

**COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS CÍCLICAS DE VIGAS DE ACOUPLE DE
CONCRETO REFORZADO, REFORZADAS EXTERNAMENTE A CORTE CON
POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRAS DE CARBONO, CFRP.**



JULIÁN ANDRÉS MOLINA VELASCO

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

ÉNFASIS EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

BOGOTÁ D.C.

2023

**COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS CÍCLICAS DE VIGAS DE ACOUPLE DE
CONCRETO REFORZADO, REFORZADAS EXTERNAMENTE A CORTE CON
POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRAS DE CARBONO, CFRP.**



**PROYECTO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE MAGISTER EN
INGENIERIA CIVIL, CON ÉNFASIS EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

JULIÁN ANDRÉS MOLINA VELASCO

NANCY TORRES CASTELLANOS, Ph. D.

DIRECTORA

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO

BOGOTÁ D.C.

2023

El proyecto de grado de maestría titulado “Comportamiento ante cargas cíclicas de vigas de acople de concreto reforzado, reforzadas externamente a corte con polímeros reforzados con fibras de carbono, CFRP.”, presentada por Julián Andrés Molina Velasco, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magister en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural.

Nancy Torres Castellanos, Ph. D.

Directora

Carlos Eugenio Palomino Arias, M. Sc.

Jurado

Ismael Santana Santana, M. Sc.

Jurado

AGRADECIMIENTOS

A Dios en primer lugar por permitirme alcanzar un objetivo más sin comprometer mis principios y acompañarme cada día.

A mis papás que han hecho todo lo posible por verme convertido en lo que hoy día soy, a mi hermana que me ha acompañado en todo el proceso, a mi familia por siempre estar para mí y demás seres amados que me han acompañado de manera incondicional.

A la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito que fue mi segundo hogar en los últimos siete años, por darme la oportunidad de crecer como persona y formarme como profesional.

A la Dra. Nancy Torres por todo el apoyo que me brindo desde el primer día, por privilegio de poder trabajar a su lado, por su exigencia que día a día forjó una mejor persona y por todos sus consejos y conocimientos compartidos. A la Dra. Sandra Jerez por su valiosa ayuda y dedicación en los ensayos del laboratorio.

A Cristian y Luis por su colaboración en las diferentes actividades del proyecto y por el buen ambiente de trabajo. A María Isabel por su amabilidad y por estar siempre pendiente de los insumos necesarios para el desarrollo de la investigación.

A la empresa Structural Technologies y a la Universidad de Miami por el apoyo con la donación de los sistemas de polímeros reforzados con fibras FRP, por el interés de desarrollar investigaciones con nosotros y la asesoría para los procesos relacionados con el material.

Resumen

Los sistemas estructurales de muros de concreto reforzado han demostrado tener un buen desempeño estructural convirtiéndose en uno de los principales sistemas de resistencia ante cargas laterales. Sin embargo, para cumplir con aspectos estéticos de la arquitectura es necesario realizar aberturas para la instalación de puertas o ventanas, lo cual requiere de un elemento de conexión entre los dos muros capaz de transmitir la fuerza lateral durante un evento extremo, a este elemento vinculante se le conoce como viga de acople.

Estas vigas de acople son vigas de gran altura que se encuentran sometidas a grandes esfuerzos cortantes generados por la función que desempeña al garantizar un comportamiento integral entre muros. Se ha encontrado que bajo diseños convencionales de concreto reforzado se presentan fallas frágiles durante eventos sísmicos, que resultan en altos niveles de riesgo para los ocupantes de las edificaciones.

Múltiples investigaciones tanto experimentales como teóricas se han realizado a lo largo de los últimos años que han permitido estudiar su comportamiento y que gracias a los resultados obtenidos, hoy en día el ACI – 318 – 19 exige un refuerzo en las vigas de acople orientado diagonalmente que ha demostrado ser efectivo al controlar la demanda de esfuerzos cortantes, pero con gran dificultad de construcción por la interferencia con el acero longitudinal y transversal.

Buscando una mejora del comportamiento de las vigas ya existentes, se desarrolló el presente proyecto de investigación que permitió evaluar el comportamiento ante cargas cíclicas de vigas de acople reforzadas externamente con bandas de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP), con el fin de brindar una solución a la problemática mediante una opción de fácil instalación que incrementa la capacidad estructural a corte, mejora ligeramente la rigidez del elemento al mantener confinado el concreto brindando una mayor integridad y proporcionando mayor ductilidad, evitando las fallas frágiles.

En este documento se encuentra el desarrollo y análisis realizado con seis (6) especímenes de vigas de acople de concreto reforzado, de las cuales uno (1) se tomó como muestra de control y cinco (5) fueron reforzadas externamente con diferentes configuraciones de CFRP, con cordones de anclaje distanciados a una longitud variables.

Este trabajo de investigación fue realizado en conjunto entre la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, la Universidad de Miami y Structural Technologies. Encontrando resultados favorables ante las cargas impuestas, y que se exponen aquí con la intención de presentar una alternativa de reforzamiento y de aportar a futuras investigaciones.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	13
1. MARCO TEÓRICO.....	15
2. ESTADO DEL ARTE.....	20
2.1. Problemática de Reforzamientos Internos	20
2.2. Antecedentes de Reforzamientos Externos con FRP.....	22
3. OBJETIVOS.....	25
3.1. Objetivo general:.....	25
3.2. Objetivos específicos:	25
4. DESARROLLO ANALÍTICO – EXPERIMENTAL.....	26
4.1. Estudio Analítico	26
4.1.1. Diseño de Vigas de Acople	26
4.1.2. Dimensiones de los especímenes.....	26
4.1.3. Disposición del refuerzo interno.....	27
4.1.4. Materiales	28
4.1.4.1. Concreto	28
4.1.4.2. Acero de refuerzo	29
4.1.4.3. Tejidos de polímeros reforzados con fibra (FRP).....	29
4.1.4.4. Adhesivo Epóxico	29
4.1.4.5. Cordones de anclaje	30
4.1.4.6. Masilla de relleno epoxi	31
4.1.5. Matriz de prueba.....	31
4.1.6. Configuración del refuerzo externo.....	32
4.1.7. Capacidad Teórica	37
4.1.7.1. Espécimen CBS – 0.....	37

4.1.7.1.1.	Método Convencional	38
4.1.7.1.1.1.	Capacidad a Flexión.....	38
4.1.7.1.1.2.	Capacidad a Corte.....	40
4.1.7.1.2.	Método de Puntal – Tensor	41
4.1.7.1.2.1.	Capacidad a Flexión.....	41
4.1.7.1.2.2.	Capacidad a Corte.....	42
4.1.7.2.	Espécimen CBS – C400HM – E – 22	43
4.1.7.3.	Espécimen CBS – C400HM – U – 11.....	44
4.1.7.4.	Especímenes CBS – C400HM – U – 15 y CBS – C400HM – U – 22....	46
4.1.7.5.	Especímenes CBS – C400HM – U – 11 – 2N5	47
4.2.	Desarrollo Experimental	49
4.2.1.	Procedimiento constructivo	49
4.2.2.	Procedimiento de reforzamiento.....	50
4.2.2.1.	Preparación de la superficie	50
4.2.2.2.	Perforaciones para anclajes	52
4.2.2.3.	Regatas	53
4.2.2.4.	Preparación del adhesivo epóxico	53
4.2.2.5.	Preparación de masilla de relleno epoxi.....	55
4.2.2.6.	Instalación del refuerzo adicional de acero	56
4.2.2.7.	Instalación de los tejidos de FRP	58
4.2.2.8.	Instalación de los cordones de anclaje de FRP	60
4.2.3.	Montaje e instrumentación	62
4.2.4.	Protocolo de carga	64
5.	RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	65
5.1.	Resultados Experimentales	65

5.2.	Modo de Falla	66
5.2.1.	Muestra CBS – 0	66
5.2.2.	Muestra CBS – C400HM – E – 22	67
5.2.3.	Muestra CBS – C400HM – U – 11	68
5.2.4.	Muestra CBS – C400HM – U – 15	69
5.2.5.	Muestra CBS – C400HM – U – 22	70
5.2.6.	Muestra CBS – C400HM – U – 11 – 2N5.....	71
5.3.	Respuesta Histerética.....	72
5.4.	Ductilidad.....	73
5.5.	Degradación de la rigidez	77
5.6.	Comparación de resultados	79
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	81
6.1.	Conclusiones	81
6.2.	Recomendaciones	82
	REFERENCIAS	83
	ANEXOS.....	87
	ANEXO A. ENSAYOS DE TENSIÓN BARRAS DE ACERO.....	87
	ANEXO B. CURVAS DE HISTÉRESIS VIGAS DE ACOPLA.....	89

LISTADO DE TABLAS

Tabla 4.1. Propiedades de tejidos C400HM.....	29
Tabla 4.2. Propiedades V-Wrap 770	30
Tabla 4.3. Propiedades V-Wrap HM.....	30
Tabla 4.4. Propiedades V-Wrap PF.....	31
Tabla 4.5. Identificación de la muestra.....	31
Tabla 4.6 Parámetros iniciales especímenes de ensayo.....	38
Tabla 4.7. Capacidad teórica CBS – 0.....	43
Tabla 4.8 Dimensiones del reforzamiento CBS – C400HM – E – 22.....	44
Tabla 4.9 Dimensiones del reforzamiento CBS – C400HM – U – 11	45
Tabla 4.10 Dimensiones del reforzamiento CBS – C400HM – U – 15 y U – 22	46
Tabla 4.11. Capacidad teórica especímenes reforzados	48
Tabla 5.1. Resultados Experimentales.....	65
Tabla 5.2. Ductilidad	76
Tabla 5.3. Comparación de resultados.....	79

LISTADO DE FIGURAS

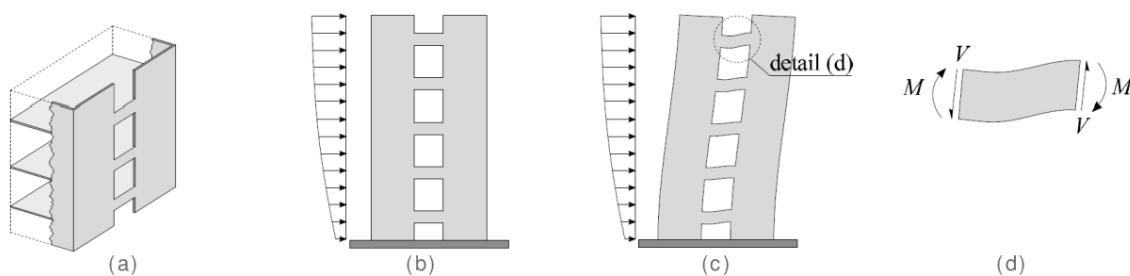
Figura 1. Sistema de muros estructurales	13
Figura 1.1 Precisión Método Puntal-Tensor (Perkins, 2011)	16
Figura 1.2 Congestión de refuerzo en vigas de acople (Escobar, 2008)	17
Figura 1.3. Refuerzo diagonal en vigas de acople (DIESCON Ingenieros, 2020)	17
Figura 1.4 Despegue (Debonding) de láminas de FRP (Pulido, 2020)	18
Figura 1.5 Anclajes de FRP en abanico.....	19
Figura 2.1 Reforzamiento con placa de acero (Subedi et al., 2001).....	21
Figura 2.2 Configuración de reforzamiento (Akkaya et al., 2022).....	22
Figura 2.3 Especímenes de vigas altas (Abadel et al., 2022)	23
Figura 2.4. Especímenes de muros de corte (Ortiz, 2020)	24
Figura 4.1 Dimensiones del espécimen [mm]	27
Figura 4.2 Disposición del refuerzo interno	28
Figura 4.3 Reforzamiento CBS - C400HM - E - 22.....	33
Figura 4.4 Reforzamiento CBS – C400HM – U – 11	34
Figura 4.5 Reforzamiento CBS – C400HM – U – 15	35
Figura 4.6 Reforzamiento CBS – C400HM – U – 22	36
Figura 4.7 Reforzamiento CBS – C400HM – U – 11 – 2N5.....	37
Figura 4.8 Distribución de deformaciones y esfuerzos	38
Figura 4.9 Modelo Puntal - Tensor para viga de acople.....	41
Figura 4.10 Solicitación del tensor longitudinal.....	41
Figura 4.11 Solicitación de tensor transversal.....	42
Figura 4.12 Solicitación de puntales	42
Figura 4.13. Proceso constructivo	50
Figura 4.14. Preparación de la superficie	51
Figura 4.15. Perforaciones.....	52
Figura 4.16. Regatas	53
Figura 4.17. Preparación V-Wrap 770	55
Figura 4.18. Preparación V-Wrap PF	55
Figura 4.19. Instalación de refuerzo adicional de acero	58
Figura 4.20. Instalación de tejidos FRP.....	59

Figura 4.21. Instalación de sistemas de anclaje V-Wrap HM	62
Figura 4.22. Montaje del ensayo	63
Figura 4.23. Instrumentación con LVDT's	63
Figura 4.24. Protocolo de carga.....	64
Figura 5.1. Modo de Falla CBS – 0.....	66
Figura 5.2. Modo de Falla CBS – C400HM – E – 22	67
Figura 5.3. Modo de Falla CBS – C400HM – U – 11	68
Figura 5.4. Modo de Falla CBS – C400HM – U – 15.....	69
Figura 5.5. Modo de Falla CBS – C400HM – U – 22.....	70
Figura 5.6. Modo de Falla CBS – C400HM – U – 11 – 2N5.....	71
Figura 5.7. Envoltentes de curva de histéresis.....	72
Figura 5.8 Desplazamientos elásticos e inelásticos	76
Figura 5.9. Ejemplo líneas secantes en ciclos de histéresis.....	78
Figura 5.10. Degradación de la rigidez.....	78
Figura A.1. Ensayo de Tensión Varilla	87
Figura A.2. Ensayo de Tensión Varilla No. 5	87
Figura A.3. Ensayo de Tensión Varilla No. 4	88
Figura A.4. Ensayo de Tensión Varilla No. 4	88
Figura B.0.5. Curva Histéresis CBS – 0.....	89
Figura B.6. Curva Histéresis CBS – C400HM – E – 22	89
Figura B.7. Curva Histéresis CBS – C400HM – U – 11	90
Figura B.8. Curva Histéresis CBS – C400HM – U – 15.....	90
Figura B.9. Curva Histéresis CBS – C400HM – U – 22.....	91
Figura B.10. Curva Histéresis CBS – C400HM – U – 11 – UN5	91

INTRODUCCIÓN

El sistema estructural de muros de corte ha sido uno de los más predominantes y prometedores de los últimos años, debido a su eficiencia para resistir cargas laterales, como vientos y sismos, lo cual ha permitido que se adopte en edificios de mediana y gran altura. De igual manera han tenido gran acogida por los arquitectos debido a que se logra un mayor uso de los espacios (Han et al., 2018). Sin embargo, esta propuesta estructural hace necesaria la aparición de aberturas en algunos muros de corte para generar espacios, ubicación de puertas y ventanas, y la instalación de equipos, entre otras.

Los muros de corte individuales, separados por aberturas, requieren un elemento estructural vinculante que brinde la suficiente rigidez para resistir y transferir la carga de un muro a otro, con el fin de hacerlos trabajar “como si fueran uno solo”. De esta manera se tienen muros de corte acoplados, con un elemento de conexión que absorbe grandes esfuerzos cortantes y al que se le denomina viga de acople por la función que cumple. En la Figura 1 se muestra la descripción de este sistema estructural.



(a) Modelo de muros con aberturas y vigas de acoplamiento, (b) Muros acoplados con cargas en el plano, (c) Deformación de los muros acoplados y (d) Fuerzas internas en vigas de acoplamiento

Figura 1. Sistema de muros estructurales

Dado que estas vigas conectan dos muros, se le exige un adecuado comportamiento sísmico, por lo cual, se debe garantizar la suficiente ductilidad y resistencia. Es por esto, que las vigas de acoplamiento tienen tamaños geométricos con alturas considerables y son conocidas como vigas altas, en las cuales la relación luz - profundidad es inferior a 4. A medida que se reduce su longitud, los esfuerzos cortantes aumentan y la inelasticidad se extiende por todo el elemento incumpliendo la teoría de las secciones planas, aplicada en vigas convencionales para estudiar su comportamiento (Chung et al., 2021).

La capacidad de deformación es un dato importante para el diseño basado en la eficiencia de las estructuras para soportar cargas sísmicas. En el caso de las vigas altas, se puede obtener una buena representación de su comportamiento mediante el análisis con un modelo de puntales y tensores, el cual puede brindar una precisión aceptable, pero que no deja de ser un método probabilístico (Nabilah et al., 2020).

Existen actualmente edificaciones que poseen vigas de acople que fueron diseñadas como vigas a flexión convencionales en las cuales se disponía la correspondiente armadura longitudinal y transversal de manera convencional, porque los códigos vigentes así lo permitían con algunos límites de tensión diagonal. Sin embargo, desde el sismo de Alaska 1964 se han ido demostrando que dichas vigas al ser analizadas y diseñadas con los métodos tradicionales presentan fallas frágiles, especialmente en las zonas diagonales, debido a la incapacidad para soportar altas sollicitaciones de esfuerzos cortantes, ofreciendo también un comportamiento sísmico deficiente (Nurchasanah et al., 2018).

Por las razones anteriores, se tiene un deficiente desempeño estructural de estos elementos, una baja ductilidad y una menor capacidad estructural, lo que resulta en altos niveles de riesgo de colapso, con la consiguiente pérdida de vidas humanas.

Desde los años 70's se han estudiado e implementado reforzamientos internos del concreto con barras de acero adicionales ubicadas en el sentido de las fallas diagonales, que han presentado adecuados niveles de desempeño, pero con un nivel de dificultad constructivo bastante alto por la presencia de acero longitudinal y transversal convencional en dichas vigas. Posteriormente, se desarrollaron reforzamientos con compuestos cementicios de fácil implantación pero que no arrojaron un mejoramiento significativo de la resistencia y comportamiento de las vigas de acople (Zhou et al., 2021).

Por lo descrito anteriormente, se tiene una alta necesidad de reforzar y mejorar la capacidad a corte implícito en un adecuado comportamiento sísmico de las vigas de acople de concreto reforzado mediante técnicas de fácil implantación, por lo que se plantea la opción del reforzamiento externo con polímeros reforzados con fibra (FRP), de carbono, que no requiere demolición y, por lo tanto, se tiene una menor producción de polvo, ruido y escombros.

1. MARCO TEÓRICO

Durante grandes terremotos, las vigas de acoplamiento correctamente diseñadas actúan como elementos fusibles sísmicos que disipan la mayor parte de la energía sísmica de entrada en sistemas de muros de corte acoplados. Por lo tanto, las vigas de acoplamiento deben tener suficiente resistencia, deformación y capacidad de disipación de energía para garantizar una resistencia sísmica satisfactoria (Han et al., 2019).

El análisis para evaluar la capacidad de resistencia y deformación de las vigas se basa en la hipótesis de Navier – Bernoulli en la cual se considera que las secciones planas permanecen planas. Sin embargo, esta teoría no aplica en las vigas de acople donde la relación luz – profundidad es inferior a 4, obteniendo así una concentración de cargas que según el principio de Saint – Venant genera distribuciones de esfuerzos no uniformes, aumentando la demanda de cortante en todo el elemento que resulta en un estado de esfuerzos complejo. Estas vigas de acople son consideradas como vigas altas o profundas que se clasifican en la categoría de regiones/miembros discontinuos (miembros D), y requieren de un análisis mediante modelos de puntales y tensores (Mihaylov, 2019) o modelos muy refinados por el método de los elementos finitos que permitan estudiar las zonas de mayores solicitaciones y una disposición adecuada del refuerzo.

Debido a las dudas generadas en la aplicabilidad del método de las secciones, (Perkins, 2011) decidió realizar ensayos para investigar el comportamiento a cortante de vigas profundas, tomando como una de las variables la luz del elemento y con una altura de 1030 mm, ya que, aunque los modelos de puntales y tensores parecen representar mejor el flujo de esfuerzos, existen casos que pueden dar predicciones poco seguras y que pueden arrojar respuestas diferentes de acuerdo a la experiencia del ingeniero diseñador.

Los resultados indicaron que el modelo de puntal – tensor para vigas altas, puede proporcionar predicciones alejadas de la realidad para las vigas de mayor luz, pero que se obtienen valores más realistas de la capacidad a medida que la relación luz – profundidad se hace más pequeña, lo cual se puede observar en la Figura 1.1. Esto significa que para vigas con relación l/h cercana a 4,0 se tiene una incertidumbre de la capacidad, sin embargo, para relaciones menores a 4,0 la probabilidad de predecir correctamente la capacidad del elemento es mayor.

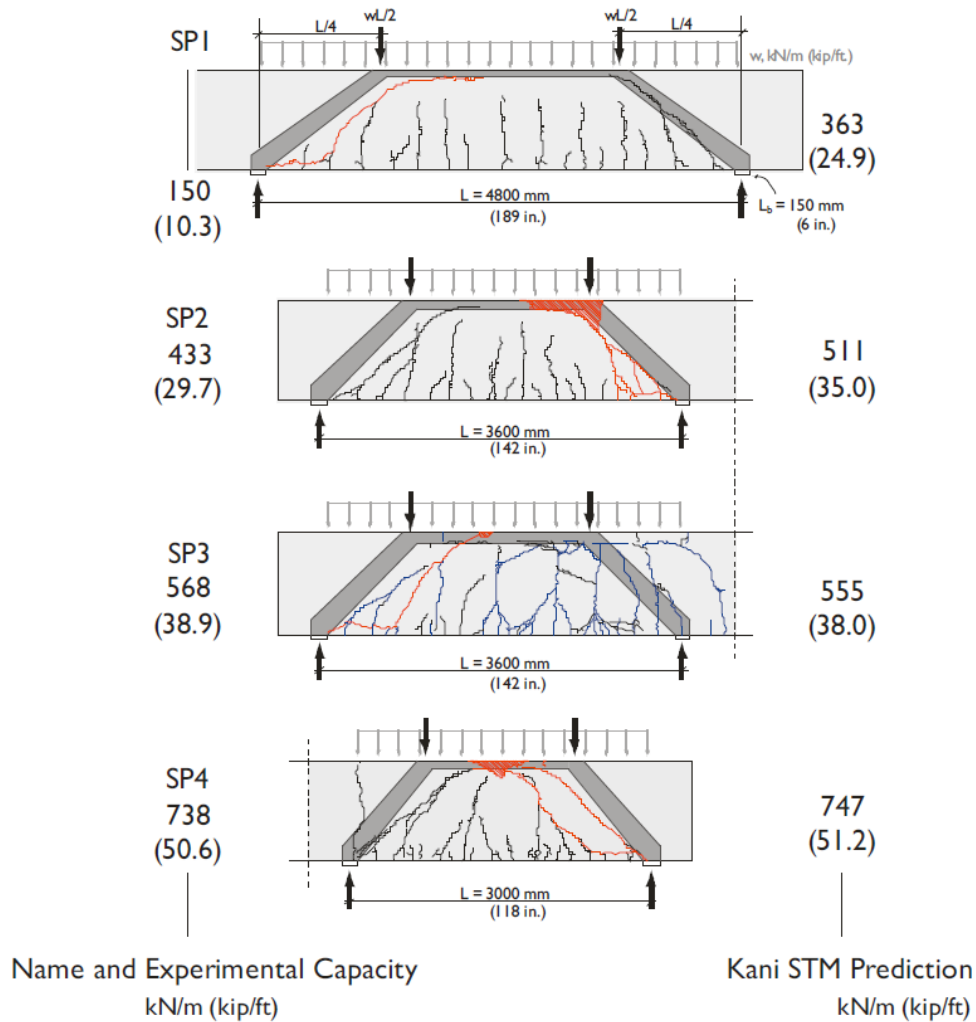


Figura 1.1 Precisión Método Puntal-Tensor (Perkins, 2011)

Adicionalmente, estos elementos cuentan con una gran rigidez y se encuentran sometidos a altas tensiones de cizallamiento asociadas a la flexión de doble curvatura, por lo que se requiere de una gran cantidad de refuerzo transversal y/o refuerzos orientados en diagonal. Se han realizado investigaciones experimentales para identificar la configuración o técnica de refuerzo más eficientes para un adecuado comportamiento sísmico. Sin embargo, aunque las propuestas de refuerzo diagonal reducen el fisuramiento por corte y mejoran la resistencia del elemento, la construcción de estos reforzamientos internos tiene alto grado de dificultad (Mihaylov, 2019), como se observa en la Figura 1.2 y en un caso más realista donde se puede ver la congestión de acero en la Figura 1.3.

