UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ARMADURA SUPLEMENTARIA PARA PREVENIR LA FRACTURA DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A SOLICITACIÓN SÍSMICA

Memoria de Título presentada por

Javier Ignacio Maldonado Flores

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
René Enrique Tobar Ramos

Agosto de 2023

UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE ARMADURA SUPLEMENTARIA PARA PREVENIR LA FRACTURA DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A SOLICITACIÓN SÍSMICA

AUTOR:

Javier Ignacio Maldonado Flores

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

René Tobar Ramos .....

Ramiro Bazaez Gallardo .....

Matthias Breytmann Schulze .....

Valparaíso, Chile, Agosto de 2023

RESUMEN

En este estudio, se investigó el comportamiento de los elementos de hormigón armado con armadura transversal inclinada sometidos a solicitación sísmica. En ensayos anteriores desarrollados en la UTFSM, se visualizó la fractura del refuerzo longitudinal en la zona de la rótula plástica debido al pandeo de las barras en la dirección no restringida por los estribos. Con el objetivo de prevenir esto, se diseñó una armadura adicional formada por barras diagonales en forma de trabas. Se construyeron y ensayaron cuatro elementos de hormigón armado a escala próxima al real, que incluían esta armadura adicional en la parte inferior y superior de la viga.

Los resultados mostraron que el refuerzo adicional restringió el pandeo en el plano de las barras longitudinales en la zona de rótula plástica, minimizando el riesgo de fractura en comparación con estudios anteriores. Aunque se observaron roturas en dos de las probetas debido a la falla por compresión diagonal y posiblemente por deformaciones debido al pandeo superiores al umbral de deformación unitaria crítica. Este último parámetro se debe obtener con una mejora en el material fílmico para visualizar la curvatura de las barras pandeadas y así determinar si se supera el umbral. Además, se determinó la influencia del efecto de la torsión en las probetas, lo que resultó en una disminución en la resistencia y una disminución de resistencia a altos desplazamientos. Por otro lado, se estableció que el efecto del protocolo de carga no tuvo una implicancia determinante en el comportamiento histerético y degradación de las probetas.

Palabras claves: Solicitación sísmica, pandeo de barras en vigas, hormigón armado, armadura transversal inclinada, fractura del refuerzo longitudinal.

ABSTRACT

In this study, the behavior of reinforced concrete elements with inclined transverse reinforcement under seismic loading was investigated. In previous tests conducted at UTFSM, the fracture of longitudinal reinforcement in the plastic hinge zone was observed due to buckling of the bars in the direction not restrained by the stirrups. To prevent this, additional diagonal reinforcement in the form of crossbars was designed. Four reinforced concrete elements at a near full-scale were constructed and tested, incorporating this additional reinforcement at the top and bottom of the beam.

The results demonstrated that the additional reinforcement restrained buckling in the plane of the longitudinal bars within the plastic hinge zone, minimizing the risk of fracture compared to previous studies. Although failures were observed in two of the specimens due to diagonal compression failure and potentially deformations caused by buckling exceeding the critical unit strain threshold. This latter parameter needs improvement in the film material to visualize the curvature of the buckled bars and thereby determine if the threshold is exceeded. Additionally, the influence of the torsional effect on the specimens was determined, resulting in decreased strength and reduced resistance to high displacements. On the other hand, it was established that the loading protocol's effect did not have a decisive impact on the hysteric behavior and degradation of the specimens.

Keywords: Seismic loading, buckling of bars in beams, reinforced concrete, inclined transverse reinforcement, fracture of longitudinal reinforcement.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1 Capítulo 1 Introducción 1

1.1 Contextualización 1

1.2 Definición del problema 1

1.3 Estudio experimental 2

1.4 Objetivos 3

1.4.1 Objetivo General 3

1.4.2 Objetivos Específicos 3

2 Capítulo 2 Estado del arte 4

2.1 General 4

2.2 Comportamiento sísmico de conexiones viga - columna 4

2.3 Eficacia del refuerzo rectangular espiral en elementos de hormigón armado 6

2.4 Comentarios de los estudios de Karayannis y Chalioris (2013) y Azimi et al. (2015) 7

2.5 Estudios previos desarrollados en la UTFSM 7

2.5.1 Uso de armadura transversal inclinada en probetas de hormigón armado 7

2.5.2 Efecto del espaciamiento entre las armaduras transversales inclinadas 10

2.5.3 Fallas características en vigas con armadura transversal inclinada 11

2.5.4 Deformación crítica por pandeo y fatiga de bajo ciclaje 12

3 Capítulo 3 Fabricación de especímenes 13

3.1 Análisis de propuesta para prevenir la fractura del refuerzo longitudinal 13

3.2 Geometría y materiales de los especímenes 16

3.2.1 Características de los materiales 16

3.2.1.1 Hormigón 16

3.2.1.2 Acero 16

3.2.2 Especificaciones para la columna 18

3.2.3 Especificaciones para la viga 19

3.2.4 Confección de especímenes 21

3.2.4.1 Armadura de columnas y vigas 21

3.2.5 Instalación de moldajes 21

3.3 Dosificación y hormigonado de las probetas 22

4 Capítulo 4 Instrumentación del ensayo 24

4.1 Montaje de los especímenes 24

4.1.1 Montaje del ensayo 25

4.2 Protocolo de carga 25

5 Capítulo 5 Resultados experimentales 27

5.1 General 27

5.2 Espécimen GJ1 27
5.2.1 Características del espécimen GJ1 27
5.2.2 Fotografías ensayo espécimen GJ1 (máximo desplazamiento positivo) 28
5.2.3 Comentarios del espécimen GJ1 30
5.3 Espécimen GJ2 30
5.3.1 Características del espécimen GJ2 30
5.3.2 Fotografías ensayo espécimen GJ2 (máximo desplazamiento positivo) 31
5.3.3 Comentarios del espécimen GJ2 33
5.4 Espécimen GJ3 33
5.4.1 Características del espécimen GJ3 33
5.4.2 Fotografías ensayo espécimen GJ3 (máximo desplazamiento positivo) 34
5.4.3 Comentarios del espécimen GJ3 36
5.5 Espécimen GJ4 36
5.5.1 Características del espécimen GJ4 36
5.5.2 Fotografías ensayo espécimen GJ4 (máximo desplazamiento positivo) 37
5.5.3 Comentarios del espécimen GJ4 39
5.6 Comentarios de los resultados 39
6 Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones 43
7 Capítulo 7 Referencias 44
8 Capítulo 8 Anexos 47

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Resistencias de probetas cilíndricas a compresión 16

Tabla 2: Características acero en columnas 17

Tabla 3: Características acero en vigas..... 17

Tabla 4: Descripción de los materiales utilizados..... 22

Tabla 5: Dosificación estándar hormigón H-20 23

Tabla 6: Cubicación unitaria – volumen 23

Tabla 7: Cubicación unitaria – peso..... 23

Tabla 8: Cubicación – peso total..... 23

Tabla 9: Cubicación de otros materiales – peso total 23

Tabla 10: Bitácora ensayo espécimen GJ1 30

Tabla 11: Bitácora ensayo espécimen GJ2 33

Tabla 12: Bitácora ensayo espécimen GJ3 36

Tabla 13: Bitácora ensayo espécimen GJ4 39

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Representación de la solicitación sísmica a que son sometidos los especímenes. (Silva B. 2014)..... 2

Figura 2: Fracturas del refuerzo pandeado en probetas viga-columna con armadura transversal inclinada en 45° a) Probeta MVC1 (Matson 2018); b) Probeta MVC2 (Matson 2018). (Rojas R. 2022) . 2

Figura 3: a) Montaje del ensayo para los especímenes; b) Vista en planta – Dirección del pandeo restringido por la armadura suplementaria (dirección perpendicular al plano del elemento) 3

Figura 4: a) Espiral rectangular simple (DCM-SINGLE); b) Espiral rectangular doble (DCM-DOUBLE). (Azimi et al. 2015)..... 4

Figura 5: Aplicación de (a) espiral rectangular simple y (b) Espiral rectangular doble em elementos de hormigón armado. (Azimi et al. 2015) 5

Figura 6: Comparación experimental del rendimiento de histéresis de los tres especímenes. (Azimi et al. 2015)..... 5

Figura 7: Comparación de la capacidad de disipación de energía para cada grupo. (Azimi et al. 2015) 5

Figura 8: Geometría y refuerzos de acero de las vigas ensayadas. (Karayannis y Chalioris 2013) 6

Figura 9: Armadura VC5. Suples largo 12 y 20 [cm] y estribos inclinados en 45° cada 5 [cm], con trabas cerca de los bordes (rojo). (Silva B. 2014)..... 8

Figura 10: Curva fuerza – deformación ensayo VC5. Aparecen todos los ciclos, tanto estables como intermedios. (Silva B. 2014)..... 8

Figura 11: Formación de la falla por compresión diagonal observadas por Silva B. (2014) – Aparición de grietas en rojo 9

Figura 12: Armadura probetas VCP2, CP2 y CP3 vista frontal, distancias en centímetros, distancias en centímetros. (Pino 2017)..... 10

Figura 13: Curva fuerza – desplazamiento para el ensayo VCP2. (Pino 2017)..... 10

Figura 14: Armadura probeta CP4 vista frontal, distancias en centímetros. (Pino 2017)..... 11

Figura 15: Curva fuerza – desplazamiento para el ensayo CP4. (Pino 2017) 11

Figura 16: Armadura E1 - (a) Armadura transversal inclinada a 45° y 135°; (b) Pandeo del refuerzo longitudinal, perdida de resistencia. (Matson 2018) 12

Figura 17: Deformaciones unitarias críticas de barras de acero AZA y CAP según ensayo BBT. (Rojas R. 2022)..... 12

Figura 18: a) Deformada de un enrejado en elevación; b) Vista en planta de deformada del enrejado sin arriostramiento de techo; c) Vista en planta de deformada del enrejado con arriostramiento de techo..... 13

Figura 19: Distribución de esfuerzos axiales en la armadura vista en planta 14

Figura 20: Tipo de pandeo N°1 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta..... 14

Figura 21: Tipo de pandeo N°2 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta..... 14

Figura 22: Tipo de pandeo N°3 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta..... 15

Figura 23: Tipo de pandeo N°4 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta..... 15

Figura 24: Tipo de pandeo N°5 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta..... 15

Figura 25: Geometría de los especímenes, medidas en centímetros 16

Figura 26: Curvas esfuerzo v/s deformación para las barras longitudinales CAP A630-420H 17

Figura 27: Ensayo de tracción para barras CAP A630-420H de diámetro 8 [mm] 17

Figura 28: Curvas fuerza v/s elongación para los estribos inclinados..... 18

Figura 29: Estribos de columnas en zona de central para el anclaje de vigas, medidas en centímetros 18

Figura 30: Zona para instalar estribos y trabas según Figura 29, medidas en centímetros..... 18

Figura 31: Plano de sección transversal para la columna, medidas en centímetros 19

Figura 32: Plano de elevación para columna, medidas en centímetros 19

Figura 33: a) Dimensiones estribo inclinado delgado; b) Dimensiones estribo inclinado grueso (Figueroa, 2019); c) Zona de anclaje del refuerzo transversal hacia la columna, medidas en centímetros 20

Figura 34: a) Vista en planta de instalación de armadura suplementaria; b) Detalle de armadura suplementaria, medidas en centímetros 20

Figura 35: Plano de sección transversal para la viga, medidas en centímetros..... 20

Figura 36: Plano de elevación para viga, medidas en centímetros..... 20

Figura 37: Diagrama unilineal del sistema de ensayo 24

Figura 38: Historia de desplazamiento en ensayo cíclico – Especímenes GJ1 y GJ2..... 25

Figura 39: Patrón de desplazamiento con ciclos intermedios (Pérez 2006) 26

Figura 40: Historia de desplazamiento en ensayo cíclico; a) Espécimen GJ3; b) Espécimen GJ4 26

Figura 41: Curvas fuerza – desplazamiento para GJ1..... 27

Figura 42: Quinto ciclo, amplitud 10 [mm] – GJ1..... 28

Figura 43: Quinto ciclo, amplitud 15 [mm] – GJ1..... 28

Figura 44: Quinto ciclo, amplitud 20 [mm] – GJ1 28
Figura 45: Quinto ciclo, amplitud 25 [mm] – GJ1 28
Figura 46: Quinto ciclo, amplitud 30 [mm] – GJ1 28
Figura 47: Quinto ciclo, amplitud 35 [mm] – GJ1 28
Figura 48: Pandeo de barras último ciclo de 35 [mm] GJ1 29
Figura 49: Estado del espécimen GJ1 en el último ciclo de 35 [mm] 29
Figura 50: Curvas fuerza – desplazamiento para GJ2 30
Figura 51: Quinto ciclo, amplitud 10 [mm] – GJ2 31
Figura 52: Quinto ciclo, amplitud 15 [mm] – GJ2 31
Figura 53: Quinto ciclo, amplitud 20 [mm] – GJ2 31
Figura 54: Quinto ciclo, amplitud 25 [mm] – GJ2 31
Figura 55: Quinto ciclo, amplitud 30 [mm] – GJ2 31
Figura 56: Quinto ciclo, amplitud 35 [mm] – GJ2 31
Figura 57: Estado de GJ2 finalizado el protocolo de carga 32
Figura 58: Corte de barras GJ2 segundo ciclo adicional de 35 [mm] 32
Figura 59: Último ciclo adicional de 35 [mm] lado negativo GJ2 32
Figura 60: Curvas fuerza – desplazamiento para GJ3 33
Figura 61: Quinto ciclo, amplitud 10 [mm] – GJ3 34
Figura 62: Quinto ciclo, amplitud 15 [mm] – GJ3 34
Figura 63: Quinto ciclo, amplitud 20 [mm] – GJ3 34
Figura 64: Quinto ciclo, amplitud 25 [mm] – GJ3 34
Figura 65: Quinto ciclo, amplitud 30 [mm] – GJ3 34
Figura 66: Quinto ciclo, amplitud 35 [mm] – GJ3 34
Figura 67: Pandeo de barras serie de ciclos de 35 [mm] – GJ3 35
Figura 68: Estado del espécimen GJ3 al finalizar los ciclos de 30 [mm] 35
Figura 69: Deterioro del hormigón en el espécimen GJ3 finalizado los ciclos de 35 [mm] 35
Figura 70: Curvas fuerza – desplazamiento para GJ4 36

Figura 71: Quinto ciclo, amplitud 10 [mm] – GJ4 37

Figura 72: Quinto ciclo, amplitud 15 [mm] – GJ4 37

Figura 73: Quinto ciclo, amplitud 20 [mm] – GJ4 37

Figura 74: Quinto ciclo, amplitud 25 [mm] – GJ4 37

Figura 75: Quinto ciclo, amplitud 30 [mm] – GJ4 37

Figura 76: Quinto ciclo, amplitud 35 [mm] – GJ4 37

Figura 77: Segundo ciclo de la serie de 35 [mm] con un ciclo intermedio de 25 [mm] - GJ4 38

Figura 78: Séptimo ciclo de la serie de 35 [mm] en el peak - GJ4 38

Figura 79: Estado final de la probeta GJ4 una vez finalizado el análisis forense 38

Figura 80: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm]: a) GJ2 ; b) GJ4 39

Figura 81: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm] donde existe efectos de torsión; a) GJ1 ; b) GJ4 40

Figura 82: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm] donde no existe efectos de torsión; a) GJ2 ; b) GJ3 41

Figura 83: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 5, 10, 15, 20 y 25 [mm]; a) GJ1 ; b) GJ2 41

Figura 84: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 5, 10, 15, 20 y 25 [mm]; a) GJ3 ; b) GJ4 42

Figura 85: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm] – Probetas con distintos programas de carga pero con efectos de torsion; a) GJ1 ; b) GJ4 42

Figura 86: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm] – Probetas con distintos programas de carga pero sin efectos de torsion; a) GJ3 ; b) GJ2 42

Figura 87: Colocación de barras longitudinales para columna 47

Figura 88: Instalación del refuerzo transversal en la columna 47

Figura 89: Instalación del refuerzo transversal, sin considerar a parte central de la columna 47

Figura 90: Instalación de refuerzo transversal en zona central de la columna 47

Figura 91: Colocación del refuerzo longitudinal y transversal en la viga 48

Figura 92: a) Armadura suplementaria; b) Vista planta superior de la viga; c) Armadura suplementaria 48

Figura 93: Armadura de los especímenes a escala 1/3 o 1/4 48

Figura 94: Moldaje de los especímenes 49

Figura 95: Separador rueda de 15 [mm] 49

Figura 96: Barras de anclaje conectadas en moldaje 49

Figura 97: Armadura preparada para hormigonar 49

Figura 98: Betonera de 200 [L] 49

Figura 99: Mesa vibradora 49

Figura 100: Hormigonado de las probetas 49

Figura 101: Hormigonado de los cilindros 49

Figura 102: Sistema de fijación para las probetas a la mesa sísmica: a) Zapatos de apoyo; b) Placa metálica que fija el zapato de apoyo a la fundación apernada 50

Figura 103: Carro deslizante fijo al extremo de la viga 50

Figura 104: Sistema de fijación del actuador al espécimen: a) Placa de fijación al espécimen; b) Placa de fijación al actuador; c) Perno de fijación 50

Figura 105: Electrodo para acero inoxidable E316 1/16 (2.0mm) X 1kg 51

Figura 106: Esquema acinturamiento inferior y exterior de estribos (Matson 2018) 51

Figura 107: Machina para doblado de estribos 51

Figura 108: Tipos de amarras con alambre (GERDAU AZA 2005) 51

Capítulo 1

Introducción

1.1 Contextualización

Las uniones de los marcos rígidos sismorresistentes se diseñan de tal forma que la rótula plástica se desarrolle en la viga a una distancia prudente de la columna. Esto permite que, en caso de un evento sísmico significativo, su respuesta inelástica esté controlada por flexión en la viga, sin ocasionar un gran deterioro en la columna (Paulay, T., & Priestley, M. N. 1992). Sin embargo, se ha observado que estas estructuras, diseñadas de acuerdo con las disposiciones de la ACI318-14, suelen presentar una alta concentración de daños y pérdida de recubrimiento en las zonas críticas después de un sismo, particularmente en las conexiones viga-columna (Schnaidt 2005).

Con el fin de prevenir estos daños, se han realizado estudios como los de Karayannis y Chalioris (2013) y Azimi et al. (2015), donde se utilizan armaduras transversales inclinadas para mejorar el comportamiento en elementos de hormigón armado. Estas investigaciones han demostrado que este tipo de armadura mejora el desempeño estructural de estos elementos.

La experiencia obtenida en el Laboratorio de Obras Civiles de la UTFSM coincide con lo anterior, como se detalla más adelante, encontrándose que el empleo de armadura transversal inclinada produce una disminución en la degradación del hormigón de elementos estructurales sometidos a solicitaciones sísmicas, aumentando su ductilidad y retrasando la ocurrencia de fallas. Sin embargo, también esta nueva disposición presenta desventajas, como una mayor dificultad de construcción y una inesperada tendencia a la fractura del refuerzo longitudinal.

1.2 Definición del problema

Los elementos de hormigón armado con armadura transversal inclinada ensayados en el Laboratorio de Ingeniería Sismorresistente de la UTFSM consisten principalmente en un segmento de columna unida a un tramo de viga con estribos en 45° y 135° a escala cercana al tamaño real, y que puede interpretarse como 1/3 o 1/4. En estos ensayos se ha observado que estos elementos, sometidos a cargas cíclicas, presentan una mayor ductilidad, una menor degradación del hormigón y un retardo en la ocurrencia de la falla en comparación con los elementos que poseen refuerzos transversales ortogonales (Silva, 2014).

Sin embargo, se ha observado también que en elementos con estribos inclinados se producen con mayor frecuencia fracturas en las barras longitudinales de las vigas, especialmente en la zona de la rótula plástica. Esto ocurre a causa de las deformaciones debidas al pandeo de las barras longitudinales, asociada a radios de curvatura muy pequeños como resultado del menor deterioro del hormigón. Rojas R. (2022) encontró que las deformaciones por pandeo son típicamente mayores que la deformación unitaria crítica por flexión, definida por Barcley y Kowalsky (2019).

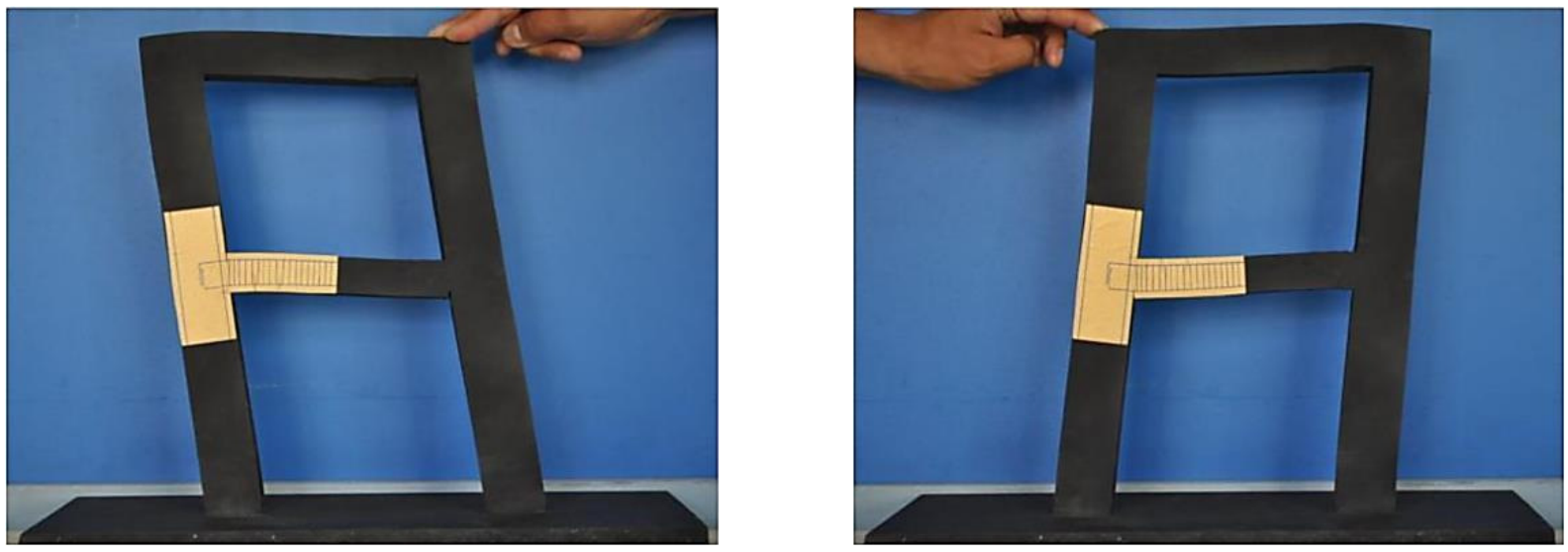


Figura 1: Representación de la solicitación sísmica a que son sometidos los especímenes. (Silva B. 2014)

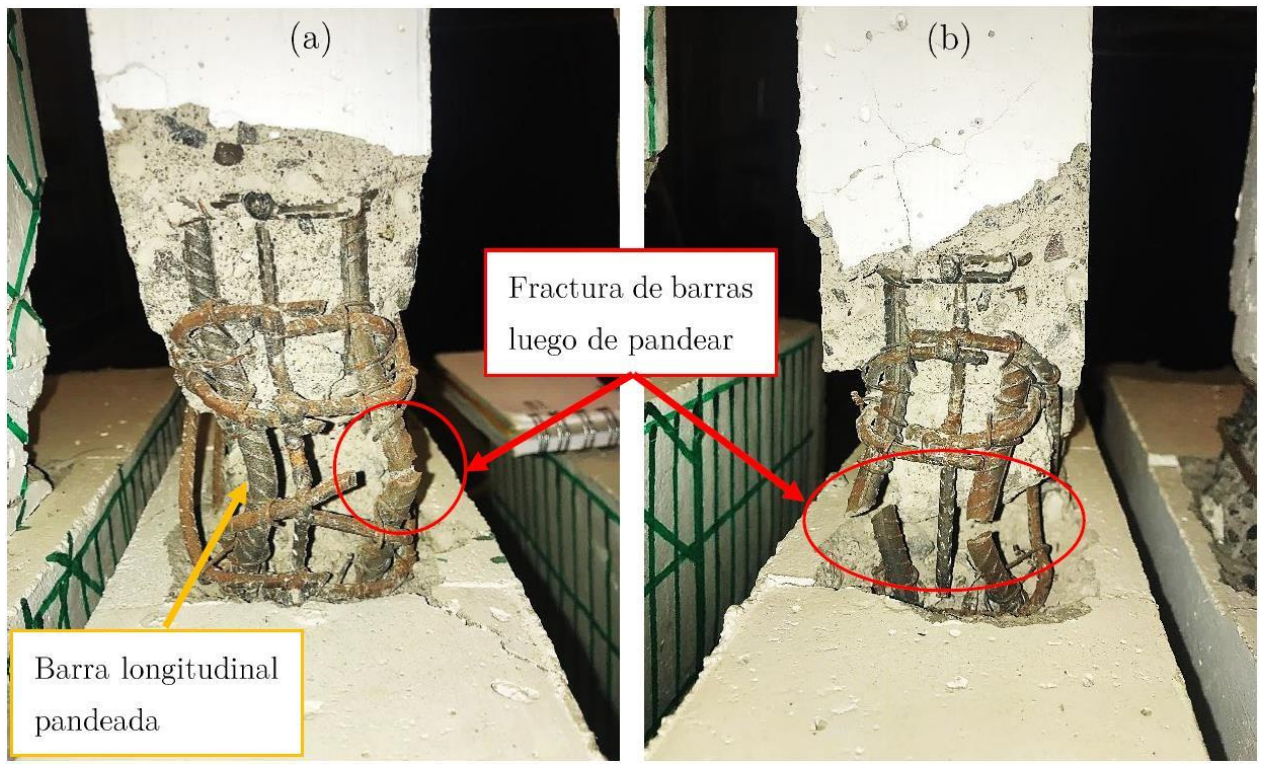
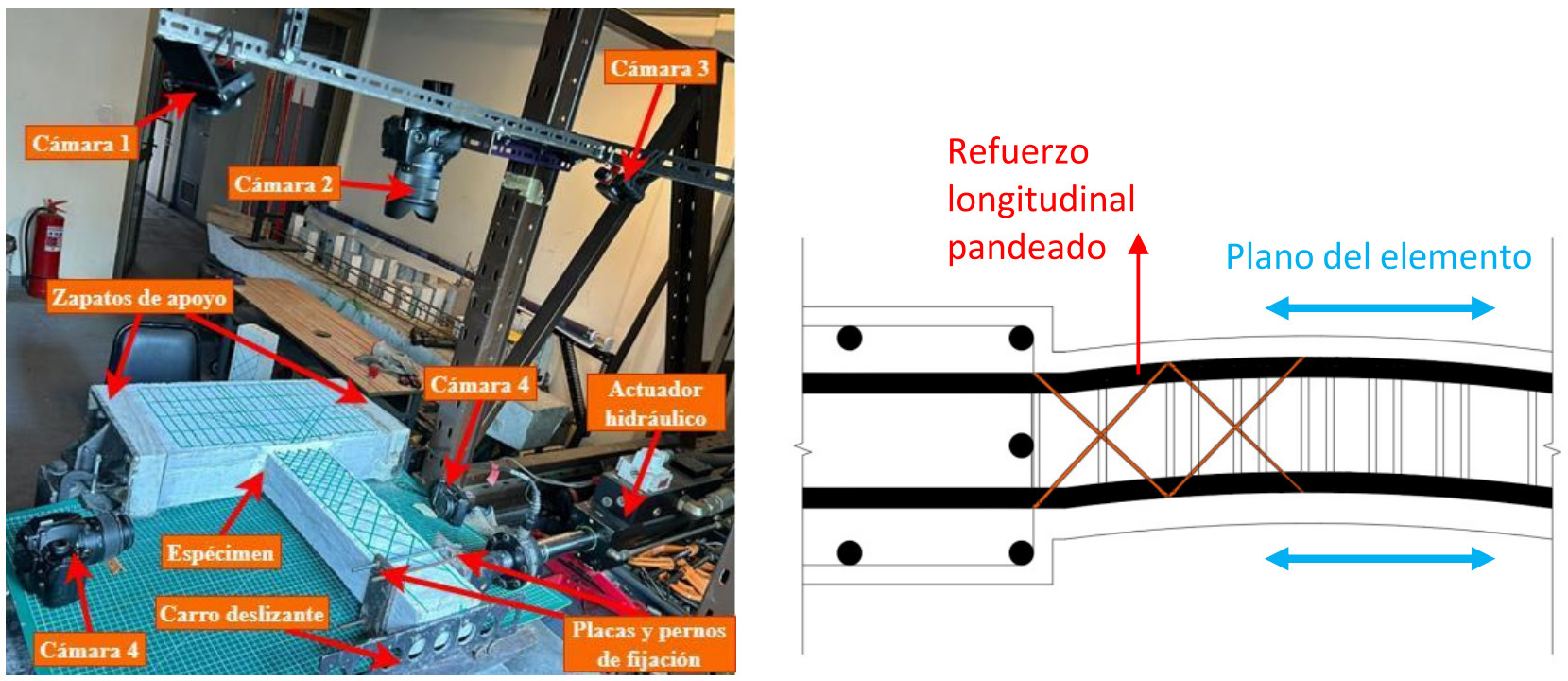


Figura 2: Fracturas del refuerzo pandeado en probetas viga-columna con armadura transversal inclinada en 45° a) Probeta MVC1 (Matson 2018); b) Probeta MVC2 (Matson 2018). (Rojas R. 2022)

1.3 Estudio experimental

Para el presente trabajo, en colaboración con el estudiante de tesis asociado Reyes (2023), se construyeron y ensayaron cuatro elementos de hormigón armado con armadura transversal inclinada, consistente en una porción de viga adyacente al nudo, unida a un segmento de columna y son similares a los ensayados anteriormente por Ovalle (2004), Rojas J. (2009), Moreno (2011), Guzmán (2013), Silva B. (2014), Vergara (2014), Pino (2017), Matson (2018), Basualdo (2019), Figueroa (2019) y Silva P. (2022).

En esta ocasión, en todos los elementos ensayados (**Figura 3a**), se ha incorporado una armadura suplementaria en forma de trabas. Estas consisten en barras de acero dispuestas a lo largo de la zona de la rótula plástica de la viga, con el objetivo de minimizar el riesgo de fractura debido al pandeo de los refuerzos longitudinales durante los ensayos sísmicos. La presencia de estribos restringe el pandeo de la armadura longitudinal sólo en la dirección del plano del elemento. Por lo tanto, el diseño busca también prevenir el pandeo en la dirección perpendicular (**Figura 3b**), que sería la causa más corriente de la falla.



a) b)

Figura 3: a) Montaje del ensayo para los especímenes; b) Vista en planta – Dirección del pandeo restringido por la armadura suplementaria (dirección perpendicular al plano del elemento)

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

El objetivo general consistió en prevenir la fractura de las barras de refuerzo longitudinal en la zona de la rótula plástica, observada frecuentemente en los ensayos de elementos de hormigón armado con estribos inclinados sometidos a solicitación sísmica, según la experiencia obtenida en el laboratorio del Departamento de Obras Civiles de la UTFSM. En esta oportunidad se estudió una solución basada en una armadura adicional formada por barras diagonales en las caras superior e inferior de la viga, con el fin de minimizar el riesgo del pandeo de las barras de refuerzo longitudinal en la dirección no restringida por los estribos.

1.4.2 Objetivos Específicos

i. Diseñar un elemento de acero que restrinja el pandeo en la armadura longitudinal de la viga en la dirección no cubierta por los estribos.

ii. Confeccionar, en conjunto con el estudiante de tesis asociado (Reyes 2023), al menos cuatro especímenes a escala cercana al tamaño real correspondientes a la parte de la viga próxima al nudo con un segmento de columna, incluyendo el elemento diseñado que minimiza el pandeo del refuerzo longitudinal en la zona de la rótula plástica.

iii. Ensayar las probetas de acuerdo con protocolos de carga definidos para el caso de estudio, ya que se ha visto la considerable influencia que tienen en la obtención de los resultados.

iv. Analizar las curvas experimentales del comportamiento de los especímenes de prueba y obtener las conclusiones preliminares.

Capítulo 2

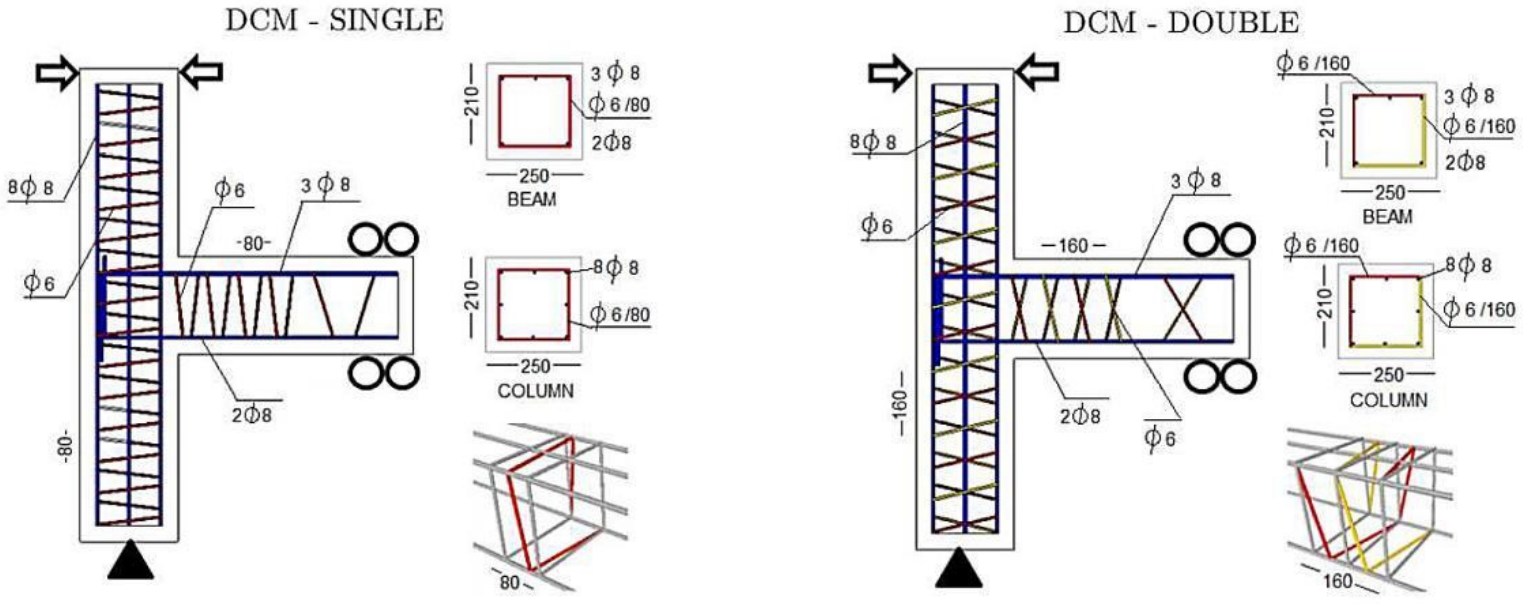
Estado del arte

2.1 General

Se han llevado a cabo pocos estudios que aborden la configuración del refuerzo inclinado y su influencia en el comportamiento estructural, por lo tanto la bibliografía sobre el tema es escasa. En esta investigación se analizan los trabajos realizados por Karayannis y Chalioris (2013) y Azimi et al. (2015), ya que presentan refuerzos transversales inclinados en vigas y una distribución de estribos similar a la implementada en este estudio. También se consideran las disposiciones geométricas, ensayos realizados y conclusiones llevadas a cabo por memoristas anteriores. Específicamente, se estudia el efecto de los estribos inclinados, del espaciamiento entre estribos, de la capacidad del pandeo y de las amarras o soldaduras.

