. El hecho de que la columna con daño severo superara a la carga y el desplazamiento último de la columna de control debido al efecto de restricción del encamisado es beneficioso para mejorar el rendimiento sísmico de las estructuras. Por lo que las columnas rehabilitadas pueden alcanzar o superar el nivel de su rendimiento sísmico original antes del daño.

1.5.4 Japón (Fukuyama et al., 2000)

Estudios sobre métodos de reparación y reforzamiento de columnas de concreto reforzado dañadas

Este estudio experimental se realizó para investigar la resistencia a corte de columnas de concreto reforzado. Estas columnas se rehabilitaron con diferentes métodos como el encamisado de concreto, encamisados de placas de acero, encamisado de láminas de fibra de carbón, entre otros.

En total se ensayaron ocho especímenes, de los cuales, cuatro se dañaron antes de rehabilitarse. La columna denominada C1 fue la columna que se usó de control y no se rehabilitó. Por otro lado, la columna C6 fue una columna que no se dañó y que se rehabilitó con placas de acero en todo su perímetro. El resto de los especímenes no son relevantes para este trabajo, por lo que se omitirán. La sección transversal de los especímenes fue de 350 x 350 mm y su altura fue de 900 mm (Figura 1.17). Para el encamisado de la columna se utilizaron placas de acero de 2.3 mm de espesor.

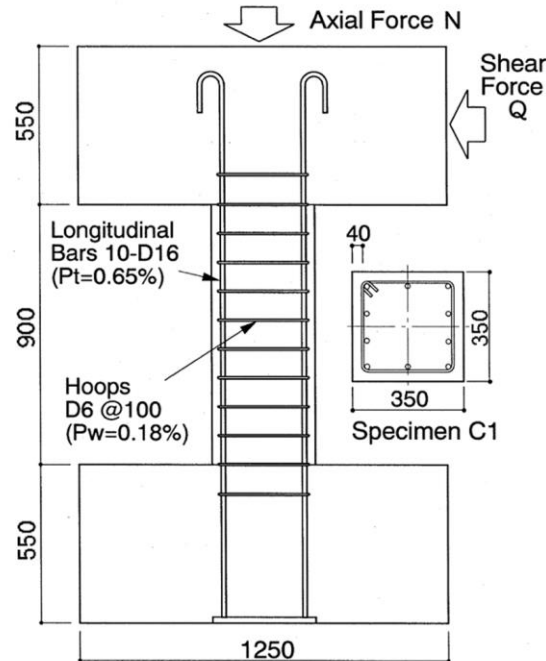


Figura 1.17 Características de los especímenes ensayados (Fukuyama et al., 2000).

A cada columna se le aplicó una carga lateral cíclica y una carga de compresión axial constante. La carga lateral se controló mediante el ángulo de deflexión de la columna. La carga axial aplicada fue de 865 kN. Esta carga axial correspondió a $0.3f_c' A_g$ (Fukuyama et al., 2000).

También se calculó la resistencia cortante máxima de cada columna. De acuerdo con Fukuyama et al. (2000) para la columna C6 la resistencia calculada coincidió con la obtenida experimentalmente. Por lo que se concluyó que la cantidad de placas de acero para el encamisado se puede calcular de la misma manera que los esfuerzos de corte ordinarios. Además, al encamisar la columna con placas de acero mejoró la ductilidad de esta debido al efecto de confinamiento de la columna.

1.5.5 Estados Unidos de América (Aboutaha, 1994)

Rehabilitación sísmica de columnas de concreto reforzado no dúctiles mediante camisas de acero rectangulares

En la Universidad de Texas en Austin se llevó a cabo un estudio experimental sobre columnas de concreto no dúctiles reforzadas con encamisados de acero para mejorar su resistencia sísmica. Esto con el objetivo de evaluar la efectividad de varios tipos de encamisados a base de soleras y placas de acero para mejorar la ductilidad y la resistencia de las columnas con problemas de empalme por traslape en el refuerzo longitudinal e inadecuada resistencia a cortante.

En total se ensayaron 28 columnas de concreto reforzado. Las pruebas se dividieron en dos fases. En la primera fase se ensayaron 17 columnas con un empalme inadecuado por traslape en las barras longitudinales, estas columnas se denominaron “columnas de flexión”. En esta fase se investigó el reforzamiento previo al daño y la reparación posterior. Los especímenes eran columnas en voladizo que representaban media columna de un edificio real. En estas pruebas se aplicó una carga lateral cíclica en un extremo de la columna en la dirección débil y en su otro extremo tenían una zapata de

80 x 80 x 24 pulg. Las columnas tenían una altura de 9 pies desde la parte superior de la zapata hasta el punto de aplicación de la carga y se reforzaron transversalmente con barras de acero de grado 40 del no. 3 a cada 16 pulg. Los estribos tenían ganchos a 90°. Durante esta fase se ensayaron cuatro tipos de columnas con diferente sección transversal y con diferente configuración del armado (Figura 1.18).

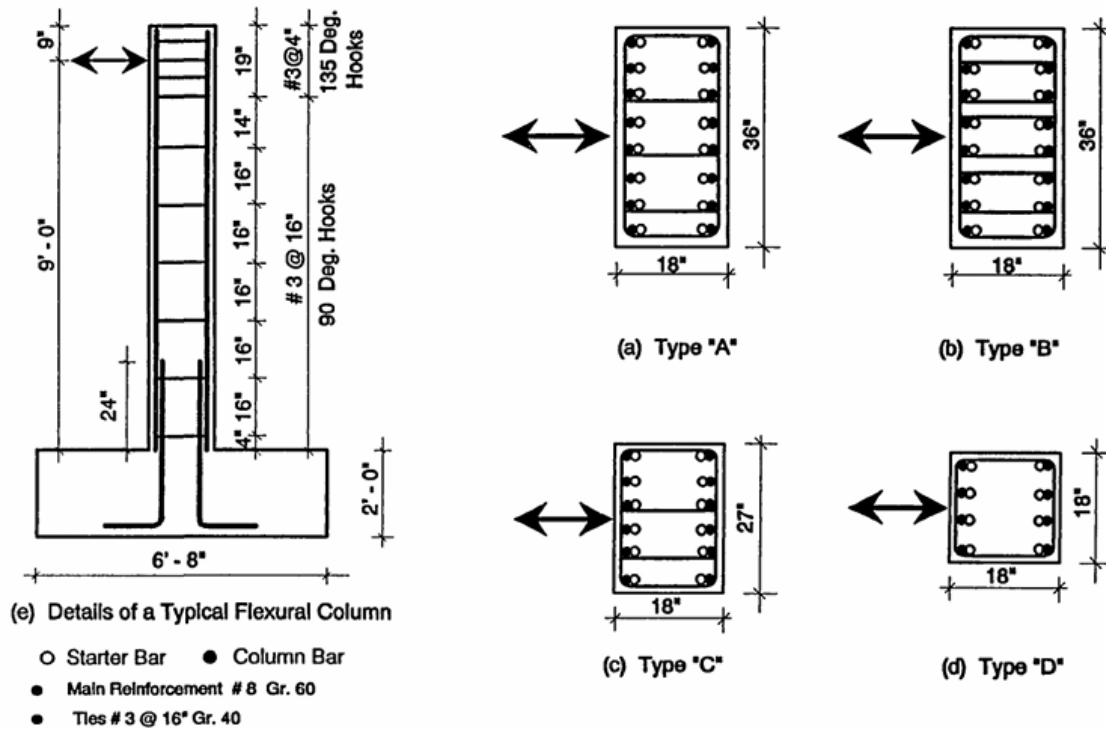


Figura 1.18 Sección transversal y armado de los tipos de columnas de la fase I (1 pie = 0.30 m, 1 pulg = 2.54 cm) (Aboutaha, 1994).

En la segunda fase se ensayaron 11 columnas con controladas por cortante. Estas columnas se denominaron "Columnas de cortante". En esta fase se investigó solo el reforzamiento previo al daño. Todos los especímenes de esta fase tuvieron una sección transversal de 18 x 36 pulg y una altura de 4 pies desde la parte superior de la zapata y el punto de aplicación de la carga. La zapata de estas columnas fue similar a las de la fase I. Ocho de estas columnas se cargaron en la dirección débil y tres en la dirección fuerte. Todas las columnas se reforzaron con 16 barras del no. 8 de acero grado 60 con un esfuerzo especificado de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Las barras no estaban empalmadas y fueron continuas a lo largo de la columna y dentro de la zapata. En esta fase se ensayaron tres tipos de columnas, la "A" y "B" se cargaron en la dirección débil y la "C" en la dirección fuerte (Figura 1.19).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

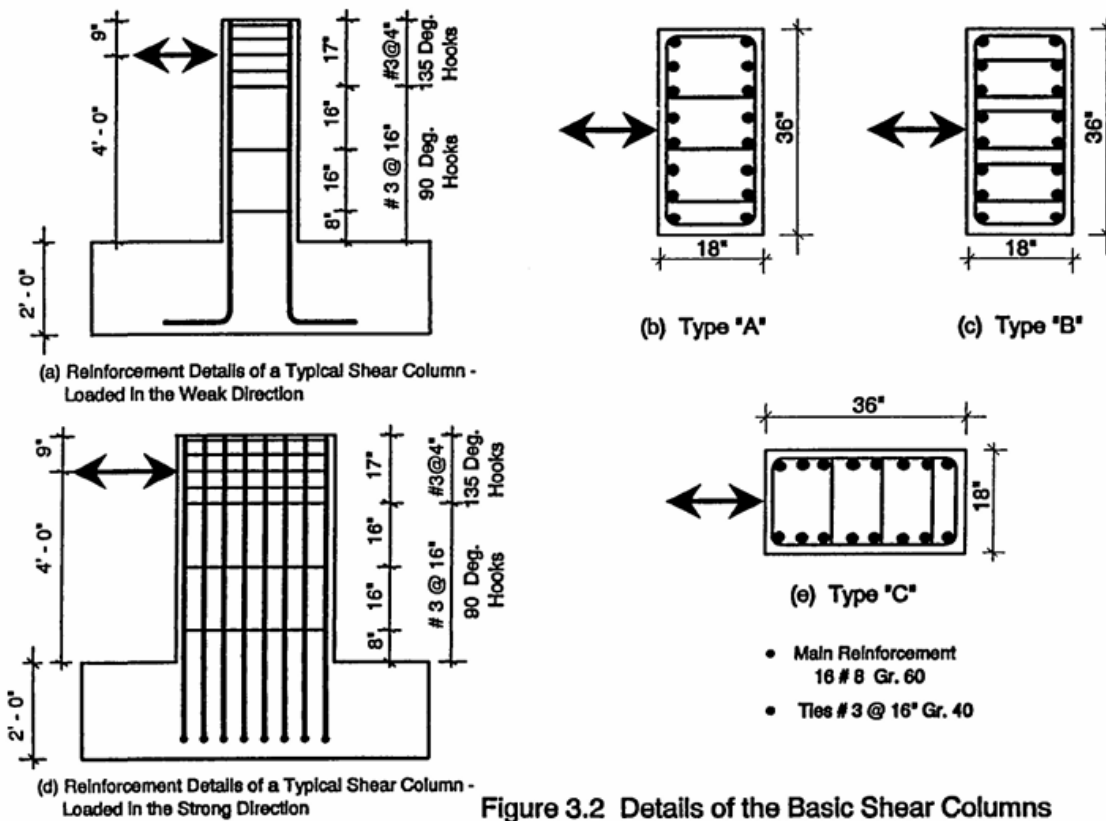


Figure 3.2 Details of the Basic Shear Columns

Figura 1.19 Sección transversal y armado de los tipos de columnas de la fase II (1 pie = 0.30 m, 1 pulg = 2.54 cm) (Aboutaha, 1994).

Las columnas se rehabilitaron usando encamisados rectangulares de acero A36 de 1/4 pulg de espesor con un esfuerzo especificado de fluencia de $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$. Cada encamisado tuvo una configuración diferente. Como medio de conexión se utilizaron pernos de anclaje y *grout*. La resistencia a la compresión del concreto varió en cada espécimen.

Al realizar las pruebas, se aplicó una carga lateral cíclica utilizando un actuador de 200 kip para las columnas de flexión y de 500 kip para las columnas de cortante. En ninguna de las pruebas se utilizó carga axial.

Una vez que se realizaron las pruebas, Aboutaha (1994) concluyó que las columnas de flexión mostraron una degradación de la rigidez lateral muy rápida, no obstante, la de los especímenes rehabilitados fue a un ritmo menor. Además, estas últimas mostraron una ductilidad y una disipación de energía mucho mayor que las columnas no rehabilitadas. Asimismo, mostraron una capacidad de resistencia superior que las no reforzadas. También se concluyó que los encamisados de acero con *grout* resultaron más eficientes que los de los pernos de anclaje.

Por otro lado, los encamisados de acero de las columnas de cortante resultaron muy eficaces para reforzar los especímenes, así como también mostraron una mayor capacidad de flexión, ductilidad y disipación de energía que las no reforzadas. Sin embargo, los encamisados de acero son considerados sistemas pasivos, ya que empiezan a funcionar de manera eficaz después de que la columna de concreto haya desarrollado grietas diagonales importantes (Aboutaha, 1994).

CAPÍTULO 2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

En la Fase II del proyecto denominado “Columnas de concreto reforzado rehabilitadas con encamisados metálicos” se ensayaron cuatro columnas de concreto sometidas a carga axial y a carga lateral cíclica. En el presente trabajo se abordarán solamente dos de ellas para compararlas entre sí y hacer un análisis más exhaustivo.

En esta fase del proyecto se diseñaron, construyeron y ensayaron experimentalmente dos columnas de concreto reforzado. Su diseño se basó en los lineamientos y normas de construcción de la década de 1960, por lo que las columnas tenían deficiencias estructurales y no cumplían con los estándares actuales de construcción. Los problemas que presentaron estas columnas son: la baja cuantía de refuerzo transversal y la colocación de estribos con ganchos a 90 grados.

Las pruebas se llevaron a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

2.1 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Las dos columnas tenían una sección transversal rectangular de 90 x 45 cm y una altura total de 170 cm. Los especímenes representan la mitad de una columna de un marco de una edificación real. Las columnas se anclaron a la losa de reacción del laboratorio mediante una zapata de concreto reforzado de sección rectangular de 200 x 150 cm y un peralte de 70 cm (Figura 2.1). La geometría y la configuración de las barras de acero de refuerzo de las columnas fue igual que la de las columnas de la Fase I del proyecto, estas a su vez se basaron en el estudio experimental de Aboutaha (1994) para poder comparar los resultados de ambos estudios.

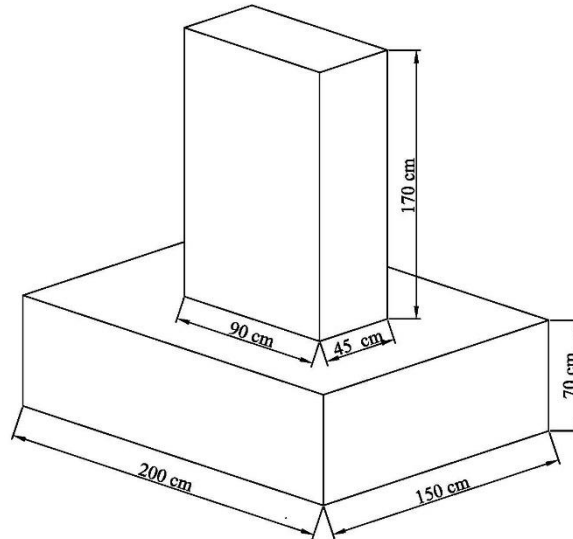


Figura 2.1 Vista isométrica de los especímenes.

El refuerzo longitudinal de la columna estuvo compuesto por 16 barras de acero corrugadas del no. 8 y su refuerzo transversal por estribos del no. 3, con dobleces a 90 grados, separados a cada 40 cm hasta una altura de 120 cm medidos desde su base. En los 50 cm restantes se colocaron estribos a cada 10 cm con la finalidad de confinar el concreto y evitar fallas por concentración de esfuerzos en la zona dónde se aplicó la carga. En la Figura 2.2 se muestra el refuerzo de los especímenes.

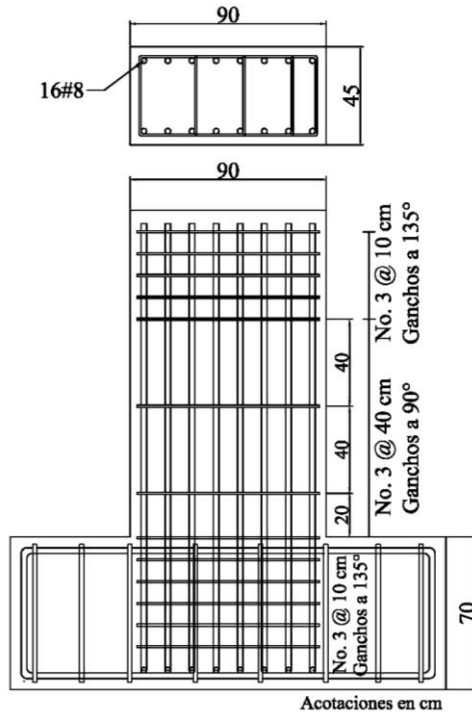


Figura 2.2 Barras de acero de refuerzo de la columna.

2.2 ENCAMISADOS DE ACERO

A las dos columnas se les colocó un encamisado de acero formado por soleras de 3 pulg (7.62 cm) de ancho y 1/4 pulg (0.64 cm) de espesor. La distancia entre soleras fue de $h/2$, donde h es el peralte de la columna en dirección de la carga. Estas se unieron con cuatro en cada esquina con soldadura de filete de 6 mm (Figura 2.3). Los ángulos fueron de sección tipo L de 4 pulg (10.16 cm) por lado y 3/8 pulg (0.95 cm) de espesor. El encamisado se colocó a 3 cm de la base de la columna para evitar que se dañara la conexión entre la columna y la zapata.

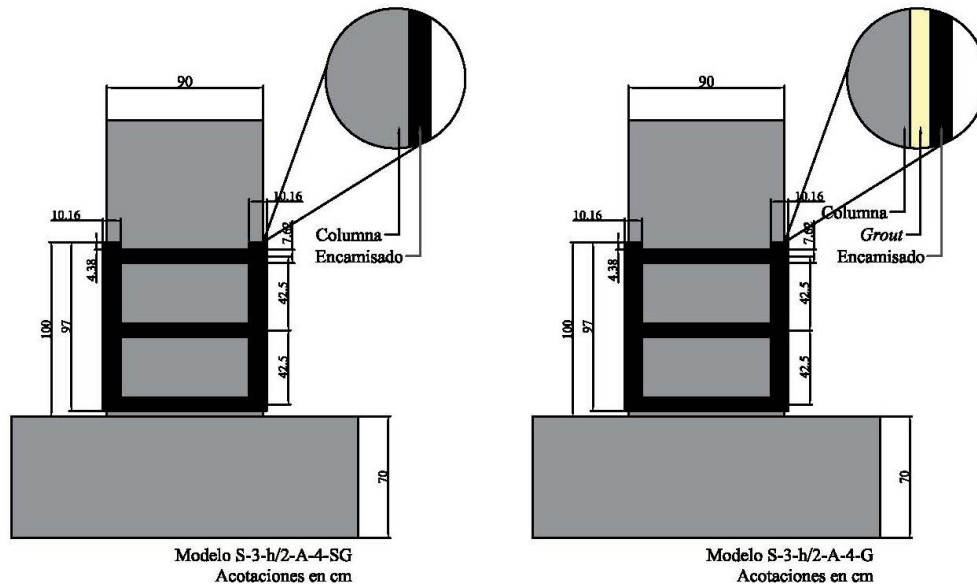


Figura 2.3 Encamisados de las columnas ensayadas.

En una de las columnas se usó mortero fluido sin contracción (*Sika Grout*) como medio de contacto entre la columna y el encamisado para transmitir los esfuerzos. En la otra columna no se usó ningún medio de contacto, por lo que el encamisado quedó en contacto directo con la columna (Figura 2.4) y las soleras no tenían contacto con el concreto.

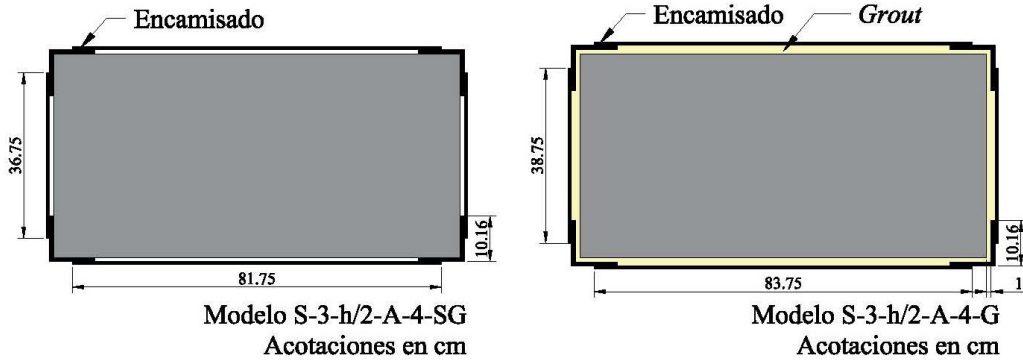


Figura 2.4 Vista en planta de las columnas a ensayar.

El identificador de cada columna se hizo con base en las características del encamisado y su configuración. La nomenclatura que se usó para nombrar las columnas fue la siguiente: S-a-e-s-A-b-G. La letra “S” se refiere a las soleras del encamisado, la “a” al ancho del ala en pulgadas, la “e” a su espesor y la “s” a la separación de estas en función de *h*. La letra “A” se refiere a los ángulos y la “b” a su ancho en pulgadas. La columna que finaliza con la letra G tiene *grout* como medio de contacto y la que finaliza en SG es la que no tiene ningún medio de contacto.

2.2.1 Cumplimiento de la Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes 2023

En la sección 9.7.6.3 de la norma se establecen los criterios que se deben cumplir para tener un diseño mínimo del encamisado en la columna.

- a) La relación de aspecto de la sección transversal no deberá exceder 3

$$\frac{90 \text{ cm}}{45 \text{ cm}} = 2 \therefore Ok$$

- b) El área de la sección transversal del acero del encamisado (placas o armaduras de ángulos y soleras) se calculará de acuerdo con 6.4.3.1 de la NTC-Concreto. El área transversal del encamisado no deberá ser menor que 0.01 veces el área de la sección de concreto

$$A_{SeccionTransversalEncamisado} = 228.90 \text{ cm}^2 > 0.01A_{SeccionConcreto} = 40.5 \text{ cm}^2 \therefore Ok$$

- c) Si se usan encamisados a base de armaduras de ángulos y soleras se deberá cumplir con i) a vi):

- i) Se colocarán ángulos con dimensiones de sus alas en un intervalo entre 1/6 y 1/5 de la dimensión transversal en la dirección de análisis y con un espesor, t_a , mínimo de 6.4 mm (0.25 pulg). El ala del ángulo no será menor que 100 mm (4 pulg)

$$\frac{1}{6}(850 \text{ mm}) = 141.67 \text{ mm}; \frac{1}{5}(850 \text{ mm}) = 170 \text{ mm}; Ala_{angulo} = 101.6 \text{ mm}$$

\therefore No cumple

$$t_a = 9.5 \text{ mm} > 6.4 \text{ mm} \therefore Ok$$

$$Ala_{angulo} = 101.6 \text{ mm} > 100 \text{ mm} \therefore Ok$$

- ii) Las soleras sólo se colocarán en forma perpendicular al eje longitudinal del elemento. En la Figura 2.3 se puede observar que las soleras se colocaron de forma perpendicular al eje longitudinal de la columna.

$\therefore Ok$

- iii) Las soleras tendrán un peralte, h_{sol} , tal que la relación h_{sol}/h_a y h_{sol}/h_b se encuentren entre 0.75 y 1.0, donde h_a y h_b son la altura y el ancho de la sección transversal del ángulo, respectivamente

$$h_{sol} = 7.62 \text{ cm}$$

$$h_a = 10.16 \text{ cm}$$

$$h_b = 10.16 \text{ cm}$$

$$\frac{h_{sol}}{h_a} = \frac{7.62 \text{ cm}}{10.16 \text{ cm}} = 0.75 \therefore Ok$$

$$\frac{h_{sol}}{h_b} = \frac{7.62 \text{ cm}}{10.16 \text{ cm}} = 0.75 \therefore Ok$$

- iv) La separación entre soleras, s , se definirá en función del peralte de la solera, tal que la relación h_{sol}/s se encuentre entre 1/5 y 1/3. Además, $s \leq h/2$

$$\frac{h_{sol}}{s} = \frac{7.62 \text{ cm}}{42.5 \text{ cm}} = 0.179$$

Se observa que la relación h_{sol}/s es menor que 1/5.

$\therefore No \text{ cumple}$

$$s = 42.5 \text{ cm} = \frac{h}{2} \therefore Ok$$

- v) El espesor de las soleras, t_s , será de al menos 9.5 mm (3/8 pulg) y será cuando mucho 3.2 mm (1/8 pulg) menor que el espesor del ángulo t_a

$$t_s = 6.4 \text{ mm}$$

$$t_a = 9.5 \text{ mm}$$

$$t_s < 9.5 \text{ mm} \therefore No \text{ cumple}$$

$$t_a - t_s = 3.1 \text{ mm} \therefore Ok$$

- vi) La longitud, l_s , de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo. Por lo tanto, el cordón de soldadura (de filete, usualmente) en los extremos será igual al peralte de la solera más la longitud del ala.

$$l_s = 81.75 \therefore Ok$$

Se observa que la configuración del encamisado no cumple con todos los criterios que establece la norma. Sin embargo, se decidió probar esa configuración para examinar si se pueden rebajar los criterios de la norma.

2.3 PROCESO CONSTRUCTIVO

2.3.1 Habilitado de acero

Lo primero que se hizo para construir las columnas de concreto reforzado fue habilitar el acero, es decir, cortar y doblar las barras de acero longitudinales y transversales según las especificaciones del diseño.

Con el objetivo de medir las deformaciones unitarias del acero, se colocaron deformímetros eléctricos (*strain gauges*) en puntos estratégicos del acero de refuerzo. Para ello, se ubicó el punto donde se colocaría el deformímetro y se desbastó esa zona de la barra de tal forma que solo se desbastara la corrugación y no la sección transversal de la barra. Después se lijó la zona hasta tener una superficie lisa y brillante (Figura 2.5).



Figura 2.5 Habilitado de acero.

2.3.2 Armado de acero

Al terminar de lijar, se unieron las piezas del armado con alambre según lo indicado en los planos para obtener el armado de la columna. Como se observa en la Figura 2.6, primero se hizo el armado de la zapata y después el de la columna. Al concluir el armado, se colocaron tubos de PVC de 3 pulg de diámetro en las zapatas para pasar por ahí las barras para anclar la columna con la losa de reacción.



Figura 2.6 Realización del armado de acero.

2.3.3 Instrumentación interna

Para colocar los deformímetros eléctricos se limpió con acetona y algodón la zona designada para estos. Los deformímetros se pegaron en esas zonas empleando un catalizador y pegamento especial para ese fin (Figura 2.7). Para evitar que los deformímetros se dañaran se cubrieron con cinta de aislar vulcanizada, con una gasa y con resina.



Figura 2.7 Colocación de un deformímetro eléctrico en la barra de acero.

En la Figura 2.8 se muestran las zonas donde se colocaron los deformímetros eléctricos. La nomenclatura que se usó para cada uno es la siguiente: El primer carácter corresponde a la letra inicial del tipo de instrumentación, *S* de *strain gauge*. El segundo carácter indica la característica del refuerzo, *L* de longitudinal y *T* de transversal. El tercer carácter corresponde a la cara del espécimen en la que se colocó el deformímetro, *N* de norte y *S* de sur. Para los deformímetros eléctricos de las barras longitudinales, el cuarto carácter indica el número de barra empezando por el lado oeste y el quinto carácter corresponde a la posición del dispositivo, empezando de abajo para arriba. Para los deformímetros eléctricos de las barras transversales, el cuarto carácter indica la posición del dispositivo, empezando de abajo para arriba.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

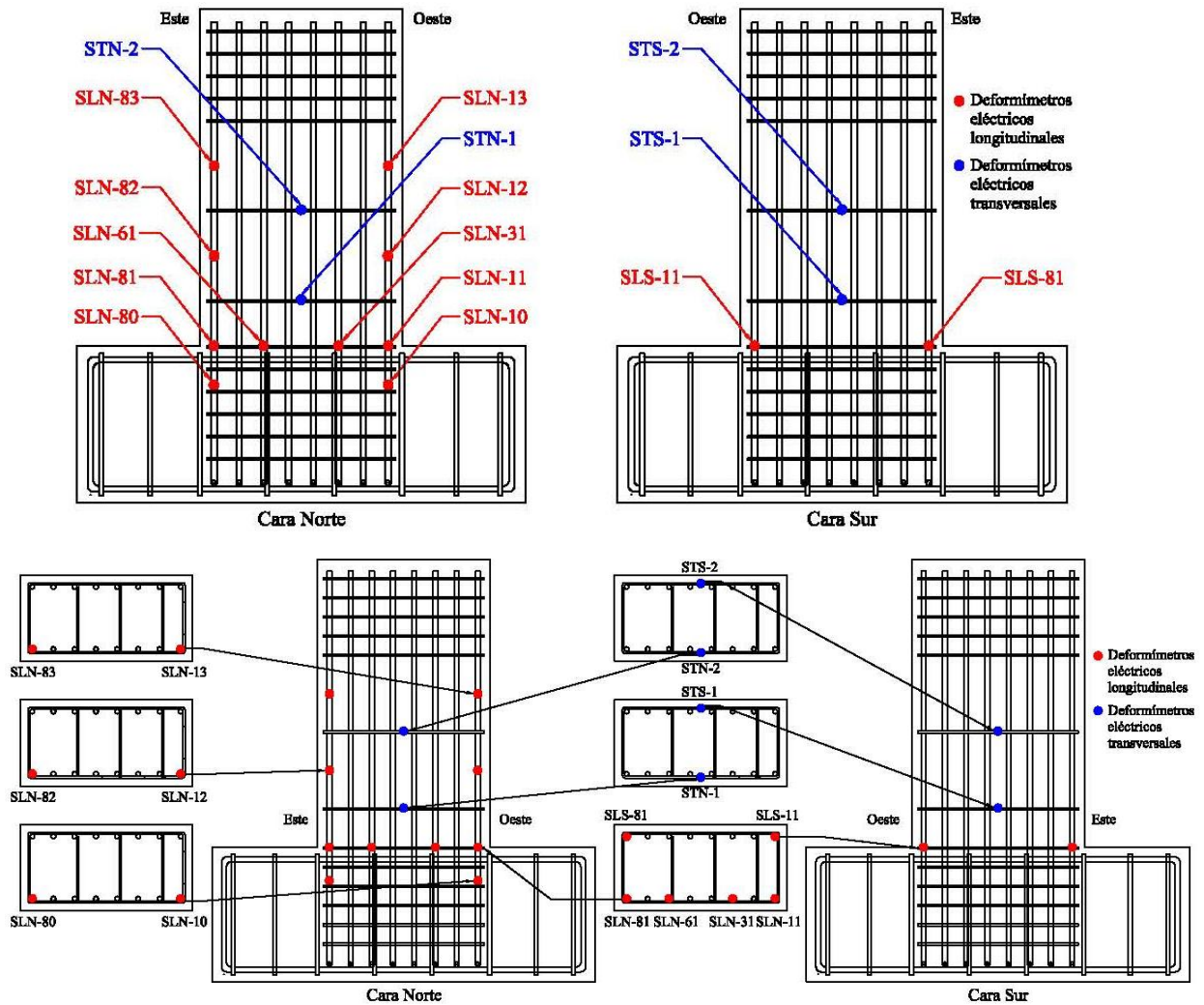


Figura 2.8 Ubicación de los deformímetros eléctricos con su respectiva designación.

2.3.4 Cimbra

Una vez que se tuvo el armado de acero listo se procedió a colocar la cimbra de madera que iba a contener el concreto fresco. Para ello se consideró un recubrimiento de 5 cm. En la cimbra se utilizaron barros de 3 x 1-1/2 pulg, polines de 3 pulg y madera contrachapada de 3/4 pulg (Figura 2.9). Con el fin de facilitar el descimbrado de los especímenes, se le colocó aceite desmoldante a la superficie de la madera que estaría en contacto con el concreto.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

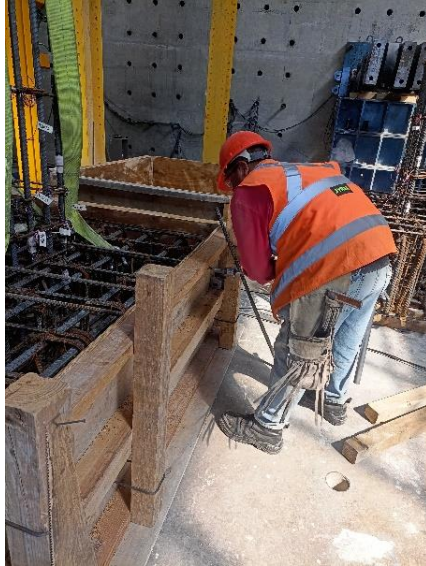


Figura 2.9 Fabricación de la cimbra del espécimen.

2.3.5 Colocación del concreto

Primero se colocó el concreto de la zapata. Como se observa en la Figura 2.10, el concreto se vertió dentro de la cimbra de madera con ayuda de una bacha. El concreto se fue distribuyendo de manera uniforme, y a su vez, se compactó para eliminar las burbujas de aire y para asegurar una buena compactación. Dos días después de la colocación del concreto, se descimbró la zapata y se procedió con el curado del concreto. Después de 28 días se realizó la colocación del concreto de la columna. También se utilizó la bacha para transportar y vaciar el concreto, se distribuyó de manera uniforme y se compactó con un vibrador eléctrico para eliminar las burbujas de aire. La columna se descimbró 72 horas después y posteriormente se curó el concreto con ayuda de una manguera.



Figura 2.10 Colocación del concreto. A la izquierda de la zapata, a la derecha de la columna.

2.3.6 Encamisado de acero

Los encamisados de acero se colocaron después de aplicar la carga axial a los especímenes (véase Sección 7.6.1), con el fin de simular las condiciones reales en un edificio. Ya que cuando se rehabilita una columna en una edificación, ya tiene aplicados los efectos de carga axial cuando se coloca el encamisado.

Para elaborar los encamisados de las columnas lo primero que se hizo fue habilitar el acero con las dimensiones indicadas en los planos correspondientes. Para la columna a la que no se le colocó *grout* (S-3-h/2-A-4-SG), el encamisado se soldó directamente en contacto con la columna. Para ello se ajustaron los cuatro ángulos de la esquina con una abrazadera y sobre ellos se soldaron las soleras (Figura 2.11).



Figura 2.11 Elaboración del encamisado que no lleva grout como medio de contacto.

Para la columna a la que se le colocó *grout* como medio de contacto (S-3-h/2-A-4-G), dos caras del encamisado se soldaron fuera de la columna y posteriormente se juntaron los cuatro ángulos soldando alrededor de la columna (Figura 2.12). A diferencia del encamisado anterior, en este, entre el ángulo y el concreto se dejó una separación de 1 cm en las cuatro esquinas para colocar el *grout*.

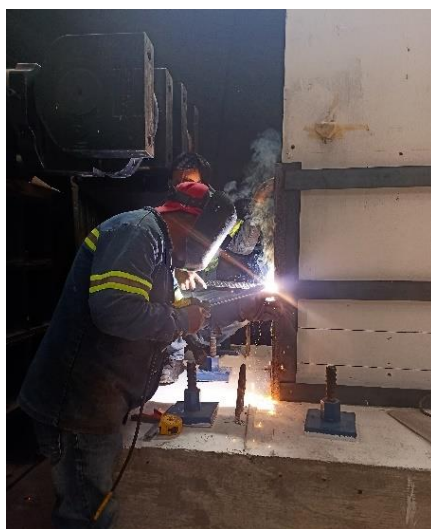


Figura 2.12 Soldadura del encamisado que lleva grout como medio de contacto.

Cuando el encamisado estuvo listo se le colocó cimbra para poner el *grout* entre la columna y el encamisado (Figura 2.13). El *grout* se dejó fraguando por siete días para que alcanzara una resistencia mayor que la del concreto de la columna. Ambos encamisados se colocaron 3 cm arriba de la base de la columna para que estuvieran separados de la base y se asegurara que esta no interfiriera en su comportamiento y resultara dañada.



Figura 2.13 Cimbra para colocar el grout.

Antes de iniciar la prueba se le colocó una pintura elaborada con cal y agua a los encamisados para visualizar las deformaciones que se presentaron en estos.

2.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Los materiales que se emplearon para construir los especímenes se sometieron a pruebas estandarizadas de acuerdo con lo que establecen los estándares mexicanos.

2.4.1 Concreto

Existen dos pruebas principales que deben hacerse al concreto. La primera de ellas es la prueba de revenimiento que es una medida de la trabajabilidad del concreto, es decir, la facilidad con la que se puede mezclar, colocar, manejar y compactar el concreto. La segunda es la prueba de compresión, de la cual se obtiene la resistencia del concreto endurecido y el módulo de elasticidad del material.

2.4.1.1 Prueba de revenimiento

Esta prueba se aplicó una vez que llegó el camión revolador con el concreto premezclado al Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. La prueba de revenimiento cumplió con lo establecido en el estándar NMX-C-156-ONNCCE-2010.

Los materiales que se emplearon para realizar la prueba fueron los siguientes:

- Cono estándar de revenimiento (10 cm de diámetro en la parte superior x 20 cm de diámetro en la parte inferior x 30 cm de altura).
- Cucharón pequeño.
- Barra con punta redondeada (60 cm de largo x 16 mm de diámetro)
- Placa para prueba de revenimiento (50 cm x 50 cm)

Primero se humedeció el cono y se colocó sobre la placa. Después, la persona encargada de realizar la prueba se paró firmemente sobre los estribos del cono y llenó 1/3 de la altura del cono con la

muestra. Una vez hecho esto, se compactó el concreto dando 25 golpes con la barra, empezando desde la parte exterior hasta terminar en la parte en medio. Posteriormente se llenó a 2/3 de la altura del cono y nuevamente se compactó el concreto con 25 golpes de forma que la barra penetrara la parte superior de la primera capa. Luego se llenó el cono hasta que se desparramó y se dieron 25 golpes penetrando hasta la parte superior de la segunda capa. En seguida se niveló la superficie con la barra y se levantó el cono en dirección recta hacia arriba. Finalmente, se colocó el cono al revés con la barra encima y se tomó la medida desde la barra hasta la parte superior de la muestra. Al realizar esta prueba se obtuvo un revenimiento de 12.5 cm para el concreto que se utilizó para colar las columnas (Figura 2.14). El revenimiento nominal del concreto era de 14 cm.



Figura 2.14 Realización de la prueba de revenimiento para el concreto que se utilizó para las columnas.

El día del colado de los especímenes se elaboraron los cilindros de concreto que se utilizarían en la prueba de compresión. Posteriormente, se ensayaron los cilindros según lo que establece el estándar mexicano NMX-C-083-ONNCCE-2014

Los materiales que se emplearon para realizar los cilindros fueron los siguientes:

- Molde de cilindros (15 cm de diámetro x 30 cm de altura)
- Cucharón pequeño
- Barra con punta redondeada (60 cm x 16 mm)
- Placa de acero

Antes de iniciar, se untó aceite al interior del molde para facilitar su desmolde. Primero se llenó 1/3 de la altura del molde con concreto y se compactó con la barra 25 veces. Posteriormente se llenó a 2/3 de la altura y se volvió a compactar 25 veces, pero esta vez la barra penetró 10 mm en la primera capa, para sacar el aire atrapado se le dieron golpes al cilindro. Después se llenó el molde hasta que se desparramó, se compactó 25 veces penetrando 10 mm de la segunda capa y se volvió a golpear el molde para eliminar el aire atrapado. Finalmente, se niveló la parte superior con la barra (Figura 2.15) y se etiquetó. Se dejó fraguar el concreto y al pasar unos días se curó dentro de una cámara de curado durante 15 días.



Figura 2.15 Nivelación de los cilindros de concreto.

Una vez que transcurrieron 28 días desde el colado de las columnas, se desmoldaron los cilindros, se tomaron sus medidas para obtener las dimensiones reales y se cabecearon según lo que establece el estándar mexicano NMX-C-109- ONNCCE-2013 (Figura 2.16).



