

ESCUELA
COLOMBIANA
DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO

**Evaluación del comportamiento bajo cargas
cíclicas de conexiones viga-columna de concreto
reforzado con reforzamiento anclado con
adhesivos.**

SERGIO ALONSO GUTIÉRREZ BLANCO

Escuela Colombiana de Ingeniería

Posgrado en Ingeniería Civil

Bogotá, Colombia

2019

Evaluación del comportamiento bajo cargas cíclicas de conexiones viga-columna de concreto reforzado con reforzamiento anclado con adhesivos.

Sergio Alonso Gutiérrez Blanco

Tesis o trabajo de investigación presentada(o) como requisito parcial para optar al título
de:

Magister en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras

Director (a):

Ph.D., NANCY TORRES CASTELLANOS

Línea de Investigación: Comportamiento estructural

Grupo de Investigación: GIMECI

Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

Posgrado en Ingeniería Civil

Bogotá, Colombia

2019

La tesis de maestría titulada Evaluación del comportamiento bajo cargas cíclicas de conexiones viga-columna de concreto reforzado con reforzamiento anclado con adhesivos.”, presentada por Sergio Alonso Gutierrez Blanco, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Estructuras.

Nancy Torres Castellanos, M.Sc, Ph.D

Director de la tesis

Jurado1

Jurado2

Bogotá, D.C., 30 de Enero de 2019

Dedicatoria

A Dios porque siempre ha estado conmigo

*A mi esposa Adriana y mi hijo Sergio Adrián,
por su apoyo incondicional y su continuo
aliento. Son el motor de mi vida.*

*A la memoria de mis padres porque siempre
me apoyaron y confiaron en mí, y a mis
hermanos porque siempre han creído en mí.*

Agradecimientos

A mi Directora de tesis, Ingeniera Nancy Torres Castellanos por su tiempo y dedicación y sus importantes opiniones y sugerencias.

Al Ingeniero Nicolás Uribe S. de la empresa Hilti Colombia S.A.S por su colaboración para la donación del material utilizado para la realización de los anclajes con adhesivo.

Al equipo de trabajo del laboratorio de estructuras y materiales de la Escuela Colombiana de Ingeniería “Julio Garavito”, por su colaboración en la elaboración y preparación de los especímenes para el ensayo experimental.

A Beatriz Gutiérrez viuda de Torres por su valioso apoyo y compañía durante esta etapa de mi vida profesional.

Resumen

El presente trabajo muestra los resultados experimentales obtenidos en la investigación realizada sobre la evaluación del comportamiento ante cargas cíclicas de conexiones viga columna de concreto reforzado con recrecimiento de sección de la viga y el refuerzo adicional longitudinal de la misma, anclado a la columna con adhesivos. Se construyeron ocho (08) especímenes de unión viga columna en concreto reforzado a escala real, a los cuales se les aplicaron cargas cíclicas controladas por desplazamiento en el extremo libre de la viga. Seis (06) de los especímenes de unión viga columna se elaboraron en dos (02) etapas con el propósito de realizar un reforzamiento a la viga fundida en la primera etapa consistente en un recrecimiento de sección con adición de refuerzo longitudinal anclado en el nudo con adhesivo químico especial para trabajar en concreto fisurado. Se usaron tres longitudes de anclaje 0.25m, 0.30m y 0.35m. Para tener un punto de comparación en el análisis de los resultados se elaboraron dos (02) especímenes de manera monolítica con las mismas dimensiones y refuerzo final de los especímenes reforzados pero diseñados de acuerdo a los requisitos del reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR 10 para un grado de disipación de energía especial DES. Con los resultados de los ensayos se realizaron evaluaciones de propiedades como respuesta histerética, disipación de energía, degradación de la rigidez, ductilidad por desplazamiento e índice de daño, con las cuales se pudo evaluar el comportamiento de cada una de las uniones viga columna. El comportamiento observado en los anclajes post instalados fue satisfactorio, debido a que se alcanzaron valores de fuerza que superaron los valores teóricos esperados.

Palabras clave:

Unión viga columna

Reforzamiento

Anclaje con Adhesivo

Cargas cíclicas

Respuesta histerética

Abstract

The present work shows the experimental results obtained in the investigation carried out on the evaluation of the behavior before cyclic loads of connections girder reinforced concrete column with re-growth of section of the beam and the additional longitudinal reinforcement of the same, anchored to the column with adhesives. Eight (08) beam jointing specimens were constructed in reinforced concrete on a real scale, to which cyclical loads were applied, controlled by displacement at the free end of the beam. Six (06) of the column beam jointing specimens were made in two (02) stages for the purpose of reinforcement to the cast beam in the first stage consisting of a section regrowth with addition of longitudinal reinforcement anchored in the knot with Special chemical adhesive to work in cracked concrete. Three anchoring lengths 0.25m, 0.30m and 0.35m were used. To have a point of comparison in the analysis of the results, two (02) specimens were prepared in a monolithic manner with the same dimensions and final reinforcement of the reinforced specimens but designed according to the requirements of the Colombian Seismic Resistance Construction NSR 10 regulation, for a special energy dissipation degree DES. With the results of the tests, property evaluations were carried out as hysteretic response, energy dissipation, rigidity degradation, displacement ductility and damage index, with which the behavior of each of the column beam joints could be evaluated. The behavior observed in the post-installed anchors was satisfactory, due to the fact that strength values were reached that exceeded the expected theoretical values.

Keywords:

beam column joint

Reinforcement

Anchoring with Adhesive

Cyclic loads

Hysteretic response

Contenido

	Pág.
Resumen	IX
Abstract	X
Lista de tablas	XVIII
Introducción	19
1. Marco teórico	23
1.1 Unión viga columna	23
1.1.1 Generalidades	23
1.1.2 Comportamiento de las uniones	24
1.2 Anclajes en concreto	25
1.2.1 Sistemas de anclaje	25
1.2.2 Los anclajes en el Código ACI y en el Reglamento NSR-10.	27
1.2.3 Comportamiento de los anclajes.....	28
1.2.4 Fallas de anclajes bajo cargas de tracción	28
1.2.5 Fallas de anclajes a cortante.....	29
1.2.6 Comportamiento de anclajes en las zonas fisuradas	30
1.2.7 Resistencia última a tensión en concreto fisurado	30
1.2.8 Resistencia última a cortante en concreto fisurado	31
1.2.9 Consideraciones de diseño	32
1.2.10 Condiciones de carga.....	32
1.2.11 Diseño de anclaje para barras.	33
1.2.12 Longitud de anclaje	34
1.3 Los anclajes adhesivos en el reforzamiento de elementos de concreto reforzado.....	34
1.3.1 Generalidades	34
1.3.2 Experiencias de reforzamiento.....	39
2. Estado del Arte	41
2.1 Conexiones viga columna	41
3. Objetivos	51
3.1 Objetivo general	51
3.1.1 Objetivos específicos.....	51
4. Programa experimental	53
4.1 Generalidades	53
4.2 Características y especificaciones de los especímenes	53

4.3	Condiciones de los especímenes	57
4.3.1	Condiciones para especímenes reforzados	57
4.3.2	Condiciones para especímenes monolíticos.	59
4.4	Proceso constructivo	61
4.4.1	Primera etapa de construcción.	61
4.4.2	Segunda etapa de construcción.....	65
4.4.3	Tercera etapa de construcción.....	66
4.5	Equipo y montaje para programa experimental.....	69
4.5.1	Montaje.....	69
4.6	Aplicación de la carga cíclica.	74
4.7	Resistencia teórica esperada del elemento viga.	76
5.	Resultados	78
5.1	Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad del concreto.....	78
5.2	Resultados experimentales.....	85
6.	Análisis de resultados	127
6.1	Comportamiento histerético.	127
6.2	Energía histerética disipada.....	130
6.3	Degradación de la rigidez.....	131
6.4	Ductilidad por desplazamiento.....	132
6.5	Índice de daño.....	133
6.6	Coeficiente de disipación de energía.....	134
7.	Conclusiones y recomendaciones	137
7.1	Conclusiones	137
7.2	Recomendaciones.....	139
A.	Anexo: Planos de refuerzo	141
B.	Anexo: Cálculos resistencia teórica de vigas.....	145
C.	Anexo: Ensayos de Módulo de Elasticidad.....	152
8.	Bibliografía	163

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1-1: Anclajes preinstalados normalizados por el ACI 318 14.....	26
Figura 1-2: Anclajes Post instalados normalizados por el ACI 318 14.....	27
Figura 1-3: Falla en anclajes a tracción. (ACI 318 - 14, 2014).	29
Figura 1-4: Tipos de falla en anclajes a cortante. (ACI 318 - 14, 2014).	30
Figura 2-1: Refuerzo de unión viga columna con refuerzo anclado (Guzmán, 2007). ..	45
Figura 2-2: Refuerzo de los prototipos construidos con zona confinada (Ramírez, 2014).	47
Figura 2-3: Refuerzo de los prototipos construidos con pobre confinamiento (Ramírez, 2014).	47
Figura 2-4: Esquema de ensayo en marco metálico con actuador (Ramírez, 2014)....	48
Figura 4-1: Refuerzo especímenes reforzados primera etapa.	58
Figura 4-2: Refuerzo especímenes reforzados segunda etapa.	59
Figura 4-3: Refuerzo especímenes monolíticos.	60
Figura 4-6: Esquema de montaje para ensayo seudo-dinámico.	70
Figura 4-7: Esquema de ubicación de transductores LVDTs.	73
Figura 4-8: Representación gráfica del protocolo de carga aplicado a los especímenes.	75
Figura 5-1: Diagrama de histéresis espécimen M1.	86
Figura 5-2: Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen M1.	87
Figura 5-3: Energía histerética disipada espécimen M1.....	87
Figura 5-4: Degradación de la rigidez espécimen M1.	88
Figura 5-5: Degradación de la rigidez normalizada espécimen M1.	88
Figura 5-6: Ductilidad por desplazamiento espécimen M1.....	89
Figura 5-7: índice de daño espécimen M1.....	89
Figura 5-8: Diagrama de histéresis espécimen M2.	91
Figura 5-9: Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen M2.	92
Figura 5-10: Energía histerética disipada espécimen M2.....	92
Figura 5-11: Degradación de la rigidez espécimen M2.	93
Figura 5-12: Degradación de la rigidez normalizada espécimen M2.	93
Figura 5-13: Ductilidad por desplazamiento espécimen M2.....	94
Figura 5-14: índice de daño espécimen M2.....	94
Figura 5-15: Diagrama de histéresis espécimen MR1-25.	96
Figura 5-16: Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen MR1-25.	97
Figura 5-17: Energía histerética disipada espécimen MR1-25.....	97

Figura 5-18:	Degradación de la rigidez espécimen MR1-25.	98
Figura 5-19:	Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR1-25.	98
Figura 5-20:	Ductilidad por desplazamiento espécimen MR1-25.....	99
Figura 5-21:	Índice de daño espécimen MR1-25.....	99
Figura 5-22:	Diagrama de histéresis espécimen MR2-25.	101
Figura 5-23:	Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen MR2-25.	102
Figura 5-24:	Energía histerética disipada espécimen MR2-25.....	102
Figura 5-25:	Degradación de la rigidez espécimen MR2-25.	103
Figura 5-26:	Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR2-25.	103
Figura 5-27:	Ductilidad por desplazamiento espécimen MR2-25.....	104
Figura 5-28:	Índice de daño espécimen MR2-25.....	104
Figura 5-29:	Diagrama de histéresis espécimen MR1-30.	106
Figura 5-30:	Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen MR1-30.	107
Figura 5-31:	Energía histerética disipada espécimen MR1-30.....	107
Figura 5-32:	Degradación de la rigidez espécimen MR1-30.	108
Figura 5-33:	Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR1-30.	108
Figura 5-34:	Ductilidad por desplazamiento espécimen MR1-30.....	109
Figura 5-35:	Índice de daño espécimen MR1-30.....	109
Figura 5-36:	Diagrama de histéresis espécimen MR2-30.	111
Figura 5-37:	Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen MR2-30.	112
Figura 5-38:	Energía histerética disipada espécimen MR2-30.....	112
Figura 5-39:	Degradación de la rigidez espécimen MR2-30.	113
Figura 5-40:	Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR2-30.	113
Figura 5-41:	Ductilidad por desplazamiento espécimen MR2-30.....	114
Figura 5-42:	Índice de daño espécimen MR2-30.....	114
Figura 5-43:	Diagrama de histéresis espécimen MR1-35.	116
Figura 5-44:	Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen MR1-35.	117
Figura 5-45:	Energía histerética disipada espécimen MR1-35.....	117
Figura 5-46:	Degradación de la rigidez espécimen MR1-35.	118
Figura 5-47:	Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR1-35.	118
Figura 5-48:	Ductilidad por desplazamiento espécimen MR1-35.....	119
Figura 5-49:	Índice de daño espécimen MR1-35.....	119
Figura 5-50:	Diagrama de histéresis espécimen MR2-35.	121
Figura 5-51:	Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen MR2-35.	122
Figura 5-52:	Energía histerética disipada espécimen MR2-35.....	122
Figura 5-53:	Degradación de la rigidez espécimen MR2-35.	123
Figura 5-54:	Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR2-35.	123
Figura 5-55:	Ductilidad por desplazamiento espécimen MR2-35.....	124
Figura 5-56:	Índice de daño espécimen MR2-35.....	124
Figura 6-1:	Envolvente de los ciclos histeréticos.	130
Figura 6-2:	Disipación de energía histerética.....	131
Figura 6-3:	Degradación de la rigidez normalizada.	132
Figura 6-4:	Ductilidad por desplazamiento.....	133

Figura 6-5: Índice de daño.....	134
Figura 6-6: Determinación de "R", según Newmark y Hall.	135

Lista de fotografías

	Pág.
Fotografía 1-1: Anclajes en proyectos de construcción nueva. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130.....	35
Fotografía 1-2: Anclajes en proyectos de construcción nueva. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130.....	36
Fotografía 1-3: Anclajes en proyectos de construcción nueva. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130.....	36
Fotografía 1-4: Anclajes en proyectos de actualización o reforzamiento de construcción. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130.....	37
Fotografía 1-5: Anclajes en proyectos de actualización o reforzamiento de construcción. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130.....	37
Fotografía 1-6: Anclajes en proyectos de infraestructura. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130.....	38
Fotografía 1-7: Anclajes en proyectos de infraestructura. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130.....	38
Fotografía 4-1: Refuerzo especímenes reforzados primera etapa.....	62
Fotografía 4-2: Refuerzo de la columna y la viga.....	62
Fotografía 4-3: Formaleta de tabla y listones de madera.....	63
Fotografía 4-4: Refuerzo de unión viga–columna en formaleta de madera.....	63
Fotografía 4-7: Refuerzo especímenes monolíticos en formaleta de madera.....	66
Fotografía 4-8: espécimen monolítico ya fundido.....	66
Fotografía 4-11: Especímenes unión viga-columna reforzada después de la fundida... ..	69
Fotografía 4-12: Sistema de sujeción del espécimen al marco de carga.....	70
Fotografía 4-13: Sistema de sujeción del actuador hidráulico a la viga.....	71
Fotografía 4-14: Ubicación de transductor LVDTs MG 5065.....	71
Fotografía 4-15: Ubicación de transductor LVDTs MG 5040.....	72
Fotografía 4-16: Ubicación de transductor LVDTs MG 2350.....	72
Fotografía 4-17: Ubicación de transductor LVDTs MG 2349.....	73
Fotografía 4-18: Ubicación de transductores LVDTs.....	74
Fotografía 5-1: Estado inicial espécimen M1.....	86
Fotografía 5-2: Estado inicial espécimen M1.....	90
Fotografía 5-3: Estado inicial espécimen M2.....	91
Fotografía 5-4: Estado final de espécimen M2 después de la falla.....	95
Fotografía 5-5: Condición inicial espécimen MR1-25.....	96
Fotografía 5-6: Estado final de espécimen MR1-25 después de la falla.....	100

Fotografía 5-7: Condición inicial espécimen MR2-25.....	101
Fotografía 5-8: Estado final de espécimen MR2-25 después de la falla.....	105
Fotografía 5-9: Estado inicial espécimen MR1-30.....	106
Fotografía 5-10: Estado final de espécimen MR1-30 después de la falla.....	110
Fotografía 5-11: Estado inicial espécimen MR2-30.....	111
Fotografía 5-12: Estado final de espécimen MR2-30 después de la falla.....	115
Fotografía 5-13: Estado inicial espécimen MR1-35.....	116
Fotografía 5-14: Estado final de espécimen MR1-35 después de la falla.....	120
Fotografía 5-15: Condición inicial espécimen MR2-35.....	121
Fotografía 5-16: Estado final de espécimen MR2-35 después de la falla.....	125

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 4-1: Dimensionamiento de vigas para los especímenes.	54
Tabla 4-2: Dimensionamiento de columnas para los especímenes.	55
Tabla 4-3: Dimensionamiento de la unión viga columna.	56
Tabla 4-4: Protocolo de carga aplicado a los especímenes.	76
Tabla 5-1: Ensayos de resistencia a la compresión del concreto.	78
Tabla 5-2: Ensayos de módulo de elasticidad estático del concreto.	79
Tabla 5-3: Resistencia teórica de la unión viga columna.	81
Tabla 5-4: Resistencia teórica de la unión viga columna reforzada.	83
Tabla 6-1: Cuadro comparativo de valores de fuerza máxima experimental de especímenes reforzados con especímenes monolíticos.	127

Introducción

Con el objetivo de prevenir la posible pérdida de vidas humanas y disminuir los daños generados a las estructuras por la ocurrencia de los terremotos, se han tomado medidas en el ámbito del diseño estructural y la construcción a nivel mundial, las cuales han llevado a realizar en los últimos años actualizaciones a los códigos de construcción sismo resistente que han permitido reevaluar los métodos de diseño y mejorar las prácticas constructivas. Uno de los aspectos que más preocupa son las estructuras existentes, las cuales generalmente han sido construidas en épocas que no se tenía mucho conocimiento de la parte sismo resistente, por lo cual los códigos eran poco exigentes con el tema, por este motivo ha tomado bastante importancia los estudios de vulnerabilidad sísmica, los cuales se realizan a estructuras existentes con el fin de verificar si cumplen con los códigos sismo resistentes vigentes y si se encuentran en capacidad para soportar esfuerzos generados por fuerzas dinámicas sin llegar a colapsar; donde si se encuentra la estructura vulnerable, se deberá mejorar dicha capacidad realizando procedimientos de reforzamiento estructural. Otro aspecto importante a tener en cuenta es el estado en el que quedan las estructuras después de ocurrido un evento sísmico de importancia, porque generalmente quedan en mal estado y se debe recurrir a algún procedimiento de rehabilitación estructural. En los procesos de reforzamiento y rehabilitación estructural bien sea en concreto reforzado, mampostería o madera entre otros, es común utilizar anclajes post-instalados para poder realizar la conexión de nuevos elementos estructurales o la adición de nuevo refuerzo a la estructura existente. Los primeros requisitos para diseño de anclajes en concreto aparecieron como un apéndice (apéndice D) en el código del American Concrete Institute, ACI 318 02. Este apéndice contenía requisitos para el diseño, tanto para anclajes en concreto in situ como para anclajes post instalados. Posteriormente en el ACI 318 11 se actualizó el apéndice D y se incluyeron requerimientos para los anclajes post instalados con adhesivos, y finalmente en el ACI 318-14 se cambió el formato y se presentan los anclajes en el capítulo 17 y capítulo 26 de dicho código que es el vigente actualmente. El Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo

Resistentes NSR 10 se basa en el código ACI 318 08 y no presenta las actualizaciones realizadas en el ACI 318 11, ni en el ACI 318-14, por lo cual no presenta reglamentación para los anclajes post instalados con adhesivos. Los anclajes diseñados siguiendo los requisitos estipulados en el código ACI 318 son precalificados a través de criterios de aceptación AC193 (para anclajes mecánicos) y AC308 (para anclajes adhesivos) del International Code Council (ICC) Evaluation Service y mediante los comités ACI 355.2 (para anclajes mecánicos) y ACI 355.4 (para anclajes adhesivos), siendo este último dedicado al estudio de los anclajes en los Estados Unidos. Por otra parte, el Euro código presenta metodologías de diseño para anclajes, pero no presenta criterios de precalificación.

El diseño de los anclajes vinculados al concreto endurecido tradicionalmente se ha basado en la información y requisitos de instalación proporcionada por los diferentes fabricantes de anclajes. Muchas empresas han dedicado y comprometido tiempo y dinero en investigar el comportamiento de los anclajes tanto pre-instalados como pos-instalados, algunas de ellas, se han preocupado por evaluar el comportamiento de los diferentes tipos de anclajes, y con ello han logrado estandarizar y ofrecer una gran gama de tipos de anclajes. Dentro de las pruebas que se les han realizado a los anclajes a nivel mundial, están las estáticas y las dinámicas las cuales han sido usadas para evaluar principalmente el desempeño de fijación y de disipación de energía.

En los últimos años se ha estudiado a nivel mundial y nacional, el comportamiento de conexiones viga-columna, y se ha evidenciado la importancia de ellas sobre todo cuando son puestas a prueba bajo la acción de un sismo fuerte. El comportamiento de los sistemas de anclajes controla la transferencia de cargas y la mayor parte de las investigaciones se han realizado para transferencia de cargas estáticas. Recientemente, los códigos han empezado a revisar el tema del comportamiento de anclajes bajo cargas cíclicas. Los trabajos realizados en Colombia en uniones viga-columna se han hecho utilizando adhesivos diseñados por los fabricantes para trabajar en concreto no fisurado y para cargas estáticas, pocos estudios se han realizado usando adhesivos especialmente diseñados para trabajar en zonas de concreto fisurado y bajo cargas cíclicas.

Generalmente el diseño de anclajes se basa más en la experiencia, el juicio del diseñador, información del fabricante, investigaciones privadas y de los requisitos de los códigos vigentes, por lo cual en este proyecto se propuso la utilización de anclajes post instalados con adhesivos químicos fabricados para trabajar en zonas de concreto fisurado con el propósito de revisar su comportamiento en uniones viga-columna. Para realizar lo anterior se propuso evaluar la conexión viga-columna reforzando la viga mediante la adición de refuerzo longitudinal post instalado con adhesivo y encamisándola con concreto y sometiénola a cargas cíclicas, de manera que se pudiera simular su comportamiento ante un evento sísmico importante.

Para lograr el objetivo del proyecto se fabricaron ocho (08) especímenes de unión viga-columna en concreto reforzado y se sometieron a cargas cíclicas aplicadas en el extremo de la viga en voladizo. La longitud de anclaje del refuerzo longitudinal de la viga a la columna fue la variable utilizada.

1.Marco teórico

1.1 Unión viga columna

1.1.1 Generalidades

Cuando se proyectan estructuras en concreto es importante garantizar la resistencia, la rigidez y la ductilidad de los elementos que componen la estructura, al igual que garantizar una unión eficiente entre los diferentes elementos; estas uniones o conexiones son parte primordial del sistema estructural para garantizar que las características antes citadas se puedan desarrollar plenamente. En el sistema aporticado las vigas, las columnas y la cimentación, hacen parte del sistema de resistencia sísmica de una estructura y son parte esencial de ella.

Durante las excitaciones sísmicas se pueden presentar esfuerzos máximos, rotaciones y daños que pueden terminar en colapso total o parcial de la estructura. Es común la creencia que debido a la cantidad de barras de acero de refuerzo y concreto en las uniones, estas no se consideraban sectores críticos dentro de la estructura. Sin embargo, esto no es así, debido a que estas uniones están sujetas a condiciones complejas en su frontera y a defectos, producto de su construcción y detallado, son sectores muy propensos a daño y falla en condiciones donde los elementos estructurales adjuntos no han alcanzado su capacidad última. (Asociación Colombiana de Productores de Concreto - Asocreto, 2006)

La mayor parte de las fallas en el concreto reforzado ocurren, no por deficiencias en el análisis de la estructura o en el diseño de los elementos, sino por la atención inadecuada que se le presta al despiece del refuerzo. En muchos casos, el problema está localizado en las conexiones de los elementos estructurales principales. (Darwin, Dolan, & Nilson, 2016).

Los aspectos más importantes y críticos en el comportamiento de las uniones viga – columna en concreto reforzado son: el confinamiento, el cortante y la adherencia. Es importante destacar que se debe tener una apropiada longitud de desarrollo del refuerzo y una adecuada resistencia al cortante para impedir la aparición de fisuras diagonales debido a que esto puede llevar al nudo a un deterioro considerable.

El requisito básico a cumplir en las uniones es que todas Las fuerzas existentes en los extremos de todos los elementos deben transmitirse a través de la unión a los elementos de soporte. Existen estados de esfuerzos complejos en las intersecciones de vigas y columnas, los cuales deben tenerse en cuenta al momento de diseñar el refuerzo. Además, se presentan discontinuidades repentinas en la dirección de las fuerzas internas y se hace necesario colocar barras de refuerzo ancladas en forma adecuada para resistir las tensiones resultantes. En ensayos se ha encontrado que el detallamiento del refuerzo utilizado muy a menudo por los constructores en las uniones viga -columna, no alcanza a proporcionar más del 30% de la resistencia requerida. (Darwin, Dolan, & Nilson, 2016).

1.1.2 Comportamiento de las uniones

El comportamiento de las uniones viga-columna es función de los mecanismos de cortante y adherencia; en algunos casos pueden desarrollar procesos de histéresis deficientes, por esta razón no se puede considerar la unión viga-columna como un elemento de buena disipación de energía y por consiguiente la unión solo podrá asumir estados de agrietamiento y plastificación bajos. Los nudos están sometidos a fuerzas varias veces más grandes que las fuerzas que generalmente deben soportar las vigas y las columnas. Dichas fuerzas hacen que la unión sufra deformaciones en cortante, produciendo tracción y compresión a lo largo de las dos diagonales de la unión. Cuando las fuerzas de tensión actuantes superan la capacidad a tracción del concreto comienzan a aparecer las grietas en el nudo, dichas grietas son parecidas a las que se generan por fuerzas cortantes, por este motivo las primeras recomendaciones de los códigos se basaron en ecuaciones de diseño a cortante adaptadas a las uniones. (Alcocer, 1995).

Los aspectos más importantes que se deben tener en cuenta en el diseño de uniones viga columna para el sistema aporticado bajo cargas sísmicas son los siguientes:

- El confinamiento del concreto en el área de la unión.
- El anclaje y la adherencia del refuerzo que atraviesa el nudo.
- La capacidad a fuerza cortante de la unión.

1.2 Anclajes en concreto

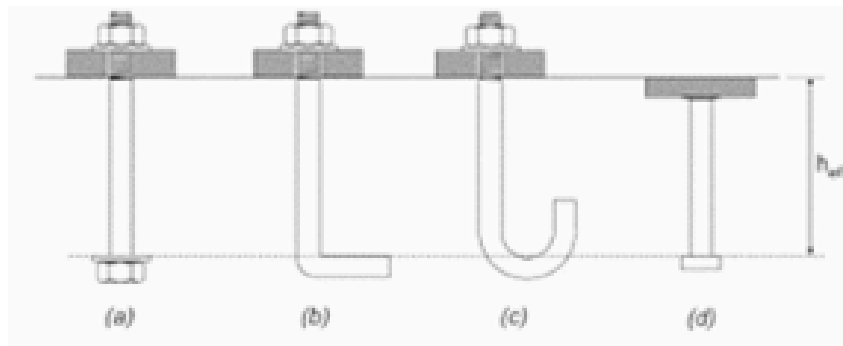
Actualmente se pueden encontrar diferentes tipos de anclajes que permiten unir elementos estructurales en concreto. Por lo general, el diseño y colocación de dichos anclajes se basa generalmente en la experiencia de los profesionales encargados de dichos trabajos, en ensayos realizados, en recomendaciones de los fabricantes y en los requisitos ofrecidos por los códigos o normas vigentes.

1.2.1 Sistemas de anclaje

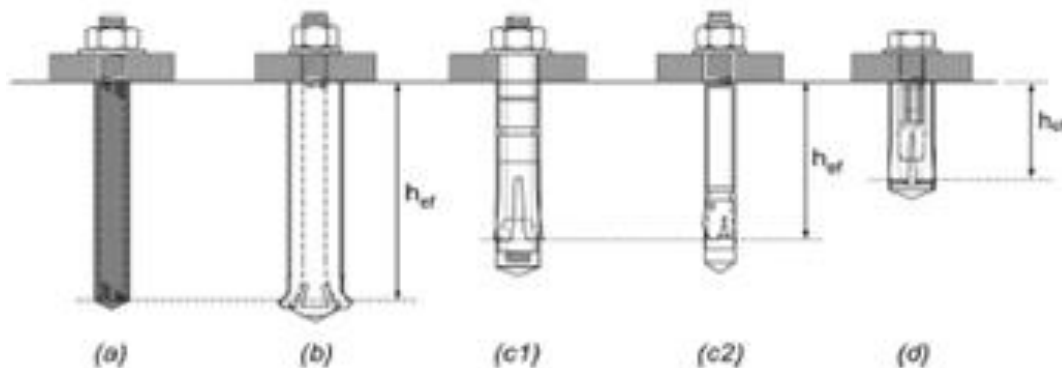
Los anclajes se dividen en dos grupos: los anclajes pre-instalados (anclajes que se instalan antes de fundir el concreto) y los anclajes post-instalados (anclajes que se instalan después de que el concreto ha endurecido).

Entre los anclajes pre-instalados se encuentran los anclajes embebidos y no regulables, como pernos, varillas roscadas y anclajes ajustables colocados en el sitio antes de realizar el vaciado de concreto. Un ejemplo del anterior tipo de anclaje son las barras de refuerzo instaladas en una construcción de concreto nueva, con sus longitudes de anclaje y traslapos requeridos para lograr la fluencia del acero. En la Figura 1-1, se observan algunos tipos de anclajes preinstalados tales como: a) pernos de acero estructural con su cabeza dentro del concreto; b) y c) barras dobladas en L o en J y d) pernos con cabeza soldados a una platina metálica.

Figura 1-1: Anclajes preinstalados normalizados por el ACI 318 14



Los anclajes post-instalados se pueden catalogar en dos tipos, Los primeros son los anclajes cementados y los anclajes químicos, que pueden ser adheridos al concreto con mortero (portland y arena o cualquier otro mortero premezclado comercial) y con morteros poliésteres, vinilésteres o epóxicos (adición de una sustancia química compuesta por lo general de dos componentes que al unirse logran una gran resistencia) respectivamente. Los segundos son los anclajes de expansión (mecánicos), estos no requieren de un elemento que realice la adherencia para lograr la función de anclaje propiamente dicho, sino que la resistencia a tracción es realizada por el propio anclaje, entre estos tenemos los anclajes de torque controlado con camisa para cargas pesadas, anclaje con camisa, anclajes de expansión con casquillo, anclajes con cuña, anclajes autoperforantes, pernos de anclaje, anclajes rebajados y anclajes tipo drop in. (ACI-355, 1991). En la Figura 1-2, se presentan diferentes tipos de anclajes postinstalados: a) anclajes adhesivos (incorporados a partir de la edición ACI 318-11); b) anclaje con sobre perforación en su base (*undercut*); c1 y c2) anclajes expansivos de torque controlado; d) anclajes de expansión de desplazamiento controlado.

Figura 1-2: Anclajes Post instalados normalizados por el ACI 318 14.