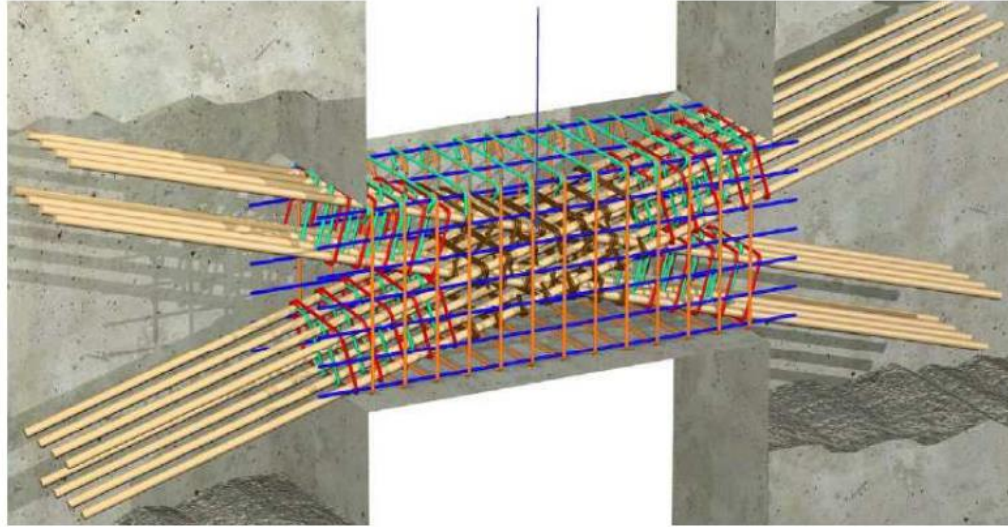


Figura 1.2 Congestión de refuerzo en vigas de acople (Escobar, 2008)



Figura 1.3. Refuerzo diagonal en vigas de acople (DIESCON Ingenieros, 2020)

Por esta razón, los polímeros reforzados con fibra (FRP) se han convertido en una alternativa emergente de reforzamiento, reparación y rehabilitación, ya que es un material ligero, no presenta corrosión, presenta grandes resistencias a tracción y es de fácil implantación. (American Concrete Institute (ACI – 440), 2017). El material se compone de una resina y una fibra sintética, generalmente se utiliza resina epóxica para adherir las bandas al elemento que se va a reforzar y las cuales pueden ser de carbono (CFRP), vidrio (GFRP) y aramida (AFRP) (Vega Vargas, 2015).

Los reforzamientos externos con polímeros reforzados con fibra pueden mejorar las capacidades por flexión y por corte de estructuras existentes e incluso pueden ser implementadas para reparaciones de estructuras con capacidades degradadas al haber sido sometidos sus elementos a solicitaciones sísmicas (Tumialan et al., 2009).

Sin embargo, es importante tener en cuenta que el modo de falla típico en los reforzamientos de FRP adheridos externamente es por despegue de la fibra del sustrato de concreto (Figura 1.4), limitando así la capacidad que podría llegar a desarrollar por las excelentes propiedades del material. Es así como surgen los anclajes para refuerzos de FRP, los cuales buscan incrementar la capacidad de transferencia y así retrasar o eliminar la falla prematura por esta condición. (Cortez, 2014)



Figura 1.4 Despegue (Debonding) de láminas de FRP (Pulido, 2020)

En la actualidad, estos anclajes también son fabricados en FRP debido a la buena durabilidad del material, y consisten en fibras unidireccionales en sección cilíndrica que se embeben en resinas epóxicas, se introducen en la perforación realizada, se expanden en forma de abanico y se adhiere al reforzamiento con los mismos materiales utilizados para este (Figura 1.5). La eficiencia de estos anclajes ha sido demostrada en diferentes trabajos de investigación, logrando retrasar el despegue o incluso cambiando el modo de falla. (Villanueva, 2017)



Figura 1.5 Anclajes de FRP en abanico

Aunque el tema de reforzamiento externo de elementos estructurales por medio de polímeros reforzados con fibra, FRP, es un tema ampliamente estudiado, el uso en vigas de acople al igual que el comportamiento de los anclajes de FRP, no están lo suficientemente experimentados y documentados. Por lo anterior, se hace necesario el estudio del comportamiento sísmico de estas vigas de acople mediante diferentes configuraciones de reforzamiento externo para evaluar el desempeño y grado de daño al cual se pueden ver expuestas durante un evento sísmico.

2. ESTADO DEL ARTE

2.1. Problemática de Reforzamientos Internos

En la década de los 60's, era muy común el uso de las vigas de acople de concreto reforzadas de manera convencional, es decir, refuerzo con barras de acero ubicadas longitudinal y transversalmente en el elemento (Zhou et al., 2021). En el terremoto de Alaska 1964, la gran mayoría de estas vigas experimentaron fallas por cizallamiento y deslizamiento frágil, despertando así el interés en la investigación del comportamiento sísmico de estos elementos (Han et al., 2018).

(Santhakumar, 1974) examinó el modelo de una estructura de siete (7) pisos con muros cortantes acoplados y los resultados de laboratorio mostraron que el modo de falla de las vigas de acople era por cortante y por pandeo producido en la zona diagonal. Por esta razón, (Paulay, 1974) sugirió un refuerzo orientado en diagonal con confinamiento para las vigas de acople mediante la ubicación de dos grupos de barras con intersección diagonal en el centro de la luz. Después de varios ensayos se evidenció que el modo de falla de las vigas seguía siendo por tensión diagonal, pero con una mejor rigidez y ductilidad, que le permitía mantener un adecuado comportamiento sísmico.

Años más tarde, (Barney et al., 1980) y (Tassios, 1996) ensayaron ocho (8) vigas de acople de concreto reforzado, con refuerzo diagonal, con una relación de esbeltez de 2,5 y 5,0 bajo cargas cíclicas, donde encontraron que las vigas de acople con relación de esbeltez de 5,0 tenían mejor resistencia y adecuado comportamiento sísmico. Sin embargo, para mantener una relación luz – profundidad de 5,0 se tiene la desventaja de un mayor espesor de la viga que por ende genera muros de mayor espesor.

Debido a que las vigas de acople de concreto reforzadas con las técnicas anteriormente mencionadas son difíciles de construir debido a la interferencia con el refuerzo transversal, (Shahrooz et al., 1993) propuso en su investigación la idea de reforzar las vigas de acople con concreto con fibras cortas de acero, con el fin de lograr una curva de histéresis estable y una construcción fácil. En los resultados, los autores indican que este método de reforzamiento no presentó un buen rendimiento.

(Tegos et al., 1998) partiendo de estos deficientes resultados en el comportamiento decide retomar los ensayos en vigas de acople reforzadas diagonalmente, sin confinamiento, pero con configuración rómbica, obteniendo resultados que le permitieron demostrar que dicha configuración proporcionaba un mejor rendimiento, y presentaba una mejor ductilidad y resistencia que las vigas reforzadas internamente diagonalmente ensayadas hasta ese momento.

(Subedi et al., 2001), con la idea de facilitar el proceso constructivo, construyó una viga reforzada con placa de acero incrustada en el concreto Figura 2.1, lo cual resultó tener varias ventajas adicionales a la facilidad de construcción, como la alta resistencia al cizallamiento y la buena deformabilidad, logrando que el concreto y la placa de acero presentaran una buena transferencia de esfuerzos.

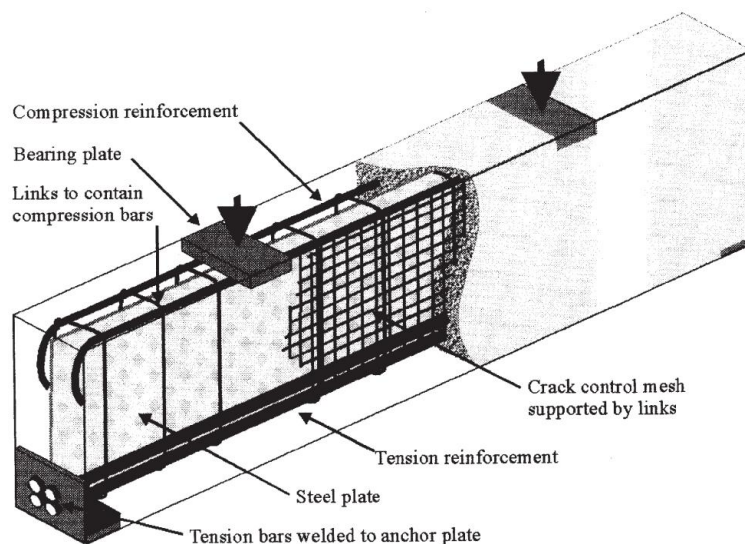


Figura 2.1 Reforzamiento con placa de acero (Subedi et al., 2001)

Por otro lado, (Kwon et al., 2013) propusieron un cambio de material en las vigas de acople con compuestos cementicios reforzados con fibra de alto rendimiento, presentando un endurecimiento por deformación antes de presentarse la fractura, sin embargo, después de sus estudios comprobó que no era eficiente ya que también se requería de la presencia de acero orientado en diagonal para garantizar un adecuado comportamiento sísmico.

2.2. Antecedentes de Reforzamientos Externos con FRP

Existen algunas investigaciones relacionadas con vigas de gran altura, una de ellas es la de (Akkaya et al., 2022) que ensayaron dieciocho (18) vigas altas de concreto reforzado con resistencia a la compresión de 35 MPa, de las cuales trece (13) fueron envueltas con tiras de polímeros reforzados con fibra de vidrio y carbono, separadas a 150 mm y 100 mm, y cinco (5) fueron las muestras de control. Las vigas tenían como refuerzo de acero dos barras longitudinales inferiores de 20 mm de diámetro, dos barras longitudinales superiores de 12 mm de diámetro, dos barras longitudinales de 8 mm de diámetro como refuerzo de fisuración y transversalmente contaban con estribos de 8 mm de diámetro cada 150 mm. La altura y el ancho de las vigas eran de 300 mm y 140 mm respectivamente, y la longitud fue variable con el fin de tener relaciones de 1,0, 1,5 y 2,0 entre la luz y la altura. (Figura 2.2)

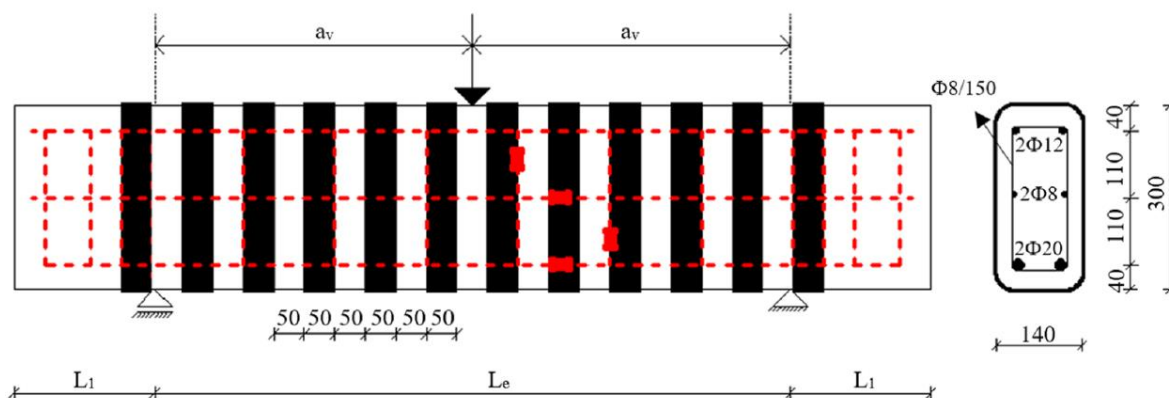


Figura 2.2 Configuración de reforzamiento (Akkaya et al., 2022)

De acuerdo con los resultados experimentales, encontraron un comportamiento dúctil y de mejor desempeño con fibras de carbono solo en las vigas con relación de 2,0 ya que a medida que la relación aumentaba, la capacidad de deformación también lo hacía y que las vigas con relaciones menores tuvieron mejor comportamiento con las fibras de vidrio. El aumento del número de capas de FRP y la reducción de la separación libre de las bandas mejoró las deflexiones de las vigas y las capacidades a cortante llegando a incrementos del 58% con reforzamientos de fibra de carbono que correspondía a cargas de 542 kN.

Recientemente, (Abadel et al., 2022) evaluaron la eficiencia de los estribos y el sistema de reforzamiento con FRP para mejorar la resistencia a cortante en seis (6) vigas altas de 150 mm de base, 300 mm de altura y una luz efectiva de 750 mm con refuerzo longitudinal en la

parte inferior de 4 barras de 16 mm de diámetro y en la parte superior de 2 barras de 8 mm de diámetro. Dividieron las vigas en tres grupos, en el primero se encontraban las vigas de concreto normal, en el segundo se construyeron vigas con concreto reforzado con fibras de ultra altas prestaciones (UHPFRC) y en el tercero se instalaron reforzamientos con fibras de carbono a las vigas de concreto UHPFRC, y en cada grupo se ensayaron una viga con estribos y otra viga con estribos de 8 mm de diámetro cada 100 mm. (Figura 2.3)

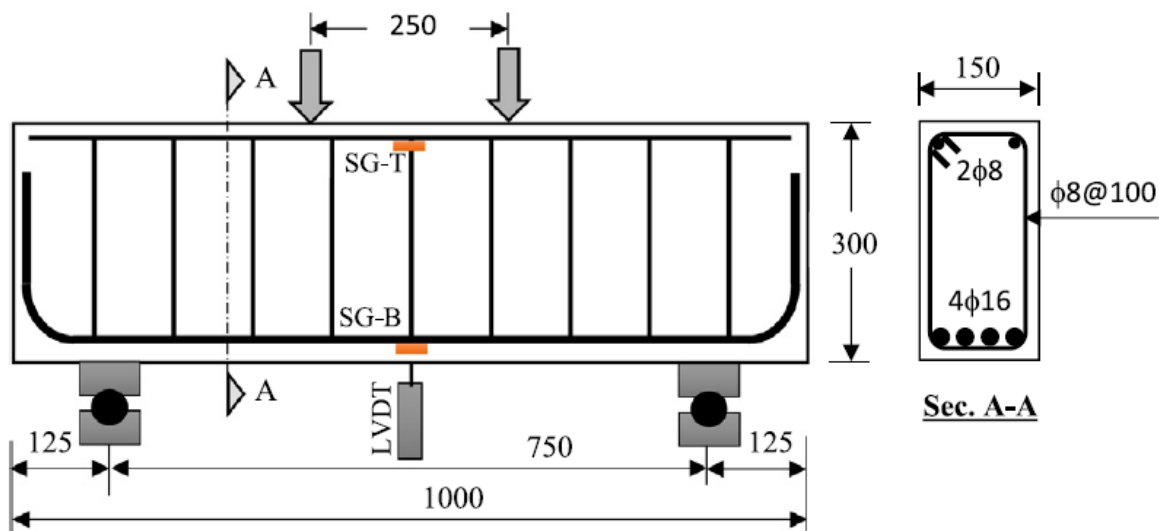


Figura 2.3 Especímenes de vigas altas (Abadel et al., 2022)

De esta manera encontraron que con la utilización del concreto UHPFRC se mejoró significativamente la resistencia a cortante en comparación con el concreto normal, pero se redujo la capacidad de deformación. Sin embargo, la instalación del esquema de reforzamiento en “U” con bandas de FRP en estas vigas del tercer grupo, resultó efectivo para aumentar tanto la resistencia a cortante como la capacidad de deformación, aportando un 185% adicional de ductilidad a los elementos.

En Colombia, este material sigue aún no se reglamenta, pues en varias oportunidades se han hecho consultas a la COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES con respecto al uso de bandas de fibras de carbono o vidrio en el reforzamiento de edificaciones, dando como respuesta en el acta N° 135 del 12 de octubre de 2016, que la implementación de este tipo de reforzamientos no está reglamentada en la NSR – 10 (Norma de construcción sismo resistente vigente hoy en día) y

para su uso se debe realizar el proceso de homologación de materiales y métodos alternos de diseño y construcción, de acuerdo con el artículo 8 de la Ley 400 de 1997.

Sin embargo, en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Gravito se han ido desarrollado algunas investigaciones al respecto, como es el caso de (Ortiz, 2020) quien llevó a cabo un proyecto en donde evaluó el desempeño de los sistemas de FRP como reforzamiento a cortante, ensayando diez (10) muros esbeltos de concreto reforzado de diferentes resistencias a la compresión, con dimensiones de 0,1 m x 1,3 m x 2,6 m que tenían deficiencias a cortante (Figura 2.4). Además de mejorar significativamente las capacidades de los muros, uno de los hallazgos más relevantes fue el incremento de la rigidez inicial de los elementos reforzados, llegando a aportes de 115% adicional respecto a los no reforzados, aunque después del desprendimiento de las fibras decae rápidamente y tiende a la rigidez de las muestras sin bandas de FRP.

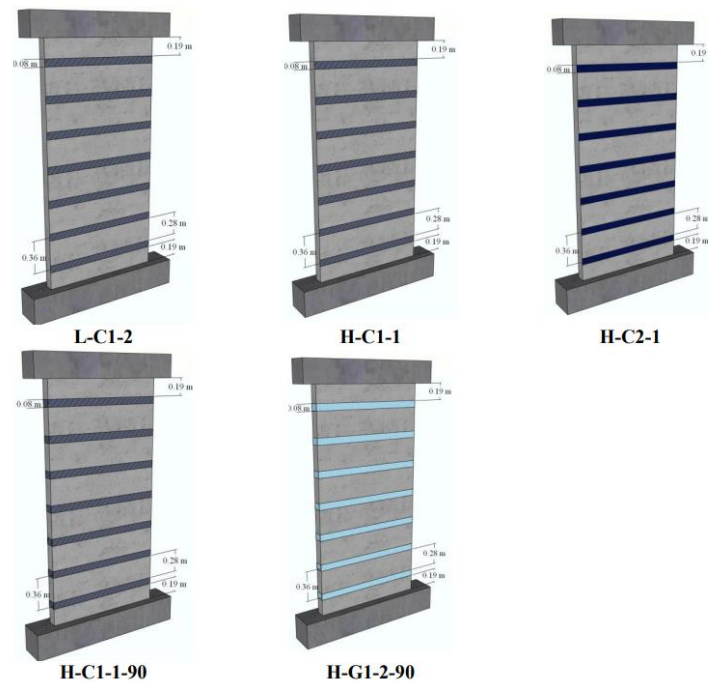


Figura 2.4. Especímenes de muros de corte (Ortiz, 2020)

Con las causas, efectos y estudios consultados, y teniendo en cuenta que el reforzamiento de vigas de acople sigue siendo un tema de investigación, resulta bastante útil la experimentación con vigas de acople reforzadas externamente con polímeros de fibra reforzados, FRP en búsqueda de mejorar la capacidad a cortante de estructuras existentes, gracias a su fácil instalación.

3. OBJETIVOS

3.1. Objetivo general:

Evaluar el comportamiento ante cargas cíclicas de vigas de acople de concreto reforzado, reforzadas externamente a corte con polímeros reforzados con fibras de carbono, CFRP.

3.2. Objetivos específicos:

- Evaluar los niveles de capacidad, ductilidad y modos de falla de las vigas de acople con y sin refuerzo externo.
- Determinar el aumento de la capacidad estructural y la rigidez de vigas de acople con reforzamiento externo de CFRP.
- Identificar la opción más favorable de configuración de refuerzo para mejorar la capacidad, ante cargas cíclicas, de las vigas de acople.

4. DESARROLLO ANALÍTICO – EXPERIMENTAL

El desarrollo del trabajo de investigación consistió en el dimensionamiento, diseño, construcción, montaje y ensayo de seis vigas de acople de concreto reforzado, con deficiencia a esfuerzos de corte, sometidas a sollicitaciones de flexión bajo carga cíclica. Los especímenes ensayados eran de concreto reforzado con resistencia a la compresión promedio de 31,5 MPa (4500 psi) y con bandas de polímero reforzado con fibras de carbono (CFRP) adheridas externamente.

El plan de ensayos se desarrolló con el fin de evaluar la eficiencia de diferentes configuraciones de reforzamiento externo con polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP), mediante el procedimiento de colocación en húmedo, donde las fibras se aplicaron de forma continua en cada espécimen, siguiendo el procedimiento recomendado del fabricante.

Para el ensayo de las vigas se utilizó un montaje que garantizaba el empotramiento en los dos extremos, simulando un empotramiento y aplicando una carga cíclica en el centro de la luz, generando así una condición de flexión máxima en el mismo punto.

Este capítulo presenta la caracterización de los materiales, el diseño de las vigas de acople de concreto reforzado, la capacidad teórica, la construcción y el refuerzo con productos FRP, el montaje y el protocolo de carga utilizado para las pruebas.

4.1. Estudio Analítico

4.1.1. Diseño de Vigas de Acople

Las consideraciones para el diseño de las vigas de acople fueron el modo de falla esperado, el montaje de los ensayos, la aplicación de la carga, la capacidad del actuador pseudo-dinámico y las configuraciones del refuerzo externo de FRP.

4.1.2. Dimensiones de los especímenes

Partiendo de la definición de vigas de acople, como vigas altas con relación luz - profundidad menor a cuatro, se establecieron vigas con una luz de 2740 mm y sección transversal rectangular prismática de 690 mm de altura por 200 mm de ancho, este espesor se tomó como típico de los muros en edificaciones del medio colombiano. Estos elementos tenían

restricciones en los extremos para simular los muros acoplados, con dimensiones de 1330 mm x 760 mm, lo cual da como resultado vigas con una longitud total de 4260 mm. En la Figura 4.1 se muestran las dimensiones mencionadas anteriormente.

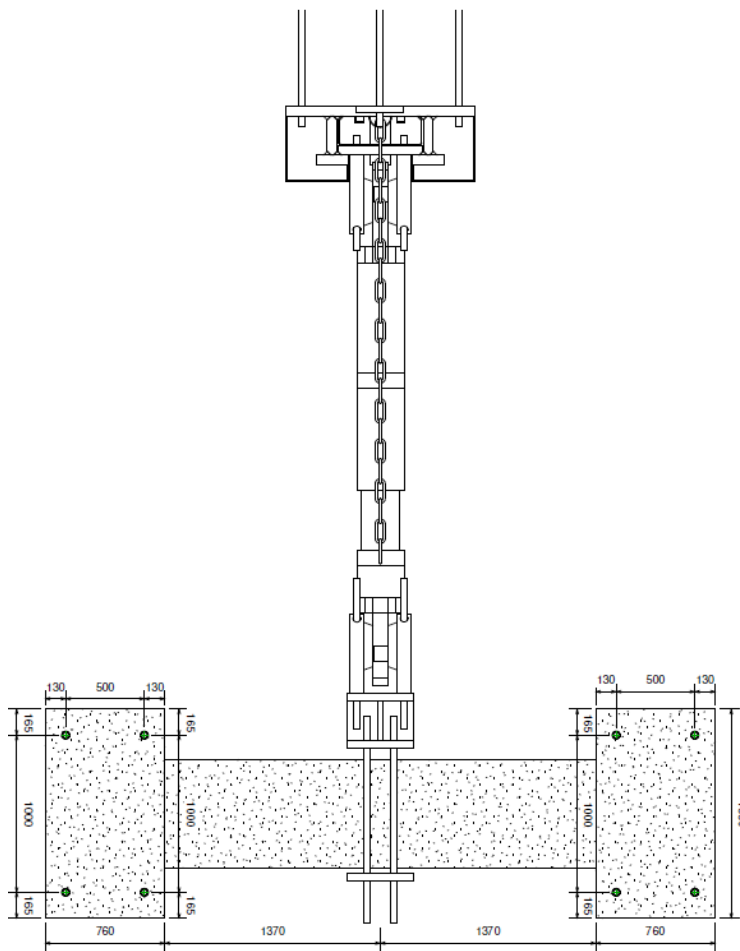


Figura 4.1 Dimensiones del espécimen [mm]

4.1.3. Disposición del refuerzo interno

Las vigas de acople fueron reforzadas internamente de manera convencional, con 2 barras de acero No. 5 longitudinalmente tanto en la parte inferior como en la parte superior de la misma, y con 4 barras de acero No. 4 distribuidas en dos filas separadas 155 mm en el centro de la altura; transversalmente se dispusieron estribos con barras de acero No. 2 cada 500 mm, centro a centro de barra, con recubrimientos de 40 mm en todos los bordes como se muestra en la Figura 4.2.

El diseño de las muestras de vigas de acople se realizó con el fin de garantizar que la viga tuviese una deficiencia a cortante y que la capacidad a flexión fuera mayor, de esta manera, se forzaba un modo de falla frágil por el incremento de esfuerzos cortantes en las zonas diagonales de la viga que permitiera determinar el comportamiento de un reforzamiento externo de FRP.