Figura 2.16 Cabeceo de los cilindros.

Cuando los cilindros estaban cabeceados, se ensayaron en la máquina universal del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED aplicando una carga de compresión al cilindro. Para obtener la curva esfuerzo-deformación unitaria se empleó un dispositivo de medición con transductores de desplazamiento en el sentido longitudinal de la probeta (Figura 2.17).

Espacio en blanco dejado de manera intencional



Figura 2.17 Prueba de compresión de los cilindros (a la izquierda cilindro antes de la prueba, a la derecha cilindro después de la prueba).

Se ensayaron seis cilindros por espécimen, tres para la zapata y tres para la columna, ya que la resistencia del concreto de las zapatas y de las columnas era distinta. A los 28 días se probó un cilindro de cada tipo y el resto de los cilindros se ensayaron el día del ensayo de la columna. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 2.1 y la Tabla 2.2

Para calcular la resistencia a la compresión del cilindro se dividió la carga máxima obtenida en la prueba entre el área promedio de su sección transversal (ver Ecuación 2.1).

$$f'_c = \frac{F}{A} \quad (2.1)$$

Tabla 2.1 Resultados obtenidos en la prueba de compresión de los cilindros de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

Zapata	Diámetro promedio (mm)	Área (cm ²)	F teórica (kg)	F real (kg)	f'_c real (kg/cm ²)
Z3-1-O2	147.9	171.8	60,130.4	64,550	375.7
Z3-2-O2	149.0	174.4	61,028.2	68,900	395.2
Z3-3-O1	151.0	179.0	62,663.7	73,300	409.4
f'_c promedio (CV)					393.4 (0.04)
Columna	Diámetro promedio (mm)	Área (cm ²)	F teórica (kg)	F real (kg)	f'_c real (kg/cm ²)
C3-1	147.4	170.7	34,136.0	51,600	302.3
C3-2	148.8	173.9	34,771.9	51,150	294.2
C3-3	150.0	176.7	35,342.9	55,900	316.3
f'_c promedio (CV)					304.3 (0.03)

Tabla 2.2 Resultados obtenidos en la prueba de compresión de los cilindros de la columna S-3-h/2-A-4-G

Zapata	Diámetro promedio (mm)	Área (cm ²)	F teórica (kg)	F real (kg)	f'_c real (kg/cm ²)
Z4-1-O2	148.2	172.4	60,347.5	65,500	379.9
Z4-2-O2	148.4	173.0	60,537.7	69,400	401.2
Z4-3-O2	149.2	174.9	61,205.8	57,200	327.1
f'_c promedio (CV)					369.4 (0.08)
Columna	Diámetro promedio (mm)	Área (cm ²)	F teórica (kg)	F real (kg)	f'_c real (kg/cm ²)
C4-1	149.8	176.2	35,248.7	46,500	263.8
C4-2	150.7	178.5	35,689.3	57,700	323.4
C4-3	150.6	178.1	35,626.2	54,950	308.5
f'_c promedio (CV)					298.6 (0.08)

En la Figura 2.18 se muestran las gráficas esfuerzo-deformación unitaria de los cilindros ensayados.

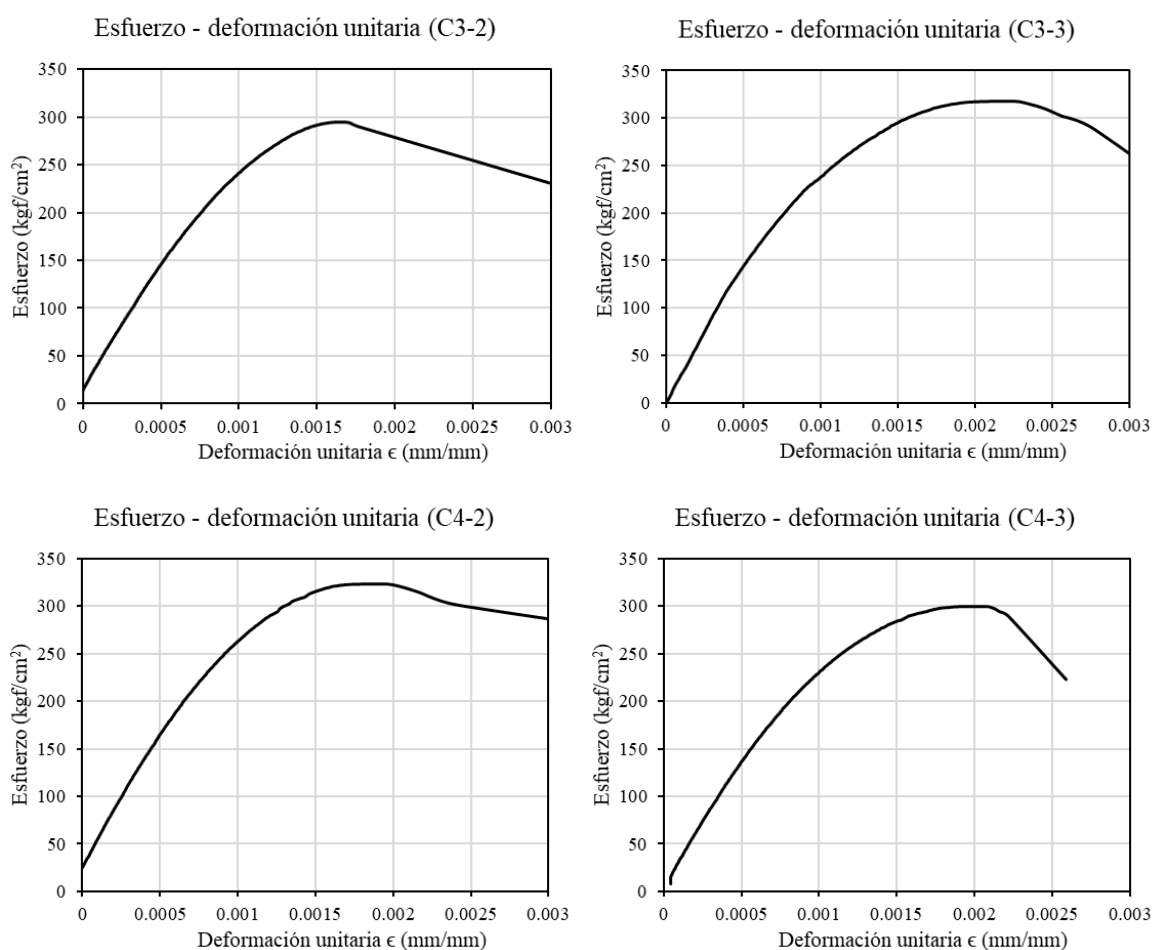


Figura 2.18 Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de los cilindros ensayados.

El concreto que se empleó para construir las columnas fue proporcionado por la empresa CEMEX y se diseñó con una resistencia nominal a la compresión de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y con un tamaño máximo de agregado de 20 mm. Al realizar la prueba, se obtuvo una resistencia a la compresión promedio de $f'_c = 304.3 \text{ kg/cm}^2$ para la columna S-3-h/2-A-4-SG y de $f'_c = 298.6 \text{ kg/cm}^2$ para la columna S-3-h/2-A-4-G. Por otro lado, el concreto que se empleó para construir las zapatas se diseñó con una resistencia nominal a la compresión de $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y con un tamaño máximo de agregado de 20 mm. Al realizar la prueba, se obtuvo una resistencia a la compresión promedio de $f'_c = 393.4 \text{ kg/cm}^2$ para el espécimen S-3-h/2-A-4-SG y de $f'_c = 369.4 \text{ kg/cm}^2$ para el espécimen S-3-h/2-A-4-G.

2.4.2 Acero

Se obtuvieron probetas de acero de las barras del acero de refuerzo y del acero utilizado en los encamisados (ángulos y soleras). Posteriormente se sometieron a ensayos de tensión y se obtuvieron sus características de acuerdo con lo que establecen los estándares mexicanos.

2.4.2.1 Acero de refuerzo

En el acero de refuerzo de las columnas se utilizaron dos tipos de barras: del no. 8 para el refuerzo longitudinal y del no. 3 para el refuerzo transversal. Se empleó la NMX-B-506-CANACERO-2019 que indica el procedimiento para realizar ensayos en barras de acero corrugadas. Por cada tipo de barra se obtuvieron dos probetas para su ensaye con las características que indica el estándar mexicano.



Figura 2.19 Pruebas de tensión de las barras de refuerzo.

Las probetas se sometieron a un ensayo de tensión hasta la rotura en el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería de la UNAM de acuerdo con lo que establece la NMX-B-172-CANACERO-2018 (Figura 2.19). Las pruebas se controlaron por carga y cada probeta se instrumentó con dos deformímetros uno de 3 mm y otro de 5 mm. Con los datos obtenidos en el deformímetro y en la máquina universal se graficaron las curvas esfuerzo-deformación unitaria de cada probeta (Figura

2.20) y se obtuvieron los parámetros de interés como el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último (Tabla 2.3 y Tabla 2.4).

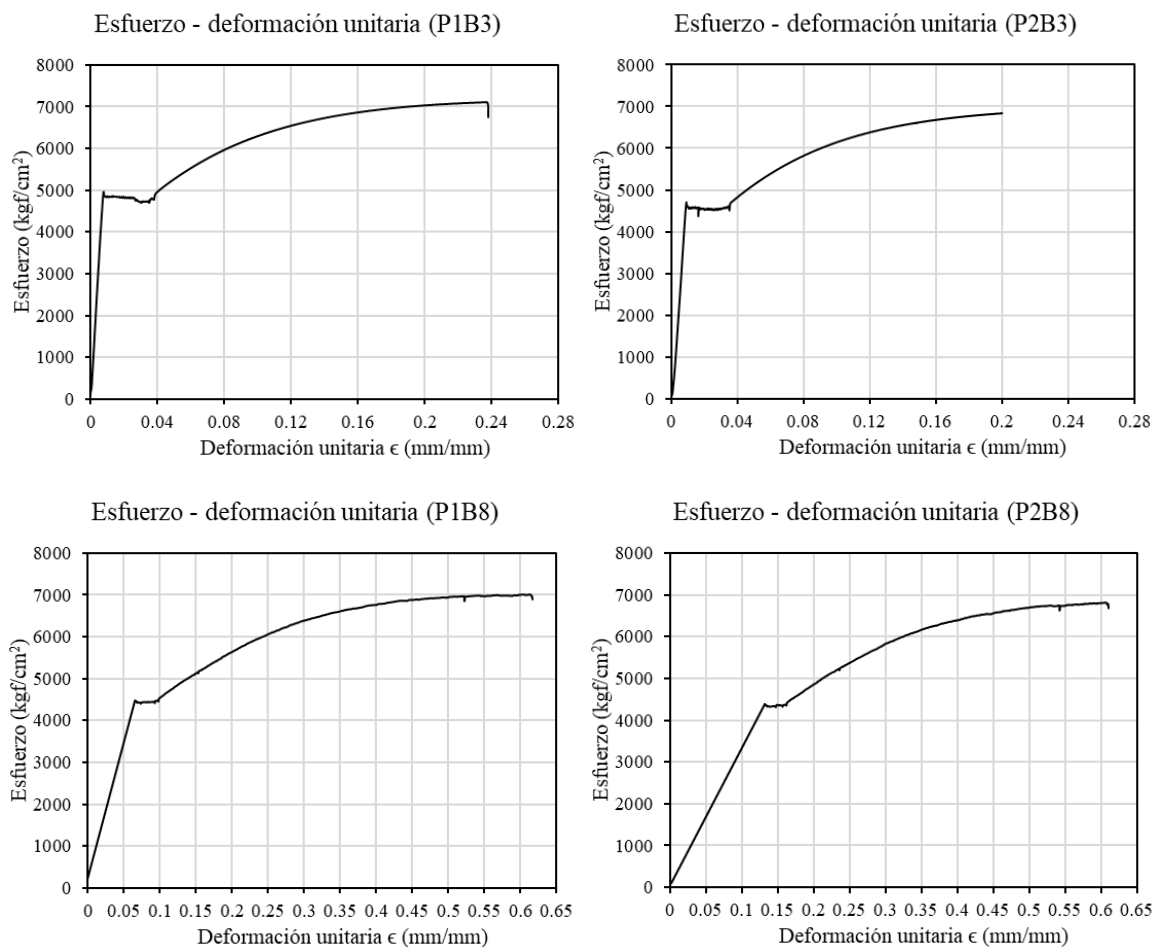


Figura 2.20 Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de las probetas de acero de las barras de refuerzo (arriba de las barras del no. 3, abajo de las barras del no. 8).

Tabla 2.3 Resultados obtenidos en la prueba de tensión de las probetas de las barras del no. 3.

Probeta Barra no. 3	Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)	Esfuerzo último a la ruptura f_u (kg/cm ²)	ϵ_u (mm/mm)
P1B3	4,968.7	7,112.7	0.24
P2B3	4,705.1	6,838.2	0.20
Promedio (CV)	4,836.9 (0.03)	6,975.5 (0.02)	0.22

Tabla 2.4 Resultados obtenidos en la prueba de tensión de las probetas de las barras del no. 8.

Probeta Barra no. 8	Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)	Esfuerzo último a la ruptura f_u (kg/cm ²)	ϵ_u (mm/mm)
P1B8	4,449.3	7,021.0	0.06
P2B8	4,386.2	6,828.2	0.13
Promedio (CV)	4,417.7 (0.01)	6,924.6 (0.01)	0.10

El esfuerzo especificado de fluencia de las barras de acero que se utilizaron en el refuerzo era de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Al realizar las pruebas, se obtuvo un esfuerzo de fluencia promedio de $f_y = 4,836.9 \text{ kg/cm}^2$ para las barras del no. 3 y $f_y = 4,417.7 \text{ kg/cm}^2$ para las barras del no. 8.

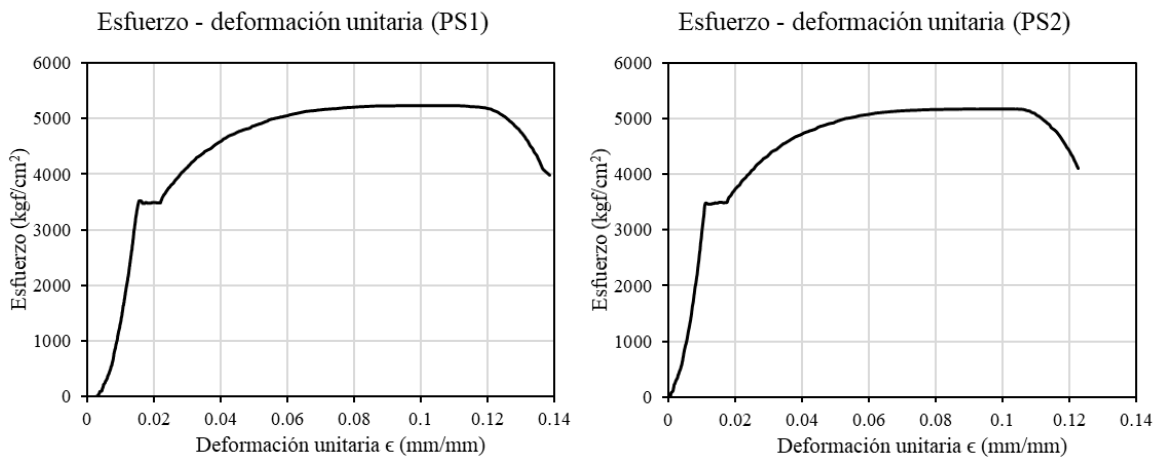
2.4.2.2 Acero de los encamisados

En el encamisado de acero se utilizaron soleras y ángulos de diferente calibre. Para determinar sus propiedades mecánicas se elaboraron probetas del acero de las soleras y de los ángulos. Las probetas se realizaron con base en las dimensiones y geometría que establece la NMX-B-172-CANACERO-2018. Se elaboraron tres especímenes de cada tipo de acero. Las probetas se ensayaron a tensión en una máquina universal de 100 t de capacidad del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED (Figura 2.21).



Figura 2.21 Prueba de tensión de una de las probetas de las soleras (al centro probeta antes de la prueba, a la derecha probeta después de la prueba).

Con los resultados obtenidos, se graficaron las curvas esfuerzo-deformación unitaria de cada probeta (Figura 2.22) y se obtuvo el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último a la ruptura (Tabla 2.5 y Tabla 2.6).



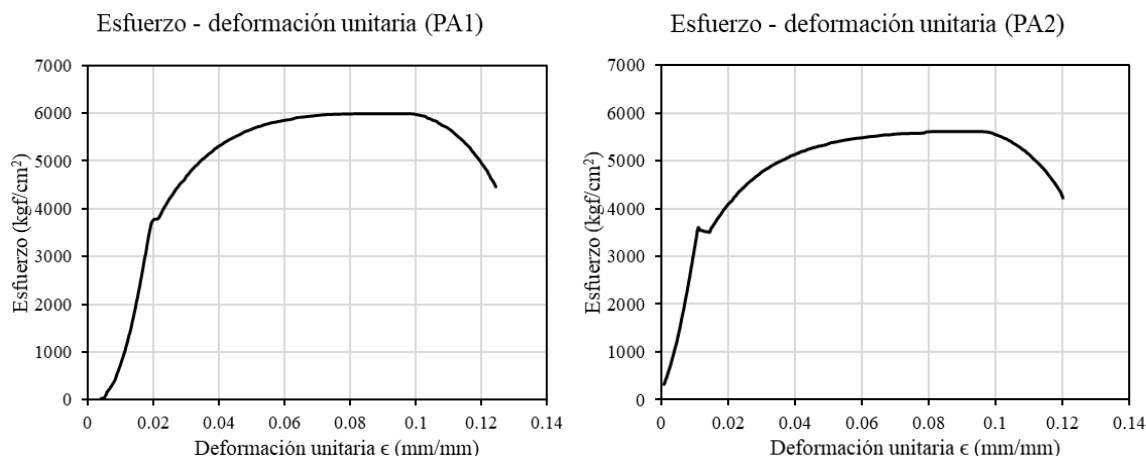


Figura 2.22 Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de las probetas de acero de los encamisados (arriba de las soleras, abajo de los ángulos).

Tabla 2.5 Resultados obtenidos en la prueba de tensión de las probetas de las soleras.

Probeta (Solera)	Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)	Esfuerzo último a la ruptura f_u (kg/cm ²)	ϵ_u (mm/mm)
PS1	3,530.2	5,231.9	0.10
PS2	3,661.8	5,169.7	0.10
PS3	3,883.3	5,278.1	0.08
PS4	3,618.6	5,240.6	0.09
Promedio (CV)	3,673.5 (0.04)	5,230.1 (0.01)	0.09

Tabla 2.6 Resultados obtenidos en la prueba de tensión de las probetas de los ángulos.

Probeta (Ángulo)	Esfuerzo de fluencia f_y (kg/cm ²)	Esfuerzo último a la ruptura f_u (kg/cm ²)	ϵ_u (mm/mm)
PA1	3,829.0	5,985.3	0.09
PA2	3,821.5	5,626.2	0.09
PA3	4,234.6	6,004.6	0.08
PA4	4,334.4	5,863.3	0.08
Promedio (CV)	4,054.9 (0.06)	5,869.8 (0.03)	0.08

El acero utilizado para los encamisados fue A36, este acero tiene un esfuerzo especificado de fluencia de $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Al realizar las pruebas se obtuvo que el esfuerzo de fluencia promedio fue de $f_y = 3,673.5 \text{ kg/cm}^2$ para las soleras y de $4,054.9 \text{ kg/cm}^2$ para los ángulos.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

2.4.3 Mortero (Grout)

El *grout* es un mortero de alta resistencia, con alta fluidez, autonivelante y sin retracción. Está compuesto de cementantes, agregados aditivos fluidificantes y reductores de agua dosificados para controlar los cambios de volumen.

Con base en lo que establece el estándar NMX-C-486-ONNCCE-2014 se realizaron tres cubos de mortero para medir su resistencia a la compresión.

Los cubos se realizaron en moldes metálicos de 50 mm por lado (Figura 2.23). Antes de colocar el *grout* se untó aceite al interior del molde para que fuera más fácil de desmoldar. Primero se depositó una capa de *grout* de 25 mm de espesor y se compactó con el pisón 32 veces, realizando cuatro ciclos de ocho golpes repartidos sobre la superficie del cubo, cada ciclo se realizó en dirección perpendicular con respecto al anterior. Posteriormente, se llenó el molde con *grout* y se compactó de la misma manera que la primera capa. Finalmente se enrasó la superficie del molde eliminando los excesos (SCT, 2004).



Figura 2.23 Realización de los cubos de grout.

Cuando los cubos se secaron se colocaron en la cama de curado. Siete días después se ensayaron en la máquina universal del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED centrando el cubo sobre la placa de la máquina y aplicando una carga de compresión (Figura 2.24).



Figura 2.24 Pruebas de compresión en los cubos de grout.

En la Tabla 2.7 se muestran los resultados obtenidos en la prueba.

Tabla 2.7 Resultados obtenidos en la prueba de compresión de los cubos de grout.

Espécimen	Resistencia (kg/cm²)
M1-G3	444.04
M2-G3	505.84
M3-G3	406.48
Promedio (CV)	452.12 (0.09)

Se puede observar que la resistencia promedio obtenida en los cubos de *grout* (452.1 kg/cm²) es mayor que la resistencia obtenida en los cilindros de concreto (298.6 kg/cm²), por lo que se considera aceptable la mezcla de *grout*.

2.5 DISEÑO DE LOS ESPECÍMENES

A continuación, se presentan las resistencias nominales de los especímenes ensayados calculadas con la normativa vigente. En los cálculos se considerarán los factores de resistencia igual a 1.0 para conocer la resistencia de las columnas.

2.5.1 Diseño a flexión

2.5.1.1 NTC - Concreto 2023

En la sección 3.6 de la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2023) se establecen las hipótesis para obtener la resistencia a flexocompresión de la columna. De acuerdo con las hipótesis, la resistencia se obtendrá a partir de las condiciones de equilibrio

Resistencias nominales con propiedades nominales

Considerando una deformación unitaria asociada a la fluencia del acero de refuerzo igual a 0.002, una deformación unitaria del concreto en compresión cuando alcanza su resistencia de 0.003 y que la distribución de esfuerzos de compresión es uniforme con un valor igual a f_c'' ($0.85f_c'$) hasta una profundidad de la zona de compresión igual a β_1c . Se plantea la Ecuación 2.2 de momento nominal resistente (M_n) y la Ecuación 2.3 de resistencia nominal a carga axial tomando en cuenta las condiciones de equilibrio de fuerzas en la sección (Figura 2.25).

$$M_n = f_c'' ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (2.2)$$

$$P_n = f_c'' ab + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} \quad (2.3)$$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

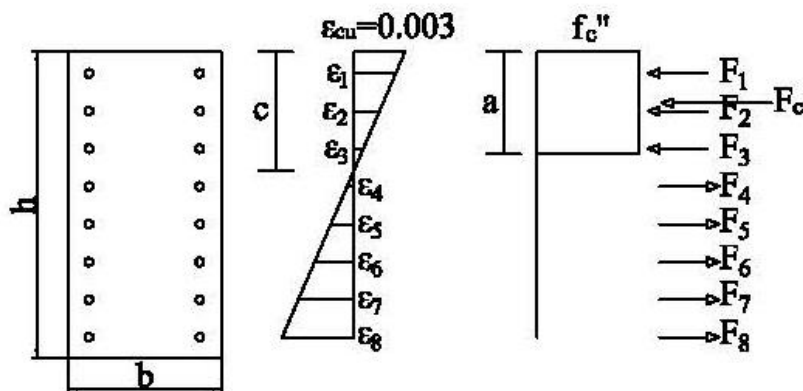


Figura 2.25 Sección transversal de la columna, estado de deformación y distribución de esfuerzos.

La carga axial que se le aplicó a cada columna fue de 153.85 t (véase Sección 2.6.1), por lo que la Ecuación 2.3 se iguala a ese valor.

$$P_R = f'_c ab + \sum_{i=1}^n A_{si} f_{si} = 153.85 t$$

Resolviendo las dos ecuaciones y tomando en cuenta las características de la columna, se obtiene que:

$$c = 35.3 \text{ cm}$$

$$M_R = 132.8 t \cdot m$$

El cortante asociado a ese momento considerando que la columna está empotrada se obtiene con la Ecuación 2.4.

$$V_{flex} = \frac{M_R}{\text{Altura de aplicación de la carga}} \quad (2.4)$$

$$V_{flex} = 110.7 t$$

Resistencias nominales con propiedades medidas

Para obtener la resistencia a flexión con las propiedades mecánicas medidas en los ensayos de los materiales que se emplearon en la construcción de los especímenes se siguió el mismo procedimiento que con los valores nominales.

En la Tabla 2.8 se presentan los resultados obtenidos tanto para los valores nominales como para los valores medidos.

Tabla 2.8 Resistencia a flexión según la NTC - Concreto 2023

NTC – Concreto		
	Momento nominal (t·m)	Cortante nominal (t)
Propiedades nominales	132.81	110.7
Propiedades medidas	155.88	129.9

2.5.2 Diseño a cortante

2.5.2.1 NTC - Concreto 2023

En la sección 5.5.3 de la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2023) se establecen los criterios y los cálculos para obtener la resistencia a fuerza cortante en una dirección.

Resistencias nominales con propiedades nominales

De acuerdo con lo que se establece en la norma, se tiene que la cantidad mínima de refuerzo transversal es el mayor que resulte de las Ecuaciones 2.5 y 2.6:

$$0.2\sqrt{f'_c}\frac{bs}{f_y} = 1.21 \text{ cm}^2 \quad (2.5)$$

$$3.5\frac{bs}{f_y} = 1.50 \text{ cm}^2 \quad (2.6)$$

Por lo tanto, la cantidad mínima de refuerzo transversal es:

$$A_{vmin} = 1.50 \text{ cm}^2$$

El refuerzo transversal en la dirección de la aplicación de la carga se compone de dos barras del no. 3, por lo que:

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2 < A_{vmin} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Se puede observar que la cantidad de acero de la columna es menor que la mínima requerida, entonces, la resistencia que aporta el concreto se calcula con la Ecuación 2.7:

$$V_c = \left(2\lambda_s\lambda(\rho)\right)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \quad bd \quad (2.7)$$

donde el factor de reducción por tamaño se calcula con la Ecuación 2.8.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1+0.04d)}} \leq 1.0 \quad (2.8)$$

$$\lambda_s = 0.674 \therefore Ok$$

Considerando que el factor de reducción para concreto de peso normal es:

$$\lambda = 1$$

La cuantía del acero es:

$$p = \frac{A_{vlong}}{bd} = 0.0075$$

Por lo que la resistencia que aporta el concreto es:

$$V_{nc} = 38.50 \text{ t}$$

Dado que el refuerzo transversal está colocado de manera perpendicular al eje longitudinal de la columna, la resistencia que aporta se calcula con la Ecuación 2.9:

$$V_{ns} = \frac{A_v f_y d}{s} = 12.67 \text{ t} \quad (2.9)$$

Por lo tanto, el cortante resistente total es:

$$\therefore V_n = V_{nc} + V_{ns} = 51.18 \text{ t}$$

Resistencias nominales con propiedades medidas

Para obtener la resistencia a cortante total con las propiedades mecánicas medidas en los ensayos de los materiales que se emplearon en la construcción de los especímenes se siguió el mismo procedimiento que con los valores nominales.

En la Tabla 2.9 se presentan los resultados obtenidos tanto para los valores nominales como para los valores medidos.

Tabla 2.9 Resistencia a cortante según la NTC - Concreto 2023

	Resistencia aportada por el:		Total (t)
	Concreto (t)	Refuerzo transversal (t)	
Propiedades nominales	38.5	12.7	51.2
Propiedades medidas	41.8	14.6	56.3

2.5.2.2 NTC – Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes 2023

En la Sección 9.7.6.3 de la Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes (2023) se establecen los criterios y los cálculos para obtener la resistencia a fuerza cortante de la columna de concreto rehabilitada con encamisado de acero.

Resistencias nominales con propiedades nominales

La resistencia nominal a cortante de la columna encamisada se calcula con la Ecuación 2.10.

$$V_{col,enc} = k_{nl} \left[\alpha_{col} \left(\frac{A_v f_y d}{s} \right) + \lambda k_{conf} \left(\frac{1.6 \sqrt{f'_c}}{\frac{M_u}{V_u d}} \sqrt{1 + \frac{P_{UG}}{1.6 A_g \sqrt{f'_c}}} \right) 0.8 A_g \right] \quad (2.10)$$

Donde:

$k_{nl} = 1$ ya que se considera que es una estructura construida antes de 1987.

$\lambda = 1$ dado que se considera concreto de peso normal

$\alpha_{col} = 1$ puesto que $s/d = 0.47 < 0.75$

k_{conf} se calcula con la Ecuación 2.11.

$$k_{conf} = \left(1.0 + \left(\frac{10}{3}\right)\left(\frac{I_a}{h}\right)\right) = \left(1.0 + \left(\frac{10}{3}\right)\left(\frac{10.16 \text{ cm}}{85 \text{ cm}}\right)\right) = 1.40 \quad (2.11)$$

Sustituyendo los datos se tiene que la resistencia nominal a cortante es:

$$V_{col,enc} = 96.6 \text{ t}$$

Resistencias nominales con propiedades medidas

Para obtener la resistencia a cortante total con las propiedades mecánicas medidas en los ensayos de los materiales que se emplearon en la construcción de los especímenes se siguió el mismo procedimiento que con los valores nominales.

En la Tabla 2.10 se presentan los resultados obtenidos tanto para los valores nominales como para los valores medidos.

Tabla 2.10 Resistencia a cortante según la NTC - Evaluación y Rehabilitación 2023

NTC – Evaluación y Rehabilitación 2023			
	Resistencia aportada por el:		Total (t)
	Concreto (t)	Refuerzo transversal (t)	
Propiedades nominales	83.9	12.7	96.6
Propiedades medidas	96.8	14.6	111.4

2.6 MARCO DE CARGA

Las pruebas se llevaron a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED. Para garantizar un contacto uniforme entre el marco de carga y los modelos se colocó una cama de yeso autonivelante *hydrostone* de 1 cm de espesor entre la zapata y la losa de reacción. Una vez que se puso la cama de *hydrostone* y la columna, se procedió a fijar el espécimen a la losa de reacción mediante diez barras de acero de alta resistencia grado 105 ($f_y = 7,380 \text{ kg/cm}^2$) de 1-1/4 pulgadas (3.18 cm) de diámetro. Cada barra se postensó con un gato hidráulico.

2.6.1 Carga axial

El marco de carga axial consistió en un gato hidráulico de 400 t de capacidad que estaba apoyado en una viga de acero simplemente apoyada. Un extremo de la viga estaba apoyado sobre el centro de la sección transversal de la columna de concreto y el otro extremo estaba apoyado en una columna de acero (Figura 2.26). Encima del gato hidráulico se colocó una placa de acero para transmitir la carga axial.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

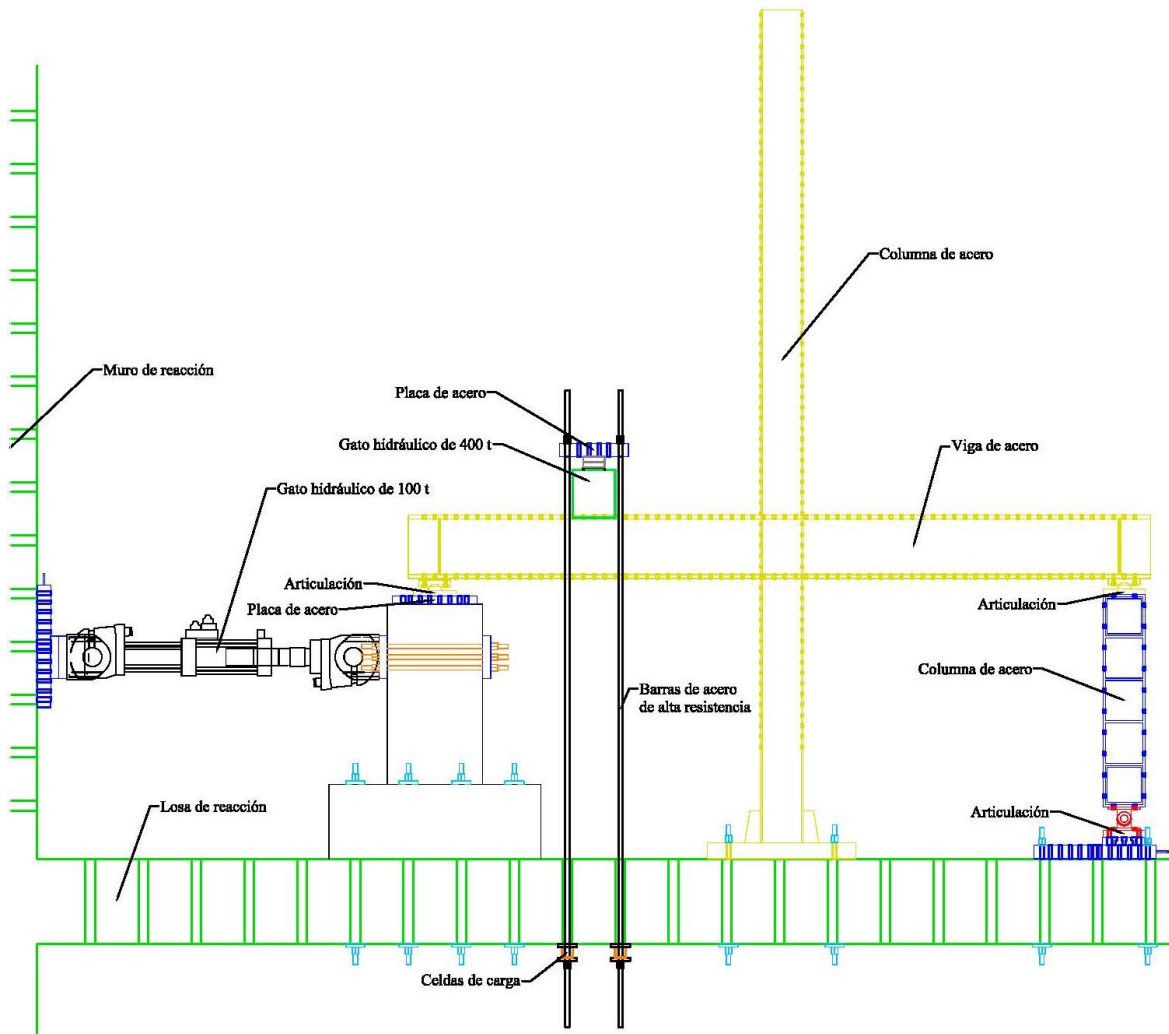


Figura 2.26 Configuración del marco de carga axial (vista de perfil).

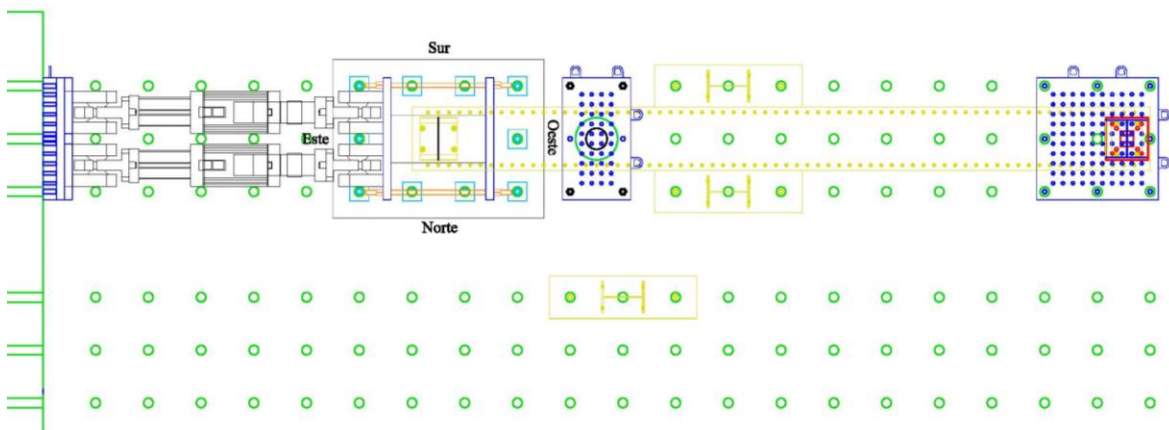


Figura 2.27 Configuración del marco de carga axial (vista en planta).

En todo el arreglo se colocaron tres articulaciones, una sobre la columna de concreto y las otras dos en los extremos de la viga de acero, esto con la finalidad de transmitir fuerzas sin transmitir momentos y simplificar el arreglo a una viga isostática como se muestra en la Figura 2.28.

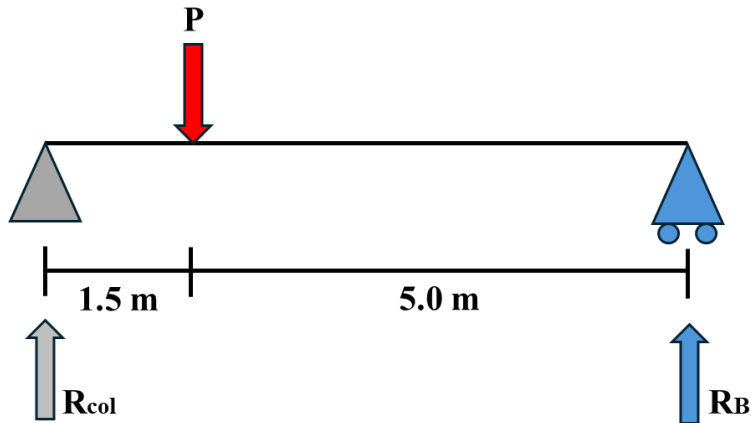


Figura 2.28 Simplificación del arreglo de carga axial como una viga isostática.

Además, se colocó una placa de acero encima de la columna de concreto para que se distribuyeran los esfuerzos de manera uniforme sobre la columna. En el otro extremo de la viga, debajo de la columna de acero, se colocó una placa de acero para nivelar la viga. Como se observa en la Figura 2.29 al centro del claro de la viga de acero se colocaron dos columnas de acero como restricción, solo como medio de seguridad, para evitar que la viga se cayera si algo fallaba.



Figura 2.29 Marco de carga axial

Adicionalmente, se colocaron cuatro celdas de carga en barras de acero de alta resistencia debajo de la losa de reacción para medir la fuerza axial aplicada mediante el gato de 400 t. A cada celda también se le colocó una articulación para liberar los momentos.

La carga axial se aplicó antes de colocar el encamisado con el fin de simular las condiciones reales de una edificación que fue rehabilitada con encamisados de acero. En total se aplicaron 200 t de carga axial ya que cada celda de carga podía medir hasta 50 t. De las 200 t, 153.85 t correspondían a la reacción de la columna, lo equivale al $0.12f_c 'A_g$ de la columna.

2.6.2 Carga lateral

El marco de carga que se utilizó para aplicar la carga lateral a los especímenes se hizo de tal forma que generara solicitaciones equivalentes a las de un sismo. El arreglo de carga lateral estuvo conformado por dos gatos hidráulicos de 100 t de capacidad (Figura 2.30) que estaban sujetos en el muro de reacción del laboratorio mediante una placa con barras postensadas. Los gatos se emplearon para aplicar la carga lateral cíclica. Se utilizó un sistema MTS para controlar la historia de carga. Entre el gato hidráulico y la columna (lado este) se colocó una placa de acero 40 x 80 cm para transmitir la carga de manera uniforme. Del otro lado de la columna (lado oeste) también se colocó una placa para aplicar cargas reversibles. Las dos placas se sujetaron con seis barras de acero de alta resistencia grado 105 que una vez colocadas fueron postensadas.