1.2.2 Los anclajes en el Código ACI y en el Reglamento NSR-10.

Antes de ser incluidos los sistemas de anclaje en los códigos, se presentaban criterios de aceptación emitidos por entidades como (ICC ES) International Code Council (ICC) Evaluation Service, las cuales realizaban diversas pruebas para hacer evaluaciones y emitían el respectivo criterio de aceptación (AC). Los anclajes fueron incluidos por primera vez en el ACI 2002 en el apéndice D, el cual contenía requisitos para el diseño de anclajes mecánicos, tanto para anclajes mecánicos en concreto in situ como para anclajes mecánicos en concreto endurecido, bajo el criterio de aceptación AC193 y el comité ACI 355.2. Requisitos relacionados con anclajes post instalados con adhesivo y con inyección de mortero solo aparecen hasta el año 2011 en el código ACI 318 11, bajo criterios de aceptación AC308 y el comité 355.4. Posteriormente, se cambió de formato y se incluyeron en el capítulo 17 y capítulo 26 del ACI 318 14. Entre los principales cambios realizados en las dos últimas actualizaciones del ACI 318, se destacan tres: En estas ediciones se incluye el diseño, la instalación y los requisitos de inspección para anclajes adhesivos. Se definen resistencias nominales para anclajes adhesivos en concreto fisurado y no fisurado y para anclajes adhesivos sometidos a cargas sostenidas y se incluyen los criterios para la supervisión de la instalación de anclajes adhesivos, los cuales requieren la certificación de los instaladores para determinadas aplicaciones.

En cuanto al reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR 10 este incluye los anclajes mecánicos en concreto de acuerdo a lo reglamentado en el ACI 318 08, es decir no contempla los anclajes con adhesivos.

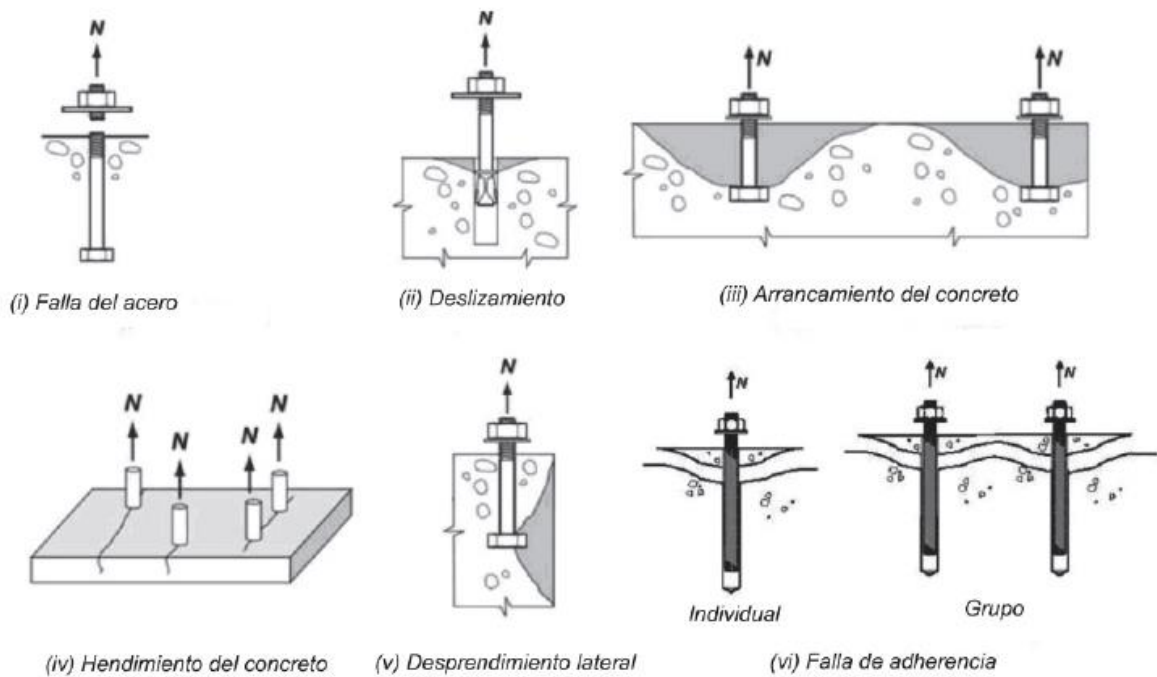
1.2.3 Comportamiento de los anclajes

Para poder determinar cuál es el anclaje más adecuado para una aplicación determinada, se debe tener conocimiento de varios aspectos importantes dentro de los sistemas de anclaje, entre ellos los siguientes: modos de falla, resistencia, relación carga-desplazamiento y aspectos sobre la relajación de los anclajes. Los anclajes pueden estar solicitados a tracción, corte, combinación de tracción y corte y a flexión. El conocimiento del comportamiento a cargas de tracción es fundamental cuando se manejan sistemas de anclaje. Por otro lado la mayoría de investigaciones donde se realizan anclajes, estos se hacen en concreto no-fisurado, aunque la realidad es que casi siempre el concreto presenta fisuras durante su vida de servicio, sin embargo conocer el comportamiento de ellos en concreto no fisurado ofrece las bases para entender mejor los sistemas de anclajes. Los diferentes tipos de anclajes deben presentar comportamiento elástico con poco desplazamiento después de su instalación bajo cargas de servicio, comportamiento plástico bajo cargas últimas y bajo cargas cíclicas un comportamiento con degradación limitada de la resistencia. En cuanto a los anclajes adhesivos su comportamiento es elástico hasta casi su resistencia máxima y esta capacidad depende prácticamente de la mezcla de los componentes del adhesivo y de su método de instalación.

1.2.4 Fallas de anclajes bajo cargas de tracción

Al presentarse cargas de tensión se presentan diferentes tipos de falla, en la figura 1-3: se ilustran los siguientes tipos de falla:

- Falla del acero
- Falla por arrancamiento del concreto
- Falla por hendimiento del concreto
- Falla por deslizamiento.
- Falla por deslizamiento.
- Falla por adherencia

Figura 1-3: Falla en anclajes a tracción. (ACI 318 - 14, 2014).

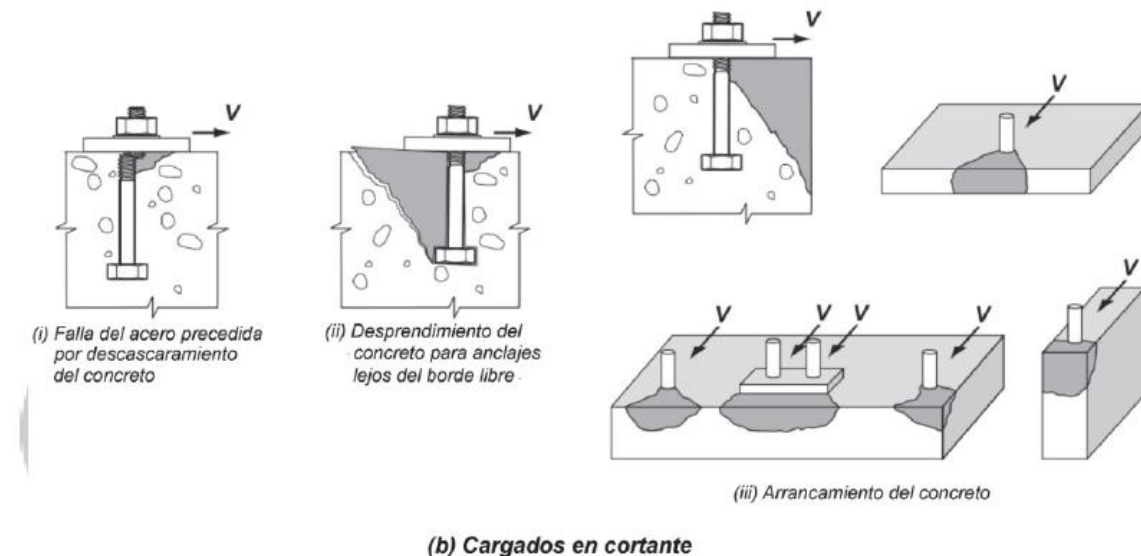
Es importante tener en cuenta las distancias al borde, espaciamientos y espesores requeridos por el ACI 318 para evitar las fallas por hendimiento.

1.2.5 Fallas de anclajes a cortante

Este tipo de falla depende de las distancias a borde que se encuentra el anclaje, si el embebido es lo bastante profundo se puede lograr la falla en el anclaje por corte, produciendo un desprendimiento o no del concreto. Este tipo de falla generalmente produce desplazamientos más grandes que los producidos en las fallas a tensión, por lo general es creado por la flexión del anclaje y deformación del concreto en la dirección de la carga. (ACI 318 - 14, 2014). En la figura 1-4 se muestran los siguientes tipos de falla:

- Falla del acero precedida por descascaramiento del concreto.
- Falla por desprendimiento del concreto para anclajes lejos del borde libre.
- Falla por arrancamiento del concreto.

Figura 1-4: Tipos de falla en anclajes a cortante. (ACI 318 - 14, 2014).



1.2.6 Comportamiento de anclajes en las zonas fisuradas

Cuando se instalan anclajes en la zona de tensión del concreto reforzado, se asume que se presenten una serie de fisuras producto de la baja resistencia del concreto a tracción, este es el caso de una viga que se instala en una columna donde las barras de refuerzo que trabajan a tensión pueden producir este tipo de fisura, estas pueden ser en una dirección conocidas como simples y en dos direcciones o cruzadas como es el caso de losas que trabajan en dos direcciones. Cuando se presentan este tipo de fisuras existe una gran posibilidad de que esta se extienda a lo largo del anclaje y más aún cuando son instalados los anclajes post-instalados, la perforación realizada para su colocación puede actuar como un inicio de corte por la reducción de área en el concreto. Los anclajes que se vayan a usar en zonas donde se produzca fisuramiento, como en zonas de tracción en el concreto, deben ser anclajes adecuados para este comportamiento. (ACI 318 - 14, 2014).

1.2.7 Resistencia última a tensión en concreto fisurado

Los anclajes que se instalan en una fisura o próximos a una fisura en el concreto presentan una reducción en su carga última con respecto a los instalados en concreto no fisurado, por lo cual, las fuerzas de tracción no se pueden transmitir a través de la fisura, y el área para transmitir la carga al concreto es menor que en el caso de un concreto no fisurado. En

el caso de los anclajes químicos, las fisuras que se puedan presentar en el concreto logran generar una interferencia entre la adherencia del concreto y el relleno químico, esto hace que la carga de falla en los anclajes adheridos en el concreto fisurado sea mucho menor que el valor medio de la carga de falla en el concreto sin fisuras. Cuando los anclajes se utilizan para actuar de forma estructural los esfuerzos de tensión y los esfuerzos inducidos localmente por efecto de la carga afectan la resistencia misma de anclaje y pueden reducir la resistencia del elemento donde se encuentra instalado el anclaje; como ejemplo de esto se tiene los anclajes colocados en las zonas donde se presenta el cortante en vigas y losas y en la zona de anclaje y traslapes de refuerzo, donde se presentan altos esfuerzos de tensión locales en el concreto debido a las cargas propias de la estructura y se combinan con los esfuerzos de tensión inducidos en el concreto por el anclaje. Este efecto es más crítico en las zonas de traslapo si no se tiene un adecuado confinamiento de estribos. La resistencia del concreto en la zona del recubrimiento y alrededor de las barras de refuerzo pueden ser inferior que en el núcleo mismo del elemento debido a la pobre compactación y especialmente en las secciones con refuerzo que tiene poco espaciamiento entre barras, en donde este acero de refuerzo reduce el área de concreto destinado a la transferencia de fuerzas de tensión, en consecuencia, estas condiciones generan una reducción significativa de la carga de falla de los diferentes tipos de anclajes post–instalados; donde en promedio se tiene una reducción en la resistencia de hasta el 60% en la carga en concretos fisurados comparados con las zonas en que el concreto no está fisurado. (Darwin, Dolan, & Nilson, 2016).

1.2.8 Resistencia última a cortante en concreto fisurado

En anclajes instalados en concreto fisurado y solicitados a corte, se presenta la falla en el bloque de concreto cuando estos se encuentran ubicados muy cerca del borde o falla el perno si se tiene una gran distancia al borde, o se puede presentar una combinación de los dos. En anclajes instalados con poca distancia al borde y cargados hacia el borde, la carga de falla será menor en el concreto fisurado que en el concreto sin fisurar, debido a la interferencia en la distribución de esfuerzos en el concreto por las fisuras; esta reducción en la resistencia es muy similar a la existente en las cargas de tensión, siendo esta de un 40% pero se puede reducir si se tiene refuerzo en el borde. (Darwin, Dolan, & Nilson, 2016)

1.2.9 Consideraciones de diseño

La resistencia del sistema de anclaje post instalado y su adecuado desempeño en el largo plazo es función de una serie de factores, los cuales inciden en su resistencia; entre ellos se tienen los siguientes:

- Tipo de material utilizado en el anclaje,
- Resistencia a la fluencia y su resistencia última,
- Diámetro de la perforación y el sistema utilizado para su realización, la profundidad del anclaje y su longitud,
- Tolerancia existente entre el anclaje y la pared de la perforación,
- Resistencia y condición del concreto,
- Tipo y aplicación de la carga (estática, dinámica, a tensión, a cortante, a flexión o cargas combinadas),
- Distancia entre otros anclajes,
- Tipo de falla del sistema de anclaje (rotura de concreto, del acero o pérdida de adherencia),
- Limpieza de la perforación al momento de instalar el anclaje,
- Corrosión existente en las barras.

Al realizar la instalación de un sistema de anclajes se debe verificar las condiciones de la estructura o del elemento al cual se realiza la fijación, con el fin de determinar el nivel de desempeño del anclaje para las condiciones críticas. Los anclajes químicos se deben diseñar para que logren desarrollar su máxima capacidad a la fluencia plástica a largo plazo.

1.2.10 Condiciones de carga

Para determinar los requerimientos del sistema de anclaje se debe establecer el tipo de carga que este experimentará, y evaluar si existe la posibilidad de que el concreto se fisure alrededor de la zona del anclaje. Como se mencionó anteriormente existe una gran posibilidad que, en presencia de fisuras para anclajes ubicados en la zona de tensión del concreto, la capacidad de los anclajes se reduzca con respecto al concreto no fisurado. Como es conocido, las fisuras son mayores en la zona en que el concreto está a tensión, pero estas se reducen a medida que se profundiza en el elemento y se aleja de la zona de

tracción así que el diseñador debe establecer si los anclajes deben ser diseñados para trabajar en la zona de compresión del elemento (anclajes profundos) o si deben desempeñarse en la zona de concreto fisurado, esto indica que anclajes diseñados para desempeñarse en la zona de concreto no fisurado bajo una carga dada, puede fallar completamente en el concreto fisurado bajo la acción de la misma carga. Se recomienda que todas las conexiones estructurales en zonas de tracción (concreto fisurado) tengan comportamiento dúctil. El ACI 318-14 contiene requisitos especiales para el diseño de anclajes solicitados a cargas sísmicas. El capítulo 17 no se debe utilizar para diseñar anclajes ubicados en zonas de formación de rótulas plásticas en las cuales se anticipa que los movimientos sísmicos provocarán elevados niveles de fisuración y descascaramiento del concreto. Los requisitos de diseño estipulados en el capítulo 17 y los criterios para la evaluación de los anclajes de ACI 355.2 y ACI354.4 se basan en las fisuras típicas que se producen en el concreto bajo condiciones normales (los ensayos en concreto fisurado y los ensayos de simulación sísmica de ACI 355.2 se basan en el comportamiento de los anclajes con fisuras de 0,012 in. a 0,020 in.). En las regiones de peligrosidad sísmica moderada o elevada, o en las estructuras para las cuales se requiere un nivel de comportamiento o diseño sismo resistente intermedio o elevado, todos los valores para ϕN_n (resistencia nominal a carga axial) y ϕV_n (resistencia nominal a cortante) de los anclajes, se deben reducir aplicando un factor adicional igual a 0,75. Además, la resistencia de la conexión debe ser controlada por la resistencia de los elementos de acero dúctil y no por la resistencia del empotramiento ni por la resistencia de los elementos de acero frágil, a menos que la conexión estructural haya sido diseñada para llegar a la fluencia con una carga menor o igual que la resistencia de diseño de los anclajes, reducida por el factor 0,75

1.2.11 Diseño de anclaje para barras.

Existen dos métodos de diseño para el anclaje de barras post – instaladas. El primero es un método simplificado el cual consiste en diseñar el anclaje conforme a lo establecido en los códigos de concreto reforzado como el ACI – 318 capítulo 12 o el CEB – FIB (*Model Code*) o el EC2. El segundo método, es el de un cálculo más exacto, el cual tiene en cuenta las características geométricas existentes de los elementos de concreto y no las condiciones mínimas de espaciamiento y distancia al borde más conservadoras que las que definen los códigos de diseño de concreto reforzado. Además, es tomada en cuenta la

adherencia real del mortero adhesivo, con lo cual se logran menores longitudes de anclaje y de traslape que las que se definen en los códigos. (Zambrano López, 2015)

1.2.12 Longitud de anclaje

Cuando se diseñan uniones viga-columna bajo cargas sísmicas, se debe tener en cuenta que su comportamiento se verá afectado por la adherencia, la fuerza cortante y el confinamiento. Tanto en las uniones exteriores como interiores la situación no es tan sencilla porque debido a las fuerzas grandes que se deben transmitir del acero al concreto, se debe proporcionar anclaje con ganchos a las varillas en los extremos (para nudo exterior) y garantizar longitud de desarrollo a las varillas que pasan por los nudos interiores en donde se presenta inversión de signos en los momentos. Por estos motivos la longitud de anclaje, en pórticos de concreto armado, varía dependiendo de la ubicación de la unión viga-columna. La adherencia se disminuye cuando se presentan grietas por esfuerzo cortante; por lo tanto, cuando la unión no cuenta con buen confinamiento (refuerzo transversal) o cuando el refuerzo longitudinal no cuenta con suficiente longitud de desarrollo para evitar la aparición de grietas por corte, al estar sometidas las uniones a cargas cíclicas, “los lazos de histéresis presentan una zona de rigidez muy baja y un deterioro considerable”. (Bazán & Meli, 2002).

1.3 Los anclajes adhesivos en el reforzamiento de elementos de concreto reforzado

1.3.1 Generalidades

Cuando se trata el tema de reforzamiento de elementos de concreto reforzado existente, la tendencia es investigar sobre el comportamiento de las uniones en sistemas aporticados, es decir uniones entre vigas y columnas fundidas in situ para entender mejor el comportamiento de estos tipos de unión, en especial las uniones que incluyen solicitudes sísmicas y poder validar o mejorar las recomendaciones para las futuras actualizaciones de las diferentes normas y códigos sismo resistentes.

En cuanto a los anclajes químicos post instalados usados en uniones viga columna, el mayor desarrollo se ha realizado por cuenta de las diferentes empresas dedicadas a

ofrecer soluciones para actividades de reforzamiento, rehabilitación y reparación de estructuras; las cuales han introducido en el mercado sistemas y productos con base en adhesivos para anclajes de barras de refuerzo y pernos de anclaje. Las conexiones realizadas con barras postinstaladas son usadas en un amplio rango de aplicaciones las cuales van desde estructuras nuevas a estructuras reforzadas y proyectos de infraestructura repotenciadas; en la Fotografía 1-1, se puede observar la conexión con adhesivo químico de barras de refuerzo corrugado dobladas para un muro de contención, en la Fotografía 1-2 se observa refuerzo de barras corrugadas post instaladas para conectar una nueva losa, en la Fotografía 1-3 se observa la conexión de barras corrugadas verticales para una nueva columna.

Fotografía 1-1: Anclajes en proyectos de construcción nueva. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130



Fotografía 1-2: Anclajes en proyectos de construcción nueva. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130



Fotografía 1-3: Anclajes en proyectos de construcción nueva. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130



En el caso de proyectos de actualización o reforzamiento, se observa en la fotografía 1-4 el refuerzo corrugado anclado con adhesivo químico para reforzar un muro de concreto existente, y en la Fotografía 1-5 el refuerzo post instalado para reforzar una unión placa y columna.

Fotografía 1-4: Anclajes en proyectos de actualización o reforzamiento de construcción.
Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130



Fotografía 1-5: Anclajes en proyectos de actualización o reforzamiento de construcción.
Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130



Para proyectos de infraestructura vial, en la fotografía 1-6 se observa el refuerzo post instalado para ampliar el tablero de un puente y en la fotografía 1-7 se observa el refuerzo anclado para repotenciar la placa de tablero de un puente

Fotografía 1-6: Anclajes en proyectos de infraestructura. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130



Fotografía 1-7: Anclajes en proyectos de infraestructura. Fuente: Rebarring-2012-Hilti-EC2_130



Es importante tener en cuenta que los anclajes químicos post instalados con barras de refuerzo para ser usados en edificaciones o estructuras ubicadas en zonas de amenaza sísmica importante que vayan a cumplir una función estructural deben comportarse como uniones dúctiles y no frágiles, es decir que la falla no vaya a ocurrir en el concreto. Por lo anterior de acuerdo con lo estipulado en los códigos sismo resistentes las barras deben cumplir con longitudes de anclaje iguales a las proporcionadas para una unión fundida in situ de una construcción nueva. Por lo tanto, para tener el comportamiento de una unión dúctil; las longitudes de anclaje de dichas barras van a ser importantes. Es común que muchos proveedores de anclajes adhesivos, recomienden para estos anclajes longitudes pequeñas las cuales son a menudo adoptadas por muchos diseñadores y constructores

en sus proyectos, siendo estas longitudes avaladas por sus investigaciones y pruebas de laboratorio. Sin embargo, aún los códigos y normas no avalan dichas recomendaciones de anclajes de barras de refuerzo con adhesivos de poca longitud de anclaje.

Por la anterior razón y por ser una práctica común realizada por los diseñadores y constructores en actividades de reforzamiento, rehabilitación y reparación, en el medio Colombiano varias universidades, preocupadas por dicha práctica se han dado a la tarea de realizar investigaciones para entender mejor el comportamiento de dichos anclajes (de poca longitud) en las uniones viga columna y desarrollar de esta manera validaciones o recomendaciones en el uso de dichos sistemas y productos ofrecidos por empresas proveedoras de este tipo de anclajes y recomendaciones de instalación.

1.3.2 Experiencias de reforzamiento

Como se mencionó anteriormente los anclajes post instalados de uso común en las actividades de reforzamiento, rehabilitación y reparación, son los anclajes adheridos mediante adhesivos químicos. La mayor parte del desarrollo de dichos anclajes ha sido impulsada por los grandes avances de agentes químicos tales como el polyester, el vinyl éster y el epóxico.

En las estructuras de concreto estos anclajes químicos son comunes tanto para uso estructural como no estructural y son muchas veces preferidos en lugar de los anclajes de expansión (mecánicos), debido a que por lo general son prácticamente la forma más viable de ejecutar alguna actividad en la construcción. Sin embargo, el uso de dichos anclajes requiere la completa comprensión de los esfuerzos de distribución, tipos de falla, y de muchos otros factores que influyen la capacidad de estos sistemas. La mayoría de las investigaciones que se han realizado hasta ahora se han concentrado en el comportamiento de los anclajes bajo cargas estáticas. El comportamiento bajo cargas dinámicas como las fuerzas sísmicas, hasta ahora se están investigando y es por eso que la mayoría de las normas y códigos vigentes recomiendan diseñar estos tipos de anclajes como si fueran barras de refuerzo fundidas in situ en el concreto. Actualmente se están ofreciendo adhesivos químicos que se pueden usar en anclajes de barras de refuerzo a concreto endurecido no fisurado y concreto endurecido fisurado, y que podrían ser aptos

40 Evaluación del comportamiento bajo cargas cíclicas de conexiones viga-columna de concreto reforzado con reforzamiento anclado con adhesivos.

para trabajar bajo cargas dinámicas, siendo su uso hasta el momento caso de investigación.

2.Estado del Arte

2.1 Conexiones viga columna

Las uniones viga columna deben cumplir con requisitos mínimos exigidos por los códigos de sismo resistencia relacionados con resistencia, confinamiento y ductilidad, cuando dichas uniones no cumplen por algún motivo con dichos requerimientos, encontramos diferentes procedimientos de reforzamiento entre los cuales se encuentran: reforzamiento con materiales FRP (fibras de vidrio o carbono), reforzamiento con platinas de acero o reforzamiento con recrecimiento de sección en concreto reforzado el cual es el procedimiento que nos ocupa y del que se encuentra poca información de su comportamiento ante fuerzas sísmicas.

Dentro de las investigaciones realizadas para conexión de elementos estructurales como conexiones de viga a columna o conexiones de cimiento a columna, se usan barras de refuerzo preinstaladas y post instaladas. En la universidad de Stuttgart en Alemania (Mahrenholtz, Eligehausen, & Reinhardt, 2015) realizaron estudios para los dos métodos viables para diseño de anclajes de barras de refuerzo post instalados con el objetivo de poder explicar el diseño de dichas conexiones teniendo en cuenta las reglas convencionales del diseño del concreto estructural y de acuerdo con las reglas para anclajes adheridos. Los anclajes pueden diseñarse ya sea como anclajes equivalentes a barras de refuerzo fundidas in situ, o como anclajes adheridos. Los dos métodos son muy diferentes en sus enfoques fundamentales y en su rango de aplicación. El primer método de anclaje (end anchorage) se realiza de acuerdo al Eurocode 2 parte 1 o al ACI 318 sección 12 y permite diseñar barras de refuerzo post instaladas, siempre y cuando el sistema de barras de anclaje sea calificado. El segundo método es el de anclajes adheridos (bonded anchors) los cuales proporcionan sistemas de anclajes que han sido calificados y se realizan de acuerdo con el Eurocode 2 parte 4 o al ACI 318 apéndice D. Algunas variables expuestas son: Para el método de anclaje (end anchorage) la longitud de anclaje

se basa en el esfuerzo del acero y se limita a la resistencia del acero a la fluencia y no se tiene en cuenta la falla por cono de concreto produciendo longitudes de anclaje mayores a 33 diámetros de barra, los elementos de concreto se encuentran en estado límite último (ULS), el esfuerzo de adherencia (bond) se calcula sobre la base del esfuerzo a compresión o tensión del concreto y el recubrimiento del concreto es mayor que 2 diámetro de barra. Para el método de anclajes adheridos el esfuerzo de adherencia del producto usado puede ser sustancialmente mayor que el del producto usado en el otro método, se supone que en el estado límite último (ULS) del anclaje adherido el elemento de concreto que sirve como material de base se encuentra todavía en estado límite de servicio (SLS), la capacidad del cono de concreto controla la capacidad de diseño de anclajes adheridos con mortero de alta resistencia, la longitud de anclaje se limita entre 4 y 20 diámetros de barra. La investigación demuestra que para barras ancladas post instaladas diseñadas por el método de anclajes adheridos se puede realizar la conexión con longitudes de anclajes menores a las que se realizan con las barras de refuerzo ancladas diseñadas con el método de anclajes (end anchorage). (Mahrenholtz, Eligehausen, & Reinhardt, 2015).

Empresas dedicadas a proveer sistemas y productos para uso en actividades de la construcción, han desarrollado investigaciones experimentales y analíticas sobre los anclajes químicos. Las investigaciones se han dirigido al desarrollo del diseño y aplicación de anclajes post instalados con adhesivos de alto poder de unión (Hight bond adhesive). Cuando las barras de refuerzo son post instaladas en huecos taladrados en concreto endurecido, los morteros adhesivos se utilizan para servir de unión entre las barras y el concreto endurecido. N. Randl de la University of Applied Sciences of Carinthia, Spittal, Austria y J. Kunz de Hilti Corporation, han realizado pruebas para determinar la afectación de la longitud de anclaje necesaria para las barras corrugadas post instaladas teniendo en cuenta las fallas por splitting/spalling (falla que se produce en el concreto alrededor del anclaje por excesivo esfuerzo radial) y pull out (falla que se presenta por el deslizamiento de las barras de refuerzo solicitadas a tracción) que se pueden producir al anclar dichas barras. N. Randl y J. Kunz realizaron varias pruebas de splitting y pull out a las barras ancladas en el concreto endurecido usando diferentes variables, entre ellas: tipos de adhesivo, diferentes calidades de concreto y diferentes espesores de recubrimiento. Es importante aclarar que el esfuerzo de unión entre el concreto y las barras ancladas de acuerdo con el EUROCODIGO 2 es función del esfuerzo de tensión del concreto, y la

longitud básica de anclaje de una barra es función del diámetro de la barra, del esfuerzo de diseño de la barra y del esfuerzo de unión. “A mayor esfuerzo de unión menor longitud básica de anclaje. La resistencia al efecto de falla splitting es incrementada cuando el recubrimiento del concreto aumenta y este incremento puede variar desde el 15% al 30%”. (Randl & Kunz, 2012).

Los resultados de los anteriores ensayos indicaron que el comportamiento de las barras de refuerzo post instaladas en el concreto endurecido ancladas utilizando adhesivos químicos, era bastante bueno y en algunos aspectos superaban al comportamiento de las barras corrugadas fundidas in situ en el concreto. Sin embargo, de acuerdo a (Randl & Kunz, 2012) los buenos resultados dependen de la calidad del adhesivo, es por eso que se recomienda realizar pruebas a cada marca de producto las cuales deben garantizar que la rigidez del adhesivo sea tal que este no cree concentraciones de esfuerzo de unión (bond stress) en un extremo de la zona de anclaje lo cual llevaría a una falla splitting prematura. Ya que para el diseño de barras post instaladas en el concreto reforzado se tiene en cuenta el valor alto de esfuerzo de unión ofrecido por el adhesivo químico, este esfuerzo se deberá chequear con niveles de idoneidad y servicio, sobre todo en aspectos como deformación, creep y agrietamiento. Los trabajos realizados hasta ahora recomiendan seguir realizando investigaciones para conocer mejor el comportamiento real de las barras de refuerzo post instaladas en el concreto endurecido. (Randl & Kunz, 2012).

Con respecto al reforzamiento de uniones viga columna, en la universidad de Thessaloniki en Grecia, se realizó un estudio con modelo analítico y experimental de reforzamiento de unión viga columna con el propósito de mejorar el comportamiento de uniones viga columna diseñadas y construidas en los años 70s bajo condiciones de códigos de esa época. Se construyeron especímenes de control iguales a los hechos en los años 70s los cuales tenían poco refuerzo de confinamiento en el nudo y el refuerzo longitudinal de la viga proporcionaba poca longitud de anclaje ya que en esa época se colocaban barras de refuerzo sin gancho a 90° dentro del nudo. Para revisar el reforzamiento se propuso dos esquemas de reforzamiento. El primer esquema consistió en aplicar recrecimiento de la sección transversal de la columna y de la sección del nudo incluyendo refuerzo longitudinal y flejes para dicho recrecimiento, además se adicionó barras soldadas al refuerzo longitudinal de la viga y ancladas a platinas en la cara posterior del nudo para mejorar el anclaje de dicho refuerzo. El segundo esquema de reforzamiento fue igual al primer

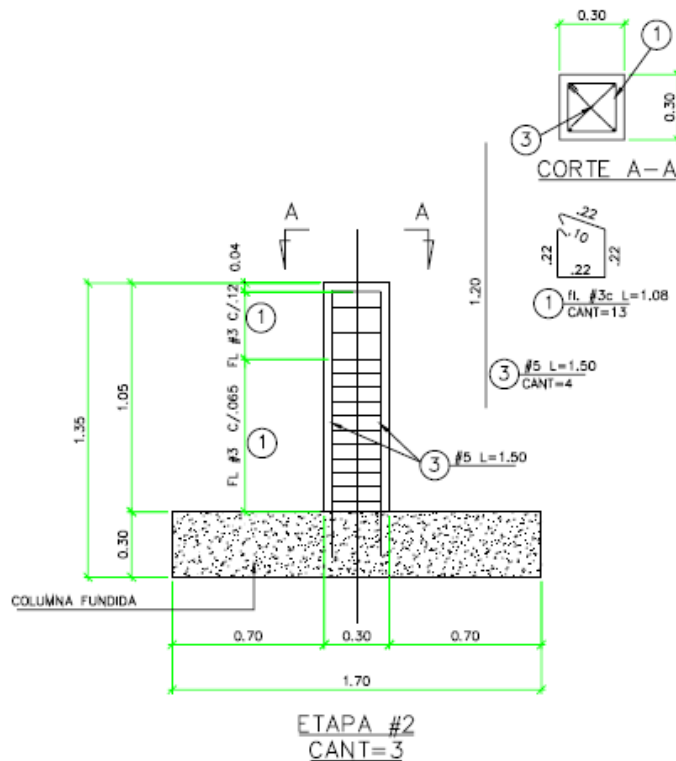
esquema, pero sin adición de las barras soldadas es decir solo se realizó el recrecimiento en concreto reforzado. Los tres 3 tipos de especímenes se sometieron a cargas cíclicas. Los resultados obtenidos mostraron que los especímenes reforzados con el primer esquema proporcionaron los mejores resultados y presentaron fallas dúctiles, es decir modo de falla viga débil columna fuerte, mientras que los especímenes reforzados con el segundo esquema se comportaron prácticamente como los especímenes de control es decir como las uniones construidas en los años 70s, presentando modos de falla en donde se tuvo poca ductilidad y poca disipación de energía. La falla se presentó por pull out por causa de poca longitud de anclaje del refuerzo. (Kalogeropoulos, Tsonos, Konstandinidis, & Tsetines, 2015).