2.2 Comportamiento sísmico de conexiones viga - columna

La publicación de Azimi et al. (2015) presenta un estudio experimental sobre el comportamiento sísmico de conexiones viga-columna de hormigón armado reforzadas con espirales transversales continuas de sección rectangular. El objetivo principal fue evaluar el efecto de este tipo de refuerzo en la capacidad de las conexiones para resistir cargas sísmicas. Se analiza la eficacia de tres configuraciones transversales de refuerzo: i) estribos cerrados comunes (DCM-CONVEN), ii) refuerzo de espiral rectangular (DCM-SINGLE) y iii) espiral rectangular doble (DCM-DOUBLE) (ver **Figura 4** y **Figura 5**). Cada conexión fue sometida a ciclos de carga sísmica simulada con diferentes niveles de intensidad hasta alcanzar la falla.



a) b)

Figura 4: a) Espiral rectangular simple (DCM-SINGLE); b) Espiral rectangular doble (DCM-DOUBLE). (Azimi et al. 2015)

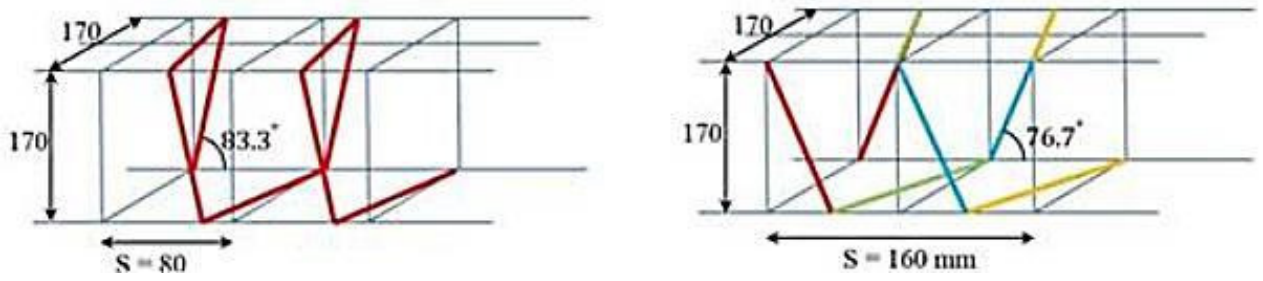


Figura 5: Aplicación de (a) espiral rectangular simple y (b) Espiral rectangular doble em elementos de hormigón armado. (Azimi et al. 2015)

Los resultados obtenidos de los ensayos mostraron que las conexiones reforzadas con espirales transversales continuas de sección rectangular presentaron una mayor capacidad para resistir cargas sísmicas en comparación con las conexiones reforzadas de manera convencional. Específicamente, se observó una mejora significativa en la resistencia y la ductilidad de las conexiones reforzadas con espirales inclinadas, lo cual se tradujo en una mayor capacidad de deformación antes de la falla.

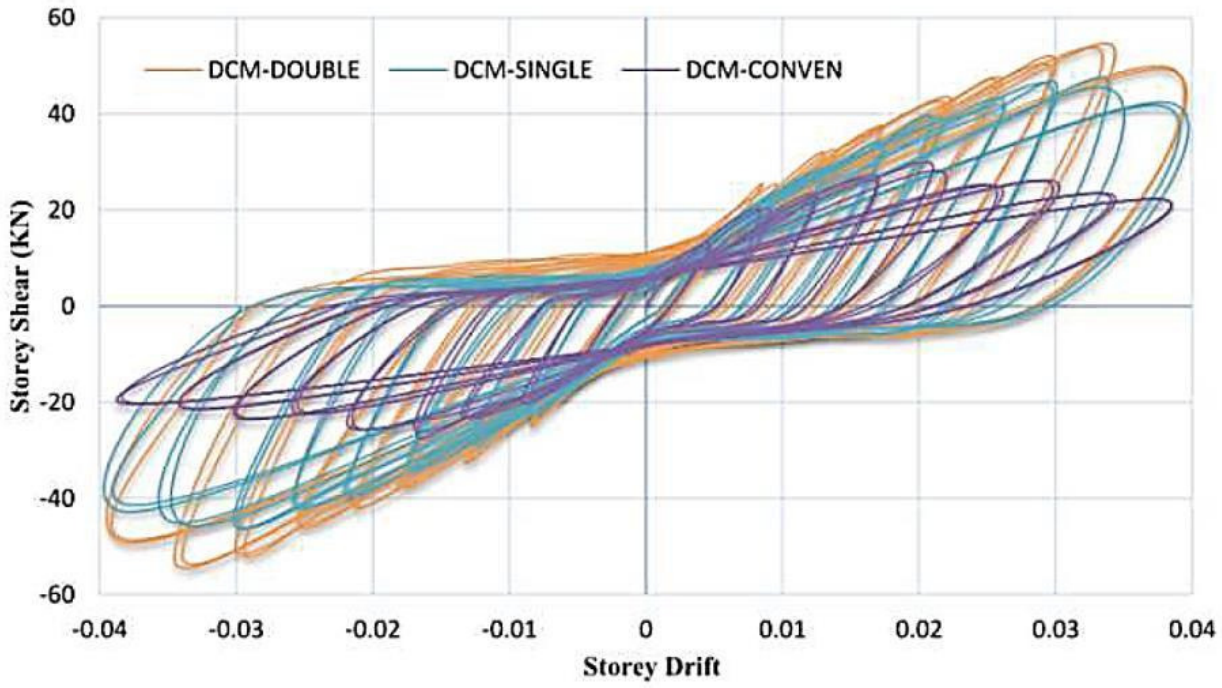


Figura 6: Comparación experimental del rendimiento de histéresis de los tres especímenes. (Azimi et al. 2015)

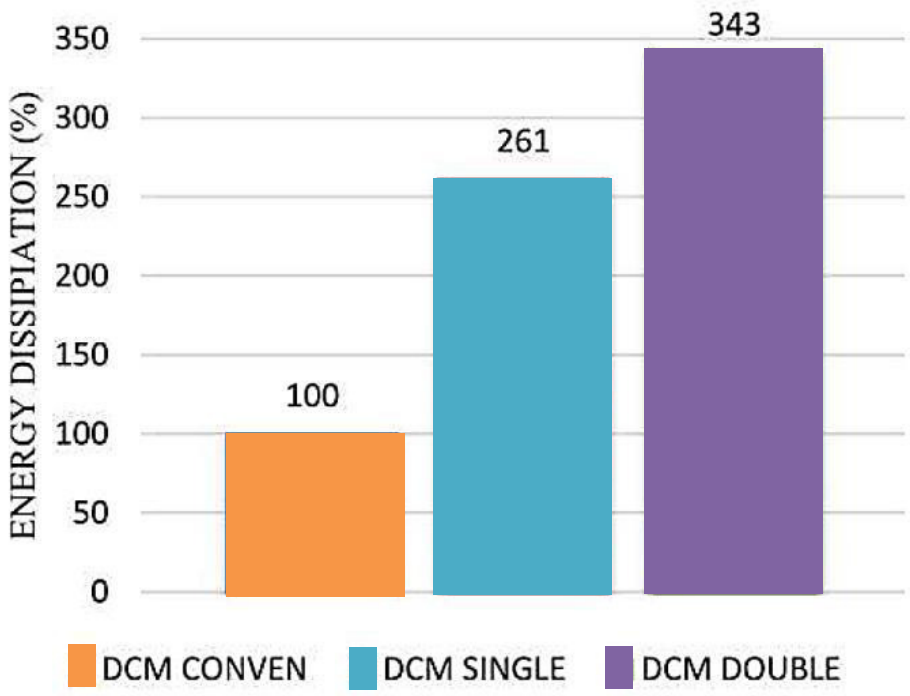


Figura 7: Comparación de la capacidad de disipación de energía para cada grupo. (Azimi et al. 2015)

2.3 Eficacia del refuerzo rectangular espiral en elementos de hormigón armado

En el estudio desarrollado por Karayannis y Chalioris (2013), se investigó experimentalmente el comportamiento de vigas de hormigón armado con refuerzo rectangular en espiral bajo carga monótona. Con el fin de llevar a cabo el estudio, se construyeron y ensayaron ocho especímenes de viga separados en tres grupos, tal como se muestra en la **Figura 8**.

Los ensayos de los especímenes demostraron que la armadura transversal continua en forma de espiral rectangular aumentó la capacidad a corte en un 46% en comparación con la armadura convencional en las vigas de hormigón armado. La armadura transversal continua en forma de espiral permitió que las vigas soportaran mayores cargas antes de fallar, lo que indica una mayor capacidad de carga y una mayor resistencia a las solicitaciones sísmicas o de corte.

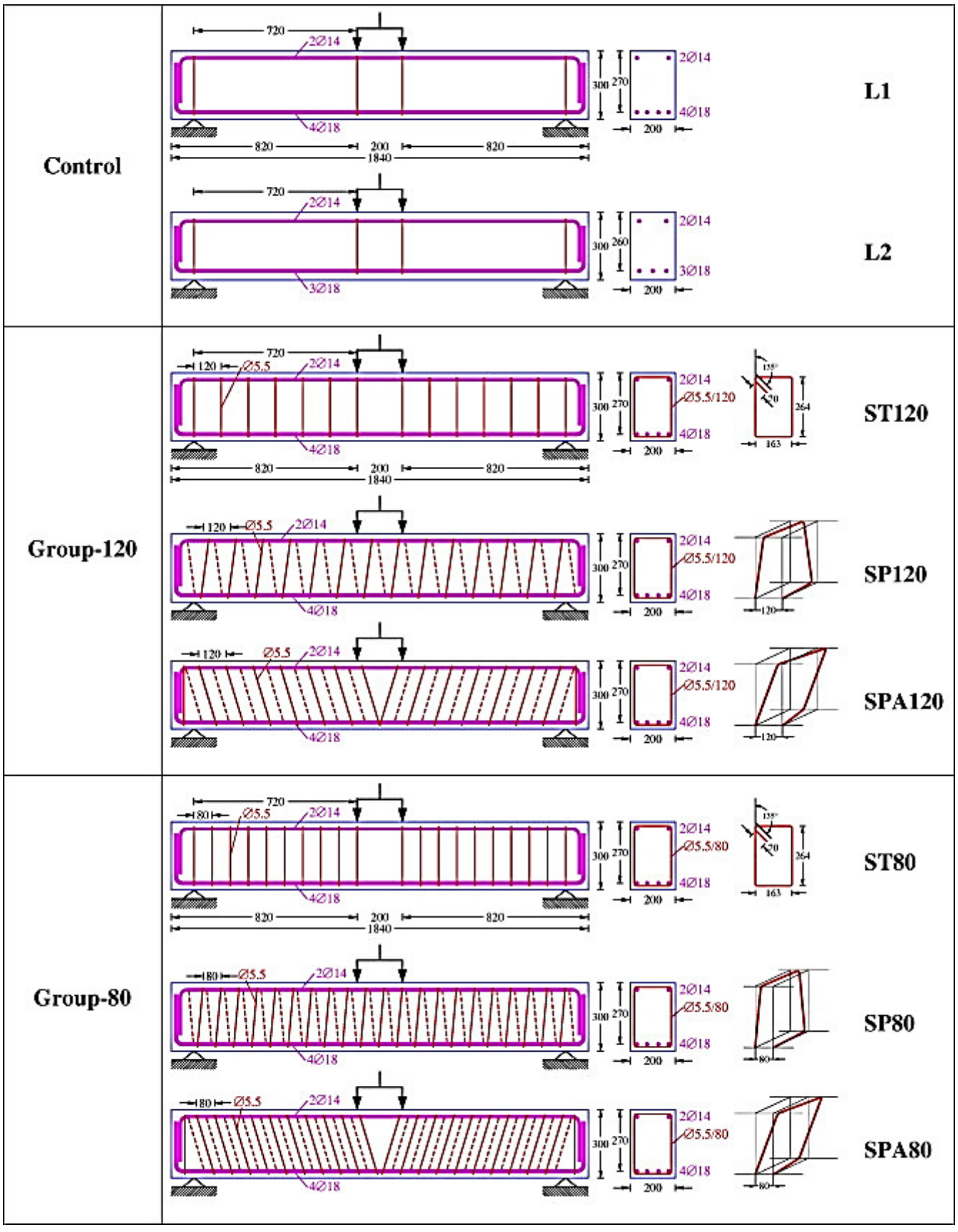


Figura 8: Geometría y refuerzos de acero de las vigas ensayadas. (Karayannis y Chalioris 2013)

2.4 Comentarios de los estudios de Karayannis y Chalioris (2013) y Azimi et al. (2015)

A partir de la revisión bibliográfica, se puede concluir que el uso de refuerzo inclinado en estructuras presenta ventajas significativas. En general, se observa un ligero aumento en la resistencia y una menor degradación del hormigón. Los autores atribuyen estas ventajas a que con esta configuración, la compresión en la etapa agrietada es soportada conjuntamente por el acero y el hormigón, a diferencia del armado tradicional donde toda la compresión recae exclusivamente en el hormigón.

Las mejores condiciones que, con la armadura transversal inclinada, se transfiere el esfuerzo de corte a través de las fisuras, se traduce en ciclos de histéresis más amplios en comparación con las estructuras con estribos rectos. Estos ciclos amplios indican una mayor capacidad de absorber energía y resistir cargas cíclicas.

Además, el refuerzo inclinado proporciona una mayor protección al hormigón que participa en la acción de tarugo de las barras longitudinales. Esto se traduce en un menor deterioro cíclico de la adherencia a lo largo de las barras, lo que a su vez permite que estas soporten mayores niveles de esfuerzo en comparación con la armadura convencional.

2.5 Estudios previos desarrollados en la UTFSM

En el contexto de investigaciones relacionadas en la UTFSM en esta misma línea de estudio, se destacan los memorias de título de Silva B. (2014), Pino (2017), Matson (2018) y Rojas R. (2022). Estos trabajos presentan configuraciones y recomendaciones para el diseño, construcción, montaje e instrumentación de los especímenes.

2.5.1 Uso de armadura transversal inclinada en probetas de hormigón armado

Silva B. (2014) realizó un estudio sobre el uso de armadura transversal inclinada en probetas de hormigón armado, siguiendo propuestas previas de Moreno (2011), Guzmán (2013) y Vergara (2014). El diseño propuesto por Silva B. (2014) se muestra en la **Figura 9**.

En los ensayos realizados, se observó que al aplicar ciclos de desplazamiento superiores a 30 [mm], se generaban fragmentos de hormigón debido a la compresión diagonal, los cuales se desprendían. Las barras de refuerzo, al no contar con contención lateral, empezaban a curvarse y pandearse, lo que finalmente resultaba en su fractura.

De acuerdo con la **Figura 10**, los especímenes construidos con estribos inclinados demostraron ser capaces de resistir un mayor número de ciclos, mostrando ciclos más estables y una mayor capacidad de disipación de energía (Silva B., 2014).

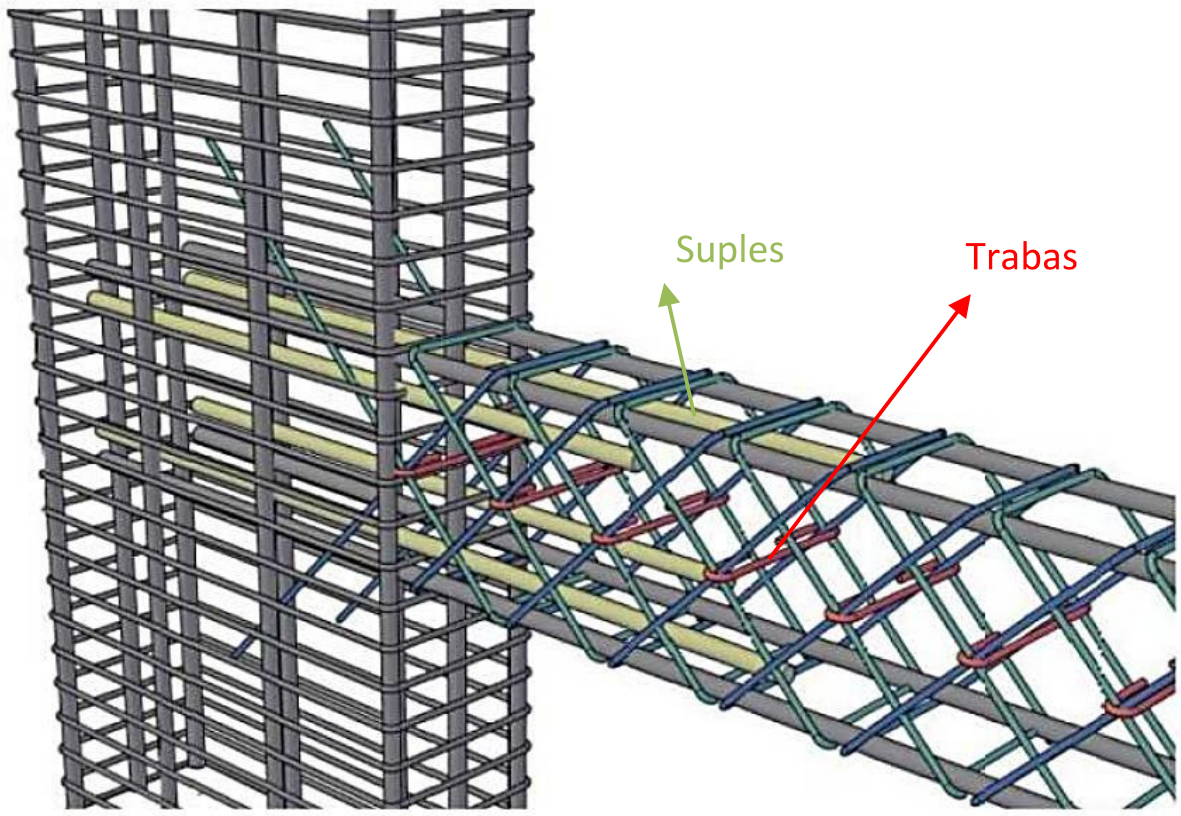


Figura 9: Armadura VC5. Suples largo 12 y 20 [cm] y estribos inclinados en 45° cada 5 [cm], con trabas cerca de los bordes (rojo). (Silva B. 2014)

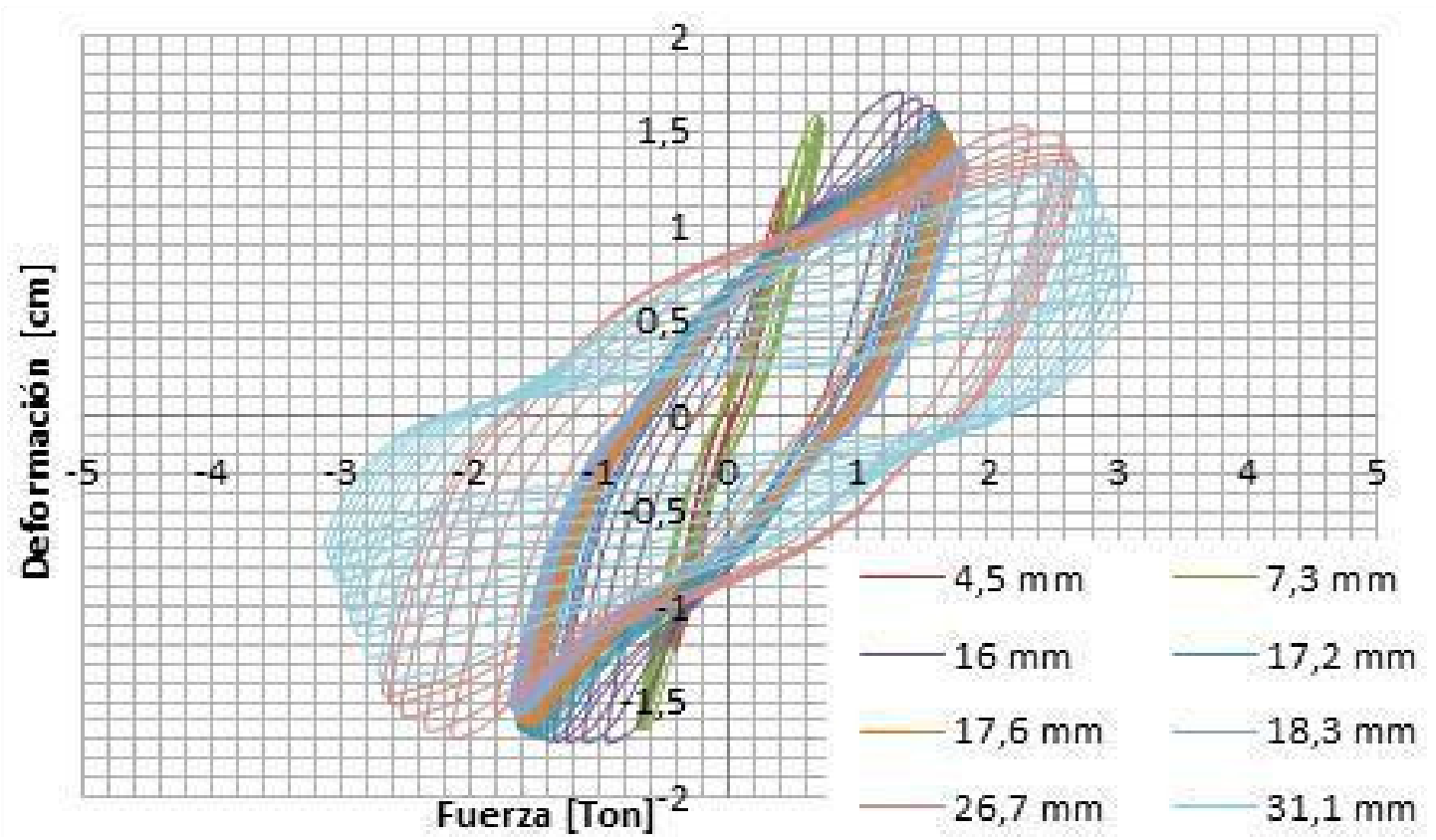
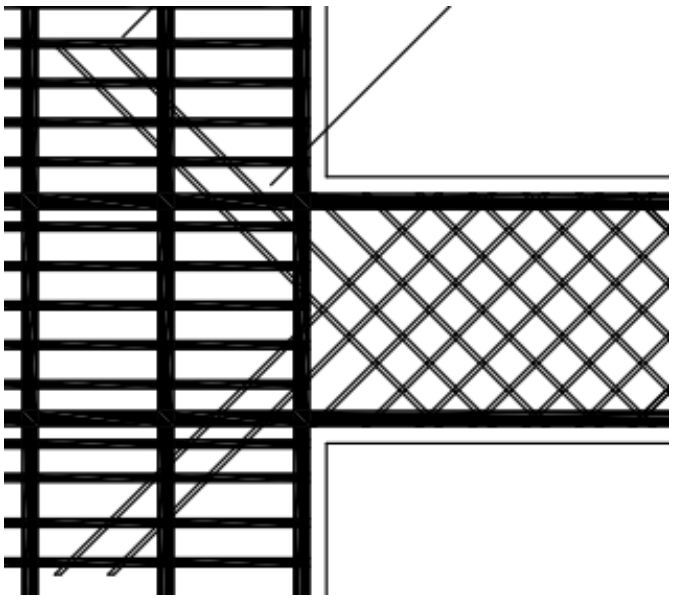


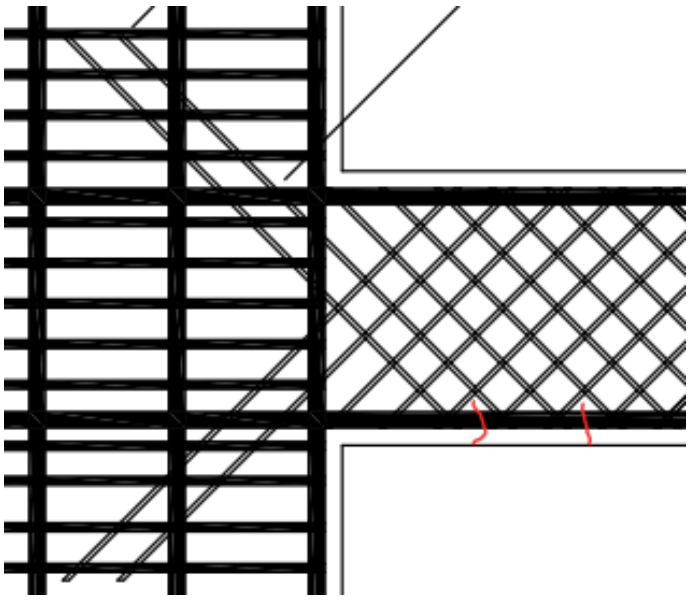
Figura 10: Curva fuerza – deformación ensayo VC5. Aparecen todos los ciclos, tanto estables como intermedios. (Silva B. 2014)

Silva B. (2014) y Pino (2017) determinan la secuencia de falla por compresión diagonal en las probetas (ver **Figura 11**). Dicha secuencia comienza con la aparición de grietas de flexión, tanto para momentos positivos como negativos (ver **Figura 11b** y **Figura 11c**). Posteriormente, se originan las grietas de corte que siguen paralelas a los estribos (ver **Figura 11d** y **Figura 11e**).

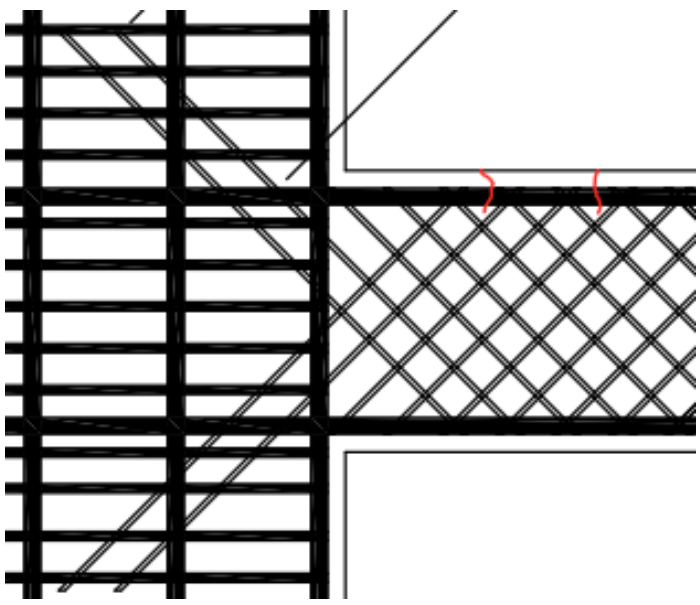
Con la utilización de refuerzo transversal convencional, la propagación de grietas ocasiona desprendimiento del hormigón en trozos que escapan entre los estribos y conllevan una rápida pérdida de resistencia. En cambio, con los estribos inclinados, se retiene la fragmentación del hormigón debido a esta secuencia de agrietamiento, retardando el vaciamiento y consiguiente falla del espécimen. A continuación, se presentan los esquemas de la secuencia observada por Silva B. (2014).



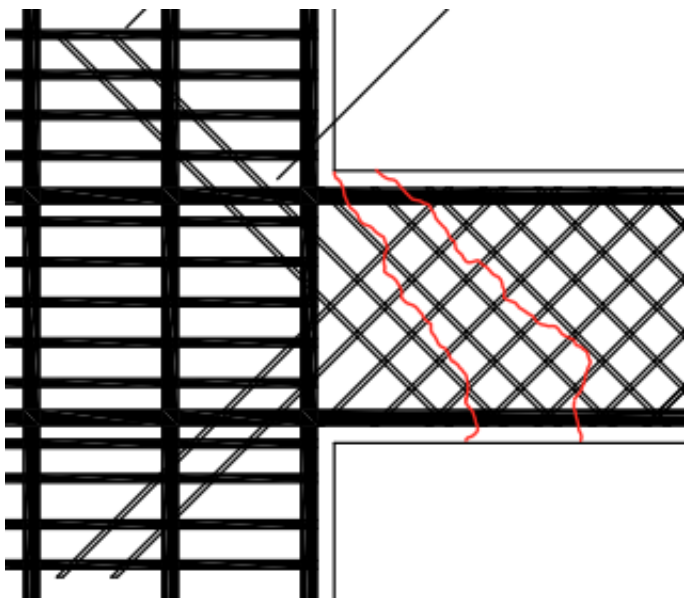
a) Viga en estado de reposo



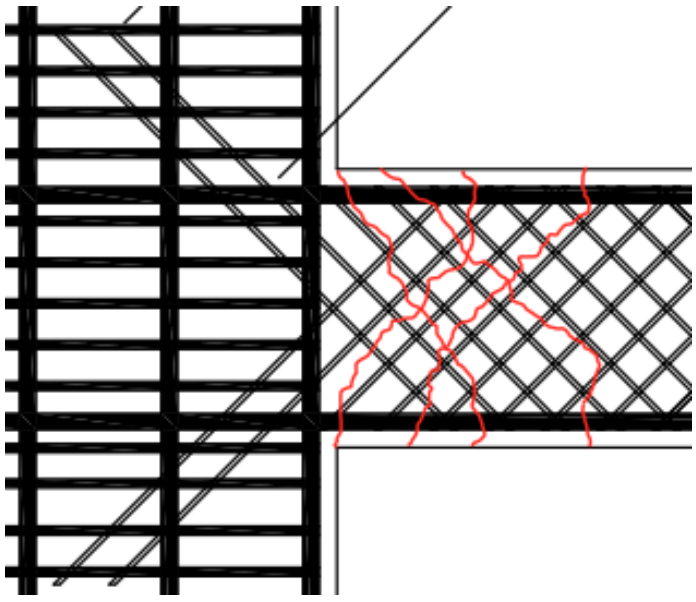
b) Agrietamiento por flexión positiva



c) Agrietamiento por flexión negativa



d) Agrietamiento por corte, viga bajo momento positivo



e) Agrietamiento por corte, viga bajo momento negativo

Figura 11: Formación de la falla por compresión diagonal observadas por Silva B. (2014) – Aparición de grietas en rojo

2.5.2 Efecto del espaciamiento entre las armaduras transversales inclinadas

Pino (2017) llevó a cabo ensayos en probetas con estribos inclinados a 45°, utilizando diferentes espaciamientos para analizar la influencia de esta variable en la resistencia de las estructuras (ver **Figura 12** y **Figura 14**). Se emplearon probetas con estribos inclinados separados por 5 [cm] y 10 [cm].

Durante los ensayos, se observó que las barras longitudinales en las probetas con estribos separados por 5 [cm] empezaron a pandearse y cortarse a medida que se alcanzaban ciclos con amplitudes de desplazamiento cercanas a los 33 [mm] (ver **Figura 13**). Por otro lado, en las probetas con estribos inclinados separados por 10 [cm], el recubrimiento se perdió rápidamente al superar los 8 [mm] (ver **Figura 15**), lo que favoreció el pandeo prematuro de las barras longitudinales. Estas barras finalmente se fracturaron al llegar a los 33 [mm] de desplazamiento, lo que evidencia el efecto del espaciamiento entre estribos en la capacidad de resistencia. (Rojas S., 2022).