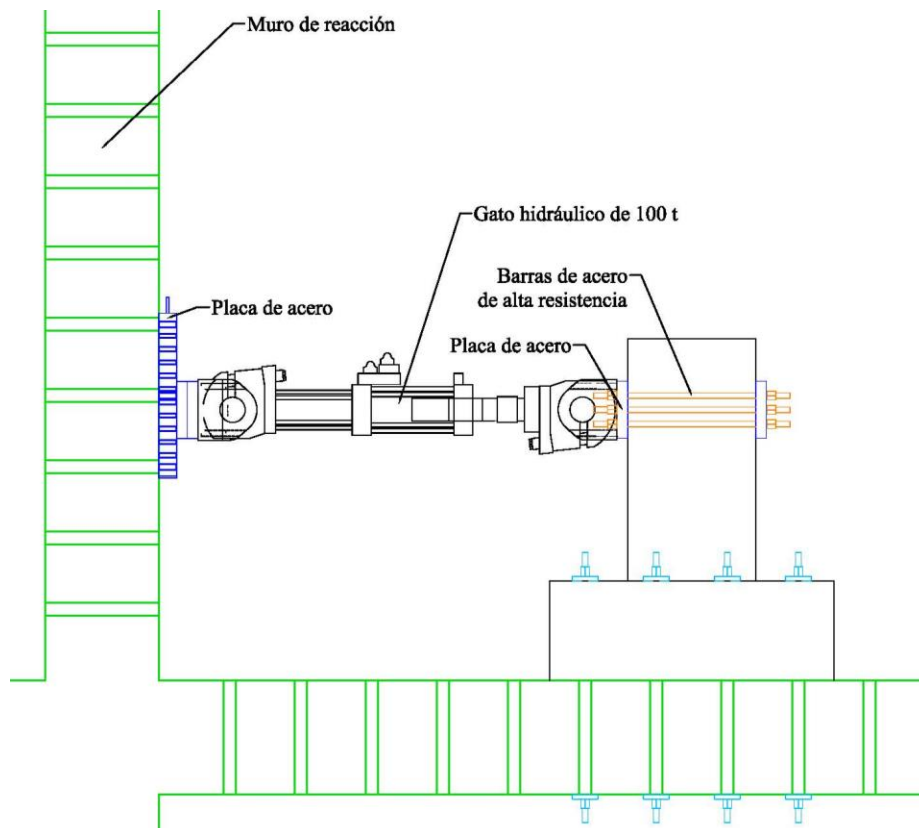


Figura 2.30 Configuración del marco de carga lateral (vista de perfil).

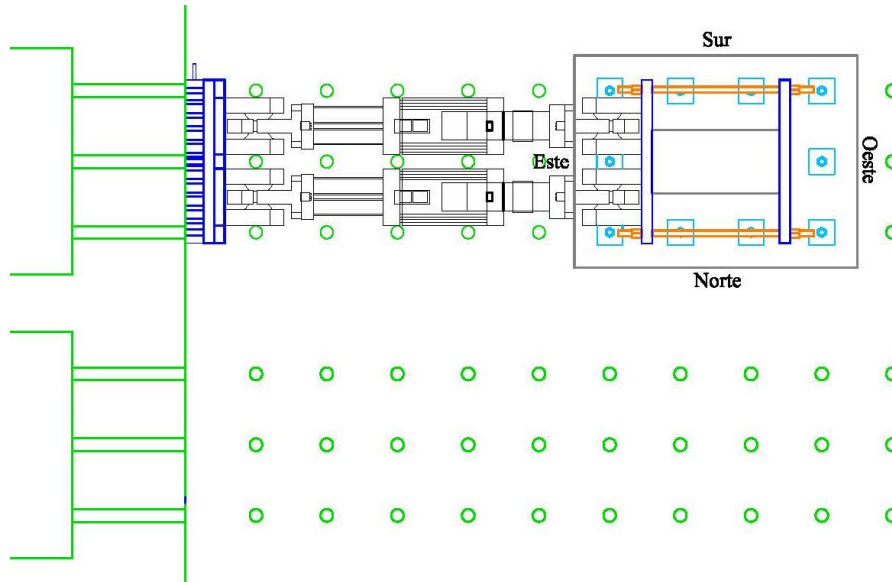


Figura 2.31 Configuración del marco de carga lateral (vista en planta).

El arreglo de la carga lateral se hizo de tal forma que la aplicación de la carga fuera a una altura de 120 cm medidos desde la base de la columna (Figura 2.32). La carga se aplicó en el lado corto de la columna, de manera perpendicular al eje principal del espécimen, esto con la finalidad de generar flexión en el eje con mayor inercia.

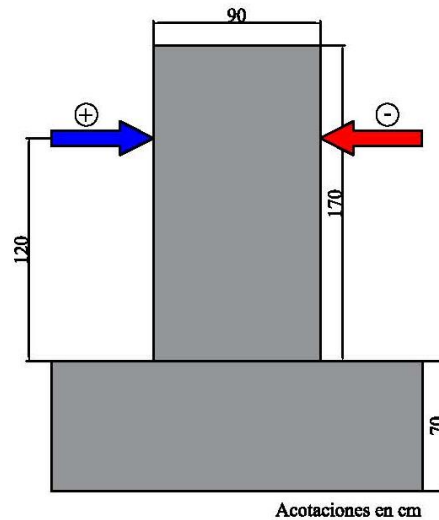


Figura 2.32 Altura de la aplicación de la carga lateral.

2.7 INSTRUMENTACIÓN EXTERNA

Además de los instrumentos internos (deformímetros eléctricos), se colocaron instrumentos externos en la superficie del espécimen para estudiar el comportamiento local y global de la estructura. Se usaron tres tipos de instrumentos: celdas de carga, transductores de desplazamiento y deformímetros eléctricos.

2.7.1 Celdas de carga

Se colocaron cuatro celdas de carga debajo de la losa de reacción. Cada celda se colocó en una barra de acero de alta resistencia (Figura 2.26) y se aseguró con una placa y una tuerca de acero. Las celdas se utilizaron para medir la fuerza axial que se le aplicó al marco de carga. La capacidad máxima de medición de cada una era de 50 t. Cada celda se nombró según la posición en la que se encontraba. Visto en planta, la C1 es la celda que está al noroeste, la C2 es la que está al noreste, la C3 es la que está al suroeste y la C4 es la que está al sureste (Figura 2.33).

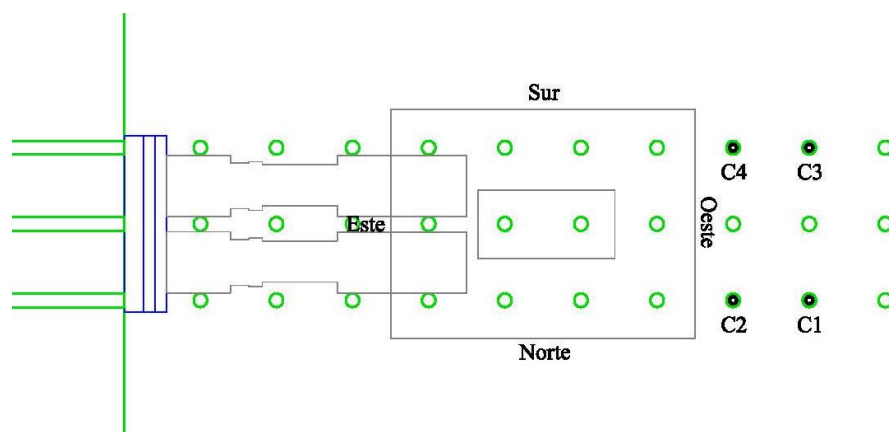


Figura 2.33 Nomenclatura de las celdas de carga.

2.7.2 Transductores de desplazamiento

Antes de aplicar la carga axial se colocaron cuatro transductores de desplazamiento en la columna para medir el desplazamiento que se produce en la columna al aplicar la carga axial. Dos de los transductores se colocaron en la cara Norte, uno a una altura de 12.5 cm medidos desde la base y el otro se colocó sobre unos tubos que podían desplazarse entre sí. Ambos se colocaron a la mitad del ancho de la columna (Figura 2.34). Los otros dos transductores se colocaron en la misma posición que los de la cara Norte, pero en la cara Sur.

Espacio en blanco dejado de manera intencional



Figura 2.34 Transductores para medir el desplazamiento de la columna ante carga axial (cara Norte).

La nomenclatura que se usó para estos transductores consistió en la letra “D” de desplazamiento, seguido de la letra “A” de axial, como tercer carácter la letra “N” de norte o “S” de sur y como cuarto carácter la posición del instrumento, siendo el primero el que está cerca de la base y el segundo el que está arriba (Figura 2.35).

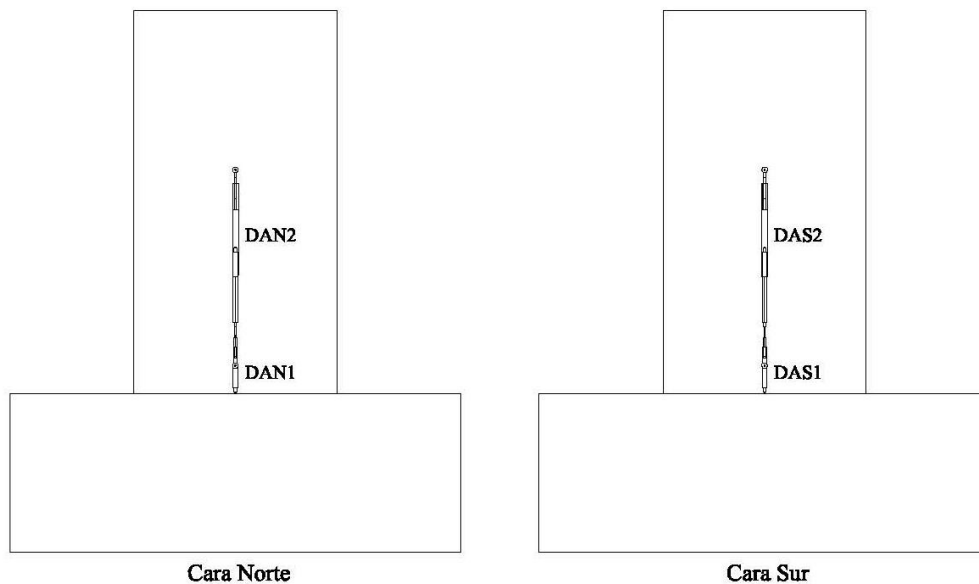


Figura 2.35 Nomenclatura de la instrumentación de la carga axial.

Después de colocar la carga axial y el encamisado se colocó el resto de la instrumentación. De los cuatro transductores colocados previamente solo se dejó el DAS2 para medir el desplazamiento axial de la columna durante el ensayo.

Además, se colocaron 30 transductores para medir el desplazamiento del espécimen en varias direcciones. De los cuales ocho fueron transductores tipo micrómetros. Seis de estos transductores se colocaron en las caras Este y Oeste de la columna para medir el desplazamiento vertical y los dos

restantes se colocaron en la zapata para medir su desplazamiento y rotación (Figura 2.37). Los otros 22 transductores fueron transductores con diferentes rangos de medición. En la cara Sur se colocaron 16 transductores para medir los desplazamientos horizontales, verticales y diagonales (Figura 2.36). Dos se colocaron en la cara Norte para medir el desplazamiento entre la columna y el encamisado. Los cuatro restantes se colocaron en la cara Oeste; el primero a la altura de aplicación de la carga lateral, el segundo a la mitad de la altura de la columna, el tercero a un cuarto de la altura de la columna y el cuarto a la altura de la zapata. Estos cuatro se apoyaron fuera del espécimen y su finalidad fue medir los desplazamientos laterales relativos.



Figura 2.36 Transductores de desplazamiento colocados en el espécimen.

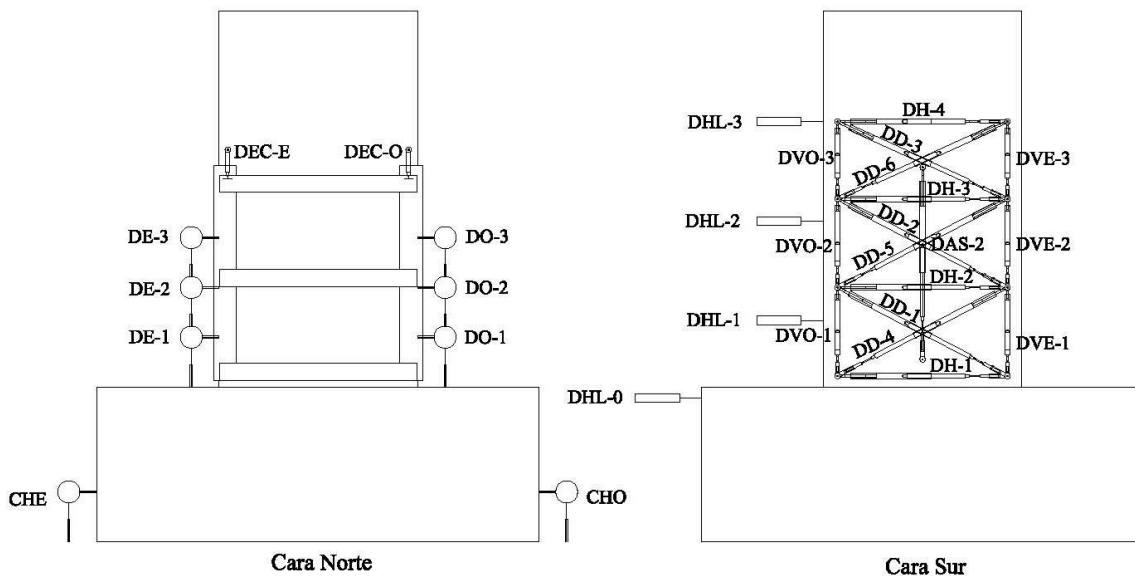


Figura 2.37 Nomenclatura de la instrumentación colocada en los especímenes.

Para colocar los transductores primero se marcó su posición en el espécimen, posteriormente se hizo un agujero con un taladro de tal forma que no se superara el recubrimiento y una vez hecho esto, se colocaron espárragos roscados de acero con resina. Cuando la resina se secó, se colocaron unos tubos de acero que podían desplazarse entre sí y se aseguraron con rondanas y tuercas. Finalmente, sobre estos tubos se colocaron los transductores.

La nomenclatura que se usó para nombrar cada transductor es la siguiente: El primer carácter corresponde a la letra inicial de la palabra desplazamiento “D”. Para el caso de los transductores alargados: el segundo carácter indica el tipo de desplazamiento, “V” de vertical, “H” de horizontal, “D” de diagonal. Y el tercer carácter corresponde a la posición en la que está colocado, empezando por los transductores que están más cerca de la base. Para el caso de los transductores de carátula, el segundo carácter indica la cara en la que están colocados, “E” de este y “O” de oeste. Y el último carácter corresponde a la posición que tienen, empezando por los que están cerca de la base.

2.7.3 Deformímetros eléctricos

Se colocaron 18 deformímetros eléctricos en el encamisado de acero de cada una de las columnas. Los deformímetros se colocaron en puntos estratégicos para obtener las deformaciones unitarias en el acero durante la realización de la prueba. Para colocar los deformímetros primero se lijó la superficie donde se colocarían hasta obtener una superficie lisa y brillante, posteriormente se limpió la zona con acetona y algodón, luego se pegaron los deformímetros con un catalizador y un pegamento especial. Finalmente se cubrieron con cinta de aislar vulcanizada y con resina para evitar que se dañaran. La nomenclatura de los deformímetros consistió en tres caracteres: el primero era la letra “A” de acero del encamisado, el segundo era la letra “S” de solera, “A” de ángulo o “L” de lateral y el tercer carácter era la posición del deformímetro. En la Figura 2.38 se muestra la ubicación y el nombre de los deformímetros en el encamisado.

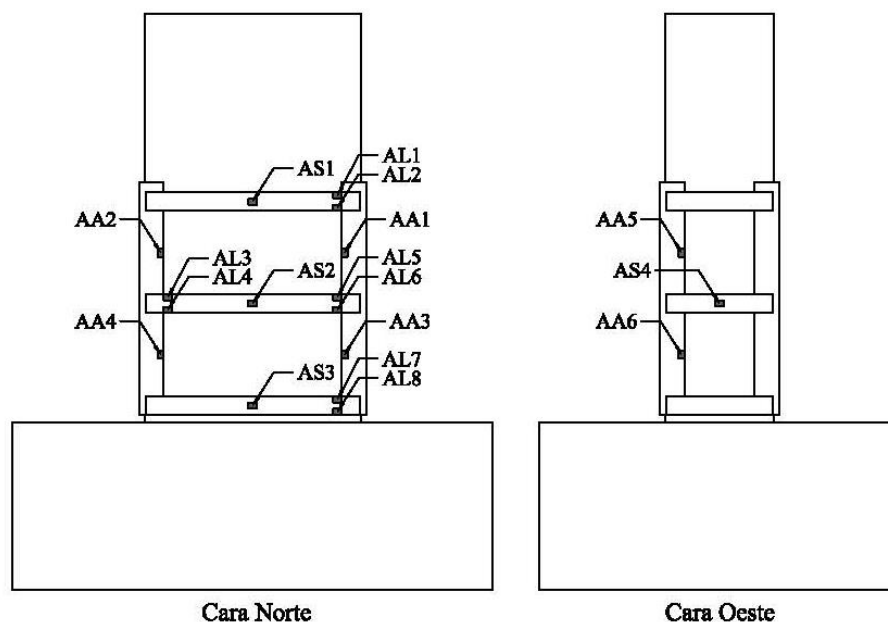


Figura 2.38 Nomenclatura de los deformímetros eléctricos del encamisado.

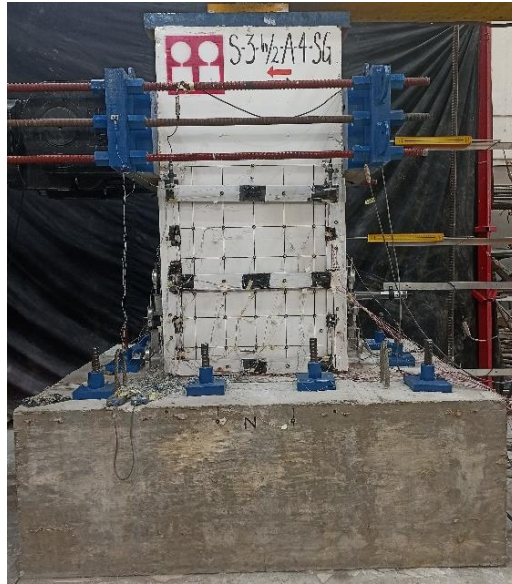


Figura 2.39 Deformímetros eléctricos colocados en el encamisado de acero.

2.7.4 Registro de datos

Para capturar los datos obtenidos por los instrumentos, tanto los internos como los externos, se empleó un sistema de captura TDS-540 (Figura 2.40). Cada uno de los instrumentos se conectó al TDS mediante un cable que tenía cinco salidas. Este aparato registró y almacenó información de distintos parámetros durante el tiempo que duró la prueba experimental, de acuerdo con el intervalo que se estableció entre las mediciones. El TDS tenía una interfaz para transferir los datos que se almacenaron a una computadora y hacer su análisis posteriormente.



Figura 2.40 Data logger TDS-540 empleado durante la prueba.

Para hacer el análisis, primero se tuvo que hacer una limpieza de los datos, puesto que cada vez que se llegaba a un pico de distorsión o a 0 t de carga se hacía una pausa para marcar y medir las grietas que se habían formado. Estas pausas se veían reflejadas como mesetas en los datos, ya que no registraban cambios, por lo que tuvieron que eliminarse.

2.8 PROGRAMA DE CARGA

Para establecer la historia de carga se siguieron los lineamientos del comité técnico ACI 374-13, en donde se describe el procedimiento para ensayar elementos estructurales de concreto reforzado bajo cargas sísmicas simuladas aplicadas lentamente (ACI 374, 2013).

Siguiendo las recomendaciones del ACI 374-13, los especímenes se llevaron a la falla mediante un ensayo de carga cíclica en donde se aplicaron ciclos alternados de carga lateral. La historia de carga que se siguió se dividió en dos partes, la primera parte fue controlada por carga y la segunda, por desplazamiento.

En el control por carga primero se aplicó un ciclo de 5 t, posteriormente dos ciclos de 10 t y finalmente dos ciclos de 20 t. Después se procedió al control por desplazamiento. Como se observa en la Figura 2.42 primero se aplicaron dos ciclos a una distorsión de 0.5% y posteriormente se fue incrementando la distorsión en 0.5% cada dos ciclos hasta llegar a la falla.

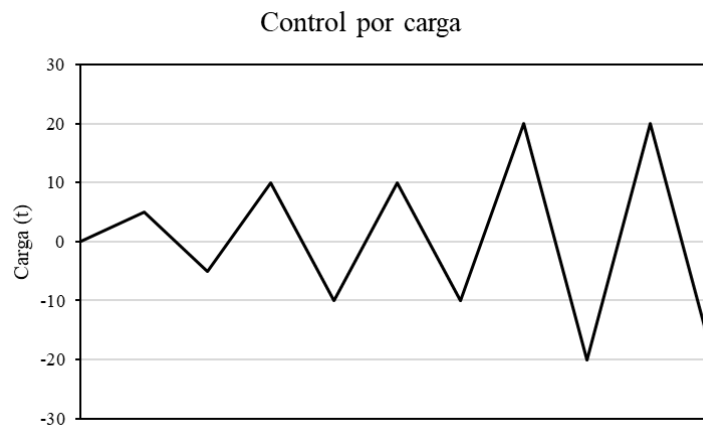


Figura 2.41 Gráfico del control por carga.

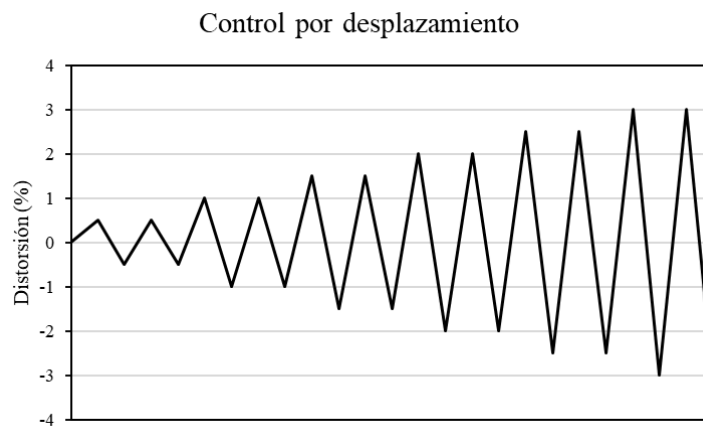


Figura 2.42 Gráfico del control por desplazamiento.

Cabe mencionar que cada vez que el émbolo del gato hidráulico empujaba al espécimen hacia el oeste se le consideraba como un semiciclo positivo y cuando el émbolo se retraía y jalaba al espécimen hacia el este se le consideraba como un semiciclo negativo (Tabla 2.11). Las grietas que aparecieron

en los semiciclos positivos se marcaron de color negro y las grietas que aparecieron en los semiciclos negativos se marcaron de color rojo.

Tabla 2.11 Historia de carga.

Control por carga		
Ciclo	Carga (t)	Semiciclo
1	5	+
	-5	-
2	10	+
	-10	-
3	10	+
	-10	-
4	20	+
	-20	-
5	20	+
	-20	-
Control por desplazamiento		
Ciclo	Distorsión	Semiciclo
1	0.50%	+
	-0.50%	-
2	0.50%	++
	-0.50%	--
3	1.00%	+
	-1.00%	-
4	1.00%	++
	-1.00%	--
5	1.50%	+
	-1.50%	-
6	1.50%	++
	-1.50%	--
7	2.00%	+
	-2.00%	-
8	2.00%	++
	-2.00%	--
9	2.50%	+
	-2.50%	-
10	2.50%	++
	-2.50%	--
11	3.00%	+
	-3.00%	-
12	3.00%	++
	-3.00%	--

Por otro lado, mientras se aplicaron los ciclos de carga, se trató de mantener constante la carga axial aplicada. De esta manera, eran dos cargas distintas las que se estuvieron aplicando a la columna durante toda la prueba: la carga axial y la carga lateral.

CAPÍTULO 3 DESARROLLO DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES

3.1 COLUMNA S-3-H/2-A-4-SG

El ensayo del espécimen S-3-h/2-A-4-SG que tenía un encamisado con ángulos de 4 pulg y soleras de 3 pulg y que no tenía ningún medio de contacto se llevó a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED (Figura 3.1). Durante la prueba se mantuvo constante la carga axial y se aplicó la carga lateral según la historia de carga estipulada en la Sección 2.8 del presente trabajo.

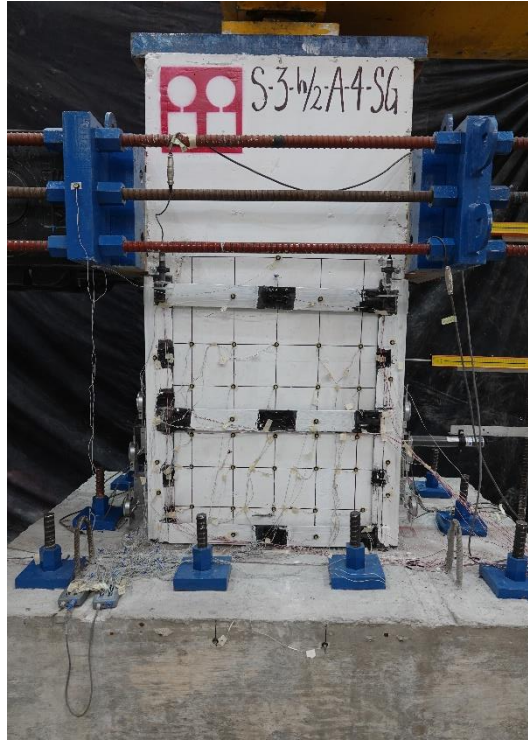


Figura 3.1 Espécimen S-3-h/2-A-4-SG antes de iniciar la prueba con todos los instrumentos colocados.

Al aplicar el control por carga, el espécimen no presentó grietas ni cambios evidentes en ninguna de sus caras. Fue hasta que se empezó a aplicar el control por desplazamiento que se empezaron a observar daños. Las primeras grietas aparecieron durante el primer ciclo del control por desplazamiento, a la distorsión de +0.5%. Dos de las grietas estaban inclinadas a 45° aproximadamente y se asociaron al cortante. Una se formó en la cara Norte con un espesor de 0.4 mm (Figura 3.2) y la otra en la misma dirección, pero en la cara Sur de 0.2 mm. La otra grieta se formó de manera horizontal en la cara Este con un espesor de 0.15 mm y se asoció a la flexión (Figura 3.3).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

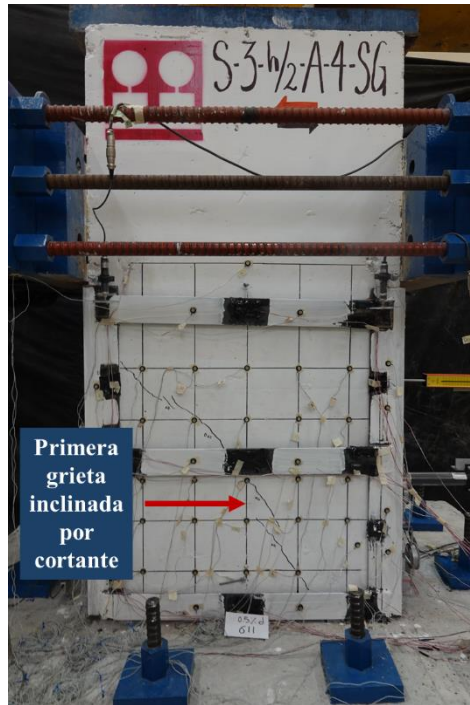


Figura 3.2 Aparición de la primera grieta inclinada en la cara Norte (ciclo 1, distorsión +0.5%).

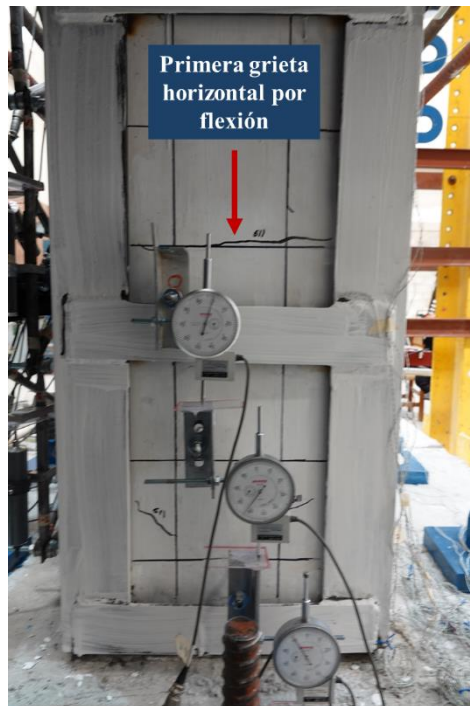


Figura 3.3 Primera grieta por flexión en la cara Este (ciclo 1, distorsión +0.5%).

En el siguiente semiciclo (distorsión de -0.5%) se formaron grietas inclinadas por cortante en el sentido contrario a donde se habían formado las primeras (Figura 3.4), en la cara Norte de 0.2 mm de espesor y en la cara Sur 0.15 mm. También se formó una grieta horizontal por flexión en la cara Oeste de 0.2 mm.

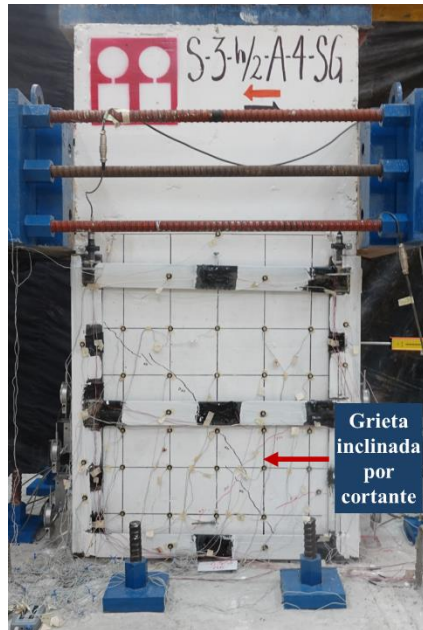


Figura 3.4 Grieta por cortante en la cara Norte (ciclo 1, distorsión -0.5%).

En el tercer ciclo, a la distorsión de +1%, apareció la primera grieta en la zapata de 0.4 mm de espesor en la cara Norte (Figura 3.5) y apareció otra entre la unión de la columna y la zapata, en la cara Este, de 0.8 mm de espesor. En el semiciclo negativo del tercer ciclo se definió una grieta de control en la cara Norte que se le denominó Z, su espesor en ese instante era de 2 mm. La grieta A apareció en el cuarto ciclo en el semiciclo positivo, en la distorsión de ++1% (Figura 3.6).



Figura 3.5 Aparición de la primera grieta en la zapata en la cara Norte (ciclo 3, distorsión +1%).

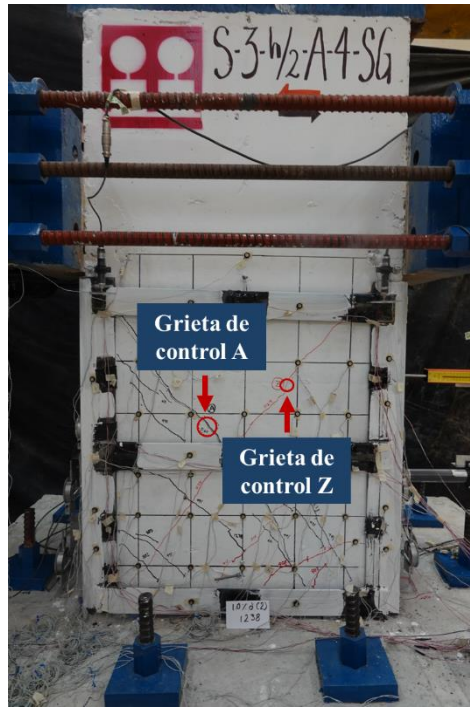


Figura 3.6 Grietas de control A y Z (ciclo 4, distorsión ++1%).

En el semiciclo positivo del quinto ciclo (distorsión de +1.50%) se presentó la máxima resistencia a carga lateral de la columna, con un valor de 107.53 t.

Por otro lado, en el semiciclo positivo del ciclo número seis (distorsión de ++1.50%) hubo un aparente desprendimiento de la pintura hecha a base de cal en la soldadura de la solera central con el ángulo de la cara Este (Figura 3.7).



Figura 3.7 Desprendimiento de la pintura de cal en la cara Este (ciclo 6, distorsión ++1.5%).

En el semiciclo positivo del séptimo ciclo (distorsión de +2%), el grosor de la grieta de control A aumentó a 5 mm. Además, inició el desprendimiento del recubrimiento de la cara Este (Figura 3.8).



Figura 3.8 A la izquierda: grieta de control A. A la derecha: desprendimiento del recubrimiento de la cara Este (ciclo 7, distorsión +2%).

Durante el semiciclo negativo del octavo ciclo (distorsión de -2%) se desprendió el recubrimiento de la cara Norte (Figura 3.9).



Figura 3.9 Desprendimiento del recubrimiento de la cara Norte (ciclo 8, distorsión -2%).

En el semiciclo positivo del noveno ciclo (distorsión de +2.5%) se presentó el agrietamiento inclinado súbito del concreto en la cara Norte. Además, se desprendió la cal de las soleras centrales y superiores de la cara Norte y Sur en el extremo superior de las soleras (Figura 3.10). Este desprendimiento se asoció a la deformación de las soleras.

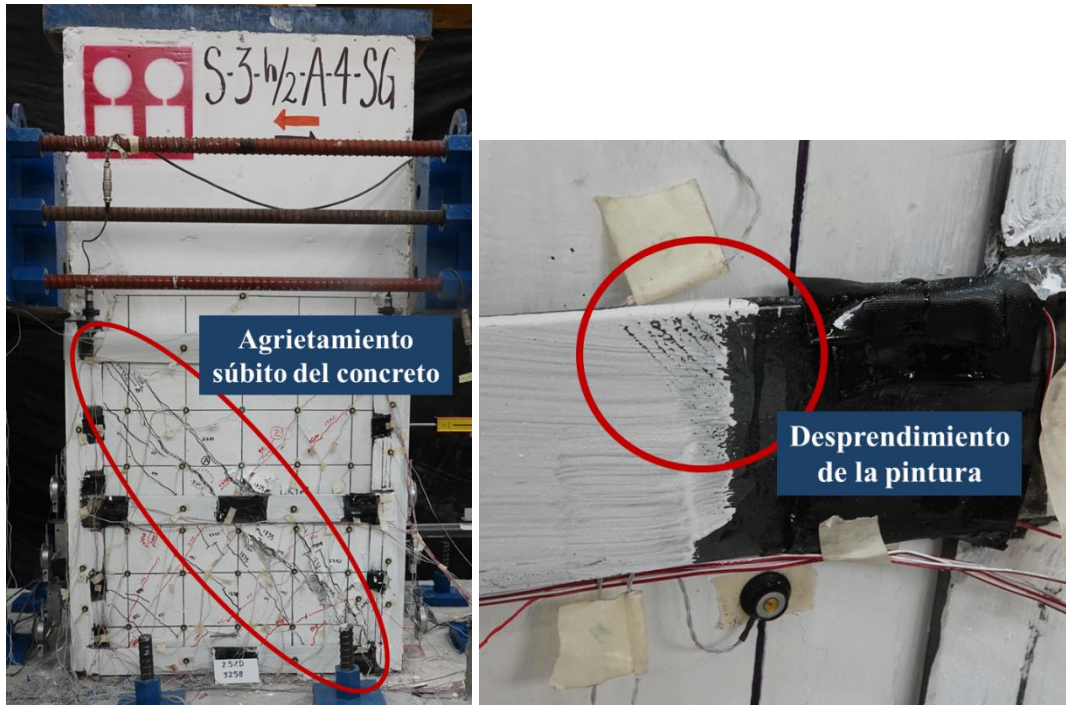


Figura 3.10 Agrietamiento inclinado súbito del concreto y desprendimiento de la pintura de cal en la solera central de la cara Norte (ciclo 9, distorsión +2.5%).

En el semiciclo negativo del décimo ciclo (distorsión de -2.5%) aparecieron grietas inclinadas en la cara Norte y en la Sur en la parte superior del espécimen, arriba del encamisado (Figura 3.11). Las grietas tenían un espesor de 0.15 mm. Estas grietas posiblemente se expliquen porque la placa para aplicar la carga vertical no se asentaba de manera uniforme en la cara superior de la columna.

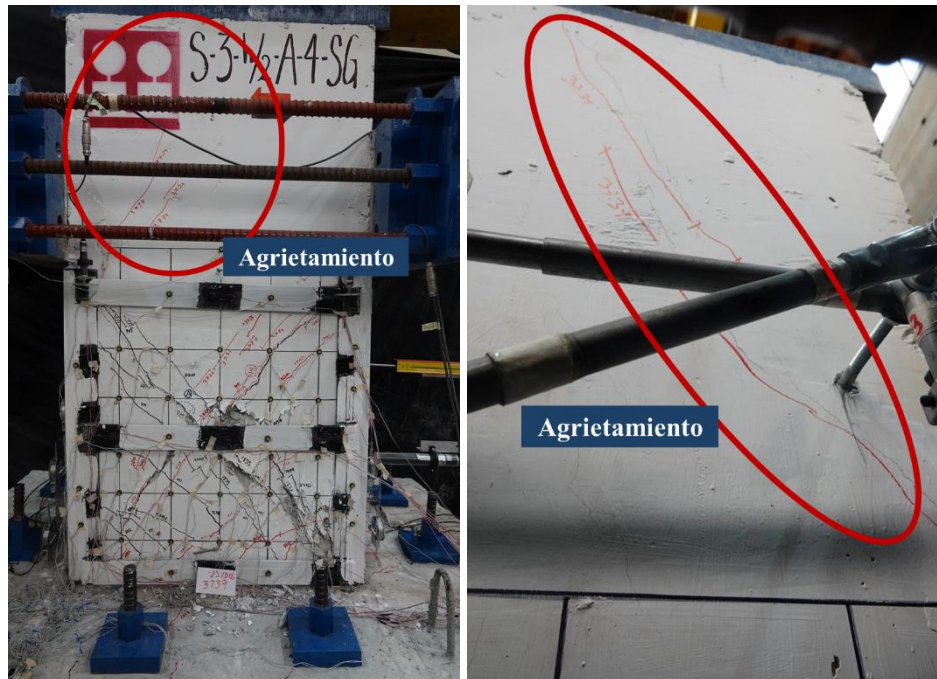


Figura 3.11 Grietas formadas en la parte superior del espécimen (ciclo 10, distorsión -2.5%).

En el semiciclo positivo del decimoprimer ciclo (distorsión de +3%) se registró el mayor espesor de una grieta inclinada, el cual correspondió a la grieta de control A. En el semiciclo negativo del mismo ciclo (distorsión de -3%) se presentó el desprendimiento de pintura de la solera central en sus extremos en la cara Este de la columna. Este suceso quizás se debió a que los ángulos y las soleras de las caras Norte y Sur no se deformaron de manera simétrica, lo que se tradujo en deformaciones de las soleras de las caras Este y Oeste (Figura 3.12).



Figura 3.12 Desprendimiento de la pintura de la solera central de la cara Este (ciclo 11, distorsión -3%).

La grieta de control A se volvió inmedible en el semiciclo positivo del decimosegundo ciclo (distorsión de ++3%). En su lugar se definió una nueva grieta de control, la B (Figura 3.13).



Figura 3.13 Grieta de control B (ciclo 12, distorsión ++3%).

La prueba se concluyó al finalizar la aplicación del decimosegundo ciclo. Se decidió terminar con la prueba por motivos de seguridad, ya que, si caía la resistencia de la columna de manera súbita, el marco de carga axial podía volverse inestable. Se llegó a una distorsión de 3% y se tuvo una degradación de la resistencia lateral de 33.2%, tomando como base la máxima resistencia lateral obtenida.

En la Figura 3.14 se puede observar que el mayor daño presentado al finalizar la prueba se presentó en la parte central e inferior de la columna, en donde había un mayor número de grietas y se desprendió el recubrimiento del concreto en mayor medida.

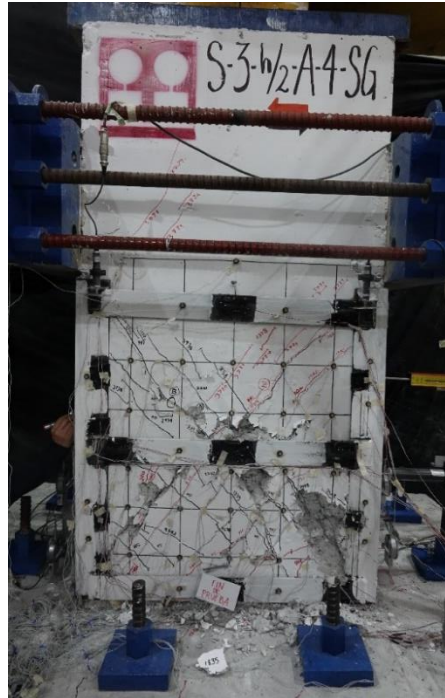


Figura 3.14 Cara Norte del espécimen al finalizar la prueba.