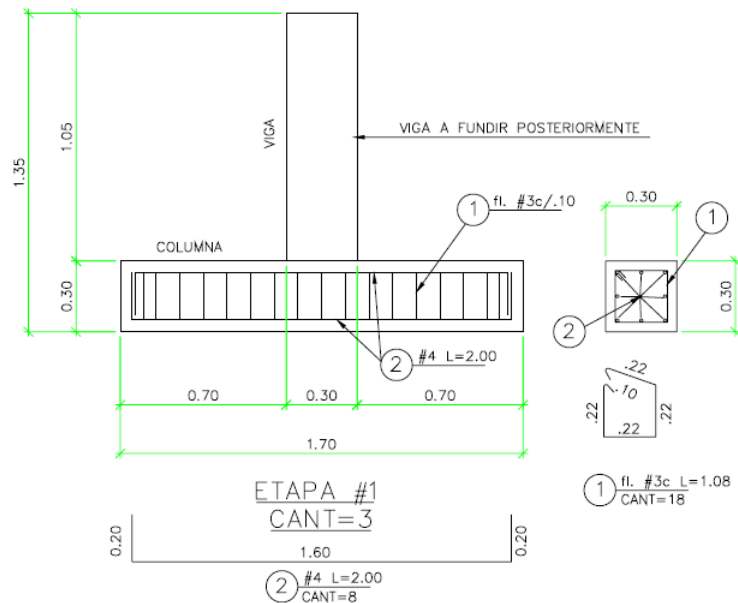
En Colombia la mayoría de las actividades de reforzamiento, rehabilitación y reparación en donde se incluyen sistemas de anclajes de elementos nuevos con elementos existentes por lo general se aplican anclajes post instalados con adhesivos químicos. En la mayoría de los casos, los diseñadores y constructores se asesoran de las empresas proveedoras de sistemas y productos desarrollados para ser usados en diferentes actividades de construcción incluyendo los anclajes post instalados. Por lo general se termina usando los productos recomendados por dichas empresas proveedoras en los diferentes proyectos, sin tener conocimiento alguno de dichas soluciones y confiando plenamente en dicha especificación. Por consiguiente, se termina aplicando productos comerciales que muchas veces no son la solución más acertada para el trabajo a realizar. La aplicación de los anclajes post instalados con adhesivos químicos no es la excepción, y desafortunadamente se terminan realizando anclajes en el concreto endurecido con longitudes de anclaje tan pequeñas con las cuales es impredecible garantizar un buen comportamiento estructural, principalmente ante sollicitaciones sísmicas.

Por lo anterior en Colombia se vienen realizando investigaciones sobre anclajes preinstalados y post instalados con adhesivos químicos en concreto endurecido y bajo cargas dinámicas, usando como variables principales: el tipo de unión viga-columna, la longitud de anclaje, el confinamiento, el tipo de adhesivo y el procedimiento recomendado de instalación de los anclajes, es así como en la Escuela Colombiana de Ingeniería "Julio Garavito" se han realizado varios trabajos que incluyen el estudio del comportamiento ante cargas cíclicas (aplicadas con ayuda de un actuador pseudodinámico) en el plano de

uniones viga columna con anclajes post instalados y diferentes variables de estudio. En el año 2007 se realizó un programa experimental en el cual se efectuaron pruebas con prototipos a escala real de uniones viga columna. Se construyeron cinco (05) prototipos en total, tres (03) de ellos se elaboraron en dos etapas y los otros dos (02) se elaboraron en una sola etapa. Para los tres prototipos se construyeron en la primera etapa las columnas y se dejaron fraguar hasta alcanzar su resistencia, para luego elaborar las vigas conectándolas a las columnas en concreto endurecido mediante su refuerzo longitudinal de manera anclada con adhesivo epóxico. La longitud de anclaje para las varillas fue de 0.15m. Detalles del refuerzo se observan en la figura 2-1. Para los otros dos (02) prototipos se utilizó las mismas dimensiones y el mismo refuerzo en columnas y vigas, pero se realizó su construcción en una sola etapa es decir se fundieron de manera monolítica cada una de las uniones viga columna.

Figura 2-1: Refuerzo de unión viga columna con refuerzo anclado (Guzmán, 2007).





Todos los prototipos se ensayaron bajo cargas cíclicas. Los resultados mostraron que los modos de falla de las uniones con anclajes químicos fueron fallas frágiles con poca disipación de energía en donde perdieron adherencia los anclajes, y su resistencia fue mucho menor comparada con los prototipos monolíticos, los cuales presentaron un modo de falla dúctil. La poca longitud de anclaje fue la causa de la poca ductilidad y de la falla por adherencia de los prototipos con refuerzo post instalado. (Guzmán, 2007; Guzmán, 2007).

En el año 2014 se realizó un proyecto con uniones viga columna y barras ancladas con adhesivos químicos. En este trabajo se construyeron diez prototipos; ocho prototipos se construyeron en dos etapas; en la primera se fundieron las columnas y después de fraguado el concreto se hicieron anclajes para las barras de refuerzo de las vigas. En este trabajo se usaron longitudes de anclaje de 0.30m y de 0.35m en las vigas y en las columnas se variaron las separaciones de los flejes de refuerzo transversal obteniendo columnas con buen confinamiento y pobre confinamiento en el área del nudo. Los otros dos prototipos fueron construidos de manera monolítica. En la figura 2-2: se observa el detalle del reforzamiento de los prototipos construidos con zona confinada y en la figura 2-3: el detalle del reforzamiento de los prototipos construidos con pobre confinamiento.

Figura 2-2: Refuerzo de los prototipos construidos con zona confinada (Ramírez, 2014).

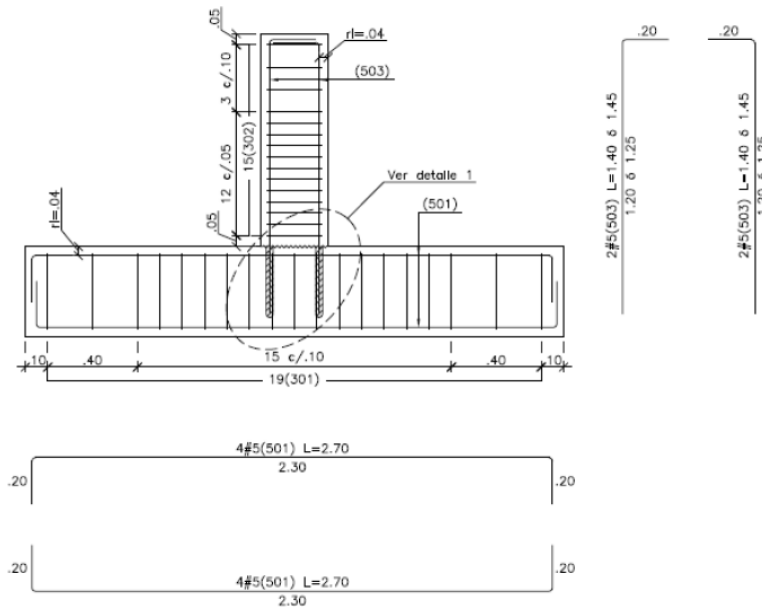
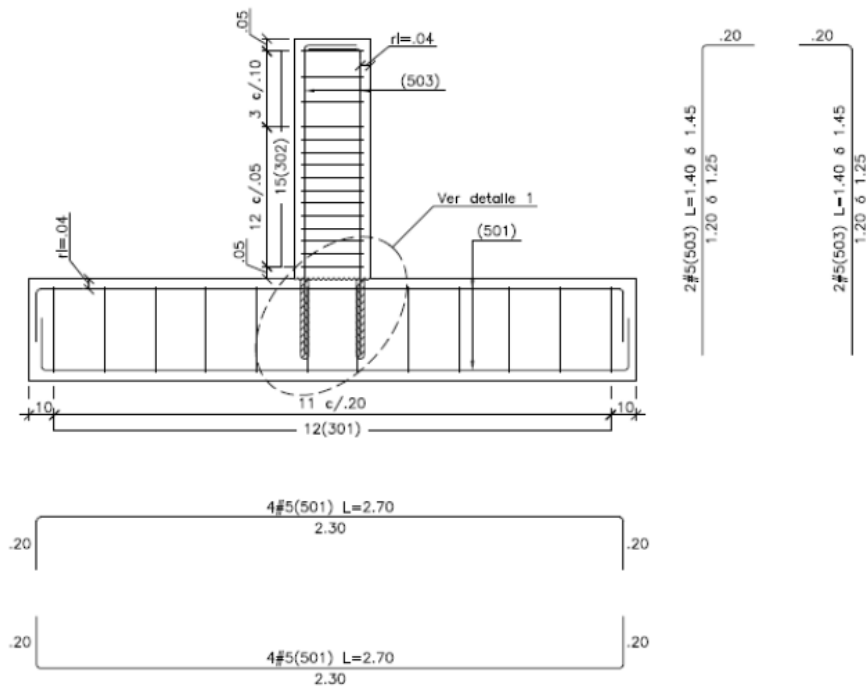
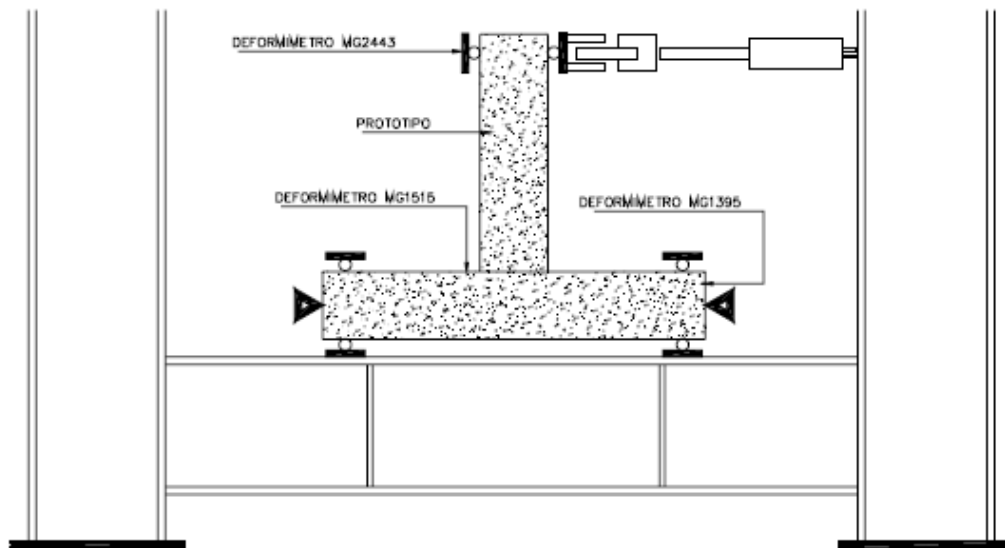


Figura 2-3: Refuerzo de los prototipos construidos con pobre confinamiento (Ramírez, 2014).



Los prototipos se ensayaron bajo cargas cíclicas con el montaje que se presenta en la figura 2-4.

Figura 2-4: Esquema de ensayo en marco metálico con actuador (Ramírez, 2014).



Con los resultados de los ensayos se pudo concluir que el modo de falla de las uniones monolíticas exhibió un comportamiento dúctil con buena disipación de energía y buena resistencia. Los prototipos con barras ancladas con longitud de 0.35m se comportaron mejor que los que tuvieron longitud de anclaje de 0.30m, su falla tuvo cierto grado de ductilidad y se presentó poca pérdida de adherencia. Los prototipos con barras ancladas con longitudes de 0.30m presentaron modos de falla frágiles y por lo tanto poca disipación de energía.

Se confirmó que el buen confinamiento de la unión ayuda a mejorar la ductilidad del nudo (Ramírez, 2014)

Dado este panorama, y los continuos trabajos de reparación y reforzamiento de estructuras existentes en los cuales se usan recrecimiento de secciones o se vinculan unos elementos con otros mediante anclajes adhesivos y dada las actualizaciones en las normativas y el desarrollo de los productos químicos y pensando en una manera de continuar profundizando en el estudio del comportamiento ante cargas cíclicas de conexiones viga columna, se planteó el presente programa experimental que tuvo como objetivo observar el comportamiento de uniones viga columna bajo cargas cíclicas las cuales fueron

sometidas a un reforzamiento del elemento viga que consistió en realizar un recremento en concreto de la sección transversal de la viga adicionando barras de refuerzo longitudinal tanto para momento positivo como para momento negativo, ancladas al concreto del nudo con adhesivo químico y el correspondiente refuerzo transversal consistente en flejes. Con el anterior reforzamiento se esperaba obtener un mejor comportamiento de la unión, en lo relacionado con su capacidad y ductilidad, el cual se comparó con una unión viga columna similar construida de manera monolítica es decir sin ningún tipo de reforzamiento posterior. Todo lo anterior esperando que los anclajes de barras de refuerzo con adhesivo químico (adhesivo con propiedades para trabajar en concreto fisurado) tuvieran una eficiencia tal que la adherencia entre barras y concreto permitieran el menor deslizamiento de refuerzo para de esta forma mejorar el comportamiento de la unión.

3. Objetivos

3.1 Objetivo general

Evaluar el comportamiento ante cargas cíclicas en el plano de una conexión viga-columna con recrecimiento de sección mediante anclajes de refuerzo (varillas de refuerzo) post instalados utilizando adhesivo para concreto fisurado.

3.1.1 Objetivos específicos

- Estudiar el efecto en el concreto de varillas de acero con diferentes longitudes de anclaje en el comportamiento de la conexión viga-columna realizada con anclajes de reforzamiento post-instalados.
- Evaluar la capacidad de la conexión viga-columna reforzada con anclajes de refuerzo (varillas de refuerzo) post instalados usando adhesivos y compararla con los resultados de capacidad obtenidos para una conexión similar construida de manera monolítica con refuerzo preinstalado que cumple los requisitos de la NSR-10.
- Evaluar parámetros sísmicos de las anteriores conexiones (respuesta histerética, disipación de energía, degradación de rigidez, Ductilidad por desplazamiento e índice de daño).
- Proponer Coeficientes de disipación de energía R , para conexiones viga-columna con anclajes adhesivos post instalados.

4. Programa experimental

4.1 Generalidades

Para cumplir con los objetivos propuestos en la presente tesis, la cual tiene como fin estudiar el comportamiento de conexiones viga-columna reforzadas con refuerzo (varillas) post instalados usando adhesivos apropiados para concreto fisurado, y sometidos a cargas pseudo dinámicas, se construyeron ocho especímenes en concreto reforzado a escala real, proyectados conforme a los requerimientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para un grado de disipación de energía especial (DES) en búsqueda de determinar experimentalmente el aumento de capacidad de la unión y compararlo con el valor teórico y el valor experimental de una unión viga columna de las mismas dimensiones pero fundida in situ de manera monolítica.

4.2 Características y especificaciones de los especímenes

Los elementos que conforman los especímenes de las conexiones viga columna del programa experimental, fueron construidos utilizando los materiales y las especificaciones indicadas en las tablas 4-1, 4-2 y 4-3, en ellas se presentan las especificaciones de los materiales, la geometría de la sección, refuerzo longitudinal y refuerzo transversal para las vigas y para las columnas y para el nudo respectivamente, ambas tuvieron en cuenta los requerimientos del reglamento NSR 10.

Tabla 4-1: Dimensionamiento de vigas para los especímenes.

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS A FLEXION (VIGAS PARA ESPECÍMENES) DE ACUERDO AL NSR-10 - CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA ESPECIAL (DES)			
ESPECIFICACION DE MATERIALES:			
Resistencia a la compresión del concreto $f'c =$		21 MPa	
Esfuerzo de fluencia del acero $Fy =$		420 MPa	
GEOMETRIA DE LA SECCIÓN:			
Base (bw) =		40 cm	
Altura (h) =		40 cm	
Recubrimiento (d') =		5 cm	
Altura efectiva (d) =		35 cm	
Longitud de viga en voladizo (L) =		100 cm	
REFUERZO LONGITUDINAL MINIMO PARA ELEMENTOS A FLEXION			
$As_{min} = 0.25 \sqrt{f'c} bw d / Fy =$	3.82 cm ²		(Ec. C 10-3)
$As_{min} = 1.4 bw d / Fy =$	4.67 cm ²		(C.21.5.2.1)
REFUERZO LONGITUDINAL SUMINISTRADO A LA VIGAS DE LOS ESPECÍMENES:			
Refuerzo principal superior :	3 barras de	5/8 pulg.	
Refuerzo principal inferior :	3 barras de	5/8 pulg.	
As suministrado superior =	6.00 cm ²		
As suministrado inferior =	6.00 cm ²		
REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO PARA ELEMENTOS A FLEXION			
Separación máxima de estribos en zona confinada: (C21.5.3.2)			
a)	d / 4	=	8.75 cm
b)	8 \emptyset barra	=	12.70 cm
c)	24 \emptyset fleje	=	22.86 cm
d)	30 cm	=	30.00 cm
Separación de Flejes de 3/8" suministrada:			8.50 cm
Separación máxima de estribos en zona No confinada: (C2.5.3.4)			
a)	d / 2	=	17.50 cm
Separación de Flejes de 3/8" suministrada:			10.00 cm

Tabla 4-2: Dimensionamiento de columnas para los especímenes.

DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS A FLEXION Y COMPRESION (COLUMNAS) DE ACUERDO AL NSR-10 - CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA ESPECIAL (DES)			
ESPECIFICACION DE MATERIALES:			
Resistencia a la compresión del concreto $f'c =$			21 MPa
Esfuerzo de fluencia del acero $Fy =$			420 MPa
GEOMETRIA DE LA SECCIÓN:			
Base (b) =			40 cm
Altura (h) =			40 cm
Area de la sección bruta (A_g) =			1600 cm ²
Longitud de la columna (L) =			170 cm
hx =			30 cm
REFUERZO LONGITUDINAL MINIMO PARA ELEMENTOS A FLEXION y COMPRESION			
0.01 A_g	≤	A_{st}	≤ 0.04 A_g
		(C.21.6.3.1)	
16 cm ²	≤	A_{st}	≤ 64 cm ²
REFUERZO LONGITUDINAL SUMINISTRADO A LAS COLUMNAS DE LOS ESPECÍMENES:			
Refuerzo principal :		8 barras de	5/8 pulg.
As principal suministrado =			16.00 cm ²
REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO PARA ELEMENTOS A FLEXION y COMPRESION			
Separación máxima de estribos en zona confinada: (C21.6.4.3)			
a)	$h/4$ o $b/4$	=	10.00 cm
b)	6 \emptyset barra	=	9.53 cm
c)	$100+(350-hx)/3$	=	11.67 cm
Separación de Flejes de 3/8" suministrada:			9.50 cm
Separación máxima de estribos en zona No confinada: (C2.6.4.5)			
a)	6 \emptyset barra	=	9.53 cm
b)	15 cm	=	15 cm
Separación de Flejes de 3/8" suministrada:			9.50 cm

Tabla 4-3: Dimensionamiento de la unión viga columna.

DIMENSIONAMIENTO DE UNIÓN VIGA COLUMNA NUDO EXTERIOR DE ACUERDO AL NSR-10 - CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA ESPECIAL (DES)			
<u>ESPECIFICACION DE MATERIALES:</u>			
Resistencia a la compresión del concreto $f'_c =$			21 MPa
Esfuerzo de fluencia del acero $F_y =$			420 MPa
ESPECIFICACIONES DE VIGA:			
Base (bw) =			40 cm
Altura (h) =			40 cm
Recubrimiento (d') =			5 cm
Altura efectiva (d) =			35 cm
Longitud de viga en voladizo (L) =			100 cm
Ref. principal superior: 3 barras de ϕ 5/8"	As =		6.0 cm
Ref. principal inferior: 3 barras de ϕ 5/8"	As =		6.0 cm
Ref: transversal: Estribos ϕ 3/8" dos ramas	cada		8.5 cm
ESPECIFICACIONES DE COLUMNA:			
Base (b) =			40 cm
Altura (h) =			40 cm
Area de la sección bruta (Ag) =			1600 cm ²
Longitud de la columna (L) =			170 cm
hx =			30 cm
Ref. principal: 8 barras de 5/8	As =		16.0 cm
Ref: transversal: Estribos ϕ 3/8" dos ramas	cada		9.5 cm
<u>REFUERZO TRANSVERSAL DEL NUDO</u>			
Separación máxima de estribos en zona confinada: (C21.6.4.3)			
a)	$h/4$ o $b/4$	=	10.00 cm
b)	6ϕ barra	=	9.53 cm
c)	$100+(350-hx)/3$	=	11.67 cm
Separación de Flejes de 3/8" suministrada:			9.50 cm

Tabla 4-3: (Continuación).

DIMENSIONAMIENTO DE UNIÓN VIGA COLUMNA NUDO EXTERIOR DE ACUERDO AL NSR-10 - CAPACIDAD DE DISIPACION DE ENERGIA ESPECIAL (DES)		
Cuantía volumetrica: (C.21.6.4.4)		
a) $A_{sh} = 0.30 s_{bc} A_{sh} = 0.30 s_{bc} f'c / F_y [(A_g / A_{ch}) - 1]$		
b) $A_{sh} = 0.09 s_{bc} A_{sh} = 0.09 s_{bc} f'c / F_y$		
ϕ fleje (pulg) =	3/8	
No ramas =	2	
Ash =	142.5	mm ²
bc =	310.48	mm
A _g =	160000	mm ²
A _{ch} =	102400	mm ²
S =	102	mm
Longitud de desarrollo en tracción barras con gancho a 90°: (C.21.7.5)		
a) 8 db =	127	mm
b) 150mm	150	mm
c) $F_y db / (5.4 \sqrt{f'c}) =$	269	mm
Longitud disponible en nudo =	395	mm OK

4.3 Condiciones de los especímenes

Se construyeron en total ocho (08) especímenes de ensayo, de los cuales seis (06) fueron espécimen fundidos en dos (02) etapas debido a que se les aplicó un reforzamiento con recrecimiento de sección a las vigas para simular una unión viga-columna reforzada. Los dos (02) especímenes restantes fueron fundidos en una etapa para simular una unión viga-columna monolítica de un pórtico en una edificación.

4.3.1 Condiciones para especímenes reforzados

Los seis (06) especímenes uniones viga-columna fundidos en dos (02) etapas, estuvieron conformados por columnas con sección transversal de 0.40x0.40 y vigas con sección transversal de 0.20x0.20 fundidas en la primera etapa, la cual no cumplía con

requerimientos mínimos de dimensiones ni refuerzo del reglamento NSR-10. A dichas vigas posteriormente en una fundida de segunda etapa se les realizó un reforzamiento con recrecimiento de sección (incluyendo refuerzo adicional) para alcanzar dimensiones finales de 0.40x0.40. El refuerzo de columnas y vigas se presenta en las figuras 4-1 y 4-2. El procedimiento para el recrecimiento de sección realizado se explica más adelante.

Figura 4-1: Refuerzo especímenes reforzados primera etapa.

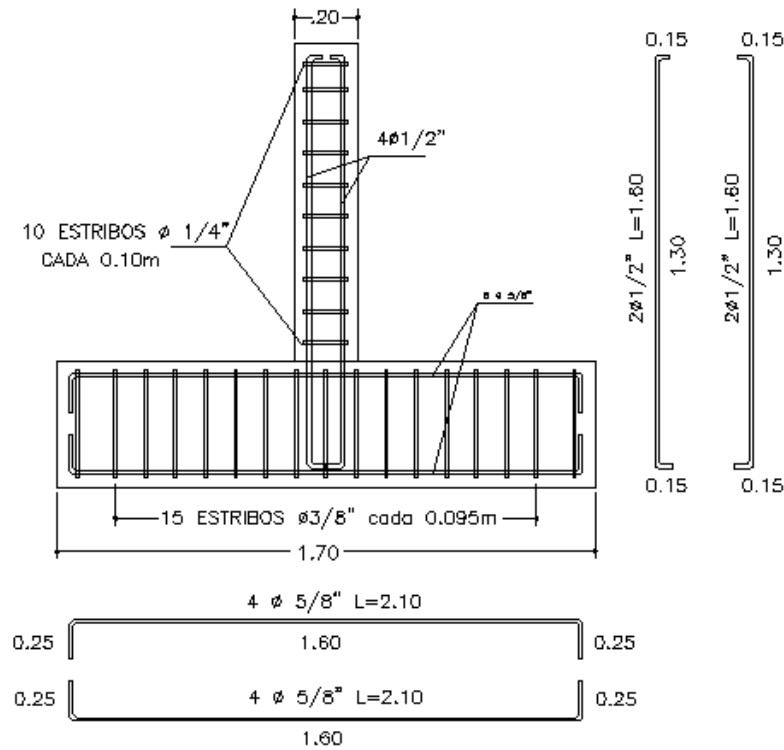
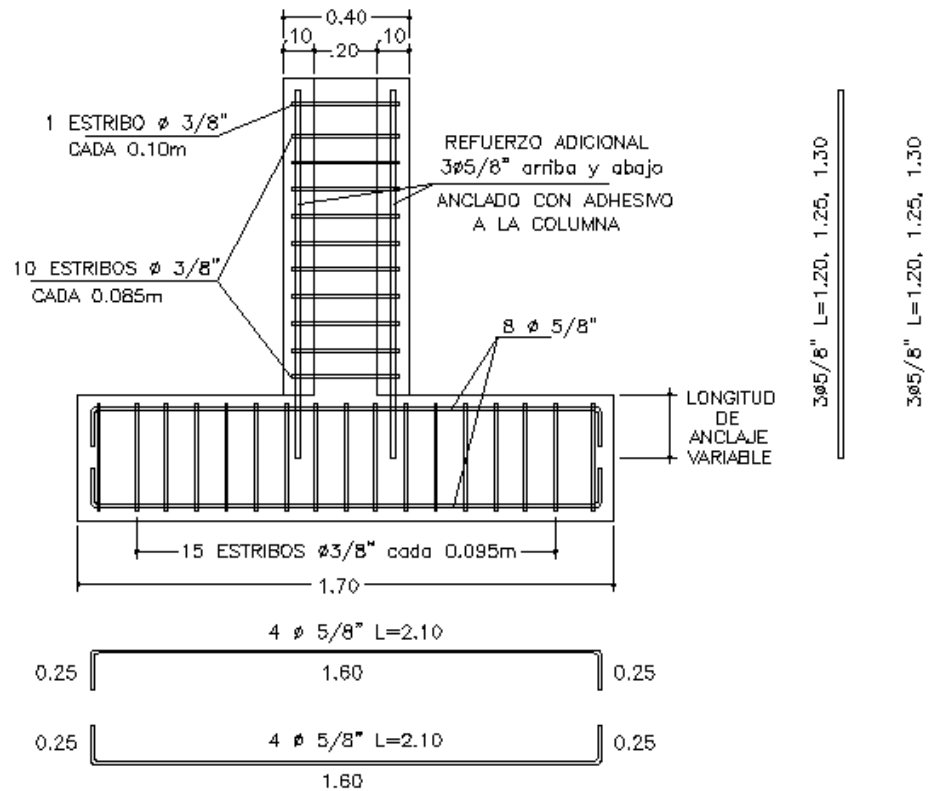


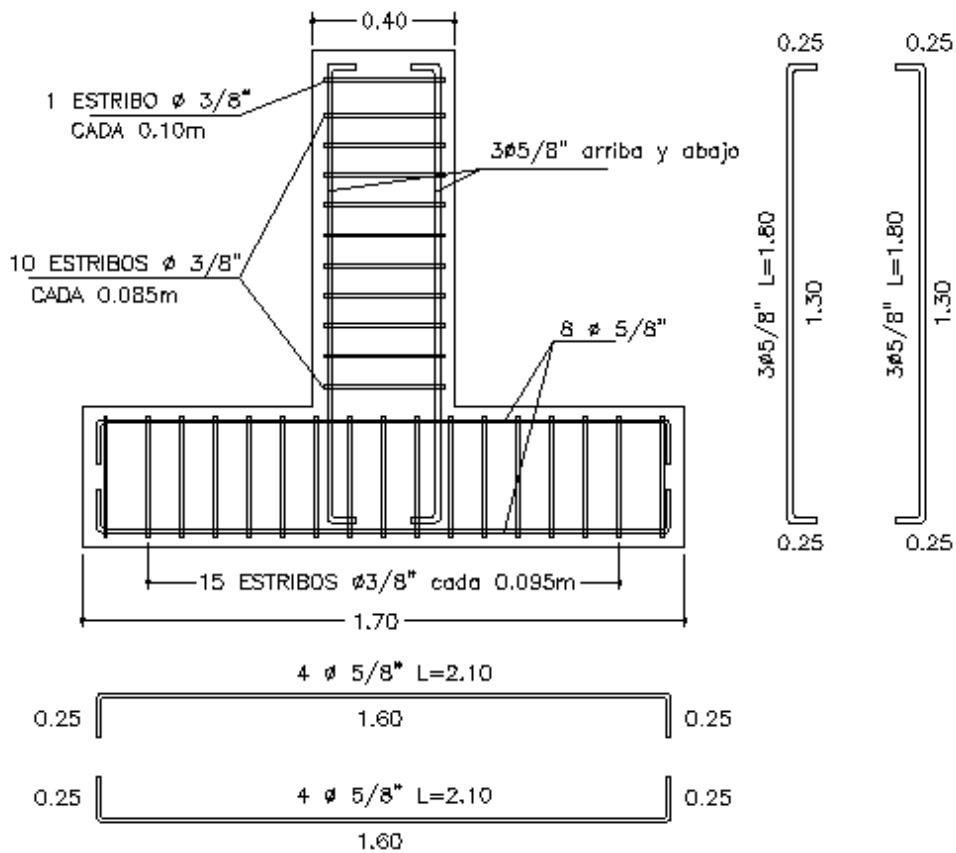
Figura 4-2: Refuerzo especímenes reforzados segunda etapa.



4.3.2 Condiciones para especímenes monolíticos.

Las dos (02) uniones viga-columna fundidas de manera monolítica presentan refuerzo de viga con longitud de anclaje de 0.35m más el gancho en el extremo y sección transversal de .40x.40.m. Las columnas presentan refuerzo y sección transversal de .40x.40.m. Detalles del refuerzo se presenta en la figura 4-3.

Figura 4-3: Refuerzo especímenes monolíticos.



A continuación, en la tabla 4-4 se presenta la identificación usada para cada uno de los especímenes de ensayo del presente proyecto.

Tabla 4-4: Identificación de los especímenes.

ESPÉCIMEN	LONGITUD	TIPO DE ANLAJE	DESCRIPCIÓN
	DE ANLAJE [cm]		
M1	35	Monolítico	Especímen con unión monolítica, longitud de anclaje 35cm
M2	35	Monolítico	
MR1-25	25	Químico	Especímen con anclaje post instalado con adhesivo químico y longitud de anclaje 25cm
MR2-25	25	Químico	
MR1-30	30	Químico	Especímen con anclaje post instalado con adhesivo químico y longitud de anclaje 30cm
MR2-30	30	Químico	
MR1-35	35	Químico	Especímen con anclaje post instalado con adhesivo químico y longitud de anclaje 35cm
MR2-35	35	Químico	

4.4 Proceso constructivo

El proceso constructivo de los especímenes se realizó en tres etapas:

- En la primera etapa se construyeron los seis (06) especímenes de unión viga-columna, con las vigas de sección 0.20x0.20 y columnas con sección transversal de 0.40x0.40. Dichos especímenes son la primera parte de los denominados especímenes reforzados.
- En la segunda etapa se construyeron dos (02) especímenes de unión viga columna con vigas de sección 0.40x0.40 y columnas con sección 0.40x0.40, dichos especímenes son los denominados especímenes monolíticos.
- En la tercera etapa después de que fraguó el concreto de los seis (06) especímenes (mínimo 28 días después de la fundida), se realizó la construcción del recrecimiento de sección en concreto reforzado a las vigas de 0.20x0.20 con un espesor de 0.10 en todos sus cuatro lados para obtener una sección final de viga de 0.40x0.40. A continuación se ilustran las tres etapas de construcción.