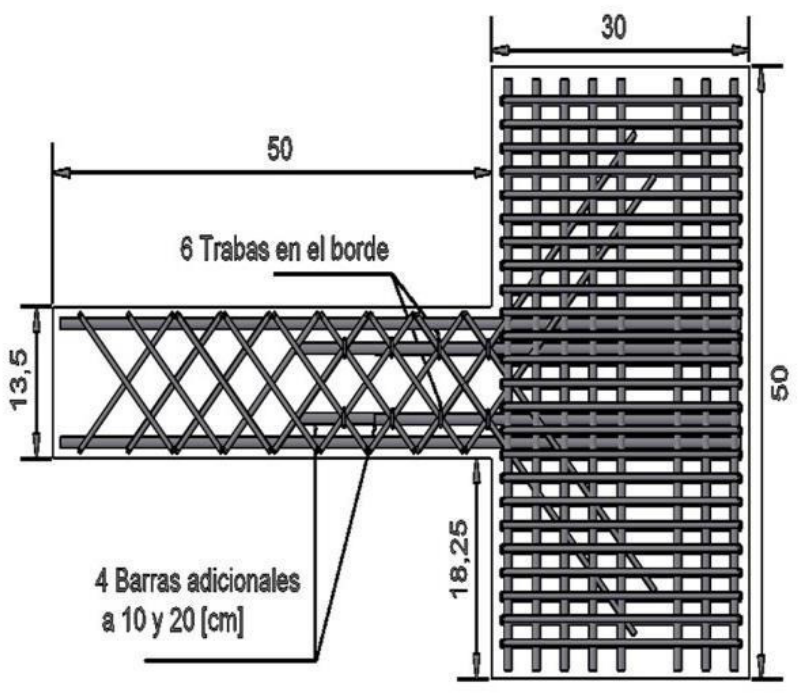


Figura 12: Armadura probetas VCP2, CP2 y CP3 vista frontal, distancias en centímetros, distancias en centímetros. (Pino 2017)

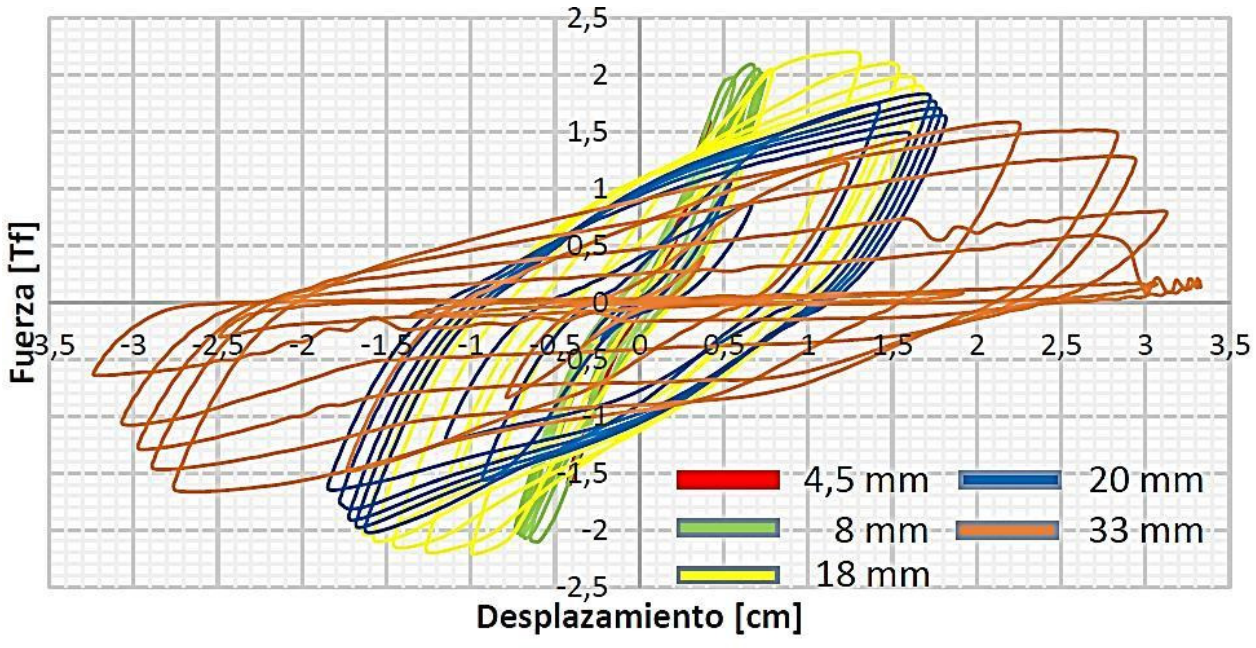


Figura 13: Curva fuerza – desplazamiento para el ensayo VCP2. (Pino 2017)

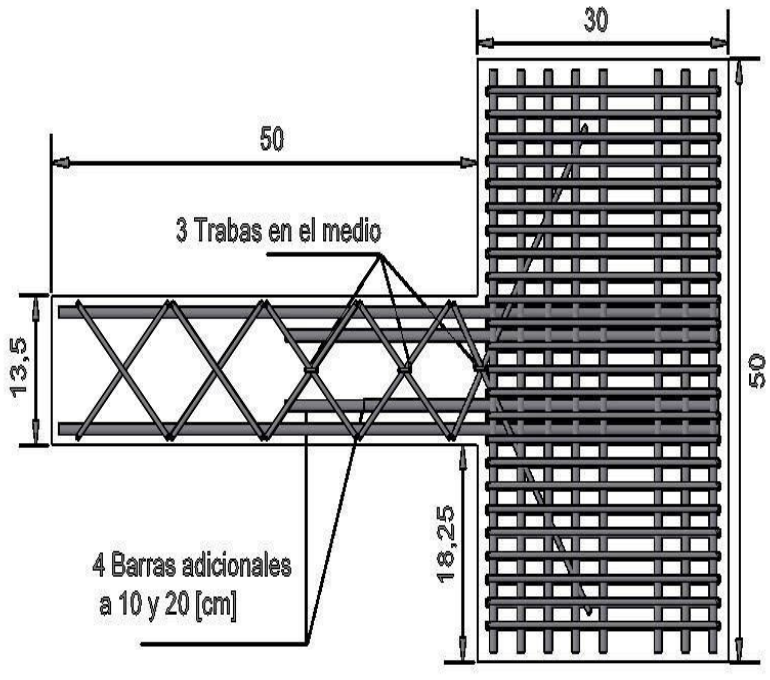


Figura 14: Armadura probeta CP4 vista frontal, distancias en centímetros. (Pino 2017)

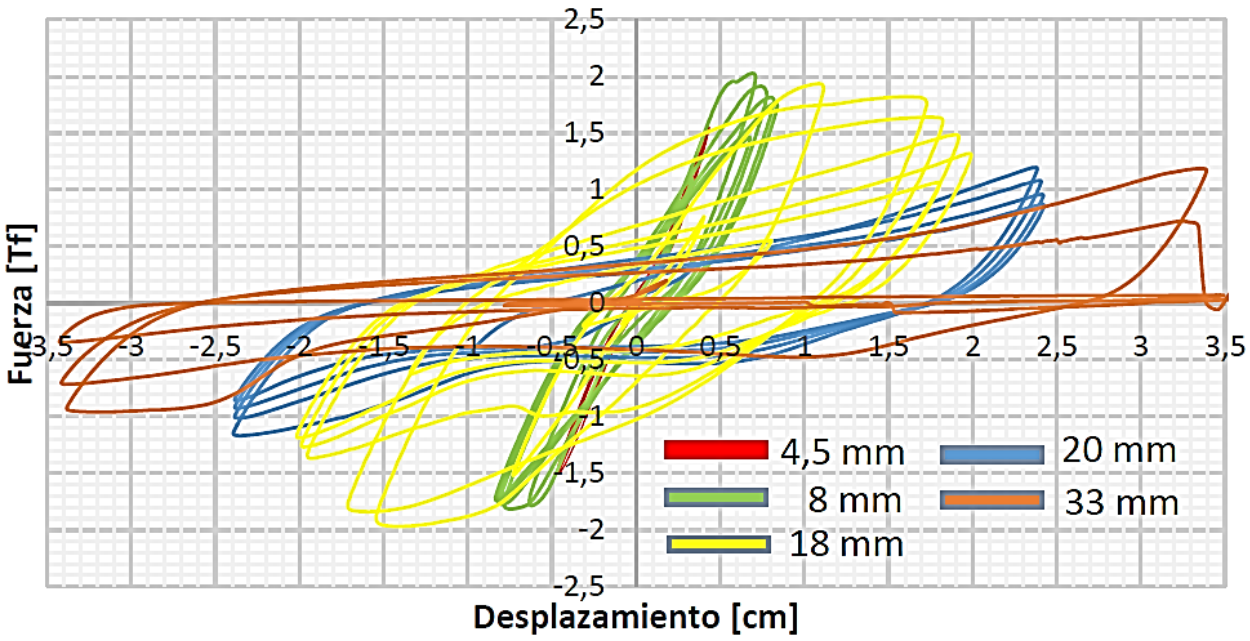
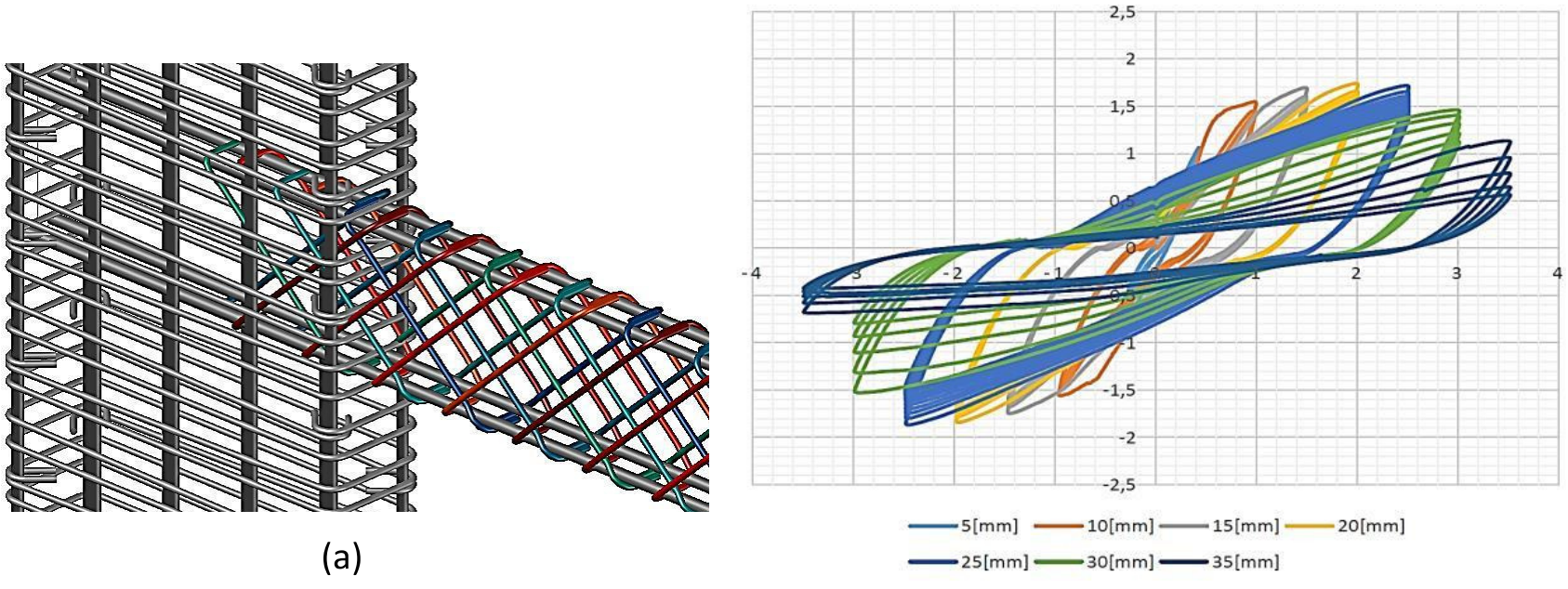


Figura 15: Curva fuerza – desplazamiento para el ensayo CP4. (Pino 2017)

2.5.3 Fallas características en vigas con armadura transversal inclinada

Matson (2018) propuso reducir la separación de los estribos en la zona crítica a 2.5 [cm] con el objetivo de controlar el pandeo en las barras longitudinales, como se muestra en la **Figura 16a** y se indica en la curva de la **Figura 16b**. Sin embargo, durante los ensayos realizados se observó que, aunque la reducción en la separación entre estribos disminuyó el pandeo, las barras de refuerzo longitudinal encontraron otras formas de deformarse, pandear y finalmente fracturarse.

Estos resultados indican que la separación de estribos recomendada por el ACI318-14, correspondiente a cuatro veces el diámetro de la barra longitudinal, no garantiza la prevención del pandeo (Rojas S., 2022). Por lo tanto, es necesario continuar explorando otras alternativas para evitar el pandeo en las barras de refuerzo longitudinal.



(a)

(b)

Figura 16: Armadura E1 - (a) Armadura transversal inclinada a 45° y 135°; (b) Pandeo del refuerzo longitudinal, perdida de resistencia. (Matson 2018)

2.5.4 Deformación crítica por pandeo y fatiga de bajo ciclaje

Rojas R. (2022) realizó un estudio enfocado en investigar las propiedades resistentes de las barras de refuerzo longitudinal utilizadas en el presente trabajo, del cual encontró que la causa del corte de las barras se debía a una deformación unitaria crítica excedida debido al pandeo definida por Backley y Kowalsky (2019). Los cuales dicen que cuando se excede esta deformación en compresión, la barra se corta en el medio ciclo siguiente de tracción, aún para un valor de fuerza moderada. En la **Figura 17** se muestra el resultado obtenido por Rojas R. (2022) para dos tipos de barras como las usadas de armadura principal de viga en esta memoria.

En el estudio de Rojas R. (2022) se consideran barras de los fabricantes de acero AZA, CAP y ACMA. Los aceros AZA y CAP mostraron deformaciones unitarias críticas por flexión prácticamente iguales. En la prueba de fatiga de bajo ciclaje, el acero CAP mostró resultados sorprendentemente buenos, a pesar de ser menos dúctil que el acero AZA.

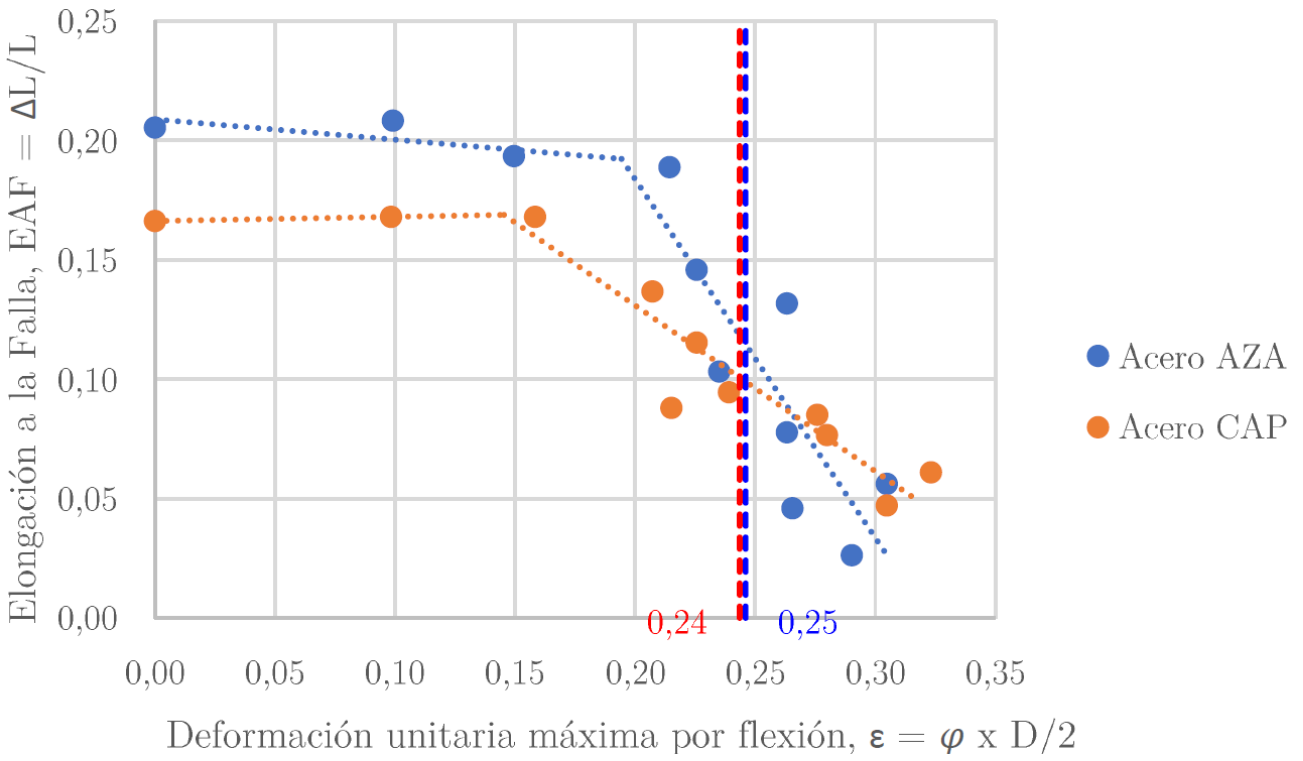


Figura 17: Deformaciones unitarias críticas de barras de acero AZA y CAP según ensayo BBT. (Rojas R. 2022)

Capítulo 3

Fabricación de especímenes

3.1 Análisis de propuesta para prevenir la fractura del refuerzo longitudinal

La propuesta en esta investigación consiste en conectar de manera cruzada una armadura adicional de menor diámetro al refuerzo longitudinal en la zona de la rótula plástica de la viga, tanto en la parte superior como en la inferior, de manera similar a los arriostramientos de techo presentes en los puentes con enrejados (ver **Figura 18c**). El objetivo de esta solución es restringir los desplazamientos de las barras que llevan al pandeo. En base a los ensayos realizados por memoristas anteriores, se busca restringir el pandeo en cualquier dirección, como se observa en las **Figura 20**, **Figura 21**, **Figura 22**, **Figura 23** y **Figura 24**.

Esta propuesta es análoga a un enrejado de un puente, ya que se busca minimizar la deformación como se muestra en la **Figura 18a**, y reducir los esfuerzos de compresión y tracción generados por las demandas sísmicas, los cuales son provocados por momentos flectores debido a la solicitación (ver **Figura 19**). Cabe destacar que, en la **Figura 18a**, la deformación del refuerzo superior está restringida por los refuerzos cruzados. Sin embargo, sin los arriostramiento de techo (ver **Figura 18b**), no habría restricción alguna para que los refuerzos superiores se deformen en su plano.

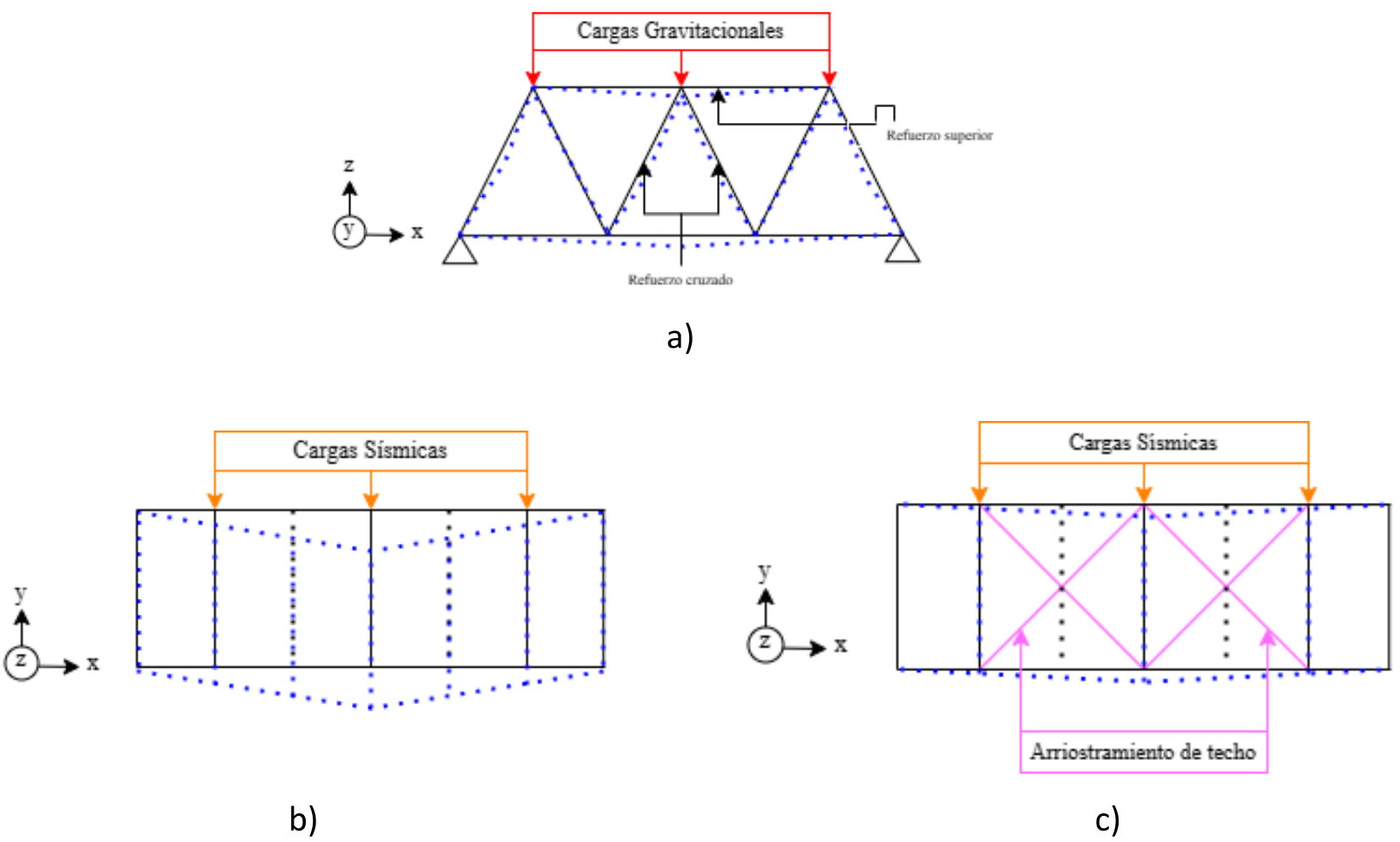


Figura 18: a) Deformada de un enrejado en elevación; b) Vista en planta de deformada del enrejado sin arriostramiento de techo; c) Vista en planta de deformada del enrejado con arriostramiento de techo

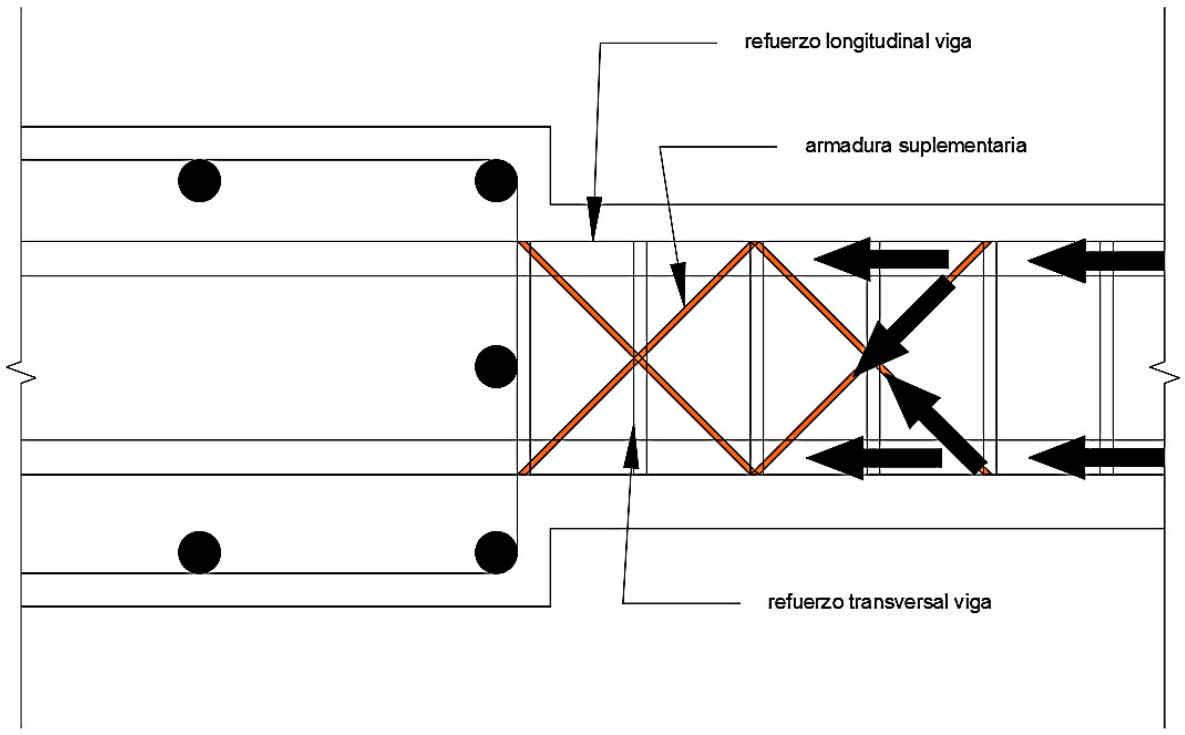


Figura 19: Distribución de esfuerzos axiales en la armadura vista en planta

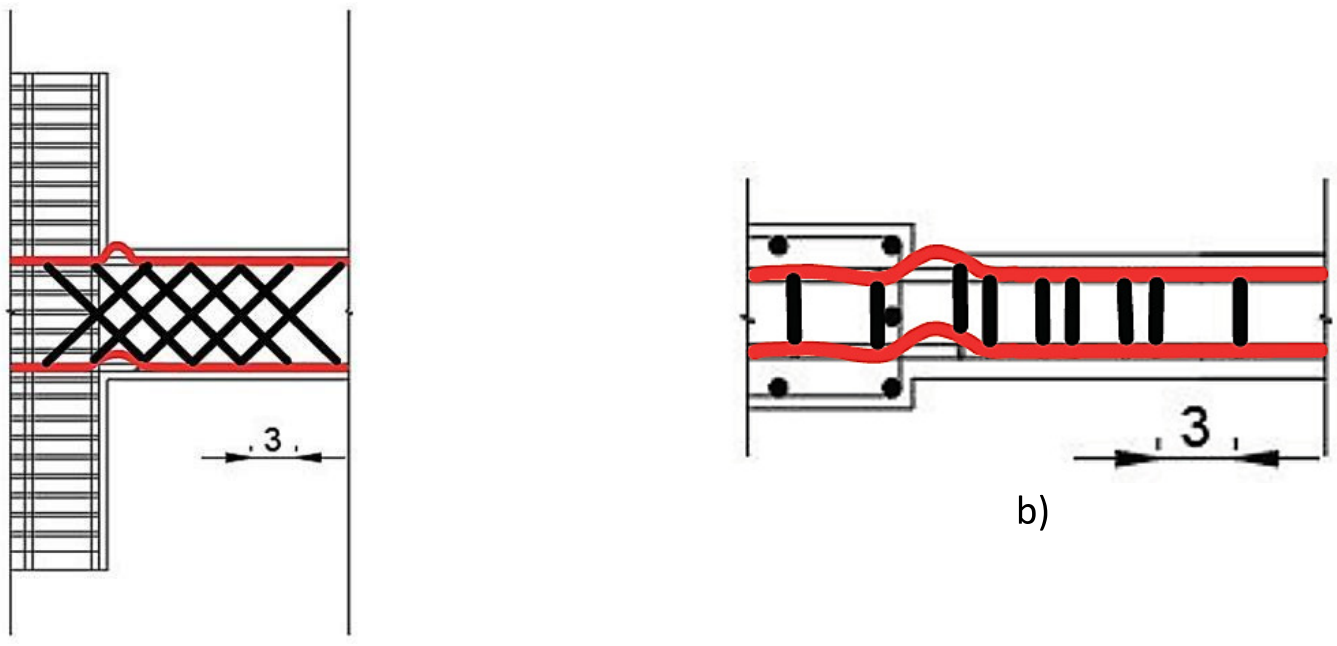


Figura 20: Tipo de pandeo N°1 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta

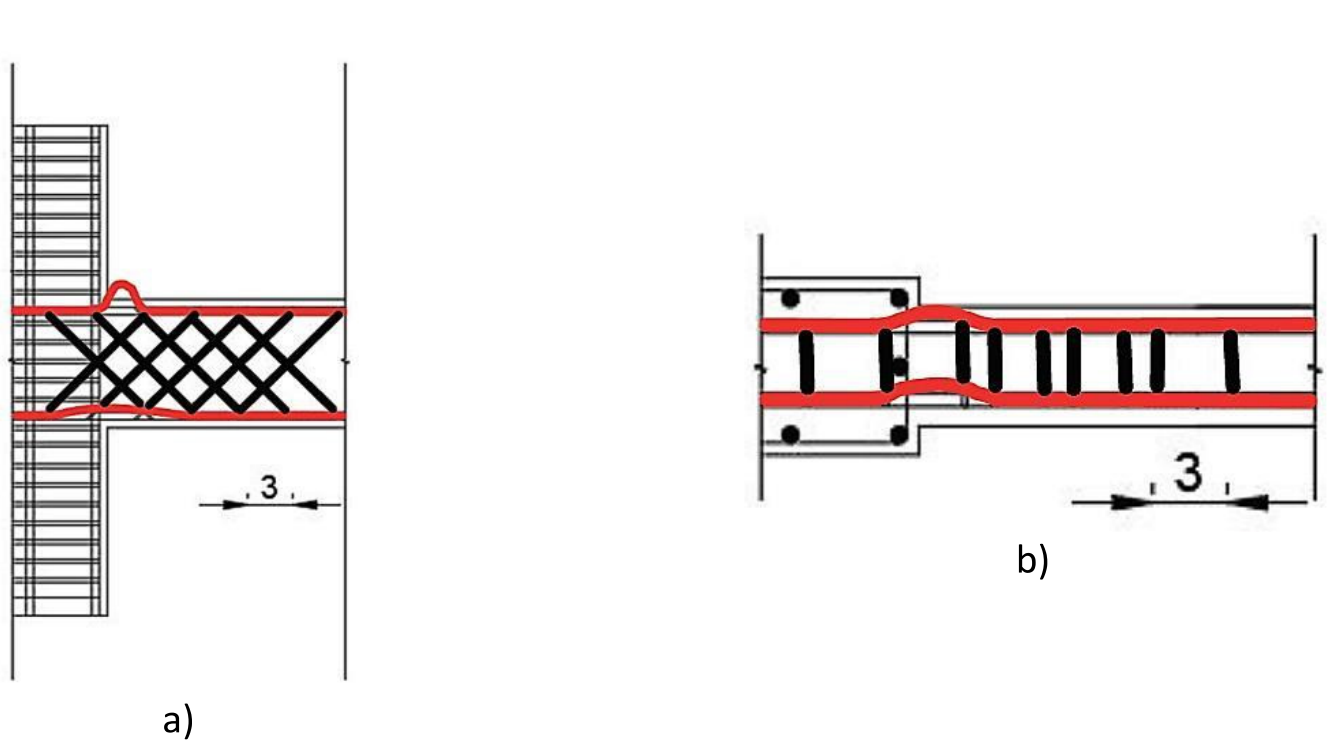


Figura 21: Tipo de pandeo N°2 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta

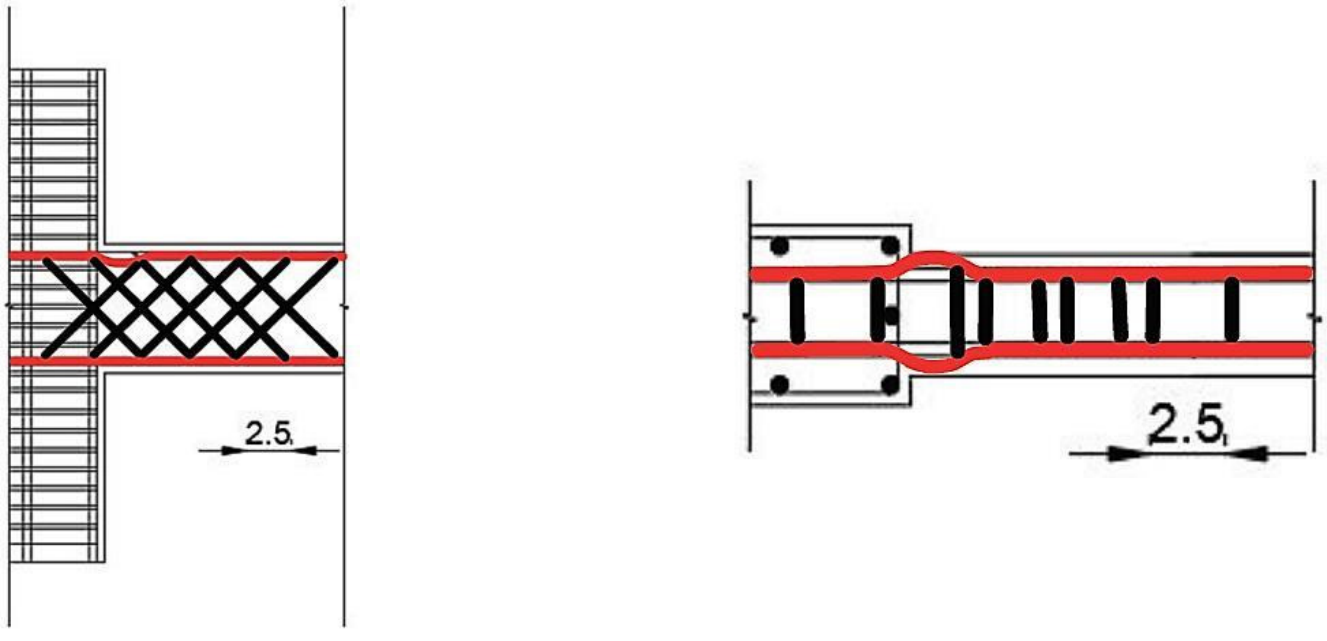


Figura 22: Tipo de pandeo N°3 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta

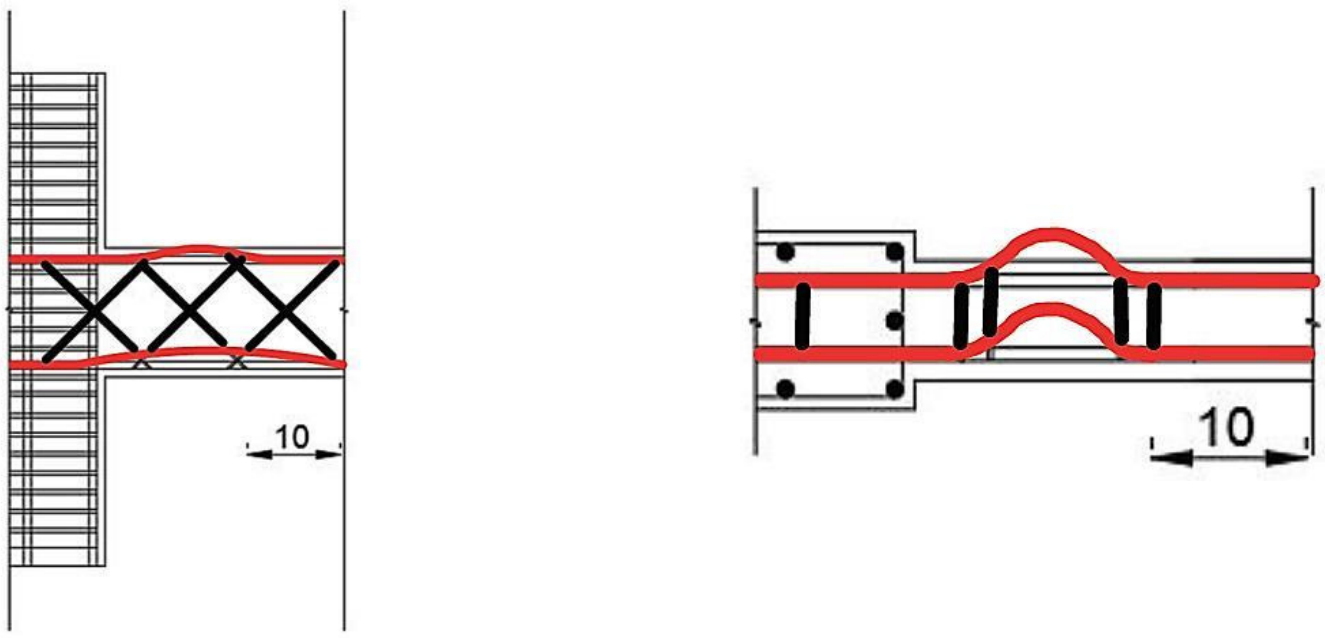


Figura 23: Tipo de pandeo N°4 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta

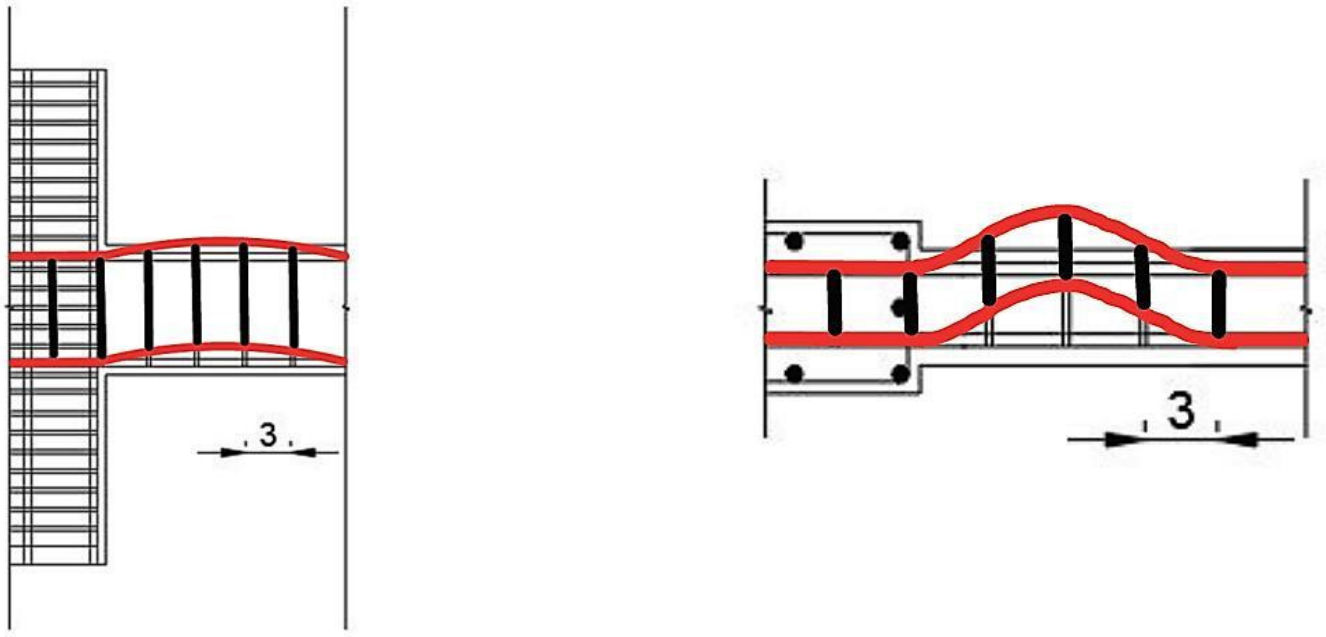


Figura 24: Tipo de pandeo N°5 – a) Vista en elevación; b) Vista en planta

3.2 Geometría y materiales de los especímenes

En colaboración con el memorista asociado Reyes (2023), se construyeron cuatro especímenes exactamente iguales a escala próxima al real, siguiendo las normas y disposiciones de diseño establecidas en el ACI318-14. Estas construcciones se realizaron en base a estudios previos con el propósito de realizar comparaciones. Las dimensiones utilizadas en dichos estudios son las siguientes:

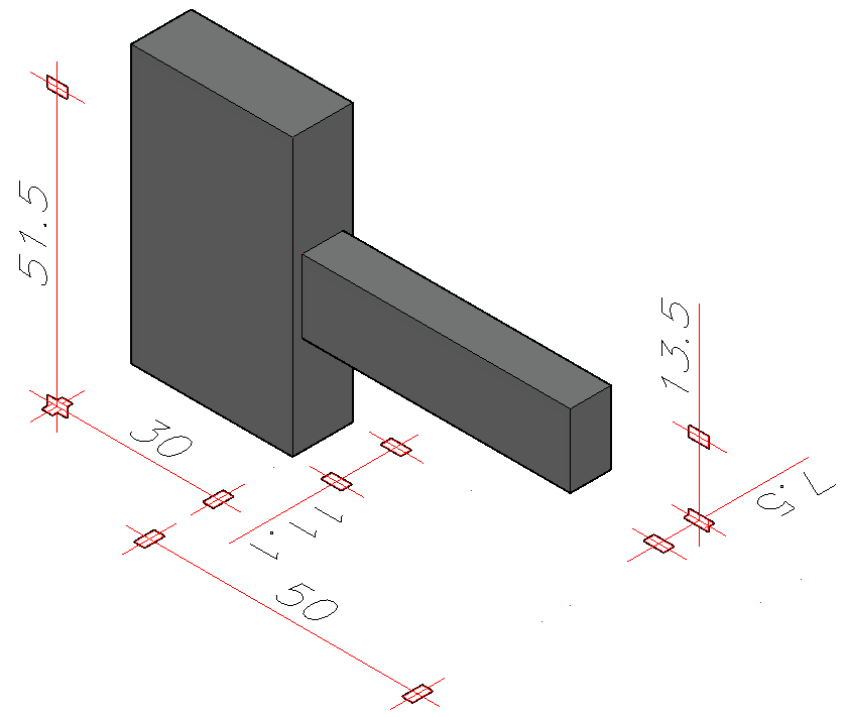


Figura 25: Geometría de los especímenes, medidas en centímetros

3.2.1 Características de los materiales

3.2.1.1 Hormigón

Para determinar la resistencia cilíndrica del hormigón en cada probeta, se siguieron las indicaciones establecidas en la norma NCh 1037. Las resistencias se obtuvieron posterior a los ensayos cíclicos. En la siguiente tabla se registran los valores promedios de las resistencias cilíndricas:

Tabla 1: Resistencias de probetas cilíndricas a compresión

Espécimen	f'_c [kg/cm^2]
GJ1	429
GJ2	404
GJ3	404
GJ4	429

3.2.1.2 Acero

A continuación, se presentan las propiedades del acero de refuerzo utilizados en las probetas, tanto para las vigas como para las columnas.