3.2 COLUMNA S-3-H/2-A-4-G

El ensayo del espécimen S-3-h/2-A-4-G que tenía un encamisado con ángulos de 4 pulg y soleras de 3 pulg y que tenía *grout* como medio de contacto se llevó a cabo en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED (Figura 3.15). Durante la prueba se mantuvo constante la carga axial y se le aplicó la carga lateral según la historia de carga estipulada en la Sección 2.8 del presente trabajo.

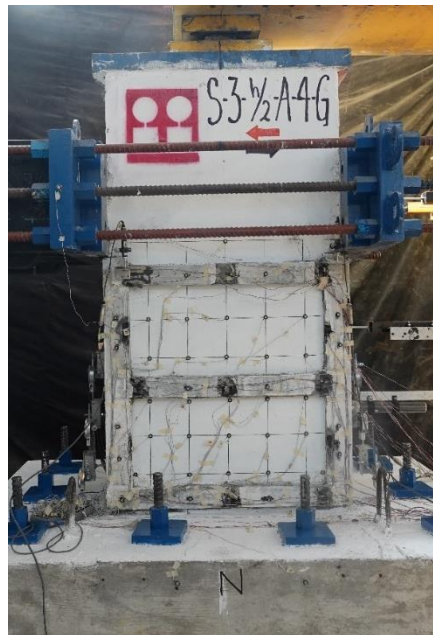


Figura 3.15 Especimen S-3-h/2-A-4-G antes de iniciar la prueba con todos los instrumentos colocados.

Durante la aplicación del control por carga el espécimen no presentó grietas ni cambios evidentes en ninguna de sus caras. Fue hasta que se empezó a aplicar el control por desplazamiento que se empezaron a observar daños. Las primeras grietas aparecieron durante el primer ciclo del control por desplazamiento, en el semiciclo positivo, en la distorsión de $+0.5\%$. Las grietas tenían una inclinación de 45° aproximadamente y fueron asociadas al cortante. Una se formó en la cara Norte con un espesor de 0.05 mm (Figura 3.16) y la otra en la misma dirección, pero en la cara Sur de 0.1 mm.

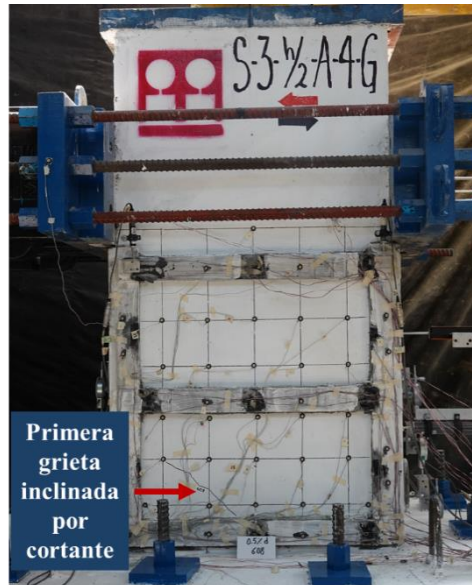


Figura 3.16 Aparición de la primera grieta por cortante en la cara Norte (ciclo 1, distorsión $+0.5\%$).

En el semiciclo positivo del segundo ciclo, en la distorsión de $++0.5\%$, apareció la primera grieta horizontal por flexión de 0.05 mm de espesor en la cara Este (Figura 3.17).



Figura 3.17 Aparición de la primera grieta horizontal por flexión en la cara Este (ciclo 2, distorsión $++0.5\%$).

En el semiciclo positivo del tercer ciclo, en la distorsión de +1%, apareció y se definió la grieta de control A en la cara Norte (Figura 3.18), con un espesor de 1 mm. En este semiciclo también aparecieron las primeras grietas de la zapata en la cara Norte y en la Sur con un espesor de 0.1 mm.

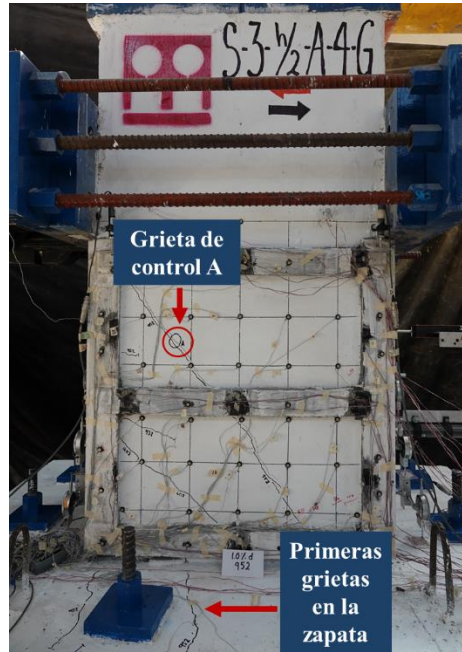


Figura 3.18 Definición de la grieta de control A y aparición de las primeras grietas en la zapata en la cara Norte (ciclo 3, distorsión +1%).

En el semiciclo negativo del tercer ciclo, en la distorsión de -1%, se definió la grieta de control Z con un espesor de 0.6 mm en la cara norte. Además, se presentó agrietamiento en el *grout* de la solera intermedia de la cara Norte (Figura 3.19) y en la solera intermedia y superior de la cara Sur, el agrietamiento fue paralelo a la solera.



Figura 3.19 Grieta de control Z y agrietamiento del grout en la cara Norte (ciclo 3, distorsión -1%).

En el semiciclo positivo del séptimo ciclo, en la distorsión de +2%, se separó el *grout* de la columna en la solera intermedia de la cara sur. En el semiciclo negativo de este ciclo, distorsión de -2%, se definió la grieta de control Y con un espesor de 0.6 mm en la cara Norte (Figura 3.20).

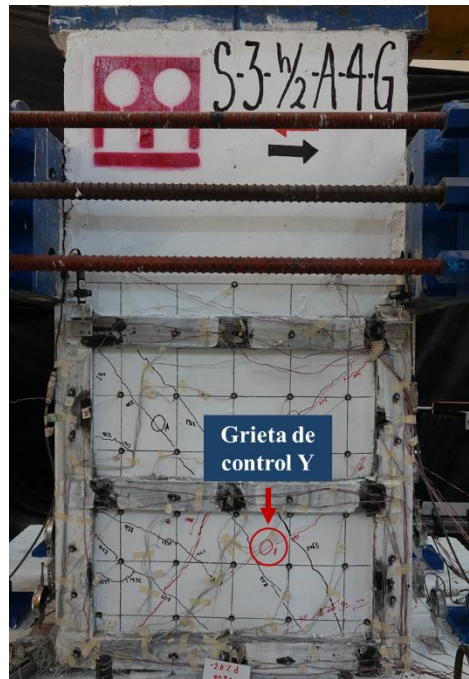


Figura 3.20 Grieta de control Y en la cara Norte (ciclo 7, distorsión -2%).

En el semiciclo negativo del noveno ciclo, en la distorsión de -2.5%, se agrietó el *grout* de la solera inferior de la cara Norte con un espesor de 0.6 mm. La grieta era horizontal, perpendicular al eje de la solera. También se agrietó el *grout* de la solera intermedia de la cara Sur (Figura 3.21).



Figura 3.21 Agrietamiento del grout en la cara Norte (ciclo 9, distorsión -2.5%).

En el semiciclo negativo del decimoprimer ciclo, en la distorsión de -3%, se desprendió la cal de la solera superior de la cara Norte en el extremo Este (Figura 3.22). Este desprendimiento se asoció a la deformación de las soleras.

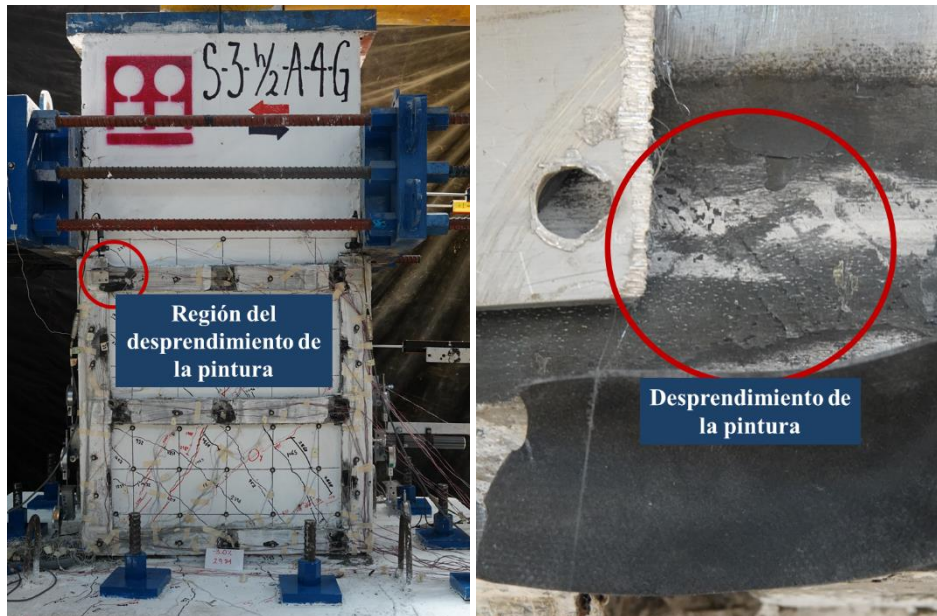


Figura 3.22 Desprendimiento de la pintura de cal en la solera superior de la cara Norte (ciclo 11, distorsión -3%).

En el semiciclo positivo del decimosegundo ciclo, en la distorsión de ++3%, se aplastó el recubrimiento de concreto en la cara Sur (Figura 3.23). Además, se desprendió la pintura en las soleras intermedias de las caras Norte y Sur en ambos extremos.



Figura 3.23 Aplastamiento del recubrimiento en la cara Sur (ciclo 12, distorsión ++3%).

En el semiciclo negativo del decimosegundo ciclo, en la distorsión de -3% , se separó el *grout* del concreto a la altura de la solera inferior de la cara Norte (Figura 3.24).



Figura 3.24 Separación del grout en la solera inferior de la cara Norte (ciclo 12, distorsión -3%).

En el semiciclo positivo del decimotercer ciclo, en la distorsión de $+3.5\%$, se aplastó localmente el recubrimiento del concreto y se definió la grieta de control inclinada B en la cara Norte. Además, se presentó el agrietamiento súbito del concreto en la cara Sur que se extendió a lo largo de la región encamisada de la columna (Figura 3.25).

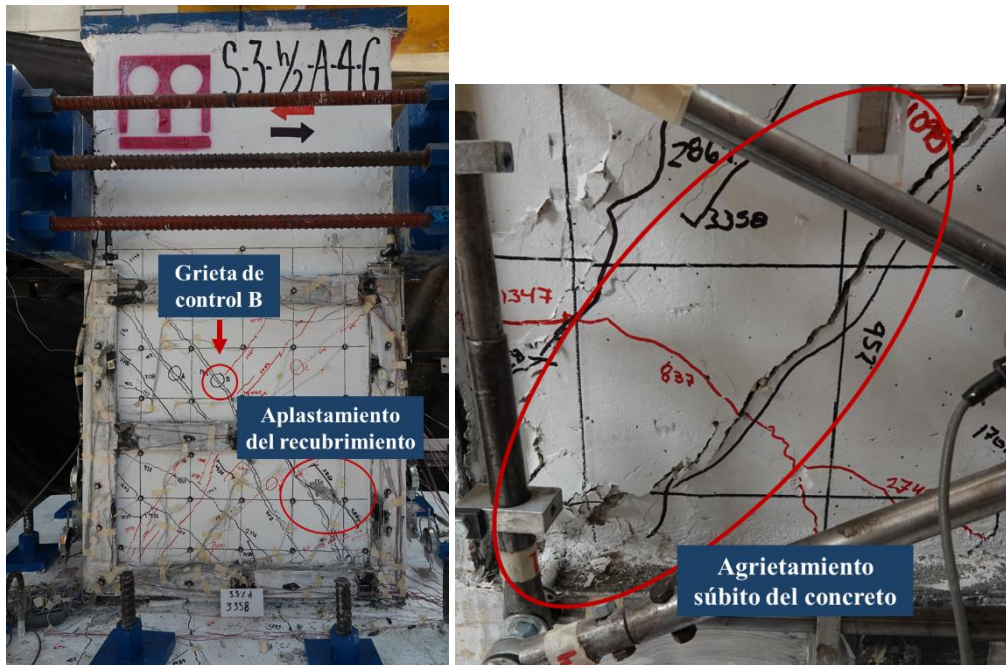


Figura 3.25 A la izquierda, aplastamiento del recubrimiento del concreto y grieta inclinada de control B en la cara Norte. A la derecha, agrietamiento súbito del concreto en la cara sur (ciclo 13, distorsión $+3.5\%$).

En el semiciclo negativo del decimocuarto ciclo, en la distorsión de -3.5% , se escuchó un crujido proveniente del concreto. El crujido se debió al aplastamiento del concreto en la cara Sur (Figura 3.26).



Figura 3.26 Aplastamiento del concreto en la cara Sur (ciclo 14, distorsión -3.5%).

En el semiciclo negativo del decimoquinto ciclo, en la distorsión de -4% , se escuchó un ruido fuerte aparentemente de acero.

En el semiciclo negativo del decimosexto ciclo, en la distorsión de -4% , se desprendió la pintura de cal en la solera central de la cara Este de la columna (Figura 3.27). Este suceso pudo deberse a efectos de torsión en el espécimen, ya que hubo agrietamiento inclinado en el concreto en sus cuatro caras.

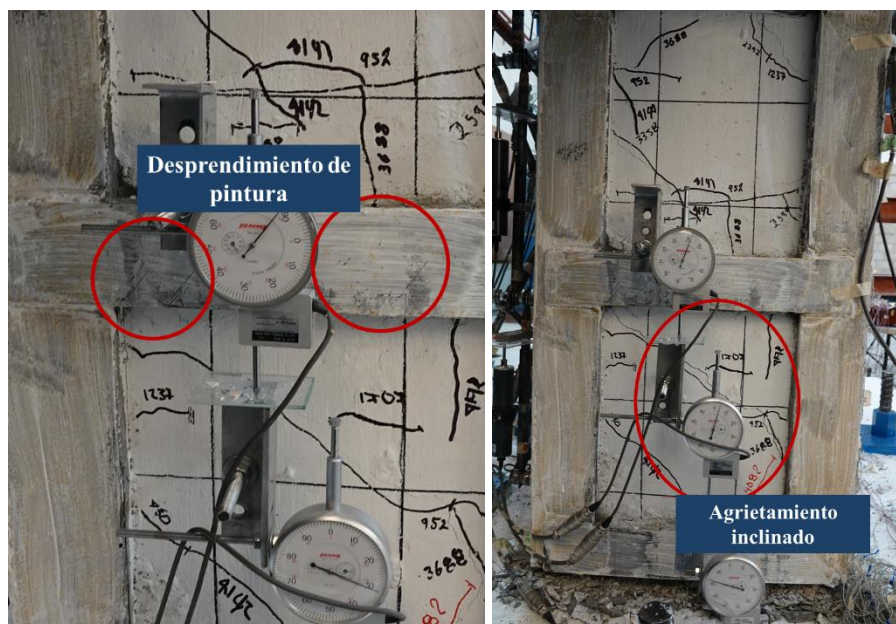


Figura 3.27 A la izquierda, desprendimiento de la pintura de cal en la solera intermedia en la cara Este. A la derecha, agrietamiento inclinado en la cara Este (ciclo 16, distorsión -4%).

En el semiciclo positivo del decimoséptimo ciclo, en la distorsión de +4.5%, se aplastó el concreto en la esquina inferior oeste de la cara Sur (Figura 3.28).

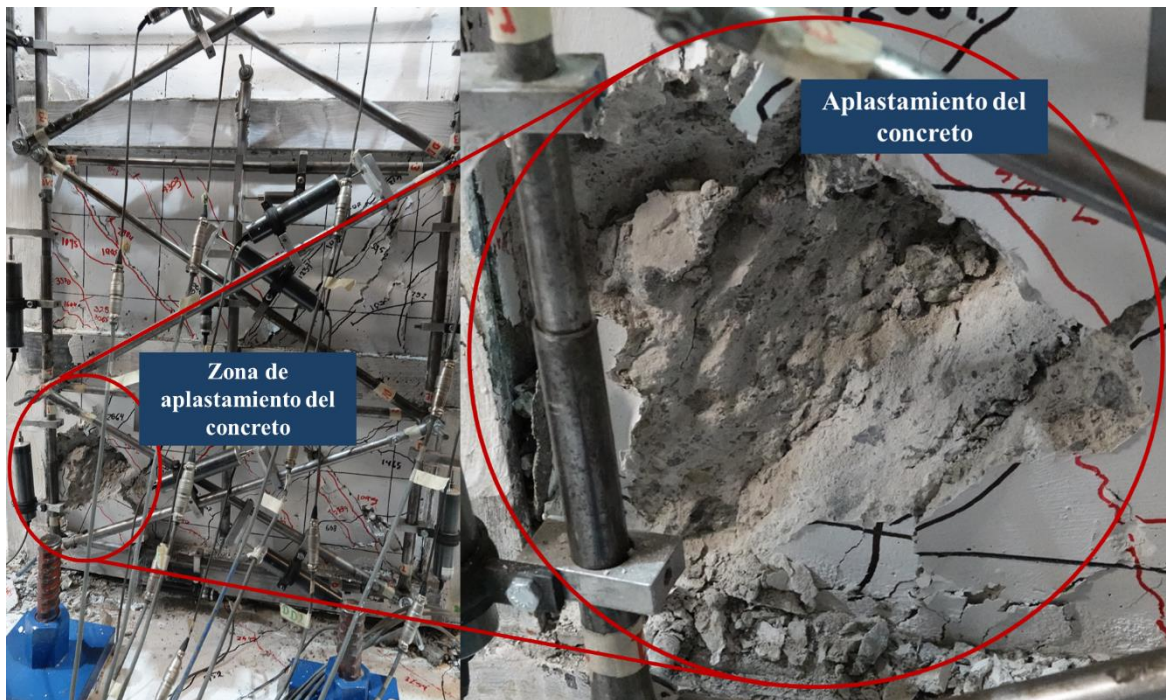


Figura 3.28 A la izquierda, zona del aplastamiento. A la derecha, aplastamiento del concreto en la cara Sur (ciclo 17, distorsión +4.5%).

En el semiciclo positivo del decimooctavo ciclo, en la distorsión de ++4.5%, se observó el pandeo de una barra longitudinal de la cara Norte (Figura 3.29).



Figura 3.29 Barra longitudinal pandeada de la cara Norte (ciclo 18, distorsión ++4.5%).

La prueba se concluyó al finalizar la aplicación del decimoctavo ciclo. Se decidió terminar con la prueba por motivos de seguridad en relación con el marco de carga axial y porque al terminar este ciclo se observó un daño considerable en la columna. Se llegó a 4.5% de distorsión y se tuvo una degradación de la resistencia lateral de 47%, tomando como base la máxima resistencia lateral obtenida.

En la Figura 3.30 se puede observar que el mayor daño presentado al finalizar la prueba se presentó en la parte inferior de la columna, en donde había un mayor número de grietas y se desprendió el recubrimiento del concreto en mayor medida. Asimismo, en esa zona se presentó el pandeo de una barra longitudinal entre la solera 2 y la solera 3 y entre los estribos de la columna.

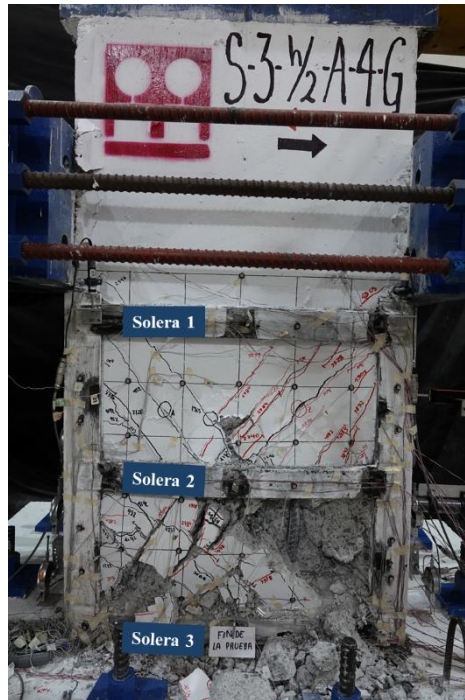


Figura 3.30 Cara Norte del espécimen al finalizar la prueba.

Una vez que finalizó la prueba se retiraron los bloques sueltos de concreto de la parte inferior de la cara Norte. En la Figura 3.31 se puede observar que todas las barras longitudinales estaban pandeadas, sobre todo las dos de los extremos. Esto explica la caída de la resistencia del espécimen.



Figura 3.31 Barras longitudinales pandeadas de la cara Norte.

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ESPECÍMENES

En este capítulo se estudia el comportamiento de cada espécimen a partir de parámetros como la distorsión, la curva de histéresis, la deformación angular, la rotación, la curvatura, entre otros.

4.1 DISTORSIÓN Y CURVAS DE HISTÉRESIS

Según Aguilar (1997) la distorsión es una medida normalizada del desplazamiento lateral de la estructura, por lo que se divide entre su altura. Por lo regular, los desplazamientos laterales son pequeños si se comparan con sus dimensiones, por lo que el ángulo que se forma entre la configuración deformada y la configuración original es una aproximación de la tangente del mismo ángulo. En consecuencia, la distorsión (R) se obtiene del cociente entre el desplazamiento ocasionado por la carga lateral y la altura de aplicación de dicha carga (Figura 4.1). Es un parámetro adimensional y suele expresarse en porcentaje.

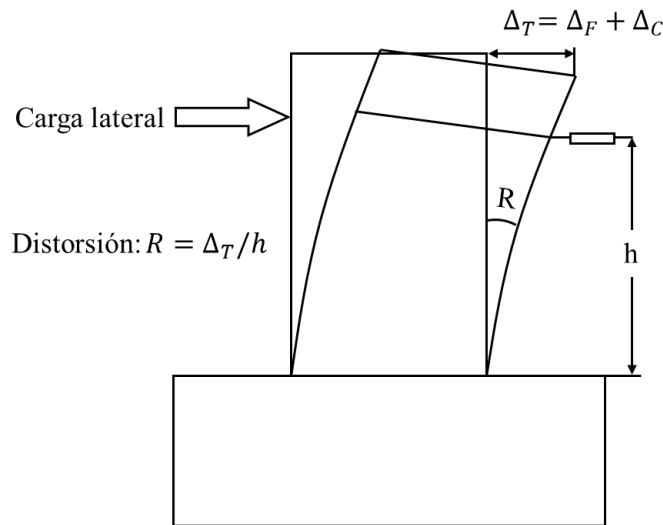


Figura 4.1 Distorsión de los especímenes ensayados.

Aguilar (1997) señala que, si se desprecia la expansión del elemento en su plano ocasionada por la deformación del concreto, la deformación de los elementos sometidos a cargas laterales puede ser adjudicada solamente al corte y a la flexión. En la Figura 4.2 se puede observar que el desplazamiento lateral total puede dividirse en dos componentes (Ecuación 4.1). Es importante mencionar que no se colocó instrumentación para medir la penetración de fluencia del refuerzo longitudinal en la cimentación.

$$\Delta_T = \Delta_F + \Delta_C \quad (4.1)$$

En donde:

Δ_T : Desplazamiento lateral total

Δ_F : Desplazamiento lateral debido al momento

Δ_C : Desplazamiento lateral debido a la fuerza cortante

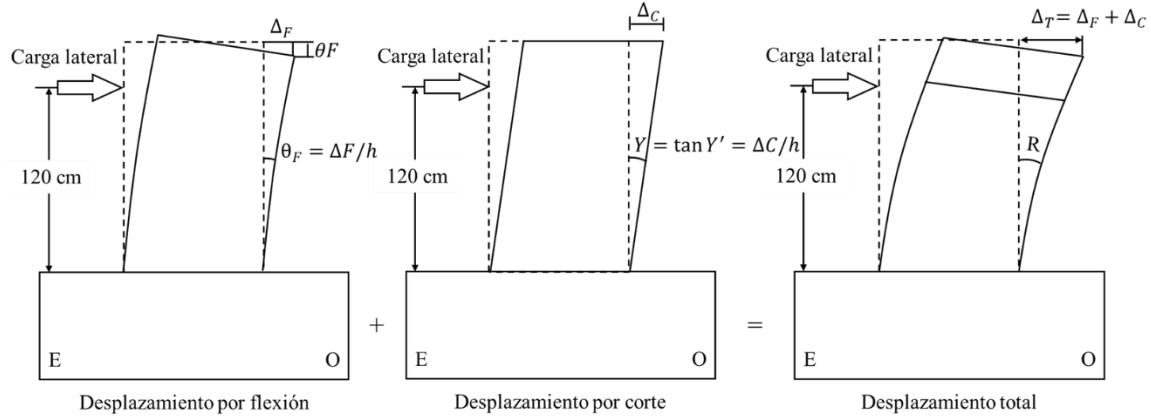


Figura 4.2 Componentes de la distorsión.

El único desplazamiento conocido durante la prueba fue el desplazamiento lateral total que se midió con ayuda de un transductor de desplazamiento (DHL-3) que se colocó a la altura de la aplicación de la carga lateral (120 cm).

Por otro lado, una curva de histéresis es una representación gráfica de la relación entre la carga lateral y la deformación que esta provoca. Usualmente, en este tipo de gráficos, la deformación suele expresarse en términos de la distorsión. A continuación, se presenta la curva de histéresis de cada espécimen. La carga lateral se obtuvo de la celda de carga del gato hidráulico y el desplazamiento, del transductor de desplazamiento DHL-3.

4.1.1 Columna S-3-h/2-A-4-SG

En la Figura 4.3 se presenta la curva carga lateral (que representa la fuerza cortante) contra la distorsión de la columna S-3-h/2-A-4-SG. La curva muestra un comportamiento simétrico para cualquier nivel de distorsión. Los ciclos realizados antes del primer agrietamiento por cortante presentan lazos de histéresis con un comportamiento lineal (hasta el primer ciclo del control por desplazamiento ($R = 0.5\%$)). A partir del agrietamiento de la columna se inició el comportamiento no lineal del espécimen y la energía se empezó a disipar de manera significativa debido a la presencia de grietas en el modelo.

La resistencia máxima fue de 107.53 t y se presentó en el semiciclo positivo del quinto ciclo controlado por desplazamiento ($R = 1.5\%$). Para una distorsión de 2.0%, la carga lateral representaba el 0.8 de la carga lateral máxima. En el noveno ciclo se presentó el agrietamiento súbito del concreto ($R = 2.5\%$), por lo que se observa una gran degradación de la rigidez en la curva inclinada.

En los siguientes ciclos se presenta una degradación paulatina de resistencia y rigidez. La prueba finalizó en el decimosegundo ciclo ($R = 3.0\%$) con una pérdida de resistencia de 33.2% respecto a la resistencia máxima registrada.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Curva de histéresis

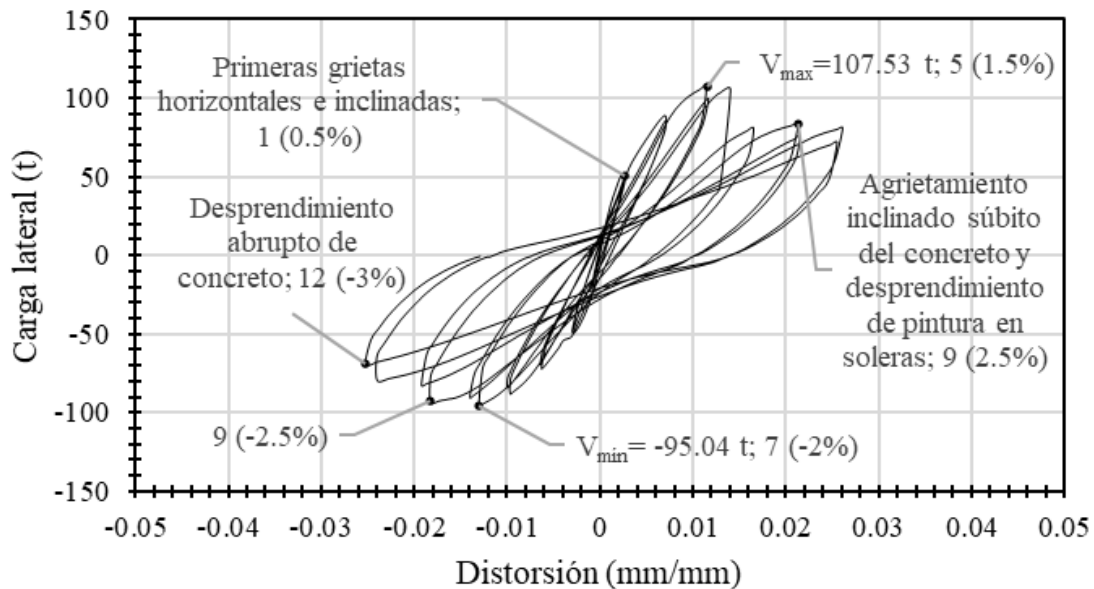


Figura 4.3 Curva de histéresis de la columna S-3-h/2-A-4-SG

4.1.2 Columna S-3-h/2-A-4-G

En la Figura 4.4 se muestra gráficamente la carga lateral contra la distorsión de la columna S-3-h/2-A-4-G. La curva presenta lazos de histéresis con un comportamiento simétrico para todos los niveles de distorsión. Antes del primer agrietamiento por cortante en la columna se observa un comportamiento lineal en el gráfico, es decir, hasta el primer ciclo del control por desplazamiento ($R = 0.5\%$). Después de ese ciclo el comportamiento del espécimen fue no lineal y la energía se empezó a disipar a través del agrietamiento de la columna.

Para una distorsión de 2.0%, la carga lateral era mayor que el 0.8 de la carga lateral máxima. En el semiciclo positivo del noveno ciclo se alcanzó la resistencia máxima de 124.51 t ($R = 2.5\%$). El agrietamiento súbito del concreto ocurrió en el decimotercer ciclo ($R = 3.5\%$) donde se aprecia una degradación de la rigidez y de la resistencia significativa.

En el resto de los ciclos, la degradación de la resistencia y de la rigidez fue de manera paulatina. El ensayo finalizó en el decimotercer ciclo ($R = 4.5\%$) con una pérdida de capacidad de 47% respecto a la carga máxima.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Curva de histéresis

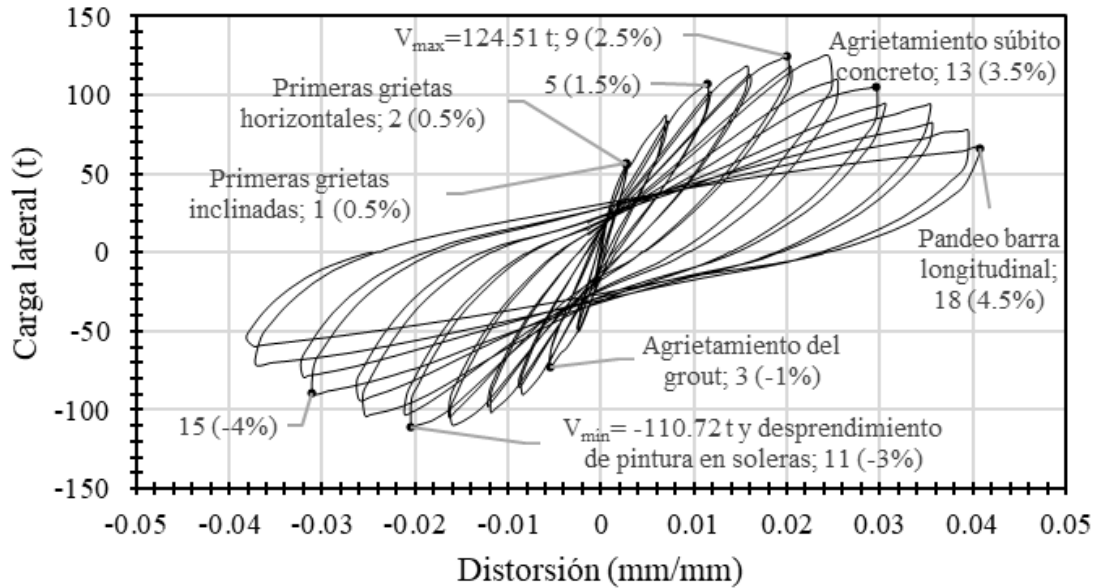


Figura 4.4 Curva de histéresis de la columna S-3-h/2-A-4-G

4.2 DEFORMACIÓN ANGULAR

La deformación angular es provocada por los esfuerzos cortantes que actúan en el elemento. Para determinarla se emplearon los transductores de desplazamiento que se colocaron de forma diagonal en la cara Sur de la columna. La deformación angular se obtuvo para tres regiones diferentes (Figura 4.5) y se calculó con la Ecuación 4.2.

$$\gamma_{ij} = |\epsilon_{1ij}| + |\epsilon_{2ij}| \tag{4.2}$$

Donde:

γ_i : Deformación angular en el instante i en la región j

ϵ_{1i} : Deformación unitaria de la primera diagonal de la región j

ϵ_{2i} : Deformación unitaria de la segunda diagonal de la región j.

La deformación unitaria se obtuvo con la Ecuación 4.3.

$$\epsilon_i = \frac{\delta_i}{L_0} \tag{4.3}$$

Donde:

ϵ_i : Deformación unitaria en el instante i

δ_i : Desplazamiento que mide el transductor en el instante i

L_0 : Longitud inicial.

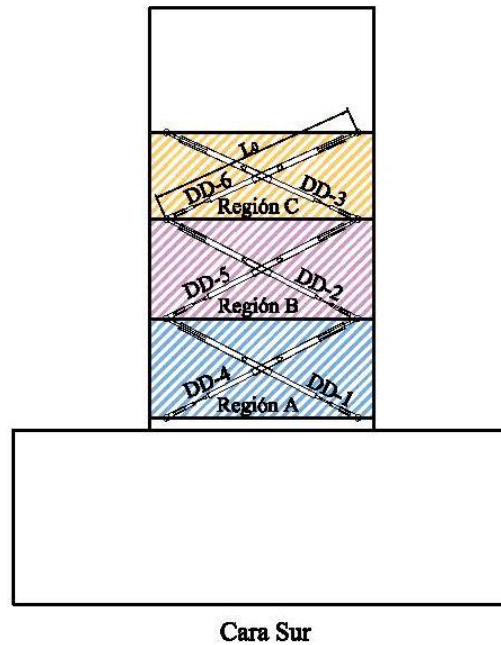


Figura 4.5 Regiones en las que se obtuvo la deformación angular de la columna.

En la Figura 4.6 se muestra la deformación exagerada de la columna asociada al corte. En esta se puede observar que para una carga lateral que se aplica en un sentido, una de las diagonales (D1) se alarga, mientras que la que está en sentido contrario (D2) se acorta.

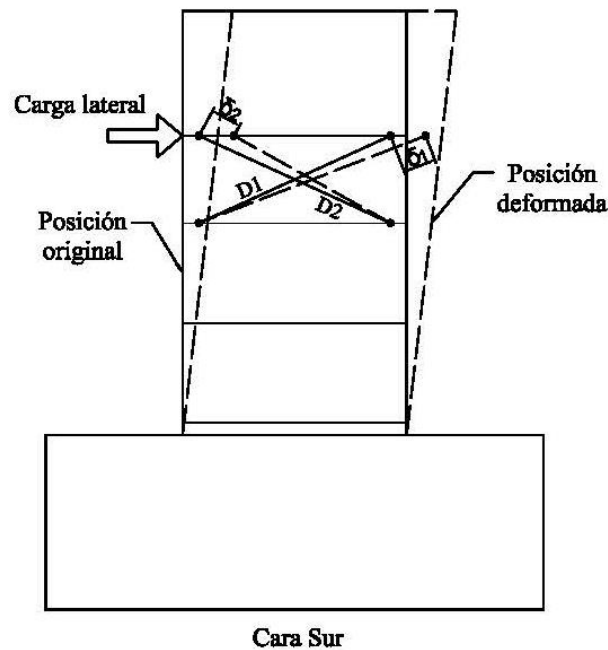


Figura 4.6 Representación de la deformación angular de la columna para la Región C.

4.2.1 Columna S-3-h/2-A-4-SG

La deformación angular en las Regiones A, B y C de la columna S-3-h/2-A-4-SG se presenta de la Figura 4.7 a la Figura 4.9. En estas figuras se muestra la curva de deformación angular contra la carga lateral. Se observa que en las tres regiones se alcanzaron niveles de deformación angular similares, cercanas a 0.013. No obstante, la Región A es la que presentó una mayor deformación angular con desplazamientos mayores para los ciclos positivos. En las curvas también se aprecia que la deformación va disminuyendo en cada región a medida que esta se aleja de la base de la columna.

Deformación angular en Región A

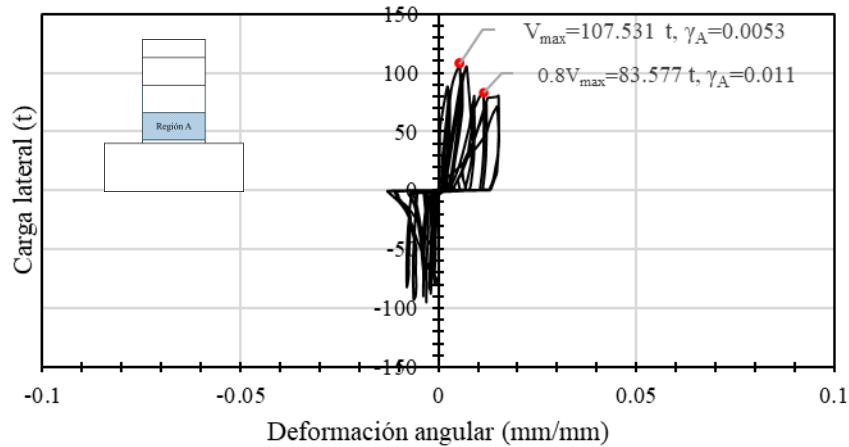


Figura 4.7 Deformación angular en la Región A de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

Deformación angular en Región B

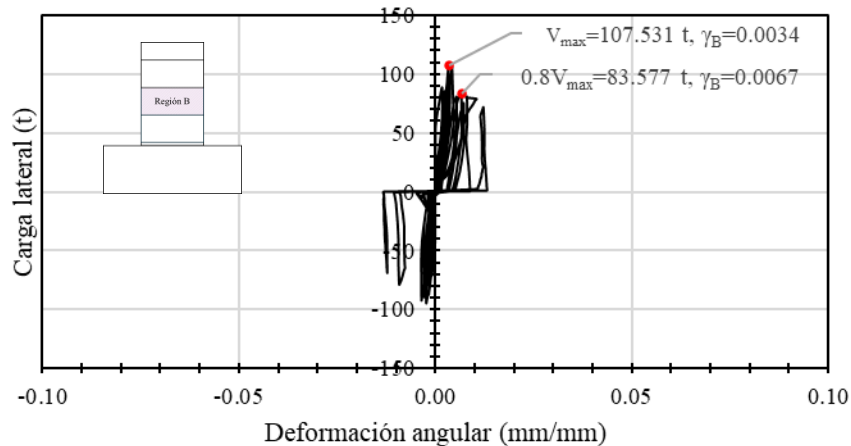


Figura 4.8 Deformación angular en la Región B de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

Deformación angular en Región C

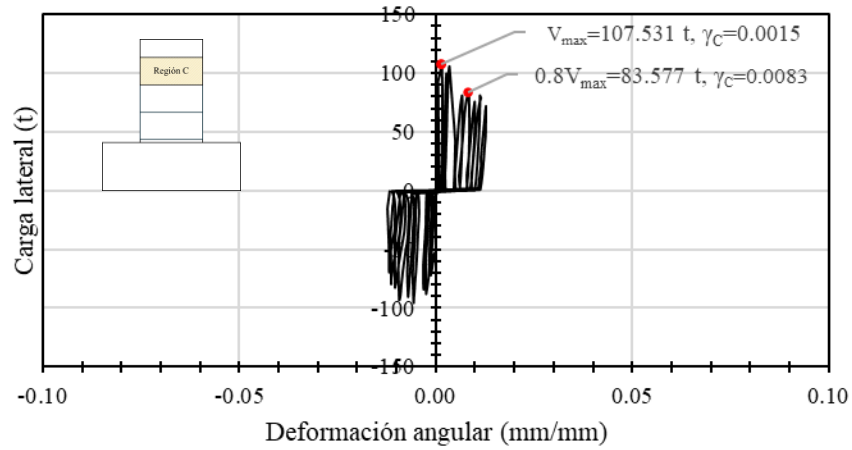


Figura 4.9 Deformación angular en la Región C de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

4.2.2 Columna S-3-h/2-A-4-G

De la Figura 4.10 a la Figura 4.12 se muestra la deformación angular de la columna S-3-h/2-A-4-G en sus tres Regiones A, B y C. Se observa que los niveles de deformación de la Región A y de la Región B tienen un comportamiento similar y ambas curvas llegan a una deformación angular máxima cercana a 0.02. Sin embargo, la Región C tiene un comportamiento muy distinto a las dos primeras, con desplazamientos residuales y deformaciones muy pequeñas. Por otro lado, se aprecia que la deformación va incrementando en cada región a medida que esta se acerca a la base de la columna. Y también se observa que cada curva es relativamente simétrica entre sí respecto a los ciclos positivos y negativos.