4.4.1 Primera etapa de construcción.

Para la construcción de los seis (06) especímenes unión viga-columna se figuró el refuerzo tanto longitudinal como transversal (flejes) de acuerdo con los despieces que se muestran en los detalles de refuerzo de los planos presentados en el anexo A Planos de refuerzo. Para las columnas se utilizaron como refuerzo longitudinal 8 varillas de 5/8" con sus respectivos ganchos y flejes de varilla de 3/8" separados cada 0.095m. Las vigas se construyeron con una sección de 0.20x0.20m y se usó como refuerzo longitudinal 4 varillas de 1/2" con sus respectivos ganchos colocando dos (02) varillas en la parte superior de la viga y dos (02) varillas en la parte inferior y flejes de varilla de 1/4" separados cada 0.10cm. Las vigas se construyeron de 0.20x0.20 con el objetivo de simular una viga que no cumplía los requerimientos mínimos exigidos por el NSR-10 en cuanto a ancho de sección y cuantía de refuerzo, para posteriormente realizar un reforzamiento basado en recrecimiento de sección con refuerzo post instalado. A continuación, en las fotografías 4-1 y 4-2 puede observarse el refuerzo utilizado para las vigas y columnas de los especímenes descritos, en su primera etapa de construcción.

Fotografía 4-1: Refuerzo especímenes reforzados primera etapa.



Fotografía 4-2: Refuerzo de la columna y la viga.



Después de armado el refuerzo de cada unión viga-columna, se procedió a colocar la armadura en las formaletas fabricadas con tablas y listones de madera, teniendo el cuidado de dejar un recubrimiento para el acero de 4cm en las cuatro caras de los elementos como se ilustra en las fotografías 4-3 y 4-4.

Fotografía 4-3: Formaleta de tabla y listones de madera.



Fotografía 4-4: Refuerzo de unión viga-columna en formaleta de madera.



Para la construcción de los especímenes se utilizó concreto con $f'_c = 21\text{MPa}$, para el cual se determinó su dosificación de acuerdo con el diseño de mezcla ajustado para las

condiciones y características de los materiales usados proporcionados por la Escuela Colombiana de Ingeniería. Al concreto se le aplicaron controles tales como ensayo de asentamiento (manejabilidad) norma ICONTEC 396 y ensayo de determinación de resistencia a la compresión del concreto Norma ICONTEC 550 y 673. El vaciado del concreto se realizó por capas de aproximadamente 20cm de espesor, luego de cada una de las cuales se proporcionaba vibrado para dar homogeneidad a la mezcla y no permitir la segregación de concreto. En la fotografía 4-5 se observan cilindros de concreto tomados a la mezcla para la realización de los ensayos y equipo de vibrado utilizado.

Fotografía 4-5: cilindros de concreto tomados de la mezcla utilizada para fundir los especímenes y equipo de vibrado.



La fundida del espécimen se realizó en posición vertical, vaciando el concreto para columna y viga todo al tiempo. Una vez finalizada la fundida e iniciado el fraguado del concreto se procedió a darle curado a los especímenes manteniendo su humedad por medio de suministro de agua de manera periódica. Lo anterior se ilustra en la fotografía 4-6.

Fotografía 4-6: Especímenes unión viga columna en primera etapa de fundida.



4.4.2 Segunda etapa de construcción.

En esta etapa se construyeron los dos (02) especímenes monolíticos de unión viga-columna, los cuales se usaron para realizar una comparación de comportamiento y capacidad con respecto a los especímenes reforzados con recrecimiento de sección y refuerzo post instalado.

Estos especímenes se construyeron con refuerzo longitudinal compuesto por 8 (ocho) varillas de 5/8" con sus respectivos ganchos y flejes de varilla de 3/8" separados cada 0.095m. A las vigas se les suministró refuerzo longitudinal consistente en tres (03) varillas de diámetro 5/8" con sus respectivos ganchos en la parte superior y en la parte inferior de la viga y se colocaron flejes de varilla de 3/8" separados cada 0.085m. Dicho refuerzo se colocó en las formaletas fabricadas con tablas y listones de madera. En la fundida de los especímenes se realizó el mismo procedimiento que para los especímenes de la primera etapa con la diferencia que estos se fundieron en posición horizontal es decir acostados. Lo anterior se ilustra en la fotografía 4-7 y en la fotografía 4-8 se presenta el espécimen ya fundido completamente.

Fotografía 4-5: Refuerzo especímenes monolíticos en formaleta de madera.



Fotografía 4-6: espécimen monolítico ya fundido.



4.4.3 Tercera etapa de construcción.

Después de que los especímenes de la primera etapa fraguaron y el concreto alcanzó su resistencia de diseño, se realizó un reforzamiento consistente en un recrecimiento de sección transversal a la viga de 0.20x0.20. Para realizar dicho recrecimiento se tuvo en cuenta los planos del anexo 1 Planos de refuerzo, en donde se muestra la cantidad y la disposición del refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal para el recrecimiento de sección.

Es importante aclarar que el refuerzo longitudinal a adicionar a la viga se ubicó en un espesor de 0.10m en la cara superior y en la cara inferior de la viga el cual consistió en 3 varillas de diámetro 5/8" en cada cara, pero el recrecimiento en concreto de espesor 0.10m si se realizó en las cuatro caras de la viga. Para el refuerzo transversal se usaron flejes de varilla de diámetro 3/8" separados cada 0.085m en toda la longitud de la viga. El refuerzo longitudinal se ancló a la columna ya fundida y fraguada usando un adhesivo químico especial para concreto fisurado, HILTI HIT-RE 500 SD. Se siguieron las recomendaciones de instalación de HILTI, es decir se realizaron perforaciones de diámetro 3/4" con taladro y broca y se limpiaron las perforaciones con churrusco y con aire a presión para eliminar cualquier sustancia que pudiera interferir en la adherencia del concreto y la varilla. Después se depositó el adhesivo en las perforaciones y se instalaron las varillas de refuerzo de diámetro 5/8" girándolas dentro de la perforación para dar una mejor distribución del adhesivo en el anclaje. En la fotografía 4-9 y 4-10 se muestra parte del proceso de limpieza de las perforaciones y las varillas de refuerzo ancladas con el adhesivo.

Fotografía 4-9: Proceso de limpieza de las perforaciones para anclar las varillas de refuerzo usando churrusco y aire.



Fotografía 4-10: Varillas de refuerzo ancladas a la unión viga columna mediante adhesivo.



Para fundir el concreto de recrecimiento de sección se realizó previamente la preparación de la superficie del concreto de las cuatro caras de la viga de 0.20x0.20 de manera manual (escarificación del concreto con ayuda de cincel y martillo), con el objetivo de crear rugosidad en el concreto y de esta forma dar una superficie de encaje la cual junto con el refuerzo anclado proporcionaría la unión de los dos concretos de diferente edad y garantizaría la transmisión de esfuerzos. En este procedimiento no se usó puente de adherencia, considerando que este adhesivo solo haría el trabajo de sello es decir mantener los sustratos unidos y/o funcionar como barrera físicoquímica para prevenir el ingreso o la fuga de líquidos, gases o contaminantes. Posteriormente se instalaron los flejes que confinaban el concreto del recrecimiento de sección y se colocó la formaleta de tablas y listones de madera, teniendo el cuidado de dejar como mínimo 4cm. de recubrimiento del refuerzo.

En el recrecimiento de sección se utilizó concreto de 21 MPa. El procedimiento de fundida fue el mismo utilizado en los anteriores especímenes, fundiéndose por capas y aplicando a cada capa vibrado para generar una mezcla homogénea de concreto. Los especímenes se fundieron en posición vertical. Se elaboraron cilindros para verificar la resistencia a la compresión del concreto y se proporcionó a la unión viga-columna reforzada, humedad periódica durante el proceso de fraguado. En la fotografía 4-11 se ilustra los especímenes después de realizado el recrecimiento de sección.

Fotografía 4-7: Especímenes unión viga-columna reforzada después de la fundida.



4.5 Equipo y montaje para programa experimental

Los ensayos cíclicos de los especímenes fueron ejecutados en los laboratorios de estructuras de la Escuela Colombiana de Ingeniería “Julio Garavito” con la participación y el acompañamiento del personal del laboratorio.

Equipo utilizado.

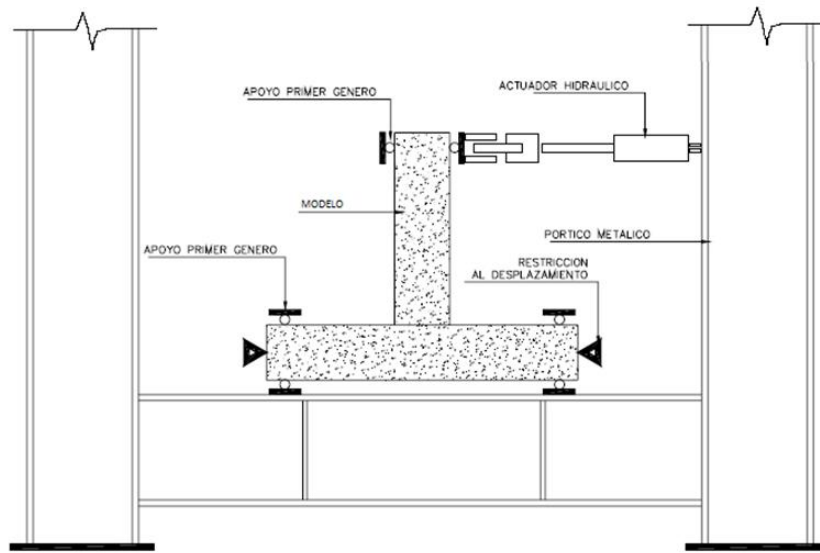
Para realizar los ensayos de los especímenes, se utilizó un marco de carga. Para la aplicación de la carga cíclica, se utilizó un actuador operado hidráulicamente por una bomba servo controlada, el cual está fijado al marco de carga. También se usan transductores electromecánicos para medir los desplazamientos de los especímenes, se usaron LVDTs (Linear variable differential transducers) cuyos datos de desplazamientos fueron registradas mediante un sistema de adquisición de datos.

4.5.1 Montaje.

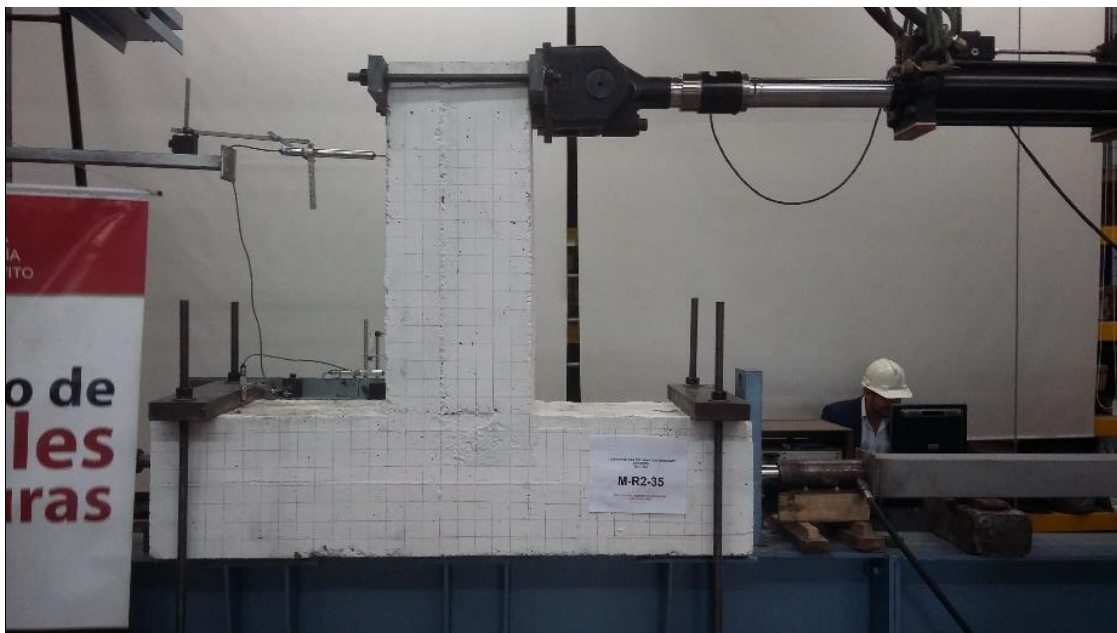
Para el montaje, los especímenes se ubican dentro del marco de carga y se sujetan con un sistema de pasadores y placas de acero (dos (02) pasadores y dos (02) placas por cada apoyo) en cada extremo de la columna la cual está orientada en sentido horizontal. En la viga se sujeta el actuador hidráulico a 0.05m del extremo del voladizo utilizando el mismo sistema de sujeción de tornillos y placas de acero. El actuador se localiza en el extremo

de la viga con el fin de aplicar la carga en dirección horizontal y de manera cíclica. El montaje se muestra en la figura 4-6 y en las fotografías 4-12 y 4-13.

Figura 4-4: Esquema de montaje para ensayo pseudo-dinámico.



Fotografía 4-8: Sistema de sujeción del espécimen al marco de carga.



Fotografía 4-9: Sistema de sujeción del actuador hidráulico a la viga.



Los transductores LVDTs los cuales son los encargados de medir los desplazamientos, se ubicaron en cuatro sitios: el primero el LVDTs MG 5065 se ubicó a 0.13m del extremo del voladizo en el eje de la viga para tomar los desplazamientos horizontales producidos por la acción de la carga horizontal aplicada con el actuador hidráulico. En la fotografía 4-14 se ilustra la ubicación de dicho LVDTs. El segundo transductor el LVDTs MG 5040 se ubicó en la unión del espécimen a 0.10m de la cara interna de la columna y sobre el eje de la viga y su objetivo fue medir los desplazamientos relativos de la viga con respecto a los desplazamientos medidos por el LVDTs MG 5065. En la fotografía 4-15 se ilustra la ubicación de dicho LVDTs.

Fotografía 4-10: Ubicación de transductor LVDTs MG 5065.



Fotografía 4-11: Ubicación de transductor LVDTs MG 5040.



El tercer transductor el LVDTs MG 2350, se ubicó de manera vertical sobre el eje de la columna a 0.45m de la cara de la viga en uno de los extremos de la columna y su objetivo fue medir los posibles desplazamientos verticales de la columna generados por la carga cíclica aplicada en el extremo de la viga. En la fotografía 4-16 se ilustra la ubicación de dicho LVDTs.

Fotografía 4-12: Ubicación de transductor LVDTs MG 2350.



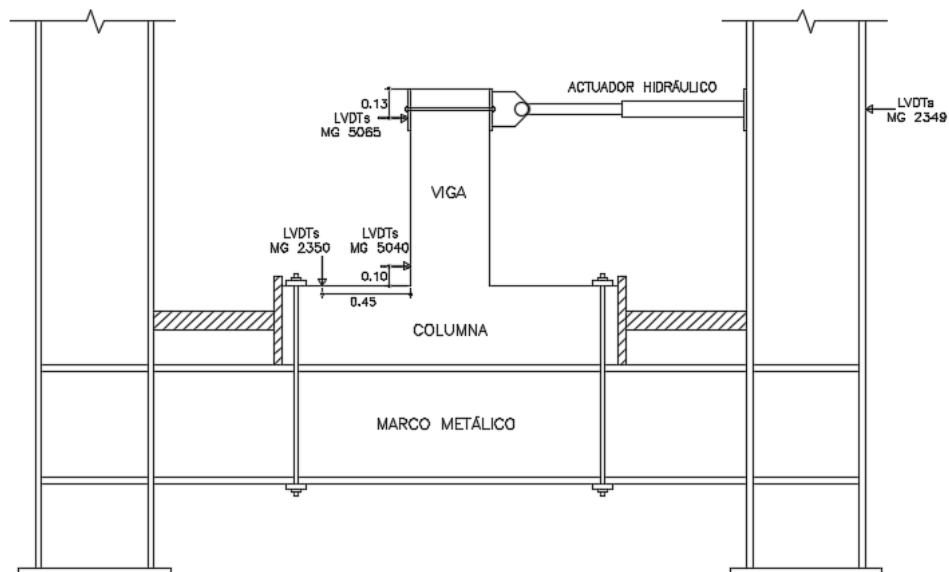
El cuarto transductor el LVDTs MG 2349, se ubicó de manera horizontal sobre el eje de la columna de la derecha del marco metálico a nivel del actuador y su objetivo fue medir los posibles desplazamientos horizontales del marco metálico. En la fotografía 4-17 se ilustra

la ubicación de dicho LVDTs y en la figura 4-7 y fotografía 4-18 se muestra el esquema de ubicación de los cuatro LVDTs.

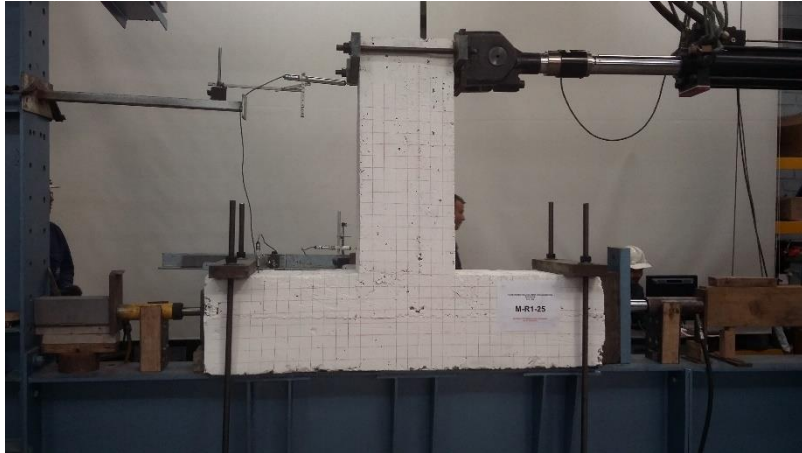
Fotografía 4-13: Ubicación de transductor LVDTs MG 2349.



Figura 4-5: Esquema de ubicación de transductores LVDTs.



Fotografía 4-14: Ubicación de transductores LVDTs.



4.6 Aplicación de la carga cíclica.

Se sometió cada uno de los especímenes a un desplazamiento cíclica (oscilante) aplicado en el extremo del voladizo de acuerdo con las disposiciones del protocolo de carga utilizado. Este desplazamiento aplicado al espécimen transmitirá la fuerza cortante a las inmediaciones del nudo.

Para generar el protocolo de carga, se consultó el documento FEMA 461 Interim testing protocol for determining the seismic performance characteristics and structural and nonstructural components, En este documento se presentan los protocolos de carga, deformación o historia de carga recomendados para la evaluación de las características de desempeño de los componentes de un edificio y los subsistemas, cuyo comportamiento es controlado principalmente por la aplicación de fuerzas sísmicas o por desplazamientos sísmicos inducidos. Dentro de los elementos que pueden ser analizados utilizando los protocolos recomendados por el FEMA 461 se encuentran las uniones viga-columna.

Del documento FEMA 461 se toman las siguientes recomendaciones para poder controlar los desplazamientos impuestos a los especímenes:

- La deformación impuesta se aplica generalmente en un solo grado de libertad.
- La historia de carga es apropiada para pruebas de histéresis al utilizar muestras que cuantifiquen todos los estados de daño.
- Por lo menos un punto de dato se obtiene de la carga con la que cada estado inicia.

- La historia de carga consiste en ciclos repetitivos de paso a paso con aumento de las amplitudes de deformación, manteniendo la frecuencia constante.

En la figura 4-8 se presenta la representación gráfica de la función de carga controlada por deformación o protocolo en función del tiempo acumulado de acuerdo con la tasa de aplicación de 0.2 Hz, y en la tabla 4-6 se muestra el protocolo de carga en función del tiempo acumulado.

Figura 4-6: Representación gráfica del protocolo de carga aplicado a los especímenes.

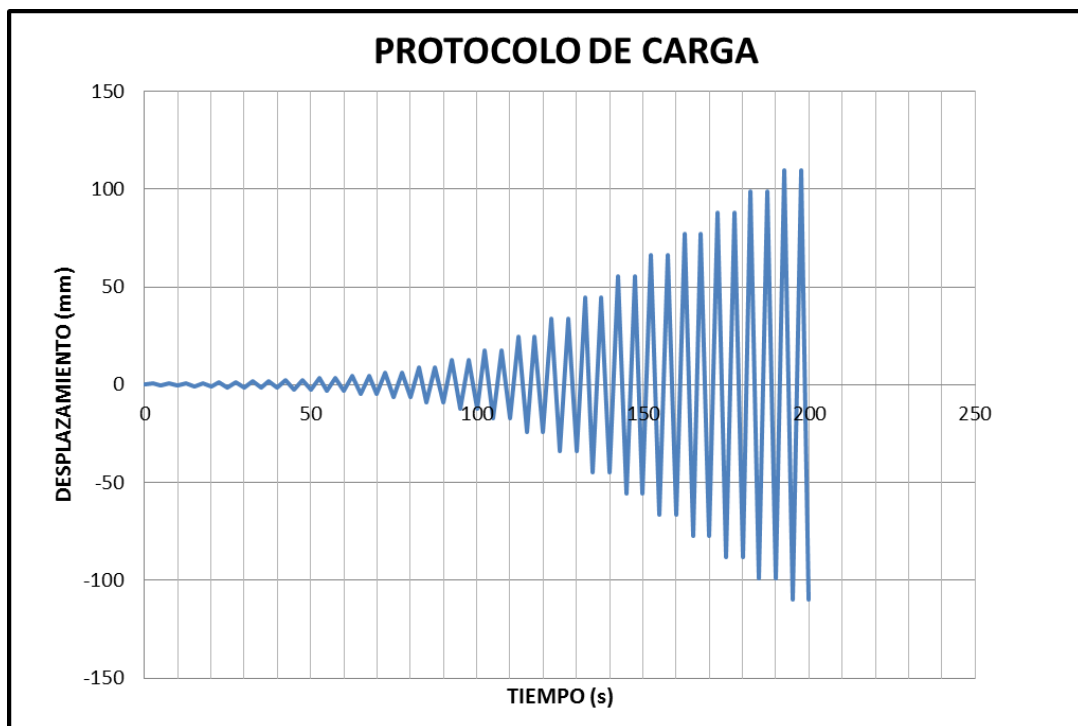


Tabla 4-4: Protocolo de carga aplicado a los especímenes.

PROTOCOLO DE CARGA SEGÚN FEMA 461

$h_p =$	1200	mm
$\Delta_0 =$	1.80	mm
$\Delta_m = a_n$	36.00	mm
T =	5	s
f =	0.20	Hz
0.15%h_p =	1.80	mm
3.0%h_p =	36.00	mm

PASO	CICLOS	TIEMPO (s)	AMPLITUD, a_i (mm)	DERIVA (% h_p)
0	2	0	0.00	0.00
1	2	10	0.60	0.05
2	2	20	0.84	0.07
3	2	30	1.18	0.098
4	2	40	1.65	0.14
5	2	50	2.30	0.19
6	2	60	3.23	0.27
7	2	70	4.52	0.38
8	2	80	6.32	0.53
9	2	90	8.85	0.74
10	2	100	12.40	1.03
11	2	110	17.36	1.45
12	2	120	24.30	2.02
13	2	130	34.02	2.83
14	2	140	44.82	3.73

4.7 Resistencia teórica esperada del elemento viga.

La resistencia teórica esperada de la viga que compone la unión viga-columna monolítica y la unión viga columna reforzada, se determinó para verificar los resultados experimentales obtenidos en los ensayos de dichos especímenes. Los cálculos teóricos se muestran en el anexo B. En estas tablas se determinaron los valores de capacidad de las vigas en cuanto a momento y fuerza cortante y los valores para el máximo desplazamiento en el extremo del voladizo que se podría esperar teóricamente. Para obtener los anteriores resultados se utilizó los procedimientos para calcular las curvas momento curvatura con ayuda de la teoría elástica - método de la sección transformada,

el método de esfuerzos admisibles y el método de la resistencia última. El resumen de los resultados teóricos obtenidos se presenta a continuación en la tabla 4.7.

Tabla 4-7: Resumen de resultados teóricos.

RESUMEN DE RESULTADOS			
TIPO DE UNION	Mu	Pu	δ
	kN-m	kN	mm
UNION MONOLITICA	81.95	86.26	7.1
UNION REFORZADA	106.02	111.6	7.6

5. Resultados

5.1 Resistencia a la compresión y módulo de elasticidad del concreto.

Durante la elaboración de los especímenes, se tomaron 18 cilindros de concreto de los cuales a 8 de ellos se le realizó ensayo de resistencia a la compresión y a los 10 restantes se le realizó ensayo de resistencia a la compresión y determinación del módulo de elasticidad simultáneamente. Todos los cilindros fueron ensayados a edades mayores o iguales a los 28 días. Los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión se encuentran consignados en la tabla 5-1.

Tabla 5-1: Ensayos de resistencia a la compresión del concreto.

CILINDRO	MUESTRA	EDAD DEL CILINDRO	ϕ cilindro	FUERZA ULTIMA A COMPRESION	AREA DEL CILINDRO	ESFUERZO DE COMPRESION	ESFUERZO COMPRESION PROMEDIO
		(Días)	(mm)	(kN)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)
1-M	UNIÓN MONOLITICA	48	102	187.4	8171	22.93	22.89
2-M			102	188.4	8171	23.05	
3-M			102	185.4	8171	22.69	
1-MR25	UNIÓN NO REFORZADAS	63	103	183.4	8332	22.02	22.40
2-MR25			102	185.4	8171	22.69	
3-MR25			103	187.4	8332	22.49	
1-MR30	UNION NO REFORZADAS	85	103	185.4	8332	22.25	23.76
2-MR30			103	218.8	8332	26.25	
3-MR30			101	182.5	8012	22.77	
1-MR35	UNION NO REFORZADAS	90	103	188.4	8332	22.61	22.28
2-MR35			102	183.4	8171	22.45	
3-MR35			103	181.5	8332	21.78	
1-MR25-2	UNION REFORZADA	56	102	187.4	8171	22.93	22.86
2-MR25-2			101	189.3	8012	23.63	
3-MR30-2			103	183.4	8332	22.02	
4-MR30-2	UNION REFORZADA	72	103	185.4	8332	22.25	22.76
5-MR35-2			103	195.2	8332	23.43	
6-MR35-2			103	188.4	8332	22.61	
						f'c =	22.82

La resistencia máxima a la compresión promedio fue de 22.82 MPa. Siendo este valor ligeramente mayor al de la resistencia a la compresión de diseño el cual fue de 21 MPa. Con el valor teórico de la resistencia a la compresión se realizaron los cálculos de dimensionamiento de los especímenes y resistencia teórica de la viga de la etapa experimental.

Para determinar el Módulo de elasticidad estático en concreto a compresión, se aplicó el procedimiento indicado en la Norma Técnica Colombiana NTC 4025, con la cual se obtuvieron los resultados indicados en la tabla 5-2. En el anexo C, se presenta las tablas de cálculo experimental de cada una de las muestras ensayadas.

Tabla 5-2: Ensayos de módulo de elasticidad estático del concreto.

PARAMETROS DE CALCULO	UND	CILINDRO No									
		1-M	2-M	1-MR25	2-MR25	1-MR30	2-MR30	1-MR35	2-MR35	1-MR25-2	5-MR35-2
Esfuerzo máxima a la compresión (f'c)	MPa	22.93	23.05	22.02	22.69	22.25	26.25	22.61	22.45	22.93	24.37
40% Esfuerzo Maximo (σ_2)	MPa	9.17	9.22	8.81	9.08	8.90	10.50	9.04	8.98	9.17	9.75
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) ξ_2	MPa	0.0004319	0.00043433	0.00040375	0.00042693	0.00037540	0.00048890	0.00041695	0.00041348	0.00043545	0.00045642
Esfuerzo para def. unitarias $\xi_1 = 5 \times 10^{-6}$ (σ_1)	MPa	1.87	2.22	1.79	2.09	2.22	1.98	1.79	1.79	2.22	1.79
Módulo de elasticidad del concreto	MPa	19115	18225	19838	18537	20544	19406	19767	19785	18047	19580
Esfuerzo a la compresión promedio del concreto (f'c)	MPa	22.82									
Módulo de elasticidad promedio del concreto (Ec)	MPa	19284									
Módulo de elasticidad teórico del concreto	MPa	22454									
Según NSR-10 C.8.5.1 $E_c = 4700 \sqrt{f'c}$	MPa	22454									

$$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$$

Según la NSR-10 en el capítulo C.8.5.1, se presenta la expresión para determinar el valor teórico del módulo de elasticidad del concreto en función de la resistencia máxima a la compresión y al aplicarla arrojó un valor de $E_{ct} = 22538$ MPa, este valor resulta ser mayor al promedio encontrado experimentalmente $E_c = 19284$ MPa. Debido a que el valor promedio encontrado experimentalmente no nos ofrece ninguna margen de seguridad respecto al teórico, se decidió utilizar el valor experimental $E_c = 19284$ MPa, en la rectificación de los cálculos teóricos.

A continuación, en las tablas 5-3 y 5-4 se presentan los cálculos realizados para obtener la resistencia teórica de los elementos tipo viga para las uniones monolíticas y para las uniones viga columna reforzadas utilizando los resultados obtenidos mediante los ensayos de calidad tanto de la resistencia a la compresión del concreto, como el de su

correspondiente módulo de elasticidad, y en la tabla 5-7 se presenta el resumen de dichos resultados.

Tabla 5-3: Resistencia teórica de la unión viga columna.

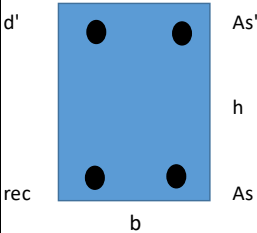
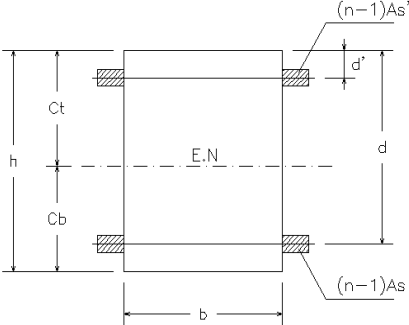
CURVAS MOMENTO - CURVATURA $M-\phi$					
DATOS					
d'		As'	MATERIALES:		
			f'c =	22.8 MPa	
rec	b	As	Fy =	420 MPa	
			Es =	200 GPa	
			Ec =	19.3 GPa	
PARAMETROS BASICOS					
b =	0.4 m	As =	600 mm ²	Ec =	19284000 kPa
h =	0.4 m	As' =	600 mm ²	Es =	200000000 kPa
d' =	0.057 m	db =	15.88 mm	n =	10.37
d =	0.34 m	f'c =	22820 kPa	fr =	2866.2 kPa
Lvol =	0.95 m	Fy =	420000 kPa	ρ =	0.00438
rec =	0.040 m	dbestribo =	9.525 mm	Sflejes =	0.085 m
ETAPA 1 (M_{cr})					
(TEORÍA ELÁSTICA-METODO DE SECCIÓN TRANSFORMADA)					
PROPIEDADES DE LA SECCION ELÁSTICA:					
CALCULO EJE NEUTRO:					
Primer momento de area $\Sigma Y A = 0$ (Toda la sección contribuyendo a la resistencia).					
(n - 1) As =	5622.78 mm ²				
(n - 1) As' =	5622.77536 mm ²				
C =	0.200 m				
Ct =	0.200 m				
Cb =	0.200 m				
I _{EN} =	0.002472 m ⁴				
					
PROPIEDADES PARA EL MODELO (CONC. INCONFINADO):					
ϵ_{50u} =	0.0042				
ϵ_{50h} =	0				
Z =	226				
ϵ_{20c} =	0.0055				
MOMENTO A LA FISURACION DEL CONCRETO					
$\epsilon_t = fr / Ec =$	0.00015				
M_{cr} = fr I / Y	35.43 kN-m	P_{cr} =	37.30 kN		
$\phi_{cr} = \epsilon_t / y =$	0.00074 rad/m				

Tabla 5-3: (Continuación).