Tabla 2: Características acero en columnas

Refuerzo	Calidad	Diámetro [mm]
Longitudinal	A630 - 420H	8
Transversal	AT56 - 50H	4.2

Tabla 3: Características acero en vigas

Refuerzo	Calidad	Diámetro [mm]
Longitudinal	A630 - 420H	8
Transversal	Acero Inoxidable	3.2
Suplementario	Acero Galvanizado	2

La curva característica de los ensayos a tracción directa ejecutados en el laboratorio sobre las barras longitudinales se presenta en la **Figura 26**, obtenidas con una máquina MTS 810. En dicha figura se determina el esfuerzo de fluencia (F_y) convencional con una deformación remanente de 0.002 según la NCh 204. La deformación se logró medir con un transductor MTS con una largo inicial de 10 [cm] según la **Figura 27**.

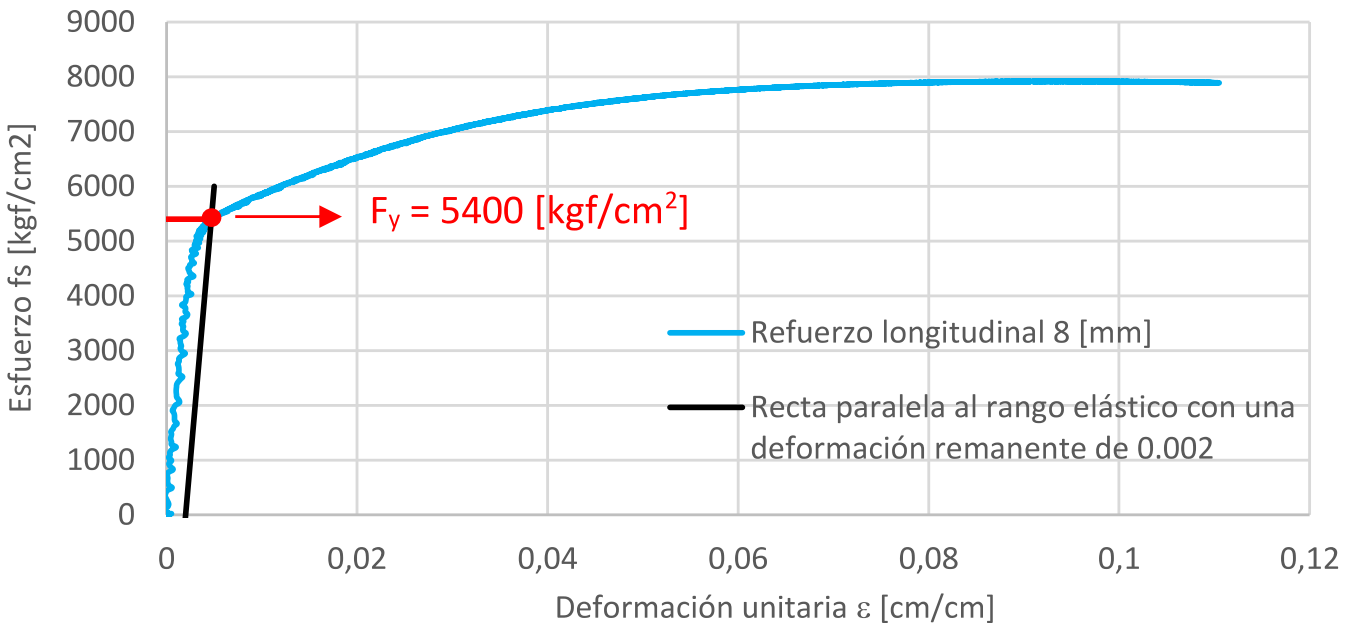


Figura 26: Curvas esfuerzo v/s deformación para las barras longitudinales CAP A630-420H

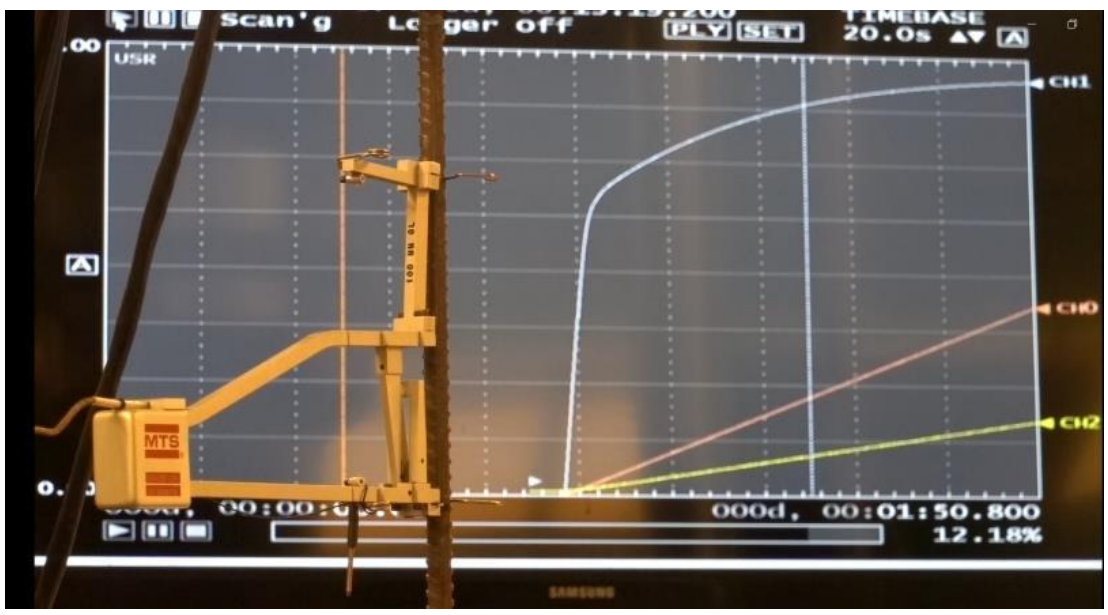


Figura 27: Ensayo de tracción para barras CAP A630-420H de diámetro 8 [mm]

Para los estribos inclinados se obtuvo la curva de la **Figura 28**, donde la deformación se obtuvo con el transductor interno de la máquina MTS. En cuanto al refuerzo suplementario, no se pudo obtener un gráfico de comportamiento como los de las otras barras, sin embargo, sí se logró ensayar y alcanzó a resistir un total de 450 [kgf] aproximadamente.

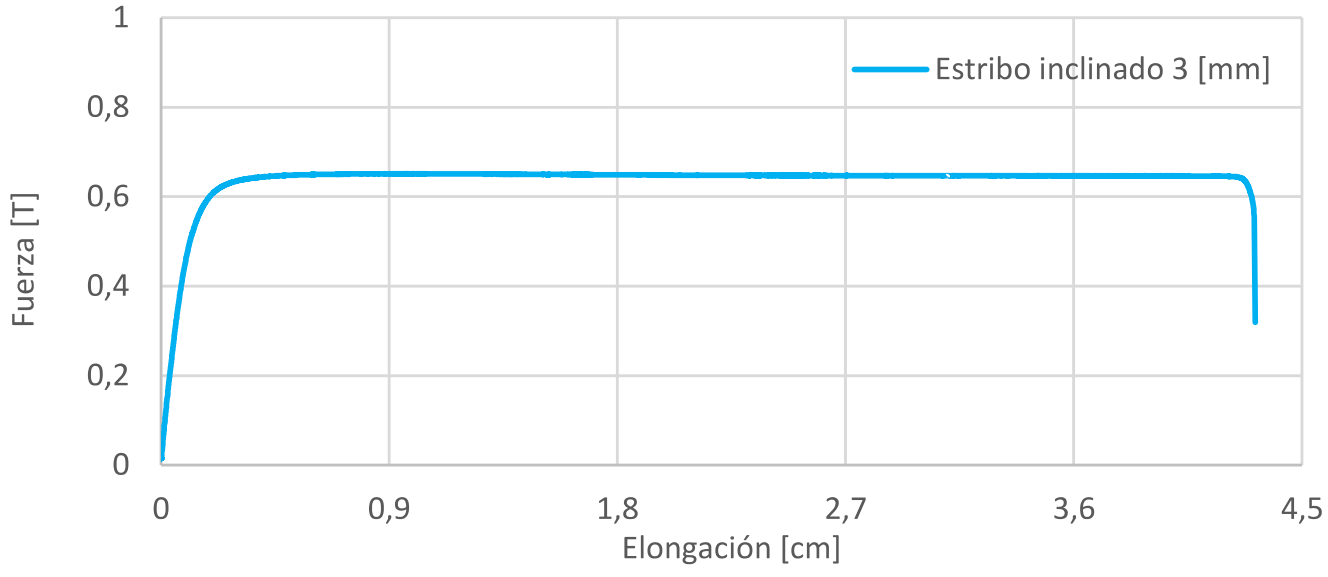


Figura 28: Curvas fuerza v/s elongación para los estribos inclinados

3.2.2 Especificaciones para la columna

Seguidamente, se proporcionarán detalles sobre la confección de la armadura para las columnas:

- Las dimensiones de la columna se encuentran especificadas en la **Figura 25**.
- Para el refuerzo longitudinal, se consideró una cuantía correspondiente a 12ϕ8.
- El acero utilizado tanto para el refuerzo longitudinal como para el transversal se encuentra detallado en la **Tabla 2**.
- Para el refuerzo transversal, se consideró una cuantía de Eϕ4.2@2. Dichos estribos son estriados con un gancho sísmico en 90°.
- En la zona central de la columna (ver **Figura 30**), se colocaron estribos abiertos y trabas, de acuerdo con la normativa ACI318-14, para facilitar la colocación de la viga y lograr un anclaje adecuado. Estos detalles se muestran en la **Figura 29**.

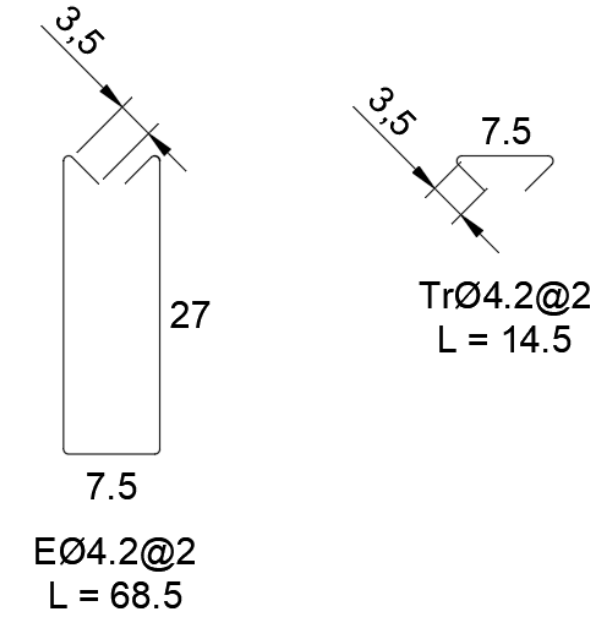


Figura 29: Estribos de columnas en zona de central para el anclaje de vigas, medidas en centímetros

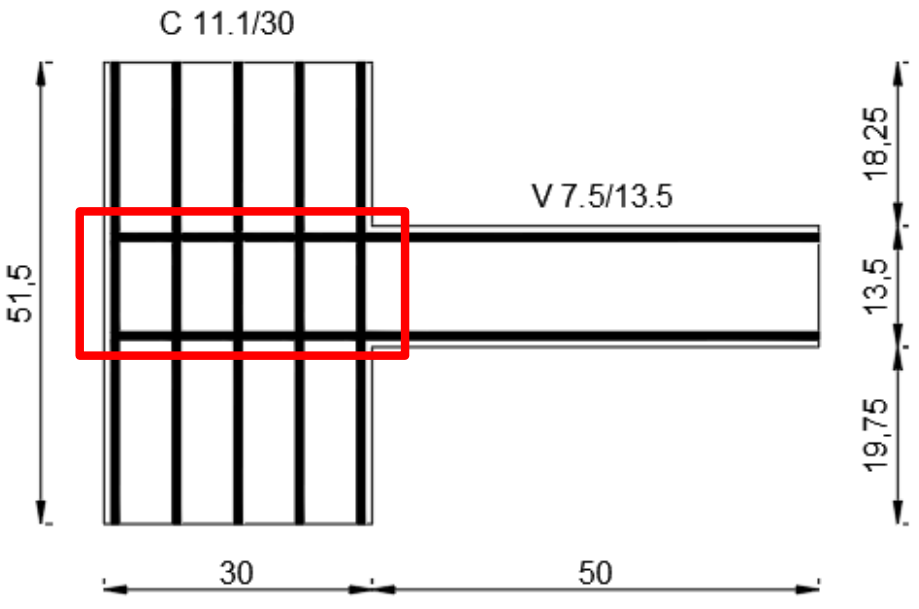


Figura 30: Zona para instalar estribos y trabas según Figura 29, medidas en centímetros

- Con todas estas especificaciones, se presenta a continuación el detallamiento para las columnas:

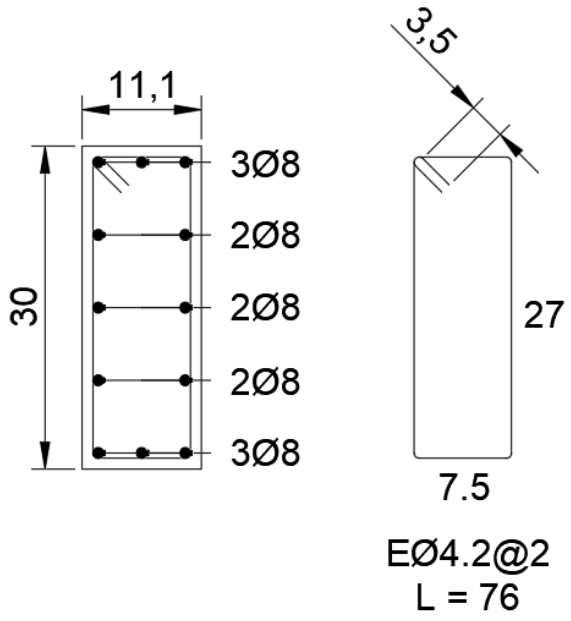


Figura 31: Plano de sección transversal para la columna, medidas en centímetros

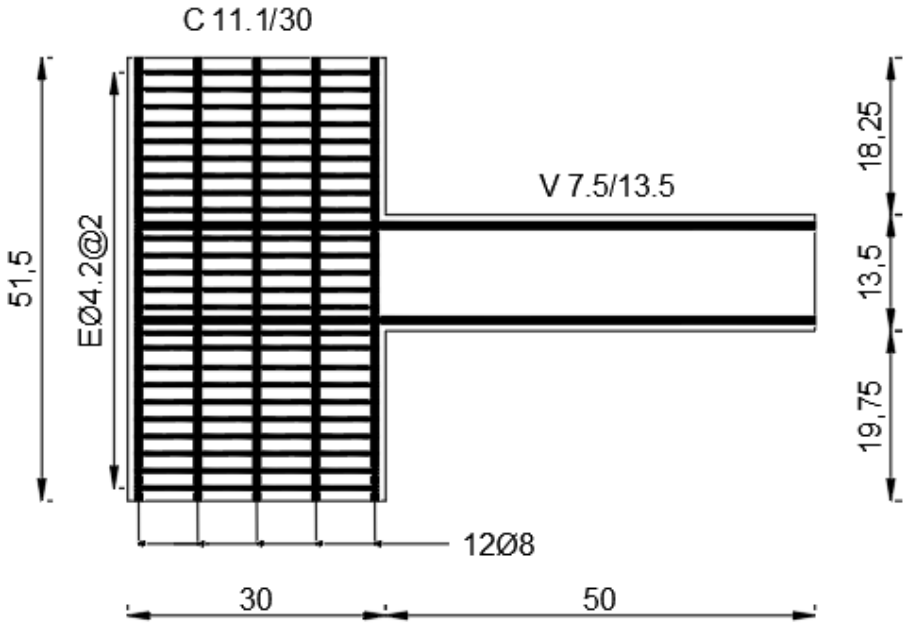
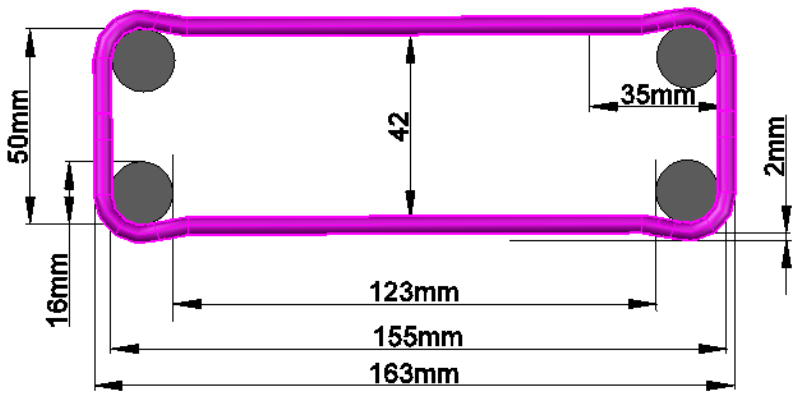


Figura 32: Plano de elevación para columna, medidas en centímetros

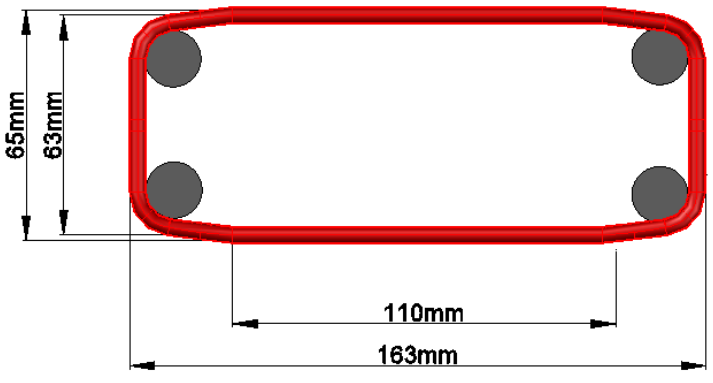
3.2.3 Especificaciones para la viga

Posteriormente, se proporcionan detalles sobre la confección de la armadura para las vigas:

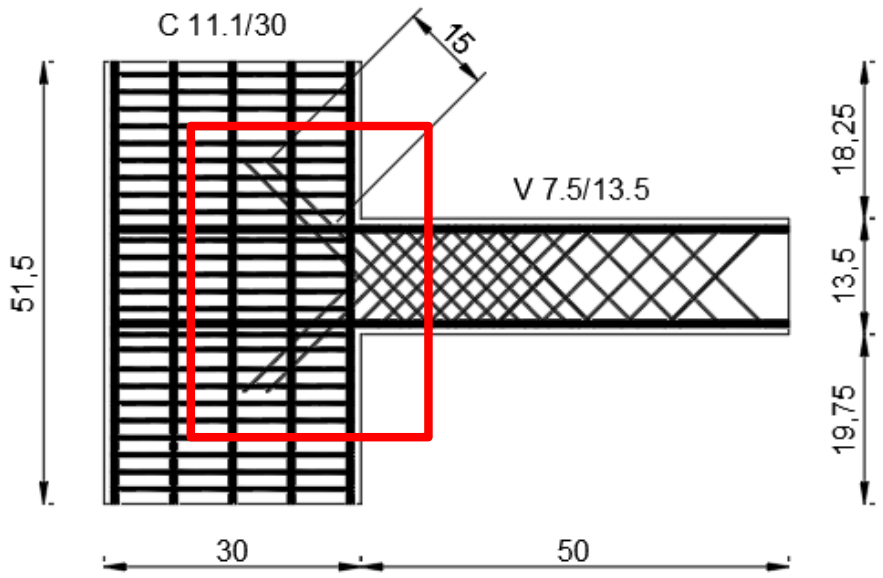
- Las dimensiones de la viga están estipuladas en la **Figura 25**.
- El acero utilizado tanto para refuerzo longitudinal como transversal se encuentra detallado en la **Tabla 3**.
- Para el refuerzo longitudinal, se consideró una cuantía correspondiente a 4ϕ8.
- Para el refuerzo transversal, se consideró una cuantía de Eϕ3.2@2.7 en la zona de confinada y Eϕ3.2@5 en la zona no confinada. Todos los refuerzos transversales de la viga se dispusieron de forma inclinada a 45° y 135°, con un traslapo soldado.
- El anclaje del refuerzo transversal se extendió desde la viga hasta la columna, con una longitud de aproximadamente 15 [cm] según la **Figura 33**.



a)



b)

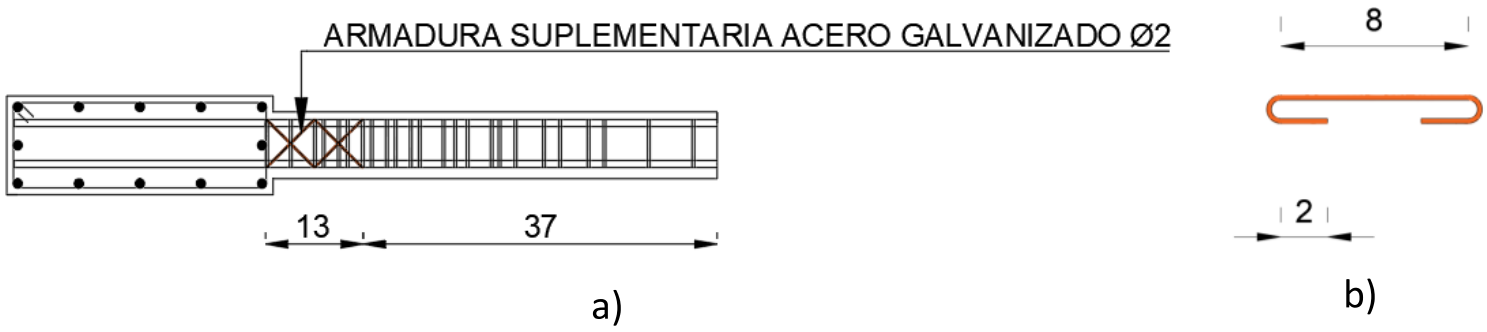


c)

Figura 33: a) Dimensiones estribo inclinado delgado; b) Dimensiones estribo inclinado grueso (Figueroa, 2019); c) Zona de anclaje del refuerzo transversal hacia la columna, medidas en centímetros

- Los estribos Eϕ3.2@2.7 se dispusieron de manera que abarcaran una distancia aproximada de 15 [cm], correspondiente a la zona de rótula plástica o zona confinada.

- La armadura suplementaria se instaló en la zona de rótula plástica, con una longitud de 13 [cm] desde el comienzo de la columna. Las dimensiones se detallan en las siguientes figuras:



a) b)

Figura 34: a) Vista en planta de instalación de armadura suplementaria; b) Detalle de armadura suplementaria, medidas en centímetros

- Con todas estas especificaciones, se presenta a continuación el detallamiento para las vigas:

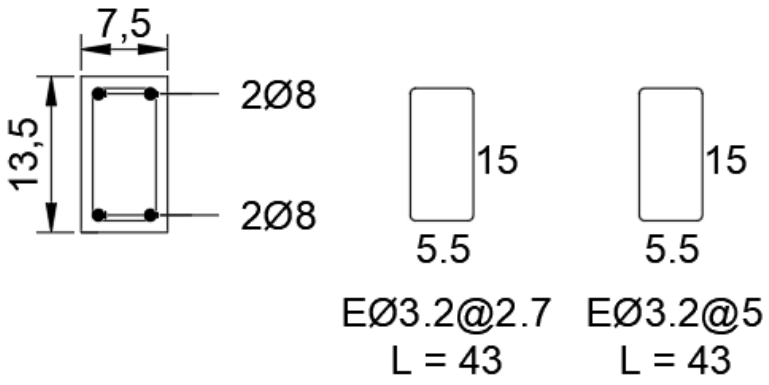


Figura 35: Plano de sección transversal para la viga, medidas en centímetros

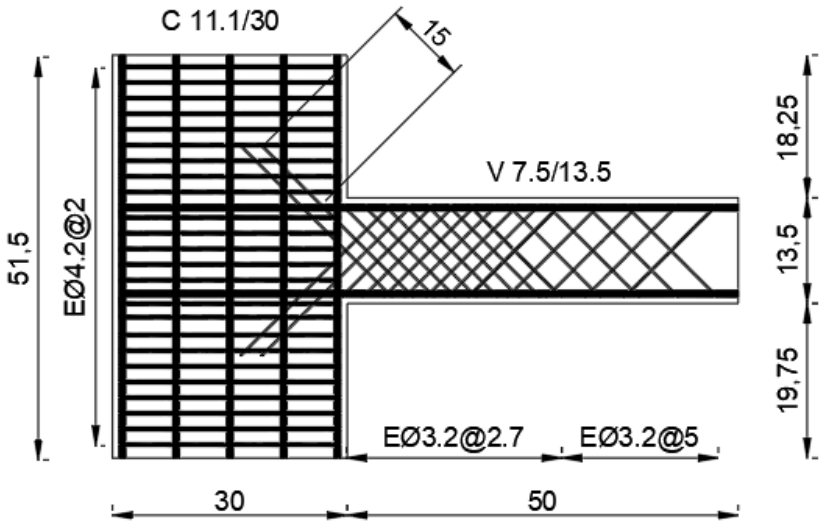


Figura 36: Plano de elevación para viga, medidas en centímetros

3.2.4 Confección de especímenes

La armadura de refuerzo longitudinal utilizada en las vigas de todas las probetas consistió en cuatro barras de 8 [mm] con una clasificación de A630-420H. Por otro lado, el refuerzo transversal se basó en una doble capa de estribos con inclinaciones cercanas a los 45° y 135°, utilizando acero inoxidable AISI 304 de 3.2 [mm]. La separación entre los estribos fue de 2.7 [cm].

3.2.4.1 Armadura de columnas y vigas

Siguiendo las indicaciones descritas en la **Sección 3.2.2** y **Sección 3.2.3**, se detalla el proceso paso a paso para la confección de las armaduras:

- En dos tablas se dibujaron y taladraron cuatro orificios, respetando las dimensiones del refuerzo longitudinal.

- Se colocaron cuatro barras de 8 mm de diámetro con una longitud aproximada de 50 [cm] y 80 [cm] para las columnas y vigas, respectivamente (ver **Figura 87**).

- Posteriormente, se instalaron los refuerzos transversales con los correspondientes amarres uno y tres según se muestra en la **Figura 108**. Para las columnas, inicialmente se omitirán los refuerzos de la parte central (ver **Figura 30**).

- Una vez colocados los refuerzos transversales en las columnas, se procedio a instalar el resto de los refuerzos longitudinales siguiendo la **Figura 31** para completar la cuantía de 12ϕ8 (ver **Figura 89**). En el caso de las vigas, se aseguraró de respetar la separación entre los estribos inclinados.

- Al finalizar la construcción de la viga según las indicaciones de la **Sección 3.2.3**, se procedió a instalar los refuerzos transversales restantes en la zona central de la columna de acuerdo a la **Figura 33c**. Es importante destacar que se colocaron las trabas con un extremo recto para facilitar su instalación, y posteriormente se les dio la forma de traba con un alicate.

Se presentan fotografías que muestran el proceso de confección de las armaduras en el **Capítulo 8 Anexos**.

3.2.5 Instalación de moldajes

En la construcción de los moldajes para las probetas se empleó melamina de enchape blanco de 15 [mm] y 18 [mm] de espesor (MASISA). Para garantizar el recubrimiento adecuado, se utilizaron separadores de rueda tanto en las columnas como en las vigas (ver **Capítulo 8 Anexos**).

Los moldajes se aseguraron utilizando tornillos y escuadras de silla de 2". De esta manera, se mantuvieron las dimensiones requeridas, siguiendo las indicaciones de trabajos previos realizados por otros investigadores. Esto permitió obtener probetas similares para facilitar la comparación con estudios preliminares al momento de llevar a cabo los ensayos y obteniendo las curvas de comportamiento.

Para el desmoldaje de las probetas, se utilizó cinta de embalaje transparente en toda la superficie de la madera. Sin embargo, se determinó que es más efectivo utilizar un desmoldante de madera. Además, se crearon orificios en la parte superior e inferior de las columnas para permitir la conexión de las barras de anclaje mediante pernos hexagonales y tuercas. Esto permitió integrar el sistema de instrumentación del ensayo. Las barras de anclaje utilizadas son de un diámetro de 5/8", como se muestra en **Capítulo 8 Anexos** en las **Figura 96** y **Figura 97**.

3.3 Dosificación y hormigonado de las probetas

En cuanto a la dosificación del hormigón, se siguieron las recomendaciones de investigaciones previas realizadas por Vergara (2014), Pino (2017) y Figueroa (2019). La dosificación se calculó en función del número de probetas y cilindros a ser hormigonados.

Se estableció la fabricación de dos probetas y cuatro cilindros por día de hormigonado, lo que determinó las cantidades necesarias de cada material. Según la disponibilidad en el mercado local, se utilizaron los siguientes productos:

Tabla 4: Descripción de los materiales utilizados

Descripción	Marca	Tipo	Cantidad
Hormigón pre – dosificado	PRESEC Homecrete	H - 20	Saco 25 [kg]
Cemento adicional	Melón	Melón Especial	Saco 25 [kg]
Aditivo	ADISOL	PLASTISOL - R	Tineta plástica 18 [L]

Las especificaciones utilizadas para la dosificación fueron las siguientes:

- Una densidad de hormigón de 2.4 [T/m^3] para realizar los cálculos de volumen.
- Para estimar el porcentaje de cemento en el hormigón pre-dosificado, se empleó una dosificación estándar recomendada por el personal del Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción (LEMCO) (**Tabla 5**).
- De manera similar, se utilizó la dosificación mencionada por el personal del LEMCO para el porcentaje de agua (**Tabla 9**)
- Se incorporó cemento Melón Especial en una proporción de 1.2 [kg] por cada 17 [L] de hormigón PRESEC Homecrete H-20, con el objetivo de alcanzar una calidad de hormigón G-40.
- Se añadió plastificante PLASTIOL-R en una razón de 400 [gr] por cada 100 [Kg] de cemento, como recomendado por el fabricante.
- Se aplicó un factor de seguridad de 1.1 a la dosificación para compensar posibles pérdidas de material.

En las siguientes tablas se presentan los materiales y las dosificaciones utilizadas para la fabricación de dos probetas y cuatro cilindros con el hormigón mencionado anteriormente.

Tabla 5: Dosificación estándar hormigón H-20

Tipo	Peso	
	[kg]	[%]
Cemento	340	15.8
Gravilla	1095	50.9
Arena	715	33.3
Total	**2150**	**100**

Tabla 6: Cubicación unitaria – volumen

Elemento	Volumen		
	[cm^3]	[m^3]	[L]
Columna	17016.3	0.0170	17.0163
Viga	5063	0.0051	5.06
Cilindro	5301	0.0053	5.30
Total	**27380**	**0.02738**	**27.38**

Tabla 7: Cubicación unitaria – peso

Elemento	Peso	
	[T]	[kg]
Columna	0.0408	40.8
Viga	0.0122	12.2
Cilindro	0.0127	12.7
Total	**0.0657**	**65.7**

Tabla 8: Cubicación – peso total

Elemento	Peso Total		
	[T]	[kg]	[L]
Columna (x2)	0.0817	81.68	34.0
Viga (x2)	0.0243	24.30	10.1
Cilindro (x4)	0.0509	50.89	21.2
Total	**0.173**	**172.6**	**71.9**

Tabla 9: Cubicación de otros materiales – peso total

Elemento	Peso Total		
	[T]	[kg]	[L]
Agua	-	-	19.2
Cemento	-	5.08	-
Aditivo	-	0.1295	-

En cuanto al hormigonado de las probetas, este se llevó a cabo bajo la supervisión y asistencia del personal del Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción (LEMCO), siguiendo la normativa NCh 170. Para ello, se utilizó una betonera con una capacidad de 200 [L], una mesa de vibrado y herramientas complementarias (ver **Capítulo 8 Anexos**).

Capítulo 4

Instrumentación del ensayo

4.1 Montaje de los especímenes

Los especímenes seleccionados para el estudio fueron sometidos a ensayos cíclicos en la mesa sísmica del laboratorio de Ingeniería Sismorresistente, ubicado en el Departamento de Obras Civiles. Para aplicar cargas a los especímenes y registrar su respuesta frente a cargas repetidas, se utilizó el actuador MTS-244.