Deformación angular en Región A

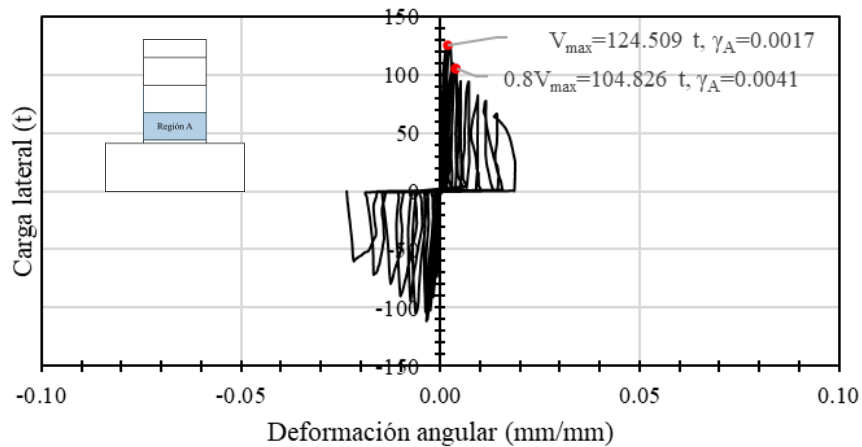


Figura 4.10 Deformación angular en la Región A de la columna S-3-h/2-A-4-G.

Deformación angular en Región B

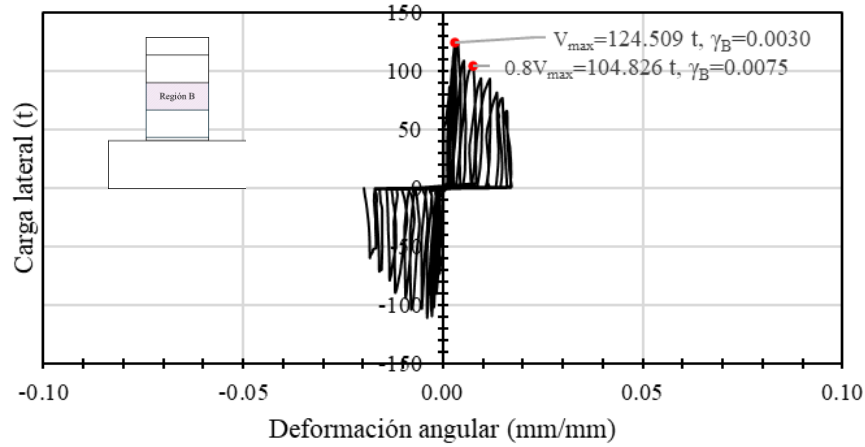


Figura 4.11 Deformación angular en la Región B de la columna S-3-h/2-A-4-G.

Deformación angular en Región C

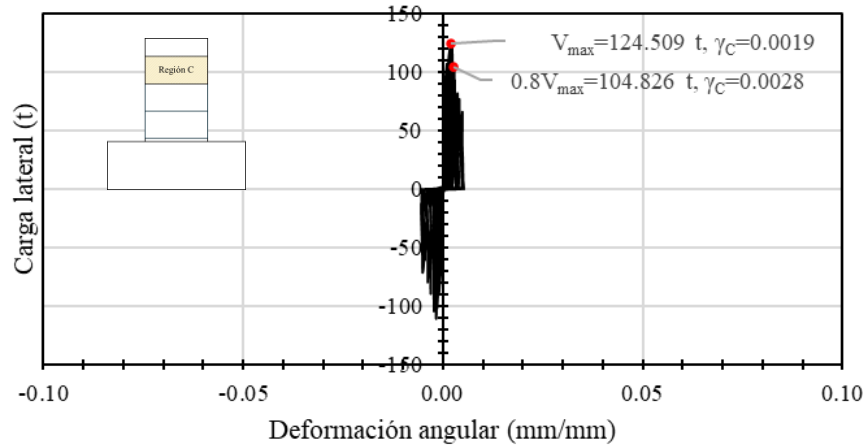


Figura 4.12 Deformación angular en la Región C de la columna S-3-h/2-A-4-G.

4.3 ROTACIÓN Y CURVATURA

La rotación es el giro que sufre una región cualquiera de un elemento que se analiza respecto a su posición inicial (Ascencio, 2005). Se determinó a partir de la lectura de los micrómetros que se colocaron en las caras Este y Oeste de la columna como se muestra en la Figura 4.13.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

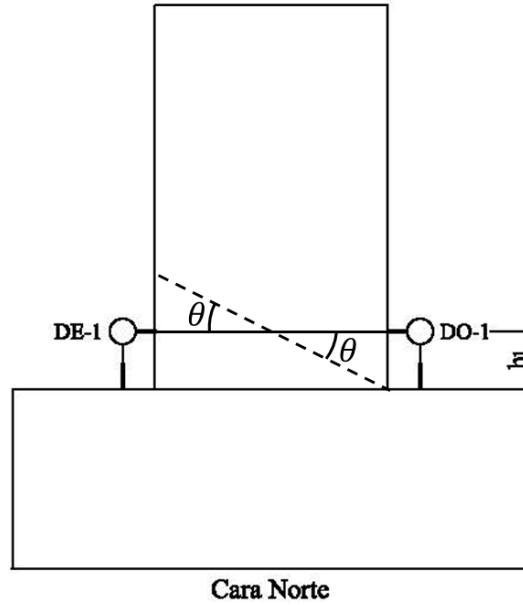


Figura 4.13 Obtención de la rotación en los especímenes.

En la Figura 4.14 se observa que la rotación se obtuvo para tres regiones diferentes y se calculó con la Ecuación 4.4.

$$\theta_{region\ i} = \frac{l_E - l_O}{x} \quad (4.4)$$

Donde:

$\theta_{region\ i}$: Rotación de la columna en la i-ésima región

l_E : Lectura del micrómetro ubicado en la cara Este de la columna

l_O : Lectura del micrómetro ubicado en la cara Oeste de la columna

x : Distancia horizontal que hay entre los dos micrómetros de la i-ésima región

La curvatura se obtuvo en cada región y se calculó con la Ecuación 4.5.

$$\phi_{region\ i} = \frac{\theta_{region\ i}}{h_i} \quad (4.5)$$

Donde:

$\phi_{region\ i}$: Curvatura de la columna en la i-ésima región

$\theta_{region\ i}$: Rotación de la columna en la i-ésima región

h_i : Altura de la i-ésima región

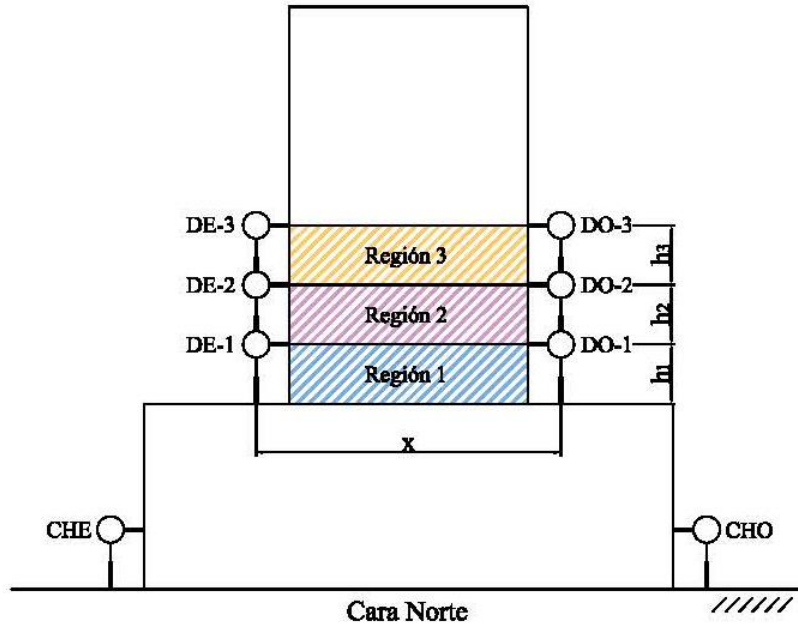


Figura 4.14 Regiones en las que se obtuvo la rotación de la columna.

4.3.1 Columna S-3-h/2-A-4-SG

De la Figura 4.15 a la Figura 4.17 se muestra la rotación y la curvatura de cada una de las tres regiones de la columna S-3-h/2-A-4-SG. Se observa que las curvas de rotación y de curvatura en la Región 1 tienen la misma tendencia que la curva de histéresis del espécimen (Figura 4.3). Además, en esta región se presentan los valores más grandes de rotación y curvatura (-0.023 mm/mm y -0.00017 1/mm respectivamente). En contraste, los valores de las Regiones 2 y 3 fueron muy pequeños en comparación con los de la Región 1 (representando el 33.1% y 2.8% respectivamente), siendo los de la Región 3 los menores. Esta dos Regiones exhibieron un comportamiento elástico lineal. En la Región 2, la rotación y la curvatura se concentró mayormente en los valores positivos, mientras que para los de la Región 3 en los valores negativos. Adicionalmente, se aprecia en los seis gráficos que las curvas son simétricas entre sí.

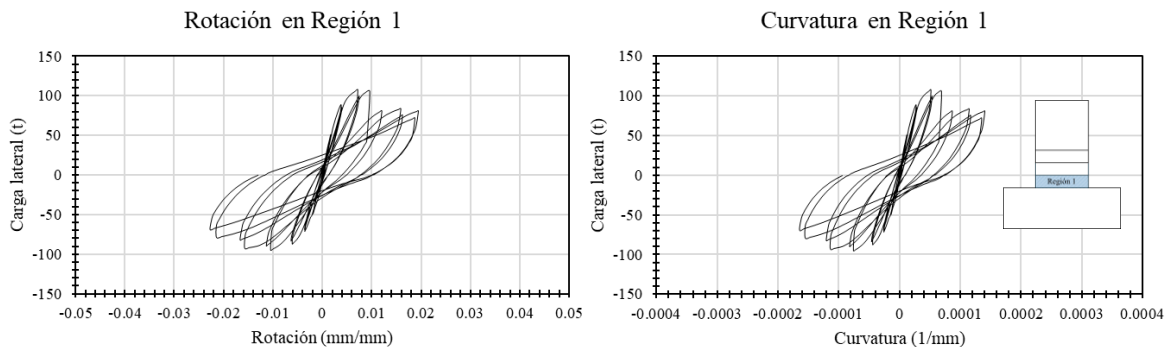


Figura 4.15 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 1 de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

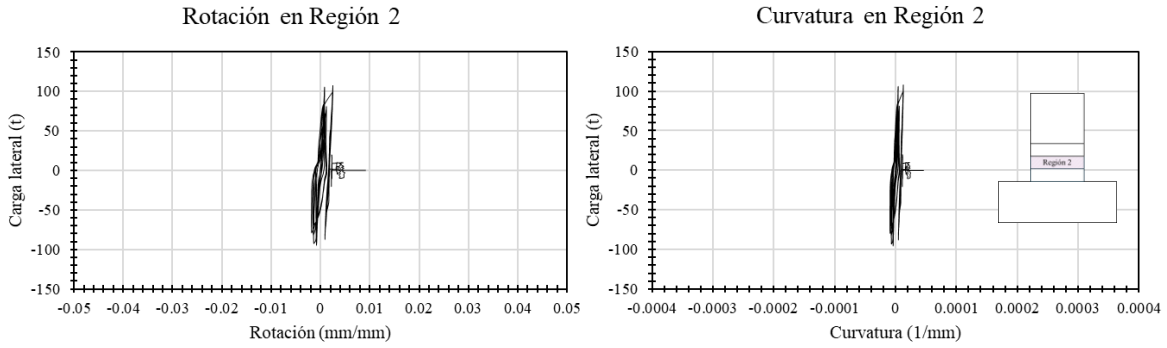


Figura 4.16 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 2 de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

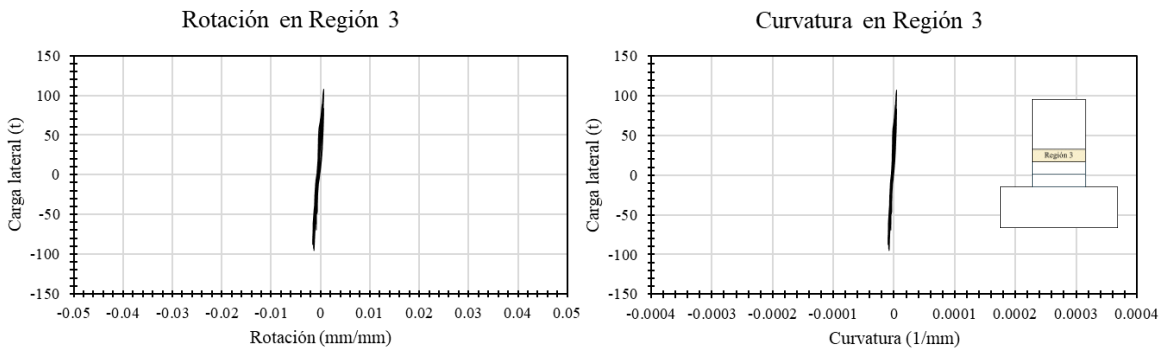


Figura 4.17 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 3 de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

En la Figura 4.18 se muestra la distribución de las rotaciones a lo largo de la altura de la columna para diferentes picos de ciclos. Los semiciclos positivos se presentan en azul y los semiciclos negativos en rojo. Se aprecia que las rotaciones mayores se presentaron en la base de la columna.

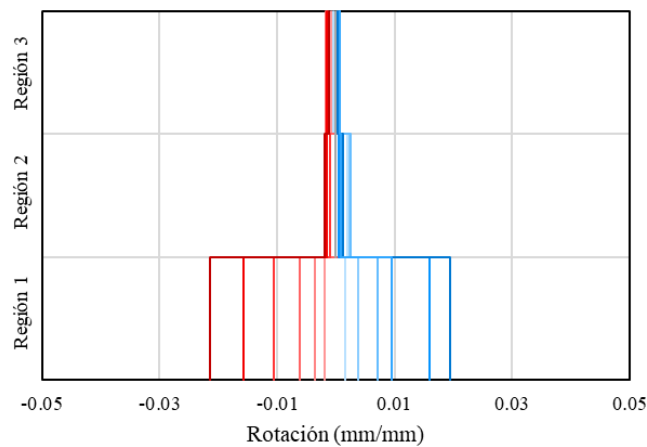


Figura 4.18 Rotación de la columna S-3-h/2-A-4-SG a lo largo de su altura.

4.3.1.1 Zapata

La rotación de la zapata se calculó con los dos micrómetros que se colocaron en la base de las caras Este y Oeste de la zapata. La rotación máxima que se obtuvo fue de 0.00078 mm/mm. Respecto al desplazamiento de la zapata, el mayor que se obtuvo fue de 4.38 mm. Estos valores son muy bajos en comparación con los obtenidos para la columna, representando el 1.2% de los valores de la columna, por lo que se consideran despreciables.

4.3.2 Columna S-3-h/2-A-4-G

Las curvas de rotación y curvatura de las tres regiones de la columna S-3-h/2-A-4-G se muestran de la Figura 4.19 a la Figura 4.21. De la misma forma como sucede en la columna anterior, en la Región 1 se concentran los mayores valores de rotación y curvatura del espécimen (-0.041 mm/mm y -0.00030 1/mm respectivamente), además, presentan un comportamiento similar a la curva de histéresis (Figura 4.4). En cambio, las Regiones 2 y 3 presentan rotaciones y curvaturas muy pequeñas, sobre todo las de la Región 3 (representando el 1.7% y 2.5% respectivamente de los valores de la Región 1). Esta dos Regiones exhibieron un comportamiento elástico lineal. A diferencia de la columna anterior, la rotación y la curvatura de la Región 2 se concentró en la parte negativa, mientras que las de la Región 3 en la parte positiva. Por otra parte, las seis curvas son relativamente simétricas entre sí.

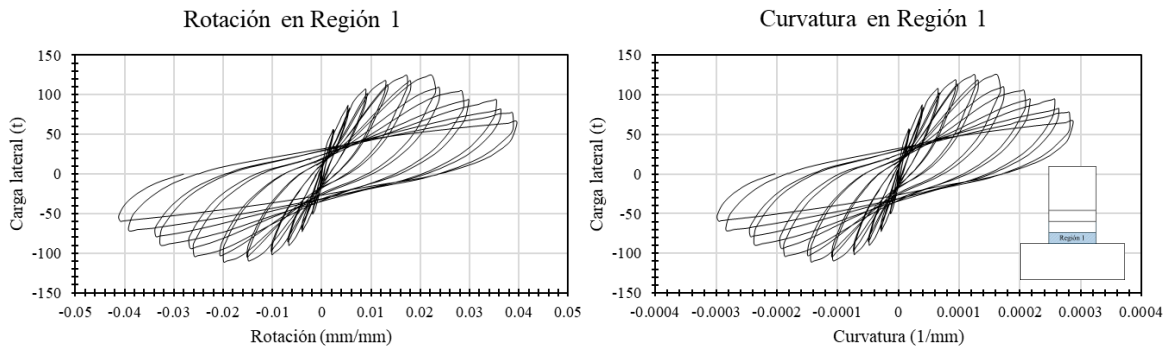


Figura 4.19 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 1 de la columna S-3-h/2-A-4-G.

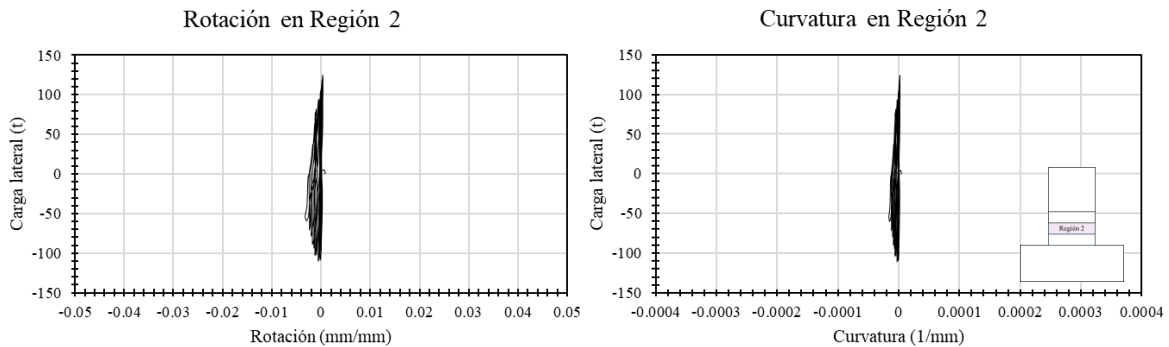


Figura 4.20 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 2 de la columna S-3-h/2-A-4-G.

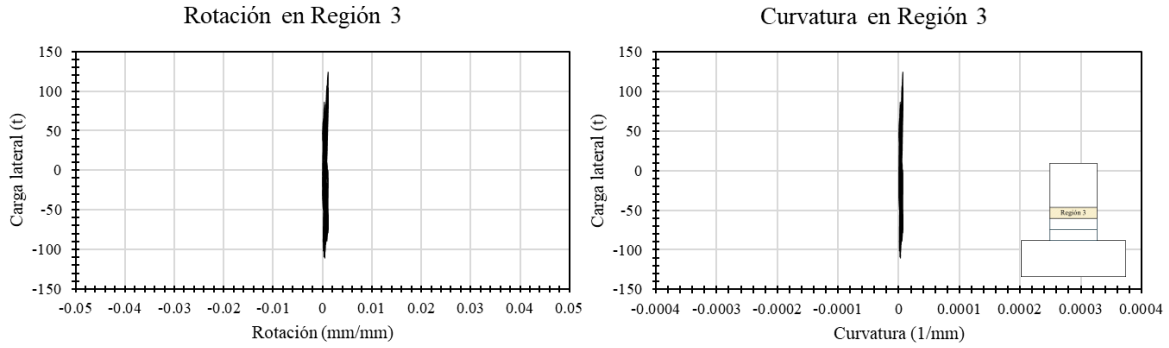


Figura 4.21 Rotación – carga lateral y Curvatura – carga lateral de la Región 3 de la columna S-3-h/2-A-4-G.

En la Figura 4.22 se muestra la distribución de las rotaciones a lo largo de la altura de la columna para diferentes picos de ciclos. Los semiciclos positivos se presentan en azul y los semiciclos negativos en rojo. Se aprecia que las rotaciones mayores se presentaron en la base de la columna. Además, presenta un comportamiento similar a la otra columna.

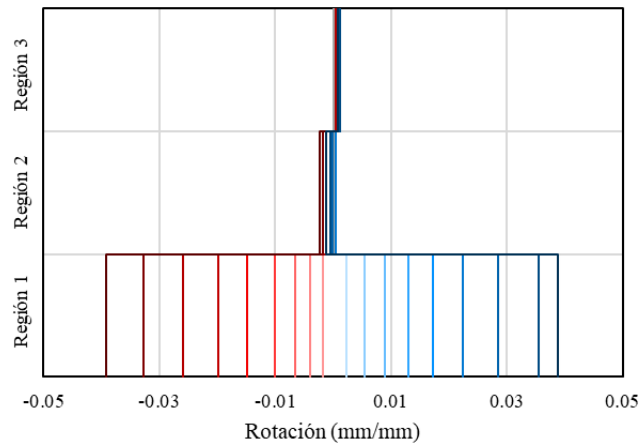


Figura 4.22 Rotación de la columna S-3-h/2-A-4-G a lo largo de su altura.

4.3.2.1 Zapata

La rotación de la zapata se obtuvo con los dos transductores de carátula que se colocaron en la base de las caras Este y Oeste de la zapata. La rotación máxima calculada fue de 0.0022 mm/mm. Por otro lado, el máximo desplazamiento de la zapata fue de 2.34 mm. Ambos valores son muy bajos en comparación con los obtenidos en la columna, representando el 2.5% de los valores de la columna, por lo que se consideran despreciables.

4.4 ANÁLISIS DE LOS DEFORMÍMETROS

En esta sección se analizan los resultados de los deformímetros eléctricos que se colocaron en el acero de refuerzo transversal y longitudinal de la columna, así como los que se colocaron en los encamisados. Para hacer el análisis se obtuvo la historia de deformaciones de cada deformímetro graficando la deformación unitaria contra el registro. En cada gráfica se incluyó la deformación unitaria asociada a la fluencia del acero que se obtuvo con las pruebas de las probetas de los especímenes (véase Sección 2.4.2).

Se considerará que un deformímetro fluyó cuando haya registrado deformaciones unitarias mayores que las de la fluencia y haya registrado deformaciones residuales diferentes de cero en valor absoluto.

Algunos de los deformímetros no lograron registrar datos debido a que se dañaron durante el proceso de descimbrado de la columna.

4.4.1 Columna S-3-h/2-A-4-SG

4.4.1.1 Instrumentación interna

En la Figura 4.23 a la Figura 4.28 se presentan las historias de deformaciones unitarias de los deformímetros colocados en las barras de refuerzo longitudinal. En la Figura 4.29 se muestra la deformación unitaria de uno de los deformímetros colocados en el refuerzo transversal. Los deformímetros SLN80 (Figura 4.23), SLN82 (Figura 4.25), SLN83 (Figura 4.26), SLN61 (Figura 4.27), SLS81 (Figura 4.28), STS1 (Figura 4.29), STS2 y STN2 resultaron dañados durante el descimbrado de la columna y no registraron datos.

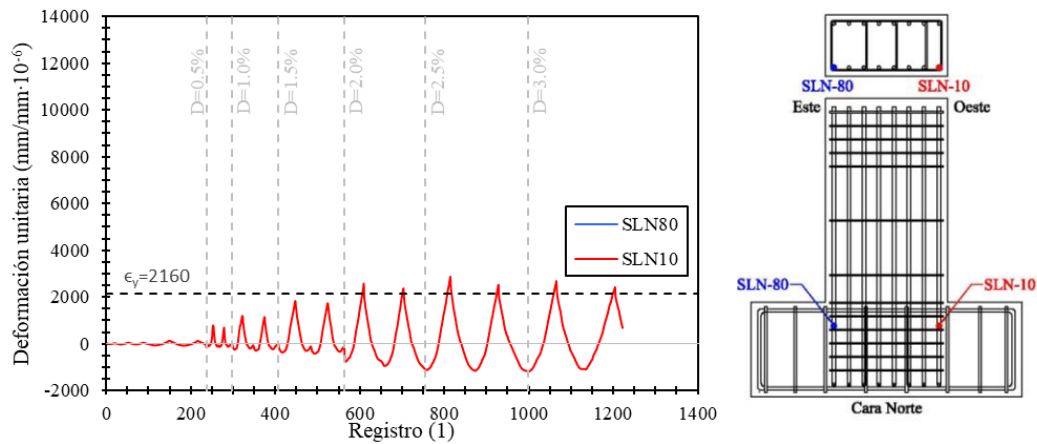


Figura 4.23 Historia de deformación unitaria del deformímetro SLN10.

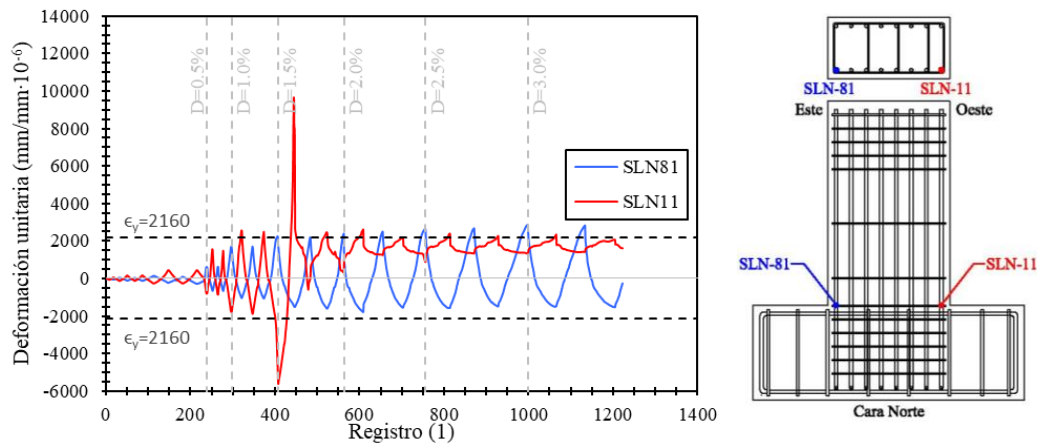


Figura 4.24 Historia de deformación unitaria de los deformímetros SLN81 y SLN11.

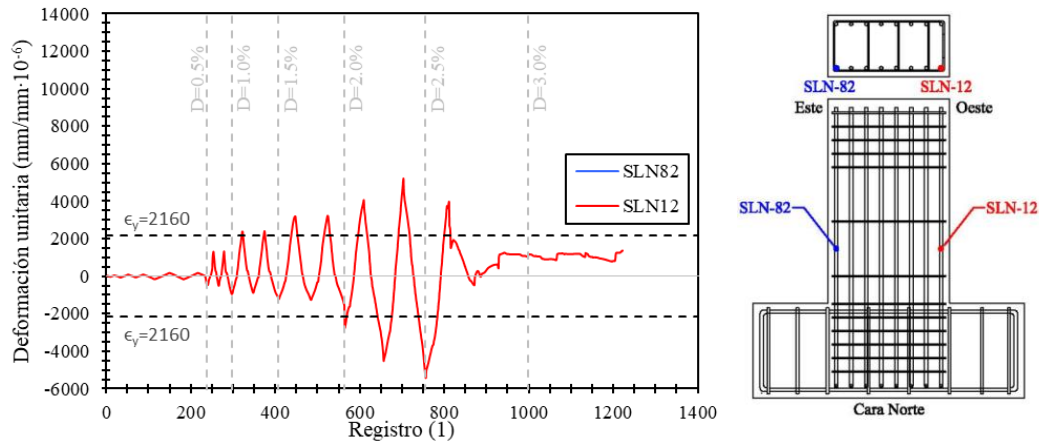


Figura 4.25 Historia de deformación unitaria del deformímetro SLN12.

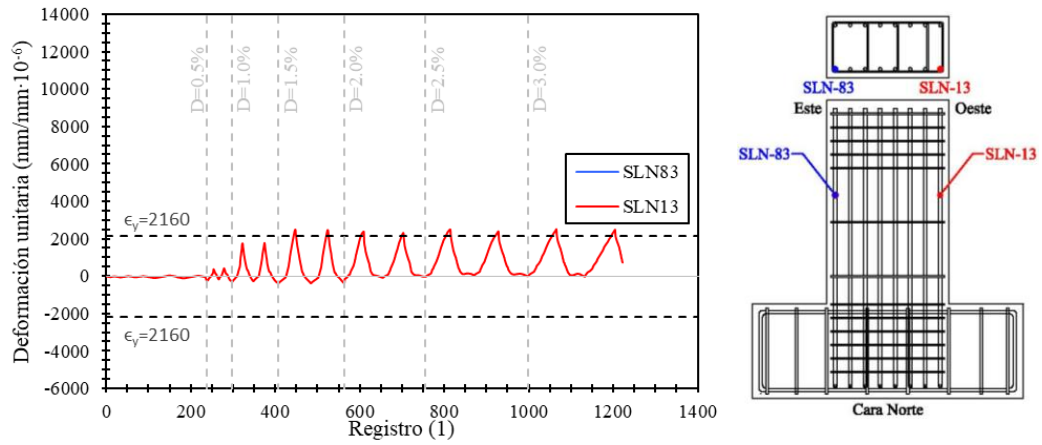


Figura 4.26 Historia de deformación unitaria de los deformímetros SLN83 y SLN13.

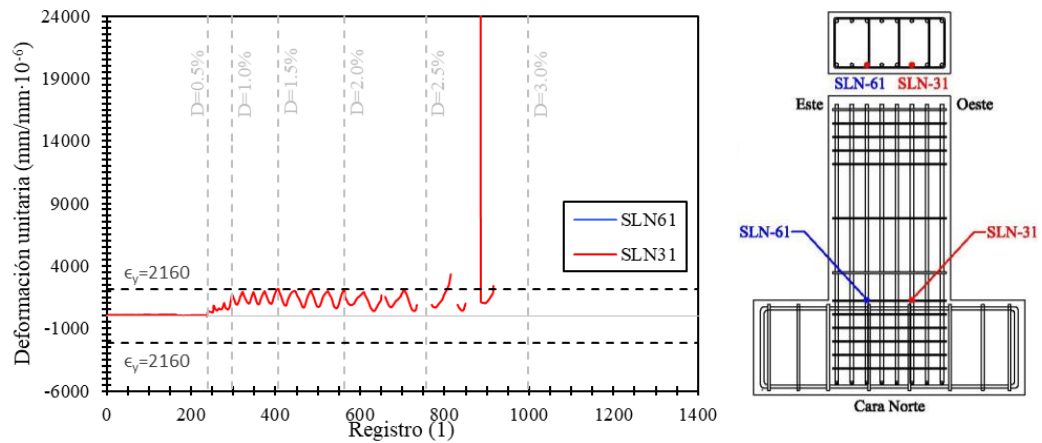


Figura 4.27 Historia de deformación unitaria del deformímetro SLN31.

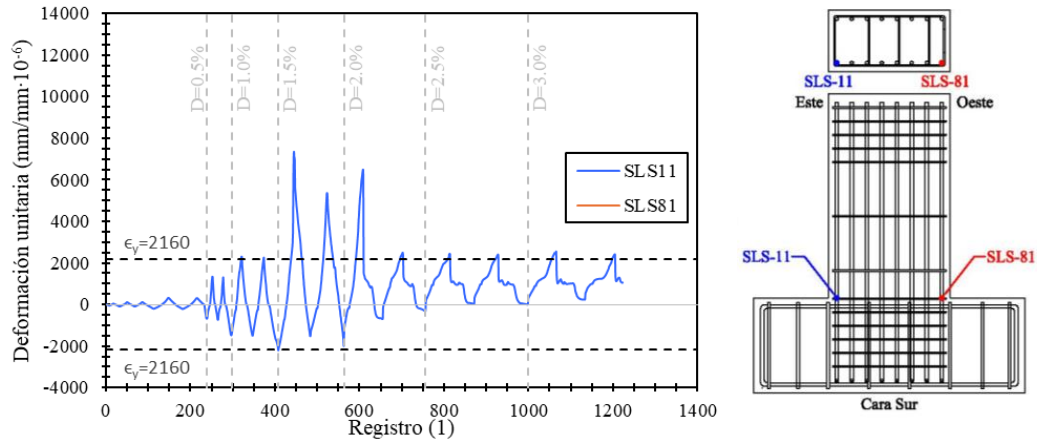


Figura 4.28 Historia de deformación unitaria del deformímetro SLS11.

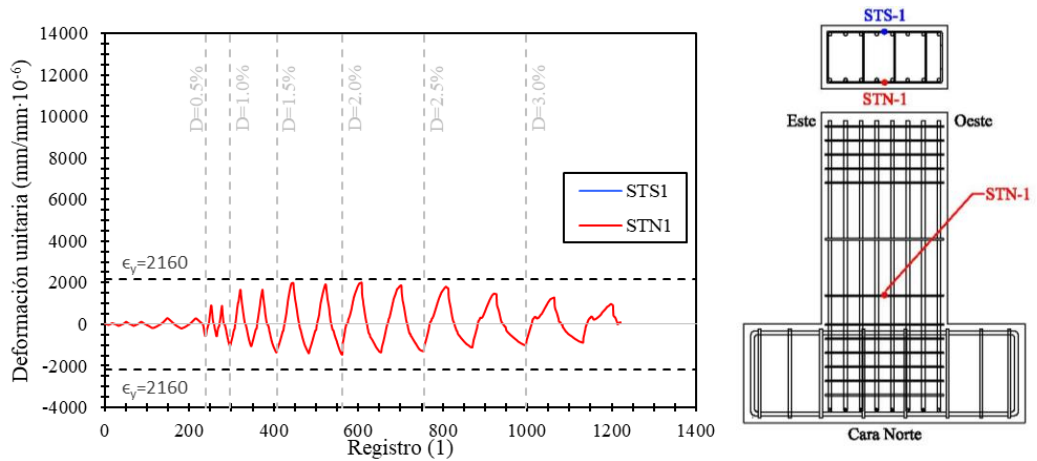


Figura 4.29 Historia de deformación unitaria del deformímetro STN1.

En la Tabla 4.1 se muestran cada uno de los deformímetros eléctricos que registraron datos, así como también si cumplen con los criterios para considerar que el acero al que estaban adheridos fluyó. Si fluyó, se colocó a qué distorsión ocurrió esto.

Tabla 4.1 Fluencia de los deformímetros eléctricos del acero de refuerzo de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

Deformímetro	¿Registró deformaciones superiores a la de fluencia?	¿Registró deformaciones residuales?	¿Fluyó?
SLN10	Sí	No	No
SLN81	Sí	No	No
SLN11	Sí	Sí	Sí (A partir del 1.0% distorsión)
SLN12	Sí	Sí	Sí (A partir del 1.5% distorsión)
SLN13	Sí	No	No
SLN31	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.5% distorsión)
SLS11	Sí	Sí	Sí (A partir del 1.0% distorsión)
STN1	No	No	No

En la Tabla 4.1 se observa que solo los deformímetros SLN11, SLN11, SLS12 y SLN31 cumplieron con los dos criterios para concluir que el acero en el que estaban colocados fluyó. Los dos primeros

lo hicieron a 1.0% de distorsión; el tercero a 1.5% y el cuarto a 2.5%. Al analizar la posición en la que estaban colocados los deformímetros, se puede observar que los cuatro estaban del lado Oeste de la columna (Figura 5.11). En el lado Este no se presentaron deformímetros que registraran que el acero fluyó debido a que la mayoría resultó dañada y no registraron datos.

En la Figura 4.30 se muestra la distribución de deformaciones unitarias a lo largo de la barra NO (noroeste) para diferentes picos de ciclos. Los semiciclos positivos se presentan en azul y los semiciclos negativos en rojo. Se observa que las mayores deformaciones se presentaron en la base y en la parte intermedia de la barra, superando el límite de fluencia.

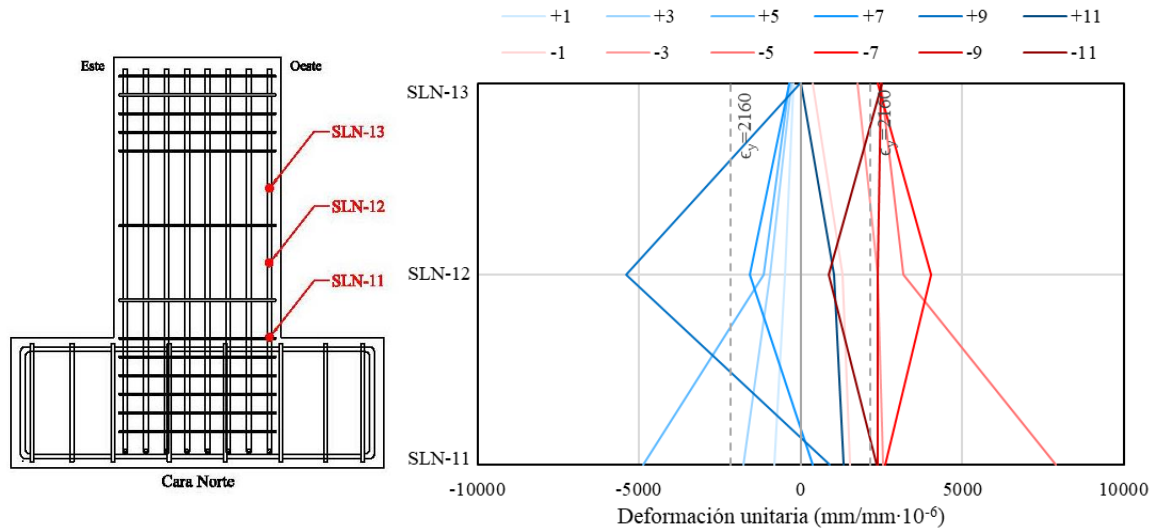


Figura 4.30 Distribución de deformaciones de la barra indicada de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

4.4.1.2 Instrumentación externa

Los deformímetros eléctricos de la instrumentación externa fueron aquellos que se colocaron en el encamisado de acero del espécimen. En la Figura 4.31 a la Figura 4.34 se presentan las historias de deformación unitaria de los deformímetros que se colocaron en las caras superior e inferior de las soleras para medir las deformaciones unitarias que pudieron resultar de momentos flexionantes en sus extremos. En la Figura 4.35 se muestran las deformaciones unitarias de tensión que se presentaron al centro de las soleras. En la Figura 4.36 a la Figura 4.38 se muestran las historias de deformación unitaria de los deformímetros colocados en los ángulos.