CURVAS MOMENTO - CURVATURA M- ϕ			
ETAPA 2 (My)			
(MÉTODO ESFUERZOS ADMISIBLES)			
<u>MOMENTO A LA FLUENCIA DEL ACERO</u>			
$\epsilon_y = F_y / E_s =$	0.0021		
$T = C = A_s F_y$	252 kN		
$K =$	0.2428		
kd =	0.08		
$\epsilon_c =$	0.0007		
$\epsilon_0 =$	0.002		
$\epsilon_s' =$	0.00021		
Fs' =	41.63 MPa	41.6	41.6
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_0 - \epsilon_c^2 / (3 \epsilon_0^2) =$	0.2989		
$\gamma = (4 \epsilon_0 - \epsilon_c) / (12 \epsilon_0 - 4 \epsilon_c) =$	0.3439		
Cc =	251.89 kN		
ratio =	1.000		
My = T (d - γ kd) + As' (d - d')	79.12 kN-m	Py =	83.28 kN
$\phi_y = \epsilon_y / (d - kd) =$	0.0081 rad/m		
ETAPA 3 (Muu)			
(MÉTODO DE LA RESISTENCIA ULTIMA)			
<u>MOMENTO ULTIMO DEL CONCRETO INCONFINADO</u>			
<u>DEFORMACION ULTIMA DEL ACERO</u>			
$F_s = F_y =$	420 Mpa		
$T_s =$	252 kN		
$\epsilon_{sh\ max} =$	0.012 (suponemos Def. max acero)		
$\epsilon_{cumax} =$	0.0050		
$K =$	0.129		
$kd =$	0.044 m		
$\epsilon_c =$	0.001783	OK <	ϵ_{umax}
$\epsilon_0 =$	0.002		
$\epsilon_s' =$	-0.00053	-105.9	-105.9
$F_s' =$	-105.9 MPa		
$\alpha = 1 - \epsilon_0 / 3\epsilon_c + Z (\epsilon_0 - \epsilon_0^2 / (2\epsilon_c) - \epsilon_c / 2) =$	0.6231		
$\gamma = 1 - 1/\alpha [1/2 - \epsilon_0^2 / (12 \epsilon_c^2) + Z (\epsilon_0 / 2 - \epsilon_c / 3 - \epsilon_0^3 / (6 \epsilon_c^2))] =$	0.3708		
C =	251.9 kN	$\theta_p =$	0.0071 rad
ratio =	1.000	Lp =	0.2213 m
Muu = T (d - γ kd) + As' (d - d')	82.16 kN-m	Puu =	86.49 kN
$\phi_{uu} = \epsilon_y / (d - kd) =$	0.0402 rad/m	$\delta =$	0.71 cm

Tabla 5-4: (Continuación).

CURVAS MOMENTO - CURVATURA M- ϕ			
ETAPA 2 (My)			
(MÉTODO ESFUERZOS ADMISIBLES)			
<u>MOMENTO A LA FLUENCIA DEL ACERO</u>			
$\epsilon_y = F_y / E_s =$	0.0021		
$T = C = A_s F_y$	358.68 kN		
$K =$	0.300		
kd =	0.10		
$\epsilon_c =$	0.0009		
$\epsilon_0 =$	0.002		
$\epsilon_s' =$	0.00014		
Fs' =	28.12 MPa	28.1	28.1
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_0 - \epsilon_c^2 / (3 \epsilon_0^2) =$	0.3825		
$\gamma = (4 \epsilon_0 - \epsilon_c) / (12 \epsilon_0 - 4 \epsilon_c)$	0.3480		
Cc =	358.36 kN		
ratio =	1.001		
My = T (d - γ kd) + As'(d-d')	102.54 kN-m	Py =	107.94 kN
$\phi_y = \epsilon_y / (d - kd) =$	0.0094 rad/m		
ETAPA 3 (Muu)			
(MÉTODO DE LA RESISTENCIA ULTIMA)			
<u>MOMENTO ULTIMO DEL CONCRETO INCONFINADO</u>			
<u>DEFORMACION ULTIMA DEL ACERO</u>			
$F_s = F_y =$	420 Mpa		
$T_s =$	358.68 kN		
$\epsilon_{sh\ max} =$	0.012 (suponemos Def. max acero)		
$\epsilon_{cumax} =$	0.0050		
$K =$	0.1710		
$kd =$	0.055 m		
$\epsilon_c =$	0.002475	OK <	ϵ_{umax}
$\epsilon_0 =$	0.002		
$\epsilon_s' =$	-0.00119	-237.8	-237.8
$F_s' =$	-237.8 MPa		
$\alpha = 1 - \epsilon_0 / 3\epsilon_c + Z (\epsilon_0 - \epsilon_0^2 / (2\epsilon_c) - \epsilon_c / 2$	0.7204		
$\gamma = 1 - 1/\alpha [1/2 - \epsilon_0^2 / (12 \epsilon_c^2) + Z (\epsilon_0 / 2 - \epsilon_c / 3 - \epsilon_0^3 / (6 \epsilon_c^2))] =$	0.3948		
C =	358.70 kN	$\theta_p =$	0.0075 rad
ratio =	1.000	Lp =	0.2096 m
Muu = T (d - γ kd) + As'(d-d')	106.71 kN-m	Puu =	112.33 kN
$\phi_{uu} = \epsilon_y / (d - kd) =$	0.0453 rad/m	$\delta =$	0.75 cm

Tabla 5-5: Resumen de resultados teóricos usando resultados de ensayos de calidad.

RESUMEN DE RESULTADOS			
TIPO DE UNION	Mu	Pu	δ
	kN-m	kN	mm
UNION MONOLITICA	82.16	86.49	7.1
UNION REFORZADA	106.71	112.33	7.5

5.2 Resultados experimentales.

Para cada uno de los especímenes ensayados se evaluó la respuesta histerética, la energía disipada, la degradación de la rigidez, la ductilidad al desplazamiento, el índice de daño y el análisis de su falla; propiedades representativas de una conexión, que permiten describir su comportamiento ante un evento sísmico. La anterior información se presenta a continuación para cada uno de los especímenes ensayados.

ESPÉCIMEN M1

Fotografía 5-1: Estado inicial espécimen M1.

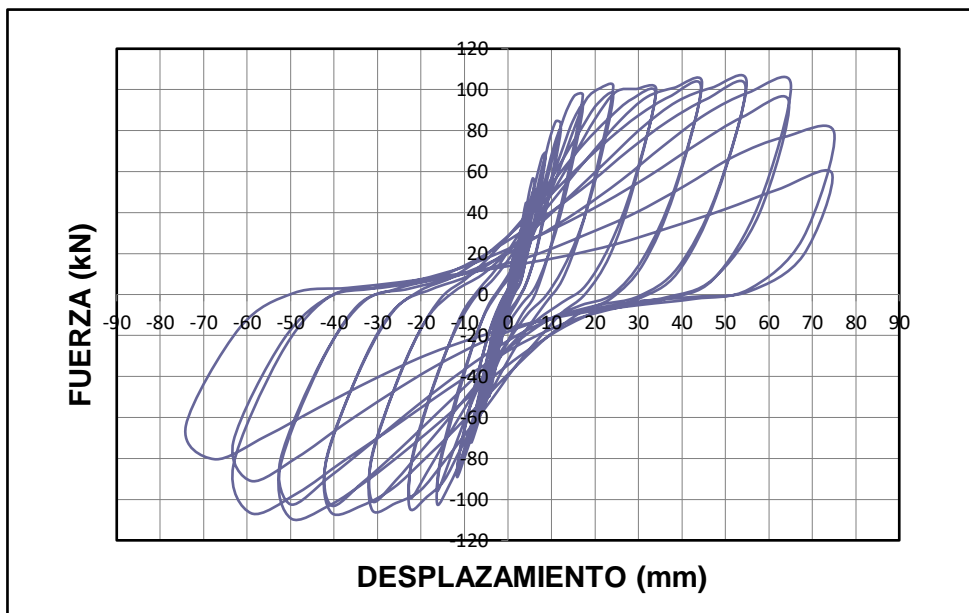


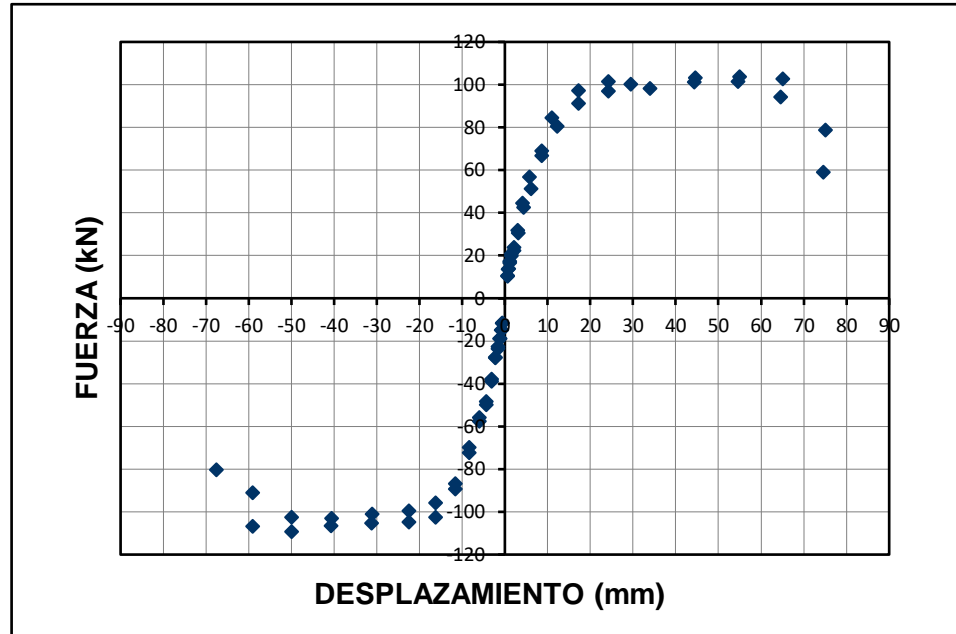
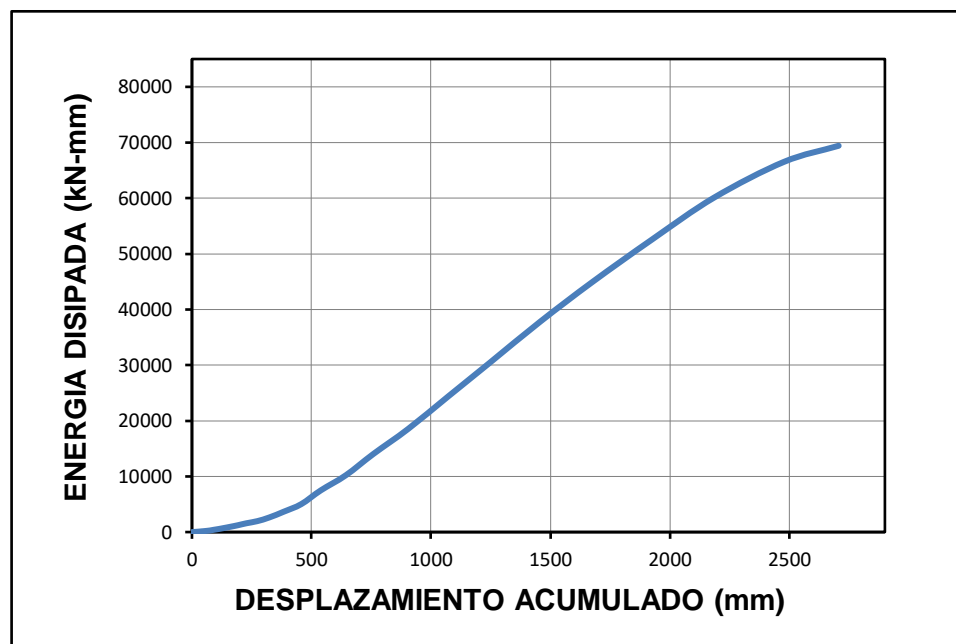
DESCRIPCION

M1	Unión viga-columna fundida monolíticamente
Refuerzo anclado	6 barras de 5/8" de refuerzo longitudinal Ver detalle de refuerzo en anexo B
Tipo de anclaje	Monolítico preinstalado
Longitud de anclaje	35 cm.+ gancho en el extremo

RESPUESTA HISTERÉTICA

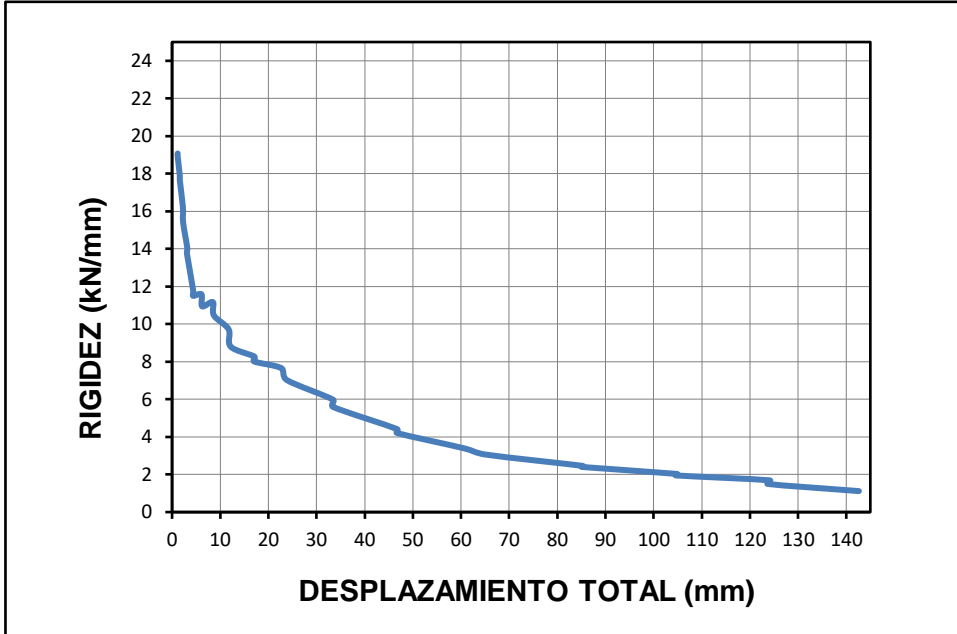
Figura 5-1: Diagrama de histéresis espécimen M1.



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERETICA**Figura 5-2:** Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen M1.**ENERGIA HISTERETICA DISIPADA****Figura 5-3:** Energía histerética disipada espécimen M1.

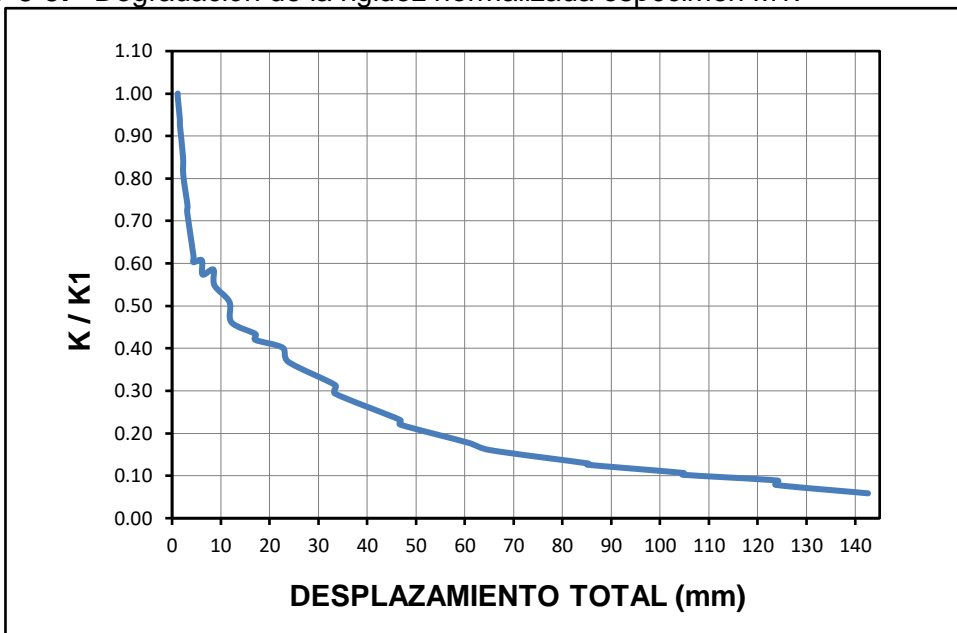
DEGRADACION DE LA RIGIDEZ

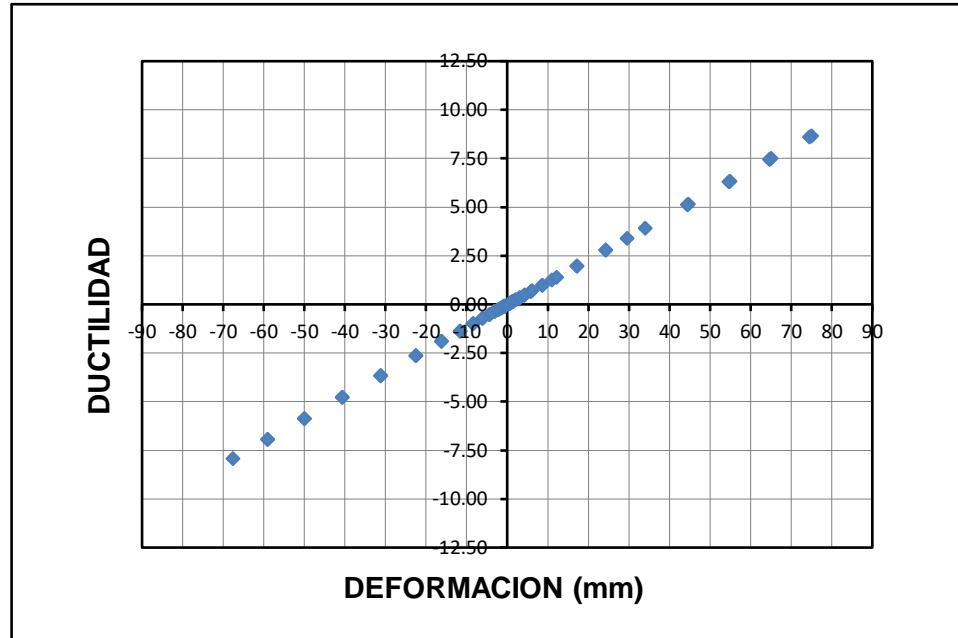
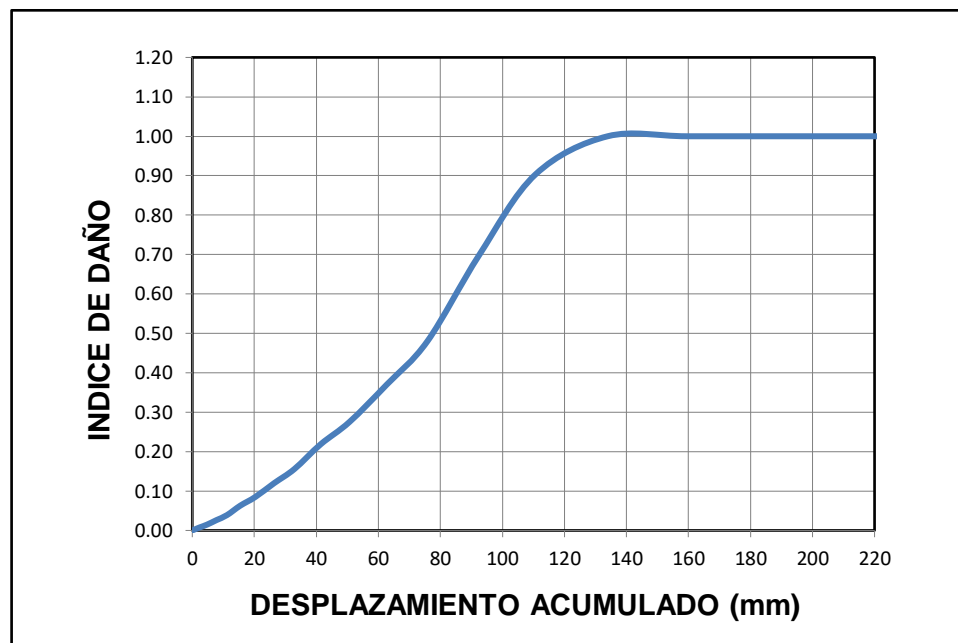
Figura 5-4: Degradación de la rigidez espécimen M1.



DEGRADACION DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA

Figura 5-5: Degradación de la rigidez normalizada espécimen M1.



DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO**Figura 5-6:** Ductilidad por desplazamiento espécimen M1.**INDICE DE DAÑO****Figura 5-7:** índice de daño espécimen M1.

DESCRIPCION DE LA FALLA

Fotografía 5-2: Estado inicial espécimen M1.



(a) Vista frontal



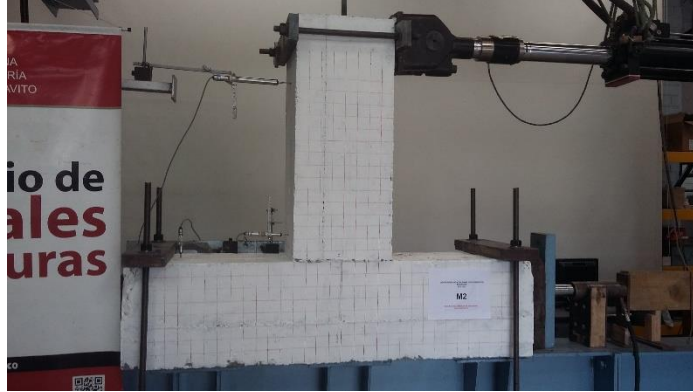
(b) Vista posterior

DESCRIPCION

En el ensayo del espécimen M1 sus primeras fisuras se presentaron de manera vertical sobre la caras de la viga, a medida que se incrementaban los ciclos de carga también aumentaban las fisuras (fisuras por flexión) y por ende la degradación de la rigidez y con ella el aumento proporcional de las fisuras en la viga, esta degradación se produce por la pérdida de adherencia del refuerzo longitudinal y por último empiezan a aparecer fisuras horizontales en la columna ubicadas en los alineamientos del refuerzo longitudinal de la viga y fisuras en las caras de la viga con una inclinación de aproximadamente 45° , lo cual corresponde a fisuras por cortante. Todo lo anterior ocurre hasta cuando falla el espécimen produciéndose una falla de la viga justo en la cara interior de la columna. En la fotografía 4-2a y 4-2b se observa que la falla se produce en la viga. La falla que se produce es característica de una unión bien diseñada para un nivel de disipación de energía especial y es lo que se denomina viga débil, columna fuerte.

ESPECIMEN M2

Fotografía 5-3: Estado inicial espécimen M2.

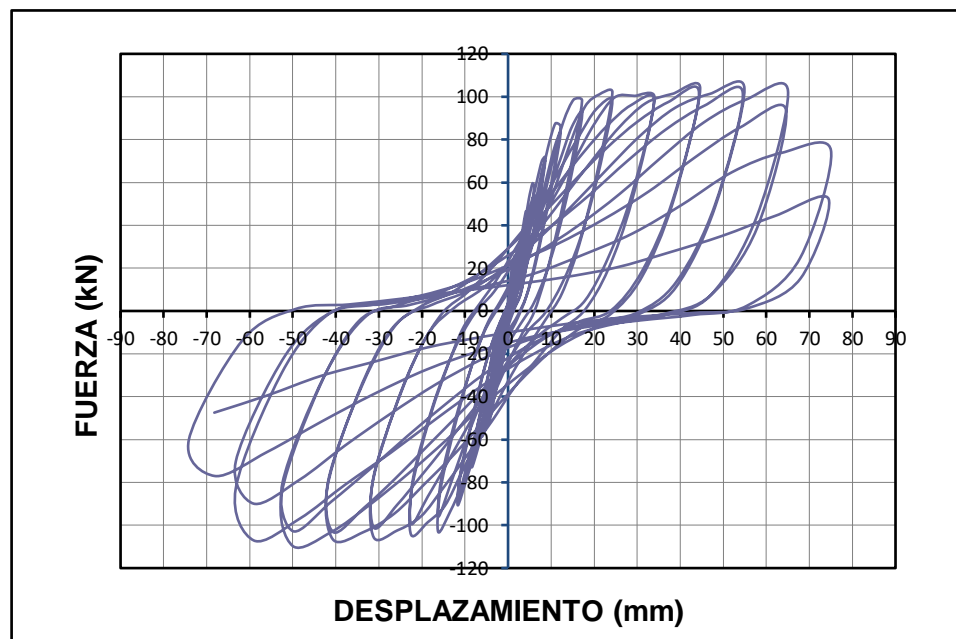


DESCRIPCION

M2	Unión viga-columna fundida monolíticamente
Refuerzo anclado	6 barras de 5/8" de refuerzo longitudinal Ver detalle de refuerzo en anexo B
Tipo de anclaje	Monolítico preinstalado
Longitud de anclaje	35 cm.+ gancho en el extremo

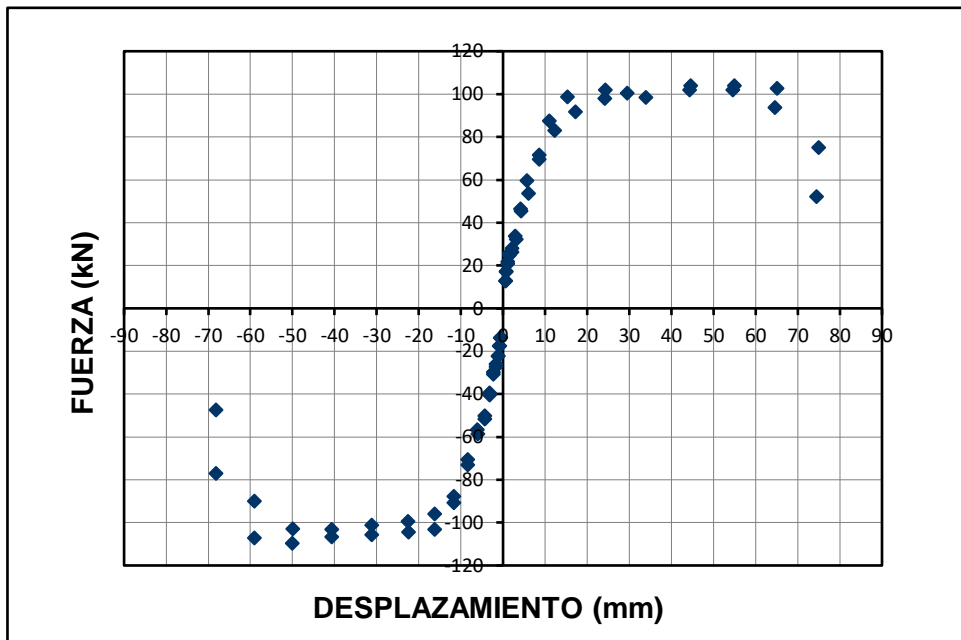
RESPUESTA HISTERÉTICA

Figura 5-8: Diagrama de histéresis espécimen M2.



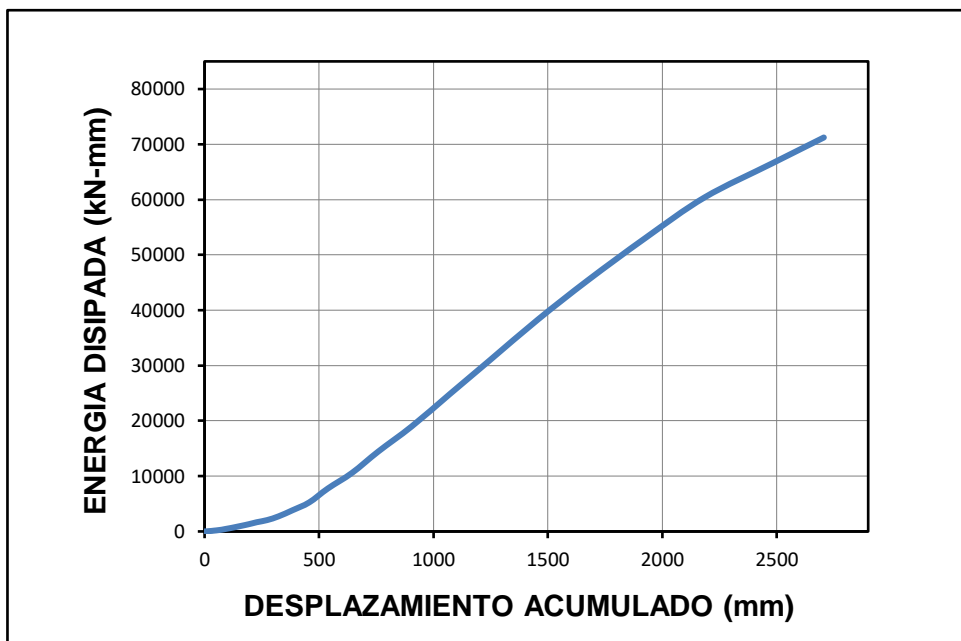
ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERETICA

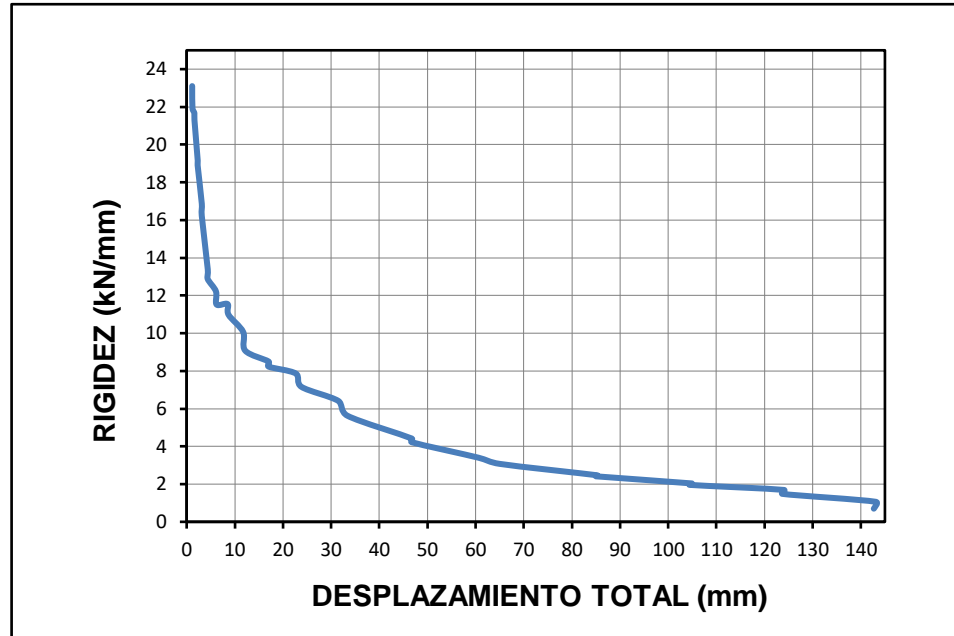
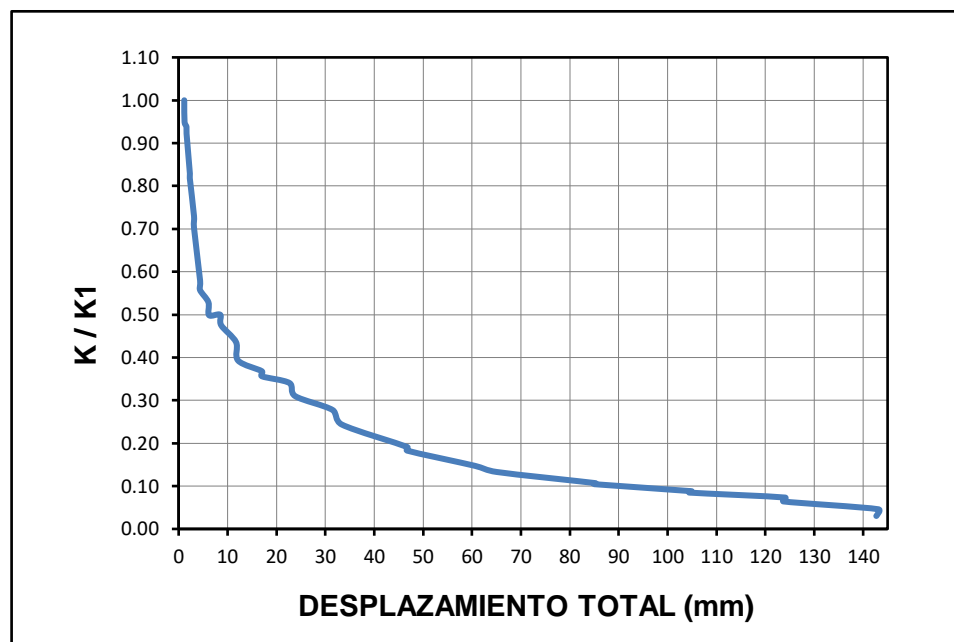
Figura 5-9: Envoltorio de los ciclos de histéresis espécimen M2.