El actuador estuvo dirigido por computadora a través del controlador MTS 407. La fuerza aplicada fue medida mediante una celda de carga MTS ubicada en el cabezal del actuador. Además, los desplazamientos fueron registrados utilizando el LVDT incorporado en el actuador. Toda la información recopilada durante los ensayos fue adquirida mediante un sistema de adquisición de datos. El montaje del ensayo se ilustra en el siguiente diagrama:

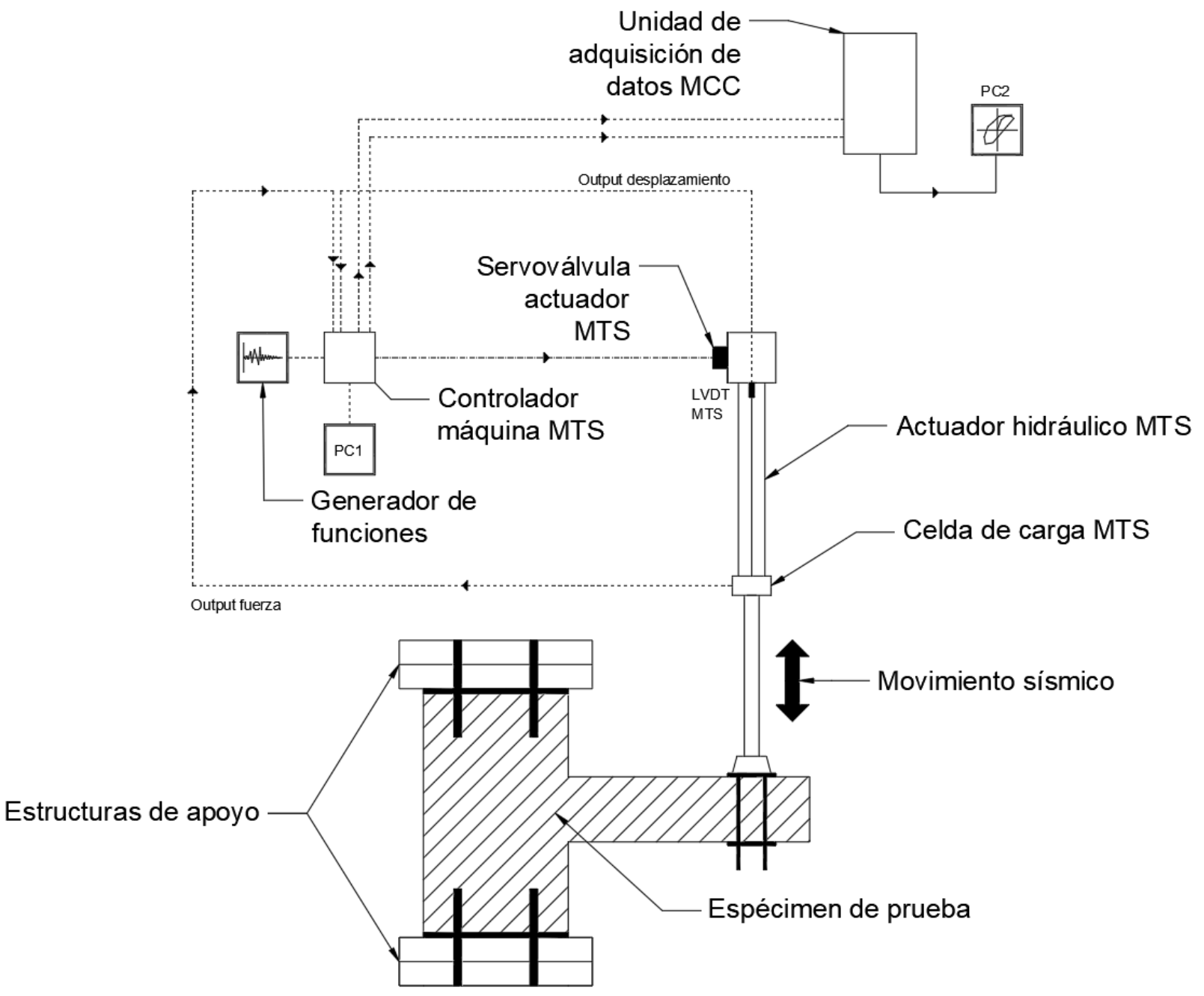


Figura 37: Diagrama unilineal del sistema de ensayo

4.1.1 Montaje del ensayo

- El montaje se realizó primero desconectando del actuador la plataforma de la mesa sísmica, la cual se retiró para dejar espacio a la probeta a ensayar.

- Posteriormente se ancló la probeta por la columna al bloque de fundación apernada a dos piezas metálicas que el bloque tiene para este objeto.

- Como la zapata de apoyo no está conectaba directamente con la columna, fue necesario utilizar un mortero de nivelación, con tal de asegurar la total adherencia entre los apoyos y la probeta.

- Finalmente se conectó el brazo hidráulico del actuador al extremo de la probeta por medio de placas perforadas y pernos de fijación, aproximadamente a 40 [cm] del nudo. Asegurándose que el eje central del espécimen este paralelo al del actuador mediante un láser de nivelación.

- Mediante el actuador MTS-244 se confirió carga a la probeta aplicándose desplazamientos a distinta amplitud, registrando los eventos asociados a la respuesta del espécimen frente a las cargas repetidas.

- Se instaló un carro deslizante en el extremo de la viga, para mantener ésta en la misma altura durante el ensayo

En el **Capítulo 8 Anexos** se detallan las piezas para montar los especímenes en la mesa sísmica.

4.2 Protocolo de carga

Los programas de cargas o historias de desplazamientos que se utilizaron en esta investigación están basados, en primera instancia por la normativa ACI-374, la cual presenta un patrón de carga estándar, dicho protocolo fue aplicado a las probetas GJ1 y GJ2 (**Figura 38**). Por otro lado, se incorporaron ciclos intermedios de deterioro o degradación según lo estipulado por Krawinkler (2009), con el objetivo de comprobar la incidencia del programa de carga en los resultados obtenidos en los ensayos. Éstos últimos protocolos de carga fueron aplicados a las probetas GJ3 y GJ4 (ver **Figura 40**).

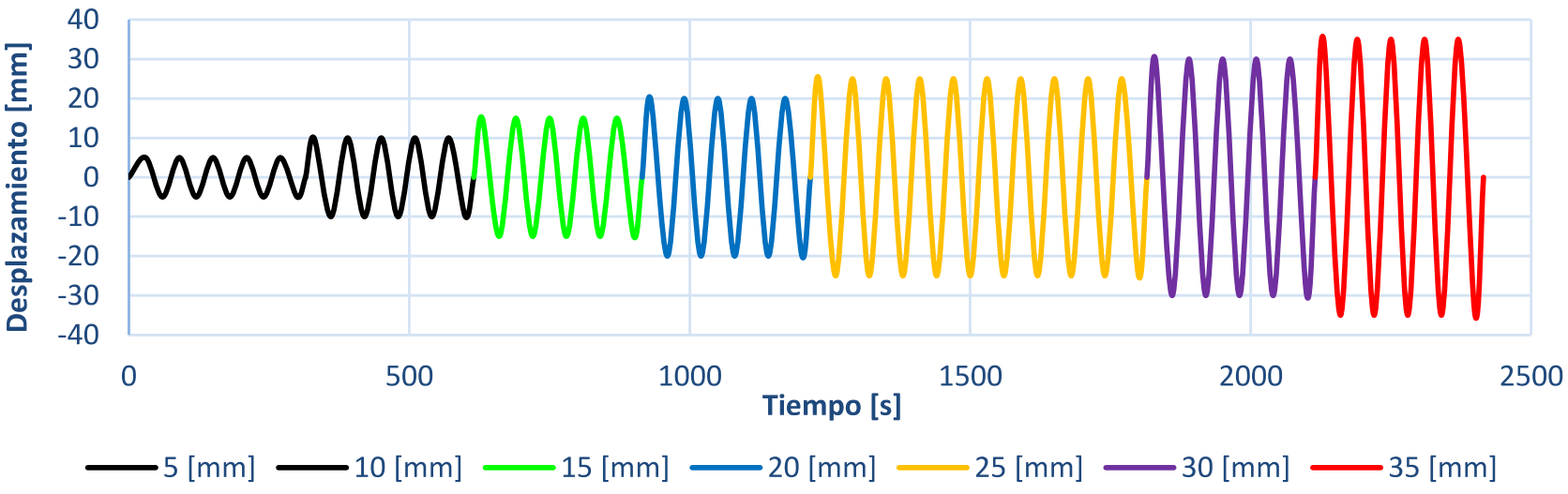


Figura 38: Historia de desplazamiento en ensayo cíclico – Especímenes GJ1 y GJ2

En cuanto a las historias de desplazamientos incorporando ciclos intermedios, se hacen dos propuestas para los especímenes GJ3 y GJ4, detallados en la **Figura 40**. Estas propuestas consisten en empezar con series de cinco ciclos de igual amplitud (5, 10 y 15 [mm]), los cuales se irán incrementando hasta alcanzar la fluencia teórica de la viga (Bazáez 2012). Posteriormente se prosigue con los ciclos de estabilización (estabiliza la respuesta del elemento) y degradación (degrada la resistencia y rigidez del elemento) según como se visualiza en la siguiente figura:

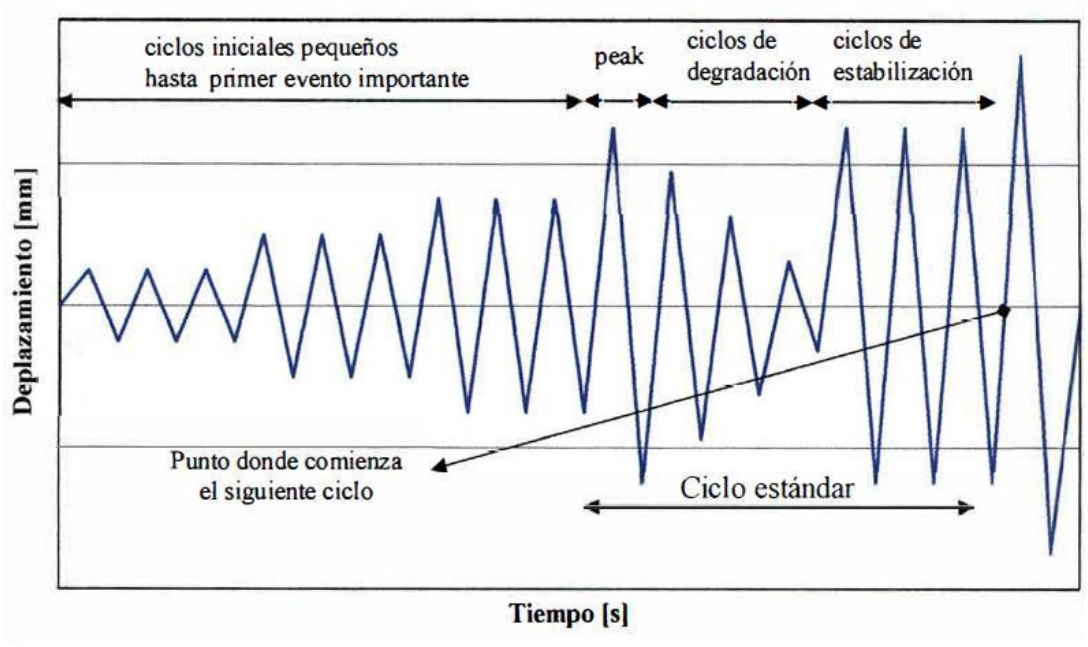


Figura 39: Patrón de desplazamiento con ciclos intermedios (Pérez 2006)

La inclusión de los ciclos intermedios es para evaluar la capacidad de la resistencia acumulada de la probeta, ya que las solicitaciones sísmicas a las que fue sometida corresponden a movimientos repetitivos y acumulativos. Por lo tanto, aplicar estos ciclos de degradación o de estabilización según lo propuesto por Krawinkler (2009), simula las condiciones reales de un evento sísmico. Además, permitirá visualizar el comportamiento de fatiga de los materiales en las probetas.

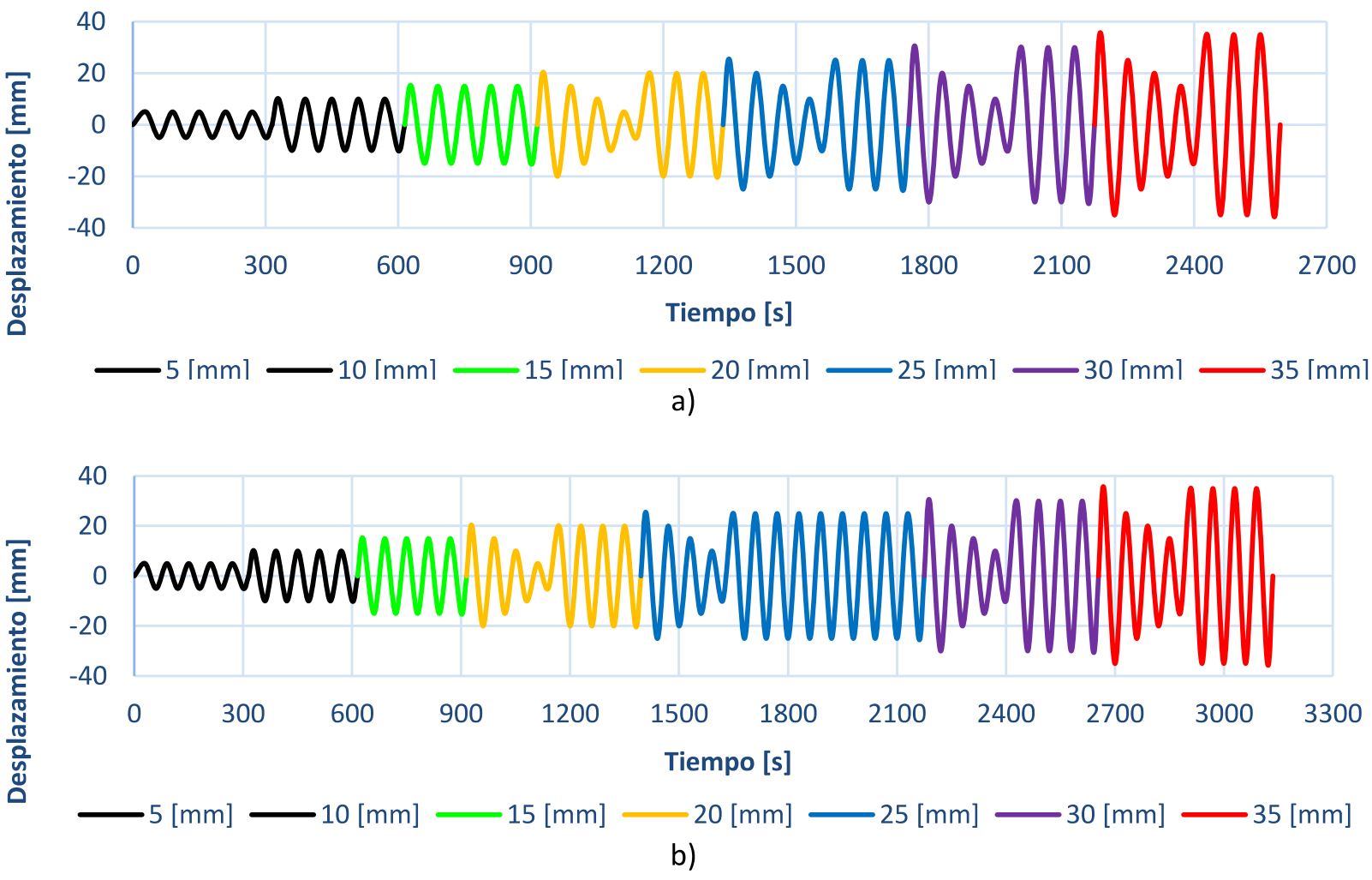


Figura 40: Historia de desplazamiento en ensayo cíclico; a) Espécimen GJ3; b) Espécimen GJ4

Capítulo 5

Resultados experimentales

5.1 General

Posteriormente al haber ensayado las probetas y de haber obtenido las curvas de comportamiento o de histéresis, se determinó la incidencia de la armadura suplementaria y ver qué tanto previno el pandeo en el refuerzo longitudinal en las vigas. En cuanto a las curvas, se llevó a cabo un análisis de fuerzas v/s desplazamiento para evaluar el comportamiento de los especímenes antes y después de los ensayos.

A continuación se presentan los resultados obtenidos en los ensayos cíclicos. En cada caso se muestran las curvas de histéresis obtenidas y fotografías del aspecto de las probetas en el último ciclo de cada serie de desplazamiento. Finalmente se presentan fotografías relevantes y se realizan comentarios de los resultados.

5.2 Espécimen GJ1

5.2.1 Características del espécimen GJ1

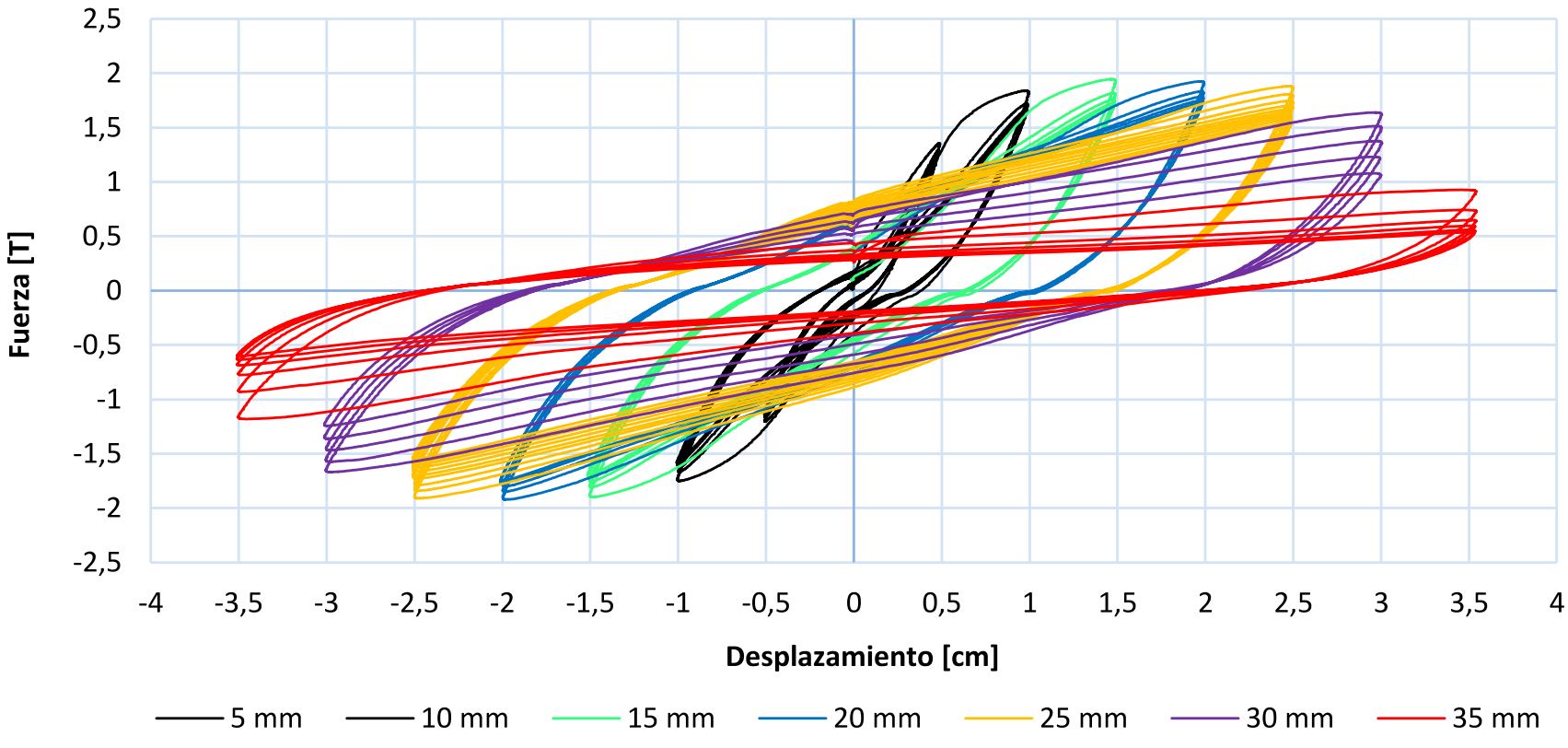


Figura 41: Curvas fuerza – desplazamiento para GJ1

5.2.2 Fotografías ensayo espécimen GJ1 (máximo desplazamiento positivo)



Figura 42: Quinto ciclo, amplitud 10 [mm] – GJ1

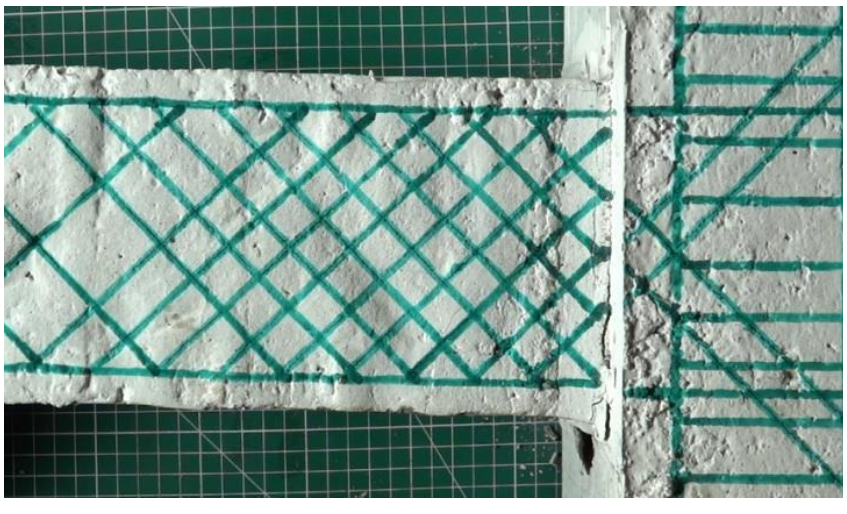


Figura 43: Quinto ciclo, amplitud 15 [mm] – GJ1

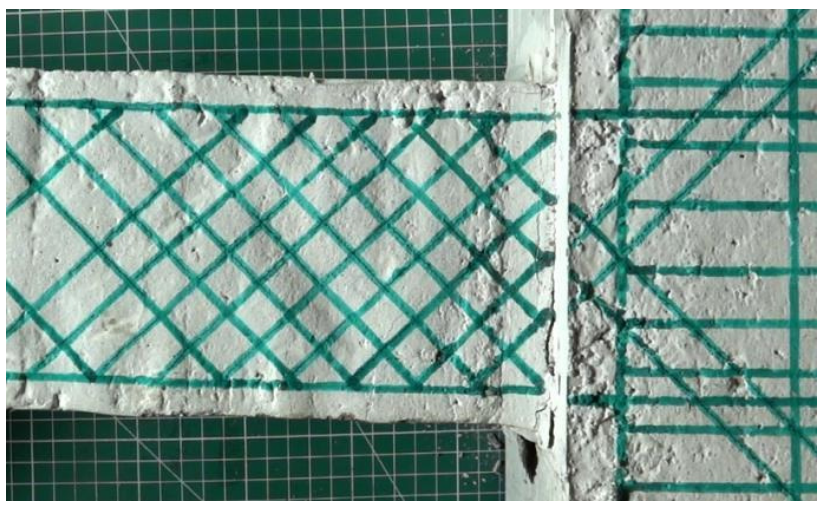


Figura 44: Quinto ciclo, amplitud 20 [mm] – GJ1

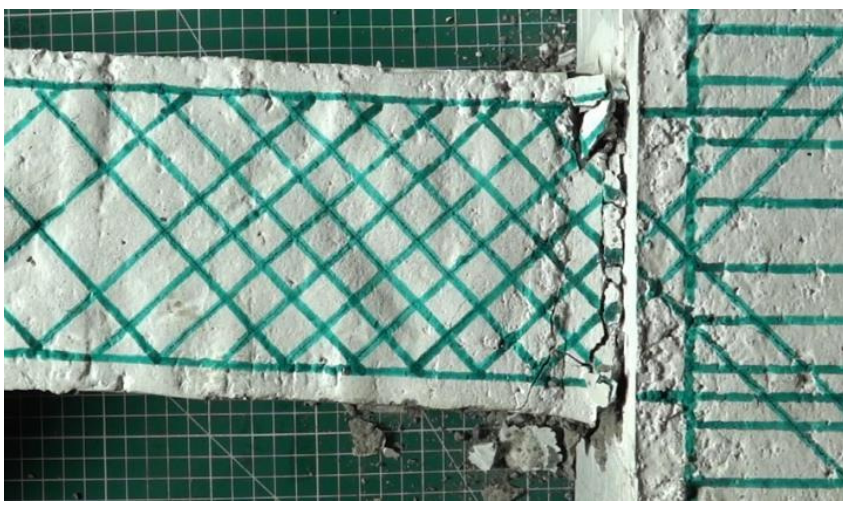


Figura 45: Quinto ciclo, amplitud 25 [mm] – GJ1

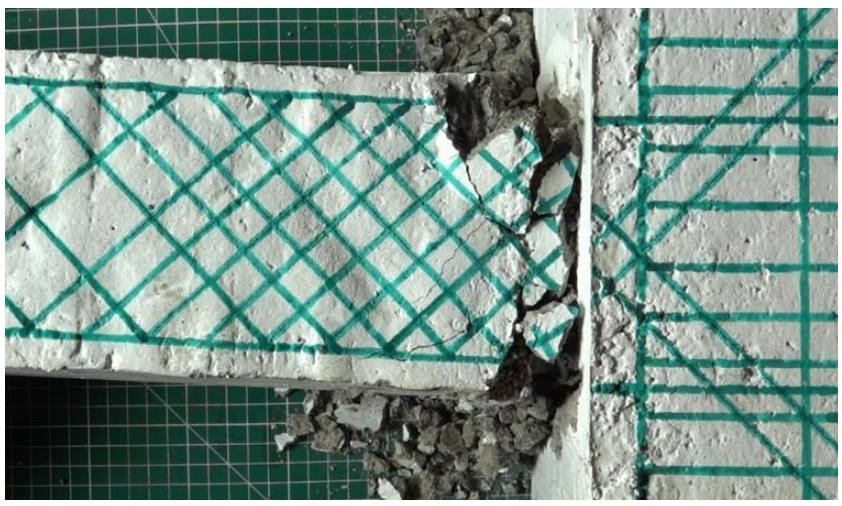
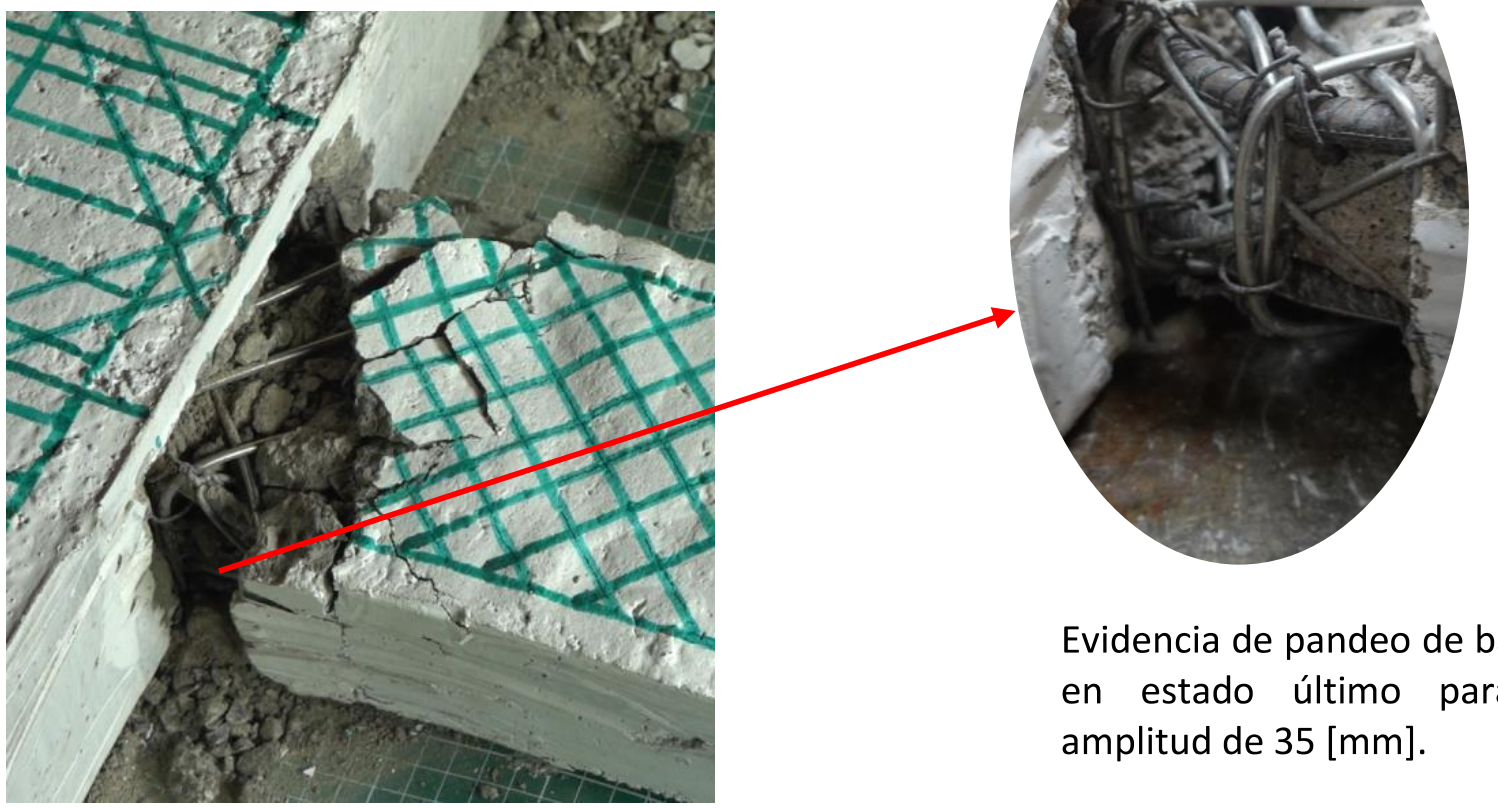


Figura 46: Quinto ciclo, amplitud 30 [mm] – GJ1



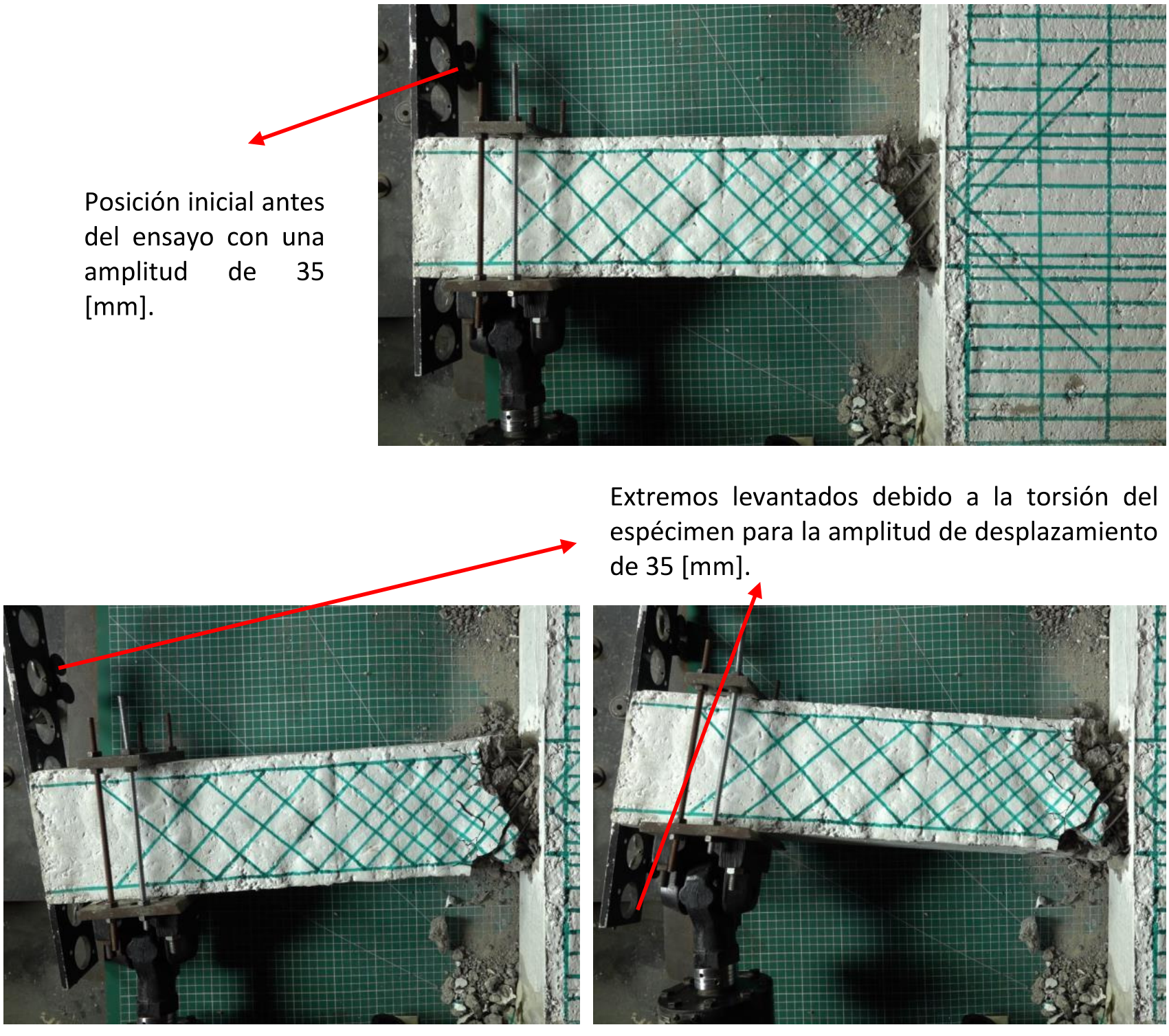
Figura 47: Quinto ciclo, amplitud 35 [mm] – GJ1



Evidencia de pandeo de barras en estado último para la amplitud de 35 [mm].

Figura 48: Pandeo de barras último ciclo de 35 [mm] GJ1

Posición inicial antes del ensayo con una amplitud de 35 [mm].



Extremos levantados debido a la torsión del espécimen para la amplitud de desplazamiento de 35 [mm].

Figura 49: Estado del espécimen GJ1 en el último ciclo de 35 [mm]

5.2.3 Comentarios del espécimen GJ1

Tabla 10: Bitácora ensayo espécimen GJ1

Desplazamiento [mm]	Eventos
5	- Antes de comenzar el ensayo se hizo una prueba de ajuste del actuador. - Durante los ciclos se alcanza una resistencia de 1.53 [T] (lado positivo) y 1.2 [T] (lado negativo). - Aparecen grietas equiespaciadas en el ancho de la viga.
10	- Se presentan las primeras grietas de flexión y de anclaje en la columna durante el segundo ciclo.
15	- Ocurre un leve desprendimiento del hormigón en el nudo durante el cuarto ciclo.
20	- En el último ciclo las grietas de flexión pasan a ser de corte, las cuales ocurren por debajo de la viga. - Se prolongan las grietas de flexión.
25	- Se comienzan a visualizar los estribos por la pérdida del recubrimiento. - Comienza a haber torsión durante los últimos ciclos.
30	- El pandeo se comienza a visualizar debido a la pérdida del recubrimiento durante el último ciclo.
35	- Excesiva perdida de resistencia debido a la torsión durante los ciclos.