Los únicos deformímetros eléctricos que no registraron datos fueron el AL1 y AS4 debido a que resultaron dañados antes de empezar el ensayo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

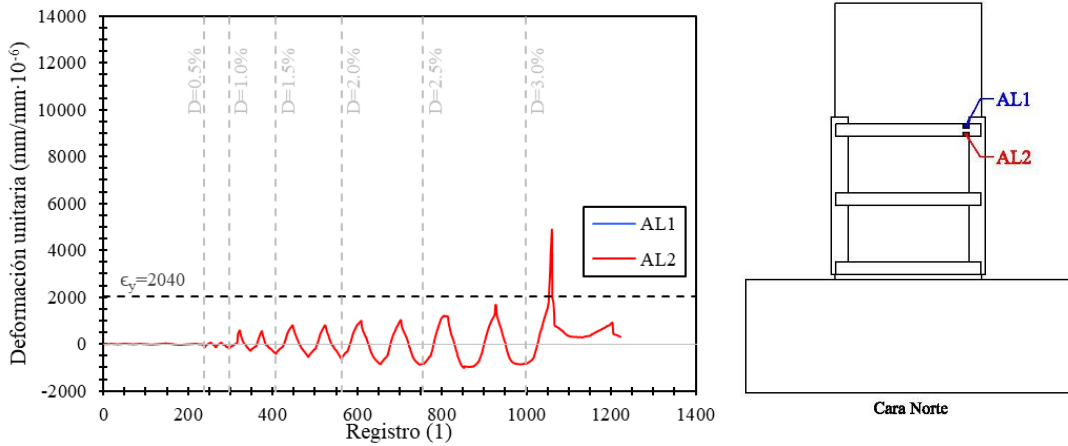


Figura 4.31 Historia de deformación unitaria del deformímetro AL2.

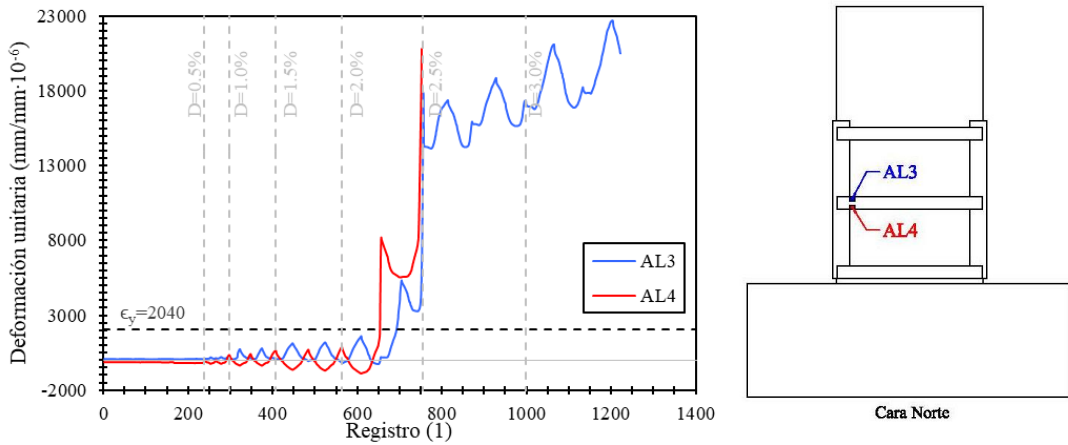


Figura 4.32 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AL3 y AL4.

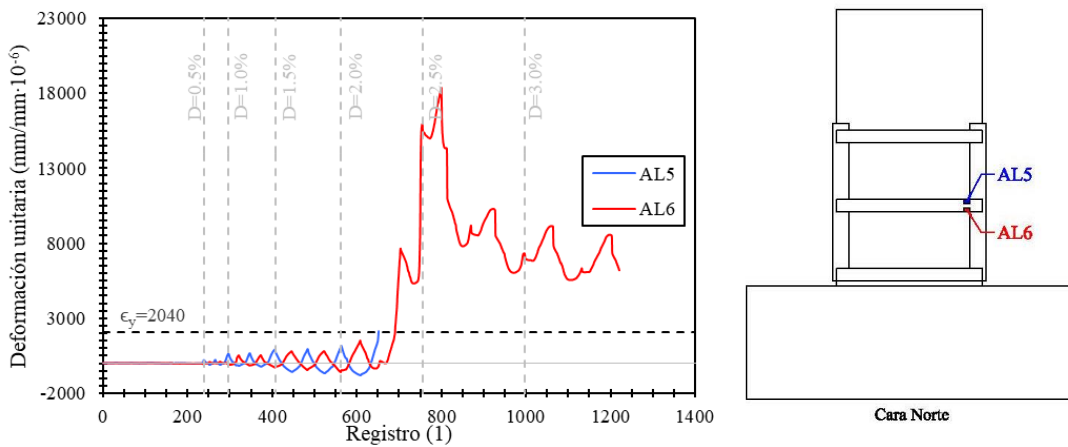


Figura 4.33 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AL5 y AL6.

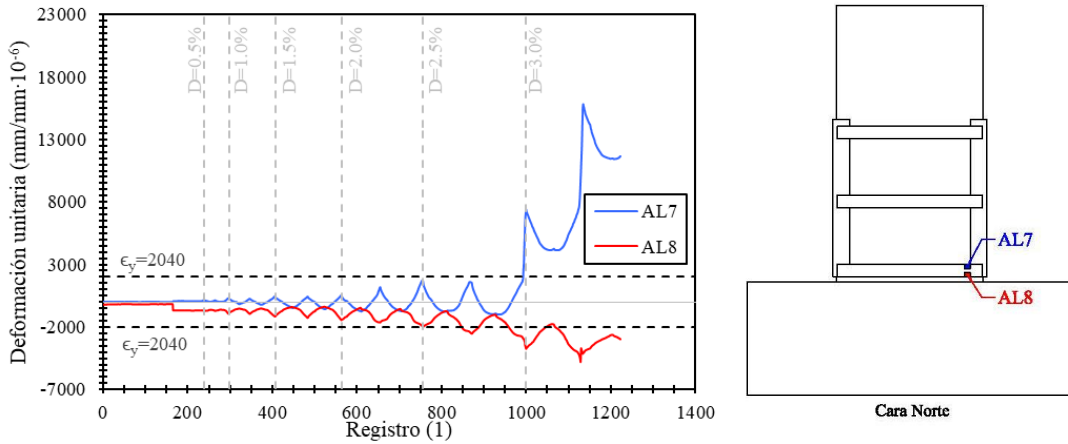


Figura 4.34 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AL7 y AL8.

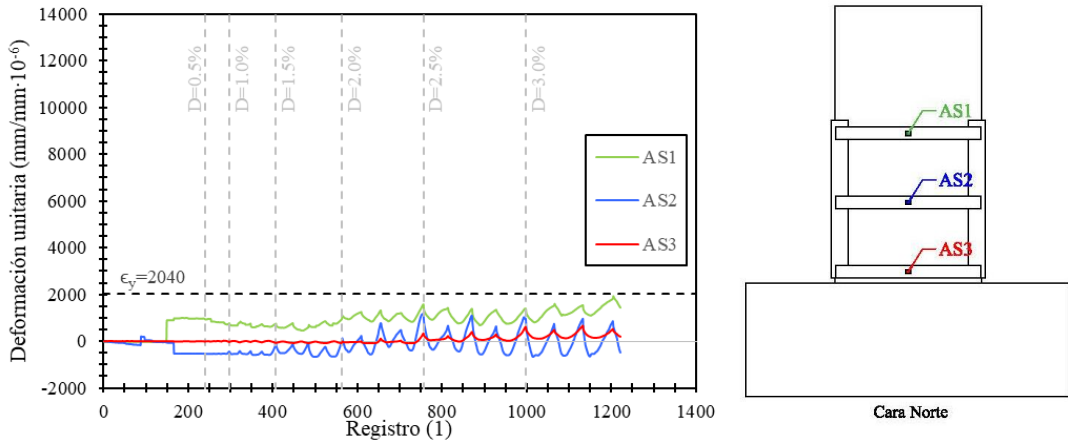


Figura 4.35 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AS1, AS2 y AS3.

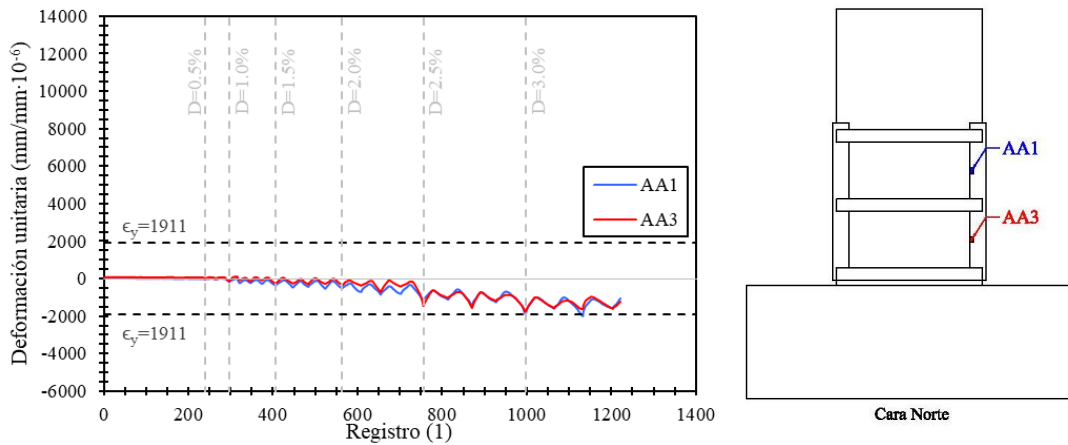


Figura 4.36 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AA1 y AA3.

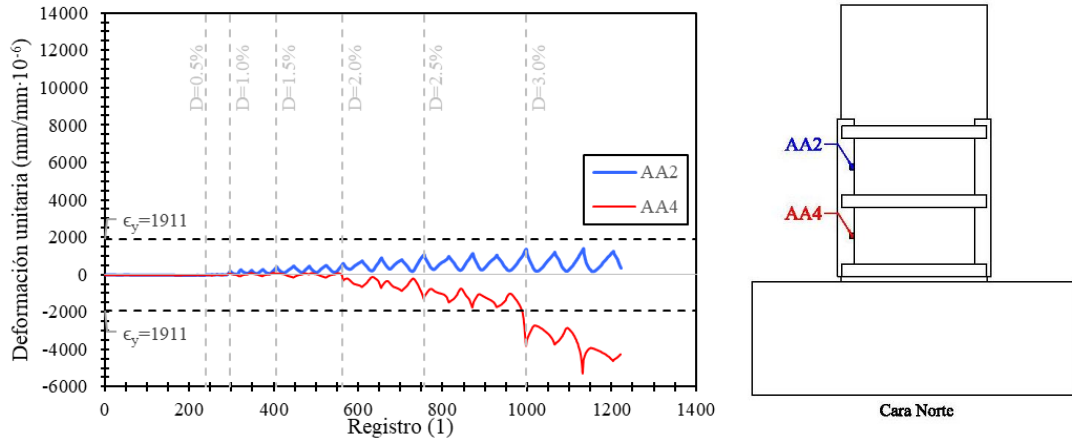


Figura 4.37 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AA2 y AA4.

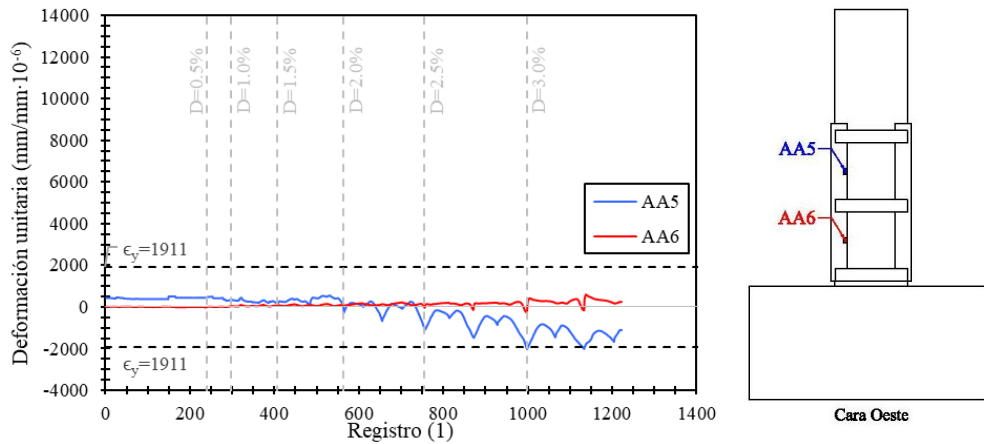


Figura 4.38 Historia de deformación unitaria de los deformímetros AA5 y AA6.

En la Tabla 4.2 se muestran cada uno de los deformímetros eléctricos que registraron datos, así como también si cumplen con los criterios para considerar que el acero al que estaban adheridos fluyó. Si fluyó, se colocó a qué distorsión ocurrió esto.

Tabla 4.2 Fluencia de los deformímetros eléctricos del encamisado de acero de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

Deformímetro	¿Registró deformaciones superiores a la de fluencia?	¿Registró deformaciones residuales?	¿Fluyó?
AL2	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.0% distorsión)
AL3	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.0% distorsión)
AL4	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.0% distorsión)
AL5	No	No	No
AL6	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.0% distorsión)
AL7	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.0% distorsión)
AL8	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.0% distorsión)
AS1	No	Sí	No
AS2	No	No	No
AS3	No	No	No

AA1	No	No	No
AA3	No	No	No
AA2	No	No	No
AA4	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.0% distorsión)
AA5	No	No	No
AA6	No	No	No

En la Tabla se observa que de los 16 deformímetros que registraron datos solo siete cumplieron con los dos criterios para determinar que el acero al que estaban adheridos fluyó. Los deformímetros AL3, AL4 y AL6 fluyeron a una distorsión de 2.0%, mientras que los AL2, AL7, AL8 y AA4 lo hicieron en la distorsión de 3%. En la Figura 4.39 se muestran los deformímetros que estaban colocados en acero que fluyó y la distorsión a la que sucedió esto.

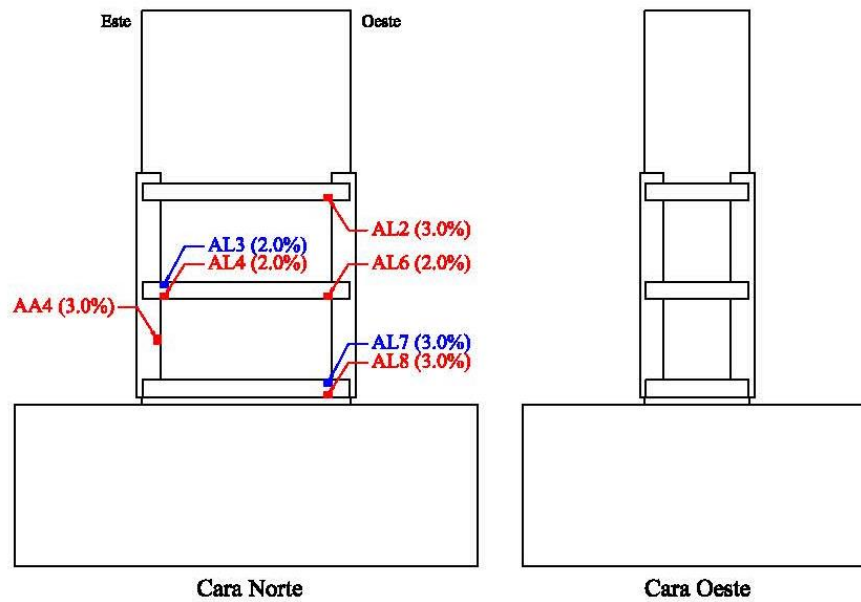


Figura 4.39 Deformímetros colocados en acero que fluyó del encamisado.

En la Figura 4.32 y Figura 4.33 se observa que en la distorsión de 2.5% las deformaciones unitarias de los deformímetros colocados en los extremos de la solera central incrementaron en un 500% aproximadamente. Esto sucedió cuando se presentó el agrietamiento súbito del concreto.

4.4.2 Columna S-3-h/2-A-4-G

4.4.2.1 Instrumentación interna

En la Figura 4.40 a la Figura 4.45 se muestran las historias de deformación unitaria de los deformímetros colocados en las barras de refuerzo longitudinal. En las Figura 4.46 y Figura 4.47 se muestran las historias de deformación unitaria de los deformímetros colocados en el refuerzo transversal. Los deformímetros SLN10 (Figura 4.40) y STN2 (Figura 4.47) resultaron dañados durante el proceso de descimbrado de la columna y no registraron datos.

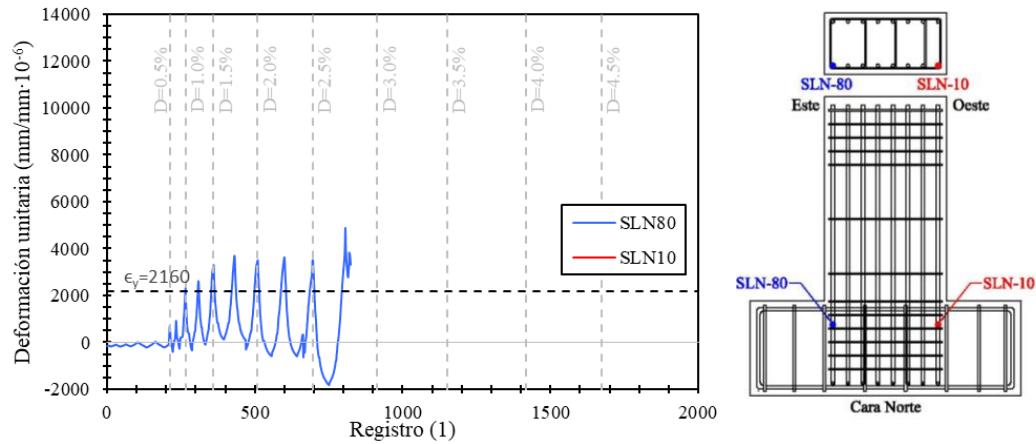


Figura 4.40 Historia de deformación del deformímetro SLN80.

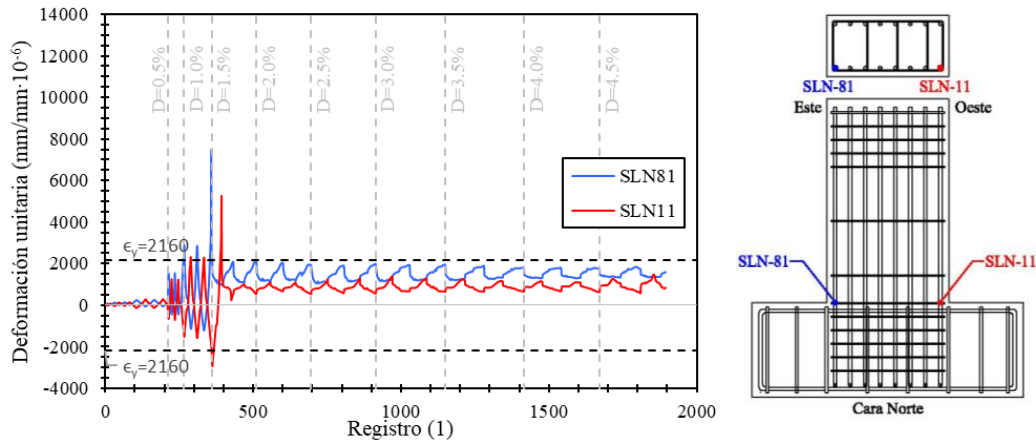


Figura 4.41 Historia de deformación de los deformímetros SLN81 y SLN11.

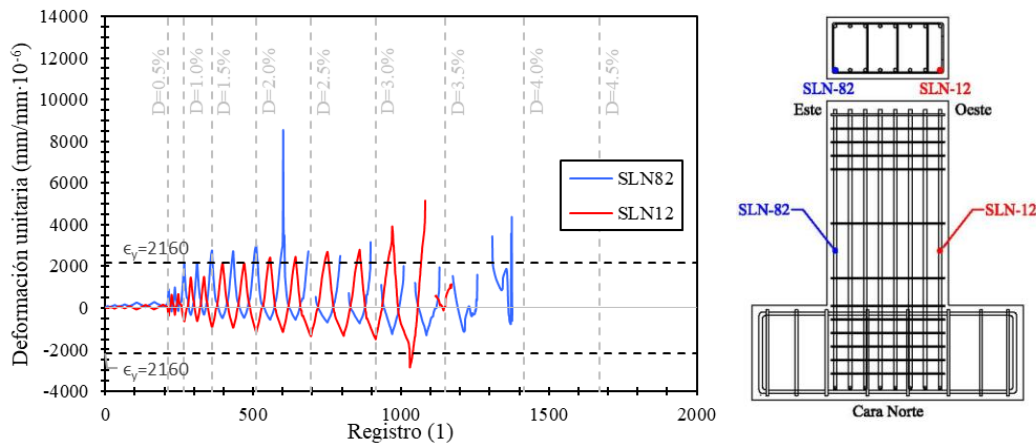


Figura 4.42 Historia de deformación de los deformímetros SLN82 y SLN12.

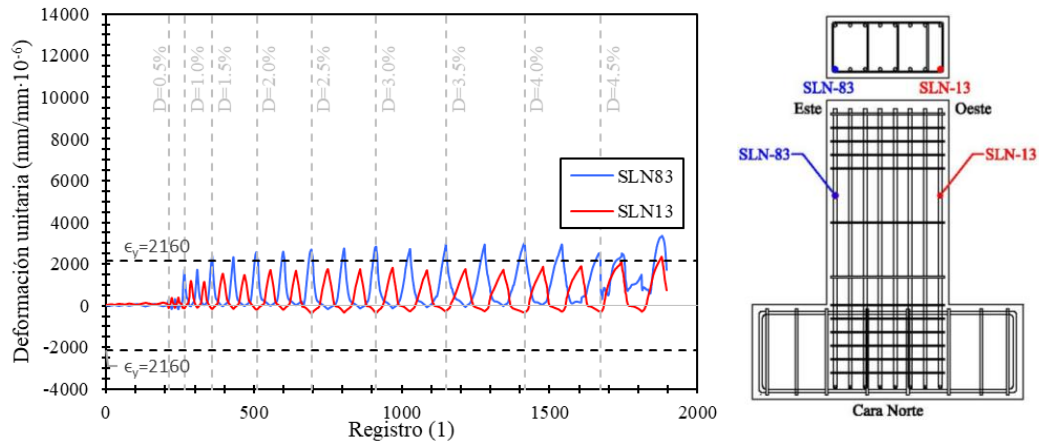


Figura 4.43 Historia de deformación de los deformímetros SLN83 y SLN13.

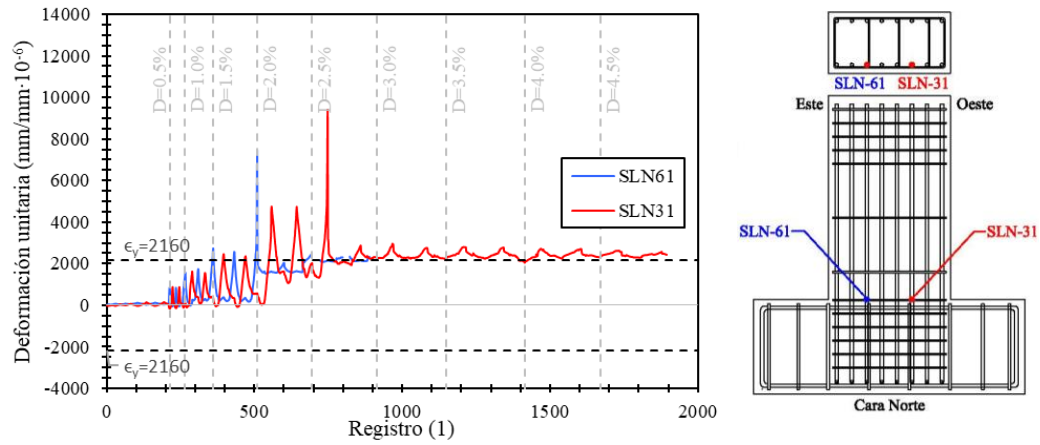


Figura 4.44 Historia de deformación de los deformímetros SLN61 y SLN31.

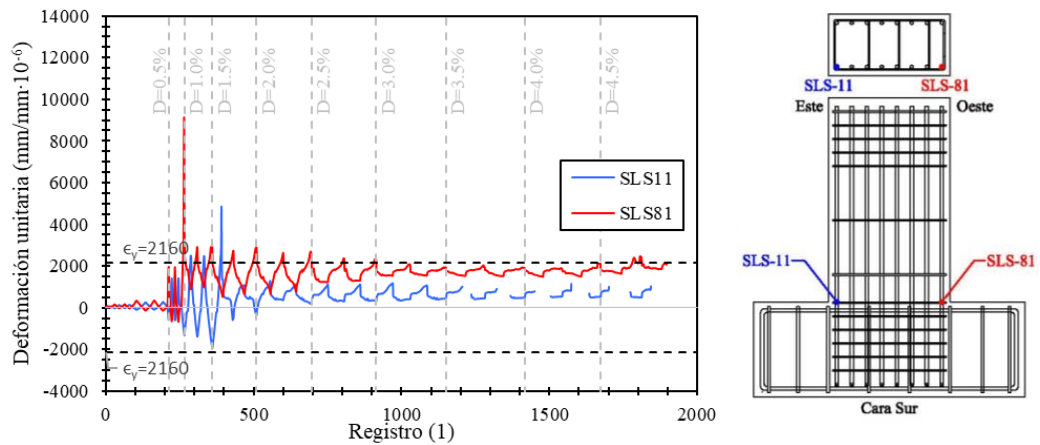


Figura 4.45 Historia de deformación de los deformímetros SLS11 y SLS81.

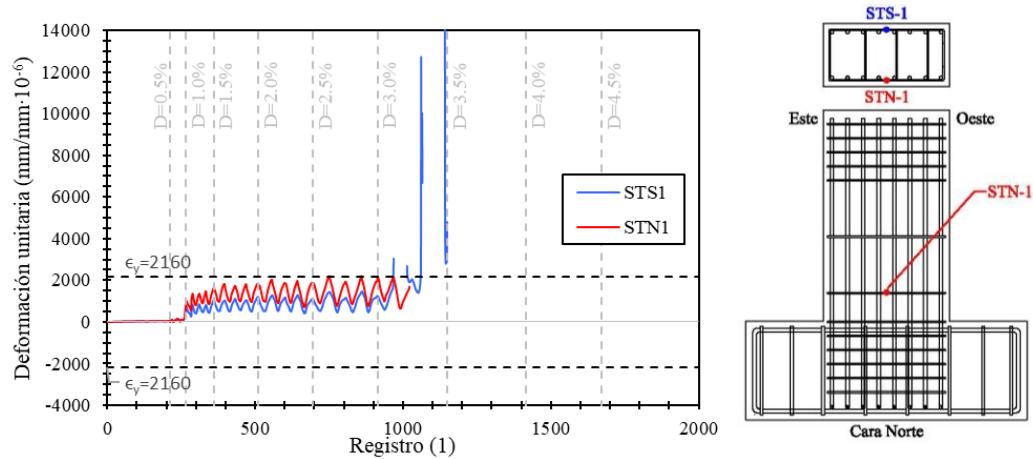


Figura 4.46 Historia de deformación de los deformímetros STS1 y STN1.

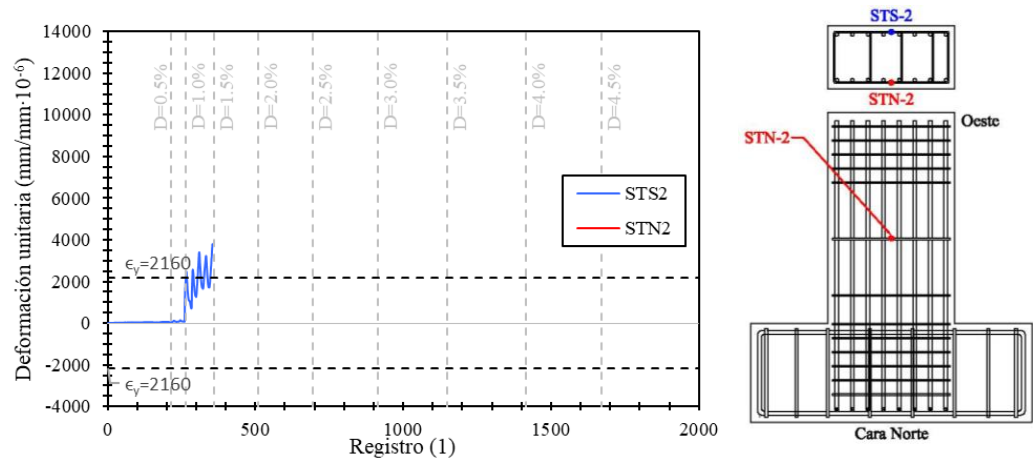


Figura 4.47 Historia de deformación del deformímetro STS2.

En la Tabla 4.3 se muestran cada uno de los deformímetros eléctricos que registraron datos, así como también si cumplen con los criterios para considerar que el acero al que estaban adheridos fluyó. Si fluyó, se colocó a qué distorsión ocurrió esto.

Tabla 4.3 Fluencia de los deformímetros eléctricos del acero de refuerzo de la columna S-3-h/2-A-4-G

Deformímetro	¿Registró deformaciones superiores a la de fluencia?	¿Registró deformaciones residuales?	¿Fluyó?
SLN80	Sí	Sí	Sí (A partir del 1.5% distorsión)
SLN81	Sí	Sí	Sí (A partir del 1.5% distorsión)
SLN11	Sí	Sí	Sí (A partir del 1.5% distorsión)
SLN82	Sí	No	No
SLN12	Sí	No	No
SLN83	Sí	No	No
SLN13	No	No	No
SLN61	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.0% distorsión)
SLN31	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.0% distorsión)

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LOS ESPECÍMENES

SLS11	Sí	Sí	Sí (A partir del 1.5% distorsión)
SLS81	Sí	Sí	Sí (A partir del 1.0% distorsión)
STS1	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.0% distorsión)
STN1	No	No	No
STS2	Sí	Sí	Sí (A partir del 1.0% distorsión)

En la Tabla 4.3 se puede notar que de los 14 deformímetros eléctricos que registraron datos, nueve cumplieron con los criterios para determinar que el acero en el que estaban colocados fluyó. De los deformímetros colocados en el refuerzo longitudinal el SLN80, SLN81, SLN11 y SLS11 fluyeron a una distorsión de 1.5%; el SLN61 y SLN31, a 2% y el SLS81 a 1%. De los deformímetros colocados en el refuerzo transversal, el STS1 fluyó a 3.0% de distorsión y el STS2 a 1.0% (Figura 5.12).

En la Figura 4.48 y la Figura 4.49 se muestra la distribución de deformaciones unitarias a lo largo de las barras NO y NE respectivamente para diferentes picos de ciclos. Los semiciclos positivos se presentan en azul y los semiciclos negativos en rojo. Se observa que las deformaciones se presentan en direcciones contrarias en cada barra ya que se encuentran en extremos opuestos. Lo que significa que, para un ciclo con el mismo nivel de distorsión, mientras una está en tensión, la otra está en compresión. También se aprecia que las mayores deformaciones se presentaron en la parte intermedia de la barra y superaron el límite de fluencia.

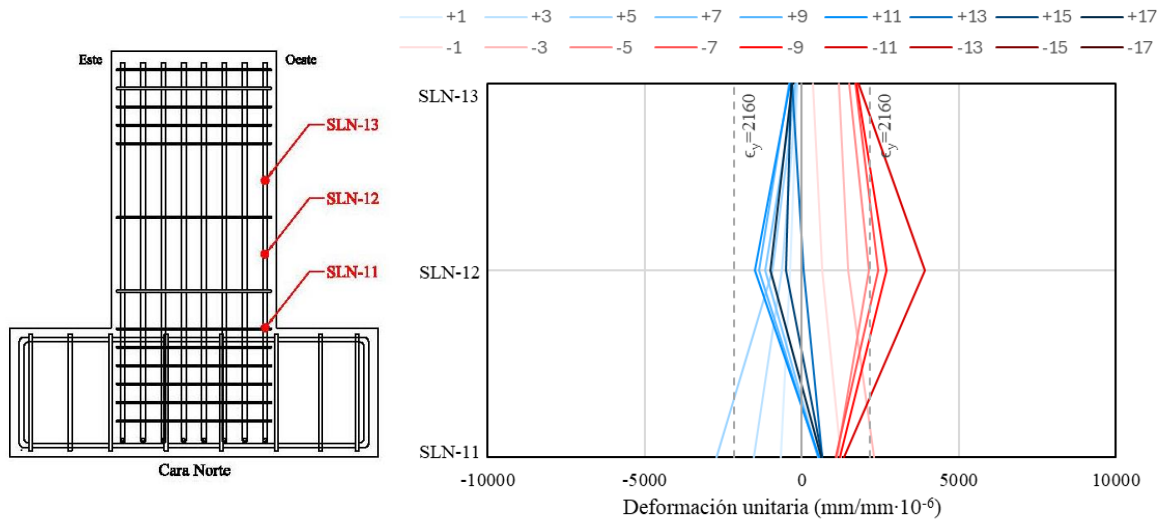


Figura 4.48 Distribución de deformaciones de la barra indicada de la columna S-3-h/2-A-4-G.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

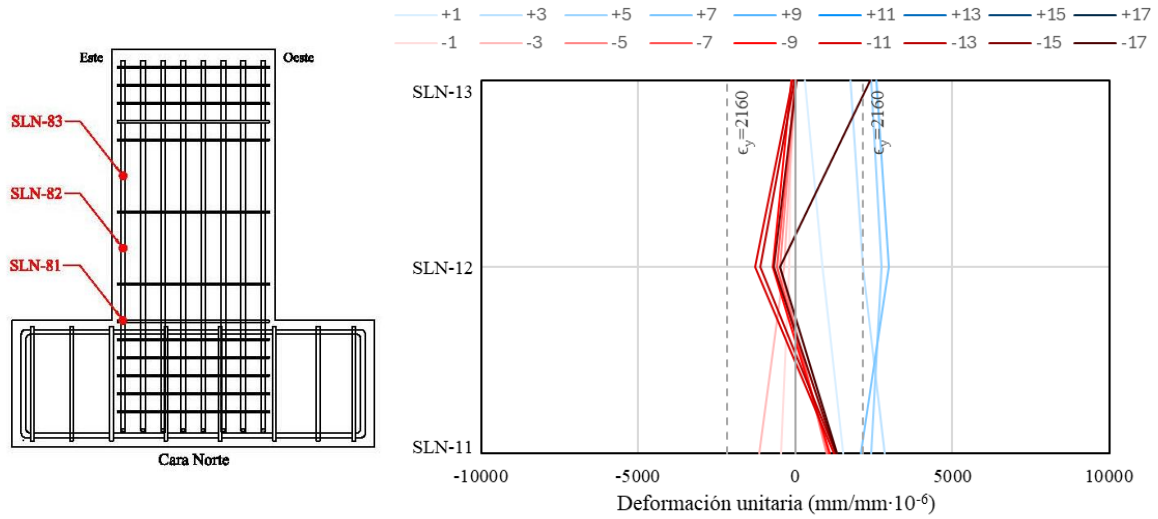


Figura 4.49 Distribución de deformaciones de la barra indicada de la columna S-3-h/2-A-4-G.

4.4.2.2 Instrumentación externa

Los deformímetros eléctricos de la instrumentación externa fueron aquellos que se colocaron en el encamisado de acero del espécimen. En la Figura 4.50 a la Figura 4.53 se presenta la deformación unitaria de los deformímetros que se colocaron en las caras superior e inferior de las soleras para medir las deformaciones unitarias que pudieron resultar de los momentos flexionantes en sus extremos. En la Figura 4.54 se muestran las deformaciones unitarias de tensión que se presentaron al centro de las soleras. En la Figura 4.55 a la Figura 4.57 se muestran las historias de deformación de los deformímetros colocados en los ángulos.

El deformímetro eléctrico AA2 fue el único que no registró datos porque resultó dañado antes de iniciar el ensayo.

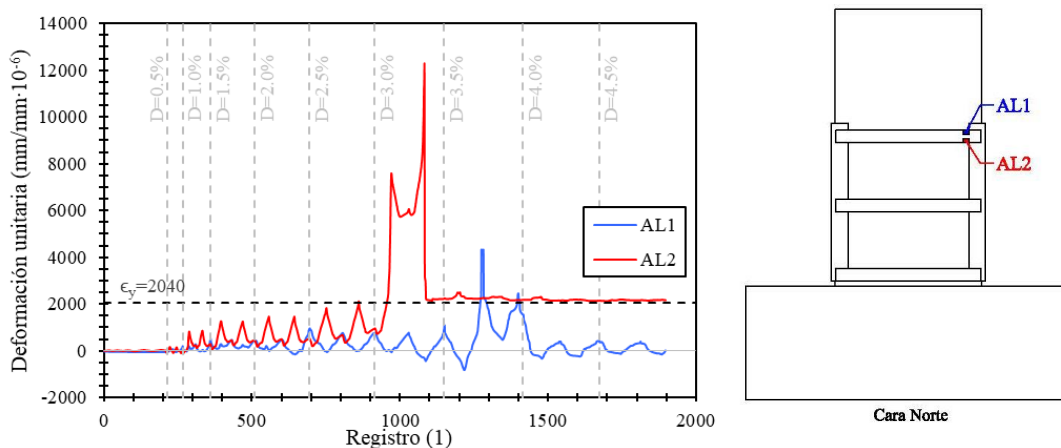


Figura 4.50 Historia de deformación de los deformímetros AL1 y AL2.

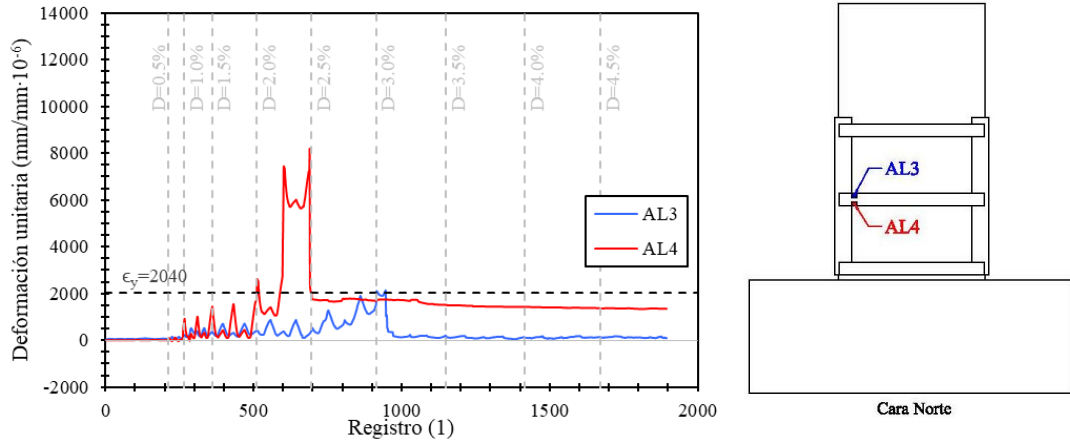


Figura 4.51 Historia de deformación de los deformímetros AL3 y AL4.

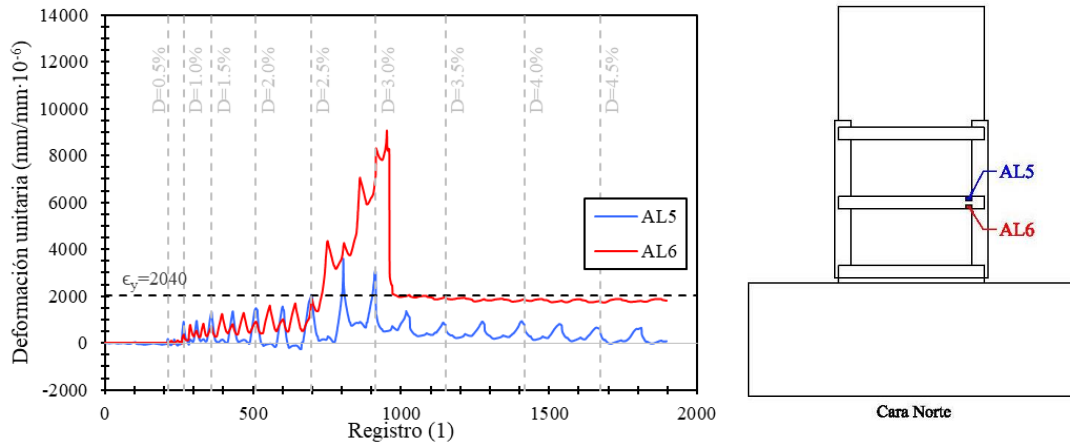


Figura 4.52 Historia de deformación de los deformímetros AL5 y AL6.