ENERGIA HISTERETICA DISIPADA

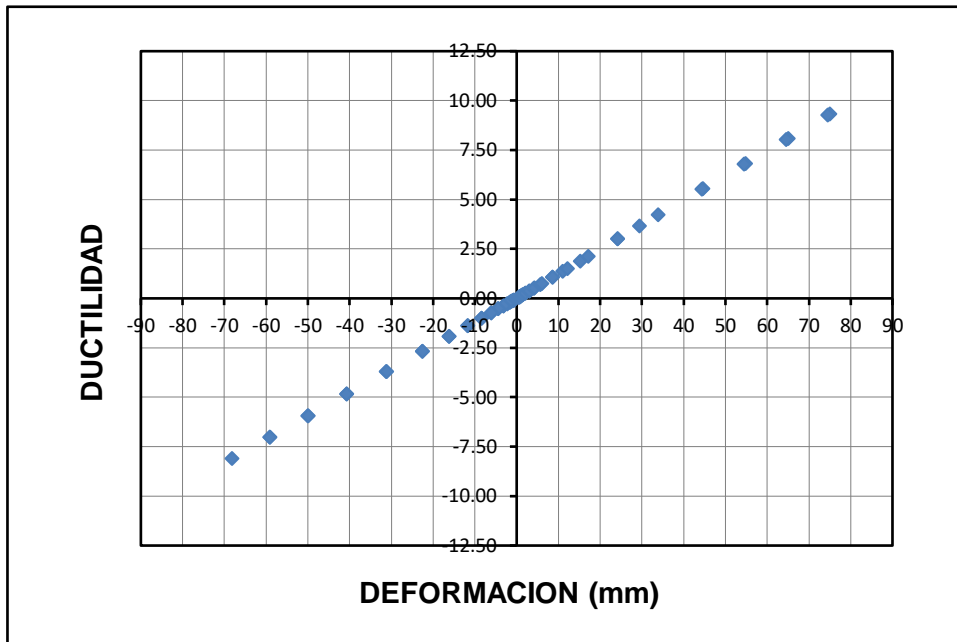
Figura 5-10: Energía histerética disipada espécimen M2.



DEGRADACION DE LA RIGIDEZ**Figura 5-11:** Degradación de la rigidez espécimen M2.**DEGRADACION DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 5-12:** Degradación de la rigidez normalizada espécimen M2.

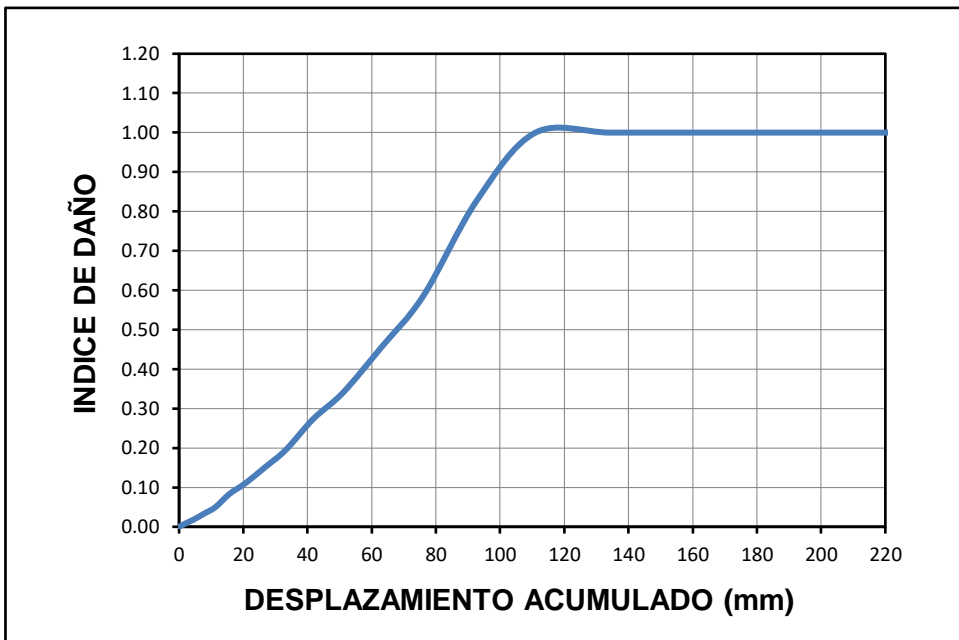
DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO

Figura 5-13: Ductilidad por desplazamiento espécimen M2.



INDICE DE DAÑO

Figura 5-14: índice de daño espécimen M2.



DESCRIPCION DE LA FALLA

Fotografía 5-4: Estado final de espécimen M2 después de la falla.



Vista frontal



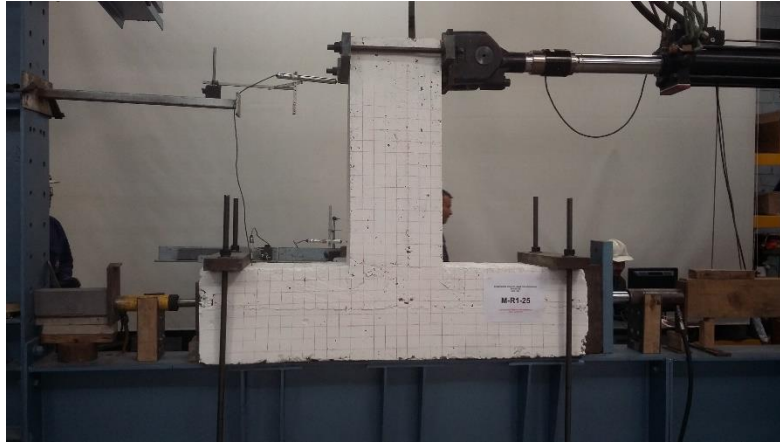
Vista posterior

DESCRIPCION

El comportamiento del espécimen M2 fue muy similar al del espécimen M1, sus primeras fisuras se presentaron de manera vertical sobre la caras de la viga, a medida que se incrementaban los ciclos de carga también aumentaban las fisuras (fisuras por flexión) y por ende la degradación de la rigidez y con ella el aumento proporcional de las fisuras en la viga, esta degradación se produce por la pérdida de adherencia del refuerzo longitudinal y por último empiezan a aparecer fisuras horizontales en la columna ubicadas en los alineamientos del refuerzo longitudinal de la viga y fisuras en las caras de la viga con una inclinación de aproximadamente 45° , lo cual corresponde a fisuras por cortante. Todo lo anterior ocurre hasta cuando falla el espécimen produciéndose una falla de la viga justo en la cara interior de la columna. En la fotografía 4-4a y 4-4b se observa que la falla se produce en la viga. La falla que se produce es característica de una unión bien diseñada para un nivel de disipación de energía especial y es lo que se denomina viga débil, columna fuerte. La diferencia con el espécimen M1 es que la viga tuvo un nivel de degradación mayor.

ESPECIMEN MR1-25

Fotografía 5-5: Condición inicial espécimen MR1-25.

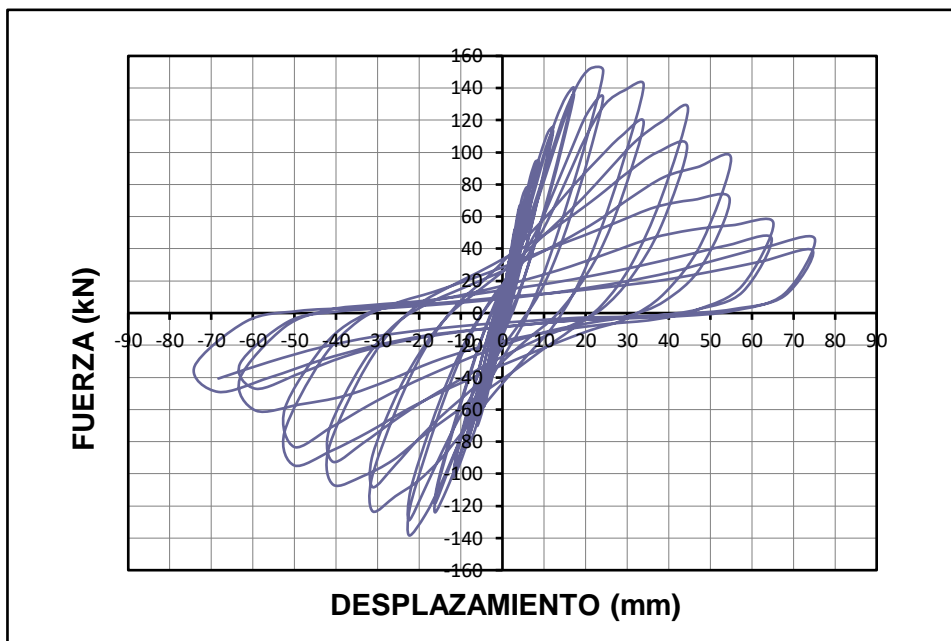


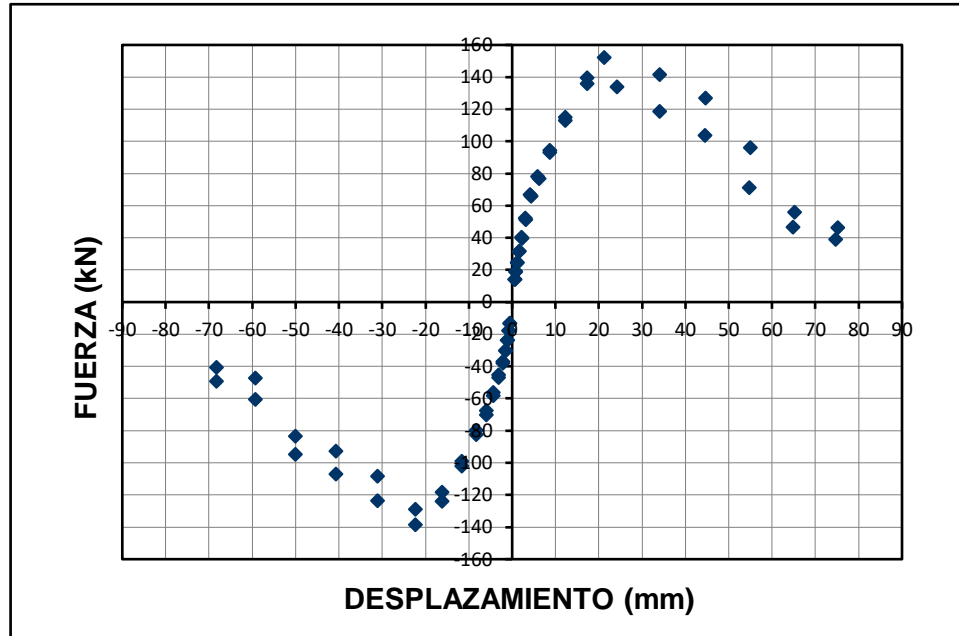
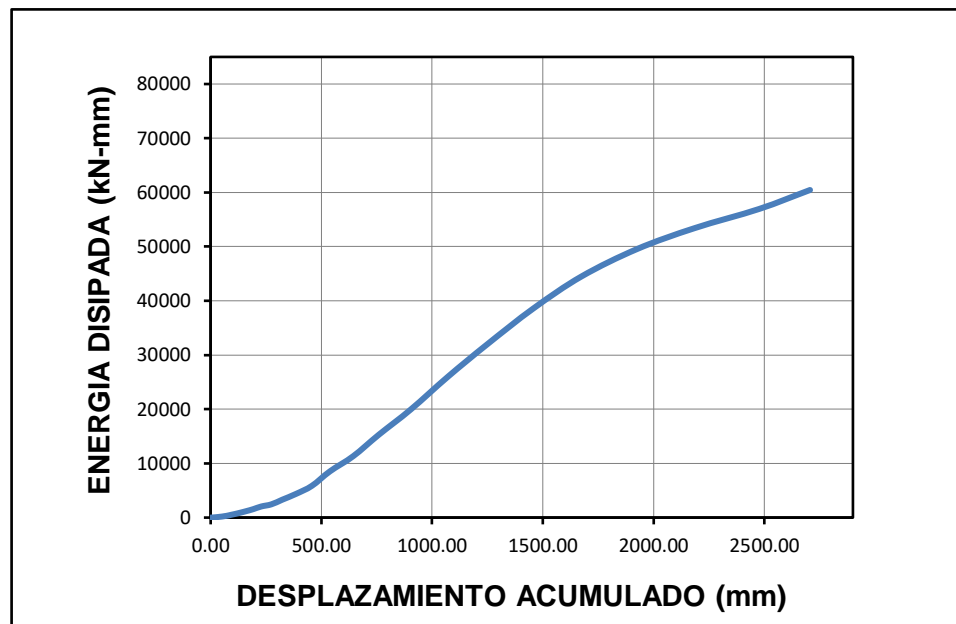
DESCRIPCION

MR1-25	Unión viga-columna con anclaje pos instalado
Refuerzo anclado	6 barras de 5/8" de refuerzo longitudinal Ver detalle de refuerzo en anexo B
Tipo de anclaje	Postinstalado con adhesivo químico
Longitud de anclaje	25 cm.

RESPUESTA HISTERÉTICA

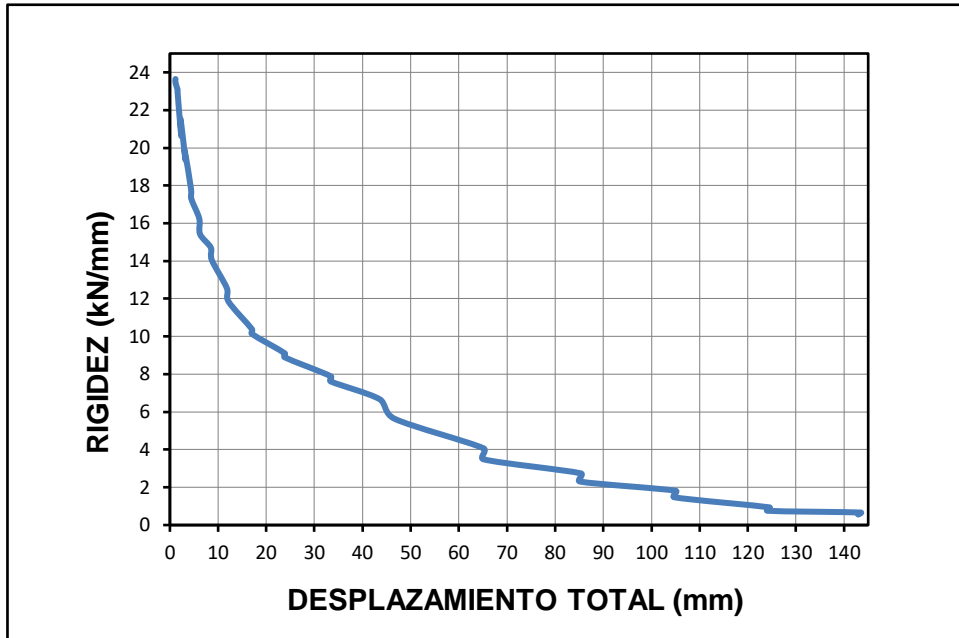
Figura 5-15: Diagrama de histéresis espécimen MR1-25.



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERETICA**Figura 5-16:** Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen MR1-25.**ENERGIA HISTERETICA DISIPADA****Figura 5-17:** Energía histerética disipada espécimen MR1-25.

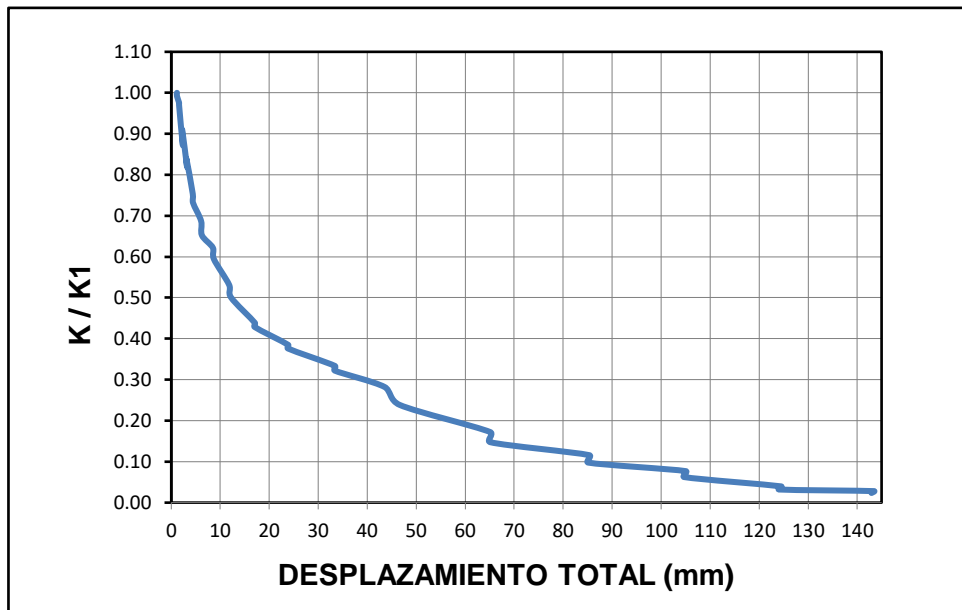
DEGRADACION DE LA RIGIDEZ

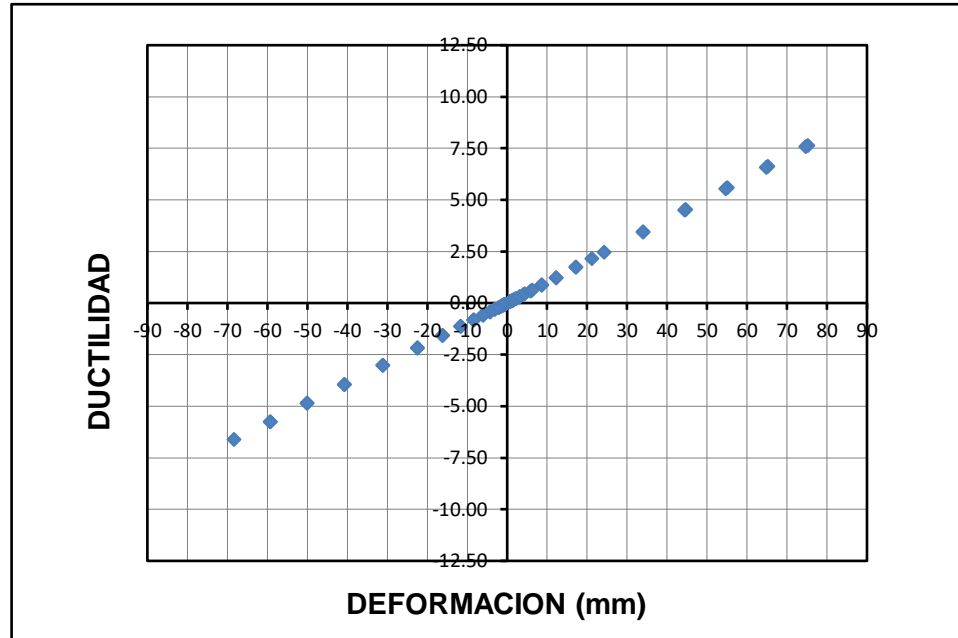
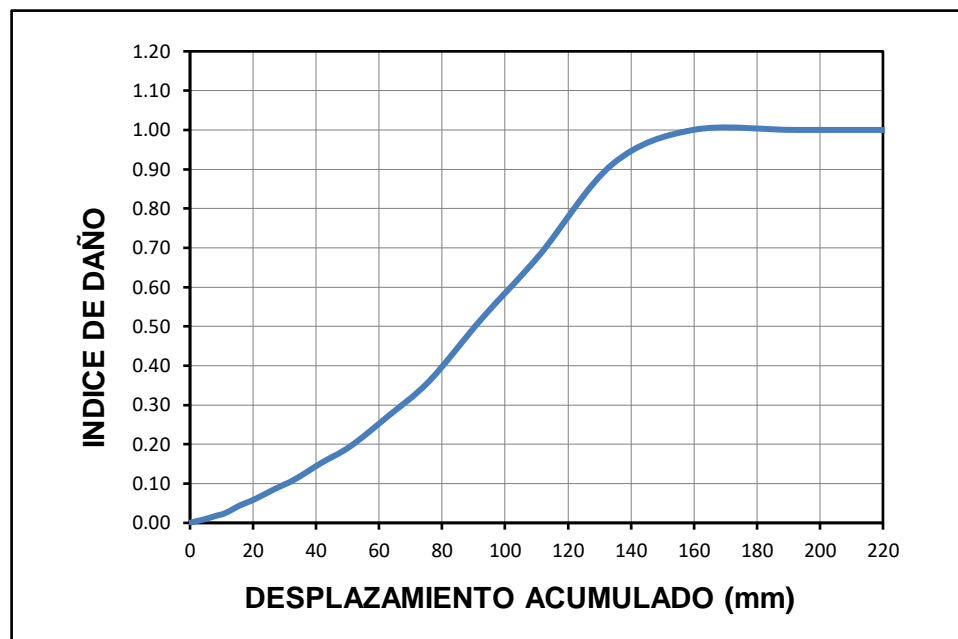
Figura 5-18: Degradación de la rigidez espécimen MR1-25.



DEGRADACION DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA

Figura 5-19: Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR1-25.



DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO**Figura 5-20:** Ductilidad por desplazamiento espécimen MR1-25.**INDICE DE DAÑO****Figura 5-21:** índice de daño espécimen MR1-25.

DESCRIPCION DE LA FALLA

Fotografía 5-6: Estado final de espécimen MR1-25 después de la falla.



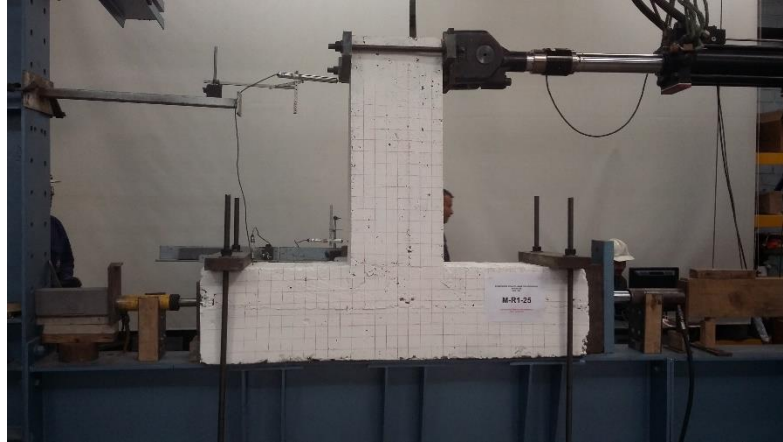
Vista frontal



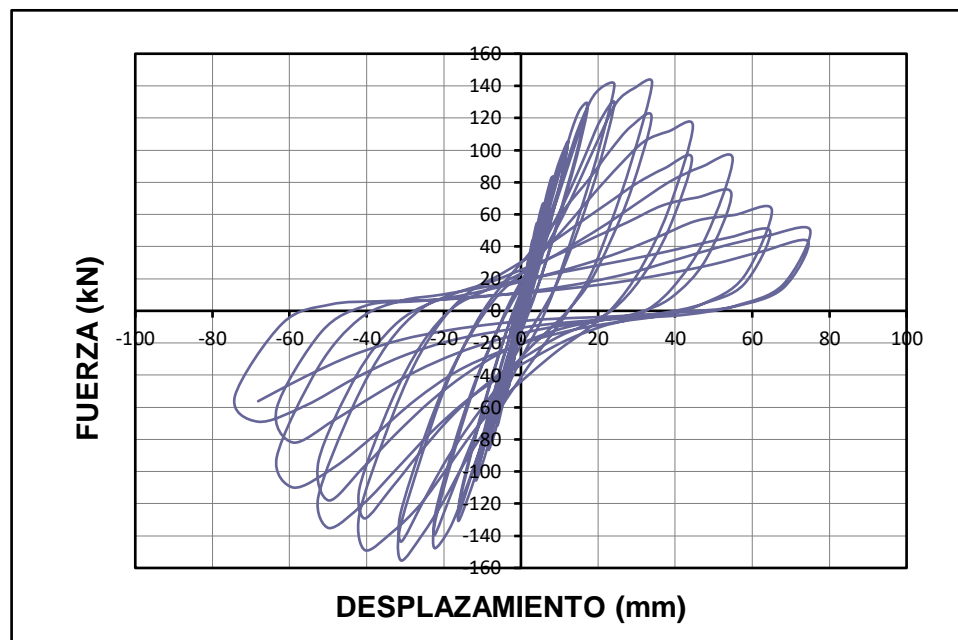
Vista posterior

DESCRIPCION

En el ensayo de este espécimen se presentan primero algunas fisuras en el nudo, a medida que se incrementan los ciclos de carga se presenta degradación en la viga cerca a la cara interna de la columna y se puede observar de acuerdo con la curva de respuesta histerética que se presenta un aumento en la degradación mayor al de los especímenes monolíticos. Se presenta degradación de la rigidez junto con una rápida degradación de la resistencia, este estrangulamiento de la curva de respuesta histerética ocurre porque se pierde adherencia del refuerzo longitudinal a causa del desprendimiento del adhesivo con el concreto por poca longitud de anclaje. La viga presenta grandes fisuras cerca a la cara interna de la columna y falla por ese plano. Se desliza el refuerzo longitudinal anclado con adhesivos y se presenta pérdida de recubrimiento en el sitio del anclaje. Se pudo observar que el encamisado de concreto se mantiene adherido de manera monolítica en toda la longitud de la viga excepto en la cara interior de la columna, que es por donde se presenta la falla.

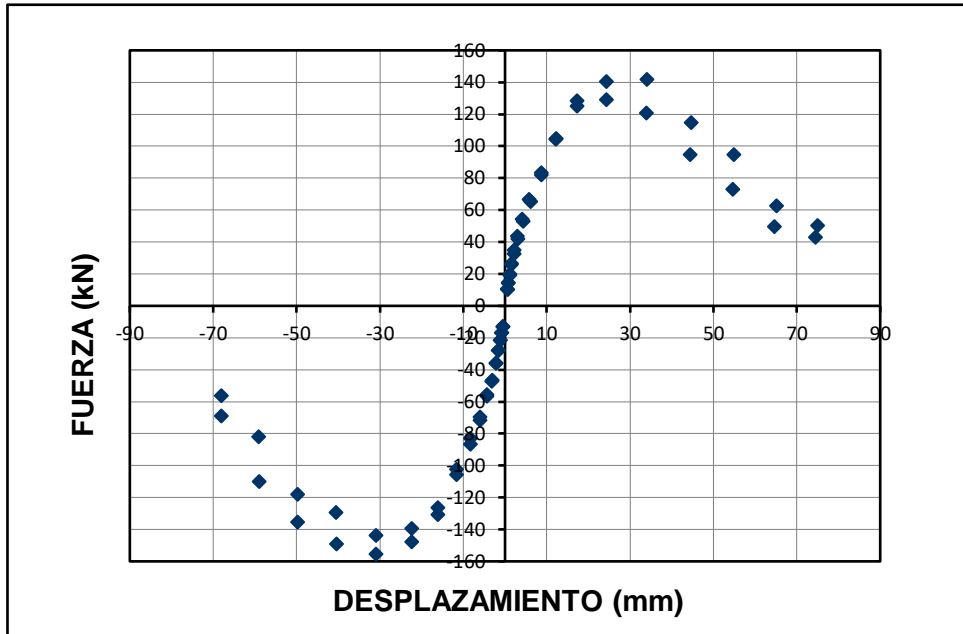
ESPECIMEN MR2-25**Fotografía 5-7:** Condición inicial espécimen MR2-25.**DESCRIPCION**

MR2-25	Unión viga-columna con anclaje postinstalado Ver detalle de refuerzo en anexo B
Refuerzo anclado	6 barras de 5/8" de refuerzo longitudinal
Tipo de anclaje	Postinstalado con adhesivo químico
Longitud de anclaje	25 cm.

RESPUESTA HISTERÉTICA**Figura 5-22:** Diagrama de histéresis espécimen MR2-25.