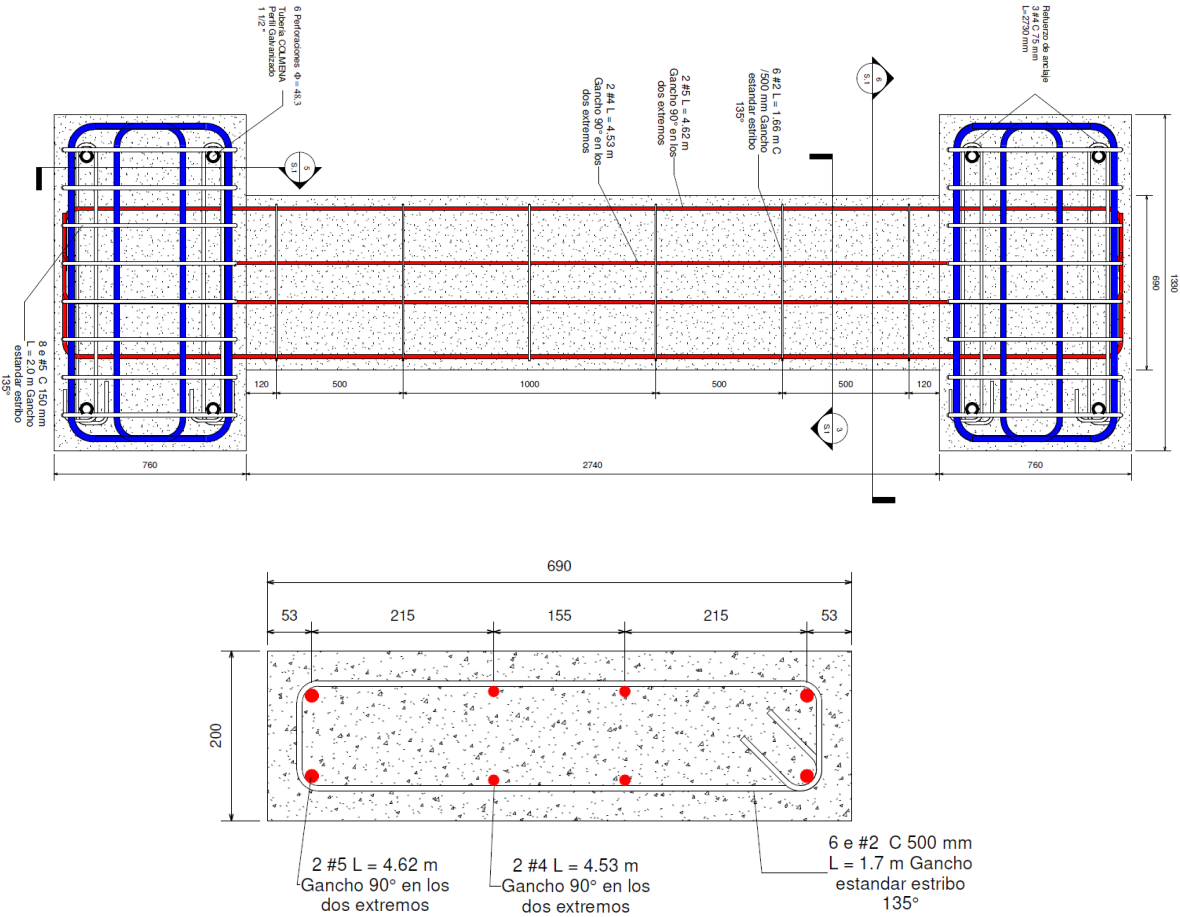


Figura 4.2 Disposición del refuerzo interno

4.1.4. Materiales

4.1.4.1. Concreto

Las vigas de acople junto con los macizos que sirven de apoyo para estas, fueron construidos en concreto estructural, cuyas resistencias promedio a la compresión se determinaron de acuerdo a la Norma Técnica Colombiana 673-10 (Norma Técnica Colombiana, en adelante denominada NTC) relacionada con American Society for Testing and Materials C39 (American Society for Testing and Materials, en adelante denominada ASTM), las cuales

establecen los procedimientos de ensayo de resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto. Se usaron tres (3) cilindros de concreto, por cada elemento, con dimensiones nominales de 100 mm de diámetro por 200 mm de altura (4 in x 8 in), obteniendo resistencias del concreto a la compresión promedio de 31,5 MPa (4500 psi) para las vigas de acople y de 35,0 MPa (5000 psi) para los macizos de soporte.

4.1.4.2. Acero de refuerzo

Como refuerzo interno longitudinal y transversal se utilizaron barras de acero corrugadas grado 60 (420 MPa) en calibres de No. 2, No. 4 y No. 5. La curva esfuerzo - deformación del acero se obtuvo ensayando dos barras de acuerdo con NTC 2289-15, relacionada con ASTM A706, donde se especifica el procedimiento de ensayo para barras de acero corrugadas para refuerzo de concreto (Ver ANEXO A. ENSAYOS DE TENSIÓN BARRAS DE ACERO). Como resultado de los ensayos se obtuvo un esfuerzo de fluencia promedio (F_y) de 483 MPa (69000 psi) y un esfuerzo máximo promedio (F_u) de 647 MPa (92429 psi).

4.1.4.3. Tejidos de polímeros reforzados con fibra (FRP)

Se utilizaron tejidos de fibra de carbono, de alto módulo, unidireccional con orientación de las fibras en la dirección 0°. El sistema utilizado fue V-Wrap C400HM el cual se instala utilizando adhesivos estructurales, de dos componentes y 100% sólidos, para formar un sistema de polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP) utilizado para reforzar elementos estructurales. En la Tabla 4.1. se presentan las propiedades de las fibras C400HM.

Tabla 4.1. Propiedades de tejidos C400HM

Propiedad	Valores Medios	Valores de Diseño
Resistencia a la Tracción	1241 MPa (180 ksi)	1068 MPa (155 ksi)
Módulo de Elasticidad	98181 MPa (14,24 x 10 ³ ksi)	96527 MPa (14,0 x 10 ³ ksi)
Alargamiento a la Rotura	1,27%	1,10%
Espesor	2,03 mm (0,08 in)	

4.1.4.4. Adhesivo Epóxico

La resina epoxi utilizada fue V-Wrap 770, un producto amigable con el medio ambiente que consta de dos componentes con un 100% de sólidos, sin compuestos orgánicos volátiles, para aplicar en la unión de compuestos de alta resistencia. El producto mezclado de V-Wrap 770

se combina con los tejidos de carbono V-Wrap para saturarlos y así proporcionar un reforzamiento a los elementos estructurales. En la Tabla 4.2. se muestran las propiedades de este sistema epoxi.

Tabla 4.2. Propiedades V-Wrap 770

Propiedad	Valores de Diseño
Resistencia a la Tracción	60,7 MPa (8,8 ksi)
Módulo de Elasticidad	2760 MPa (400 ksi)
Alargamiento a la Rotura	4,40%

Este compuesto permite un largo tiempo para su aplicación y está diseñado para proporcionar una alta elongación que mejore las propiedades de los sistemas V-Wrap. Adicionalmente, puede ser espesado con sílice pirógena con el fin de producir una capa de masilla para mejorar el acabado de los elementos estructurales.

4.1.4.5. Cordones de anclaje

Se utilizaron anclajes de fibra de carbono V-Wrap HM fabricados con tiras de carbono unidireccional de alto módulo y alta resistencia, que al combinarse con el adhesivo epoxi proporciona anclaje a los diferentes diseños con tejidos V-Wrap mejorando la transferencia de esfuerzos. Las dimensiones de los cordones varían de acuerdo con los requisitos de trabajo, en este caso fueron de 20 mm (0,75 in) de diámetro con 700 mm (28 in) de longitud y con 900 mm (36 in) de longitud en la muestra BS – C400HM – ANCHORS. Las propiedades de este sistema de anclaje se muestran en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Propiedades V-Wrap HM

Propiedad	Valores de Diseño
Resistencia a la Tracción	1138 MPa (165 ksi)
Módulo de Elasticidad	103420 MPa (15 x 10 ⁶ ksi)
Alargamiento a la Rotura	1,10%

4.1.4.6. Masilla de relleno epoxi

Este material fue utilizado únicamente en el espécimen BS – C400HM – ANCHORS, el nombre dado por el fabricante es V-Wrap PF que es un epoxi de dos partes, 100% sólidos, para aplicaciones de unión de compuestos de alta resistencia. La matriz de material V-Wrap PF se combina con carbono V-Wrap, y barras de refuerzo de acero para proporcionar un buen desempeño en el reforzamiento de miembros estructurales. Proporciona un largo tiempo de trabajo para la aplicación y puede usarse como relleno o capa de acabado, según los requisitos del proyecto. En la Tabla 4.4. se presentan las propiedades de este material.

Tabla 4.4. Propiedades V-Wrap PF

Propiedad	Valores de Diseño
Resistencia a la Tracción	23,2 MPa (3,38 ksi)
Módulo de Elasticidad	1530 MPa (367,8 ksi)
Alargamiento a la Rotura	2,00%

4.1.5. Matriz de prueba

Todos los especímenes de prueba fueron etiquetados e identificados de manera única para calidad y trazabilidad utilizando el siguiente formato:

TTT – SSSSSS – N – CC – XXX

Donde "TTT" es el elemento estructural, "SSSSSS" es el refuerzo proporcionado de FRP en la muestra, "N" representa el esquema de reforzamiento, "CC" es el número de cordones de anclaje, y "XXX" es la cantidad de barras de acero adicionales con el respectivo calibre. La nomenclatura detallada se presenta en la Tabla 4.5.

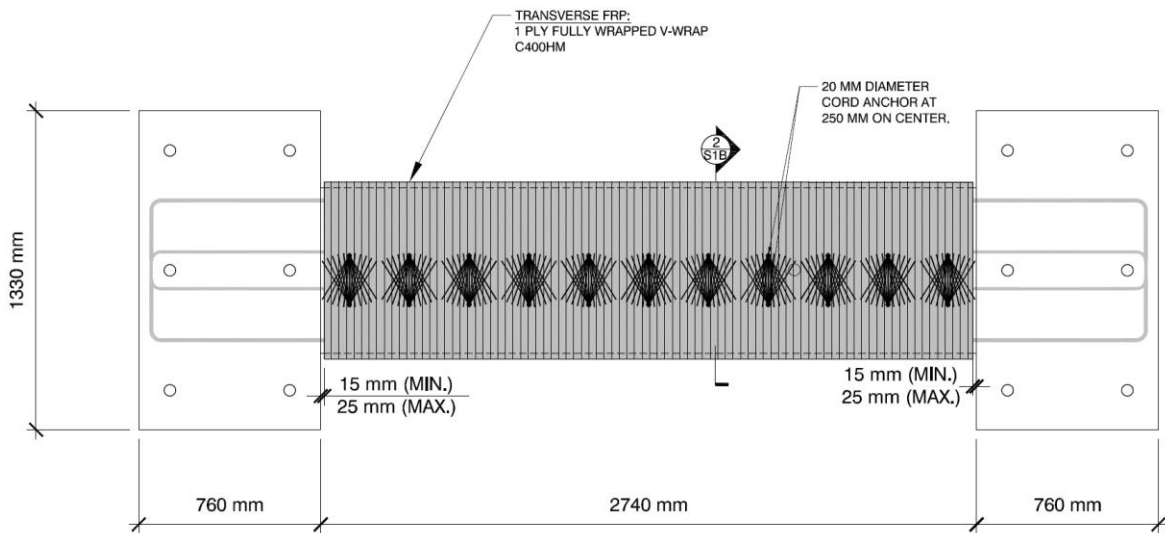
Tabla 4.5. Identificación de la muestra

Parámetro	Descripción	ID
TTT – Elemento estructural	Especímenes de vigas de acople	CBS
SSSSSS - Reforzamiento	Control (Sin reforzar)	0
	Tejido de fibra de carbono de alto módulo	C400HM
N – Esquema de reforzamiento	Envuelto	E
	En "U"	U
CC – Número de cordones de anclaje	Once cordones de anclaje	11
	Quince cordones de anclaje	15
	Veintidós cordones de anclaje	22
XXX – Barras de acero adicionales	2 barras calibre 5/8"	2N5

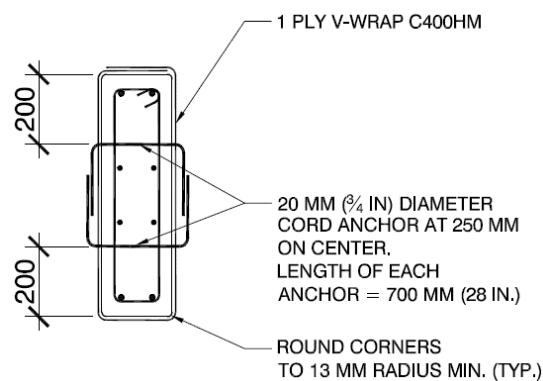
4.1.6. Configuración del refuerzo externo

Se construyeron seis (6) especímenes de vigas de acople de concreto reforzado, la muestra denominada CBS – 0 que no tenía ningún refuerzo externo fue tomada como la viga control.

La viga denominada CBS – C400HM – E – 22, tuvo un reforzamiento con las bandas de fibra de carbono envolviendo completamente el elemento, ideal ya que se confina el 100% del sustrato de concreto, y veintidós (22) cordones de anclaje, distribuidos en dos filas cada 250 mm, que atraviesan la sección transversal. (Figura 4.3)



(a) Corte Longitudinal



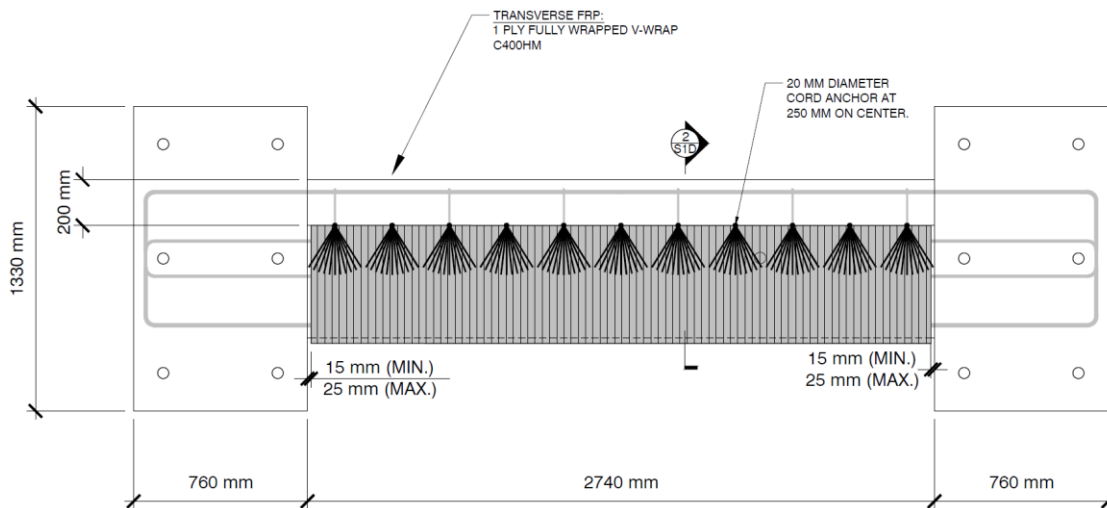
(b) Corte Transversal



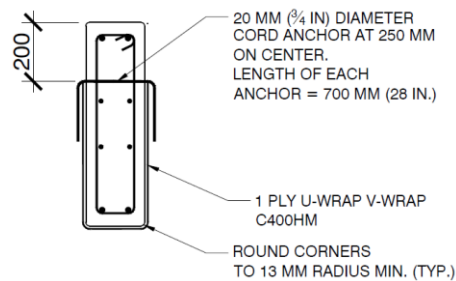
(c) Fotografía

Figura 4.3 Reforzamiento CBS - C400HM - E - 22

La viga denominada CBS – C400HM – U – 11, tenía las bandas en forma de “U” con el fin de simular la dificultad de construcción que se tiene con el entrepiso, once (11) cordones de anclaje en una sola fila, separados 250 mm centro a centro, que también atravesaban la sección transversal de la viga. (Figura 4.4)



(a) Corte Longitudinal



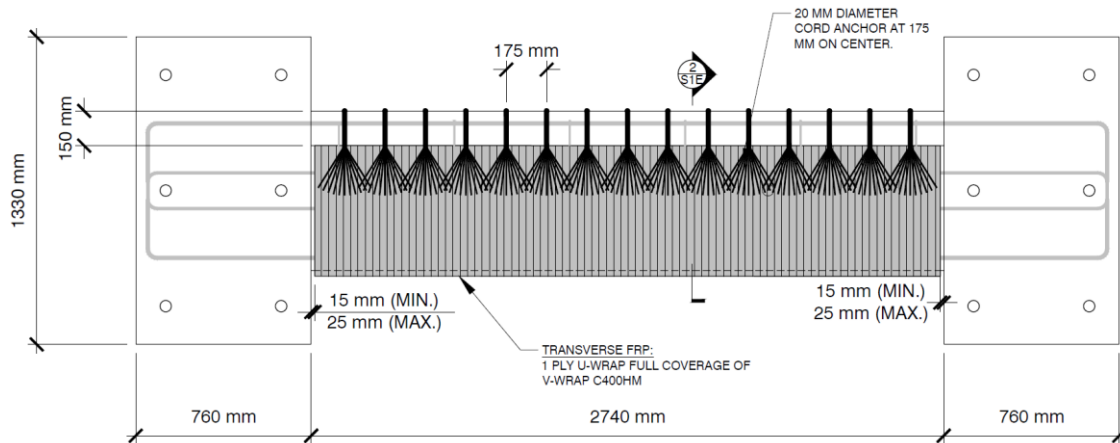
(b) Corte Transversal



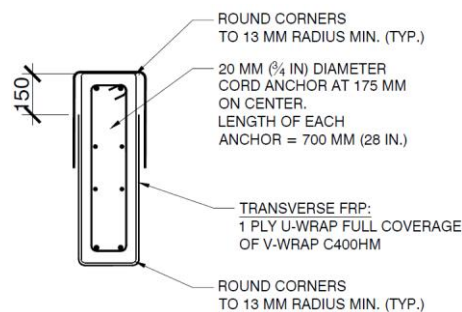
(c) Fotografía

Figura 4.4 Reforzamiento CBS – C400HM – U – 11

La viga denominada CBS – C400HM – U – 15 siguió el mismo patrón de reforzamiento en “U” pero con quince (15) cordones de anclaje que no atravesaban la sección, sino que iban sobre la parte superior del elemento con una separación entre centros de 175 mm. (Figura 4.5)



(a) Corte Longitudinal



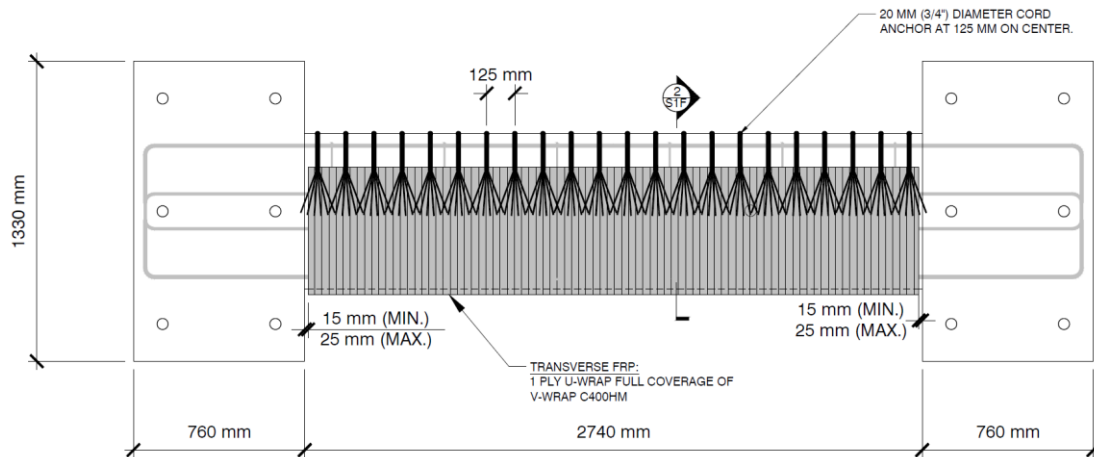
(b) Corte Transversal



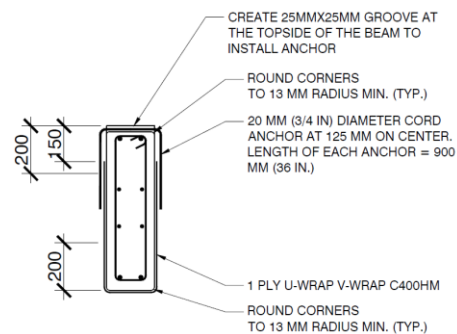
(c) Fotografía

Figura 4.5 Reforzamiento CBS – C400HM – U – 15

La viga denominada CBS – C400HM – U – 22 tuvo el mismo tipo de reforzamiento anterior, pero con veintidós (22) cordones de anclaje en una sola fila e iban en unas regatas hechas de 25 mm x 25 mm en la parte superior cada 125 mm. (Figura 4.6)



(a) Corte Longitudinal



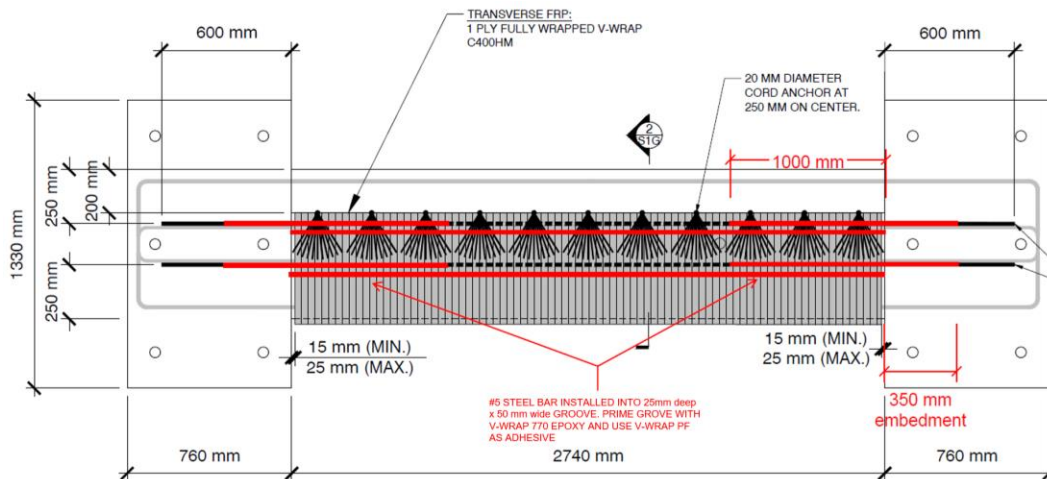
(b) Corte Transversal



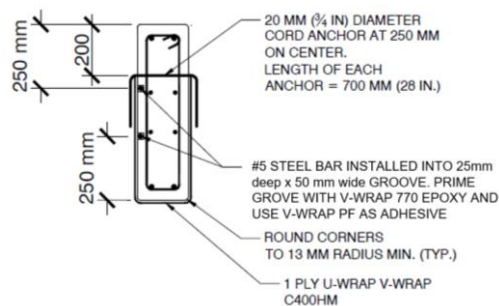
(c) Fotografía

Figura 4.6 Reforzamiento CBS – C400HM – U – 22

Finalmente, la viga denominada CBS – C400HM – U – 11 – 2N5 tenía el mismo reforzamiento de la viga CBS – C400HM – U – 11 pero adicionalmente se hicieron dos (2) regatas longitudinales de 25 mm de profundidad por 50 mm de ancho para introducir 2 barras de acero No. 5, una en cada regata, con dos zonas de traslapos de 1000 mm. (Figura 4.7)



(a) Corte Longitudinal



(b) Corte Transversal



(c) Fotografía

Figura 4.7 Reforzamiento CBS – C400HM – U – 11 – 2N5

De esta forma, fue posible comparar las características del refuerzo externo a cortante, cuando se aplica a vigas de acople de concreto reforzado con las diferentes configuraciones y niveles de refuerzo de FRP y los distintos sistemas de anclajes, sometidos a carga cíclica en el centro de la luz.

4.1.7. Capacidad Teórica

4.1.7.1. Espécimen CBS – 0

Teniendo en cuenta que la viga descrita anteriormente es una viga alta con relación $l/h = 3,97$, valor muy cercano del límite de vigas convencionales, y que el modelo puntal – tensor podría dar resultados poco realistas, se decidió realizar los cálculos de capacidad teórica de la viga de control CBS – 0 por este método, pero revisando también por los métodos convencionales. Para esto, se definen los parámetros iniciales en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6 Parámetros iniciales especímenes de ensayo

Parámetro	Valor	Descripción
f_c [MPa]	31,5	Resistencia a la compresión del concreto
f_y [MPa]	483	Esfuerzo de fluencia del acero
β	0,825	Factor que relaciona el bloque de compresiones con el eje neutro
b [mm]	200	Ancho de la viga
d_c [mm]	53	Distancia del borde superior a la fila de acero en compresión
d_1 [mm]	268	Distancia del borde superior a la primera fila de acero en tensión
d_2 [mm]	423	Distancia del borde superior a la segunda fila de acero en tensión
d_3 [mm]	638	Distancia del borde superior a la tercer fila de acero en tensión
E_s [MPa]	200000	Módulo de elasticidad del acero
A_{s_c} [mm ²]	142	Área de acero en compresión
A_{s_1} [mm ²]	258	Área de acero en la primera fila en tensión
A_{s_2} [mm ²]	258	Área de acero en la segunda fila en tensión
A_{s_3} [mm ²]	398	Área de acero en la tercera fila en tensión
L [mm]	2740	Luz de la viga

4.1.7.1.1. Método Convencional

Se desarrolló mediante la hipótesis de Navier-Bernoulli en la cual se considera que las secciones planas permanecen planas.