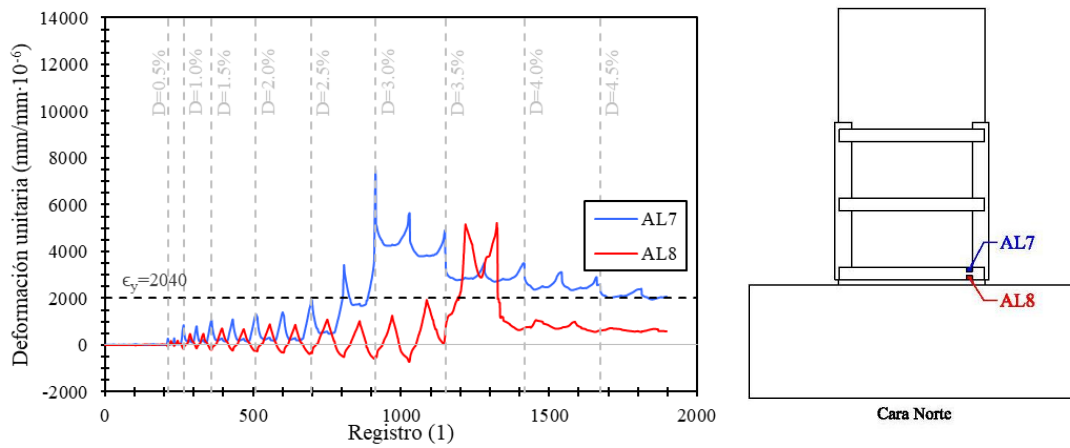


Figura 4.53 Historia de deformación de los deformímetros AL7 y AL8.

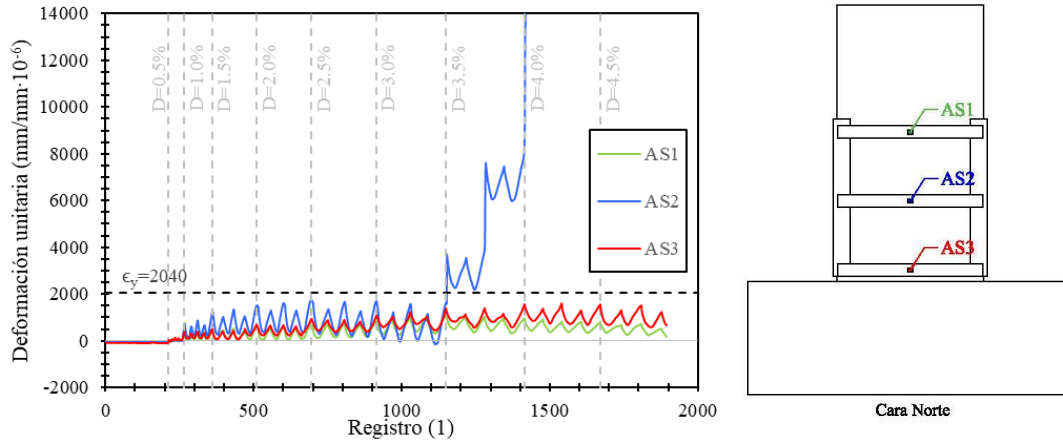


Figura 4.54 Historia de deformación de los deformímetros AS1, AS2 y AS3.

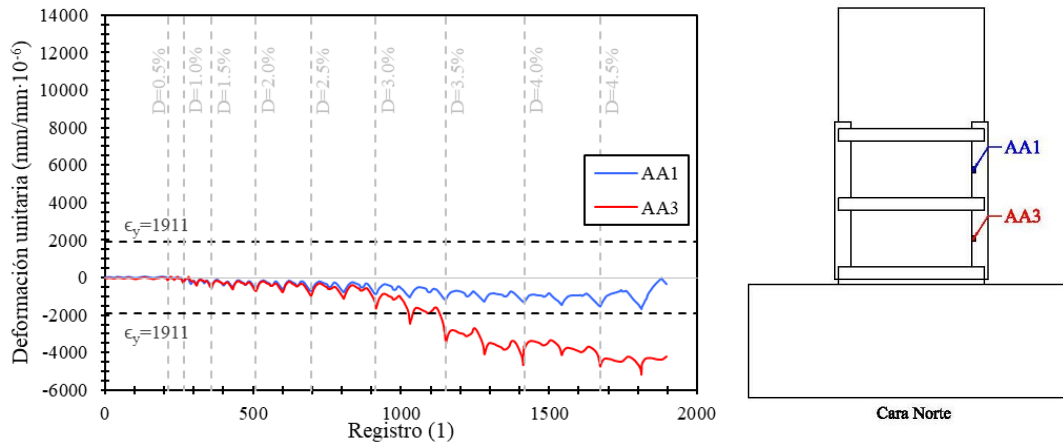


Figura 4.55 Historia de deformación de los deformímetros AA1 y AA3.

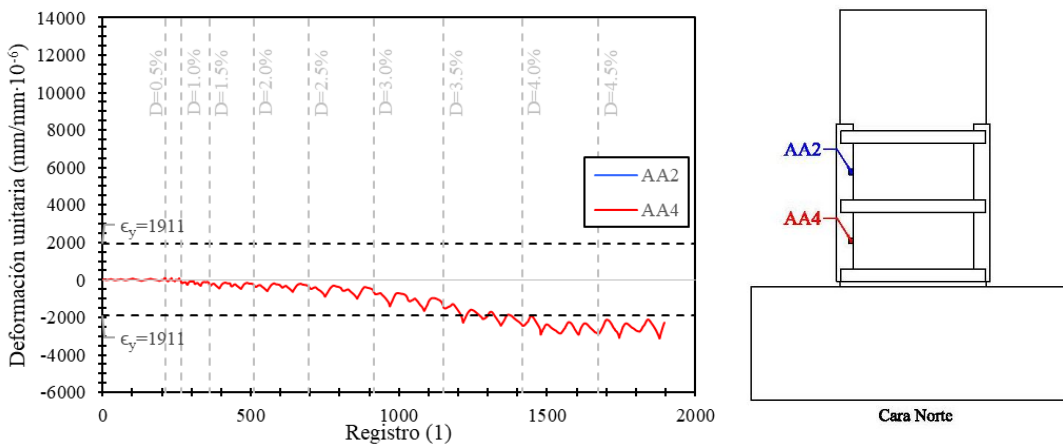


Figura 4.56 Historia de deformación del deformímetro AA4.

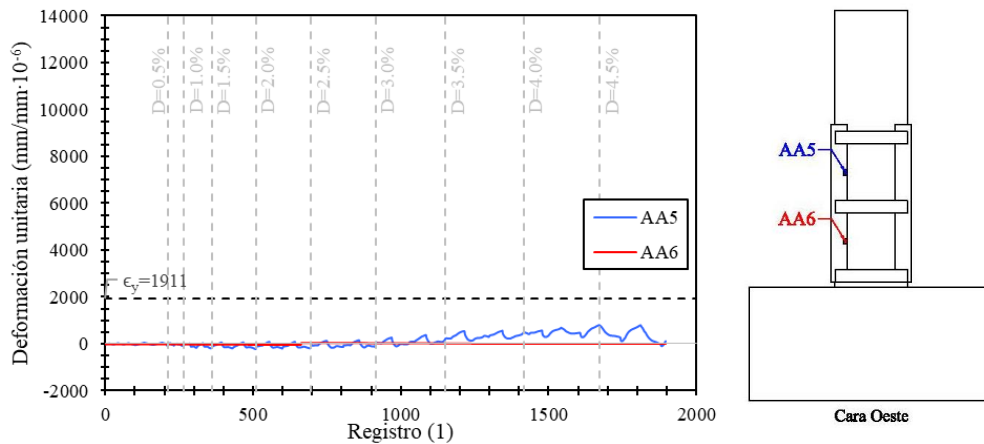


Figura 4.57 Historia de deformación de los deformímetros AA5 y AA6.

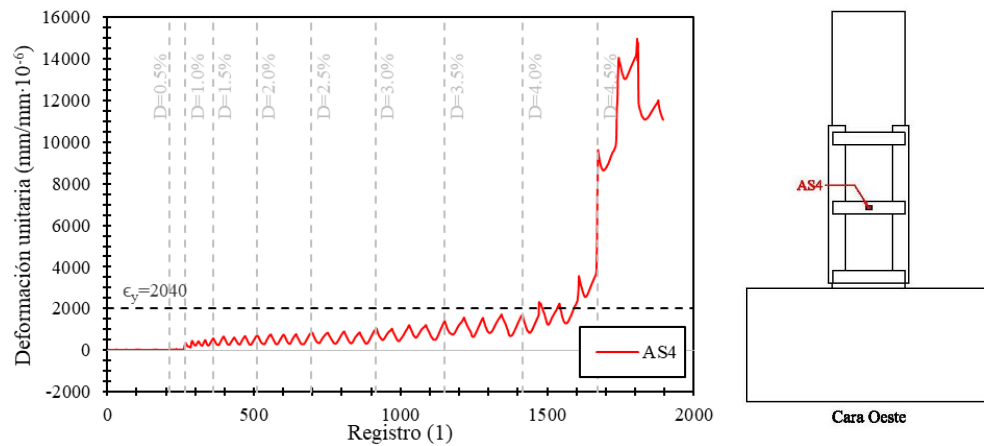


Figura 4.58 Historia de deformación del deformímetro AS4.

En la Tabla 4.4 se muestran cada uno de los deformímetros eléctricos que registraron datos, así como también si cumplen con los criterios para considerar que el acero al que estaban adheridos fluyó. Si fluyeron, se colocó a qué distorsión ocurrió esto.

Tabla 4.4 Fluencia de los deformímetros eléctricos del encamisado de acero de la columna S-3-h/2-A-4-G.

Deformímetro	¿Registró deformaciones superiores a la de fluencia?	¿Registró deformaciones residuales?	¿Fluyó?
AL1	Sí	No	No
AL2	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.0% distorsión)
AL3	No	No	No
AL4	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.0% distorsión)
AL5	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.5% distorsión)
AL6	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.5% distorsión)
AL7	Sí	Sí	Sí (A partir del 2.5% distorsión)
AL8	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.5% distorsión)

AS1	No	No	No
AS2	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.5% distorsión)
AS3	No	No	No
AA1	No	Sí	No
AA3	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.0% distorsión)
AA4	Sí	Sí	Sí (A partir del 3.5% distorsión)
AA5	No	No	No
AA6	No	No	No
AS4	Sí	Sí	Sí (A partir del 4.0% distorsión)

En la Tabla 4.4 se percibe que de los 17 deformímetros eléctricos que registraron datos, 10 cumplieron con los dos criterios para establecer que el acero en el que estaban colocados fluyó. El deformímetro AL2 fluyó a una distorsión de 3.0%; el AL4 a 2.0%; el AL5, AL6 y AL7 a 2.5%; el AL8, AS2, AA3 y AA4 a 3.5% y el AS4 a 4.0%. En la Figura 4.59 se muestran los deformímetros que estaban colocados en acero que fluyó y la distorsión a la que sucedió esto.

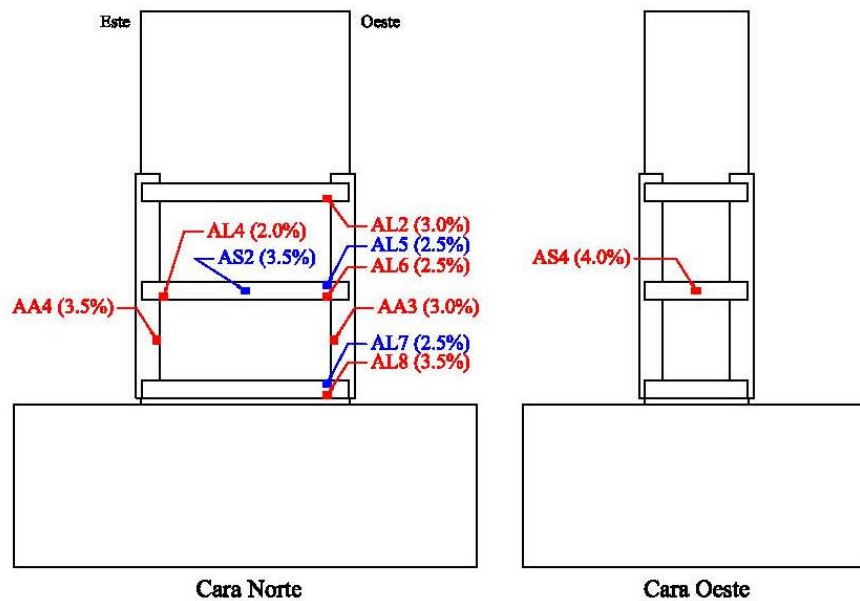


Figura 4.59 Deformímetros colocados en acero que fluyó del encamisado.

Cuando sucedió el agrietamiento súbito del concreto, en la distorsión de 3.5%, empezaron a fluir los ángulos y la solera central del encamisado como se puede observar en las Figura 4.54, Figura 4.55 y Figura 4.56.

4.5 CONTRIBUCIÓN DEL ENCAMISADO DE ACERO

4.5.1 Soleras

En ambas columnas la solera que más se deformó fue la solera central (Solera 2). Durante el ensayo, fue la que exhibió un mayor desprendimiento de la pintura a base de cal. Fue la única que fluyó ciclos después de presentar su resistencia máxima (en la columna S-3-h/2-A-4-G la resistencia máxima se

presentó en una distorsión de 2.5% y la solera fluyó a 3.5% de distorsión). El desprendimiento de la pintura ocurrió de manera inclinada en los extremos de la solera, solo que en un extremo las diagonales se hicieron en un sentido y en el otro extremo en el sentido contrario. Esto se asoció a deformaciones debidas a la flexión en los extremos de la solera. Ello indica que la solera se deformó en doble curvatura. En la Figura 4.60 se aprecia que los deformímetros colocados en los extremos de las soleras para medir las deformaciones asociadas a la flexión presentaron signos contrarios entre sí. Lo que indica que mientras en un extremo la cara superior se había deformado a tensión, la cara inferior lo hacía a compresión. Y en el otro extremo, la parte superior trabajaba a compresión y la parte inferior a tensión como se observa en el esquema de la Figura 4.61, en donde se muestra también la doble curvatura del elemento. En la unión de las soleras con los ángulos no se apreciaron bandas de fluencia.

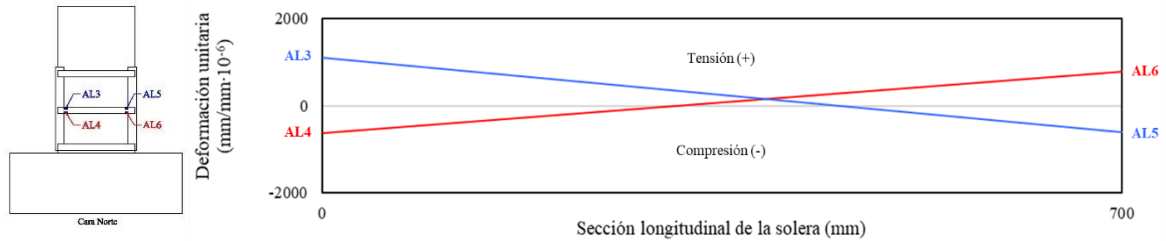


Figura 4.60 Deformación unitaria de los deformímetros colocados en los extremos de las soleras.

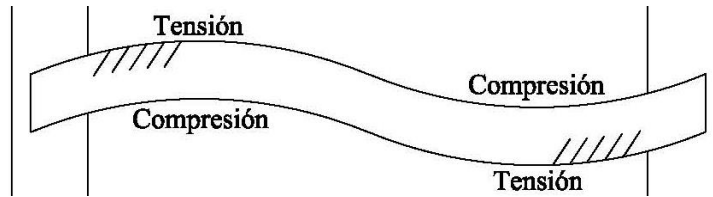


Figura 4.61 Esquema de la doble curvatura de la solera central.

En el resto de las soleras es imperceptible el desprendimiento de la pintura de cal. En la Figura 4.62 se muestra que, de las dos columnas, la solera central de la columna S-3-h/2-A-4-G al tener *grout* como medio de contacto entre el concreto y el acero se deformó, mientras que la solera de la columna S-3-h/2-A-4-SG no lo hizo. En esta última, al no haber un medio de contacto había una separación de 1.0 cm aproximadamente entre el concreto y el acero y no hubo una buena distribución de esfuerzos hacia la solera (Figura 2.4). La eficiencia del encamisado se vio reflejado en la resistencia máxima que tuvo cada espécimen y en su capacidad de deformación, ya que la columna S-3-h/2-A-4-G tuvo una mayor capacidad de deformación y de resistencia.

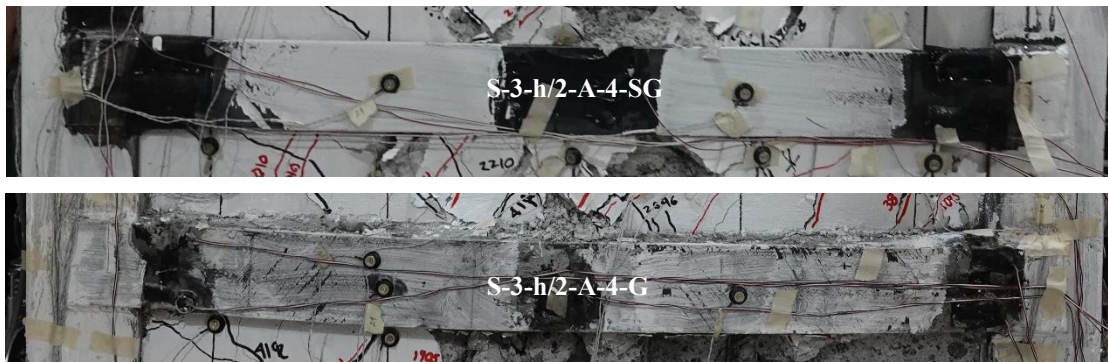


Figura 4.62 Solera central de los especímenes.

4.5.2 Ángulos

En la Figura 4.63 y la Figura 4.64 se muestra la distribución de deformaciones unitarias del ángulo señalado en cada esquema para diferentes picos de ciclos de la columna S-3-h/2-A-4-SG. Los semiciclos positivos se presentan en azul y los semiciclos negativos en rojo. En el ángulo de la Figura 4.63 se observa que las mayores deformaciones se presentaron cerca de la base de la columna y estas rebasaron el límite de fluencia en el ciclo 11 a una distorsión de 3.0%, después del agrietamiento súbito del concreto. Además, se observa que, sin importar el signo de la carga, el ángulo trabajó a compresión. Por otro lado, el ángulo de la Figura 4.64 presentó deformaciones similares tanto en la parte superior como en la parte inferior sin pasar los límites de fluencia. Es importante mencionar que no se tuvo un comportamiento lineal en la distribución de deformaciones, sin embargo, se usaron líneas para poder distinguir mejor gráficamente el comportamiento de cada semiciclo.

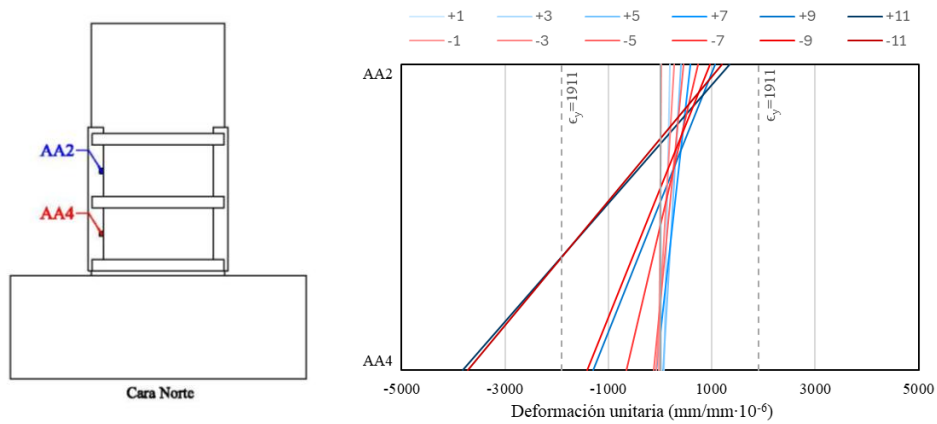


Figura 4.63 Distribución de deformaciones unitarias del ángulo indicado de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

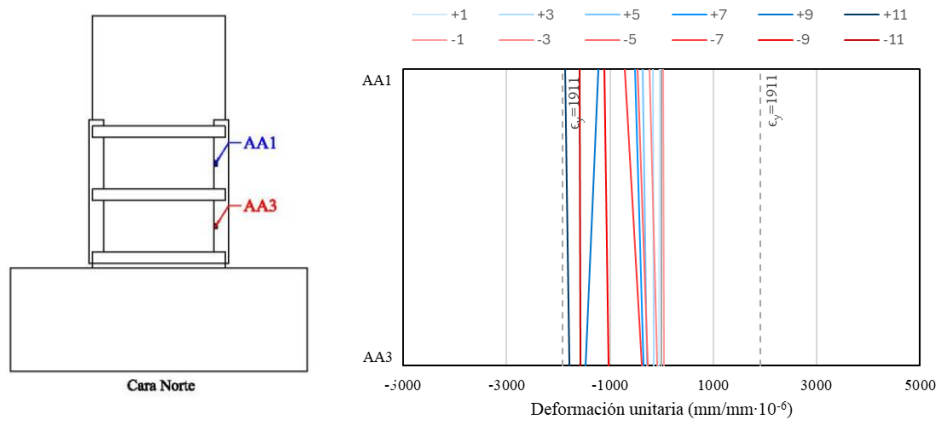


Figura 4.64 Distribución de deformaciones unitarias del ángulo indicado de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

En la Figura 4.65 se muestra la distribución de deformaciones unitarias del ángulo señalado en el esquema para diferentes picos de ciclos de la columna S-3-h/2-A-4-G. Del otro ángulo no fue posible realizar el gráfico debido a que el deformímetro de la parte superior no registró datos como se

menciona anteriormente. Los semiciclos positivos se presentan en azul y los semiciclos negativos en rojo. Se observa que las mayores deformaciones se presentaron cerca de la base de la columna y estas rebasaron el límite de fluencia en el ciclo 13 a una distorsión de 3.5%, en este ciclo sucedió el agrietamiento súbito del concreto. Por otro lado, se observa que, sin importar el signo de la carga, el ángulo trabajó a compresión. Es importante mencionar que no se tuvo un comportamiento lineal en la distribución de deformaciones, sin embargo, se usaron líneas para poder distinguir mejor gráficamente el comportamiento de cada semiciclo.

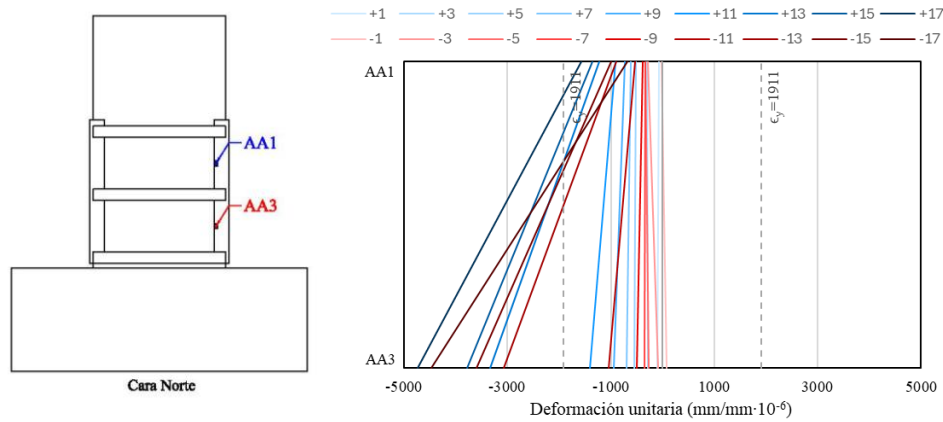


Figura 4.65 Distribución de deformaciones unitarias del ángulo indicado de la columna S-3-h/2-A-4-G.

Se observa que el ángulo de la columna S-3-h/2-A-4-G presentó mayores niveles de deformación, lo que significa que confinó de mejor manera a la sección de concreto. A diferencia de las soleras, los ángulos de los encamisados de las dos columnas no presentaron un desprendimiento de pintura de cal evidente, por lo que su función solamente fue confinar al concreto. No obstante, de acuerdo con las mediciones obtenidas, algunos de los ángulos si fluyeron.

4.6 DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENCAMISADO

En la Figura 4.66 se muestra el desplazamiento relativo que se produjo entre el concreto y el encamisado de acero graficado contra el registro. Este desplazamiento se obtuvo con dos transductores de desplazamiento colocados en la parte superior del encamisado en la cara Norte en los extremos este y oeste (véase los transductores DEC-E y DEC-O en la Figura 2.37). Se observa que el encamisado de la columna que no tenía medio de contacto entre el concreto y el acero (S-3-h/2-A-4-SG) tuvo un mayor desplazamiento a lo largo de toda la prueba. Llegando a desplazarse casi 5 mm. Mientras que el otro encamisado se desplazó poco más de 1 mm y sus desplazamientos presentaron un comportamiento estable. Lo ideal es que el encamisado no tenga desplazamiento o este sea muy pequeño para que sea más eficiente, por lo que la columna S-3-h/2-A-4-G al tener un medio de contacto entre el acero y el concreto se comportó mejor.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

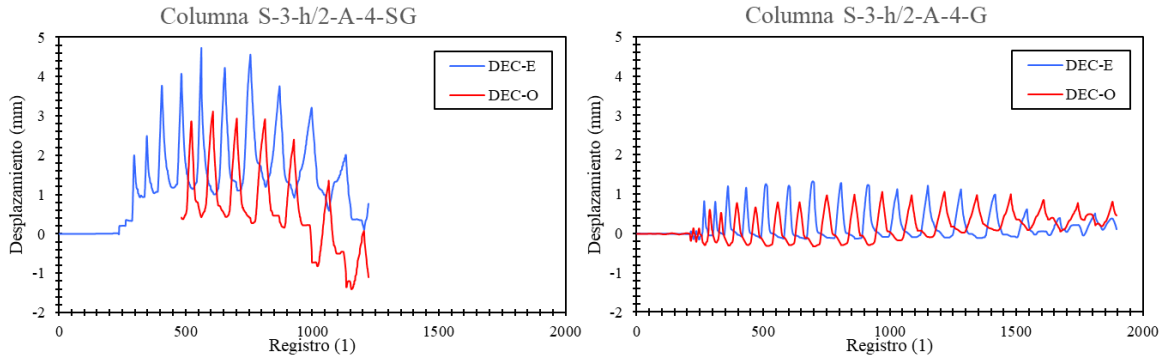


Figura 4.66 Desplazamiento entre el encamisado y el concreto.

4.7 VARIACIÓN DE LA CARGA AXIAL

En la Figura 4.67 se muestra la variación de la carga axial en las dos columnas contra la distorsión a lo largo de los ensayos experimentales. Se puede observar que los valores entre los dos especímenes tienen la misma tendencia y varían entre 140 y 160 t, por lo que se tuvo un margen de error de ± 10 t a partir de las 153.85 t que correspondían a la reacción de la columna equivalente a $0.12f_c' A_g$.

Las dos columnas presentaron mayores cargas axiales en los ciclos positivos, pero la columna S-3-h/2-A-4-G presentó una mayor variación entre los valores para los ciclos positivos y los ciclos negativos. También se observa que los mayores valores de la carga axial se presentaron en los primeros ciclos y fueron disminuyendo conforme incrementaba la distorsión.

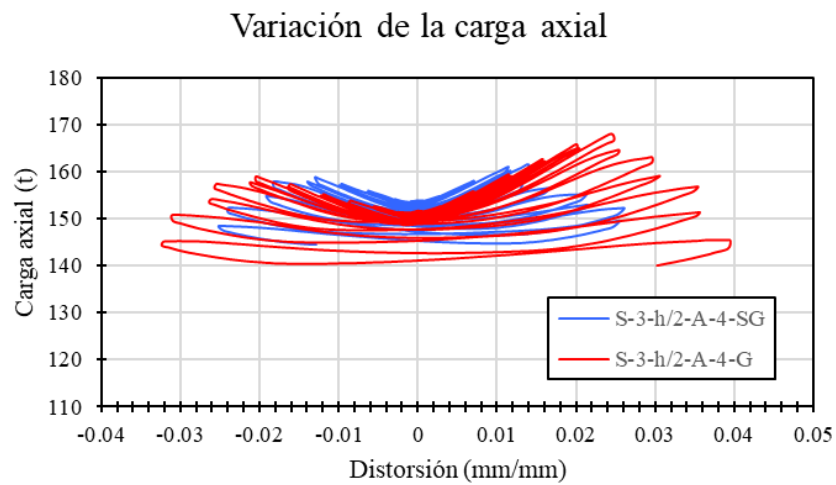


Figura 4.67 Variación de la carga axial.

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 ENVOLVENTE DE RESPUESTA

Una curva envolvente es una curva que define los límites de resistencia de un espécimen. Con los datos recabados de las curvas de histéresis de carga lateral contra distorsión (Figura 4.3 y Figura 4.4) se obtuvieron las envolventes de respuesta de cada columna. Para ello, se tomó la carga máxima del semiciclo positivo y del semiciclo negativo del primer ciclo de cada nivel de distorsión. En la Figura 5.1 se muestran las curvas envolventes de los dos especímenes estudiados para compararlos entre sí.

Envolvente de respuesta

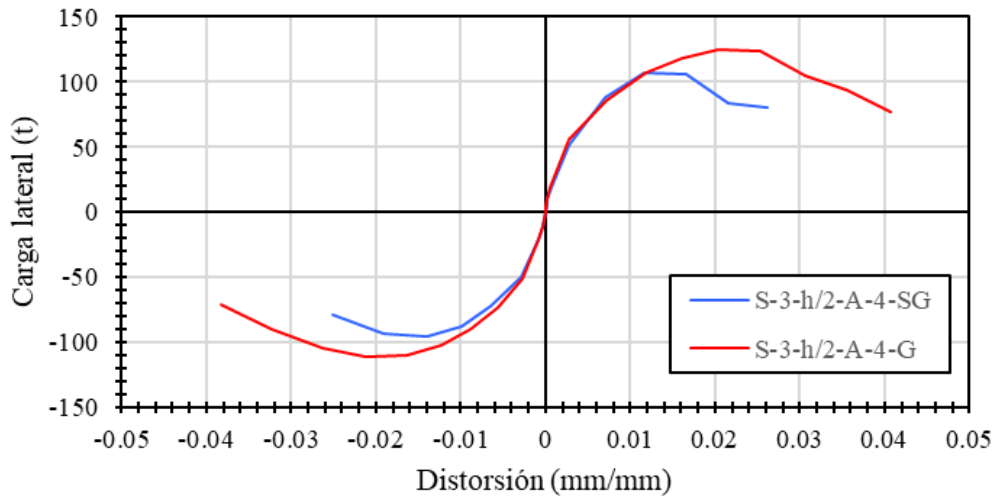


Figura 5.1 Envolvente de respuesta de los especímenes.

En cada curva se presentan tres regiones que describen el comportamiento de cada columna (Figura 5.2). La primera región empieza en el origen de la curva y termina en el ciclo donde ocurre el primer agrietamiento inclinado (por cortante), a 0.5% de distorsión aproximadamente. Esta zona está caracterizada por un comportamiento elástico lineal. La segunda región inicia con el primer agrietamiento inclinado y termina con la carga máxima del modelo. La pendiente de esta región es relativamente menor que la elástica lineal. Finalmente, la tercera región empieza con la carga máxima y finaliza con el último ciclo al que fue sometido el espécimen. En esta zona la pendiente es negativa y se asocia a las pérdidas de resistencia y de rigidez de la columna.

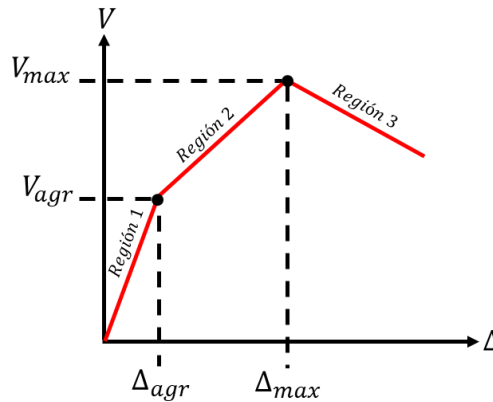


Figura 5.2 Regiones que describen el comportamiento de las columnas.

En la gráfica (Figura 5.1) se nota que la tendencia de las dos curvas en la primera región es bastante similar. No obstante, las envolventes empiezan a cambiar a partir de la segunda región, donde se aprecia que la columna S-3-h/2-A-4-G presenta una mayor capacidad de deformación y de resistir carga lateral hasta el punto de resistencia máxima. La columna que tenía *grout* como medio de contacto entre la columna de concreto y el encamisado de acero (S-3-h/2-A-4-G) resistió una fuerza lateral 15.8% superior a lo que resistió la que no tenía *grout* (S-3-h/2-A-4-SG). En la tercera región, ambas curvas empiezan a descender como consecuencia de la pérdida de resistencia y de rigidez.

5.2 DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

La rigidez es la capacidad que tiene un elemento estructural para oponerse a las deformaciones, es decir, para soportar cargas sin deformarse excesivamente. La rigidez depende de las propiedades geométricas de los elementos y de las propiedades mecánicas de los materiales con que estén hechos.

La degradación de la rigidez es un parámetro que determina la pérdida de la rigidez en un espécimen al ser sometido a cargas laterales cíclicas. Esta se asocia al agrietamiento del concreto de la columna.

La degradación de la rigidez se obtuvo a partir de la rigidez de ciclo, la cual se define como la pendiente de la recta secante que une los picos de un ciclo en la curva de histéresis, tal como se observa en la Figura 5.3. Se empleó la Ecuación 5.1 para su cálculo.

$$K = \frac{V^+ + |V^-|}{R^+ + |R^-|} \quad (5.1)$$

Donde:

K : Rigidez de ciclo

V^+ : Carga lateral máxima del semiciclo positivo.

V^- : Carga lateral máxima del semiciclo negativo.

R^+ : Distorsión asociada a V^+ .

R^- : Distorsión asociada a V^- .

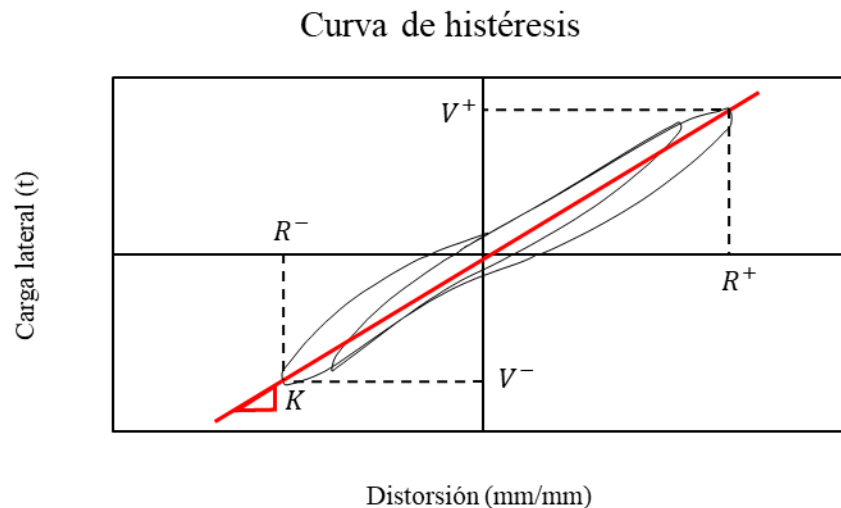


Figura 5.3 Cálculo de la rigidez de ciclo.

En la Figura 5.4 se presenta la degradación de la rigidez contra la distorsión de los dos especímenes. Se observa que las dos curvas exhiben un deterioro de la rigidez con una tendencia parabólica muy similar, pero la curva S-3-h/2-A-4-SG consistentemente exhibe una menor rigidez que la del modelo S-3-h/2-A-4-G.

En el gráfico se aprecia que la rigidez inicial de los dos modelos es prácticamente igual. Por otro lado, en ambas columnas la mayor pérdida de rigidez se manifestó en los primeros ciclos a bajas distorsiones. Esto debido a la aparición de las primeras grietas inclinadas por corte. Para una distorsión de 2%, la rigidez de la columna S-3-h/2-A-4-G fue 0.3 veces mayor que la rigidez de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

En el último ciclo aplicado a cada espécimen, la columna S-3-h/2-A-4-SG conservó 8.5% de su rigidez inicial, mientras que la S-3-h/2-A-4-G conservó 5.1%. A pesar de que la columna S-3-h/2-A-4-G conservó menos rigidez al final, se debe tener presente que esta se sometió a mayores niveles de distorsión. Por lo que la columna S-3-h/2-A-4-SG tuvo una mayor degradación de la rigidez.

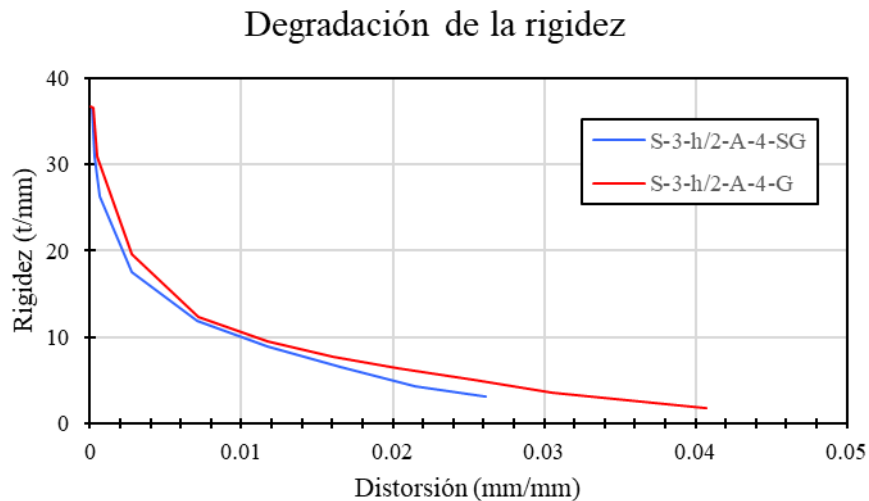


Figura 5.4 Degradación de la rigidez de los dos especímenes.

5.3 DISIPACIÓN DE LA ENERGÍA

La disipación de la energía se abordará bajo el concepto de la energía disipada. Gráficamente, esta energía es igual al área bajo la curva de carga lateral contra el desplazamiento.

Considerando lo anterior, la energía disipada se obtiene con el área dentro de un lazo de histéresis de la curva carga lateral contra deformación. En la Figura 5.5 se presenta un esquema de la forma en la que se calculó la disipación de energía en cada ciclo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

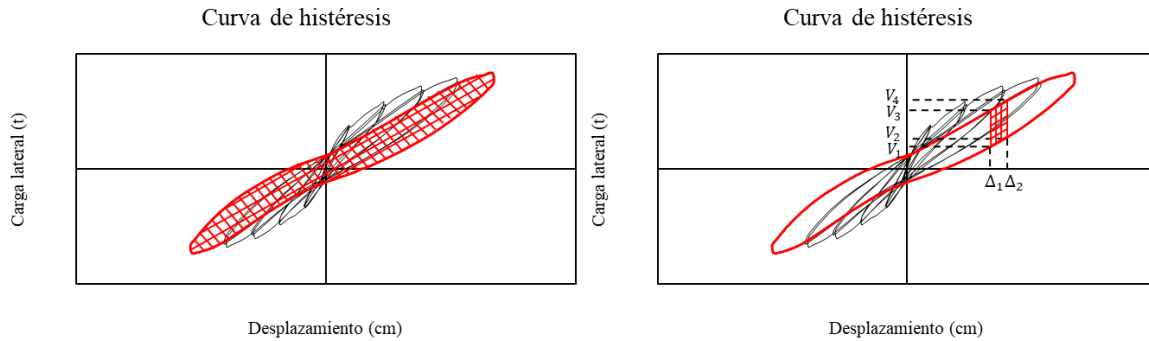


Figura 5.5 Esquema del cálculo de la energía disipada.

De acuerdo con lo mostrado en la Figura 5.5, la energía disipada se puede calcular empleando la Ecuación 5.2.

$$E_D = \frac{(V_4 - V_2) + (V_3 - V_1)}{2} \cdot (\Delta_2 - \Delta_1) \quad (5.2)$$

En general, la disipación de la energía crece cuando el desplazamiento lateral aumenta, dado que el límite elástico de los materiales es superado y se presentan deformaciones permanentes asociadas al agrietamiento del concreto (Aguilar, 1997).