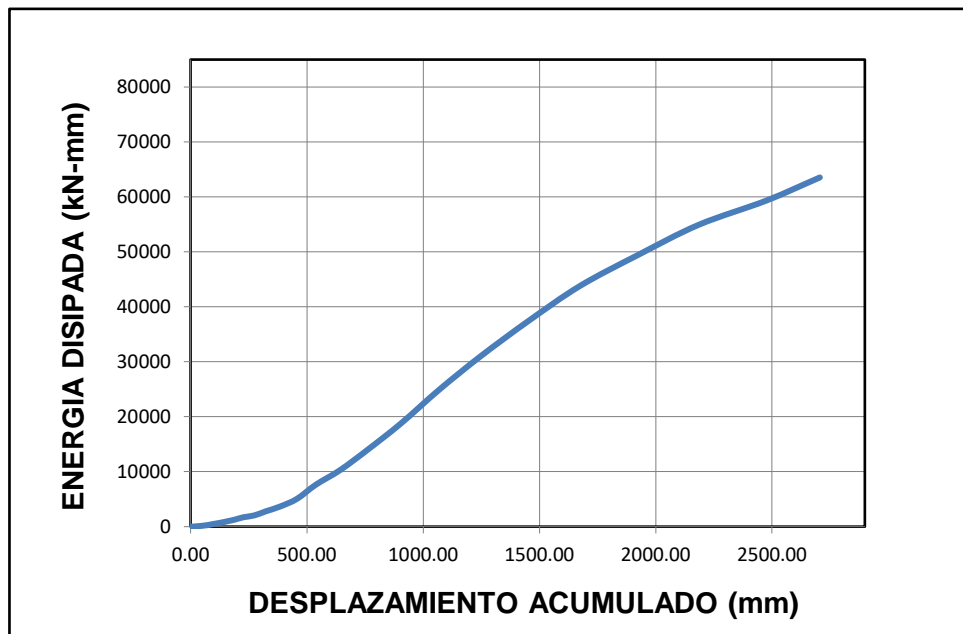
ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERETICA

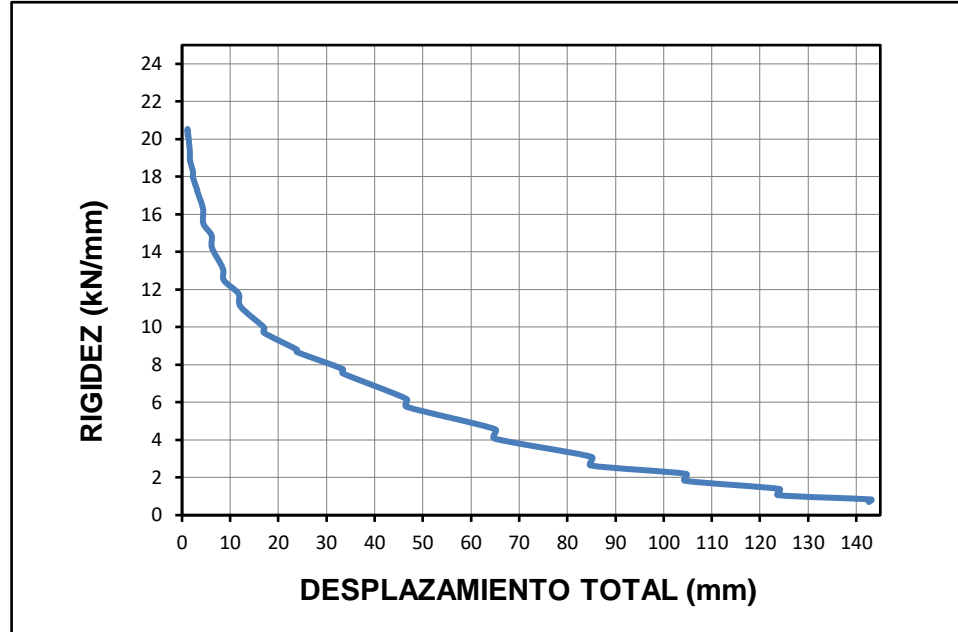
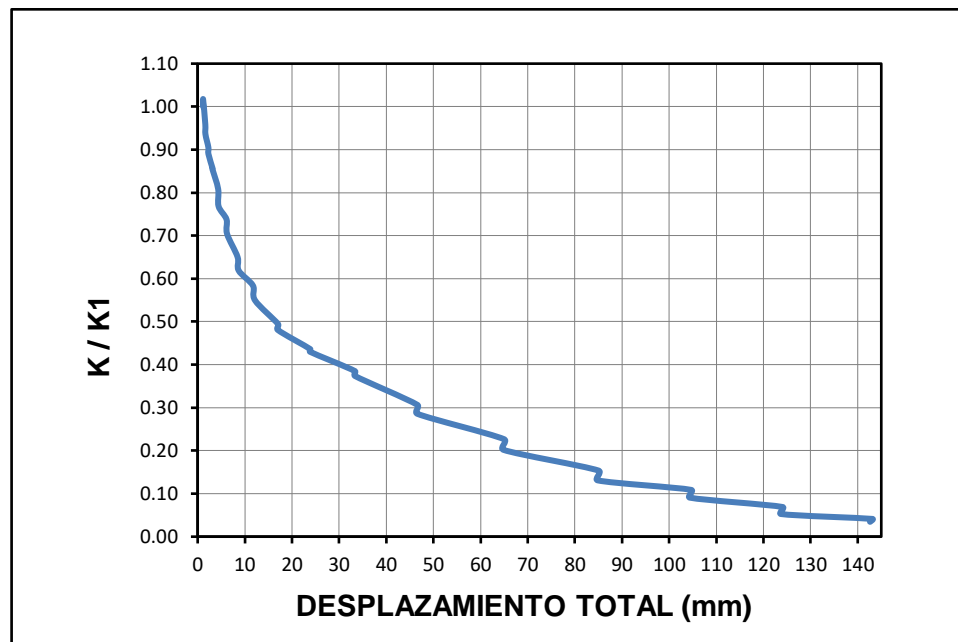
Figura 5-23: Envoltorio de los ciclos de histéresis espécimen MR2-25.



ENERGIA HISTERETICA DISIPADA

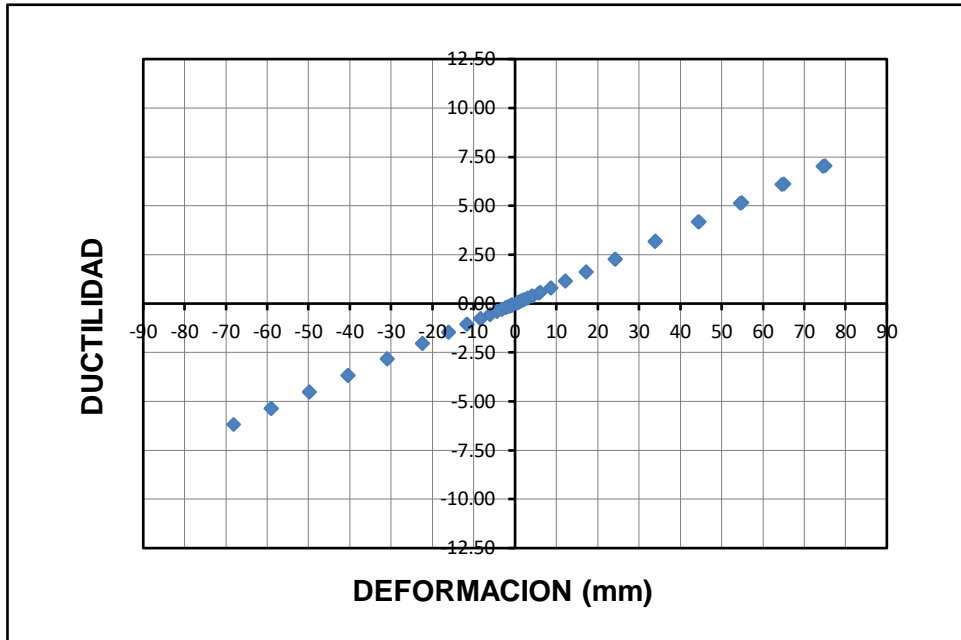
Figura 5-24: Energía histerética disipada espécimen MR2-25.



DEGRADACION DE LA RIGIDEZ**Figura 5-25:** Degradación de la rigidez espécimen MR2-25.**DEGRADACION DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 5-26:** Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR2-25.

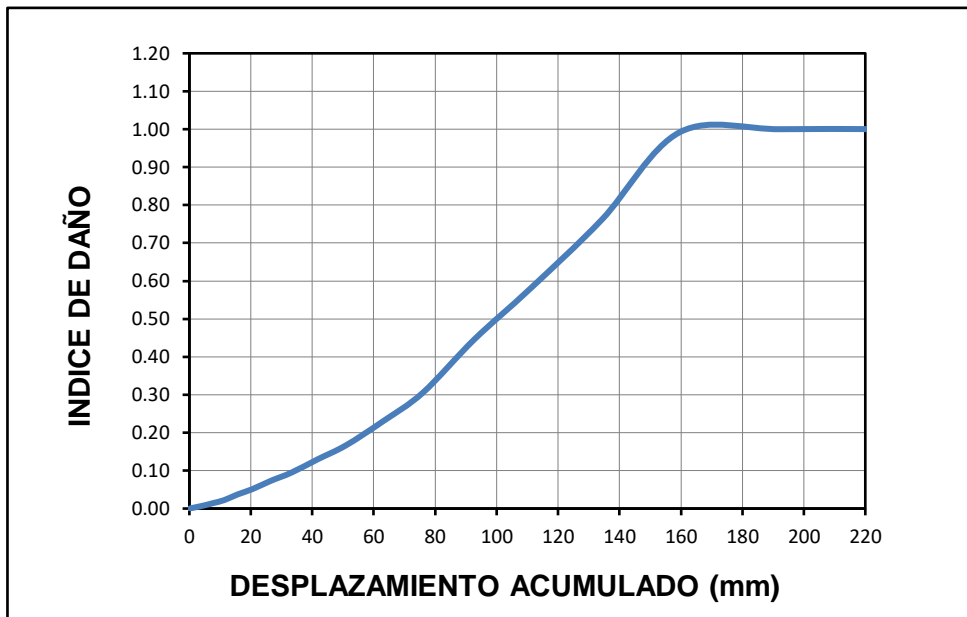
DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO

Figura 5-27: Ductilidad por desplazamiento espécimen MR2-25.



INDICE DE DAÑO

Figura 5-28: índice de daño espécimen MR2-25.



DESCRIPCION DE LA FALLA

Fotografía 5-8: Estado final de espécimen MR2-25 después de la falla.



Vista frontal



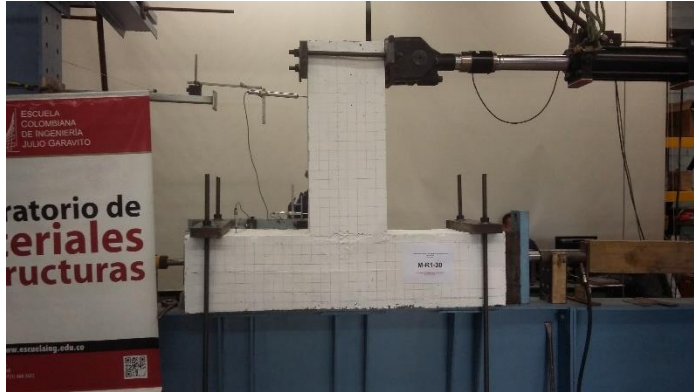
Vista posterior

DESCRIPCION

En el ensayo de este espécimen se presentan primero algunas fisuras en el nudo, a medida que se incrementan los ciclos de carga se presenta degradación en la viga cerca a la cara interna de la columna y se puede observar de acuerdo con la curva de respuesta histerética que se presenta un aumento en la degradación mayor al de los especímenes monolíticos. Se presenta degradación de la rigidez junto con una rápida degradación de la resistencia, este estrangulamiento de la curva de respuesta histerética ocurre porque se pierde adherencia del refuerzo longitudinal a causa del desprendimiento del adhesivo con el concreto por poca longitud de anclaje. La viga presenta grandes fisuras cerca a la cara interna de la columna y falla por ese plano. Se desliza el refuerzo longitudinal anclado con adhesivos pero con poca pérdida de recubrimiento en el sitio del anclaje. Se pudo observar que el encamisado de concreto se mantiene adherido de manera monolítica en toda la longitud de la viga excepto en la cara interior de la columna, que es por donde se presenta la falla. Este espécimen tiene un comportamiento bastante similar al MR1-25.

ESPECIMEN MR1-30

Fotografía 5-9: Estado inicial espécimen MR1-30.

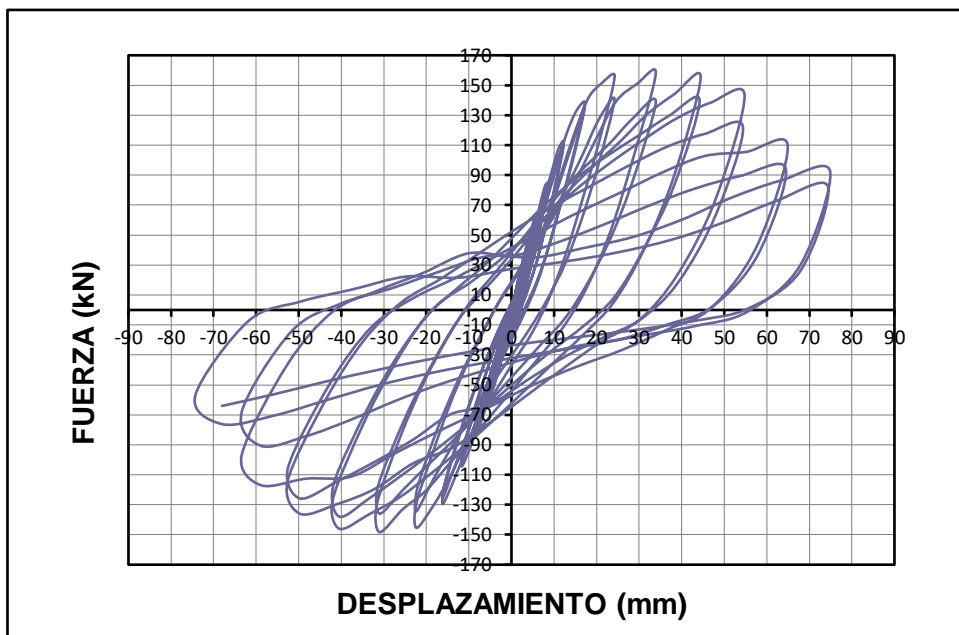


DESCRIPCION

MR1-30	Unión viga-columna con anclaje postinstalado
Refuerzo anclado	6 barras de 5/8" de refuerzo longitudinal Ver detalle de refuerzo en anexo B
Tipo de anclaje	Postinstalado con adhesivo químico
Longitud de anclaje	30 cm.

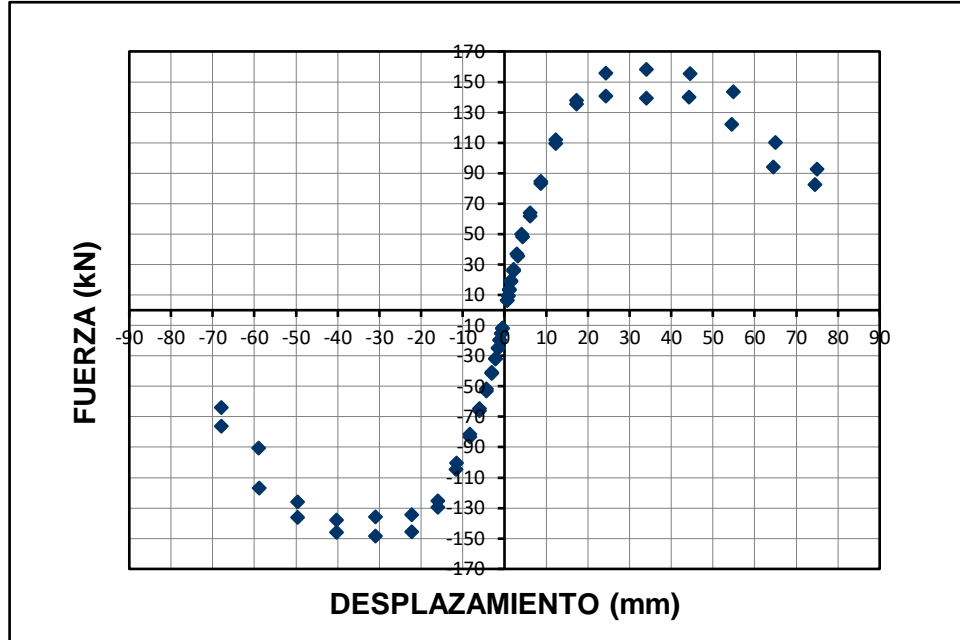
RESPUESTA HISTERÉTICA

Figura 5-29: Diagrama de histéresis espécimen MR1-30.



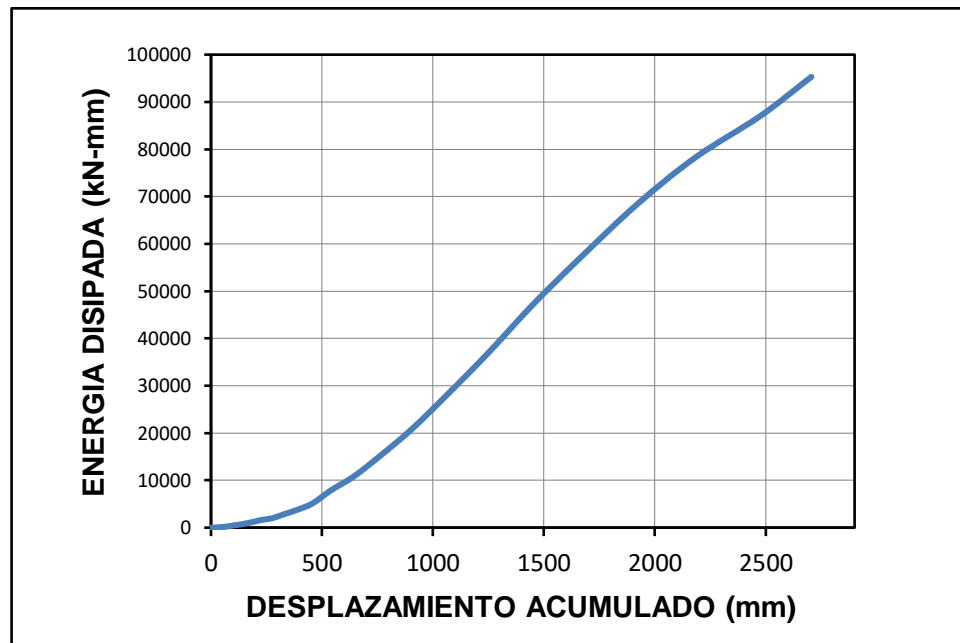
ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERETICA

Figura 5-30: Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen MR1-30.



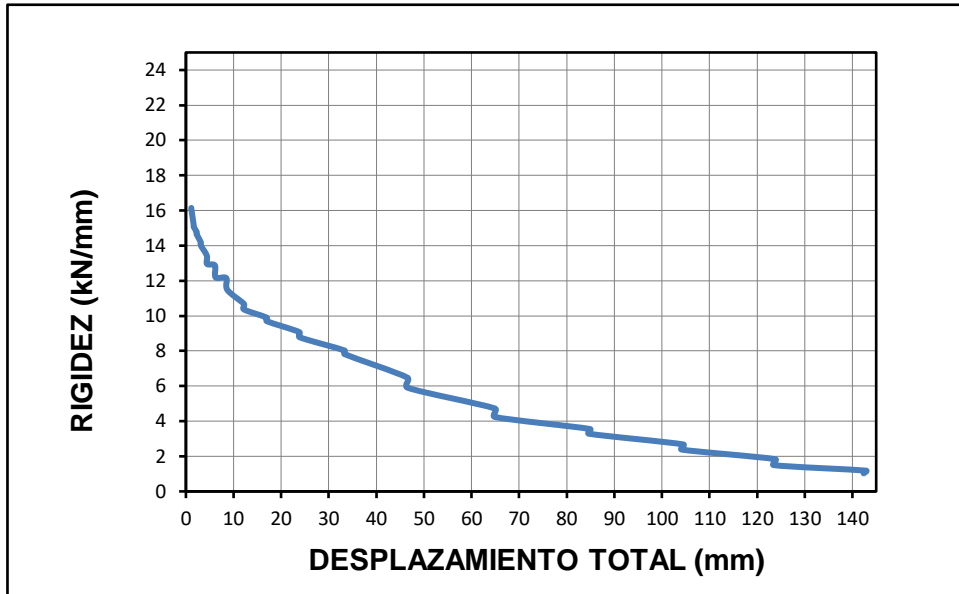
ENERGIA HISTERETICA DISIPADA

Figura 5-31: Energía histerética disipada espécimen MR1-30.



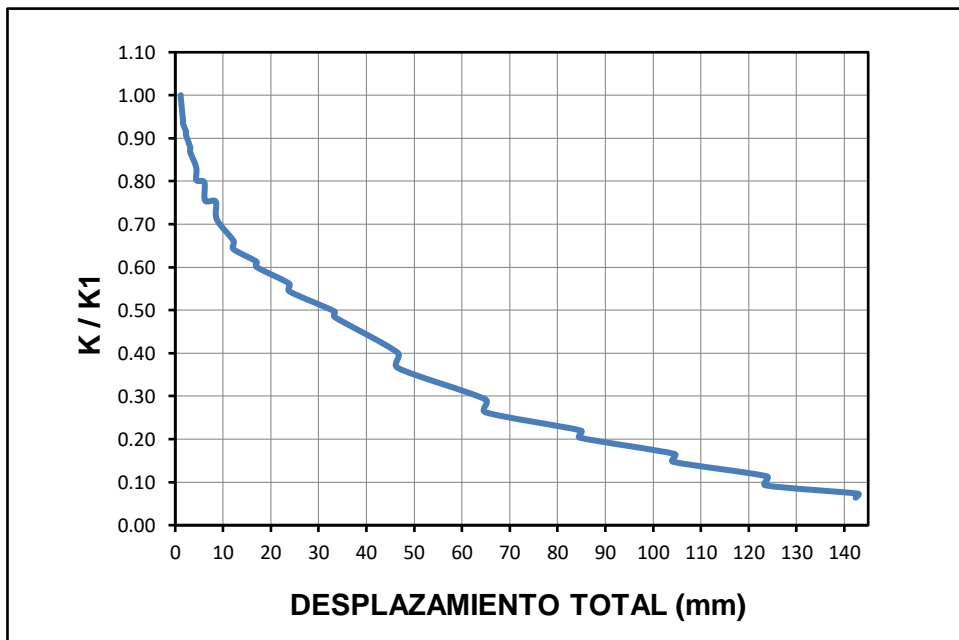
DEGRADACION DE LA RIGIDEZ

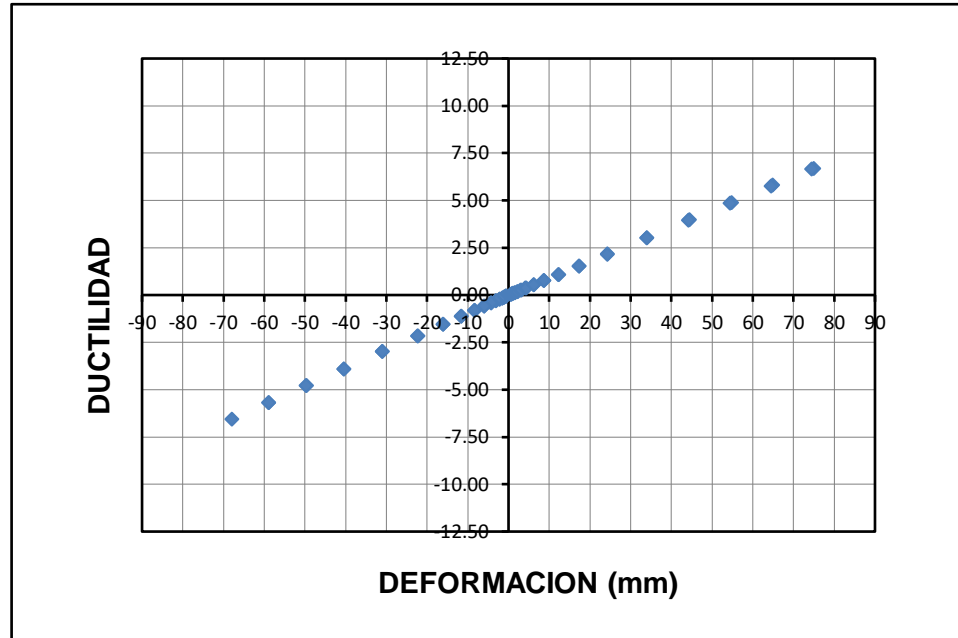
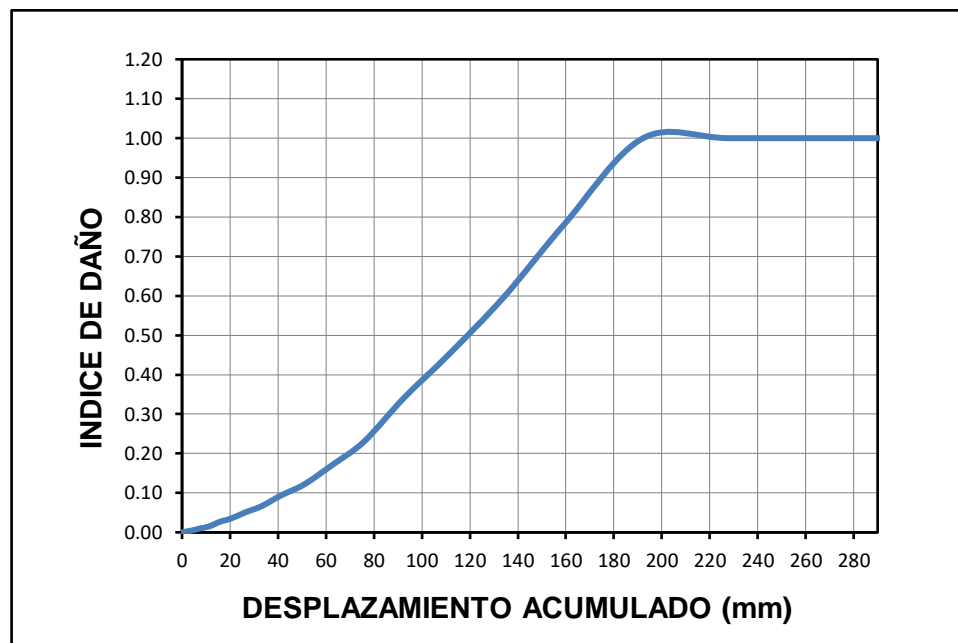
Figura 5-32: Degradación de la rigidez espécimen MR1-30.



DEGRADACION DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA

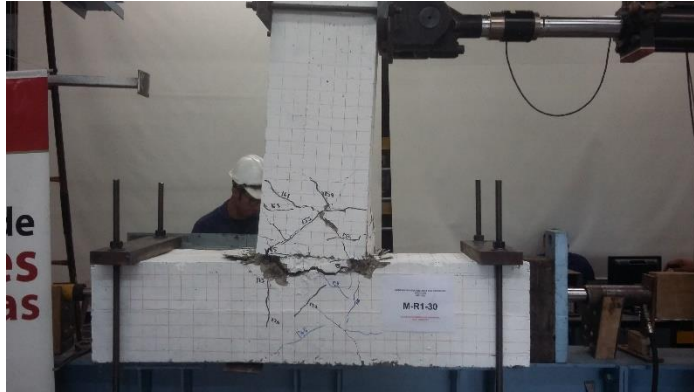
Figura 5-33: Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR1-30.



DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO**Figura 5-34:** Ductilidad por desplazamiento espécimen MR1-30.**INDICE DE DAÑO****Figura 5-35:** índice de daño espécimen MR1-30.

DESCRIPCION DE LA FALLA

Fotografía 5-10: Estado final de espécimen MR1-30 después de la falla.



Vista frontal

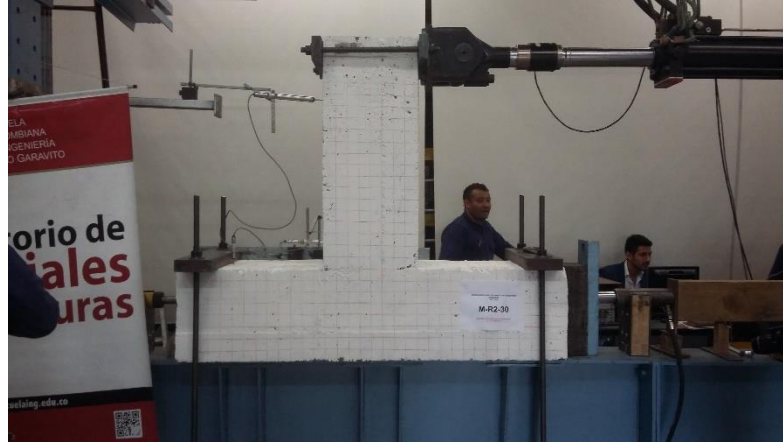


Vista posterior

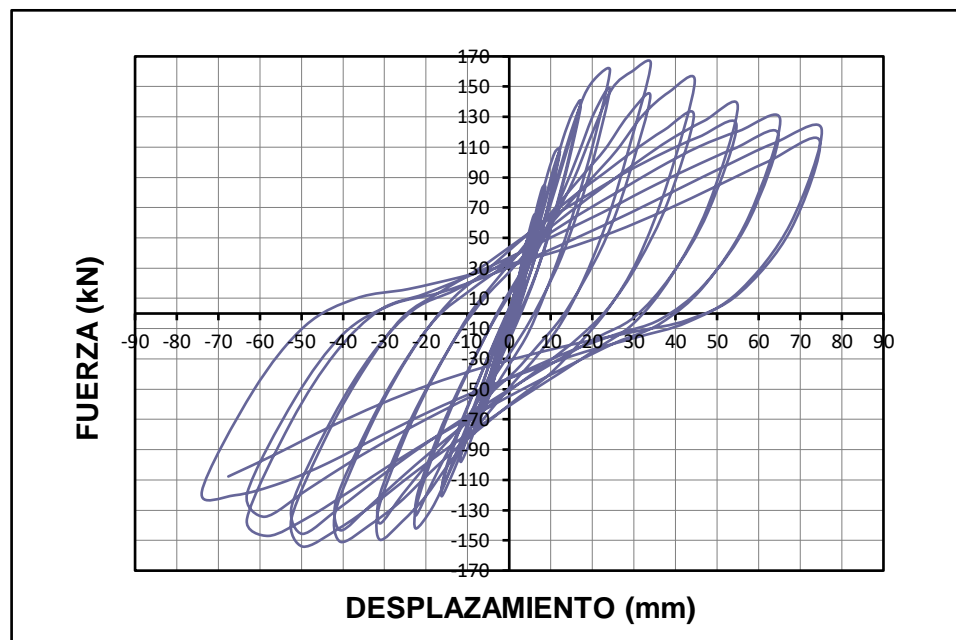
DESCRIPCION

El comportamiento de estos especímenes MR-30 son bastante similares en su tendencia de comportamiento en la curva de respuesta histerética con los especímenes MR-25. Teniendo en cuenta la respuesta histerética, este espécimen presenta una menor degradación tanto de rigidez como de resistencia con respecto a los especímenes con refuerzo con longitud de anclaje de 25cm, por causa de su mayor longitud de anclaje (30cm).

Se presentan primero algunas fisuras en el nudo. A medida que se incrementan los ciclos de carga se presentan fisuras en la viga cerca a la cara interna de la columna y se produce degradación de la rigidez y de la resistencia, este estrangulamiento de la curva de respuesta histerética ocurre porque se pierde adherencia del refuerzo longitudinal a causa del desprendimiento del adhesivo con el concreto por falta de un poco más de longitud de anclaje. La viga presenta grandes fisuras cerca de la cara interna de la columna y falla por ese plano. Se desliza el refuerzo longitudinal anclado con adhesivos pero con poca pérdida de recubrimiento en el sitio del anclaje. Se pudo observar que el encamisado de concreto se mantiene adherido de manera monolítica en toda la longitud de la viga excepto en la cara interior de la columna, que es por donde se presenta la falla. Este espécimen tiene un comportamiento bastante similar al MR-25.

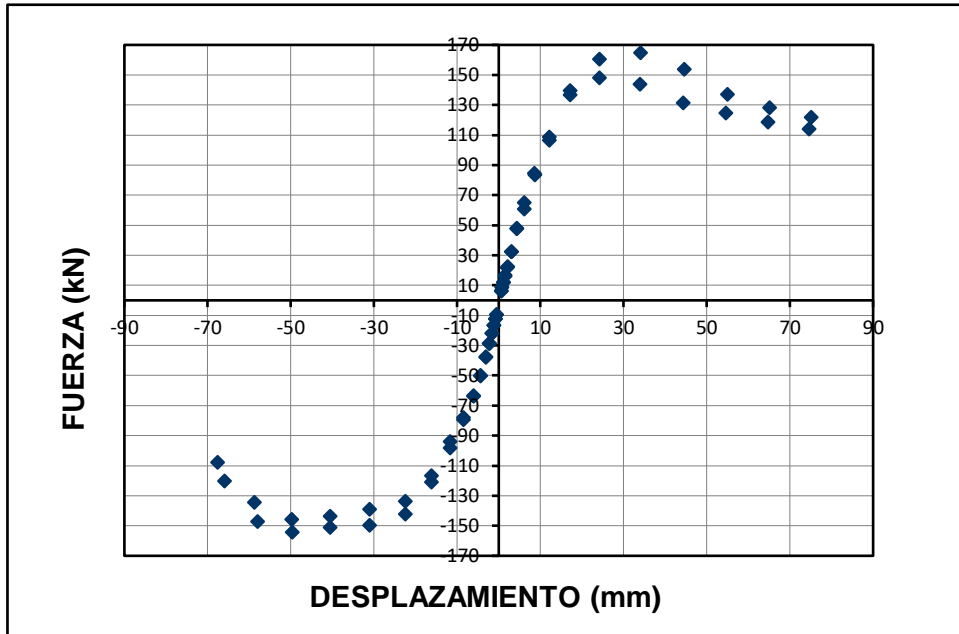
ESPECIMEN MR2-30**Fotografía 5-11:** Estado inicial espécimen MR2-30.**DESCRIPCION**

MR2-30	Unión viga-columna con anclaje postinstalado
Refuerzo anclado	6 barras de 5/8" de refuerzo longitudinal Ver detalle de refuerzo en anexo B
Tipo de anclaje	Postinstalado con adhesivo químico
Longitud de anclaje	30 cm.