4.1.7.1.1.1. Capacidad a Flexión

En la Figura 4.8 se presentan las distribuciones de deformaciones y esfuerzos en la viga, partiendo de una deformación unitaria máxima del concreto de 0,003.

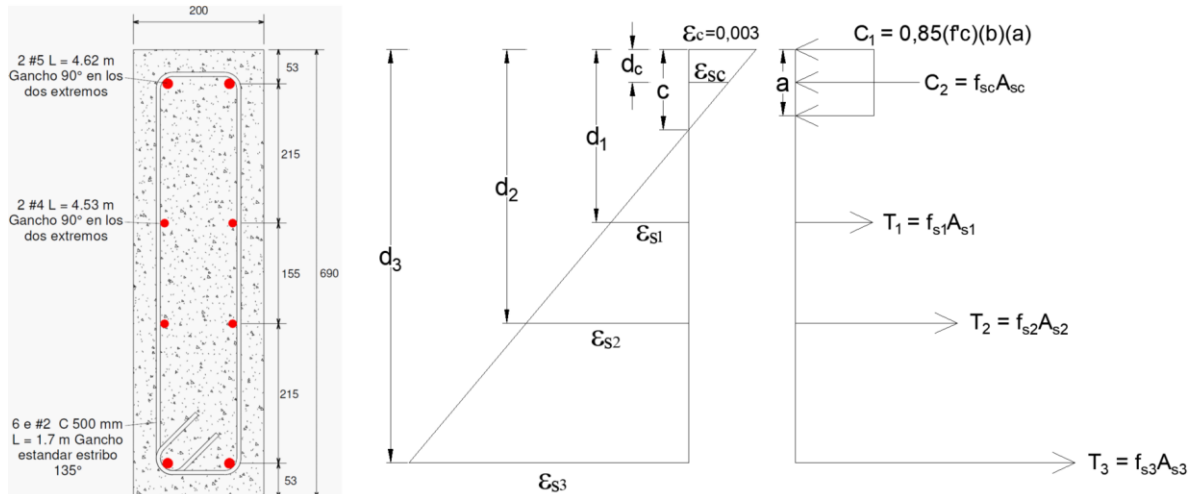


Figura 4.8 Distribución de deformaciones y esfuerzos

Con el diagrama de deformaciones de la Figura 4.8, se plantearon las siguientes relaciones:

$$\frac{0,003}{c} = \frac{\varepsilon_{sc}}{c - d_c} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d_1 - c} = \frac{\varepsilon_{s2}}{d_2 - c} = \frac{\varepsilon_{s3}}{d_3 - c}$$

Despejando las deformaciones del acero y recordando que $f_s = (E_s)(\varepsilon_s)$ en el rango elástico, se tiene que:

$$f_{sc} = \frac{0,003}{c} (c - d_c)(E_s) \quad ; \quad f_{s1} = \frac{0,003}{c} (d_1 - c)(E_s)$$

$$f_{s2} = \frac{0,003}{c} (d_2 - c)(E_s) \quad ; \quad f_{s3} = \frac{0,003}{c} (d_3 - c)(E_s)$$

Posteriormente, se igualaron las fuerzas de tensión y compresión que se aprecian en el diagrama de la Figura 4.8. Es importante resaltar que la altura del bloque de compresiones es $a = \beta c$.

$$C = 0,85(f'_c)(b)(\beta c) + \frac{0,003}{c} (c - d_c)(E_s)(A_{s_c})$$

$$T = \frac{0,003}{c} (d_1 - c)(E_s)(A_{s1}) + \frac{0,003}{c} (d_2 - c)(E_s)(A_{s2}) + \frac{0,003}{c} (d_3 - c)(E_s)(A_{s3})$$

Después de varias iteraciones y al calcular las deformaciones unitarias del acero, se encuentra que las barras en tensión ya habían fluido y por esta razón se realizó la corrección de los cálculos con $T = (f_y)(A_s)$, mientras que en compresión se mantiene el mismo cálculo al no alcanzar la fluencia.

$$0,85(f'_c)(b)(\beta c) + \frac{0,003}{c} (c - d_c)(E_s)(A_{s_c}) = (f_y)(A_{s1}) + (f_y)(A_{s2}) + (f_y)(A_{s3})$$

Y se obtuvo en una última iteración un valor de $c = 81,2$ mm, con el cual se tuvieron las siguientes fuerzas de tensión y compresión:

$$C = 0,85(31,5)(200)(0,825 \cdot 81,2) + \frac{0,003}{81,2} (81,2 - 53)(200000)(398) = 441,5 \text{ kN}$$

$$T_1 = T_2 = (483)(258) = 124,6 \text{ kN}$$

$$T_3 = (483)(398) = 192,2 \text{ kN}$$

Con las fuerzas y conociendo la posición del eje neutro se calculó el momento resistente de la viga haciendo una sumatoria en este punto:

$$M = C_1 \left(c - \frac{a}{2} \right) + C_2(c - d_c) + T_1(d_1 - c) + T_2(d_2 - c) + T_3(d_3 - c)$$

$$M = 196,3 \text{ kN} - m$$

Finalmente, se obtuvo la carga máxima por flexión al comparar con el momento teórico de una viga doblemente empotrada sometida a carga puntual en el centro de la luz:

$$M = \frac{PL}{8} \rightarrow P = \frac{8M}{L}$$

$$P_{\text{Flexión}} = 573 \text{ kN}$$

4.1.7.1.1.2. Capacidad a Corte

En primer lugar, se calculó la capacidad nominal a corte del concreto:

$$V_c = 0,17 \left(\sqrt{f'_c} \right) (b)(d_3) = 121,8 \text{ kN}$$

En segundo lugar, se calculó el aporte del refuerzo transversal de acero teniendo en cuenta que $s = 500 \text{ mm}$ como se observa en la Figura 4.2:

$$V_s = \frac{(A_v)(f_y)(d_3)}{s} = 39,4 \text{ kN}$$

De esta manera, se tuvo una capacidad total a corte de:

$$V = 161,2 \text{ kN}$$

Finalmente, con la sollicitación de cortante para una carga puntual en el centro de la luz se obtuvo una carga máxima por corte:

$$V = \frac{P}{2} \rightarrow P = 2(V)$$

$$P_{\text{Corte}} = 322,4 \text{ kN}$$

4.1.7.1.2. Método de Puntal – Tensor

En la Figura 4.9 se muestra la cercha idealizada para este análisis, la cual se construyó tomando como base las dimensiones de la viga (4.1.2) y la geometría del refuerzo interno (4.1.3), y se aplicó una carga unitaria en el centro con el fin de encontrar en términos porcentuales las solicitaciones de los puntales y tensores.

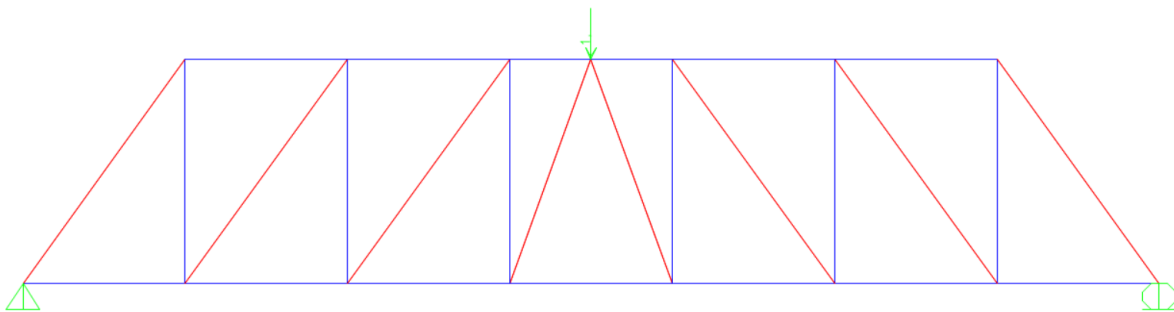


Figura 4.9 Modelo Puntal - Tensor para viga de acople

Los elementos de color azul corresponden al refuerzo de acero existente en la viga y los elementos de color rojo corresponden a los puntales del modelo. Este análisis se realizó siguiendo lo descrito en el Capítulo 23 del ACI – 318 – 19.

4.1.7.1.2.1. Capacidad a Flexión

La solicitación por flexión del modelo puntal – tensor está dada por el tensor inferior, el cual recibe un 99,13% de la carga aplicada, como se observa en la Figura 4.10.

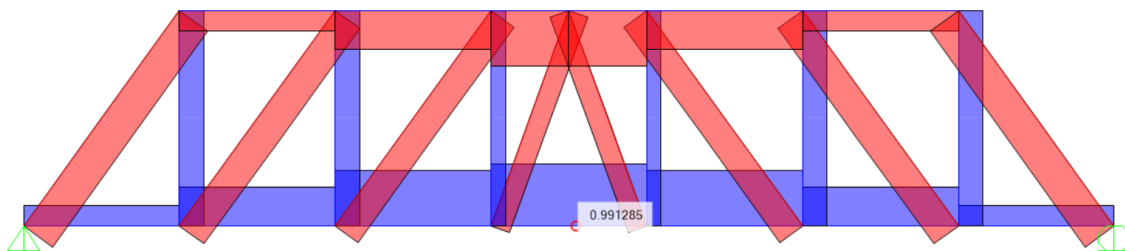


Figura 4.10 Solicitación del tensor longitudinal

La capacidad del tensor está dada por las barras longitudinales de acero, asumiendo que las tres filas de refuerzo aportan a la tensión como se hizo en el método convencional. De esta manera, la capacidad que se obtuvo fue:

$$F_t = (A_s)(f_y) = (258 + 258 + 398)(483) = 441,5 \text{ kN}$$

Así, la carga máxima resistida a flexión es:

$$0,991285(P) = F_t$$

$$P_{Flexión} = 445,3 \text{ kN}$$

4.1.7.1.2.2. Capacidad a Corte

En la Figura 4.11 se presenta el tensor vertical más cargado, que representa los estribos de la viga, con un 39,66% de la carga aplicada.

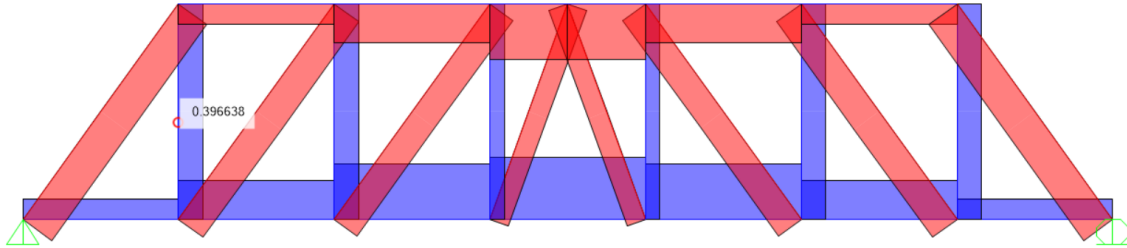


Figura 4.11 Solicitación de tensor transversal

Analizando la capacidad de este tensor se debe tener en cuenta que son estribos de dos ramas y se obtuvo una resistencia de:

$$F_t = (A_s)(f_y) = (2 \cdot 32)(483) = 30,9 \text{ kN}$$

Con este valor, se tuvo entonces una carga a corte de:

$$0,396638(P) = F_t$$

$$P = 77,9 \text{ kN}$$

Sin embargo, se debe calcular la resistencia de los puntales, que se encuentran a compresión, ya que representan la capacidad a corte del concreto. En la Figura 4.12 se puede evidenciar que el puntal más cargado recibe un 56,78% de la carga aplicada.

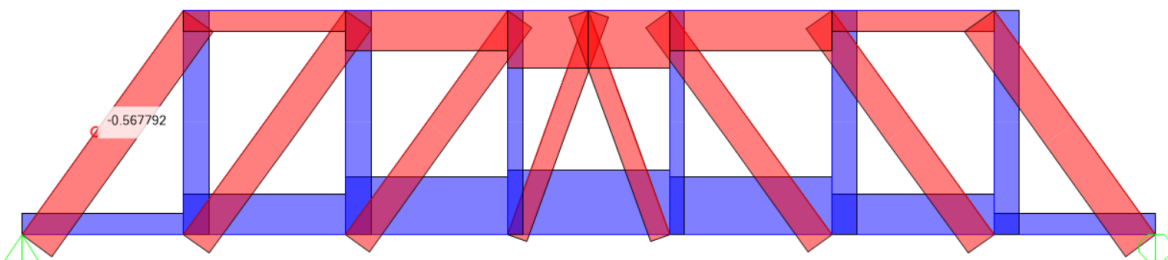


Figura 4.12 Solicitación de puntales

La resistencia de los puntales está dada por la siguiente expresión, donde se encuentran involucrados el coeficiente del puntal $\beta_s = 0,40$, un factor de modificación para confinamiento de puntales $\beta_c = 1,0$ y la dimensión de la zona nodal $L_e = 106$ mm dada por el ancho del tensor inferior.

$$F_p = 0,85(\beta_s)(\beta_c)(f'_c)(b)(L_e) = 0,85(0,40)(1,0)(31,5)(200)(106) = 227,1 \text{ kN}$$

Y así, se tuvo una carga máxima soportada por el puntal de:

$$0,567792(P) = F_p$$

$$P_{Corte} = 398,3 \text{ kN}$$

Es decir, que cuando la carga aplicada supere este valor tanto el concreto como los estribos de acero habrán llegado a su capacidad máxima y se presentará la falla por corte.

Aunque los cálculos desarrollados por los dos métodos arrojan valores diferentes de falla, se puede evidenciar en Tabla 4.7 que el modo de falla en ambos es por cortante.

Tabla 4.7. Capacidad teórica CBS – 0

Capacidad a Flexión [kN]		Capacidad a Cortante [kN]	
Método Convencional	Modelo Puntal - Tensor	Método Convencional	Modelo Puntal - Tensor
573,0	445,3	322,4	398,3

4.1.7.2. Espécimen CBS – C400HM – E – 22

Las capacidades teóricas de los especímenes reforzados fueron calculadas siguiendo el procedimiento establecido por American Concrete Institute 440.2R – 17 (Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures) en el Capítulo 11 correspondiente al reforzamiento a corte, y a partir de las propiedades de diseño de los tejidos de polímeros reforzados con fibra (FRP) de la Tabla 4.1

En primer lugar, se toman las dimensiones del reforzamiento de la Figura 4.3 que se presentan de manera resumida en la Tabla 4.8 y se obtiene el factor de reducción de resistencia de acuerdo con el esquema de envoltura.

Tabla 4.8 Dimensiones del reforzamiento CBS – C400HM – E – 22

Dimensiones del Reforzamiento		Valor
Número de Capas	n	1
Ancho de la Capa	W_f [mm]	609,6
Peralte Efectivo	d_{fv} [mm]	637,0
Separación Centro a Centro	S_f [mm]	609,6
Esquema de Envoltura	Completamente Envuelto	
Factor de Reducción de Resistencia	Ψ_f	0,95

El área de FRP suministrada a la viga de acople es:

$$A_{fv} = 2nt_f W_f = 2 \cdot 1 \cdot 2,03 \cdot 609,6 = 2475 \text{ mm}^2$$

Posteriormente, se busca la deformación efectiva del reforzamiento completamente envuelto:

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75\varepsilon_{fe} = 0,75 \cdot 0,010 = 0,0075$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \text{ mm/mm}$$

Con este valor se calcula el correspondiente esfuerzo efectivo:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = 96527 \cdot 0,004 = 386,1 \text{ MPa}$$

La capacidad nominal proporcionada por el FRP a corte es:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} d_{fv}}{S_f} = \frac{2475 \cdot 386,1 \cdot 637}{609,6} = 998,6 \text{ kN}$$

Finalmente se tiene la capacidad reducida proporcionada por el FRP a corte, con el factor correspondiente de la Tabla 4.8.

$$\Psi_f V_f = 0,95 \cdot 998,6$$

$$\Psi_f V_f = 948,6 \text{ kN}$$

4.1.7.3. Espécimen CBS – C400HM – U – 11

La configuración de reforzamiento se encuentra en la Figura 4.4 y las respectivas dimensiones se resumen en la Tabla 4.9, junto con el factor de reducción de resistencia de acuerdo con el esquema de envoltura.

Tabla 4.9 Dimensiones del reforzamiento CBS – C400HM – U – 11

Dimensiones del Reforzamiento		Valor
Número de Capas	n	1
Ancho de la Capa	W_f [mm]	609,6
Peralte Efectivo	d_{fv} [mm]	437,0
Separación Centro a Centro	S_f [mm]	609,6
Esquema de Envoltura	Envuelto en "U"	
Factor de Reducción de Resistencia	Ψ_f	0,85

El área de FRP suministrada a la viga de acople es:

$$A_{fv} = 2nt_f W_f = 2 \cdot 1 \cdot 2,03 \cdot 609,6 = 2475 \text{ mm}^2$$

Con los datos anteriores, se calcula la longitud efectiva de adherencia:

$$L_e = \frac{23.300}{(nt_f E_f)^{0,58}} = \frac{23.300}{(1 \cdot 2,03 \cdot 96527)^{0,58}} = 19,86 \text{ mm}$$

Adicionalmente, se calculan los factores de modificación por resistencia del concreto y por el esquema de envoltura, conocidos como k_1 : y k_2 respectivamente:

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{2/3} = \left(\frac{31,5}{27}\right)^{2/3} = 1,108$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = \frac{437 - 19,86}{437} = 0,955$$

Y así, se procede a determinar el coeficiente de reducción por adherencia:

$$K_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11.900 \varepsilon_{fu}} = \frac{1,108 \cdot 0,955 \cdot 19,86}{11.900 \cdot 0,010} = 0,177 \leq 0,75$$

$$K_v = 0,177$$

Posteriormente, se busca la deformación efectiva de las bandas de FRP con envoltura en "U"

$$\varepsilon_{fe} = K_v \varepsilon_{fu} = 1,177 \cdot 0,010 = 0,0018 \leq 0,004$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,0018 \text{ mm/mm}$$

Con este valor se calcula el correspondiente esfuerzo efectivo:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = 96527 \cdot 0,0018 = 170,4 \text{ MPa}$$

La capacidad nominal proporcionada por el FRP a corte es:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} d_{fv}}{s_f} = \frac{2475 \cdot 170,4 \cdot 437}{609,6} = 302,3 \text{ kN}$$

Finalmente se tiene la capacidad reducida proporcionada por el FRP a corte, con el factor correspondiente de la Tabla 4.9.

$$\Psi_f V_f = 0,95 \cdot 302,3$$

$$\Psi_f V_f = 257 \text{ kN}$$

4.1.7.4. Especímenes CBS – C400HM – U – 15 y CBS – C400HM – U – 22

Los reforzamientos se observan en la Figura 4.5 y la Figura 4.6 respectivamente, las dimensiones son las mismas y se resumen en la Tabla 4.10, también se presenta el factor de reducción de resistencia de acuerdo con el esquema de envoltura.

Tabla 4.10 Dimensiones del reforzamiento CBS – C400HM – U – 15 y U – 22

Dimensiones del Reforzamiento		Valor
Número de Capas	n	1
Ancho de la Capa	W_f [mm]	609,6
Peralte Efectivo	d_{fv} [mm]	487,0
Separación Centro a Centro	S_f [mm]	609,6
Esquema de Envoltura	Envuelto en "U"	
Factor de Reducción de Resistencia	Ψ_f	0,85

El área de FRP suministrada a la viga de acople es:

$$A_{fv} = 2nt_f W_f = 2 \cdot 1 \cdot 2,03 \cdot 609,6 = 2475 \text{ mm}^2$$

Con los datos anteriores, se calcula la longitud efectiva de adherencia:

$$L_e = \frac{23.300}{(nt_f E_f)^{0,58}} = \frac{23.300}{(1 \cdot 2,03 \cdot 96527)^{0,58}} = 19,86 \text{ mm}$$

Adicionalmente, se calculan los factores de modificación por resistencia del concreto y por el esquema de envoltura, conocidos como k_1 : y k_2 respectivamente:

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{2/3} = \left(\frac{31,5}{27}\right)^{2/3} = 1,108$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = \frac{487 - 19,86}{487} = 0,959$$

Y así, se procede a determinar el coeficiente de reducción por adherencia:

$$K_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11.900 \varepsilon_{fu}} = \frac{1,108 \cdot 0,959 \cdot 19,86}{11.900 \cdot 0,010} = 0,177 \leq 0,75$$

$$K_v = 0,177$$

Posteriormente, se busca la deformación efectiva de las bandas de FRP con envoltura en “U”

$$\varepsilon_{fe} = K_v \varepsilon_{fu} = 1,177 \cdot 0,010 = 0,0018 \leq 0,004$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,0018 \text{ mm/mm}$$

Con este valor se calcula el correspondiente esfuerzo efectivo:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = 96527 \cdot 0,0018 = 171,2 \text{ MPa}$$

La capacidad nominal proporcionada por el FRP a corte es:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} d_{fv}}{s_f} = \frac{2475 \cdot 171,2 \cdot 487}{609,6} = 338,5 \text{ kN}$$

Finalmente se tiene la capacidad reducida proporcionada por el FRP a corte, con el factor correspondiente de la Tabla 4.10.

$$\Psi_f V_f = 0,95 \cdot 338,5$$

$$\Psi_f V_f = 287,8 \text{ kN}$$

4.1.7.5. Especímenes CBS – C400HM – U – 11 – 2N5

El reforzamiento proporcionado a esta viga de acople tenía un aporte a corte igual al calculado en el Numeral 4.1.7.3, ya que tenían las mismas dimensiones. Sin embargo, esta muestra tuvo unas barras de refuerzo de acero adicionales cuya capacidad es calculada de acuerdo con la ubicación y tamaño de las barras mostradas en la Figura 4.7.

Para el método convencional se siguió el procedimiento desarrollado en el Numeral 4.1.7.1.1.1, pero modificando las áreas de acero A_{s1} y A_{s2} con el refuerzo adicional proporcionado, obteniendo en la última iteración un valor de $c = 114,4$ mm y las siguientes fuerzas de tensión y compresión:

$$C = 0,85(31,5)(200)(0,825 \cdot 114,4) + \frac{0,003}{114,4}(114,4 - 53)(200000)(398) = 633,7 \text{ kN}$$

$$T_1 = T_2 = (483)(457) = 220,7 \text{ kN}$$

$$T_3 = (483)(398) = 192,2 \text{ kN}$$

Con las fuerzas y conociendo la posición del eje neutro se calculó el momento resistente de la viga haciendo una sumatoria en este punto:

$$M = C_1 \left(c - \frac{a}{2} \right) + C_2(c - d_c) + T_1(d_1 - c) + T_2(d_2 - c) + T_3(d_3 - c)$$

$$M = 253,1 \text{ kN} - m$$

$$P_{Flexión} = 739,1 \text{ kN}$$

Para el modelo de puntal – tensor, se analizó el tensor de la Figura 4.10 con la modificación del acero de refuerzo en el Numeral 4.1.7.1.2.1:

$$F_t = (A_s)(f_y) = (457 + 457 + 398)(483) = 633,7 \text{ kN}$$

Así, la carga máxima resistida a flexión es:

$$0,991285(P) = F_t$$

$$P_{Flexión} = 639,3 \text{ kN}$$

En la Tabla 4.11 se puede observar las capacidades teóricas de cada uno de los especímenes reforzados junto con el aporte proporcionado a corte por el reforzamiento con CFRP.

Tabla 4.11. Capacidad teórica especímenes reforzados

Especímen	Capacidad Teórica Flexión [kN]		Aporte del FRP a Corte [kN]	Capacidad Teórica Corte con FRP [kN]	
	Conv.	MPT		Conv.	MPT
CBS - C400HM - E - 22	573,0	445,3	948,6	1271	1346,9
CBS - C400HM - U - 11	573,0	445,3	257,0	579,4	655,3
CBS - C400HM - U - 15	573,0	445,3	287,8	610,2	686,1
CBS - C400HM - U - 22	573,0	445,3	287,8	610,2	686,1
CBS - C400HM - U - 11 - 2N5	739,1	639,3	257,0	579,4	655,3

4.2. Desarrollo Experimental

4.2.1. Procedimiento constructivo

Los especímenes fueron construidos en el laboratorio de estructuras, materiales y construcción Alejandro Sandino Pardo de la Universidad Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, con las indicaciones y especificaciones definidas en el diseño de las vigas de acople (Numeral 4.1.1). El proceso constructivo incluyó el armado del acero de refuerzo interior, la fabricación de la formaleta en madera, el vaciado del concreto mezclado in-situ, el vibrado y compactación de este, el acabado para mejorar estéticamente, el descimbrado de los elementos y el posterior curado con humedecimiento continuo.