5.3 Espécimen GJ2

5.3.1 Características del espécimen GJ2

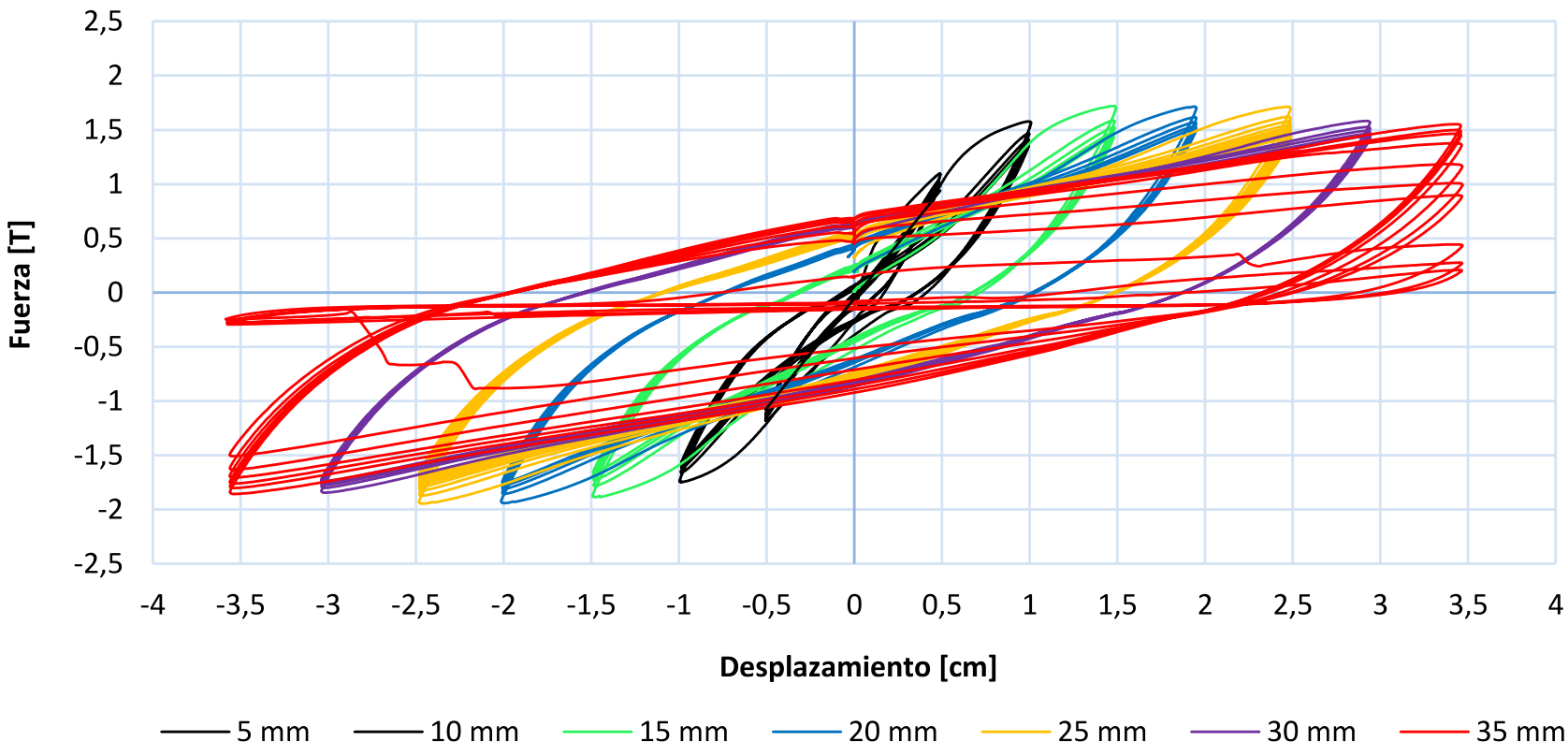


Figura 50: Curvas fuerza – desplazamiento para GJ2

5.3.2 Fotografías ensayo espécimen GJ2 (máximo desplazamiento positivo)

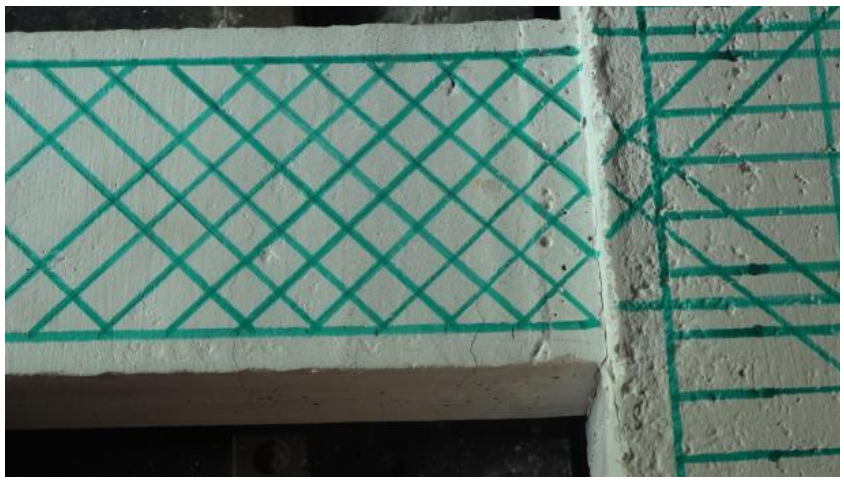


Figura 51: Quinto ciclo, amplitud 10 [mm] – GJ2



Figura 52: Quinto ciclo, amplitud 15 [mm] – GJ2



Figura 53: Quinto ciclo, amplitud 20 [mm] – GJ2



Figura 54: Quinto ciclo, amplitud 25 [mm] – GJ2



Figura 55: Quinto ciclo, amplitud 30 [mm] – GJ2

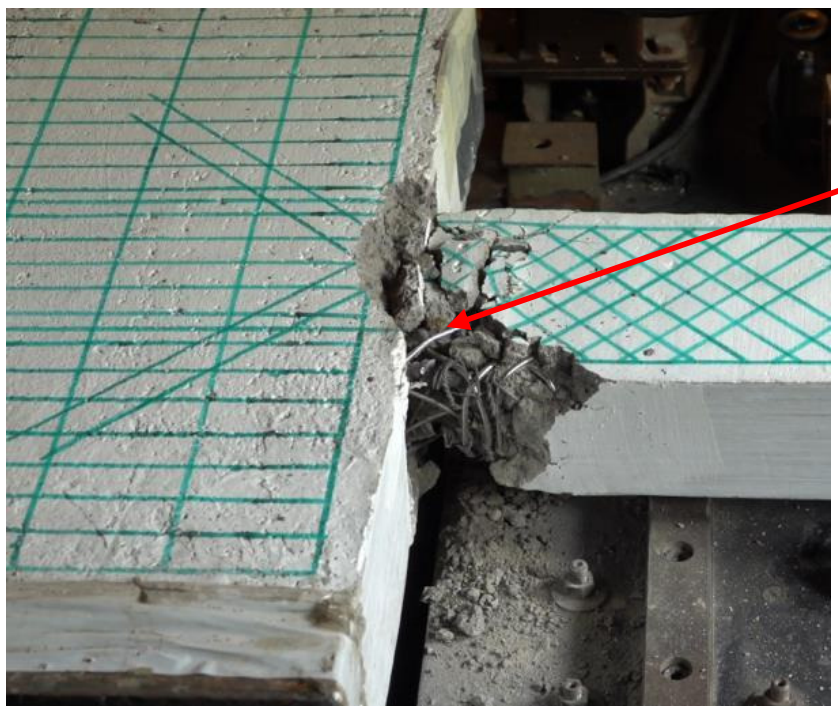


Figura 56: Quinto ciclo, amplitud 35 [mm] – GJ2



Finalizando el programa de carga se visualiza el deterioro del hormigón con el pandeo de las barras pero sin llegar al corte de éstas.

Figura 57: Estado de GJ2 finalizado el protocolo de carga





Corte de refuerzo longitudinal en el lado positivo de la viga durante los ciclos adicionales de 35 [mm]

Figura 58: Corte de barras GJ2 segundo ciclo adicional de 35 [mm]



Finalizado el ensayo para el quinto ciclo adicional de 35 [mm] con la rotura de dos barras en la viga.

Figura 59: Último ciclo adicional de 35 [mm] lado negativo GJ2

5.3.3 Comentarios del espécimen GJ2

Tabla 11: Bitácora ensayo espécimen GJ2

Desplazamiento [mm]	Eventos
5	- Antes de comenzar el ensayo se corre el brazo hidráulico una distancia de 33 [mm] hacia la derecha del espécimen. - Sin gran deterioro, solo aparecen grietas equiespaciadas en el ancho de la viga.
10	- Prolongación de las grietas observadas anteriormente, las cuales pasan a ser de flexión durante el último ciclo. - Desprendimiento de material en la columna.
15	- Fallas de anclaje incipiente durante el cuarto ciclo (ambos lados de la viga).
20	- Deterioro excesivo en el arranque de la columna en el último ciclo.
25	- Las grietas de flexión pasan a ser de corte y llegan a la parte superior de la viga en el cuarto ciclo.
30	- En el primer ciclo se alcanza una resistencia máxima de 1.7 [T] en el lado positivo y 1.9 [T] en el lado negativo.
35	- Terminado el ciclo se visualiza perdida de recubrimiento del hormigón.
35 (adicional)	- Se cortan dos barras en la viga durante el segundo ciclo.

5.4 Espécimen GJ3

5.4.1 Características del espécimen GJ3

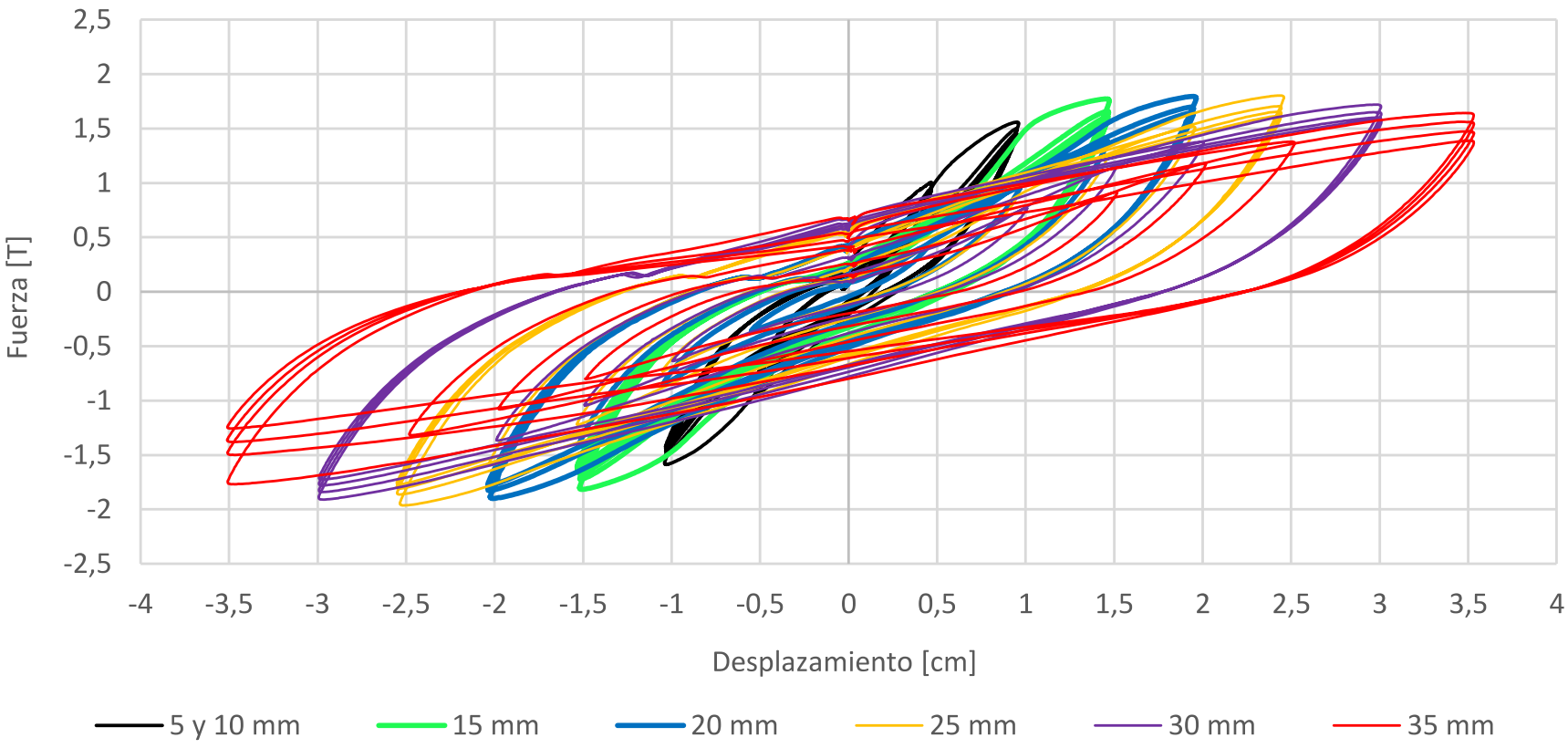


Figura 60: Curvas fuerza – desplazamiento para GJ3

5.4.2 Fotografías ensayo espécimen GJ3 (máximo desplazamiento positivo)

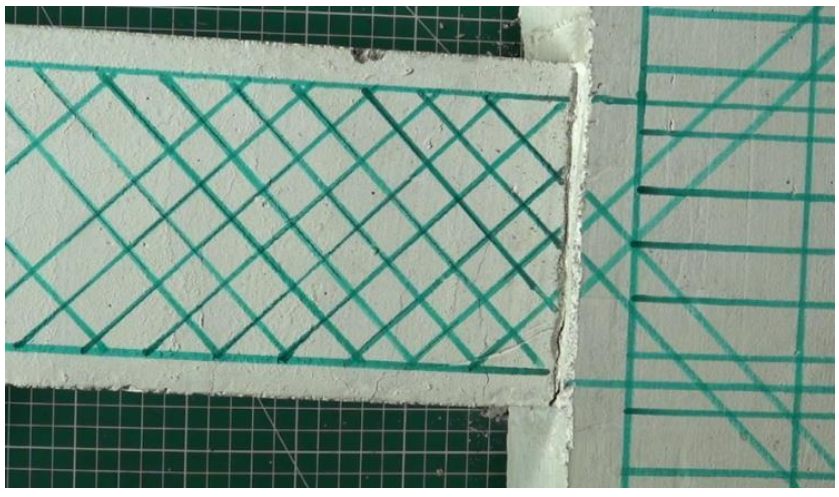


Figura 61: Quinto ciclo, amplitud 10 [mm] – GJ3

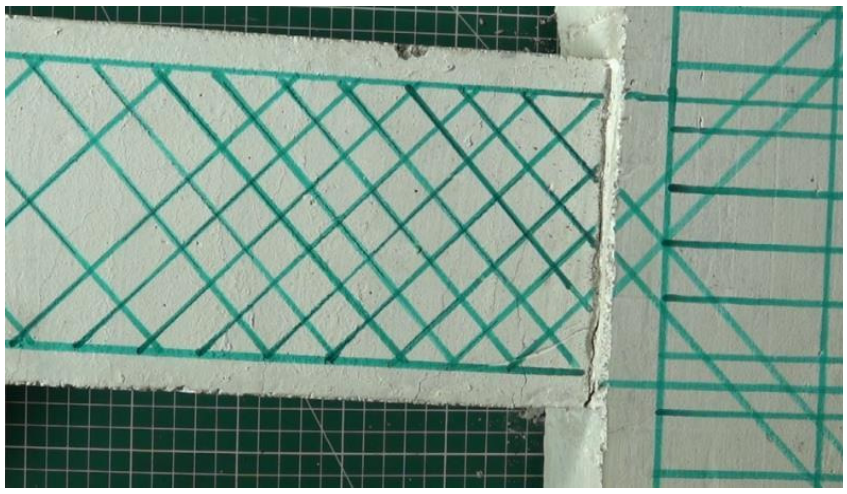


Figura 62: Quinto ciclo, amplitud 15 [mm] – GJ3

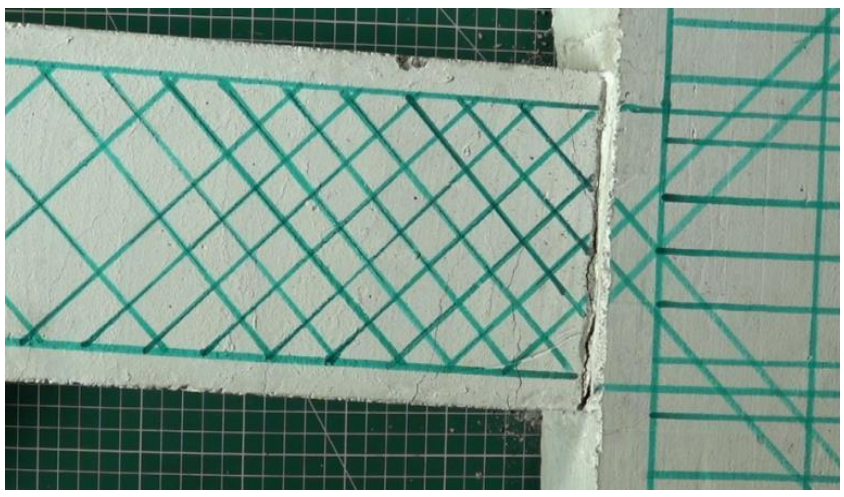


Figura 63: Quinto ciclo, amplitud 20 [mm] – GJ3

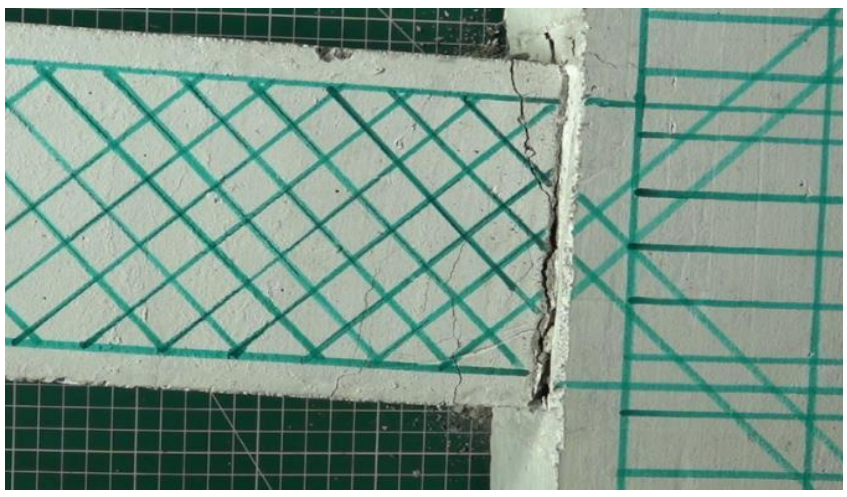


Figura 64: Quinto ciclo, amplitud 25 [mm] – GJ3

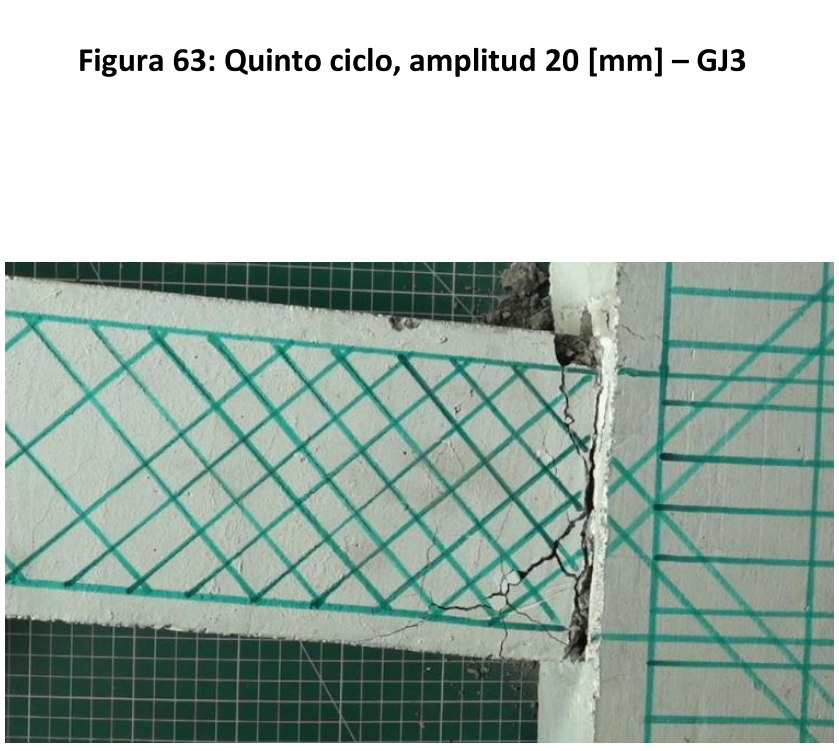


Figura 65: Quinto ciclo, amplitud 30 [mm] – GJ3

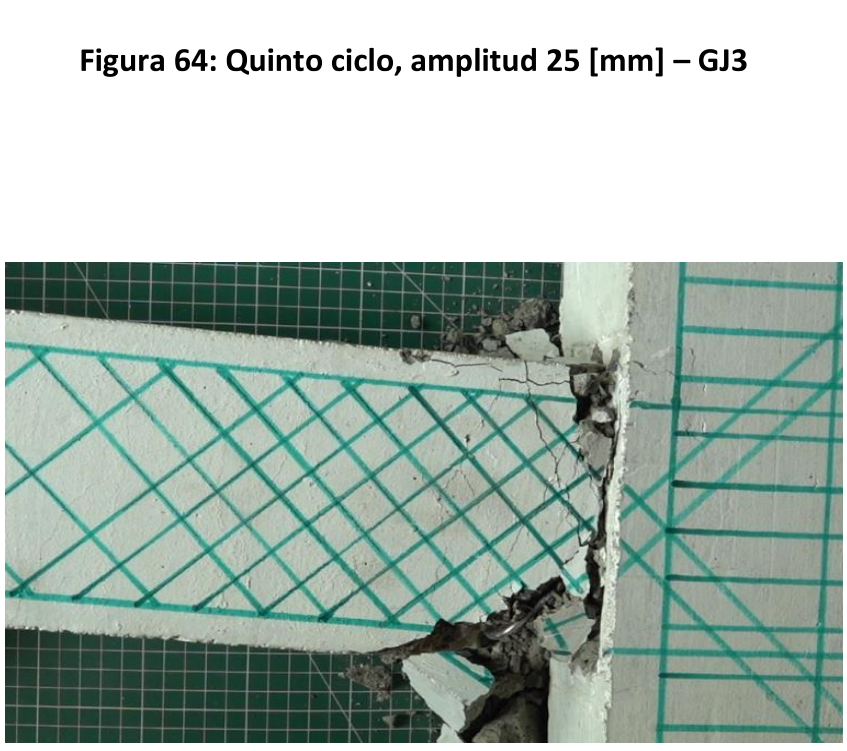
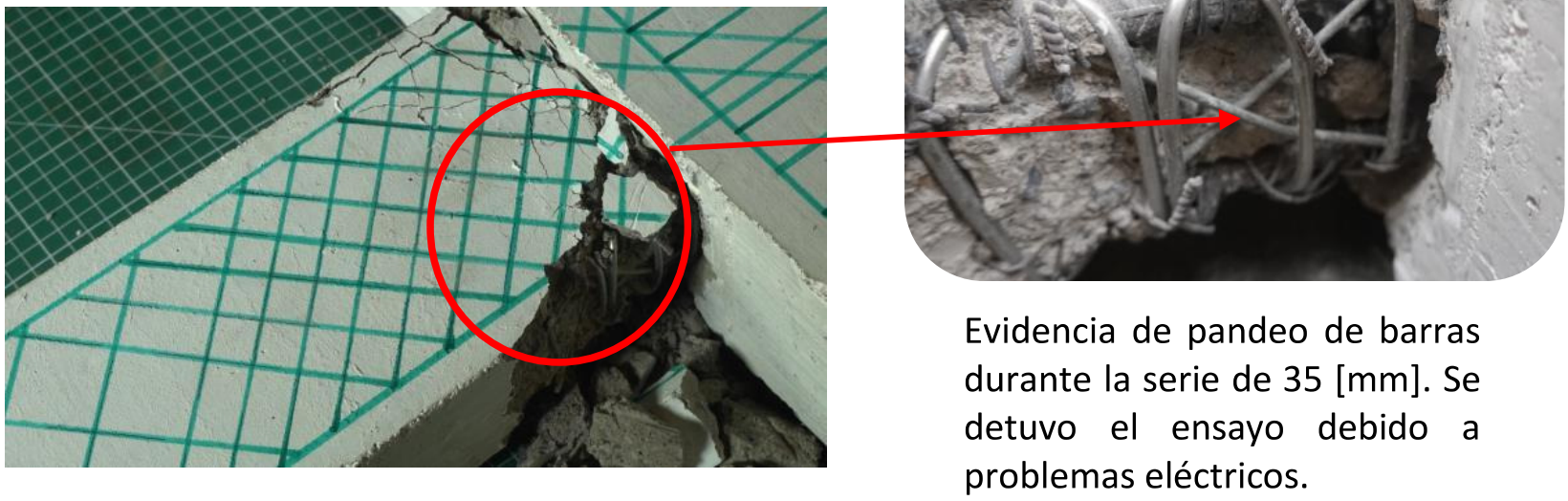
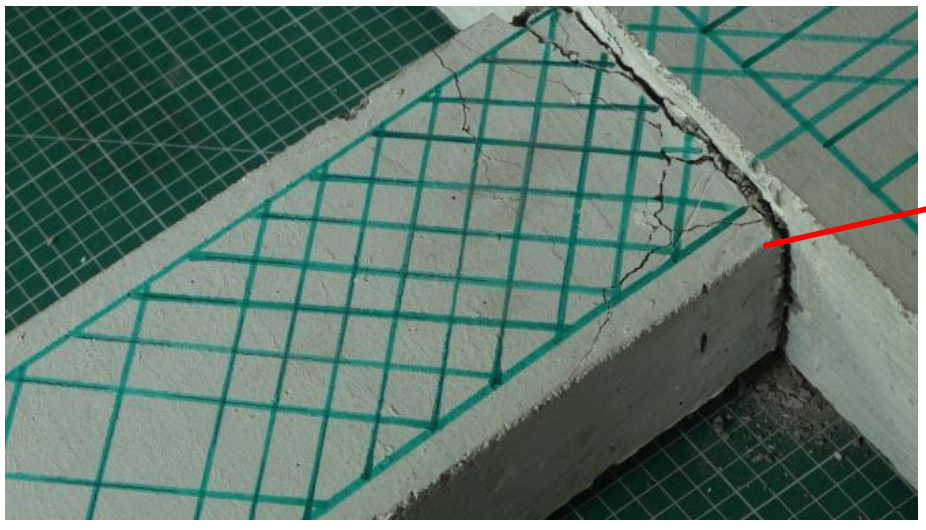


Figura 66: Quinto ciclo, amplitud 35 [mm] – GJ3



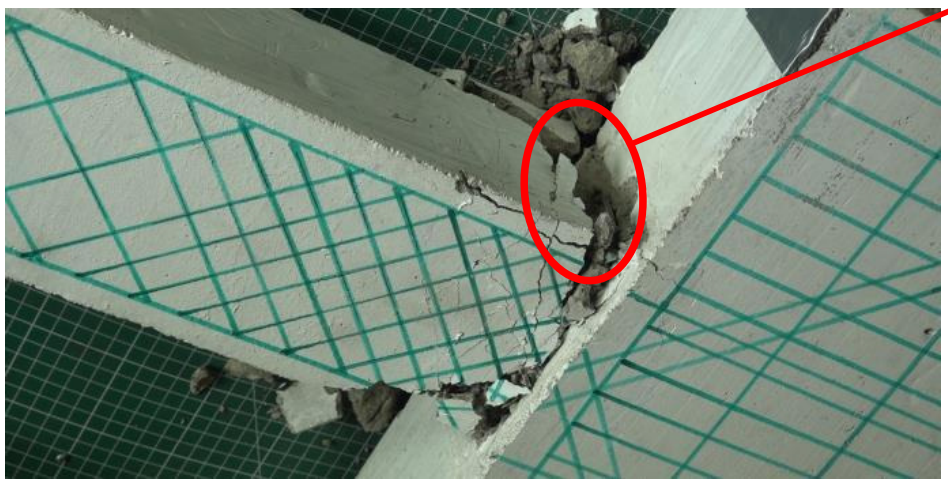
Evidencia de pandeo de barras durante la serie de 35 [mm]. Se detuvo el ensayo debido a problemas eléctricos.

Figura 67: Pandeo de barras serie de ciclos de 35 [mm] – GJ3



Finalizado los ciclos de 30 [mm] se logra visualizar el poco deterioro del hormigón.

Figura 68: Estado del espécimen GJ3 al finalizar los ciclos de 30 [mm]





No hay rotura del refuerzo longitudinal en la viga durante el ensayo.

Figura 69: Deterioro del hormigón en el espécimen GJ3 finalizado los ciclos de 35 [mm]

5.4.3 Comentarios del espécimen GJ3

Tabla 12: Bitácora ensayo espécimen GJ3

Desplazamiento peak [mm]	Eventos
5	- Aparecen tres grietas laterales en el ancho de la viga (ambos lados). - Se proyectan las grietas para ser de flexión en la cara de la viga. - Comienzan a aparecer grietas de anclaje.
10	- Aparecen grietas en el arranque de la columna, además de las grietas en la dirección contraria donde se aplica la carga. - Se alcanza una resistencia de 1.8 [T] en el lado positivo y 1.9 [T] en la lado negativo.
15	- Desprendimiento leve de material y comienzan a aparecer las grietas de corte entre estribos donde se aplica la carga.
20	- Se abre al grieta de flexión y hay deterioro en la zona de arranque en los últimos ciclos de 20 [mm].
25	- Prolongación de las grietas de corte en la zona de rótula plástica.
30	- Torsión observada durante los ciclos peaks, se arregla el montaje.
35	- Desprendimiento mayor en el comienzo de la columna durante los ciclos intermedios.