En la Figura 5.6 se presenta la energía disipada acumulada que se obtuvo sumando la energía disipada en un determinado ciclo más las energías disipadas en los ciclos anteriores. Se observa que en los primeros ciclos la energía disipada por los dos especímenes es casi igual y muy baja. A partir de que surge el primer agrietamiento inclinado por cortante de ambas columnas, a 0.5% de distorsión, la energía disipada empieza a crecer. En general, las dos curvas presentan la misma tendencia y mantienen valores similares hasta una distorsión de 1.5%. Para 2% de distorsión se presentó un agrietamiento importante en la columna S-3-h/2-A-4-SG lo que se tradujo en una mayor disipación de energía, 15.6% más que la de la columna S-3-h/2-A-4-G. A partir de una distorsión a 2%, los valores de la energía disipada entre las dos columnas fueron difiriendo cada vez más a medida que incrementaba la distorsión, siendo el espécimen S-3-h/2-A-4-SG el que disipó más energía para los mismos niveles de distorsión. Esto se debió a que para distorsiones mayores a 2% la columna S-3-h/2-A-4-SG estaba más agrietada que la columna S-3-h/2-A-4-G (Figura 5.7), lo que se tradujo en una mayor disipación de energía.

Al finalizar el último ciclo al que fue sometido cada espécimen, el S-3-h/2-A-4-SG disipó 13,176.5 t-mm, mientras que el S-3-h/2-A-4-G disipó 35,202.4 t-mm, por lo que en total, disipó más energía el espécimen que tenía *grout* como medio de contacto.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Disipación de energía

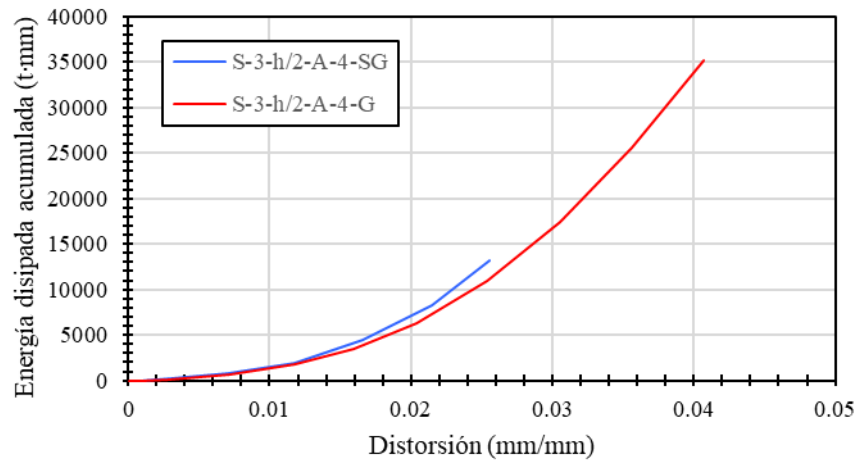


Figura 5.6 Energía disipada acumulada de los dos especímenes.



Figura 5.7 Agrietamiento de los especímenes a 2% de distorsión.

5.4 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE

El amortiguamiento viscoso es un parámetro que reduce los desplazamientos laterales de las estructuras. La fuerza de amortiguación es linealmente proporcional a la velocidad de aplicación de las cargas. De acuerdo con Aguilar (1997) este parámetro no está presente en las estructuras, solo se utiliza para estudiar el fenómeno de disipación de energía, ya que cuando el sismo lleva a la estructura al rango inelástico de los materiales los desplazamientos se ven reducidos por la disipación de la energía a través de los ciclos de histéresis (amortiguamiento de histéresis).

El problema dinámico de una estructura no lineal se puede simplificar utilizando el amortiguamiento viscoso equivalente. De esta manera, una estructura inelástica que disipa energía de histéresis se puede reemplazar por una estructura elástica que alcanza el mismo nivel de deformación y que tiene un amortiguador viscoso equivalente que disipa la misma cantidad de energía que la estructura original (Aguilar, 1997).

El amortiguamiento viscoso equivalente se calculó como el cociente de las energías disipadas en el sistema original y en el sistema equivalente. Es decir, la energía disipada durante un ciclo de las columnas encamisadas y la energía de deformación medida en el pico de un sistema linealmente elástico. En la Ecuación 5.3 se muestra el cálculo del factor de amortiguamiento viscoso equivalente (Lago, 2019).

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{SO}} \quad (5.3)$$

Donde:

ξ_{eq} : Factor de amortiguamiento viscoso equivalente para un semiciclo

E_D : Energía disipada

E_{SO} : Energía de deformación para una respuesta elástica.

En la Figura 5.8 muestra de manera gráfica el cálculo de los parámetros necesarios para obtener el factor de amortiguamiento viscoso equivalente.

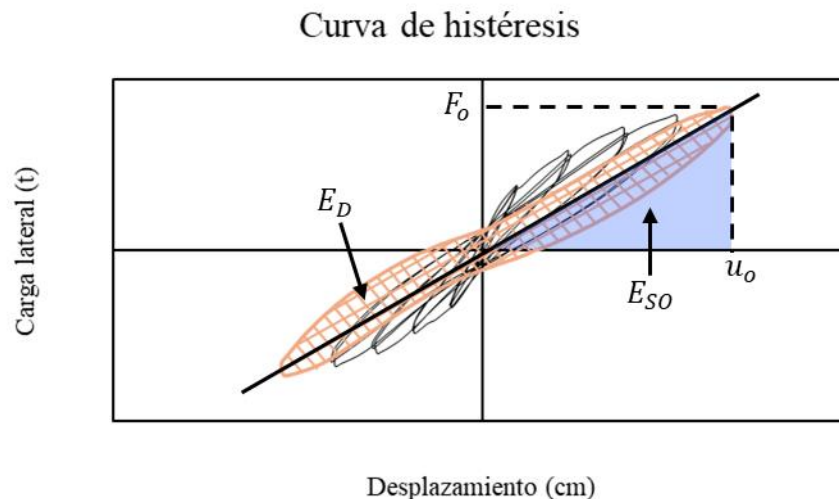


Figura 5.8 Esquema del cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente

En la Figura 5.9 se muestra el amortiguamiento viscoso equivalente graficado contra la distorsión de las dos columnas. Se observa que la columna S-3-h/2-A-4-SG presenta los valores más altos de amortiguamiento viscoso equivalente, no obstante, su comportamiento no es tan estable ya que se observa un pico en la distorsión de 0.5% en la curva. Por otro lado, la columna S-3-h/2-A-4-G muestra un comportamiento más estable, en donde a medida que incrementa la distorsión también incrementa

el amortiguamiento. El factor de amortiguamiento viscoso equivalente de la columna S-3-h/2-A-4-SG en el último ciclo de la prueba fue de 16.11% y de la columna S-3-h/2-A-4-G fue de 19.24%.

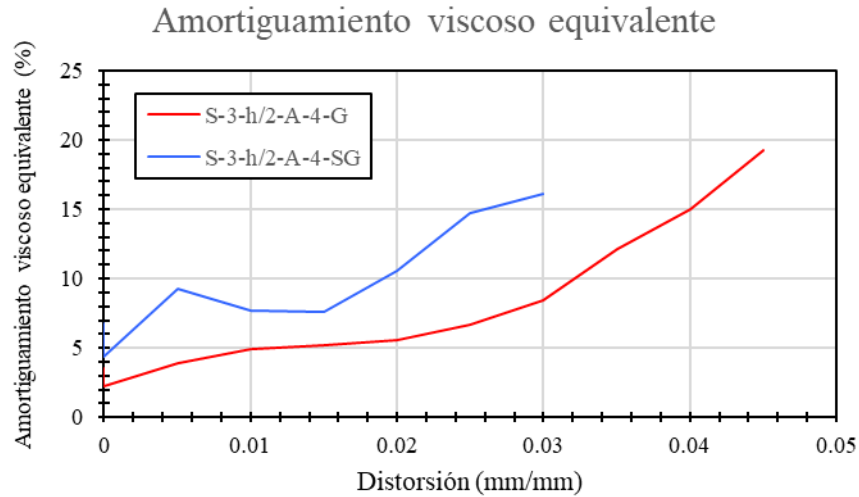


Figura 5.9 Factor de amortiguamiento viscoso equivalente de las dos columnas.

5.5 TIPO DE FALLA EN LOS ESPECÍMENES

Existen tres tipos principales de falla en una columna de concreto reforzado sometida a deformaciones cíclicas: falla por cortante, falla por flexocortante y falla por flexión (Figura 5.10). Yoshikawa (2001) indica que el tipo de falla se puede definir con el punto de intersección entre la curva envolvente de carga lateral-deflexión y la curva de degradación de resistencia al corte.

- Falla por corte: La falla por corte ocurre antes de que fluya el refuerzo principal.
- Falla por flexocortante: La falla por corte ocurre después de que fluya el refuerzo principal.
- Falla por flexión: La curva de la envolvente y la de degradación de resistencia al corte no se intersecan.

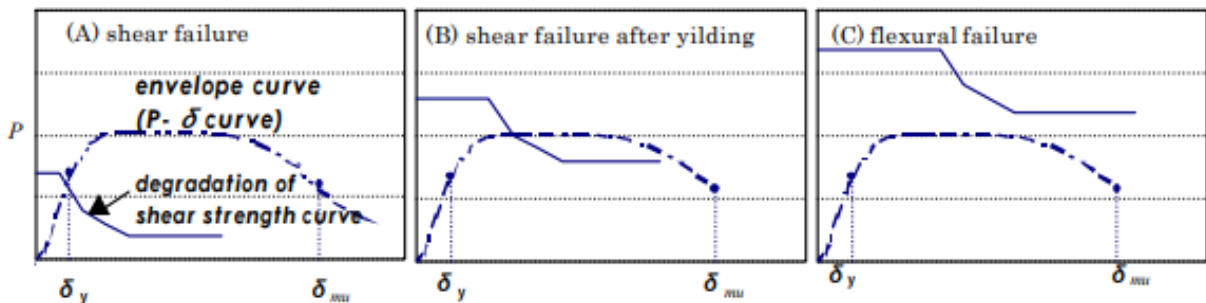


Figura 5.10 Clasificación de los tipos de falla de una columna de concreto reforzado. (A) falla por corte, (B) falla por flexocortante y (C) falla por flexión (Yoshikawa, 2001).

A continuación, se detalla el tipo de falla de cada columna ensayada analizando el comportamiento que tuvo durante la prueba y los resultados obtenidos en los instrumentos colocados.

5.5.1 S-3-h/2-A-4-SG

La fluencia en las barras de refuerzo longitudinal de la columna S-3-h/2-A-4-SG ocurrió a una distorsión de 1.0% como se observa en la Figura 5.11. Por otro lado, la fuerza máxima a cortante que se obtuvo fue de 107.53 t a una distorsión de 1.5%. El agrietamiento súbito del concreto sucedió en la distorsión de 2.5%, el cual estuvo asociado a una resistencia equivalente al 77.7% de la resistencia máxima. En ese momento se observó una gran degradación de la rigidez y de la resistencia. Dadas las condiciones anteriores, se concluye que el tipo de falla de la columna fue por flexocortante, ya que la fluencia del refuerzo longitudinal ocurrió antes que el agrietamiento súbito por cortante.

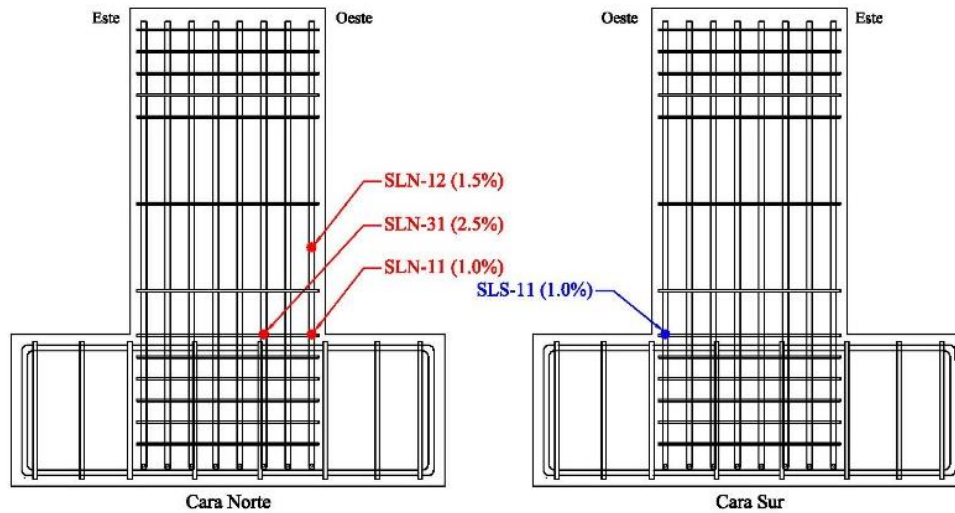


Figura 5.11 Deformímetros que fluyeron y la distorsión a la que lo hicieron de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

5.5.2 S-3-h/2-A-4-G

Las barras de refuerzo longitudinal de la columna S-3-h/2-A-4-G empezaron a fluir a una distorsión de 1.5% como se observa en la Figura 5.12. La resistencia máxima alcanzada por el espécimen fue de 124.51 t a una distorsión de 2.5%. Por otra parte, el agrietamiento súbito del concreto sucedió a una distorsión de 3.5% donde se registró una fuerza a cortante equivalente al 84.2% de la resistencia máxima. En este punto se presentó una gran degradación de la rigidez y de la resistencia. Por lo tanto, se concluye que el tipo de falla del espécimen fue por flexocortante, puesto que la fluencia del refuerzo longitudinal sucedió antes que el agrietamiento súbito por cortante.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

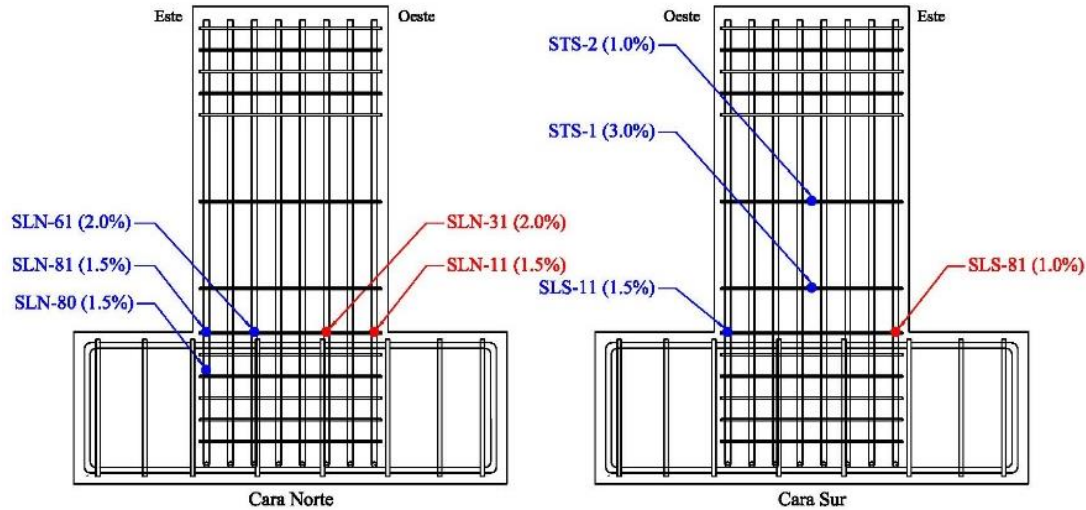


Figura 5.12 Deformímetros que fluyeron y la distorsión a la que lo hicieron de la columna S-3-h/2-A-4-G.

5.6 PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

Predecir la resistencia a fuerza cortante de una columna es de suma importancia para establecer criterios de diseño y análisis. La resistencia a fuerza cortante nominal se calculó de acuerdo con lo que establece la NTC-Concreto 2023 (NTC-C) y la NTC – Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes 2023 (NTC-ER) como se muestra en la Sección 2.5.2. Para el cálculo se emplearon las propiedades de los materiales obtenidas en las pruebas de laboratorio, las dimensiones reales de los modelos y factores de resistencia unitarios. La resistencia a fuerza cortante medida se tomó como la carga lateral máxima obtenida por cada espécimen al realizar las pruebas.

En la Tabla 5.1 se presenta la resistencia a fuerza cortante medida, la resistencia nominal a fuerza cortante (calculada) y el porcentaje de error obtenido entre ambas. Para calcular el porcentaje de error se empleó la Ecuación 5.4.

$$e(\%) = \frac{|V_{med} - V_{esp}|}{V_{med}} \cdot 100\% \quad (5.4)$$

Donde:

e : Porcentaje de error

V_{med} : Resistencia a cortante máxima medida

V_{esp} : Resistencia nominal a cortante con propiedades mecánicas y dimensiones medidas.

Tabla 5.1 Error entre las resistencias medidas y nominales

Espécimen	Resistencia a cortante medida (t)	NTC-C 2023 (t)	Porcentaje de error (%) V_{max}/V_{NTC-C}	NTC – ER 2023 (t)	Porcentaje de error (%) V_{max}/V_{NTC-ER}
S-3-h/2-A-4-SG	107.53	56.35	47.60	111.43	3.62
S-3-h/2-A-4-G	124.51	56.35	54.74	111.43	10.51

En la Tabla 5.1 se observa que la resistencia a fuerza cortante obtenida con la NTC – Evaluación y Rehabilitación 2023 es muy cercana a la resistencia a cortante máxima medida en cada espécimen, ya que en esta ecuación se incluye el confinamiento por el encamisado y en la fuerza cortante obtenida con la NTC-Concreto 2023 no. Esta última representa casi la mitad de la resistencia que realmente se obtuvo.

También se observa que la resistencia medida en la columna que no tenía *grout* como medio de contacto entre el concreto y el encamisado (S-3-h/2-A-4-SG) fue menor que la resistencia esperada calculada con la NTC – Evaluación y Rehabilitación. En contraste, la columna que sí tenía *grout* (S-3-h/2-A-4-G) alcanzó una resistencia mayor que la esperada a pesar de que tenían la misma configuración del encamisado. La resistencia máxima de la columna S-3-h/2-A-4-G equivale a 1.16 veces la resistencia máxima de la columna S-3-h/2-A-4-SG. Con esto se concluye que es muy importante colocar un medio de contacto entre el concreto y el encamisado para lograr una correcta distribución de esfuerzos y el encamisado trabaje eficientemente.

5.7 CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN

La ductilidad es la capacidad que tiene una estructura o un elemento estructural para deformarse plásticamente antes de fallar, sin perder considerablemente su capacidad resistente. Una estructura dúctil puede absorber la energía liberada durante un evento sísmico al deformarse inelásticamente. Por ello, los criterios actuales de diseño fomentan la ductilidad de una estructura para disipar energía y permitir la degradación progresiva de los elementos. De esta manera se reduce el riesgo de colapso repentino y se permite una evacuación segura.

Una de las formas para obtener la ductilidad es con la Ecuación 5.5.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (5.5)$$

Donde:

μ : Ductilidad de desplazamiento

Δ_u : Desplazamiento asociado a la resistencia última

Δ_y : Desplazamiento asociado a la fluencia teórica.

Para obtener estos desplazamientos se empleó el criterio de ductilidad equivalente, en donde la respuesta se idealizó como una relación bilineal equivalente (Priestley et al., 1996). La curva bilineal se construyó a partir de la curva de capacidad de la columna (o curva envolvente). Frecuentemente, los reglamentos consideran las curvas bilineales para definir el comportamiento inelástico de una estructura (Fernández et al., 2015).

El primer segmento de la relación bilineal inició en el origen y tenía una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva K_e . De acuerdo con el ASCE 41-23 (2023) la rigidez lateral efectiva se tomó como la rigidez secante calculada para una fuerza cortante igual a 0.6 veces la resistencia máxima y se le consideró como la pendiente de la curva en el intervalo elástico. El segundo segmento de la relación bilineal (rigidez post-fluencia) se consideró con una pendiente igual a cero. El punto de fluencia teórico se definió como el punto de intersección entre la recta inclinada y la recta horizontal. Este punto se seleccionó de tal forma que las áreas por debajo y por encima de la curva de capacidad fueran similares. En la Figura 5.13 se muestra un esquema gráfico sobre el procedimiento de cálculo de la

ductilidad. Como se observa en la figura, el desplazamiento Δ_y corresponde al punto de intersección entre las dos líneas de la relación bilineal. Por otro lado, Δ_u corresponde al desplazamiento donde el segundo segmento horizontal intercepta la envolvente de respuesta.

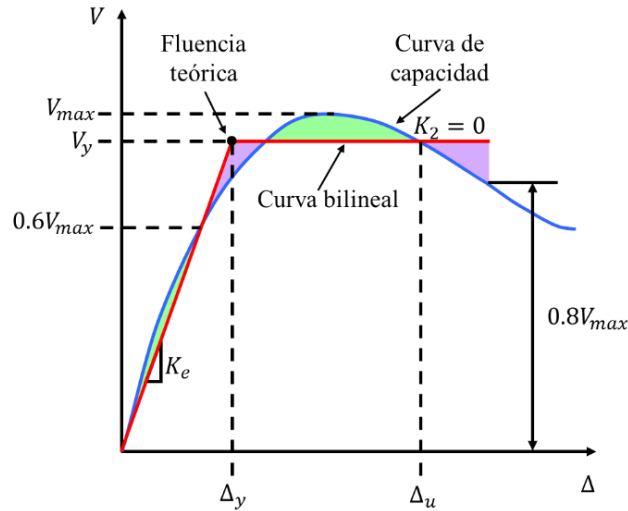


Figura 5.13 Curva bilineal idealizada.

En la Figura 5.14 y la Figura 5.15 se presenta la curva bilineal obtenida para cada una de las columnas empleando el procedimiento descrito anteriormente. El punto de fluencia teórica de la columna S-3-h/2-A-4-SG fue muy similar al punto de fluencia obtenido durante el ensayo, con un error de 5.6%. No obstante, el punto de fluencia obtenido durante el ensayo de la columna S-3-h/2-A-4-G tuvo un error de 25.8% respecto al punto de fluencia teórico.

S-3-h/2-A-4-SG

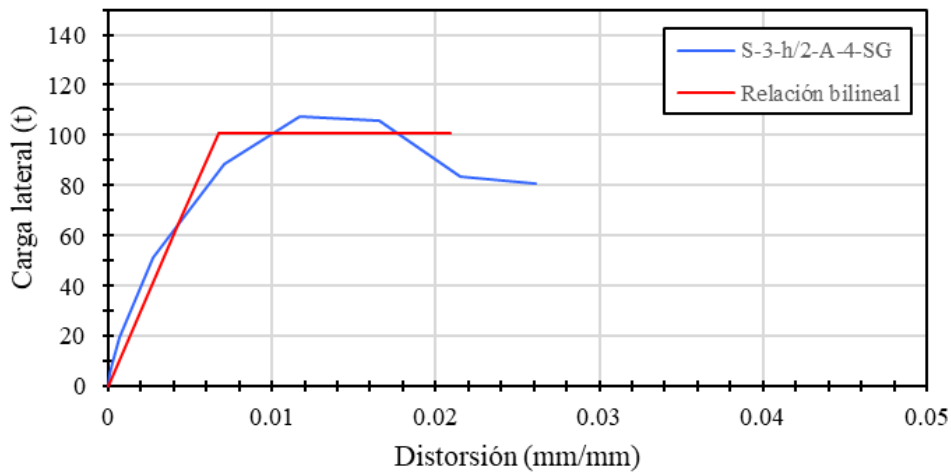


Figura 5.14 Curva bilineal de la columna S-3-h/2-A-4-SG.

S-3-h/2-A-4-G

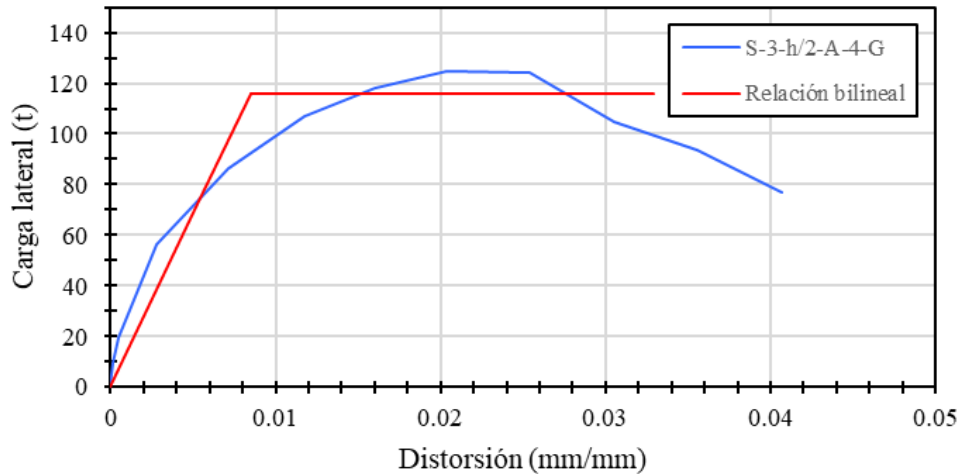


Figura 5.15 Curva bilineal de la columna S-3-h/2-A-4-G.

En la Tabla 5.2 se muestra el desplazamiento de fluencia teórico, el desplazamiento último y la ductilidad obtenida por cada columna. Se observa que la columna que tenía *grout* como medio de contacto (S-3-h/2-A-4-G) presentó una ductilidad de desplazamiento 24% superior que la de la columna sin *grout* (S-3-h/2-A-4-SG). Es decir, exhibió una mejor capacidad de deformación. Esto es lo que se busca al rehabilitar un elemento estructural, por lo que se resalta la importancia de colocar *grout* entre el concreto y el encamisado de acero.

Tabla 5.2 Ductilidad obtenida en cada espécimen.

Espécimen	Δ_y (%)	Δ_u (%)	μ
S-3-h/2-A-4-SG	0.67	1.77	2.64
S-3-h/2-A-4-G	0.85	2.77	3.27

Se tiene el registro de que al menos, el 15% de los edificios que se rehabilitaron después del sismo de 2017 con encamisados de ángulos y soleras de acero no tienen *grout* ni algún otro medio de contacto entre el encamisado y la columna, por lo que es importante revisar esos edificios.

5.8 EFECTO DE LA CARGA AXIAL SOBRE LAS COLUMNAS ENCAMISADAS

La presencia de la carga de compresión axial mejoró la capacidad de resistencia al corte de las columnas encamisadas con elementos metálicos. Dado que ambas columnas tuvieron una resistencia mayor que las columnas que se ensayaron en la Fase I del proyecto denominado “Estudio experimental de columnas de concreto reforzado rehabilitadas con encamisados metálicos” en la que las columnas se sometieron solamente a cargas laterales cíclicas. En la Fase I la columna que tuvo la mayor resistencia tenía un encamisado con ángulos de 6 pulg y cinco soleras de 2 pulg por cara, por lo que su confinamiento era mayor. Pese a esto, la columna S-3-h/2-A-4-SG resistió un 5.8% más y la columna S-3-h/2-A-4-G resistió un 22.5% más. También, las dos columnas con carga axial tuvieron una rigidez mayor que todas las columnas que no fueron sometidas a carga axial.

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se evaluó el comportamiento de dos columnas de concreto reforzado no dúctiles que fueron rehabilitadas con un encamisado hecho de soleras y ángulos de acero. Una de las columnas tenía *grout* (mortero fluido) entre el concreto de la columna y el encamisado de acero como medio de contacto para transmitir los esfuerzos, a este espécimen se le denominó S-3-h/2-A-4-G. La otra columna no tenía ningún medio de contacto, por lo que el encamisado estaba en contacto directamente con el concreto, a este espécimen se le denominó S-3-h/2-A-4-SG. Cada columna fue ensayada ante cargas cíclicas laterales y a su vez, ante una carga axial constante de $0.12f_c' A_g$.

Tras la realización de las pruebas y el análisis de resultados, se llegó a las siguientes conclusiones:

1. La falta de *grout* como medio de contacto entre el encamisado y el concreto de la columna afectó el comportamiento del espécimen S-3-h/2-A-4-SG. En contraste, la columna que sí tenía *grout* (S-3-h/2-A-4-G) se desempeñó de manera más efectiva.
2. La columna S-3-h/2-A-4-G alcanzó una resistencia de 124.51 t a una distorsión de 2.5% y la columna S-3-h/2-A-4-SG alcanzó una resistencia de 107.53 t a una distorsión de 1.5%. La colocación de *grout* como medio de contacto entre el encamisado y el concreto se tradujo en un incremento de 15.8% de la resistencia. También incrementó la capacidad de deformación y, por lo tanto, incrementó la ductilidad.
3. La degradación de la rigidez en ambas columnas siguió una tendencia parabólica muy similar. No obstante, la columna S-3-h/2-A-4-SG presentó una mayor degradación respecto al espécimen S-3-h/2-A-4-G. Para una distorsión de 2% la rigidez de la columna S-3-h/2-A-4-G era 29% mayor que la de la columna S-3-h/2-A-4-SG.
4. La columna S-3-h/2-A-4-G presentó una mejor capacidad de deformación, ya que su ductilidad representaba 0.24 veces más que la ductilidad de la columna S-3-h/2-A-4-SG.
5. La energía disipada de los dos especímenes tuvo una tendencia similar. Sin embargo, para los mismos niveles de distorsión, la columna S-3-h/2-A-4-SG disipó más energía que la columna S-3-h/2-A-4-G debido a que estaba más agrietada. Para una distorsión de 2%, el espécimen S-3-h/2-A-4-SG disipó 15.6% más energía que el espécimen S-3-h/2-A-4-G. Pero en total, la columna S-3-h/2-A-4-G fue la que disipó más energía.
6. En el encamisado del espécimen S-3-h/2-A-4-SG no toda la superficie de los ángulos tuvo contacto con la columna debido a las irregularidades de la superficie del concreto. Además, había una separación entre el concreto y las soleras, por lo que no se pudieron distribuir los esfuerzos de manera uniforme a todas las caras del encamisado. Como consecuencia, su aportación y su resistencia fue menor. Por otro lado, el encamisado de la columna S-3-h/2-A-4-G al tener un medio de contacto cubrió las irregularidades de la superficie de la columna y propició una adecuada distribución de esfuerzos hacia el encamisado, por lo que este encamisado trabajó de manera más eficiente ante la aplicación de las cargas. Asimismo, los ángulos de este encamisado presentaron mayores niveles de deformación, lo que se traduce en un mejor confinamiento de la sección de la columna.
7. El encamisado de la columna S-3-h/2-A-4-SG presentó mayores desplazamientos relativos a lo largo de la prueba respecto a su posición inicial. Esto se debió a que no tenía un medio de contacto entre el encamisado y el concreto, por ende, tenía mayor libertad de movimiento.

En contraste, el encamisado de la columna que si tenía *grout* (S-3-h/2-A-4-G) tuvo desplazamientos muy pequeños y estables.

8. Las dos columnas presentaron una falla por flexocortante debido a que primero se presentó la fluencia del refuerzo longitudinal y luego se desarrolló una falla por cortante.
9. Al calcular la resistencia a fuerza cortante de los modelos de acuerdo con lo que establece la NTC–Concreto 2023 y la NTC–Evaluación y Rehabilitación 2023, la resistencia nominal calculada usando la ecuación 9.7.6.3.1.a de la NTC–Evaluación y Rehabilitación fue más aproximada a la resistencia medida, puesto que esta ecuación considera el confinamiento de los ángulos del encamisado. Al comparar la resistencia a cortante obtenida con la ecuación mencionada anteriormente y las resistencias medidas en los dos especímenes se obtuvo que la columna S-3-h/2-A-4-SG tuvo un porcentaje de error menor (3.62%) que la columna S-3-h/2-A-4-G (10.51%). El cociente de $V_{max}/V_{nominal}$ fue de 0.97 para el espécimen S-3-h/2-A-4-SG y de 1.12 para el espécimen S-3-h/2-A-4-G. Es decir, la columna S-3-h/2-A-4-SG presentó una resistencia menor que la resistencia nominal.
10. La carga axial incrementó la resistencia a cortante de las columnas en comparación con las columnas de la Fase I del proyecto que solamente se sometieron a cargas laterales cíclicas. Esto se debió a que la carga axial aportó una mayor estabilidad a la columna y, por lo tanto, incrementó su rigidez y su resistencia.

En general, la columna S-3-h/2-A-4-G mostró un mejor comportamiento en todos los aspectos y se demostró que puede resistir de manera eficiente la combinación de cargas axiales y cargas laterales cíclicas como las de un sismo. Por lo que es de suma importancia que cuando se empleen los encamisados de acero como método de rehabilitación siempre se les coloque un medio de contacto entre el concreto y el encamisado, como el *grout*, para tener una adecuada distribución de esfuerzos y para que el encamisado alcance los resultados esperados. También es conveniente que se revisen los edificios que se han rehabilitado con encamisados de acero. En caso de que no presenten algún medio de contacto, es recomendable que sean intervenidos y se les coloque *grout* entre el encamisado y la columna para que presenten un mejor desempeño.

Por otro lado, la configuración del encamisado mostró buenos resultados a pesar de que no cumple con todos los criterios que establece la NTC – Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes 2023, por lo que es posible modificar los siguientes criterios:

Tabla 6.1 Recomendaciones para modificar algunos de los criterios de la NTC-ER 2023.

Sección	En la NTC-ER 2023 se menciona:	Se propone que diga:
9.7.6.3.1 3) i)	Se colocarán ángulos con dimensiones de sus alas en un intervalo entre 1/6 y 1/5 de la dimensión transversal en la dirección de análisis.	Se colocarán ángulos con dimensiones de sus alas en un intervalo entre 1/9 y 1/5 de la dimensión transversal en la dirección de análisis.
9.7.6.3.1 3) iii)	La separación entre soleras, <i>s</i> , se definirá en función del peralte de la solera, tal que la relación h_{sol}/s se encuentre entre 1/5 y 1/3 .	La separación entre soleras, <i>s</i> , se definirá en función del peralte de la solera, tal que la relación h_{sol}/s se encuentre entre 1/6 y 1/3 .
9.7.6.3.1 3) iv)	El espesor de las soleras, t_s , será de al menos 9.5 mm (3/8 pulg.) .	El espesor de las soleras, t_s , será de al menos 6.4 mm (1/4 pulg.) .

Para conocer más a fondo el comportamiento de las columnas con esta técnica de rehabilitación se recomienda realizar más estudios considerando la carga axial y la carga cíclica lateral con otras variables. Por ejemplo, diferentes configuraciones del encamisado, diferentes secciones transversales, diferentes cuantías de refuerzo, entre otras para tener conclusiones más certeras y precisas.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

REFERENCIAS

- Aboutaha, R. (1994). Seismic retrofit of non-ductile reinforced concrete columns using rectangular steel jackets. Tesis doctoral. The University of Texas at Austin.
- Aguilar, G. (1997). Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales. Tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Alcocer, S., Murià, D., Abarca, J., Bautista, R., Bogoya, G., Cruz, V., Martínez, Y., Moctezuma, B., Ramírez, D. & Valencia, G. (2019). Guía técnica para la rehabilitación sísmica de edificios escolares de la ciudad de México. *Secretaría de Obras y Servicios. Gobierno de la Ciudad de México*.
<https://www.ilife.cdmx.gob.mx/storage/app/uploads/public/5e6/6a9/0d0/5e66a90d0c3fd540339007.pdf>
- Alcocer, S., Murià, D., Abarca, J., Bautista, R., Bogoya, G., Cruz, V., Martínez, Y., Moctezuma, B., Ramírez, D. & Valencia, G. (2021). Rehabilitación sísmica de la infraestructura física educativa de México. Guía técnica. Infraestructura educativa.
https://www.resilienciasismica.unam.mx/docs/Evaluacion_Guia_TecnicaDIGITAL130221.pdf
- Alcocer, S., Arnau, O., Martínez, Y., Murcia-Delso, J. & Murià-Vila, D. (2020), “Seismic rehabilitation of concrete buildings after the 1985 and 2017 earthquakes in Mexico City”, *Earthquake Engineering Research Institute*, 36, 24 pp. DOI: 10.1177/8755293020957372
- Alcocer, S., Murià, D., Andrade, E., González, V., Palma, S., Vargas, C., Gomez, A., Hernández, J., Berrón, R. & De Lucas, A. (2024). Estudio experimental de columnas de concreto encamisadas con elementos metálicos. *Instituto Para la Seguridad de las Construcciones. Gobierno de México*.
- American Concrete Institute (2013). ACI PRC-374.2-13 Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements Under Slowly Applied Simulated Seismic Loads.
- American Society of Civil Engineers. (2023). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE. ISBN 9780784480816.
- Ascencio, J. (2005). Rehabilitación de columnas de concreto reforzado con ángulos y soleras. Tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero (2013) NMX-B-172-CANACERO-2013. *Diario Oficial de la Federación*.
- Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero (2019) NMX-B-506-CANACERO-2019. *Diario Oficial de la Federación*.
- Cruz, V., Krishna, S. & Ordaz, M. (2017). ¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México? *Ciencia UNAM*. <https://ciencia.unam.mx/leer/652/-que-ocurrio-el-19-de-septiembre-de-2017-en-mexico-.pdf>
- Farooq, H., Usman, M., Mehmood, K., Malik, M., & Hanif, A. (2018). Effect of Steel Confinement on Axially Loaded Short Concrete Columns *IOP Conference Series: |s Science and Engineering*, 414. DOI:10.1088/1757-899X/414/1/012026
- Fernández, R., Tapia, E. & Dávalos, D. (2015). Respuesta inelástica de marcos de acero con interacción inercial suelo – estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 92, 1-21.

-
- Fukuyama, K., Higashibata, Y. & Miyauchi, Y. (2000). Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns. *Cement & Concrete Composites*, 22, 81-88.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2023). Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Diario Oficial de la Ciudad de México.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2023). Norma Técnica Complementaria para Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes. Diario Oficial de la Ciudad de México.
- González, V., Andrade, E., Alcaraz, J., Gomez, A., Gomez, J., Contreras, O., Vargas, C., & Alcocer, S. (2024). Estudio experimental de columnas rectangulares de concreto reforzadas mediante encamisados metálicos formados por ángulos y soleras de acero. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*. XXIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Quintana Roo, México.
- González, O., Guerrero, J., Gómez, B. & Flores, F. (2007). Resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto reforzadas con camisas de acero. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 77, 53-70.
- Instituto Mexicano del Cemento y del concreto. (2004). Pruebas de concreto. *Conceptos básicos del concreto*. <https://www.imcyc.com/cyt/agosto04/CONCEPTOS.pdf>
- Lago, A., Trabucco, D. & Wood, A. (2019). *Damping Technologies for Tall Buildings*. Elsevier. ISBN: 978-0-12-815963-7.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación. (2010). NMX-C-156-ONNCCE-2010. *Diario Oficial de la Federación*.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación. (2013). NMX-C-109- ONNCCE-2013. *Diario Oficial de la Federación*.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación. (2014). NMX-C-083-ONNCCE-2014. *Diario Oficial de la Federación*.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y la Edificación. (2014). NMX-C-486-ONNCCE-2014. *Diario Oficial de la Federación*.
- Priestley, F., Seible, G. & Calvi, M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley-Interscience. ISBN 0-471-57998-X.
- Protección Civil. (2024). Situación Sísmica. *CDMX Ciudad de México*. <http://data.proteccioncivil.cdmx.gob.mx/simulacros/CDMX/Situacion-sismica.html>
- Secretaría de Comunicaciones y Transporte. (2004). MMP. Métodos de muestreo y prueba de materiales. <https://normas.imt.mx/storage/normativa/M-MMP-2-02-004-04.pdf>
- Vargas, C., González, V., Palma, S., Andrade, J., Alcocer, S. & Murià, D. (2022). Estudio experimental de columnas rehabilitadas con encamisados metálicos. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*. XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Zacatecas, México.
- Xu, C., Peng, S., Deng, J. & Wan, C. (2018). “Study on seismic behavior of encased steel jacket-strengthened earthquake-damaged composite steel-concrete columns”, *Journal of Building Engineering*, 17, pp. 154-166. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2018.02.010>
- Yoshikawa H. & Miyagi, T. (2001). Ductility and Failure Modes of Single Reinforced Concrete Columns. *Model Inelast Behav RC Struct Seism Loads*.