De manera simultánea, fue necesario la toma de testigos del concreto fundido en probetas cilíndricas y así llevar un control de la resistencia de las vigas, para que una vez alcanzada la resistencia requerida se pueda realizar la instalación de los reforzamientos externos con los sistemas de FRP. En la Figura 4.13. se muestra el proceso de construcción descrito anteriormente.





Figura 4.13. Proceso constructivo

4.2.2. Procedimiento de reforzamiento

Una vez curados los especímenes, se realizó la preparación e instalación del sistema FRP siguiendo el procedimiento recomendado por el fabricante y según el esquema adoptado para cada viga (Numeral 4.1.6).

4.2.2.1. Preparación de la superficie

En esta preparación se utilizó una máquina pulidora para desbastar la superficie en las zonas designadas para la instalación, hasta lograr una rugosidad de la superficie de concreto con

perfil CSP 3 según los lineamientos de International Concrete Repair Institute 310.2R-2013 (International Concrete Repair Institute, en adelante denominada ICRI), para la selección y especificación de la preparación de la superficie de concreto para sellados, recubrimientos, revestimientos de polímeros y reparación de concreto. Adicionalmente, con la misma máquina pulidora todas las esquinas fueron redondeadas a un radio de 13 mm (0,5 in) para evitar daños en los tejidos a instalar.

Las superficies sobre las cuales se instaló el sistema de FRP V-Wrap C400HM debían estar limpias, secas y en buen estado. Todo el polvo, la grasa, los compuestos de curado, las ceras, los materiales deteriorados y demás inhibidores de la adherencia se eliminaron de la superficie antes de la instalación con aire a presión, pues la adherencia entre el sustrato y la tela es crítica para desarrollar la capacidad real del sistema de reforzamiento. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra el proceso de preparación de la superficie de las vigas de acople.



Figura 4.14. Preparación de la superficie

4.2.2.2. Perforaciones para anclajes

Según los esquemas de reforzamiento del Numeral 4.1.6 se requería de perforaciones para instalar los cordones de anclajes en las muestras CBS – C400HM – E – 22, CBS – C400HM – U – 11 y CBS – U – 11 – 2N5. Antes de perforar los elementos, se utilizó el pachómetro para confirmar que la ubicación y profundidad de las barras de refuerzo correspondiese a las registradas en los planos del proyecto.

Las perforaciones fueron hechas con un taladro de percusión rotatorio, garantizando 25 mm (1 in) de diámetro y 200 mm de profundidad, es decir que atravesaba la sección transversal de la viga. Finalmente se realizó la limpieza del agujero, soplando con aire a presión e introduciendo un cepillo de alambre en forma de churrusco con movimiento giratorio para eliminar el polvo y la suciedad generadas en el proceso. La Figura 4.15 muestra el procedimiento y el resultado de las perforaciones.



Figura 4.15. Perforaciones

4.2.2.3. Regatas

Para las vigas de acople CBS – C400HM – U – 22 y CBS – C400HM – U – 11 – 2N5 se especificaron regatas para anclajes y para un refuerzo de acero adicional, respectivamente. El procedimiento en ambos casos fue el mismo, donde se hizo uso de discos diamantados para realizar los cortes respectivos en los elementos de concreto, según lo indicado en los esquemas de reforzamiento del Numeral 4.1.6, después se pulieron las paredes resultantes hasta garantizar el mismo perfil CSP 3 de la superficie y finalmente la limpieza con aire a presión para eliminar todas las impurezas. El resultado de este procedimiento se muestra en la Figura 4.16.



Figura 4.16. Regatas

4.2.2.4. Preparación del adhesivo epóxico

La resina epoxi V-Wrap 770, compuesta por dos partes denominadas A y B, se obtuvo al mezclar inicialmente la parte A durante dos (2) minutos y luego añadir la correspondiente

cantidad de parte B para mezclar con una batidora mecánica durante tres (3) minutos hasta que se observó una mezcla uniforme, lisa y sin grumos.

La mezcla de estos componentes se hizo bajo la proporción en volumen definida por el fabricante: 2,80 de parte A por 1,15 de parte B. La cantidad total de material se dividió en varias mezclas teniendo en cuenta el tiempo de manejabilidad de acuerdo con el tiempo de trabajo disponible, la temperatura y la complejidad de la aplicación.

Las superficies irregulares existentes fueron rellenadas con masilla epoxi, resultante de agregar sílice pirógena para espesar la resina. La relación máxima por volumen es de 1,5 de sílice pirógena por 1,0 de resina V-Wrap 770. El proceso de mezcla se realizó usando equipo de protección personal para evitar la irritación de la piel, como se evidencia en la Figura 4.17.





Figura 4.17. Preparación V-Wrap 770

4.2.2.5. Preparación de masilla de relleno epoxi

La masilla V-Wrap PF se obtuvo mezclando la parte B durante dos (2) minutos y se agregó la cantidad correspondiente de parte A para mezclar los dos componentes con la batidora mecánica durante tres (3) minutos hasta observar una mezcla uniforme y sin grumos. La proporción en volumen definida por el fabricante es 2,72 de parte A por 0,95 de parte B, las cuales se utilizaron para realizar varias mezclas teniendo en cuenta el tiempo de manejabilidad de acuerdo con el tiempo de trabajo disponible, la temperatura y la complejidad de la aplicación. Este procedimiento se evidencia en la Figura 4.18.



Figura 4.18. Preparación V-Wrap PF

4.2.2.6. Instalación del refuerzo adicional de acero

El proceso de instalación de las barras de acero adicionales se hizo únicamente en la viga denominada CBS – C400HM – U – 11 – 2N5, y se muestra en la Figura 4.19. A continuación, se describen los pasos realizados por recomendación del fabricante.

- Marcar la ubicación para realizar las regatas
- Realizar los cortes de las regatas y la preparación de las paredes resultantes, de acuerdo con el Numeral 4.2.2.3
- Realizar perforaciones de 350 mm de profundidad y la preparación de estas, según lo descrito en el Numeral 4.2.2.2, en la zona de los apoyos, para dejar las barras embebidas como se muestra en la configuración de la Figura 4.7 para este espécimen.
- Preparar el adhesivo epóxico V-Wrap 770, con lo mencionado en el Numeral 4.2.2.4
- Aplicar el adhesivo epóxico como imprimación de la superficie, con cepillo churrusco en las perforaciones y con brocha en las regatas. Debe garantizarse que no se forme lámina de esta sustancia.
- Preparar la masilla de relleno epoxi V-Wrap HM, con las indicaciones del Numeral 4.2.2.5
- Rellenar $\frac{1}{3}$ del volumen de las perforaciones y de las regatas con la masilla de relleno, con la ayuda de jeringas y espátulas.
- Instalar las barras de refuerzo de acero dejando un recubrimiento de las paredes, y espaciamiento entre barras en las zonas de traslazo.
- Rellenar el volumen faltante de las perforaciones y de las regatas, y nivelar la superficie con una llana para tener un buen acabado de la muestra que permita la posterior instalación de los tejidos de FRP.
- Mantener en proceso de secado durante tres (3) días antes de la instalación del sistema de reforzamiento correspondiente.

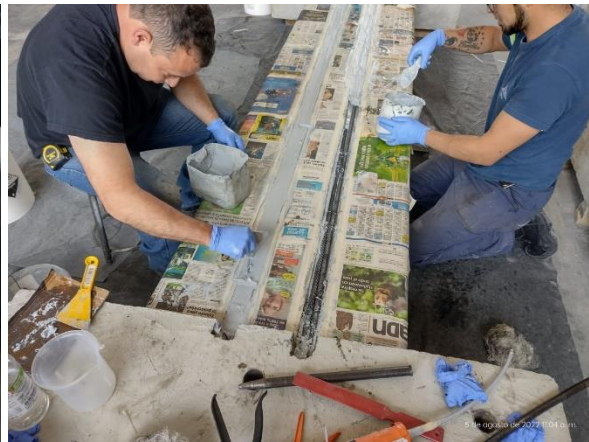
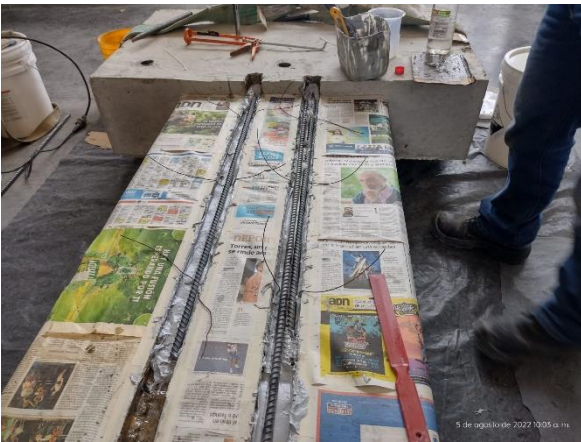




Figura 4.19. Instalación de refuerzo adicional de acero

4.2.2.7. Instalación de los tejidos de FRP

A continuación, se describe el paso a paso de la instalación del sistema V-Wrap C400HM, donde se incluyen los procedimientos descritos anteriormente y que se pueden observar en la Figura 4.20

- Demarcar la ubicación designada de las láminas en la superficie de concreto.
- Preparar la superficie de concreto según el Numeral 4.2.2.1 hasta lograr un perfil CSP 3.
- Cortar las láminas de fibra, con tijeras industriales, del ancho y longitud requeridos para el reforzamiento.
- Preparar el adhesivo epóxico V-Wrap 770, mezclando según el procedimiento del Numeral 4.2.2.4 y agregar sílice pirógena para obtener la masilla epóxi.
- Aplicar una capa de la resina epóxi V-Wrap 770 como imprimación a la superficie con un rodillo de pelo para evitar dejar impurezas.
- Rellenar las zonas irregulares, tales como orificios e imperfecciones, con el epóxi espesado con sílice pirógena y utilizando una espátula.
- Saturar completamente los tejidos de FRP, colocándolos sobre una superficie plana para verter y esparcir el adhesivo V-Wrap 770 como saturante con ayuda de una espátula.
- Instalar las láminas C400HM saturadas en el lugar designado para cada muestra.
- Aplicar una capa adicional de saturante con el rodillo de pelo, para garantizar una completa saturación.

- Verificar la alineación y ubicación de cada lámina instalada de acuerdo con los esquemas del diseño.
- Eliminar las bolsas de aire utilizando un rodillo acanalado, en la misma dirección que se encuentran orientadas las fibras, para garantizar el contacto con la superficie del sustrato de concreto.



Figura 4.20. Instalación de tejidos FRP

4.2.2.8. Instalación de los cordones de anclaje de FRP

El proceso de instalación descrito a continuación es independiente del tipo de cordones instalados. Se puede evidenciar todo el procedimiento en la Figura 4.21

- Marcar los puntos donde se debe hacer las perforaciones y en el caso específico de la viga CBS – C400HM – U – 22 las zonas y dimensiones de las regatas.
- Realizar las perforaciones o regatas según corresponda, con lo mencionado en los Numerales 4.2.2.2 y 4.2.2.3 respectivamente. (Este paso no se requirió para la muestra CBS – C400HM – U – 15).
- Preparar el adhesivo epóxico V-Wrap 770, mezclando según el procedimiento del Numeral 4.2.2.4 y agregar sílice pirógena para obtener la masilla epóxi.
- Impregnar las perforaciones o regatas con la resina epóxi V-Wrap 770 con cepillo churrusco o brocha respectivamente. En el caso específico de la viga CBS – C400HM – U – 15 se impregnó la superficie con rodillo de pelo.
- Rellenar los agujeros hasta $\frac{1}{3}$ del volumen con la masilla resultante de mezclar la resina con sílice pirógena, con ayuda de una jeringa. Para las regatas y el espécimen CBS – C400HM – U – 15 utilizar esta masilla para zonas irregulares, tales como orificios e imperfecciones utilizando una espátula.
- Saturar completamente los cordones de anclaje de FRP, colocándolos sobre una superficie plana para verter y esparcir el adhesivo V-Wrap 770 como saturante con ayuda de rodillos.
- Instalar los cordones de anclaje saturados en los orificios utilizando un alambre para tirar desde el otro extremo hasta que se cumplan con las distancias especificadas para cada muestra.
- Retirar el alambre y extender las fibras del cordón en forma de triángulo como se especifica en los planos de reforzamiento.
- Terminar de rellenar los agujeros o regatas con la masilla preparada para garantizar que no queden espacios vacíos sin contacto entre los materiales. (Este paso no se requirió en la CBS – C400HM – U – 15).
- Aplicar una capa adicional de saturante sobre los anclajes instalados con el rodillo de pelo, para garantizar una completa saturación.

- Mantener los especímenes bajo condiciones controladas de laboratorio durante siete (7) días antes de realizar los ensayos respectivos.





Figura 4.21. Instalación de sistemas de anclaje V-Wrap HM

4.2.3. Montaje e instrumentación

Cuando las vigas de acople reforzadas externamente alcanzaron los siete (7) días de secado, se instalaron con el montaje mostrado en la Figura 4.22. para desarrollar los ensayos a partir de las buenas prácticas del laboratorio de estructuras, materiales y construcción de la Universidad Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Alejandro Sandino Pardo.

Para garantizar condiciones de prueba controladas, todos los especímenes se apoyaron en los extremos sobre los macizos de concreto reforzado, en posición horizontal por razones de montaje y capacidad de los equipos, y se anclaron a la losa fuerte del laboratorio mediante barras roscadas de acero de alta resistencia. Adicionalmente, se colocaron topes y platinas de acero a un marco estructural de acero para reducir los desplazamientos laterales y así simular el empotramiento de los elementos.

La carga cíclica se aplicó en el centro de la luz, por medio del actuador pseudo-dinámico con capacidad de 1000 kN y 500 mm de desplazamiento máximo. Las vigas y sus elementos de apoyo fueron instrumentados con transductores de desplazamiento (LVDT's) montados en un soporte rígido, los cuales se encargan de registrar los datos de desplazamientos laterales en los especímenes para realizar las respectivas correcciones. La instrumentación fue la misma en cada ensayo y se muestra en la Figura 4.23.

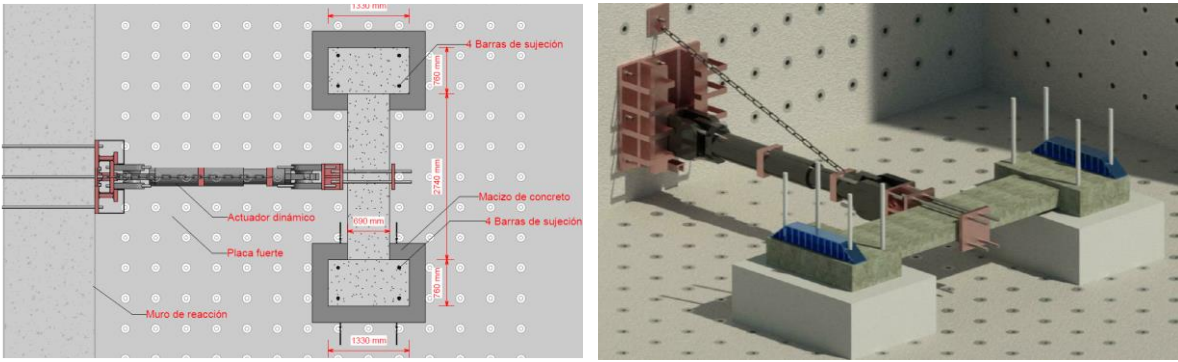


Figura 4.22. Montaje del ensayo

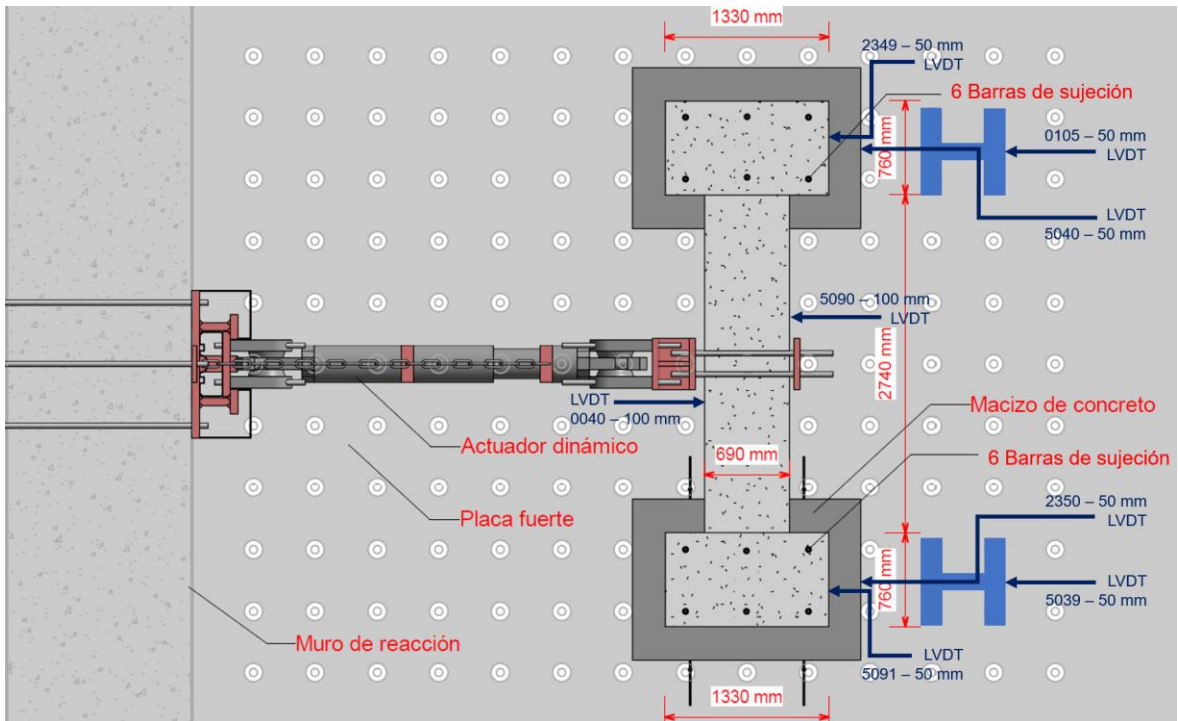


Figura 4.23. Instrumentación con LVDT's

4.2.4. Protocolo de carga

Para los ensayos de todas las vigas de acople, se empleó un mismo protocolo de carga controlado por fuerza, con una velocidad de 450 kg/s, basado en la capacidad teórica del espécimen de control CBS – 0 calculada en (4.1.4). Este se describe a continuación y se muestra en la Figura 4.24.

Se tomó el valor de P_{Corte} hallado por el método convencional como el valor esperado de falla, pero comenzando con un ciclo de carga hasta el valor límite de resistencia de los tensores transversales del modelo puntal – tensor (Figura 4.11), que corresponde a un 25% del valor esperado, ya que es probable que se presenten fisuras en este punto. Sin embargo, debido a las incertidumbres de la capacidad se prolongó el protocolo de carga en incrementos de 75 kN permitiendo llegar al valor de P_{Corte} determinado por la resistencia del puntal de compresión (Figura 4.12).

- Un ciclo de carga, tensión y compresión, con una fuerza máxima igual al 25% de la carga esperada en el espécimen de control, es decir, 77,5 kN.
- Un ciclo de carga, tensión y compresión, con una fuerza máxima igual al 50% de la carga esperada en el espécimen de control, es decir, 155,0 kN.
- Un ciclo de carga, tensión y compresión, con una fuerza máxima igual al 75% de la carga esperada en el espécimen de control, es decir, 232,5 kN.
- Tres ciclos de carga, tensión y compresión, con una fuerza máxima igual al 100% de la carga esperada en el espécimen de control, es decir, 310,0 kN.
- Después se realizarán incrementos de 75 kN realizando tres ciclos de carga, tensión y compresión, en cada paso hasta llegar a la falla del elemento.

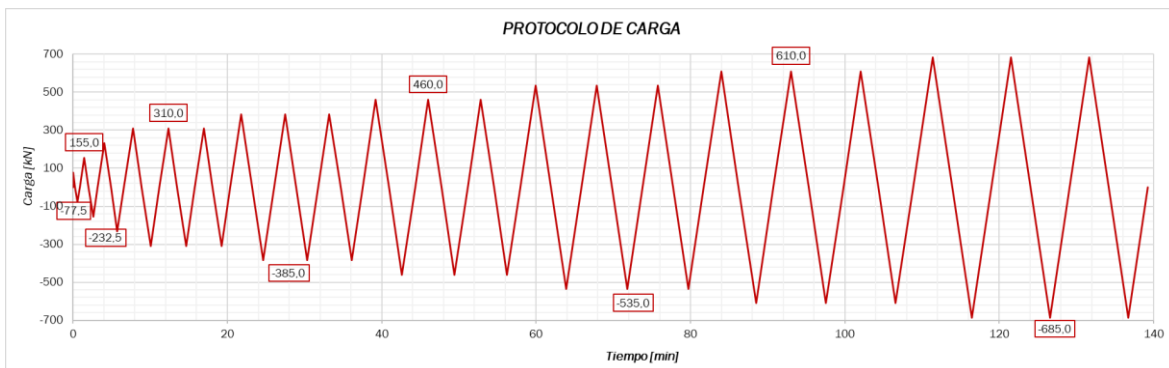


Figura 4.24. Protocolo de carga

5. RESULTADOS Y ANÁLISIS

5.1. Resultados Experimentales

Los datos recolectados en cada uno de los ensayos con los equipos utilizados dentro del programa experimental fueron procesados para la construcción de gráficas que correlacionen todas las variables características del comportamiento de las vigas, y así, poder determinar el comportamiento y efectividad de las diferentes configuraciones de reforzamiento externo utilizadas.

En la Tabla 5.1 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en los ensayos, cargas del actuador pseudo-dinámico y desplazamientos máximos en el centro de la luz del elemento estructural, tanto en tensión como en compresión para cada espécimen, resaltando que los valores en tensión se alcanzaron cuando la muestra ya estaba degradada.

Tabla 5.1. Resultados Experimentales

Muestra	Máximo Desplazamiento en Tensión [mm]	Máximo Desplazamiento en Compresión [mm]	Máxima Carga en Tensión [kN]	Máxima Carga en Compresión [kN]
CBS – 0	28,82	-14,13	358,12	-327,74
CBS – C400HM – E – 22	78,02	-54,01	685,31	-689,70
CBS – C400HM – U – 11	44,56	-77,66	609,79	-609,64
CBS – C400HM – U – 15	55,10	-82,99	609,95	-609,69
CBS – C400HM – U – 22	130,48	-60,75	603,95	-535,58
CBS – C400HM – U – 11 – 2N5	55,06	-62,42	685,33	-685,38

La carga final aplicada en la muestra de control (CBS – 0) fue de 358 kN, que corresponde a un valor intermedio entre las capacidades teóricas halladas por el método convencional (322,4 kN) y por el modelo de puntal – tensor (398,3 kN), es decir que los dos métodos presentan predicciones cercanas a la realidad en este caso particular por ser una viga cercana al límite de vigas convencionales. Los especímenes reforzados externamente con los tejidos C400HM de FRP mostraron incremento en la capacidad tanto a flexión como a corte antes de la falla, alcanzando valores de hasta 685 kN.

El análisis de estos datos incluye de forma visual la evaluación de los modos de falla presentados en las muestras, teniendo en cuenta efectos como la degradación del concreto de recubrimiento del acero, el pandeo de las barras internas de refuerzo y el desprendimiento o desgarramiento de las bandas de FRP con los respectivos anclajes.

Se construyen las respectivas curvas de histéresis necesarias para determinar valores de ductilidad de las vigas, para estudiar el comportamiento de la rigidez de los elementos durante el paso de los ciclos del protocolo de carga y conocer el incremento de la capacidad estructural que proporcionan los reforzamientos instalados.

5.2. Modo de Falla

5.2.1. Muestra CBS – 0

La muestra de control denominada CBS – 0, que no poseía ningún reforzamiento externo, presentó una falla por cortante, como se esperaba de acuerdo con el diseño planteado con déficit de refuerzo interno transversal. En la Figura 5.1 se pueden observar algunas fisuras por flexión en el tercio central, y dos grandes grietas diagonales en las zonas donde se tienen grandes esfuerzos cortantes.



Figura 5.1. Modo de Falla CBS – 0

5.2.2. Muestra CBS – C400HM – E – 22

La viga CBS – C400HM – E – 22 fue la primera con reforzamiento externo, la cual estaba completamente envuelta con las bandas de FRP, para la cual se evidencia en la Figura 5.2 un desgarramiento de las fibras en el sentido de la flexión, pero sin que se presente el despegamiento de las bandas, gracias al trabajo de los anclajes de FRP. Posterior al ensayo, se retiraron las bandas y se observó que el concreto estaba disgregado y que el FRP proporcionó un confinamiento para evitar la falla prematura.



Figura 5.2. Modo de Falla CBS – C400HM – E – 22

5.2.3. Muestra CBS – C400HM – U – 11

En la Figura 5.3 se puede observar que el espécimen CBS – C400HM – U – 11 presentó un desprendimiento paulatino del concreto en la zona no reforzada, con el paso de los ciclos, desde la pérdida del recubrimiento para el acero de refuerzo hasta llegar a las bandas y anclajes de FRP, demostrando que la zona del entrepiso sería un punto débil. Se puede decir que se tiene una falla por flexión ya que las bandas de reforzamiento se desgarraron en el sentido perpendicular al eje longitudinal del elemento.