5.5 Espécimen GJ4

5.5.1 Características del espécimen GJ4

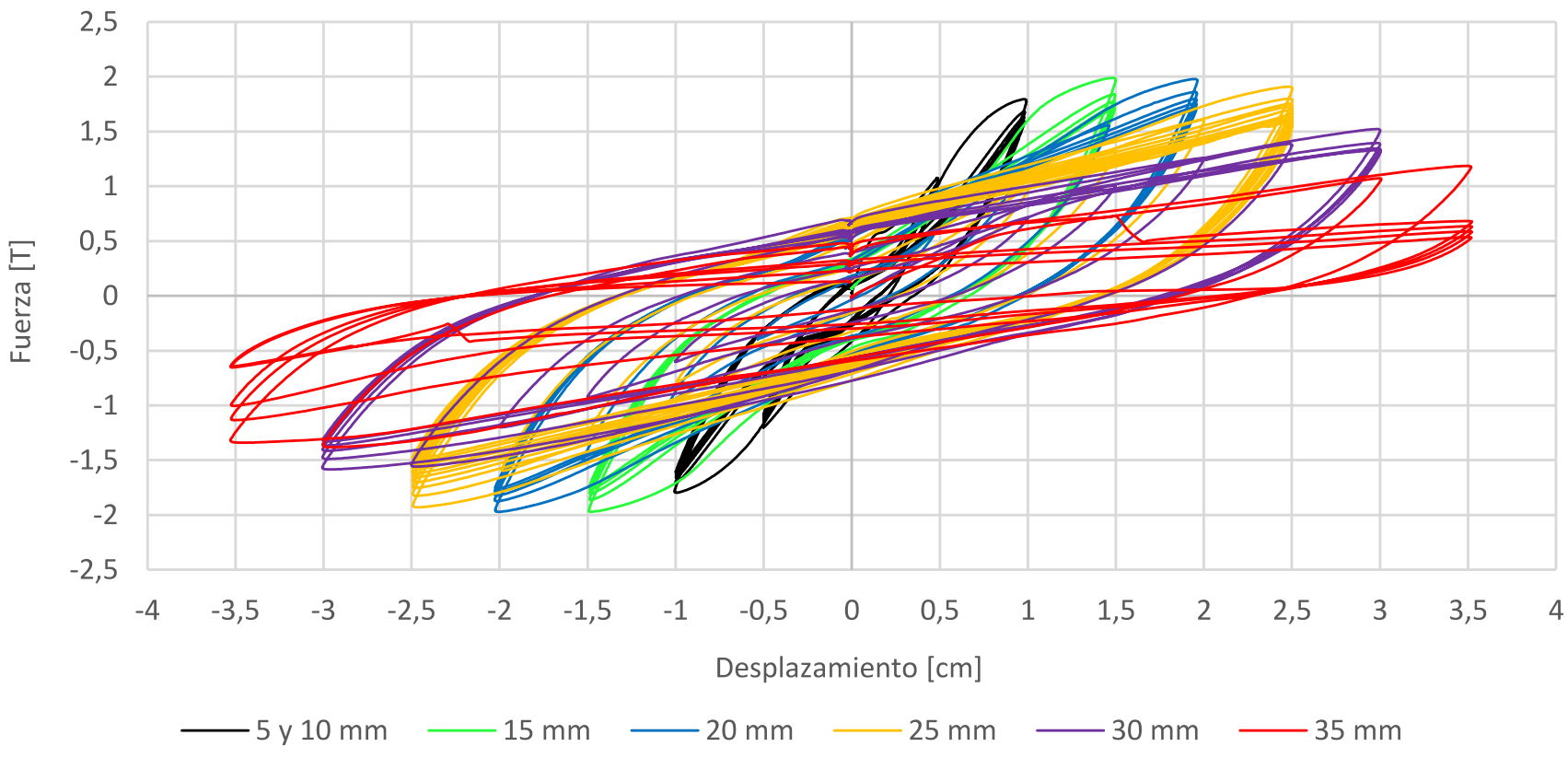


Figura 70: Curvas fuerza – desplazamiento para GJ4

5.5.2 Fotografías ensayo espécimen GJ4 (máximo desplazamiento positivo)

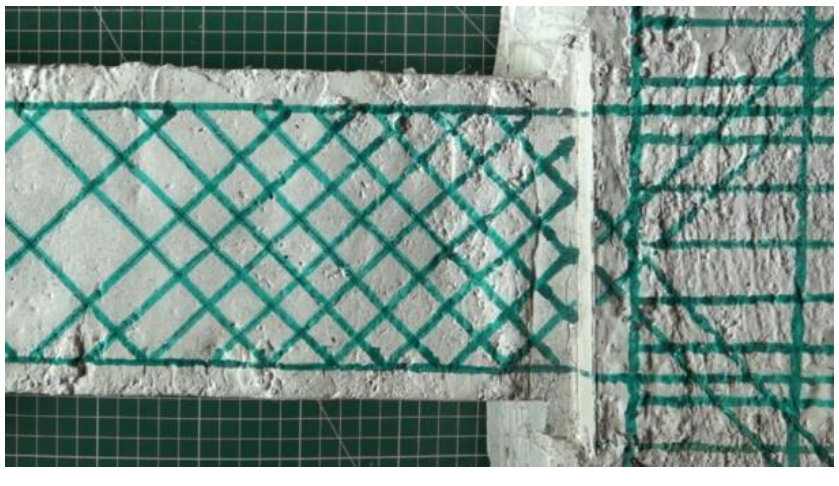


Figura 71: Quinto ciclo, amplitud 10 [mm] – GJ4

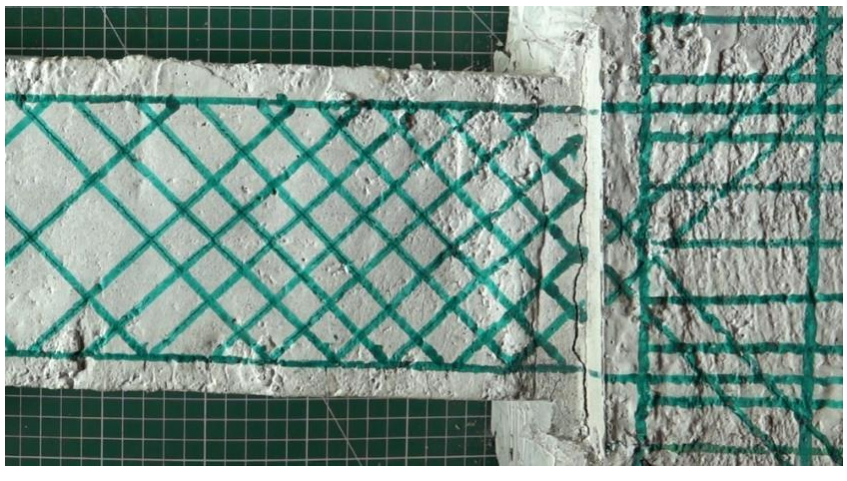


Figura 72: Quinto ciclo, amplitud 15 [mm] – GJ4

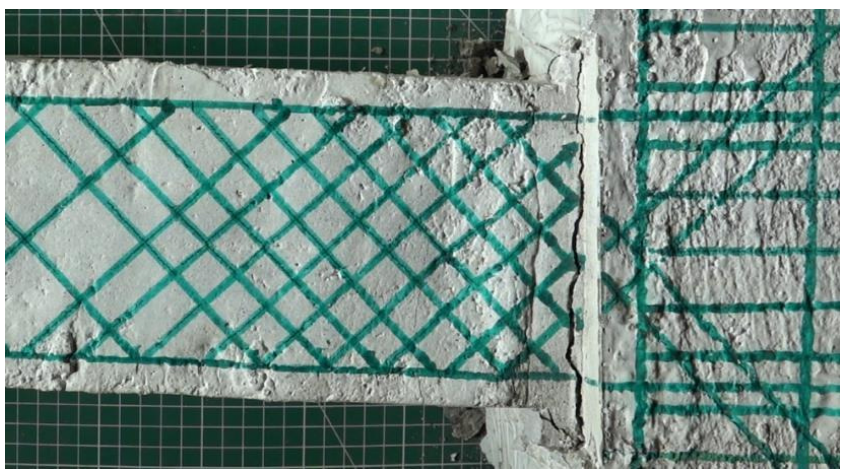


Figura 73: Quinto ciclo, amplitud 20 [mm] – GJ4

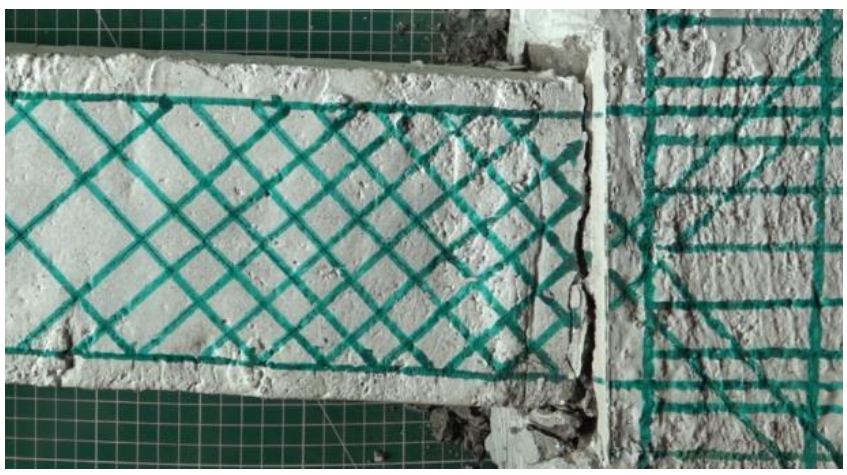


Figura 74: Quinto ciclo, amplitud 25 [mm] – GJ4

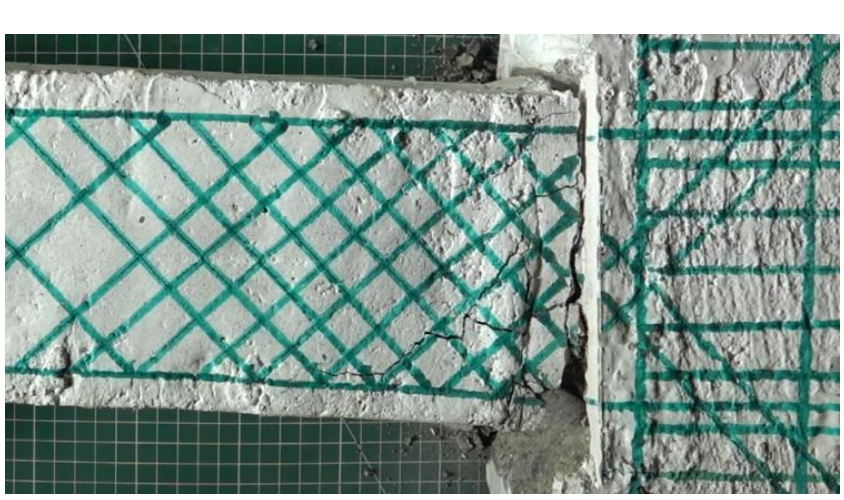


Figura 75: Quinto ciclo, amplitud 30 [mm] – GJ4

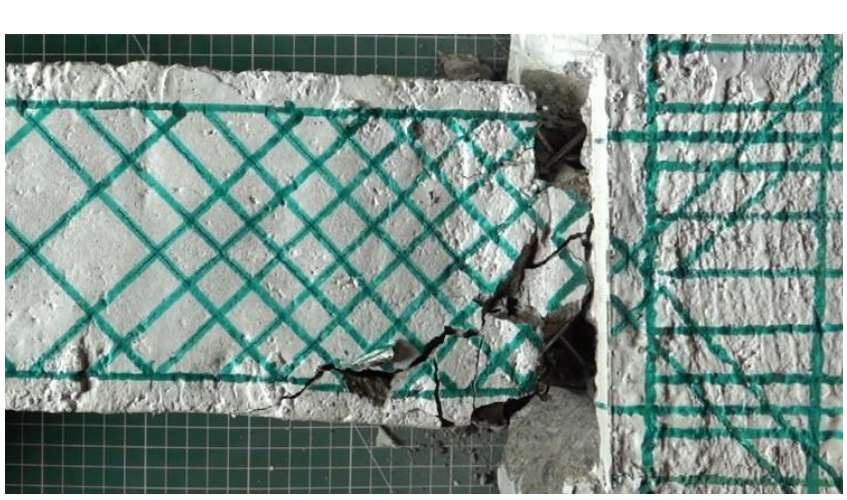
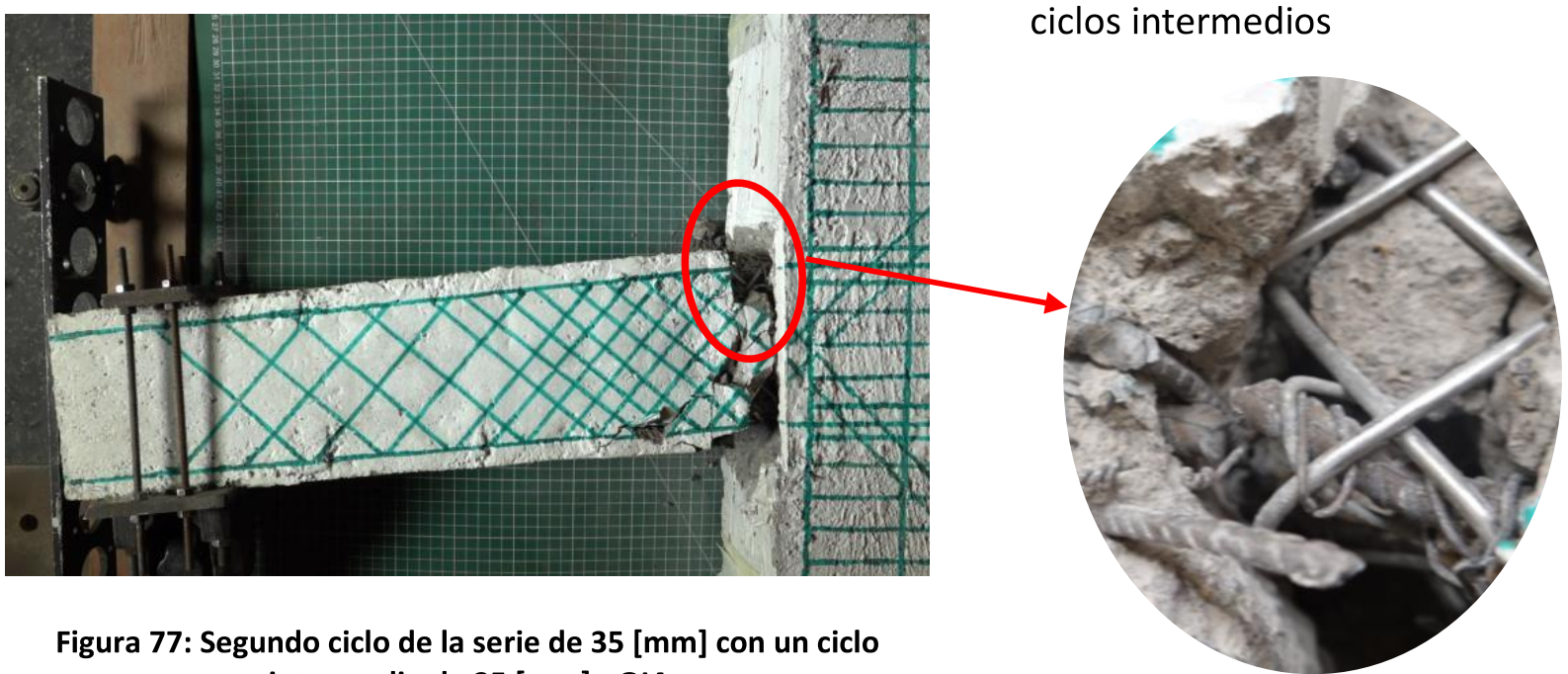
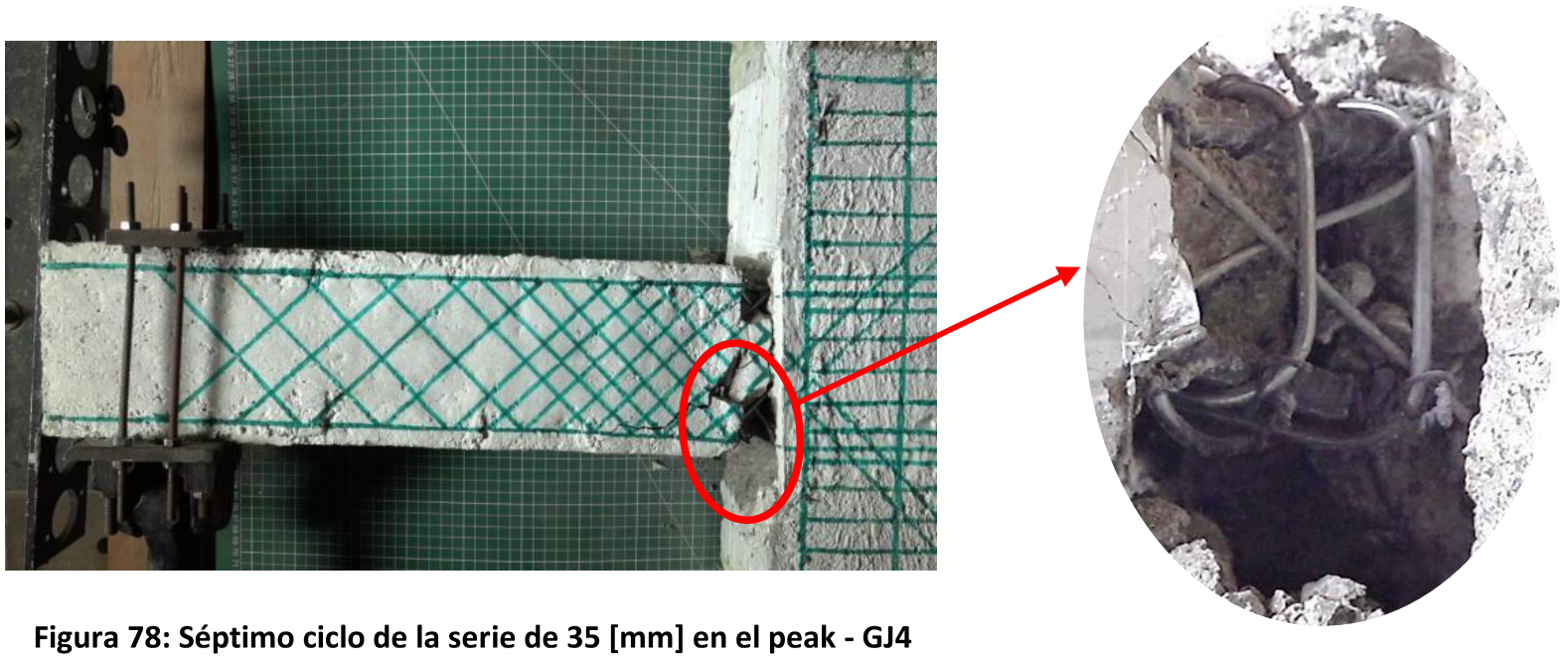


Figura 76: Quinto ciclo, amplitud 35 [mm] – GJ4



Corte de barra de refuerzo longitudinal en el lado positivo de la viga, serie de 35 [mm] con ciclos intermedios

Figura 77: Segundo ciclo de la serie de 35 [mm] con un ciclo intermedio de 25 [mm] - GJ4



Corte de barra de refuerzo longitudinal en el lado negativo de la viga, serie de 35 [mm] con ciclos intermedios

Figura 78: Séptimo ciclo de la serie de 35 [mm] en el peak - GJ4



Evidencia de pandeo en la barra una vez finalizado el programa de carga

Figura 79: Estado final de la probeta GJ4 una vez finalizado el análisis forense

5.5.3 Comentarios del espécimen GJ4

Tabla 13: Bitácora ensayo espécimen GJ4

Desplazamiento peak [mm]	Eventos
5	- Aparecen grietas equiespaciadas en el ancho de la viga.
10	- Llega a una resistencia de 1.8 [T] en el lado positivo y 1.9 [T] en el lado negativo. - Se corrige el montaje del brazo hidráulico para que no exista efectos de torsión.
15	- Ocurre un leve desprendimiento del hormigón en el nudo durante el cuarto ciclo.
20	- Poco deterioro visualizado al momento de terminar todos los ciclos.
25	- Desprendimiento de material en la zona de arranque de la columna. - Durante los últimos ciclos se visualizan efectos de torsión severos.
30	- El pandeo se comienza a visualizar debido a la pérdida del recubrimiento durante el último ciclo.
35	- Se visualizaron dos roturas de las barras longitudinales de las vigas, la primera ocurrió en la amplitud de 25 [mm] y la segunda ocurrió en la tercera amplitud de 35 [mm].

5.6 Comentarios de los resultados

Según lo observado en el comportamiento histerético de las probetas y el material fílmico mediante el sistema de cámaras, se pueden hacer los siguientes comentarios:

- Se visualiza que el pandeo de los especímenes ocurrió a grandes desplazamientos, lo que conllevo a fracturas del refuerzo según la **Figura 80**. Dichas roturas ocurrieron a desplazamientos que resultaron inéditos en la misma línea de investigación. Esto último indica que el refuerzo adicional restringe el pandeo en el plano de las barras longitudinales, por lo tanto, minimiza el riesgo de fractura del refuerzo.

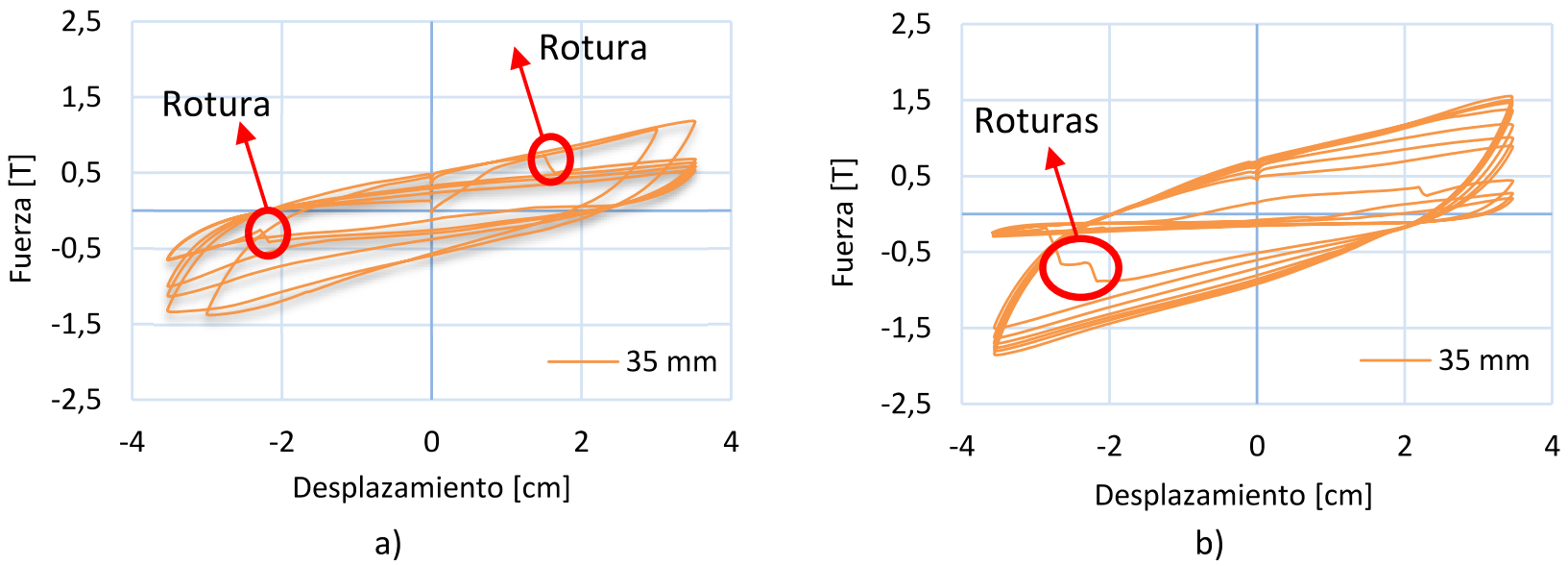


Figura 80: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm]: a) GJ2 ; b) GJ4

- Si bien se visualiza una rotura de las barras longitudinales en las probetas GJ2 y GJ4 (ver **Figura 80**), estás ocurren debido a ciclos adicionales al programa de carga estándar para el caso de GJ2. Para el caso de estas probetas en que se visualizó fractura de barras, esto se debe al bajo nivel de deslizamiento del refuerzo dentro de la columna que funciona como anclaje, según lo examinado por Reyes (2023) en el análisis forense. Además, también se podría deber a la fatiga de bajo ciclaje que sufren las barras a altos desplazamiento y baja cantidad de ciclos. Cabe mencionar que no se logró determinar si la fractura de las barras se debió a que se supera el umbral de deformación unitaria crítica según lo planteado por Backley y Kowalsky (2019).

- Haciendo las comparaciones con las probetas de los memoristas anteriores, lo cual se aborda más profundamente en la investigación de Reyes (2023), se logra apreciar una mejora en el comportamiento sísmico. Esto se visualiza en las probetas GJ3 y GJ2, las cuales lograron ciclos estables en cuanto a la resistencia para altos desplazamientos. Además, para las probetas GJ1 y GJ4 se obtuvieron roturas del refuerzo longitudinal en amplitudes de 35 [mm], por el contrario, las probetas de anteriores memoristas alcanzaron la rotura de amplitudes de 30 [mm] o menos.

- Se logra identificar que el efecto de la torsión resulta relevante durante los ensayos, ya que en las probetas donde se visualizó dicho efecto (GJ1 y GJ4), se logra apreciar una disminución en la resistencia y aumento de la degradación de la probeta a altos desplazamientos. En las probetas donde no se identificó efectos de torsión (GJ2 y GJ3), se visualizan ciclos estables para grandes desplazamientos como se aprecian en las siguientes figuras:

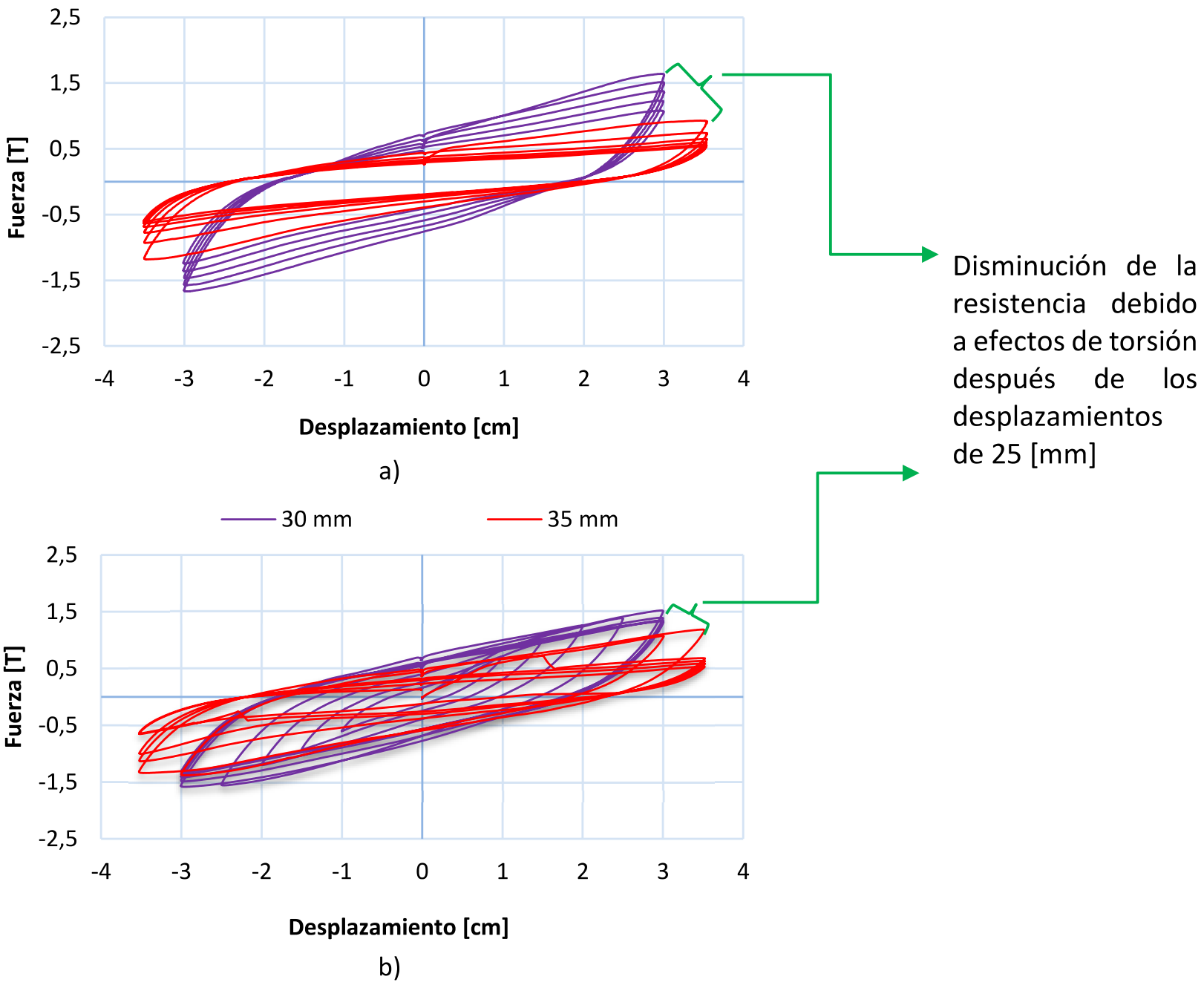


Figura 81: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm] donde existe efectos de torsión; a) GJ1 ; b) GJ4

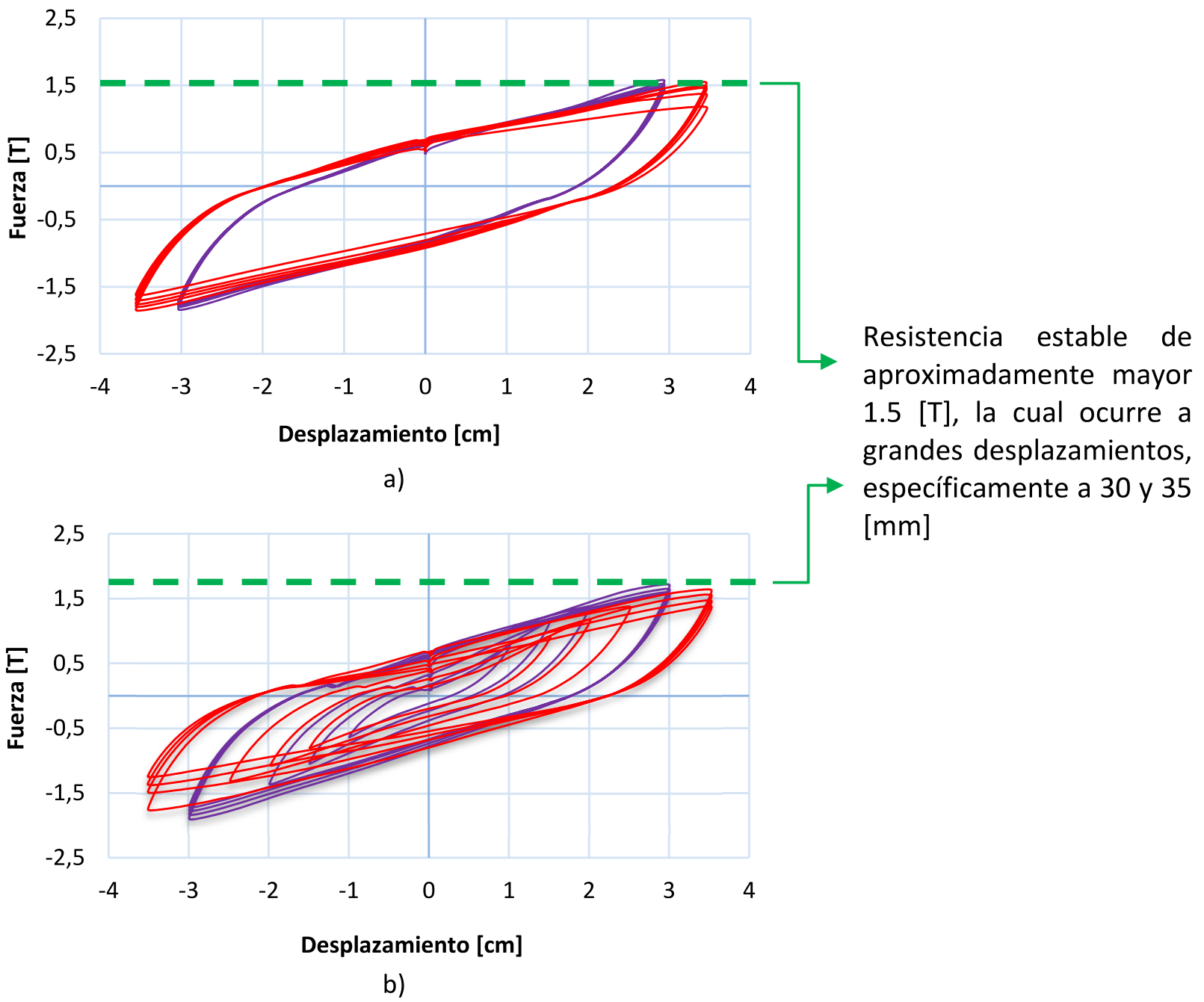


Figura 82: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm] donde no existe efectos de torsión; a) GJ2 ; b) GJ3

- Por otro lado, se logra apreciar que el efecto del protocolo de carga no es determinante en los ensayos, ya que se observa que el comportamiento histerético es similar para dos casos observados (con y sin efecto de torsión), principalmente en los primeros 25 [mm] como se muestran en las siguientes figuras, donde se puede observar que las resistencias alcanzadas son estables para las cuatro probetas con diferentes protocolos de carga:

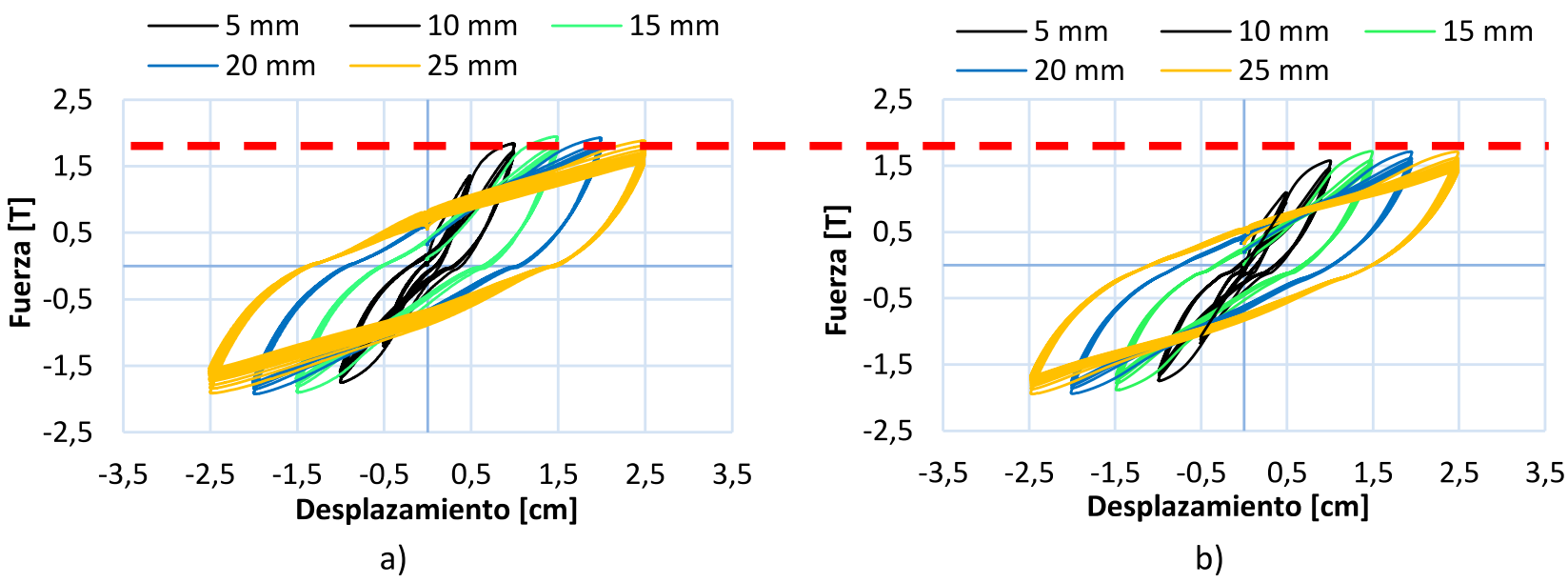


Figura 83: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 5, 10, 15, 20 y 25 [mm]; a) GJ1 ; b) GJ2

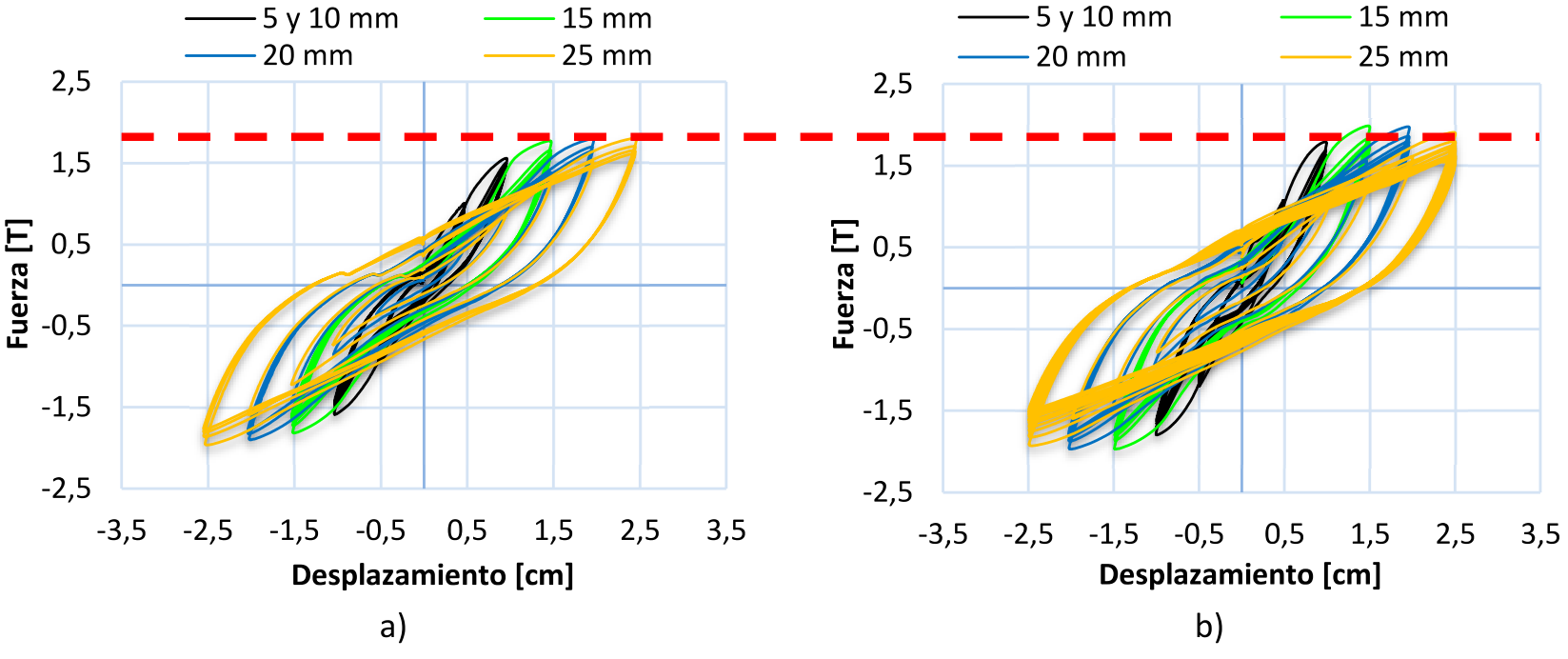


Figura 84: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 5, 10, 15, 20 y 25 [mm]; a) GJ3 ; b) GJ4

- Sin embargo, para los desplazamiento de 30 y 35 [mm] existen ciertas discrepancias para el comportamiento histerético. Pero si se analiza las curvas para las probetas que presentaron efectos de torsión y las que no, se observa que el comportamiento entre ellas es similar, según las siguientes figuras:

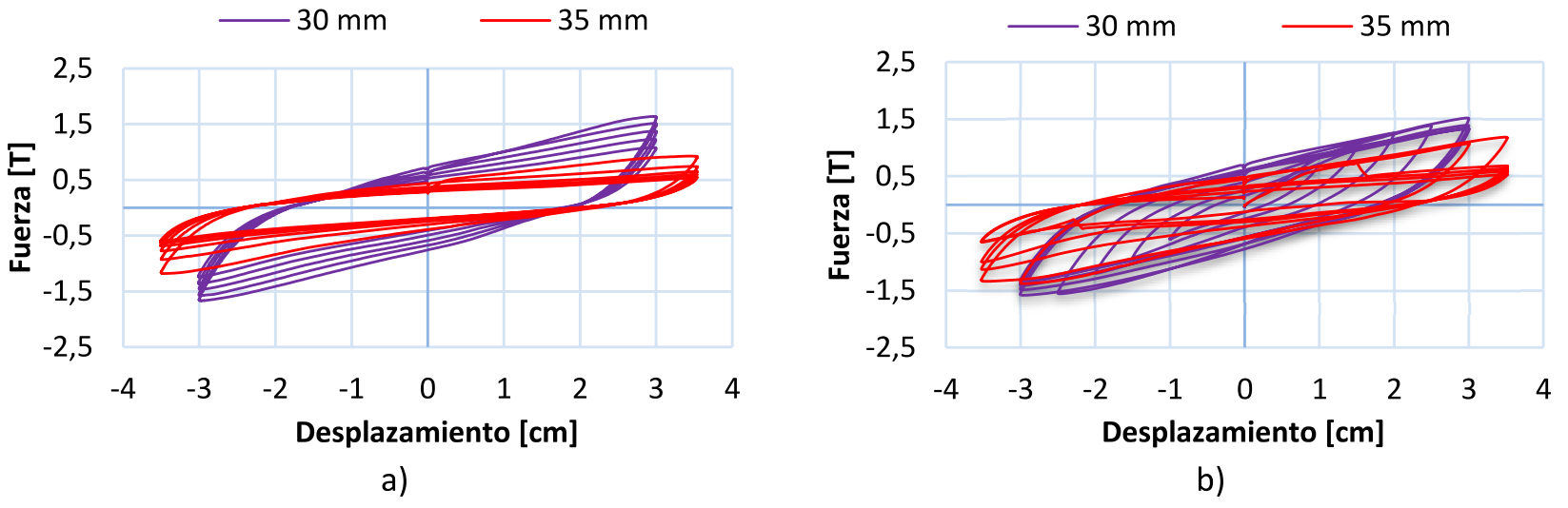


Figura 85: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm] – Probetas con distintos programas de carga pero con efectos de torsion; a) GJ1 ; b) GJ4

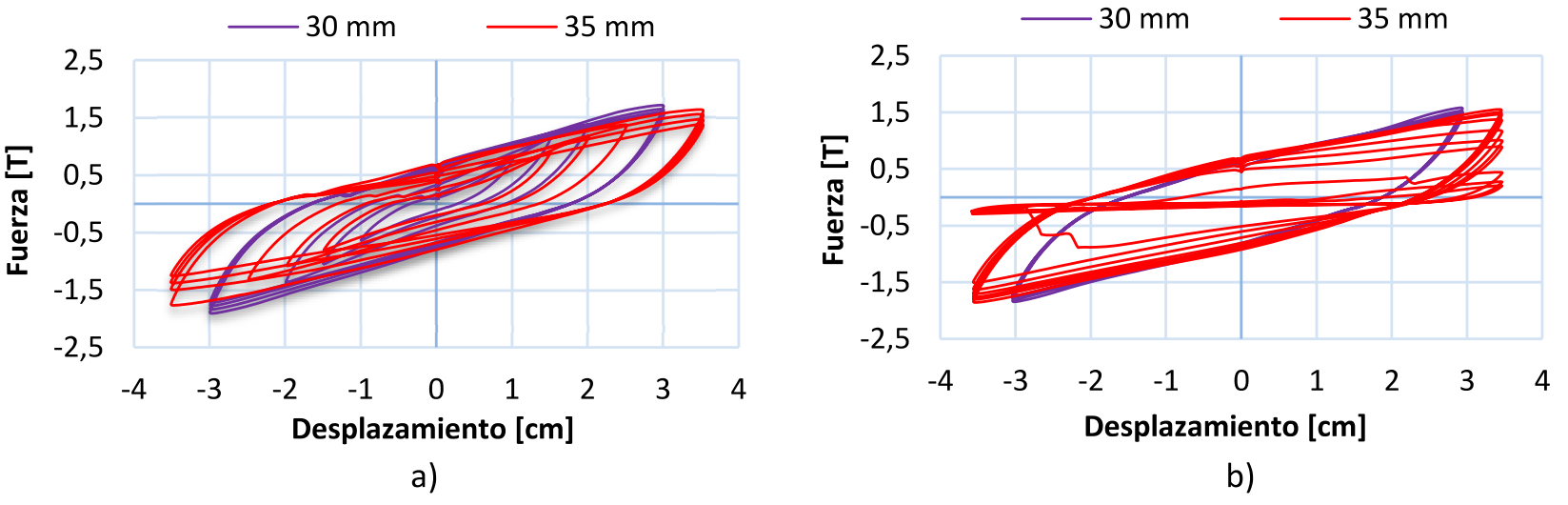


Figura 86: Curva fuerza vs desplazamiento para las amplitudes de 30 y 35 [mm] – Probetas con distintos programas de carga pero sin efectos de torsion; a) GJ3 ; b) GJ2

Capítulo 6

Conclusiones y recomendaciones

Esta investigación se centró en el comportamiento sísmico de la zona de unión viga-columna de marcos rígidos sismorresistentes con armaduras transversales inclinadas en las vigas. Durante los ensayos cíclicos realizados en la UTFSM, se observaron fracturas en el refuerzo longitudinal de las vigas. Estas fracturas, que llevan al colapso catastrófico del espécimen de prueba, estarían relacionadas con el pandeo que sufren las barras hacia el final de los ensayos, generalmente en dirección perpendicular al plano del elemento, respecto a la cual la restricción de los estribos es poco efectiva.

Con el objetivo de evitar estas fracturas, se dispuso un refuerzo adicional mediante barras diagonales colocadas en forma de trabas en la cara superior y en la cara inferior de la viga para restringir el pandeo de las barras en dirección perpendicular al plano del elemento. Incorporando este refuerzo se construyeron cuatro especímenes de prueba a escala próxima al tamaño real, representando un segmento de viga anclado a un trozo de columna. Durante los ensayos, se aplicaron cargas cíclicas siguiendo distintos protocolos, con el objeto de observar el grado de influencia de esta variable y verificar resultados inesperados obtenidos en un trabajo anterior.

En primer lugar, se pudo constatar que el refuerzo adicional tuvo un efecto favorable en todos los casos. Aunque no logró evitar por completo el pandeo del refuerzo longitudinal, pudo prevenirlo hasta que se alcanzaran valores de desplazamiento mayores a los alcanzados normalmente en estos ensayos. De la misma forma, en dos de los especímenes las barras longitudinales nunca se cortaron, y en los otros dos no lo hicieron hasta valores de la deformación muy altos y poco realistas.

Pese a que, producido el pandeo de las barras, se vio que éstas no llegaron a las altas curvaturas observadas en ensayos anteriores, no se pudo medir la curvatura ni comprobar si se había alcanzado o no la deformación unitaria crítica definida por Backley y Kowalsky (2019). Esto fue por problemas de visualización que tendrán que ser corregidos en el futuro.

Otros aspectos que inciden en la falla, tales como el deslizamiento de las barras dentro de sus anclajes o el efecto de la fatiga de bajo ciclaje se tratan en el trabajo asociado de Reyes (2023).

Con respecto a las recomendaciones para la implementación de este ensayo, es imperativo preocuparse del dispositivo que impide la torsión del espécimen. Ya que este problema interfiere considerablemente en los resultados. Se recomienda mejorar las placas y los pernos de fijación del actuador hidráulico para asegurar una sujeción adecuada durante cada ensayo.

Finalmente, se ha aclarado y logrado controlar algunos aspectos del diseño para la armadura trasversal inclinada y disminuido el riesgo de pandeo al parecer más allá de lo razonable a esperar en la realidad. Por lo tanto, se puede recomendar este sistema de armadura inclinada, en general para desarrollar estructuras importantes en lugares de sismicidad alta.

Capítulo 7

Referencias

American Concrete Institute Committee 318. (2014). *Building Code Requirements or Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

American Concrete Institute Committee 374. (2013). *Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads. 374.2R-13*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.

Azimi M., Adnan A., Tahir M., Rahman A., Muiz S. (2015). *Seismic Performance of Ductility Classes Medium RC Beam-Column Connections with Continuous Rectangular Spiral Transverse Reinforcements*. Latin American Journal of Solids and Structures, journal de Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering, Brazil. https://doi.org/10.1590/1679-78251387

Barcley L. y Kowalsky M. (2019). Critical Bending Strain of Reinforcing Steel and Buckled Bar Tension Test. *ACI Materials Journal, 116(3),53-61.* https://doi.org/10.14359/51715583

Basualdo, F. (2019). *Efectos de las amarras y soldaduras de los estribos en el comportamiento sísmico de los elementos de hormigón armado*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. https://hdl.handle.net/11673/46580

Bazáez, G. (2012). *Comportamiento en el plano de muros Insulated Concrete Forms (ICF) y aplicación en viviendas residenciales*. [Tesis de postgrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. https://repositorio-usm-cl.usm.idm.oclc.org/handle/11673/6271

Figueroa, G. (2019). *Aceros soldables en elementos de hormigón armado sometidos a solicitación sísmica*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.

Guzmán, A (2013). *Elementos de hormigón armado con barras de refuerzo con anclajes rectos sometidos a solicitaciones cíclicas*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.

Instituto Nacional de Normalización. (2009). *Hormigón – Ensayo de compresión de probetas cúbicas y cilíndricas*. (NCh 1037 of. 2009).

Instituto Nacional de Normalización. (2006). *Acero – Barras laminadas en caliente para hormigón armado*. (NCh 204 of. 2006).

Karayannis, C. G., & Chalioris, C. E. (2013). *Shear tests of reinforced concrete beams with continuous rectangular spiral reinforcement*. Construction and Building Materials. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.04.023

Krawinkler, H. (2009). *Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components*. In The 3rd international conference on advances in experimental structural engineering, San Francisco. https://n9.cl/nhe89k

Matson, C. (2018). *Fallas características de vigas de hormigón armado con armadura transversal inclinada sometidas a solicitación sísmica*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.

Moreno, A. (2011). *Falla de vigas de marcos sísmicos de hormigón armado en la zona próxima al nudo*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. https://repositorio-usm-cl.usm.idm.oclc.org/handle/11673/5532

Ovalle, C. (2004). *Efectos de la velocidad de deformación en el comportamiento de elementos de hormigón armado*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. http://hdl.handle.net/11673/42008

Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* (Vol. 768). New York: Wiley. https://doi.org/10.1002/9780470172841

Pérez, A. (2006). *Puesta en marcha del laboratorio de ensaye de estructuras a escala real – Ensayes de muros de hormigón armado.* [Tesis de postgrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. http://hdl.handle.net/11673/25692

Pino, C. (2017) *Vigas de hormigón armado con refuerzo transversal y anclajes inclinados 45° sometidas a solicitación sísmica*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. https://repositorio-usm-cl.usm.idm.oclc.org/handle/11673/14051

Rojas, J. (2009) *Elementos de hormigón armado con barras de refuerzo ancladas con ganchos sometidos a solicitaciones sísmicas*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM.

Rojas, H. S (2022) *Ensayos de barras de acero para hormigón armado sometidas a fatiga de bajo ciclaje con pandeo impedido*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. https://hdl.handle.net/11673/54315

Rojas, R. S. (2022). *Fractura de barras de acero para hormigón armado debidas a la deformación crítica por pandeo y a la fatiga de bajo ciclaje.* [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. https://hdl.handle.net/11673/54642

Reyes, G. (2023). *Análisis de los resultados de ensayos en elementos de hormigón armado sometidos a solicitación sísmica con armadura adicional para prevenir fracturas del refuerzo longitudinal*. [Tesis de pregrado en desarrollo, Universidad Técnica Federico Santa María].

Schnaidt, C. (2005). *Estudio en mesa de simulación de terremotos de dos soluciones para el soporte de una plataforma de hormigón armado*. [Tesis de postgrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. http://hdl.handle.net/11673/39787

Silva, B. B. (2014). *Vigas de hormigón armado con refuerzo al corte en 45° sometidas a cargas cíclicas*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. https://repositorio-usm-cl.usm.idm.oclc.org/handle/11673/4733

Silva, P. B. (2022). *Longitud de anclaje reducida para mitigar tendencia a la fractura de las barras de refuerzo en elementos de hormigón armado sometidos a intensa solicitación sísmica*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. https://hdl.handle.net/11673/54285

Vergara, M. (2014). *Vigas de hormigón armado con refuerzo uniforme y con refuerzo variable en su longitud sometidas a solicitación sísmica – Estudio experimental*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica Federico Santa María]. Repositorio USM. http://hdl.handle.net/11673/3895

Capítulo 8

Anexos



Figura 87: Colocación de barras longitudinales para columna



Figura 88: Instalación del refuerzo transversal en la columna

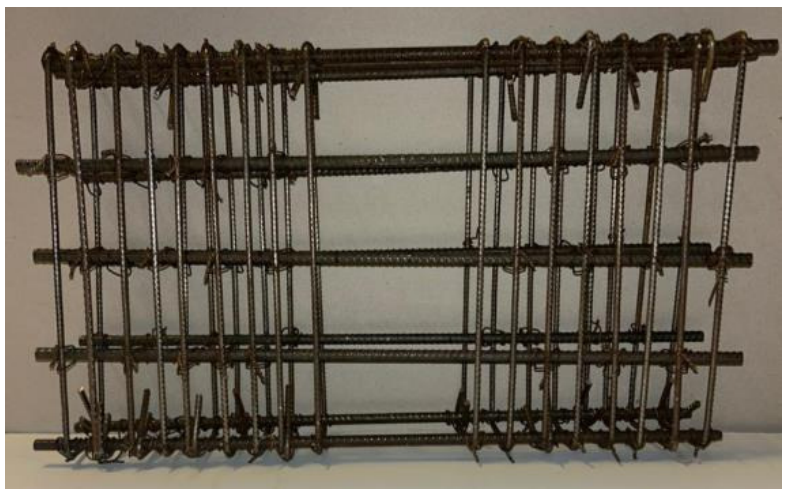


Figura 89: Instalación del refuerzo transversal, sin considerar a parte central de la columna

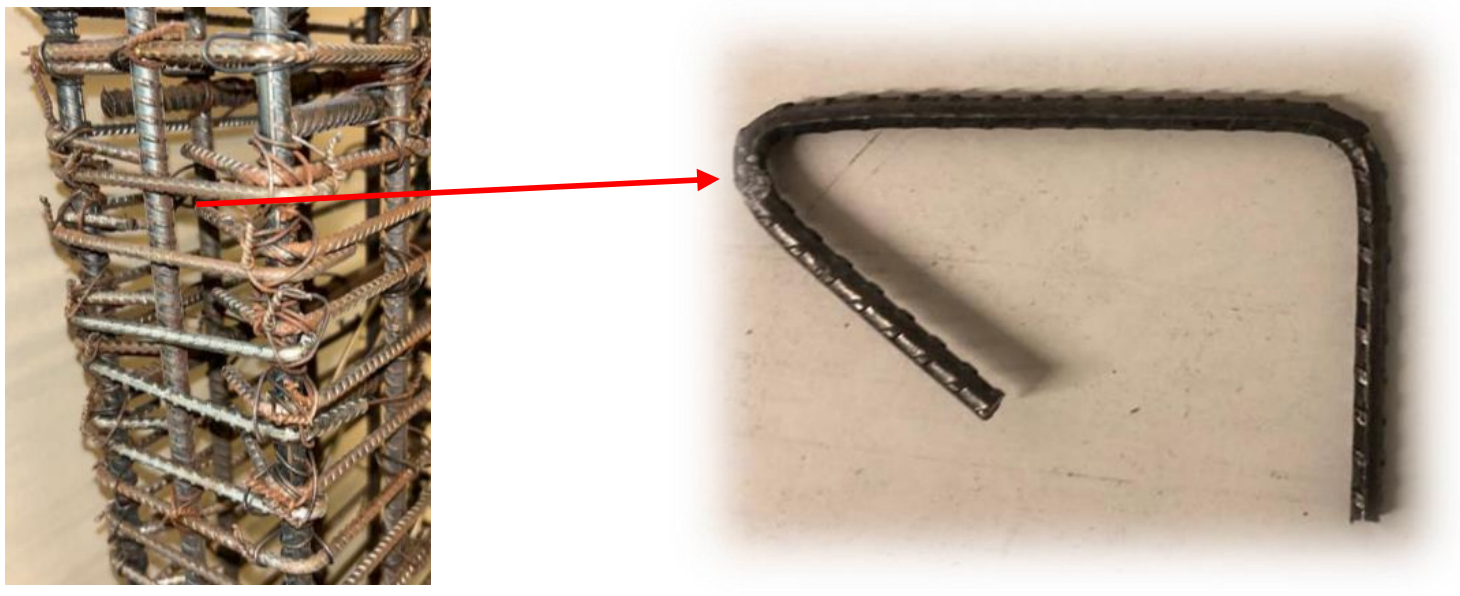


Figura 90: Instalación de refuerzo transversal en zona central de la columna

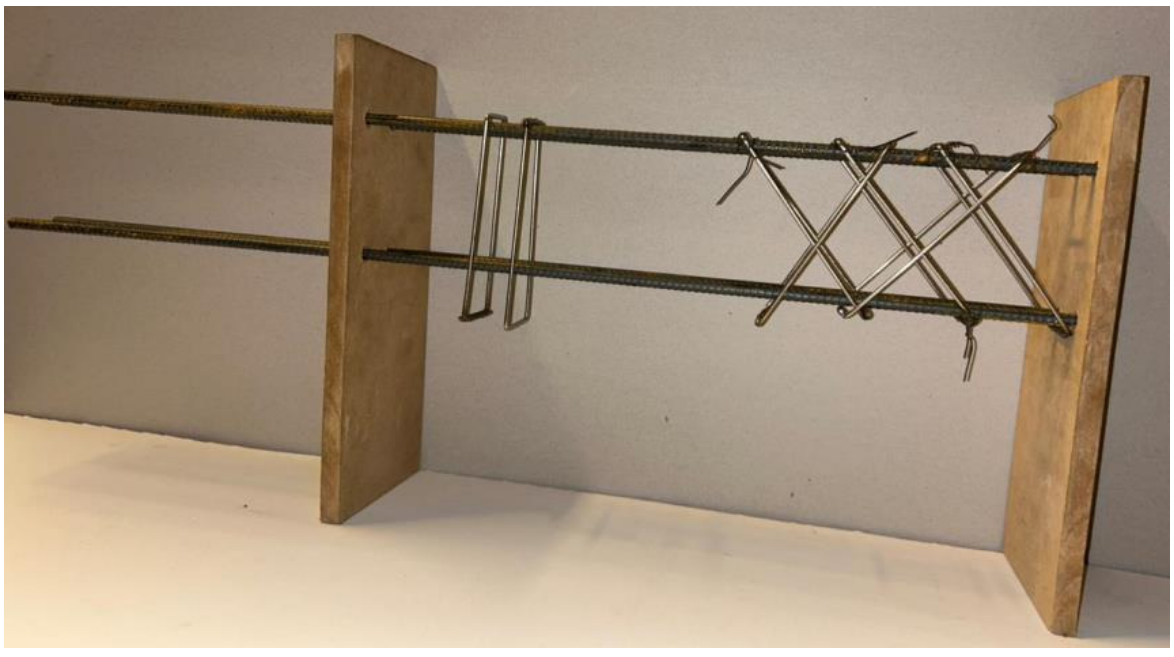


Figura 91: Colocación del refuerzo longitudinal y transversal en la viga

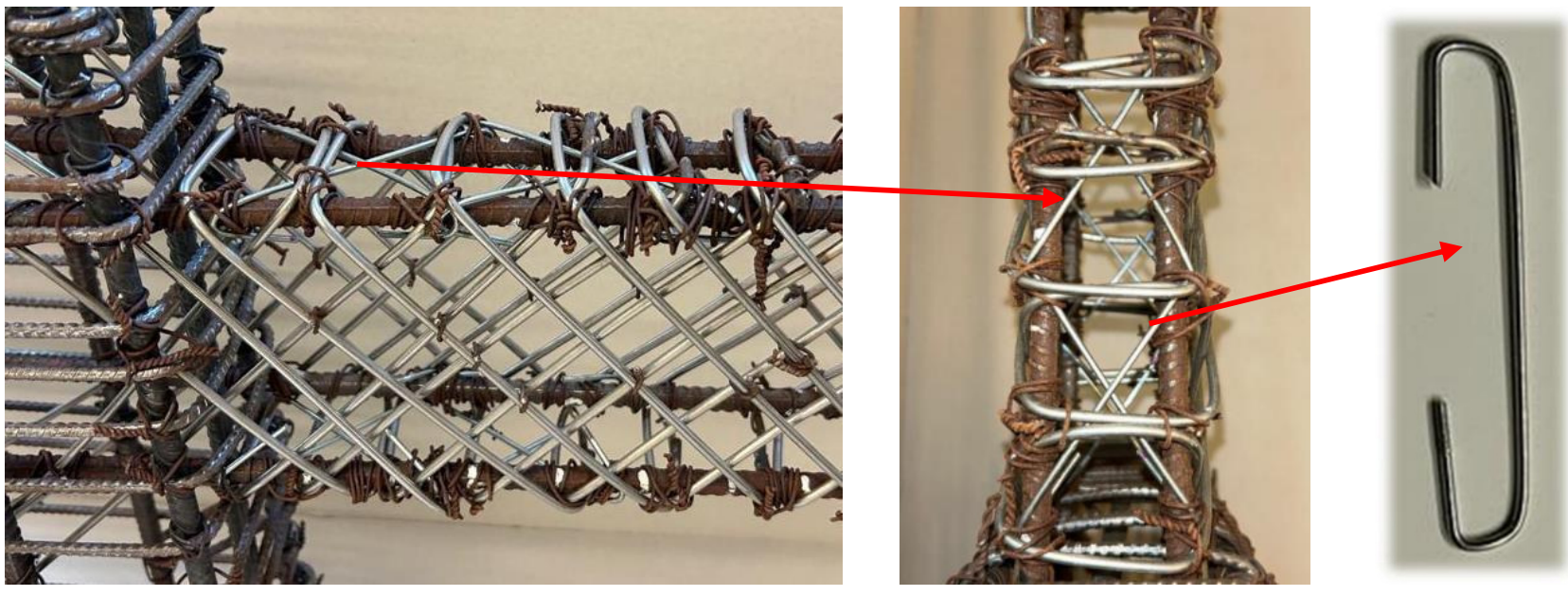


Figura 92: a) Armadura suplementaria; b) Vista planta superior de la viga; c) Armadura suplementaria

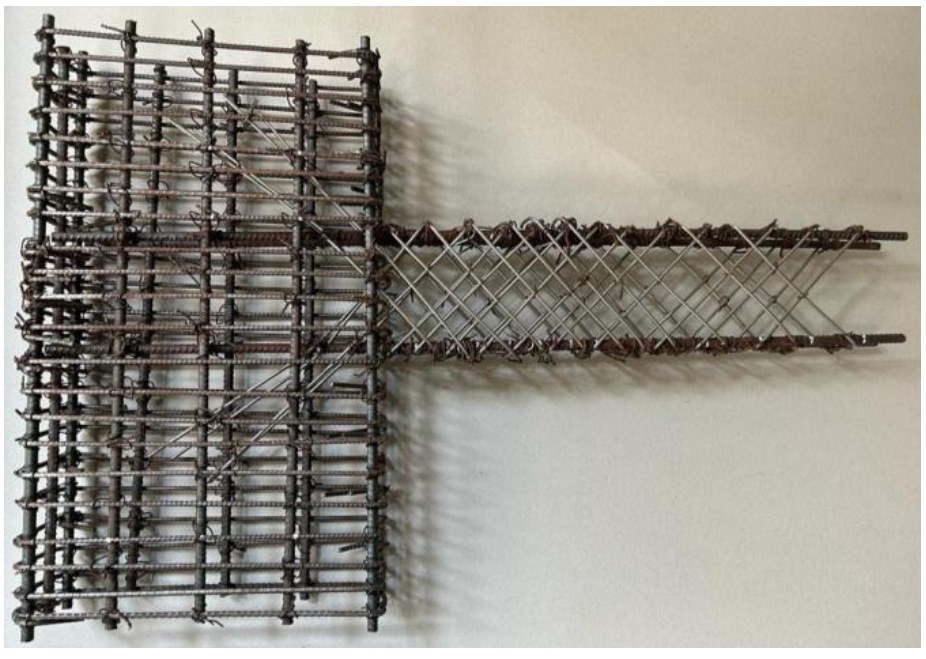


Figura 93: Armadura de los especímenes a escala 1/3 o 1/4



Figura 94: Moldaje de los especímenes

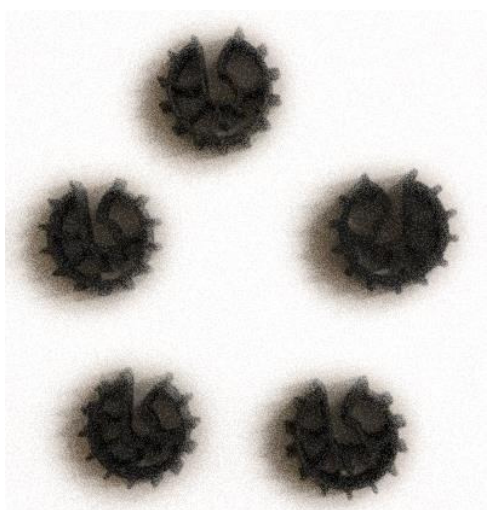


Figura 95: Separador rueda de 15 [mm]



Figura 96: Barras de anclaje conectadas en moldaje



Figura 97: Armadura preparada para hormigonar



Figura 98: Betonera de 200 [L]



Figura 99: Mesa vibradora



Figura 100: Hormigonado de las probetas



Figura 101: Hormigonado de los cilindros



a) b)

Figura 102: Sistema de fijación para las probetas a la mesa sísmica: a) Zapatos de apoyo; b) Placa metálica que fija el zapato de apoyo a la fundación apernada

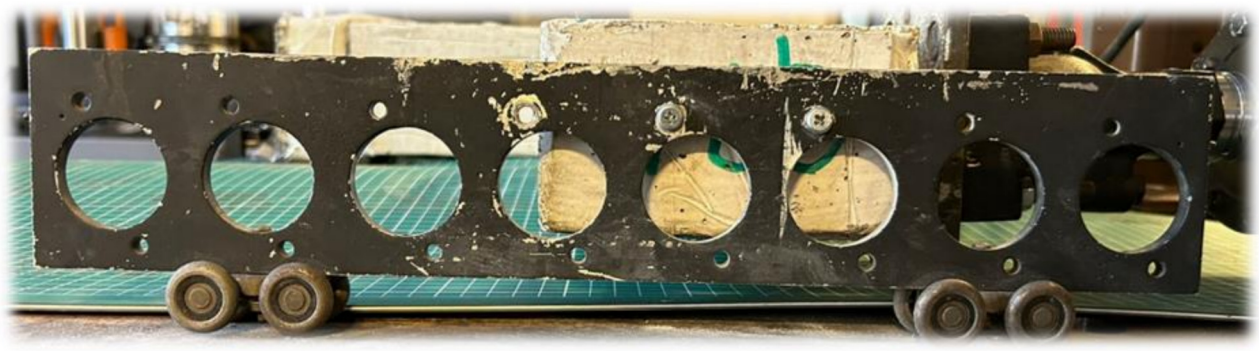
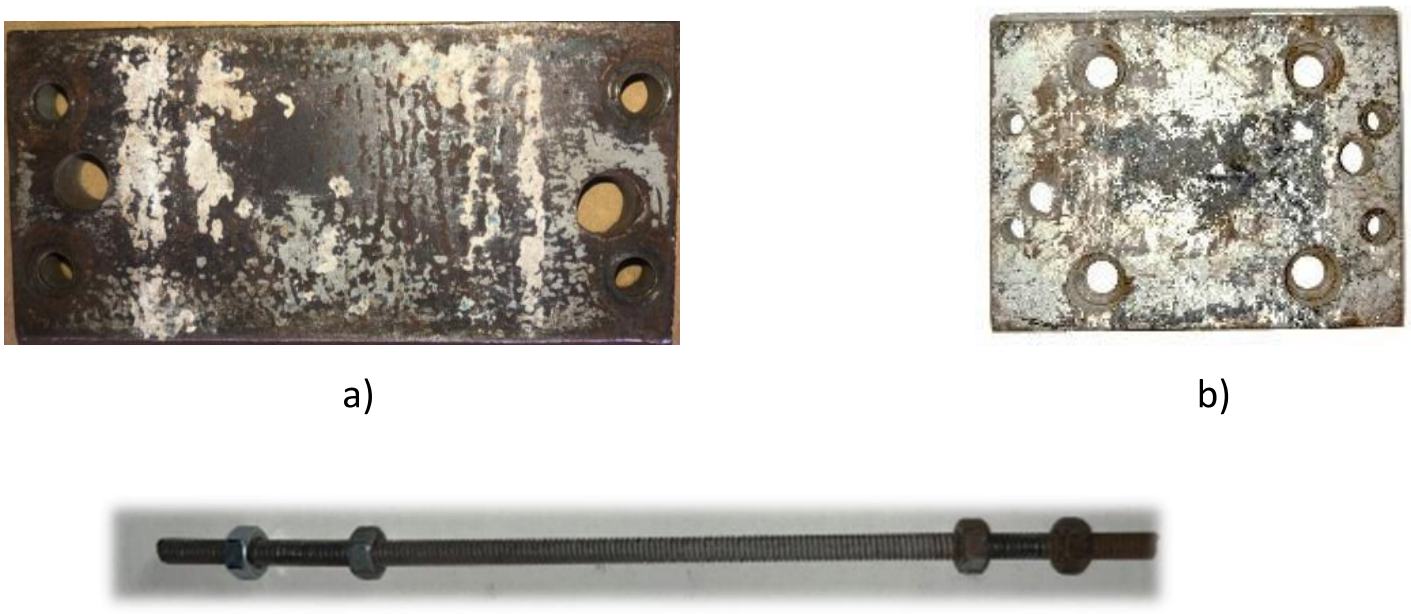


Figura 103: Carro deslizante fijo al extremo de la viga



a) b)

c)

Figura 104: Sistema de fijación del actuador al espécimen: a) Placa de fijación al espécimen; b) Placa de fijación al actuador; c) Perno de fijación



Figura 105: Electrodo para acero inoxidable E316 1/16 (2.0mm) X 1kg

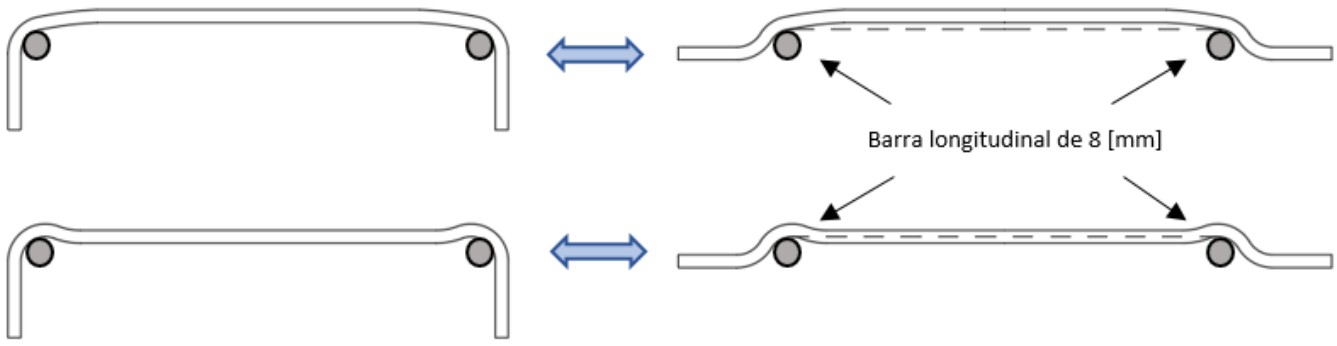


Figura 106: Esquema acinturamiento inferior y exterior de estribos (Matson 2018)

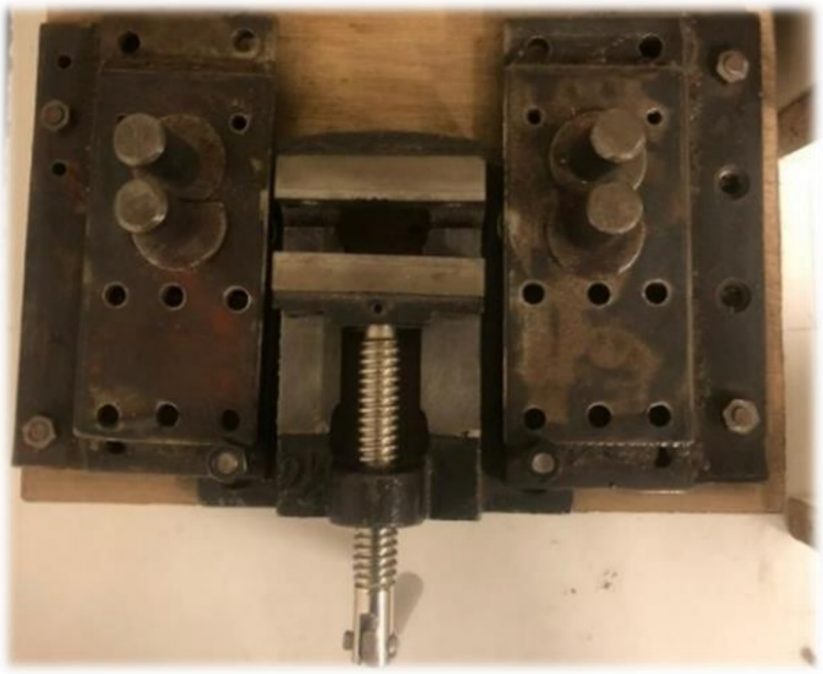


Figura 107: Machina para doblado de estribos

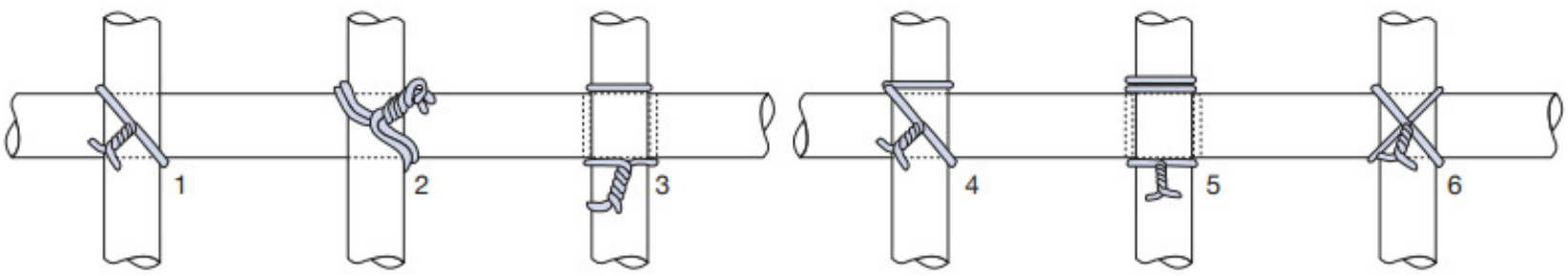


Figura 108: Tipos de amarras con alambre (GERDAU AZA 2005)