Figura 5.3. Modo de Falla CBS – C400HM – U – 11

5.2.4. Muestra CBS – C400HM – U – 15

Esta viga de acople denominada CBS – C400HM – U – 15 tuvo un modo de falla muy similar al espécimen CBS – C400HM – U – 11 mostrado anteriormente, donde se tienen desgarramientos de las bandas de FRP en el sentido de la flexión. Sin embargo, como se puede ver en la Figura 5.4 se tiene una degradación del concreto en la parte central de la viga, pero no ocurre ningún desprendimiento por los anclajes instalados en la zona descubierta.



Figura 5.4. Modo de Falla CBS – C400HM – U – 15

5.2.5. Muestra CBS – C400HM – U – 22

El modo de falla de la muestra CBS – C400HM – U – 22 también da indicios de una falla por flexión al ver la orientación del desgarramiento de las fibras en la Figura 5.5. Cabe resaltar que en este ensayo se presenta el desgarramiento del refuerzo externo, a partir del primer ciclo de 460 kN, debido a la degradación que tuvo el concreto.

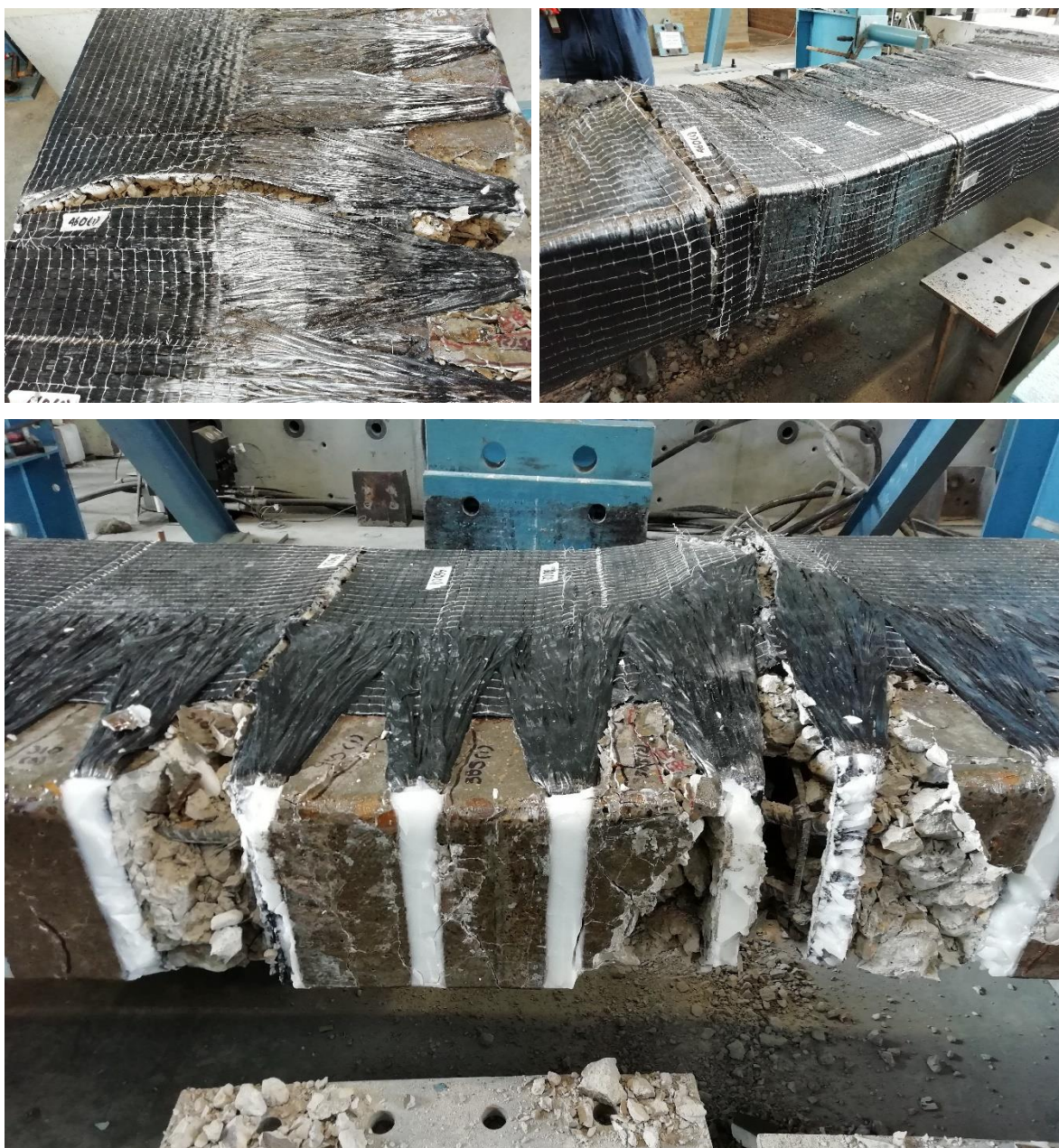


Figura 5.5. Modo de Falla CBS – C400HM – U – 22

5.3. Respuesta Histerética

Se realizaron las curvas de histéresis individualmente de las vigas de acople ensayadas, las cuales se encuentran en el ANEXO B. CURVAS DE HISTÉRESIS VIGAS DE ACOPLA, con el fin de poder comparar el comportamiento y desempeño de los especímenes de prueba, a partir de las capacidades últimas, de la degradación de la rigidez y la ductilidad de las probetas con las diferentes configuraciones de reforzamiento externo. En la Figura 5.7 se proporciona la envolvente de respuesta de desplazamiento de las muestras de vigas de acople ante los ciclos de carga cíclica aplicados, este desplazamiento corresponde al tramo central del elemento.

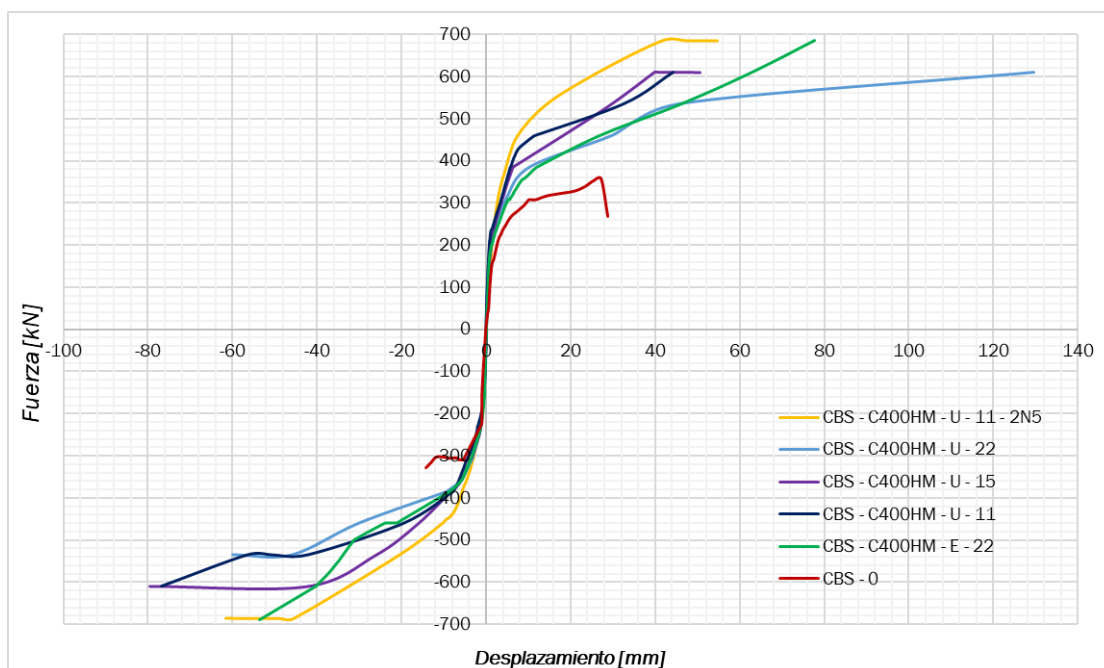


Figura 5.7. Envolturas de curva de histéresis

En primer lugar, se puede evidenciar visualmente que las muestras reforzadas tuvieron un incremento significativo en su capacidad estructural, con respecto a la viga de control, resistiendo hasta cerca de 700 kN con una respuesta de desplazamiento que le proporciona ductilidad al sistema al cambiar el modo de falla de corte a flexión.

En segundo lugar, el comportamiento lineal de la viga de acople sin reforzamiento se tuvo hasta alcanzar un desplazamiento de 1,72 mm mientras que en las reforzadas este valor estuvo alrededor de los 3,00 mm, después de superar este valor los especímenes entraron al rango inelástico y se presentaron fisuras que se prolongaron por la acción de los ciclos de carga y descarga.

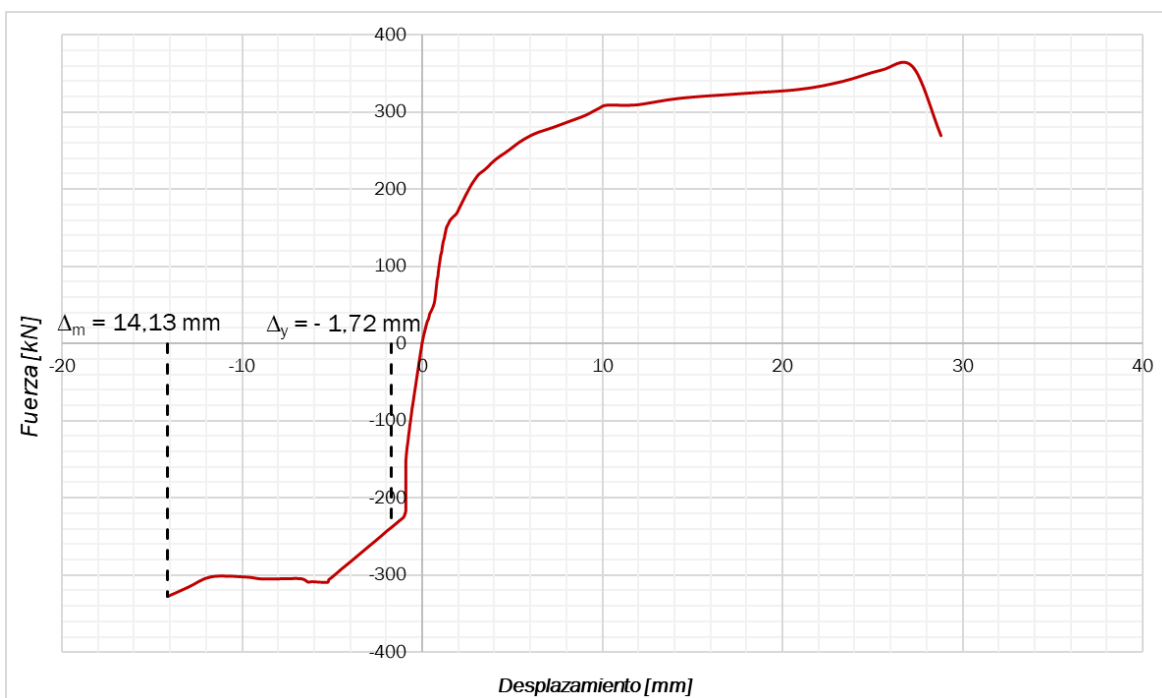
Por último, cabe resaltar que la muestra de control no tuvo ductilidad conllevando así a una falla frágil, mientras que en los especímenes reforzados se puede observar una buena capacidad de deformación.

5.4. Ductilidad

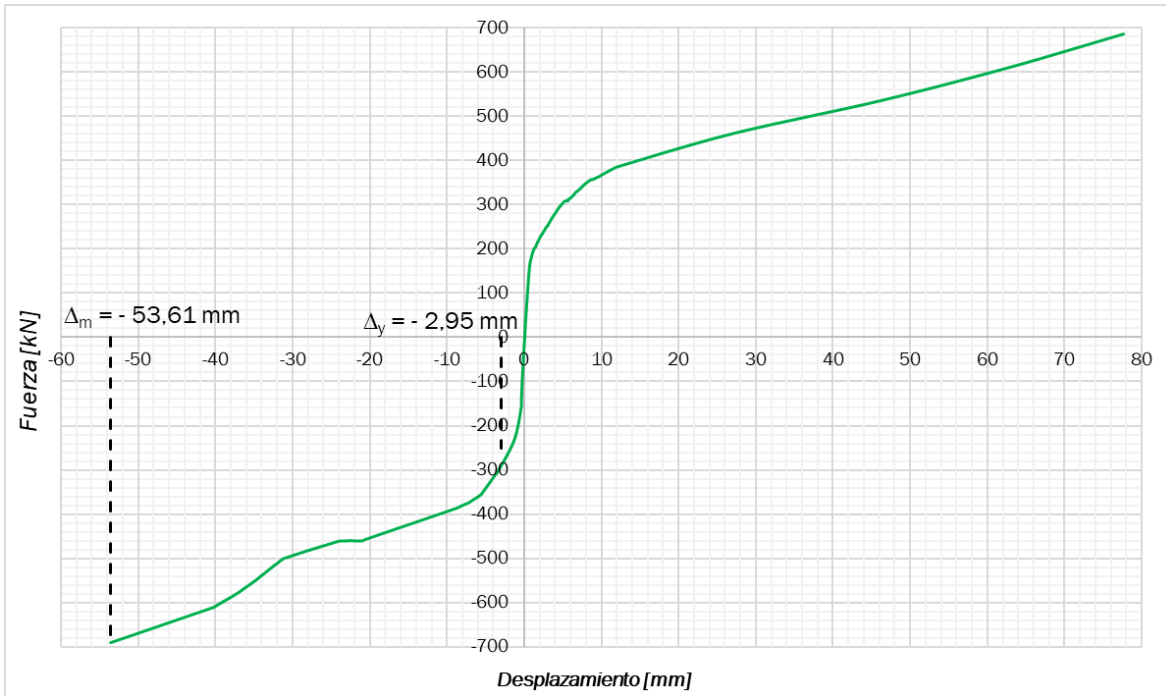
Partiendo de la definición de ductilidad como la capacidad de un elemento para deformarse plásticamente, se realizaron los cálculos siguiendo el procedimiento utilizado por (Pulido, 2021) donde se hace una relación entre el desplazamiento máximo y el desplazamiento elástico, es decir, a partir del cual la muestra se comporta inelásticamente. Y se obtuvo así:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \rightarrow \mu: \text{Ductilidad}; \Delta_m: \text{Desplazamiento máximo}; \Delta_y: \text{Desplazamiento elástico}$$

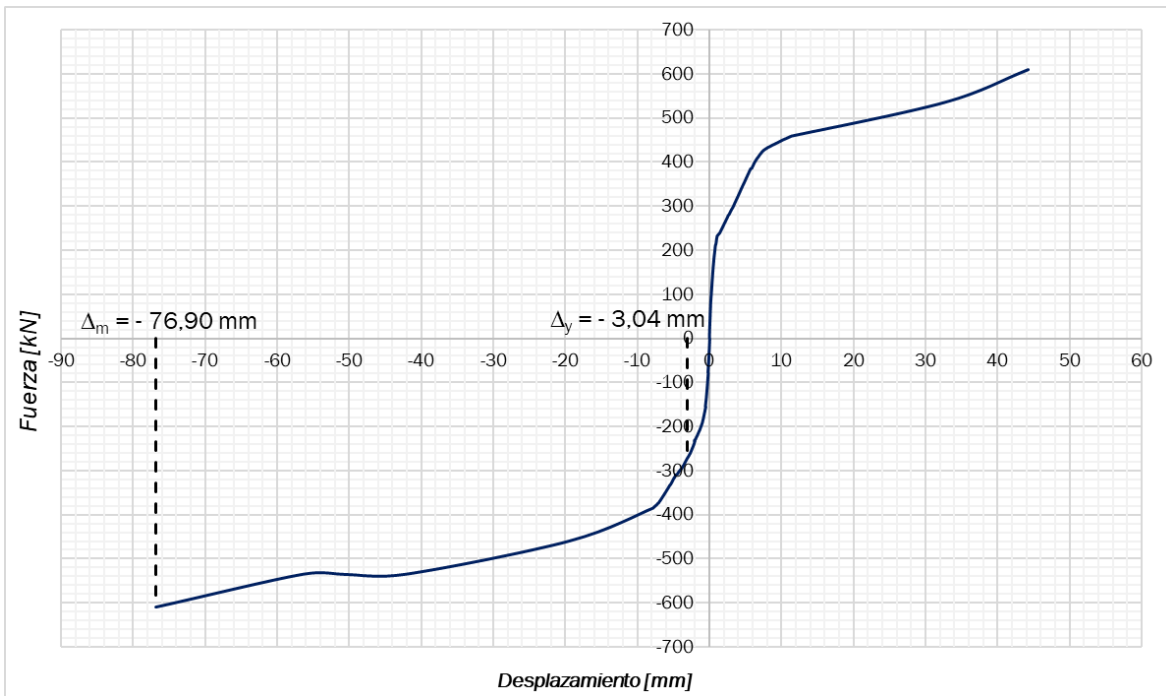
En la Figura 5.8 se muestra la extracción de los datos de cada espécimen, teniendo en cuenta que Δ_y corresponde al punto donde la gráfica envolvente cambia de pendiente, y Δ_m al valor más corto alcanzado en el último ciclo de carga, momento en el cual la viga tenía aún una integridad aceptable, mientras que cuando se presentó el desplazamiento largo la muestra ya estaba totalmente degradada.



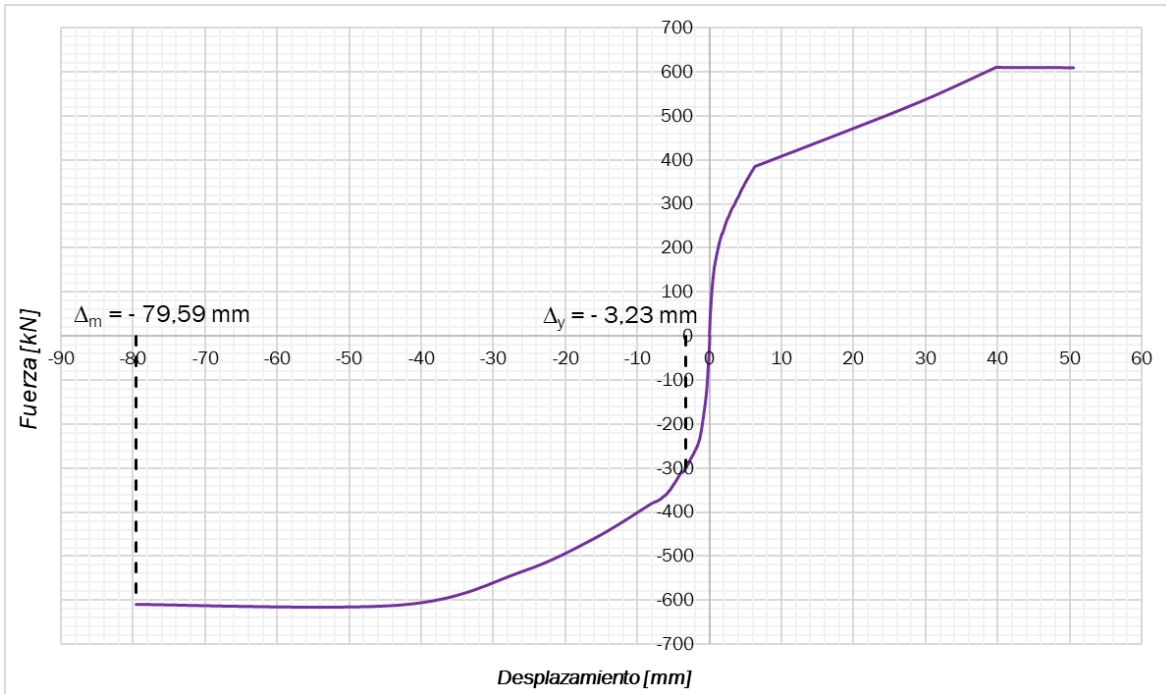
(a) Envolvente CBS – 0



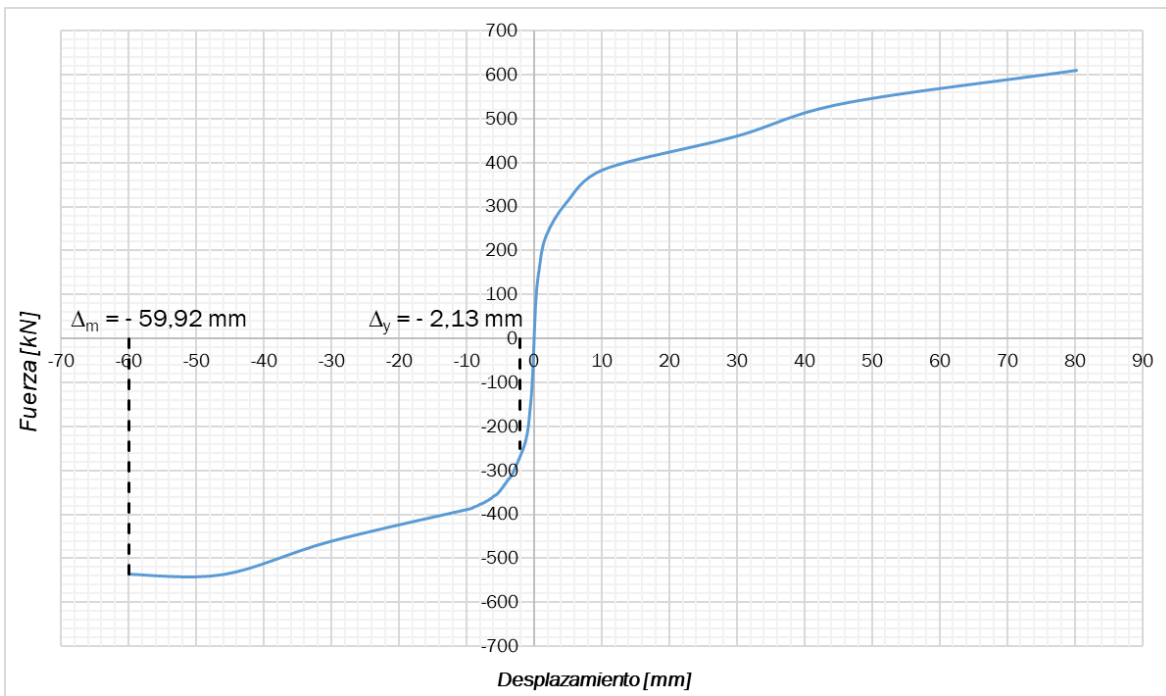
(b) *Envolvente CBS – C400HM – E – 22*



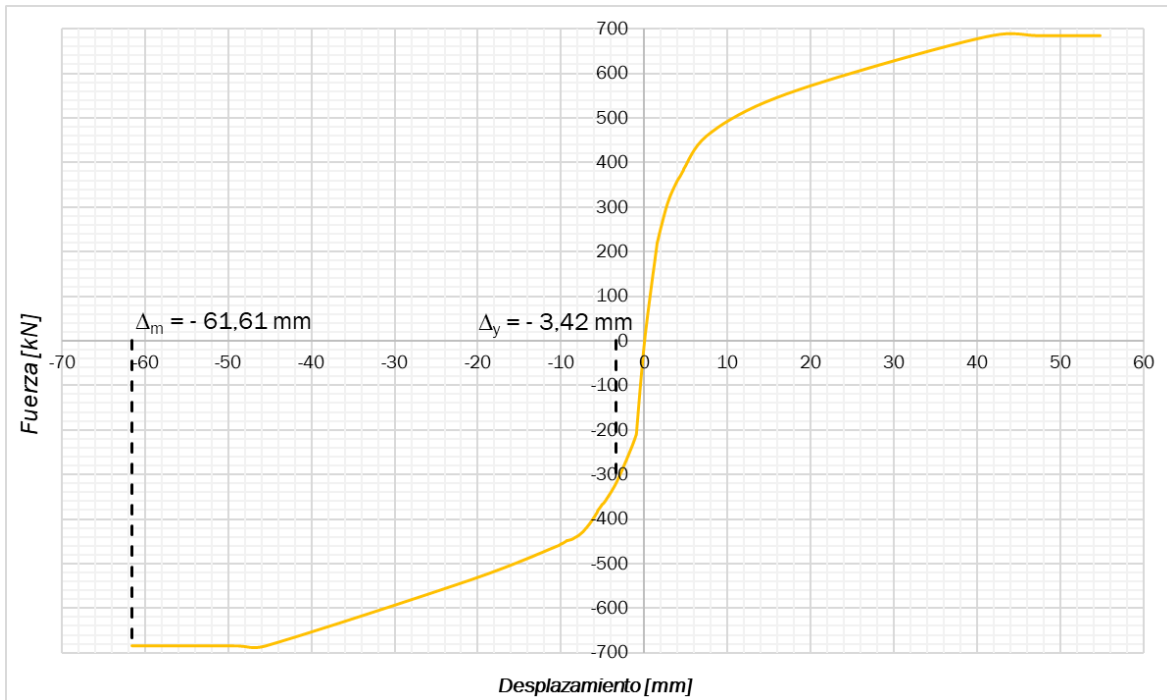
(c) *Envolvente CBS – C400HM – U – 11*



(d) *Envolvente CBS – C400HM – U – 15*



(e) *Envolvente CBS – C400HM – U – 22*



(f) *Envolvente CBS – C400HM – U – 11 – 2N5*
 Figura 5.8 Desplazamientos elásticos e inelásticos

Los desplazamientos finales alcanzados corresponden a las deformaciones del sistema completo. En la Tabla 5.2 se presenta el resumen de los datos anteriores, junto con el valor correspondiente de ductilidad:

Tabla 5.2. Ductilidad

Muestra	Δ_y [mm]	Δ_m [mm]	μ
CBS – 0	1,72	14,13	8,22
CBS – C400HM – E – 22	2,95	53,61	18,17
CBS – C400HM – U – 11	3,04	76,90	25,30
CBS – C400HM – U – 15	3,23	79,59	24,64
CBS – C400HM – U – 22	2,13	59,92	28,13
CBS – C400HM – U – 11 – 2N5	3,42	61,61	18,01

Con los resultados anteriores, se puede comprobar que el reforzamiento externo con fibras de FRP instalado en las vigas mejora considerablemente el desempeño estructural al proporcionarle una mayor ductilidad gracias al trabajo que brindan los anclajes de FRP evitando el desprendimiento de las bandas de FRP, lo que a su vez permite garantizar que el reforzamiento para evitar la falla frágil por corte fue efectivo, ya que al presentarse un evento sísmico la estructura tendrá la capacidad de deformarse sin llegar a la falla de manera abrupta.

Los reforzamientos en “U” mostraron tener una mayor ductilidad, comportamiento que se observó también en los ensayos realizados por (Abadel et al., 2022), en los cuales estos esquemas de reforzamiento dieron como resultado incrementos considerables de la capacidad de deformación.

Sin embargo, la viga CBS – C400HM – U – 11 – 2N5 aunque tuvo un incremento de ductilidad respecto a la viga de control, esta fue menor en comparación con los demás especímenes reforzados en “U”. Lo anterior pudo presentarse por la instalación de las barras de acero adicionales que generaron un mayor rango elástico y aportaron mayor reforzamiento a flexión que a cortante, conllevando así a una falla frágil por cortante como se describió en el Numeral 5.2.6.

Por último, cabe destacar que la muestra CBS – C400HM – U – 22 presentó el mayor valor de ductilidad con un incremento del 121% respecto a la viga sin reforzamiento, dando como resultado una importante participación en el rango inelástico hasta llegar a una falla completamente dúctil, razón por la cual se puede afirmar que en caso de un evento extremo se tendría un comportamiento seguro para los ocupantes de la estructura.

5.5. Degradación de la rigidez

La rigidez de los elementos estructurales ensayados corresponde a la pendiente de la línea secante entre el punto mayor y el punto menor en cada ciclo de las curvas de histéresis, según (Cerquera, 2014), presentadas en el ANEXO B. CURVAS DE HISTÉRESIS VIGAS DE ACOUPLE. Sin embargo, debido al incremento de las cargas y de los desplazamientos, aparecen fisuras en el concreto y desprendimiento de las fibras ocasionando así una degradación de la rigidez la cual se puede observar en la Figura 5.10. En la Figura 5.9, se muestra la explicación para la obtención de estos datos:

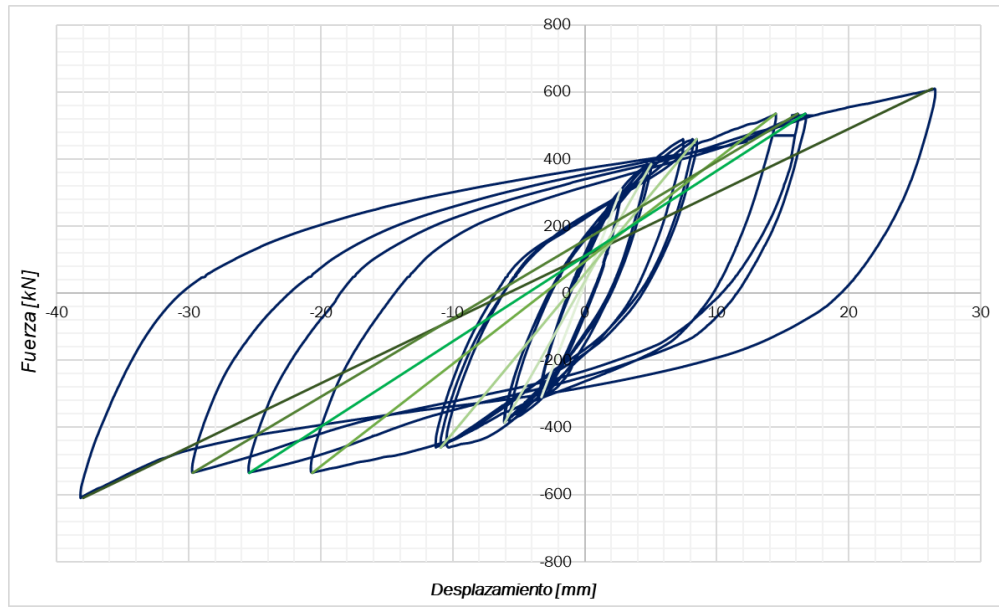


Figura 5.9. Ejemplo líneas secantes en ciclos de histéresis

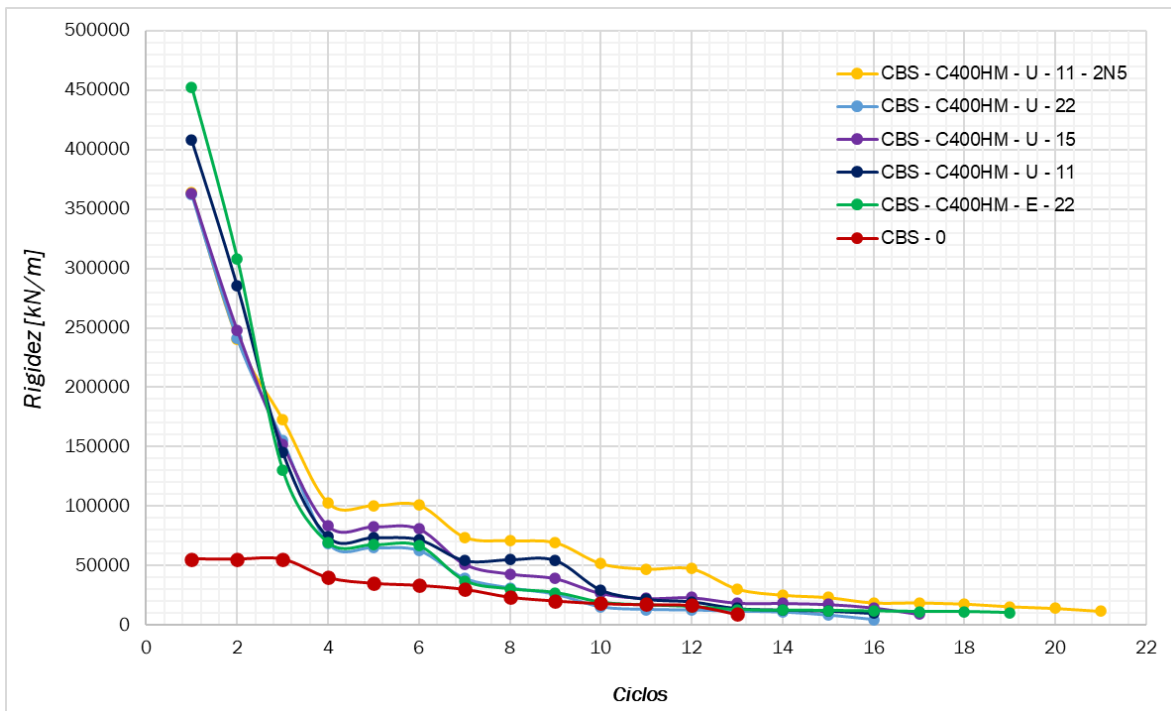


Figura 5.10. Degradación de la rigidez

La viga de control CBS – 0 tuvo una rigidez de 55.474 kN/m en el primer ciclo de carga, pero fue la que menor reducción experimentó, llegando a 9.331 kN/m en el momento de la falla, lo que representa una degradación del 83%. Los especímenes reforzados mostraron un incremento de la rigidez inicial bastante considerable, demostrando así que los tejidos de

FRP aportan significativamente a la rigidez de los elementos estructurales gracias al confinamiento que proporcionan las bandas de CFRP, como se demostró también en los estudios realizados por (Ortiz, 2020) donde se llegó a rigideces de hasta 400.000 kN/m.

Dichos incrementos estuvieron alrededor del 550% respecto a la viga control, con dos excepciones, la viga CBS – C400HM – U – 11 que mejoró en un 635% y la viga CBS – C400HM – E – 22 cuya configuración de reforzamiento estaba completamente envuelto con las bandas de FRP, presentando un incremento del 715% con respecto a la viga sin reforzamiento debido al confinamiento brindado por las bandas de FRP, al no tener separación como lo observado por (Akkaya et al., 2022).

Por otro lado, en la Figura 5.10 se observa que durante los primeros cuatro ciclos se presenta una rápida pérdida de la rigidez, y tiende a estabilizarse el porcentaje de pérdida después de los 310 kN cuando se empezó a realizar 3 repeticiones por cada ciclo. La rigidez en los ciclos finales de todas las muestras reforzadas tuvo una degradación del 98%, razón por la cual los elementos llegaron a la falla.

Finalmente, aunque todas las vigas reforzadas externamente tienden a fallar en un valor de rigidez cercano a 10.000 kN/m, la viga CBS – C400HM – U – 11 – 2N5 que inició en un valor menor al máximo presentado y correspondiente a 363.856 kN/m, presentó un mejor comportamiento al mantenerse con una mayor rigidez que las demás después del tercer ciclo, siendo así la viga que más ciclos soportó (21 ciclos) hasta su degradación del 98% de la rigidez.

5.6. Comparación de resultados

En la Tabla 5.3 se puede observar la diferencia porcentual entre las capacidades teóricas calculadas con los incrementos de los Numerales 4.1.7.1, 4.1.7.2, 4.1.7.3, 4.1.7.4 y 4.1.7.5 y la capacidad real del elemento.

Tabla 5.3. Comparación de resultados

Especimen	Capacidad Teórica Flexión [kN]		Aporte del FRP a Corte [kN]	Capacidad Teórica Corte [kN]		Capacidad Real [kN]	Diferencia Porcentual Flexión		Diferencia Porcentual Corte	
	Conv.	MPT		Conv.	MPT		Conv.	MPT	Conv.	MPT
CBS - 0	573.0	445.3	-	322.4	398.3	358.12	37.50	19.58	11.08	10.09
CBS - C400HM - E - 22	573.0	445.3	948.6	1271	1346.9	689.70	20.37	54.88	45.74	48.79
CBS - C400HM - U - 11	573.0	445.3	257.0	579.4	655.3	609.79	6.42	36.94	5.25	6.94
CBS - C400HM - U - 15	573.0	445.3	287.8	610.2	686.1	609.95	6.45	36.98	0.04	11.10
CBS - C400HM - U - 22	573.0	445.3	287.8	610.2	686.1	603.95	5.40	35.63	1.02	11.97
CBS - C400HM - U - 11 - 2N5	739.1	639.3	257.0	579.4	655.3	685.38	7.27	7.21	18.29	4.59

Las muestras reforzadas en “U” sin refuerzo adicional de acero (CBS – C400HM – U – 11, CBS – C400HM – U – 15 y CBS – C400HM – U – 22), presentaron un incremento en la capacidad estructural del 70% respecto a la muestra sin reforzamiento, llegando a valores de carga de 610 kN aproximadamente. Se puede observar que, sin importar el número de anclajes, el valor de carga final fue el mismo para estos tres especímenes, es decir, contribuyeron principalmente a evitar el desprendimiento de las bandas de FRP logrando mantener la capacidad de carga y evitando la disgregación del concreto y falla prematura del elemento.

Por otro lado, la muestra envuelta completamente con las bandas (CBS – C400HM – E – 22) y la muestra reforzada en “U” con refuerzo de acero adicional (CBS – C400HM – U – 11 – 2N5) tuvieron las mejores capacidades alcanzando valores de 690 kN que representan un incremento del 92% con respecto a la muestra de control (CBS – 0). Estos resultados eran los esperados, ya que como se vio en el Numeral 5.2.2. la viga completamente envuelta evitó la pronta degradación del concreto, y la otra viga contaba con un excesivo reforzamiento a flexión que le permitió resistir varios ciclos con la carga final.

Lo anterior va de la mano con lo obtenido por (Akkaya et al., 2022), donde se concluyó que al reducir la separación entre bandas que envolvían las cuatro caras de la viga se presentaba una mejoría bastante notable en la capacidad a cortante del elemento, y en el caso de la viga CBS – C400HM – E – 22 se eliminó dicha separación, dando como resultado la mejor capacidad. Sin embargo, es una configuración de reforzamiento de difícil construcción en el caso de estructuras existentes ya que, por la existencia de las losas de entrepiso, imposibilitarían la envoltura completa de la viga.

En el caso de la viga control se tuvo una predicción por ambos métodos al estar muy cerca de ser una viga convencional. Para el espécimen CBS – C400HM – E – 22 se tuvo una diferencia porcentual bastante alta respecto a los cálculos teóricos, ya que en este la envoltura completa con bandas de FRP aportaba una capacidad a corte bastante alta y el modo de falla finalmente fue por flexión en el centro de la luz como se mencionó en el Numeral 5.2.1.

En los demás especímenes reforzados se puede apreciar que las diferencias porcentuales son bajas, es decir, que los cálculos realizados según el ACI 440.2R – 17 permiten predecir de forma acertada el aporte de los reforzamientos con sistemas de FRP.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- Se pudo observar que los reforzamientos proporcionados a cada una de las vigas de acople mejoraron considerablemente el desempeño estructural al proporcionarle una mayor ductilidad, lo que a su vez permite demostrar que el reforzamiento a cortante fue efectivo pues cambió el modo de falla a una falla completamente dúctil demostrando el buen desempeño de los anclajes de FRP al evitar el despegamiento de las bandas.
- Mediante el modelo de puntal – tensor se pudo obtener una buena predicción de la capacidad de los puntales como representación de la resistencia del concreto a compresión, y un acertado valor de carga para fisuración mediante la resistencia de los tensores transversales como representación del deficiente refuerzo a cortante que tenía la viga de control.
- La muestra CBS – C400HM – U – 11 – 2N5 fue una de las que mayor capacidad estructural presentó, pero con un modo de falla frágil, debido a que las barras de acero adicionales aportaron mayor resistencia a la flexión. Sin embargo, su ejecución en vigas de acople existentes se convierte en un proceso de alta dificultad constructiva.
- Los elementos reforzados externamente presentaron una rigidez inicial mayor que la rigidez inicial de la viga de control gracias al confinamiento que le proporcionó las fibras de carbono, generando una lenta degradación de la rigidez ya que se evitó la abrupta pérdida de la sección de concreto, lo anterior se pudo comprobar en la muestra CBS – C400HM – E – 22 que al estar completamente envuelta con bandas de FRP obtuvo la mejor rigidez.
- Se concluye finalmente que la opción más favorable de configuración de reforzamiento externo para mejorar la capacidad ante cargas cíclicas fue la proporcionada para la muestra CBS – C400HM – U – 22, puesto que presentó un comportamiento similar a las demás con una carga final un poco menor de la máxima obtenida, pero con una ductilidad mucho más grande, lo que mejora además los niveles de seguridad que se brinda a los ocupantes de las diferentes estructuras.

6.2. Recomendaciones

- Resultaría muy efectivo realizar un proyecto donde se aplique la carga cíclica en el sentido horizontal y longitudinal al elemento, en el cual actúa la principal componente de las fuerzas sísmicas, ya que en este trabajo de investigación se desarrolló el análisis para una carga cíclica actuando verticalmente por razones de montaje y capacidad de los equipos del laboratorio.
- Teniendo en cuenta que la viga de control en el momento de la falla presentó fisuras que podrían ser reparadas, se recomienda realizar una reparación con epóxicos que permitan determinar los niveles de recuperación de la capacidad estructural, puesto que los reforzamientos aquí desarrollados no son aplicables a elementos fallados.
- Es importante estudiar el comportamiento de un reforzamiento similar al que se concluyó como más efectivo, pero en el cual los cordones de anclaje no sean pasantes teniendo en cuenta que esta es una práctica de difícil aplicación en obra y que podría resultar en un ahorro económico al reducir material y maquinaria utilizada.
- Se debería desarrollar un estudio de investigación donde se evalúe los daños por fuego, ya que ante eventos extraordinarios se produce un cambio en las propiedades de los materiales que afectan la capacidad estructural de los elementos. Y así mismo analizar los posibles revestimientos y/o soluciones para contrarrestar este efecto.
- Al aplicar reforzamientos externos en estructuras existentes, es de vital importancia analizar también la capacidad de los muros que acopla la viga, de tal forma que se pueda garantizar que estos resistirán cargas de las mismas, o mayores, magnitudes con el fin de no generar eslabones de falla en otros componentes del sistema.

REFERENCIAS

- Abadel, A., Abbas, H., Almusallam, T., Alshaikh, I. M. H., Khawaji, M., Alghamdi, H., & Salah, A. A. (2022). Experimental study of shear behavior of CFRP strengthened ultra-high-performance fiber-reinforced concrete deep beams. *Case Studies in Construction Materials*, 16(March). <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e011103>
- ACI Committee 318 (2019): *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI Committee 440. (2017). 440.2R-17: *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. International Concrete Abstracts Portal. <https://doi.org/10.14359/51700867>
- Akkaya, H. C., Aydemir, C., & Arslan, G. (2022). An experimental research on reinforced concrete deep beams fully wrapped with fiber reinforced polymers against shear. *Case Studies in Construction Materials*, 17(February). <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e011198>
- Cerquera, C. (2014). *Diseño y verificación no lineal de casas de concreto reforzado*. Universidad de los Andes.
- Chung, J.-H., Son, D.-H., Kim, S.-Y., Bae, B.-I., & Choi, C.-S. (2020). Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Coupling Beams According to Volume Fraction of Steel Fiber. *Sustainability*, 13(1), 182. MDPI AG. <http://dx.doi.org/10.3390/su13010182>
- Cortez, I. (2014). *Influencia de la disposición de anclajes de fibra de carbono en la resistencia al despegue de refuerzos adheridos en estructuras de hormigón*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- Escobar Morales, J. R. (2008). *Estudio analítico de soluciones alternativas a las disposiciones de armadura diagonal en dinteles cortos*. Universidad de Chile

- G. G., Et Al., B. (2015, 6 enero). Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B). International Concrete Abstracts Portal, 21(45). <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/19315>
- Han, S. W., Kim, S. B., & Kim, T. (2019). Effect of transverse reinforcement on the seismic behavior of diagonally reinforced concrete coupling beams. *Engineering Structures*, 196 (January), 109307. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109307>
- Hu, H., Liu, J., Cheng, G., Li, J., & Chen, Y. F. (2021). Seismic behavior of hybrid coupled wall system with replaceable endplate-steel coupling beam. *Journal of Constructional Steel Research*, 187(October). <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106997>
- Hu, Z., Lv, W., He, R., & Zhang, M. (2021). Stiffness Reduction Coefficient of Steel Plate-Reinforced Concrete Composite Coupling Beams. *Journal of Engineering Science and Technology Review*, 14(2), 136–143. <https://doi.org/10.25103/jestr.142.17>
- Kumar Subedi, N., & Stuart Baglin, P. (2001, 1 septiembre). Ultimate load analysis of plate reinforced concrete beams. *Engineering Structures*, 23(9). [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00013-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00013-X)
- Kwon, H.-W .; Jeon, Y.-R .; Lee, K.-H .; Shin, M.-S .; Han, S.-W. Comportamiento cíclico del cemento reforzado con fibra de alto rendimiento Viga de acoplamiento compuesta con refuerzo diagonal. *J. Korea Concr. Inst.* 2013 , 25, 649–656.
- Mihaylov, B. (2019, 1 marzo). A kinematics-based approach for the shear strength of short fibre-reinforced concrete coupling beams. *Engineering Structures*, 182. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.11.066>
- Nabilah, A. B., Koh, C. G., Safiee, N. A., & Mohd. Nasir, N. A. (2020). Analysis of conventionally reinforced coupling beams using non-linear strut-and-tie model. *Structures and Buildings*, 173(6). <https://doi.org/10.1680/jstbu.18.00095>

- Nurchasanah, Y., Ujianto, M., & Annas, F. M. (2018). Shear behavior of slender geometry RC coupling beams in seismic response. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/403/1/012016>
- Ortiz, J. (2020). Shear Strengthening of Reinforced Concrete- Walls with Externally Bonded FRP Fabrics. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Paulay, T.; Binney, J.R. Diagonally reinforced coupling beams of shear walls. In *Shear in Reinforced Concrete; SP-42*, American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA, 1974; Volume 42, pp. 579–598. <https://doi.org/10.14359/17302>
- Perkins, S.M.J., (2011), “Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Members Subjected to Uniform Load”, M.A.Sc. thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 134 p.
- Pulido, M. (2021). In-plane Behavior of Reinforced Concrete Shear Walls with poor Flexural Reinforcement, Strengthened with FRP strips. Tesis de maestría. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Santhakumar, A. R. (1974). The Ductility of Coupled Shear Walls. University of Canterbury Christchurch, New Zealand, 414. <http://dx.doi.org/10.26021/1243>
- Shahrooz, B. M.; Remmetter, M. E.; and Qin, F., 1993, “Seismic Design and Performance of Composite Coupled Walls,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 119, No. 11, Nov., pp. 3291-3309. doi: 10.1061
- Tassios, T. P., Moretti, M., & Bezas, A. (1996, 1 noviembre). On the Behavior and Ductility of Reinforced Concrete Coupling Beams of Shear Walls. *International Concrete Abstracts Portal*, 93(6). <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/518>
- Tegos, I. A., & Penelis, G. G. (1988, 1 enero). Seismic Resistance of Short Columns and Coupling Beams Reinforced With Inclined Bars. *International Concrete Abstracts*

Portal, 85(1).
<https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal/m/details/id/2992>

Tumialan, G., Vatovec, M., & Kelley, P. (2009). FRP Composites for Masonry Retrofitting: Review of Engineering Issues, Limitations and Practical Applications. *Structure Magazine*.

Vega Vargas, C. J. (2015). Comportamiento dinámico de muros de mampostería no estructural reforzados mediante polímeros reforzados con fibra de carbono. Tesis de maestría. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. CFRP.

Villanueva, P. (2017). Influencia de las condiciones de ejecución en la resistencia de anclajes de fibra de carbono para refuerzos en estructuras de hormigón. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

Whan Han, S., Wook Kang, J., & Seok Lee, C. (2018). Cyclic behavior of diagonally reinforced slender HPRCC coupling beams with reduced diagonal and transverse reinforcement. *Composite Structures*, 206. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.08.079>

Windisch, A. (2012). Deformation capacity of structural concrete in disturbed regions. Paper by Sung-Gul Hong, Namhee K. Hong, and Sang-Ki Jang. *ACI Structural Journal*, 109(2), 265.

Zeng, H. Y., Gitomarsono, J., Kawatu, A. J., Chan, W. T., Chiu, S. C., & Cheng, M. Y. (2022). Cyclic Behavior of Short Reinforced Concrete Coupling Beams Confined by Steel Plates. *ACI Structural Journal*, 119(3), 263–276. <https://doi.org/10.14359/51734496>

Zhou, K.-J., Yi, W.-J., Zhou, Y., & Zhang, W.-X. (2021). Shear strength and deformation modeling of conventionally reinforced short coupling beams. *Engineering Structures*, 239. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112282>

ANEXOS

ANEXO A. ENSAYOS DE TENSION BARRAS DE ACERO



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA

ENSAYO DE TENSION DE VARILLA CORRUGADA

Empresa: **STE - STRUCTURAL TECHNOLOGIES**

Obra/Procedencia: VIGAS DE ACOUPLE

Informe No.

Hoja 1 de 4

Recepción muestra: 1-jun-2022

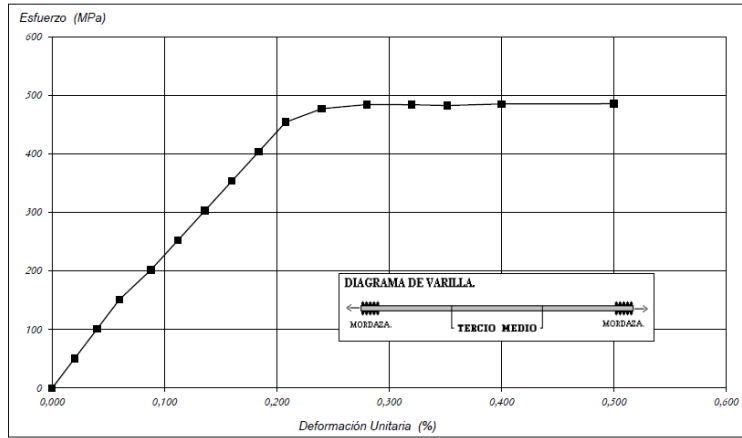
Fecha de informe: 1-jun-2022

MUESTRA No. 1

Observaciones:

Fabricante:	DÍACO
Detalle:	Corrugada
Diámetro nominal (Pulg):	5/8
Resistencia nominal:	60,000 psi

Carga (kg)	Alargamiento (mm)	Esfuerzo (MPa)	Deformación (%)
0	0	0	0,000
1000	0,05	51	0,020
2000	0,10	101	0,040
3000	0,15	152	0,060
4000	0,22	202	0,088
5000	0,28	253	0,112
6000	0,34	303	0,136
7000	0,40	354	0,160
8000	0,46	404	0,184
9000	0,52	455	0,208
9450	0,60	477	0,240
9590	0,70	485	0,280
9586	0,80	484	0,320
9560	0,88	483	0,352
9614	1,00	486	0,400
9618	1,25	486	0,500



Alargamiento en 20 cm	
Obtenido	17,5%

Rotura en el tercio medio: FUERA

ESFUERZOS OBTENIDOS		
-	psi	MPa
Fy	68999	483
Fu	95126	666

Fy = Esfuerzo de fluencia

Fu = Esfuerzo máximo

NORMA TECNICA COLOMBIANA NTC 2289

Figura A.1. Ensayo de Tensión Varilla



ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA

ENSAYO DE TENSION DE VARILLA CORRUGADA

Empresa: **STE - STRUCTURAL TECHNOLOGIES**

Obra/Procedencia: VIGAS DE ACOUPLE

Informe No.

Hoja 2 de 4

Recepción muestra: 1-jun-2022

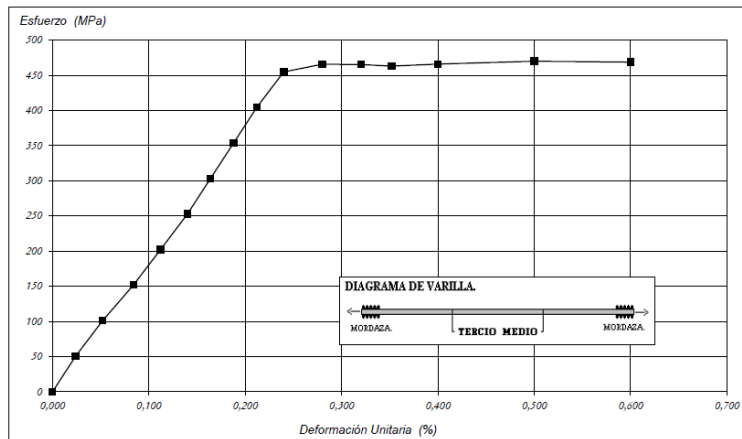
Fecha de informe: 1-jun-2022

MUESTRA No. 2

Observaciones:

Fabricante:	DÍACO
Detalle:	Corrugada
Diámetro nominal (Pulg):	5/8
Resistencia nominal:	60,000 psi

Carga (kg)	Alargamiento (mm)	Esfuerzo (MPa)	Deformación (%)
0	0	0	0,000
1000	0,06	51	0,024
2000	0,13	101	0,052
3000	0,21	152	0,084
4000	0,28	202	0,112
5000	0,35	253	0,140
6000	0,41	303	0,164
7000	0,47	354	0,188
8000	0,53	404	0,212
9000	0,60	455	0,240
9214	0,70	466	0,280
9208	0,80	465	0,320
9162	0,88	463	0,352
9218	1,00	466	0,400
9300	1,25	470	0,500
9274	1,50	469	0,600



Alargamiento en 20 cm	
Obtenido	22,0%

Rotura en el tercio medio: DENTRO

ESFUERZOS OBTENIDOS		
-	psi	MPa
Fy	66126	463
Fu	94433	661

Fy = Esfuerzo de fluencia

Fu = Esfuerzo máximo

NORMA TECNICA COLOMBIANA NTC 2289

Figura A.2. Ensayo de Tensión Varilla No. 5

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA

ENSAYO DE TENSION DE VARILLA CORRUGADA

Empresa: **STE - STRUCTURAL TECHNOLOGIES**

Obra/Procedencia: VIGAS DE ACOPILE

Informe No.

Hoja 3 de 4

Recepción muestra: 1-jun-2022

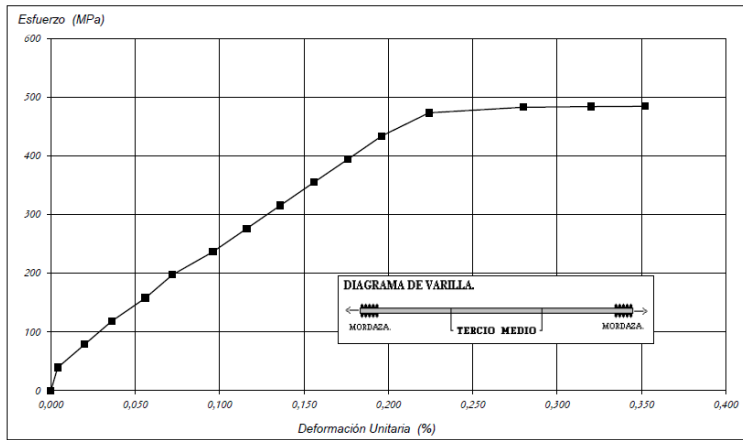
Fecha de informe: 1-jun-2022

MUESTRA No. 3

Observaciones:

Fabricante:	COL-R
Detalle:	Corrugada
Diámetro nominal (Pulg):	1/2
Resistencia nominal:	60.000 psi

Carga (kg)	Alargamiento (mm)	Esfuerzo (MPa)	Deformación (%)
0	0	0	0,000
500	0,01	39	0,004
1000	0,05	79	0,020
1500	0,09	118	0,036
2000	0,14	158	0,056
2500	0,18	197	0,072
3000	0,24	237	0,096
3500	0,29	276	0,116
4000	0,34	316	0,136
4500	0,39	355	0,156
5000	0,44	395	0,176
5500	0,49	434	0,196
6000	0,56	474	0,224
6120	0,70	483	0,280
6134	0,80	484	0,320
6142	0,88	485	0,352



Alargamiento en 20 cm	
Obtenido	18,5%

Rotura en el tercio medio: **DENTRO**

Fy = Esfuerzo de fluencia
Fu = Esfuerzo máximo

	psi	MPa
Fy	68265	485
Fu	90038	630

NORMA TECNICA COLOMBIANA NTC 2289

Figura A.3. Ensayo de Tensión Varilla No. 4

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA

ENSAYO DE TENSION DE VARILLA CORRUGADA

Empresa: **STE - STRUCTURAL TECHNOLOGIES**

Obra/Procedencia: VIGAS DE ACOPILE

Informe No.

Hoja 4 de 4

Recepción muestra: 1-jun-2022

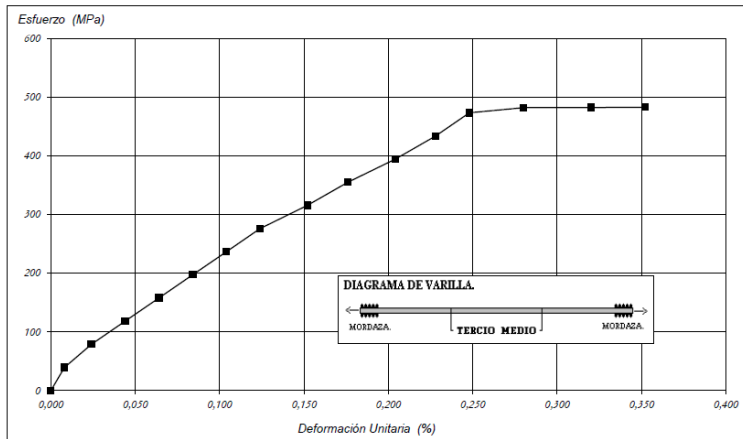
Fecha de informe: 1-jun-2022

MUESTRA No. 4

Observaciones:

Fabricante:	COL-R
Detalle:	Corrugada
Diámetro nominal (Pulg):	1/2
Resistencia nominal:	60.000 psi

Carga (kg)	Alargamiento (mm)	Esfuerzo (MPa)	Deformación (%)
0	0	0	0,000
500	0,02	39	0,008
1000	0,06	79	0,024
1500	0,11	118	0,044
2000	0,16	158	0,064
2500	0,21	197	0,084
3000	0,26	237	0,104
3500	0,31	276	0,124
4000	0,38	316	0,152
4500	0,44	355	0,176
5000	0,51	395	0,204
5500	0,57	434	0,228
6000	0,62	474	0,248
6112	0,70	482	0,280
6115	0,80	483	0,320
6120	0,88	483	0,352



Alargamiento en 20 cm	
Obtenido	18,0%

Rotura en el tercio medio: **DENTRO**

Fy = Esfuerzo de fluencia
Fu = Esfuerzo máximo

	psi	MPa
Fy	68017	483
Fu	90309	632

NORMA TECNICA COLOMBIANA NTC 2289

Figura A.4. Ensayo de Tensión Varilla No. 4

ANEXO B. CURVAS DE HISTÉRESIS VIGAS DE ACOPLE

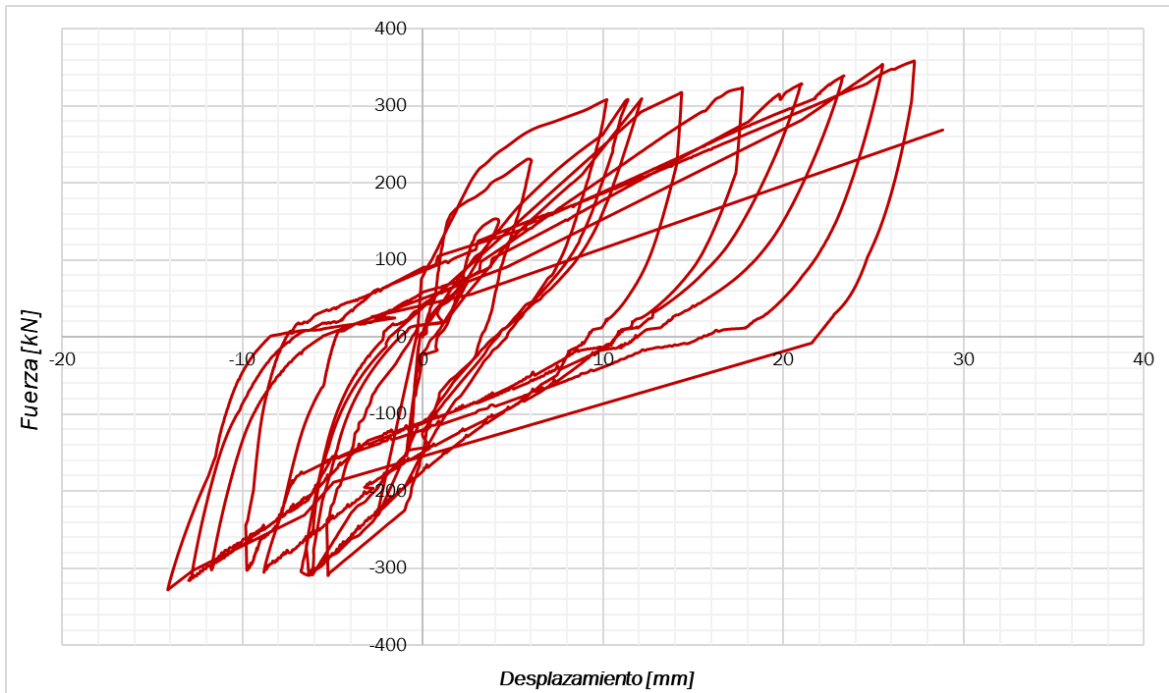


Figura B.0.5. Curva Histéresis CBS – 0

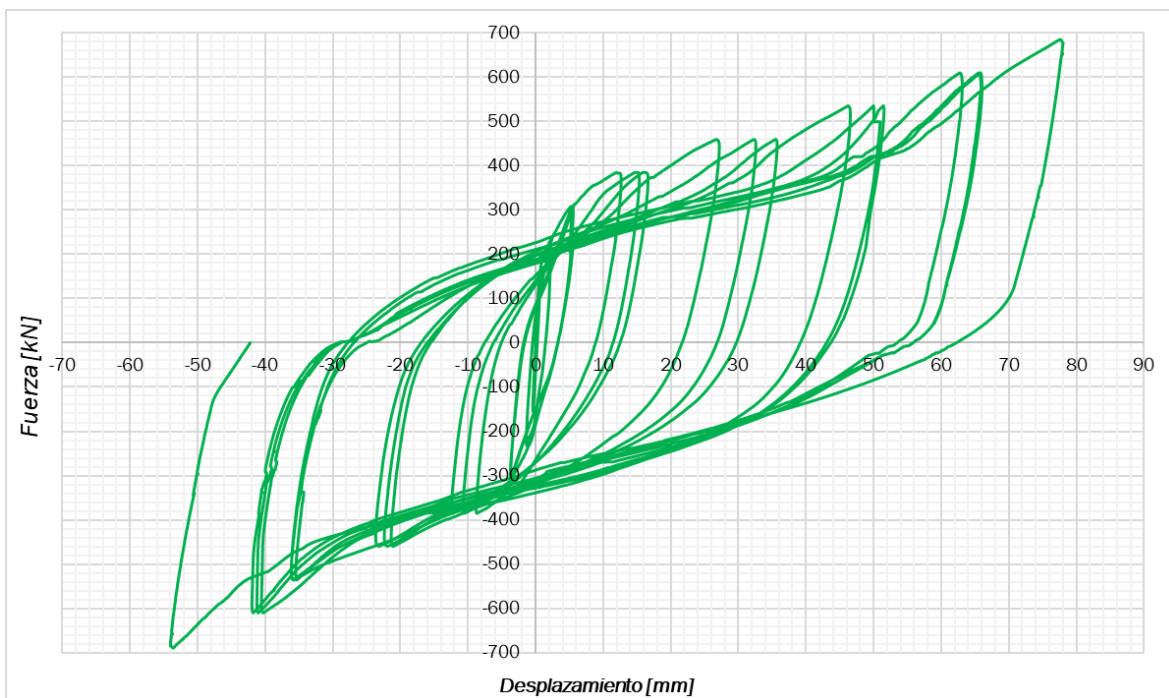


Figura B.6. Curva Histéresis CBS – C400HM – E – 22

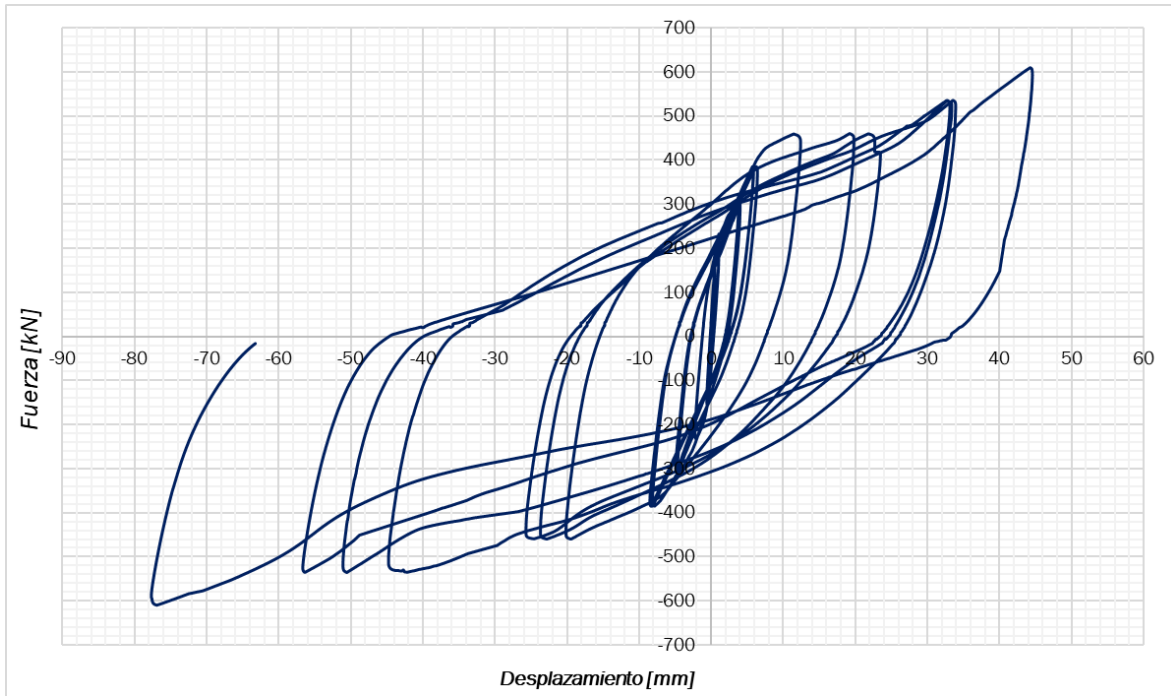


Figura B.7. Curva Histéresis CBS – C400HM – U – 11

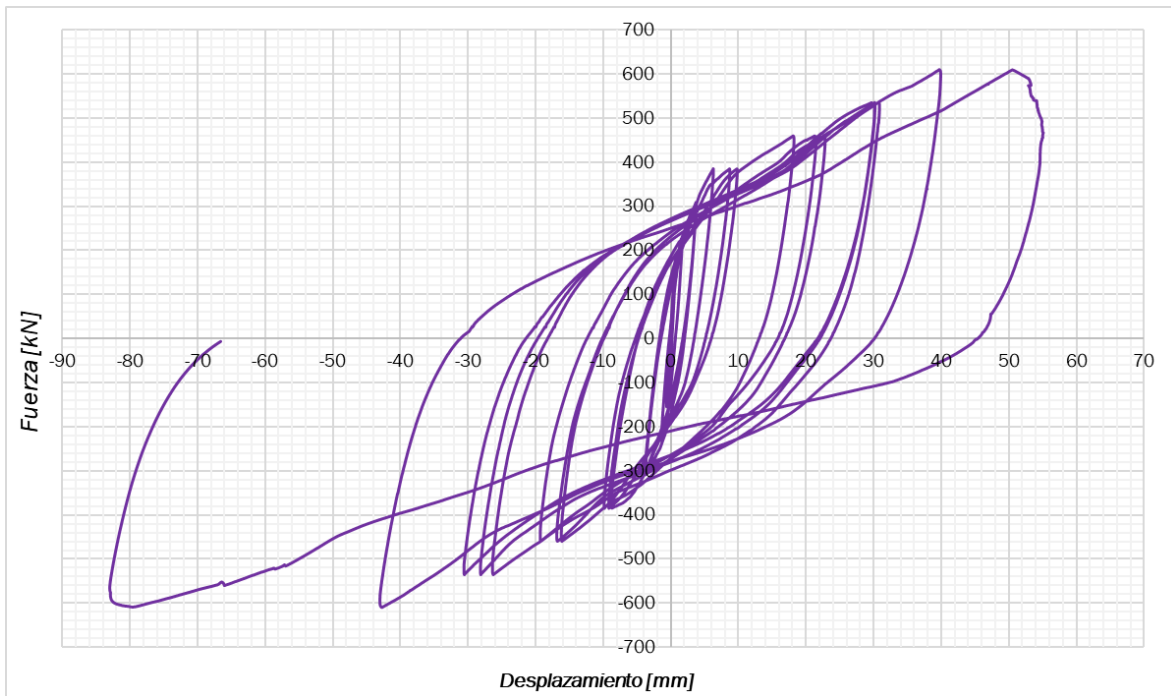


Figura B.8. Curva Histéresis CBS – C400HM – U – 15

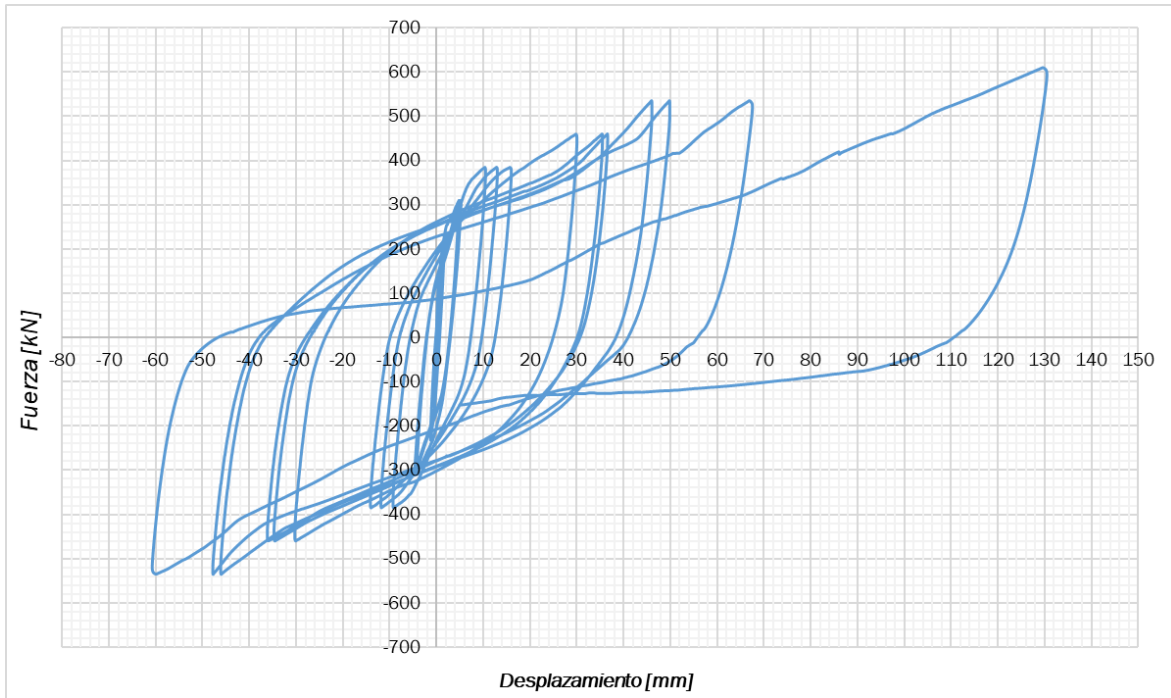


Figura B.9. Curva Histéresis CBS – C400HM – U – 22

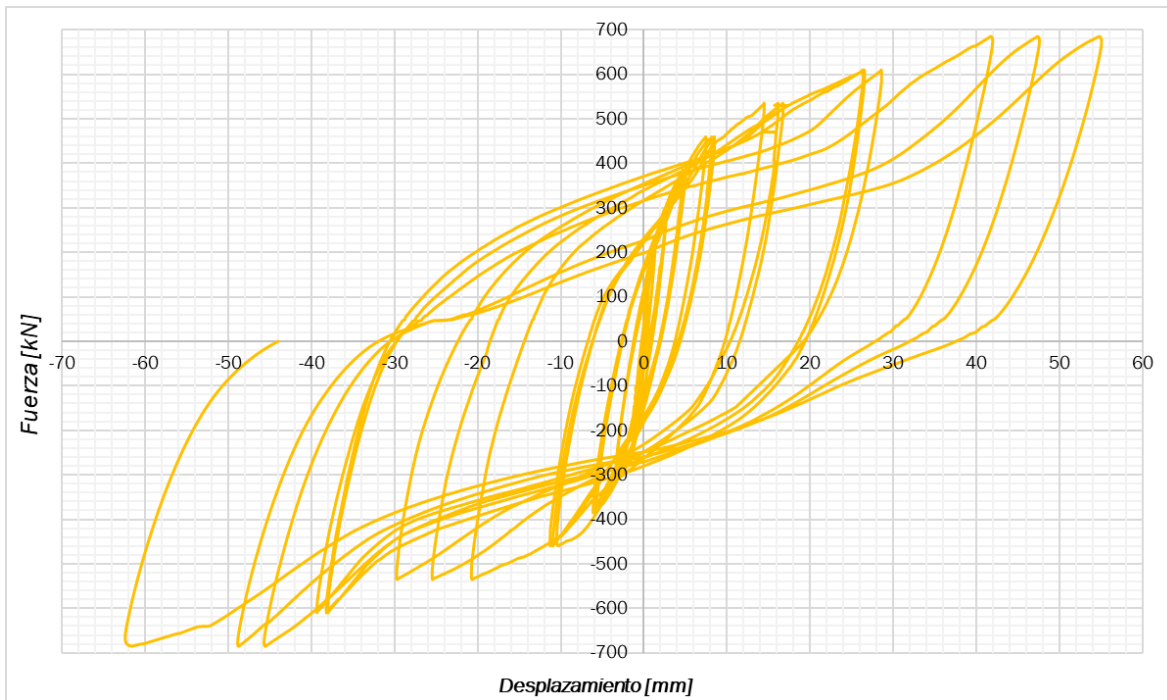


Figura B.10. Curva Histéresis CBS – C400HM – U – 11 – UN5