RESPUESTA HISTERÉTICA**Figura 5-36:** Diagrama de histéresis espécimen MR2-30.

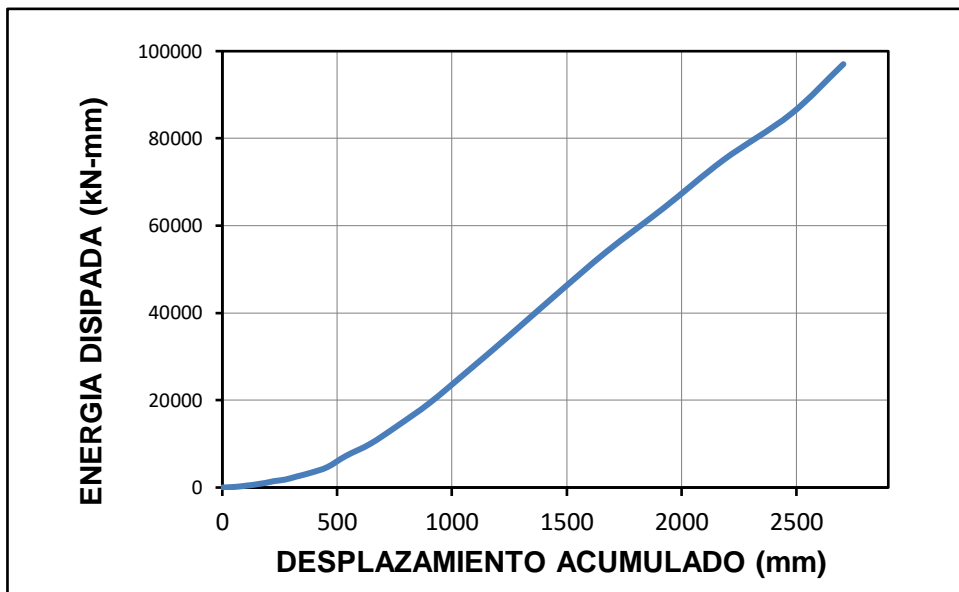
ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERETICA

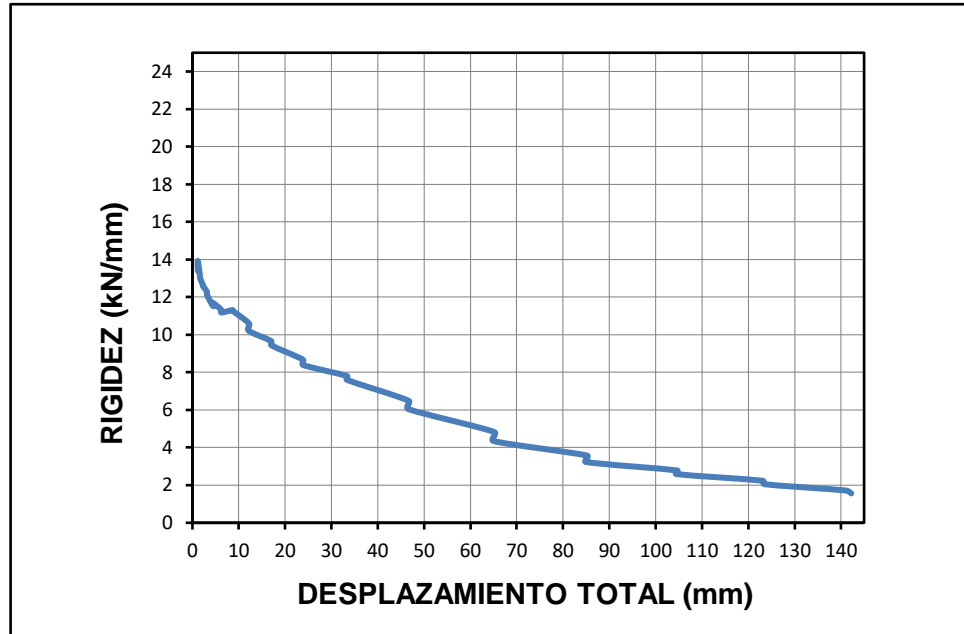
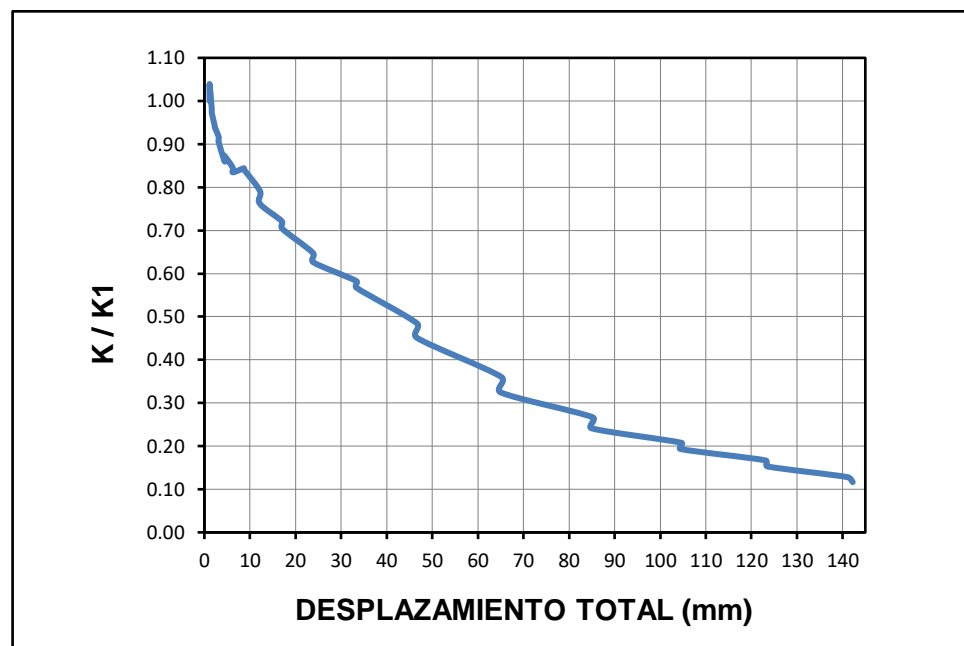
Figura 5-37: Envoltorio de los ciclos de histéresis espécimen MR2-30.



ENERGIA HISTERETICA DISIPADA

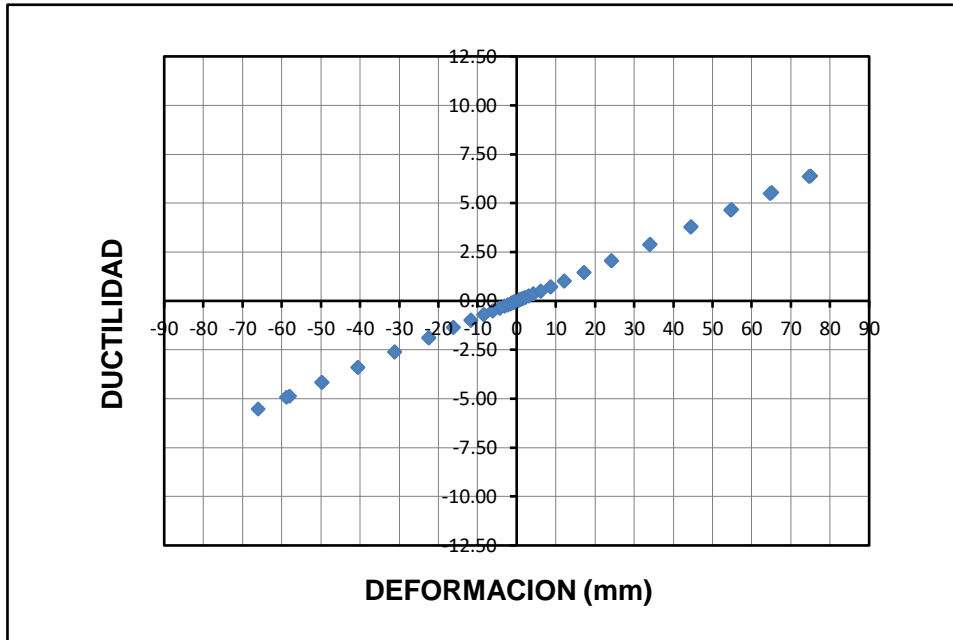
Figura 5-38: Energía histerética disipada espécimen MR2-30.



DEGRADACION DE LA RIGIDEZ**Figura 5-39:** Degradación de la rigidez espécimen MR2-30.**DEGRADACION DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 5-40:** Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR2-30.

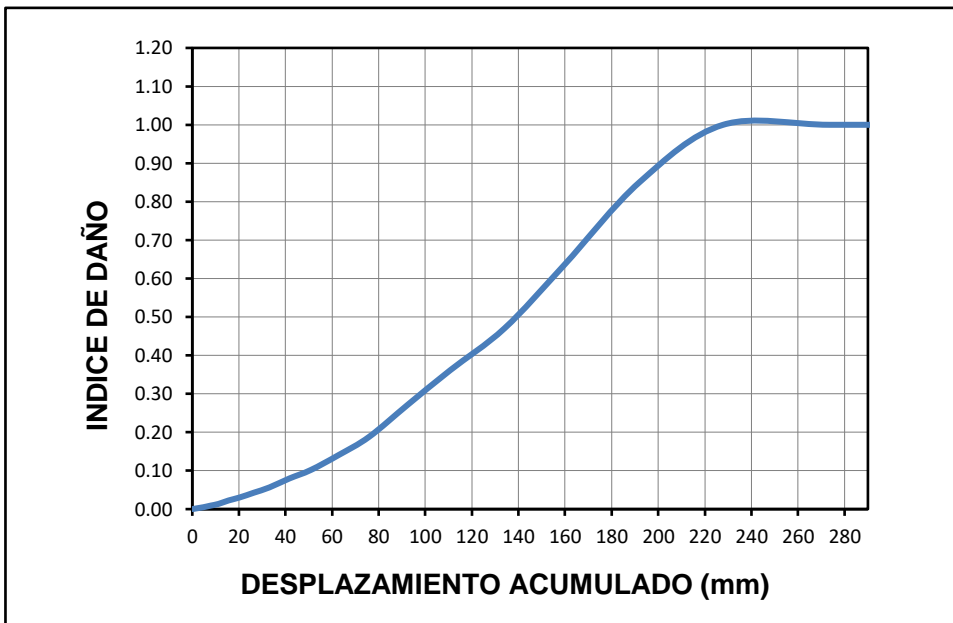
DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO

Figura 5-41: Ductilidad por desplazamiento espécimen MR2-30.



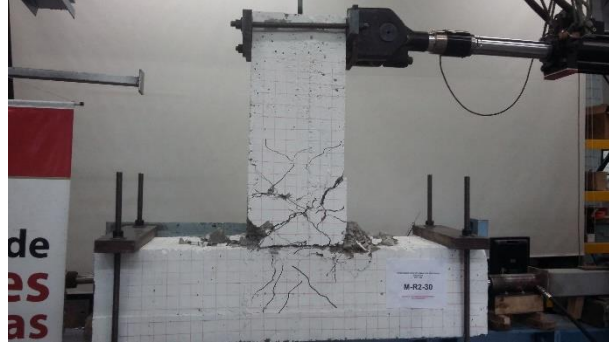
INDICE DE DAÑO

Figura 5-42: índice de daño espécimen MR2-30.



DESCRIPCION DE LA FALLA

Fotografía 5-12: Estado final de espécimen MR2-30 después de la falla.



Vista frontal



Vista posterior

DESCRIPCION

El comportamiento de estos especímenes MR-30 son bastante similares en su tendencia de comportamiento en la curva de respuesta histerética con los especímenes MR-25. Teniendo en cuenta la respuesta histerética, este espécimen presenta una menor degradación tanto de rigidez como de resistencia a los especímenes con refuerzo longitudinal de 25cm, por causa de su mayor longitud de anclaje (30cm).

Se presentan primero algunas fisuras en el nudo. A medida que se incrementan los ciclos de carga se presenta fisuras en la viga cerca de la cara interna de la columna y se produce degradación de la rigidez y de la resistencia, este estrangulamiento de la curva de respuesta histerética ocurre porque se pierde adherencia del refuerzo longitudinal a causa del desprendimiento del adhesivo con el concreto por falta de un poco más de longitud de anclaje. La viga presenta grandes fisuras cerca de la cara interna de la columna y falla por ese plano. Se desliza el refuerzo longitudinal anclado con adhesivos pero con poca pérdida de recubrimiento en el sitio del anclaje. Se pudo observar que el encamisado de concreto se mantiene adherido de manera monolítica en toda la longitud de la viga excepto en la cara interior de la columna, que es por donde se presenta la falla. Este espécimen tiene un comportamiento bastante similar al MR-25.

ESPECIMEN MR1-35

Fotografía 5-13: Estado inicial espécimen MR1-35.

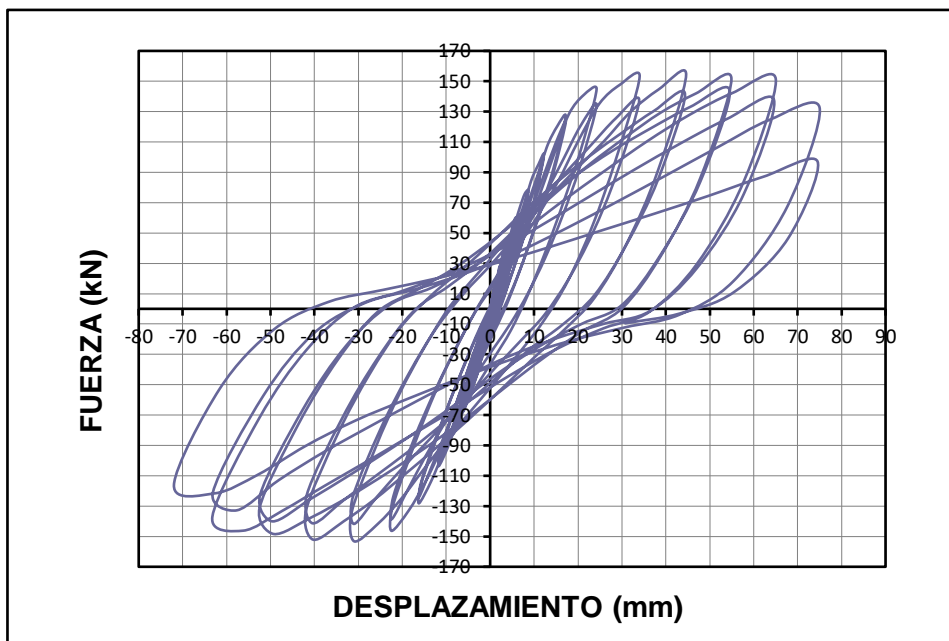


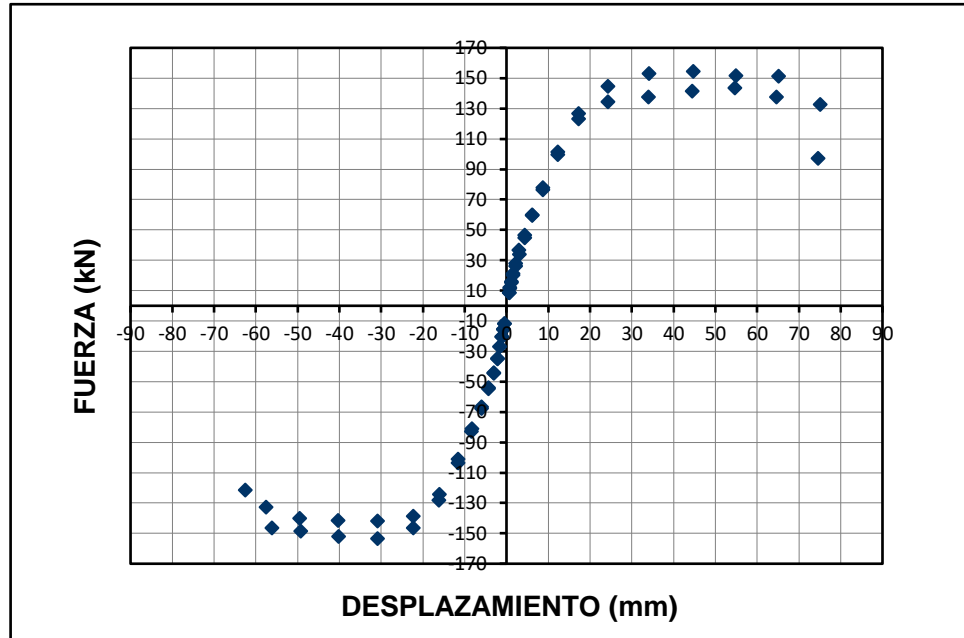
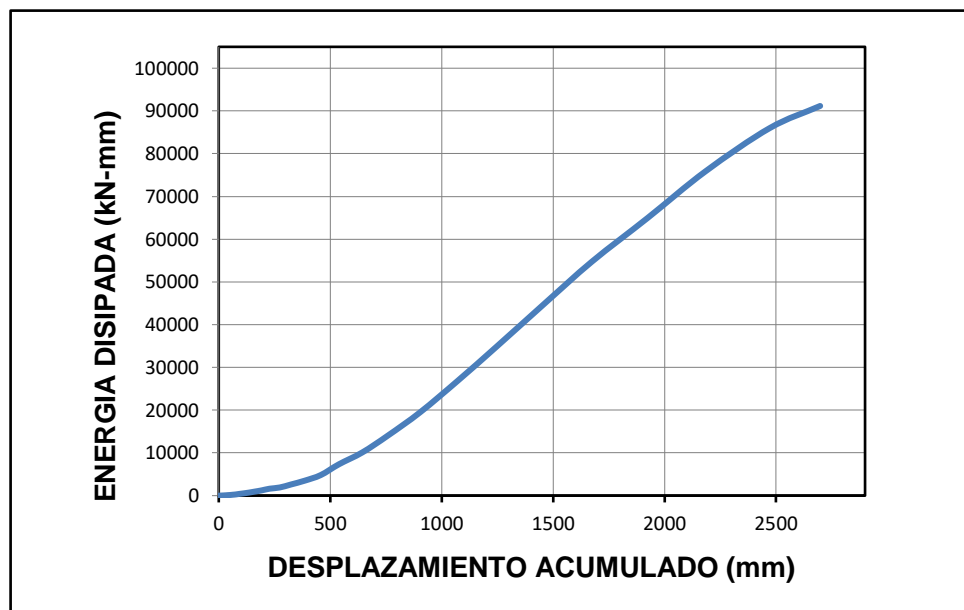
DESCRIPCION

MR1-35	Unión viga-columna con anclaje postinstalado
Refuerzo anclado	6 barras de 5/8" de refuerzo longitudinal Ver detalle de refuerzo en anexo B
Tipo de anclaje	Postinstalado con adhesivo químico
Longitud de anclaje	35 cm.

RESPUESTA HISTERÉTICA

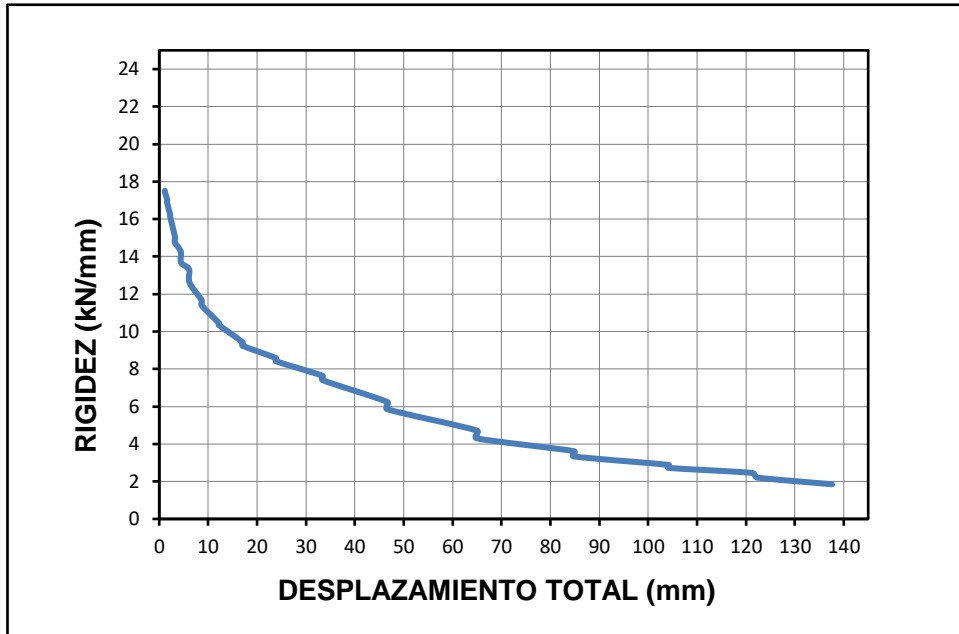
Figura 5-43: Diagrama de histéresis espécimen MR1-35.



ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERETICA**Figura 5-44:** Envolvente de los ciclos de histéresis espécimen MR1-35.**ENERGIA HISTERETICA DISIPADA****Figura 5-45:** Energía histerética disipada espécimen MR1-35.

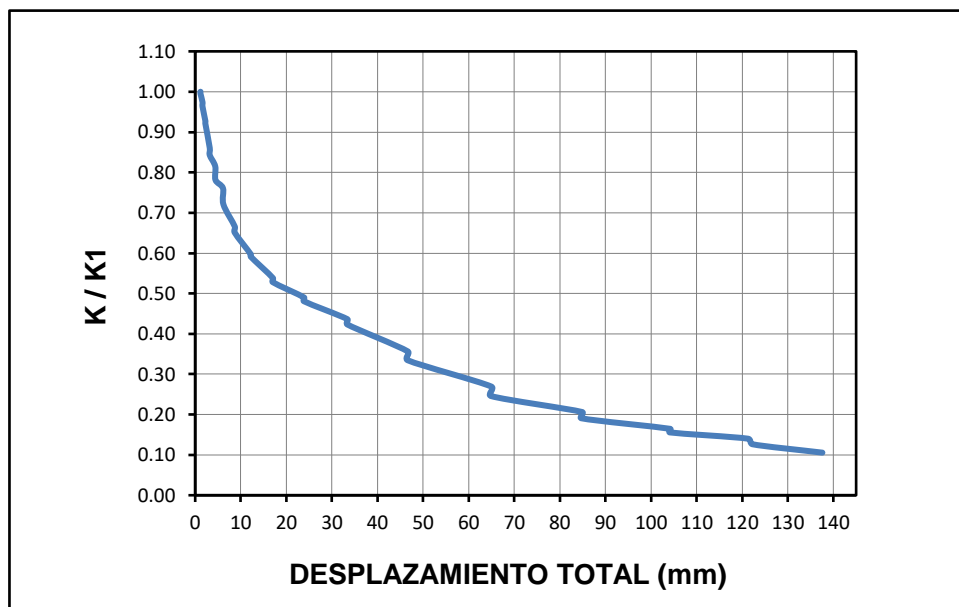
DEGRADACION DE LA RIGIDEZ

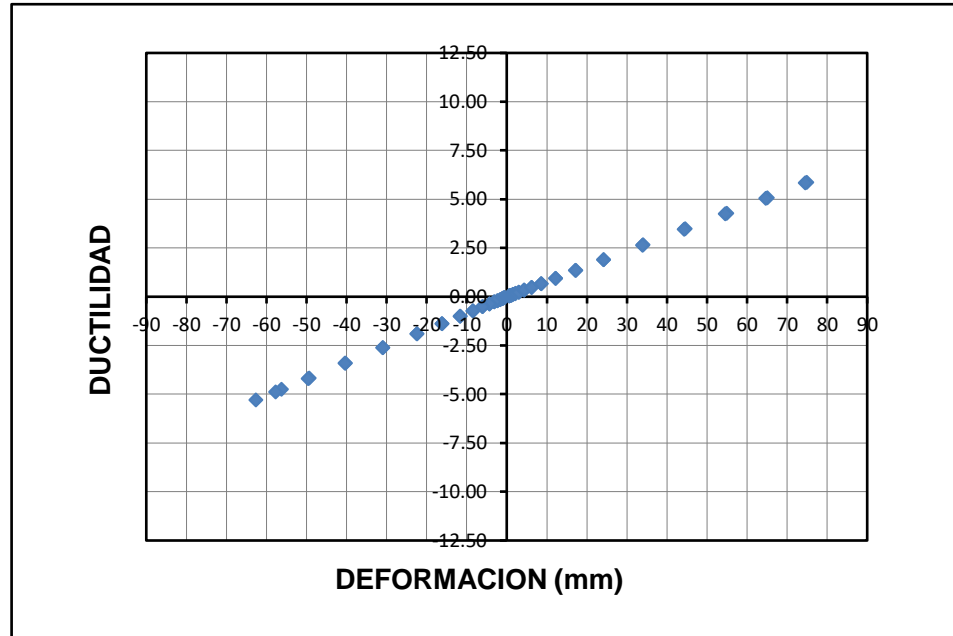
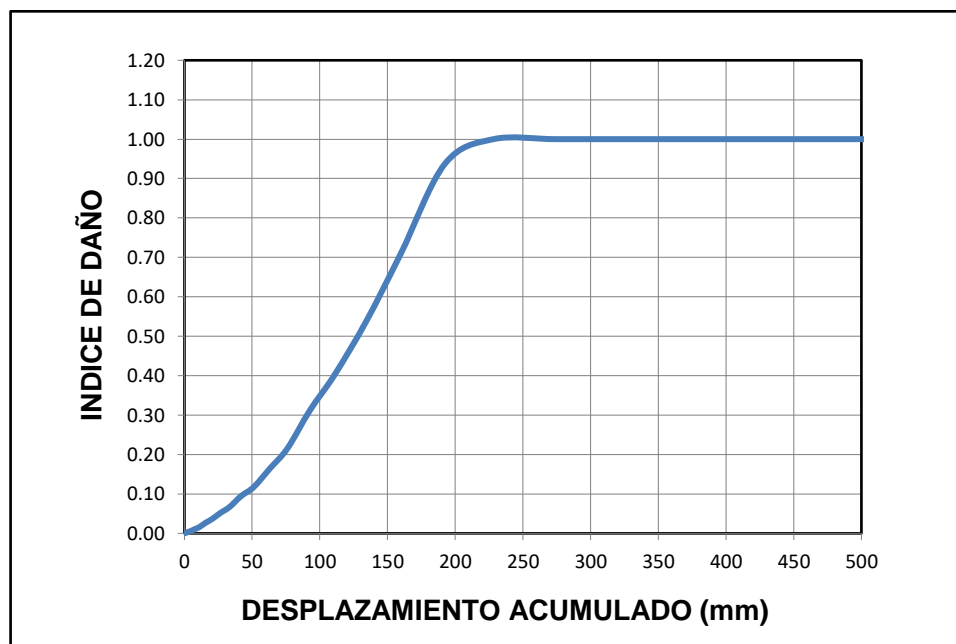
Figura 5-46: Degradación de la rigidez espécimen MR1-35.



DEGRADACION DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA

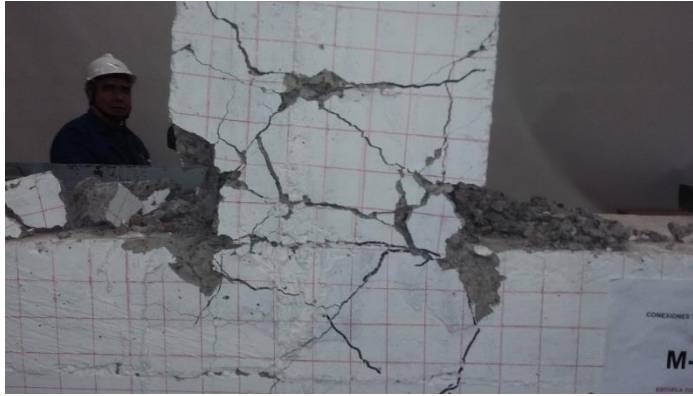
Figura 5-47: Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR1-35.



DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO**Figura 5-48:** Ductilidad por desplazamiento espécimen MR1-35.**INDICE DE DAÑO****Figura 5-49:** índice de daño espécimen MR1-35.

DESCRIPCION DE LA FALLA

Fotografía 5-14: Estado final de espécimen MR1-35 después de la falla.



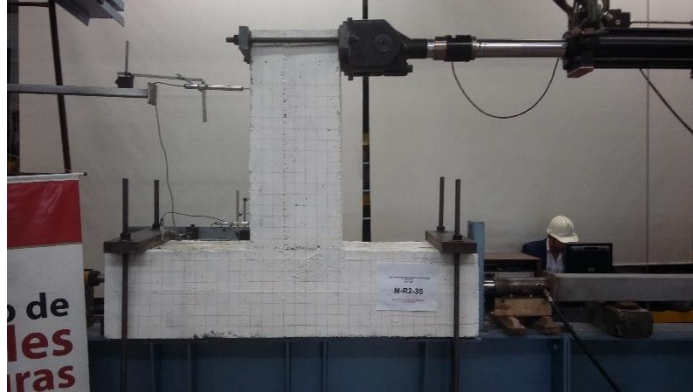
Vista frontal



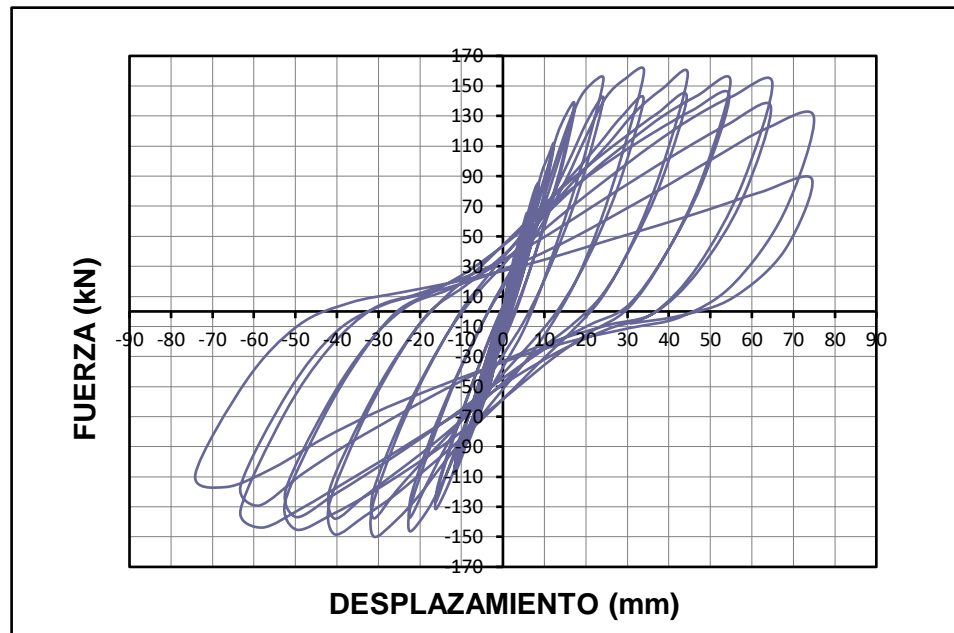
Vista posterior

DESCRIPCION

En este espécimen las primeras fisuras aparecieron en el nudo, a medida que aumentó el número de ciclos de carga comenzaron a aparecer fisuras en la viga cerca a la cara interna de la columna, y de acuerdo con la curva de respuesta histerética se muestra que se produce degradación de la rigidez y de la resistencia mucho menor que la que se genera a los especímenes MR-25 y MR-30. Se puede observar que la longitud de anclaje de 35cm utilizada para el post instalado del refuerzo longitudinal funciona bastante bien y da buena adherencia con el concreto de la columna, ofreciendo la mayor capacidad de carga entre todos los especímenes ensayados. Al final se produce mayor fisuración y la falla se presenta en la viga en el plano de la cara interna de la columna. Se puede observar que este espécimen es el de mejor comportamiento entre todos los especímenes ensayados.

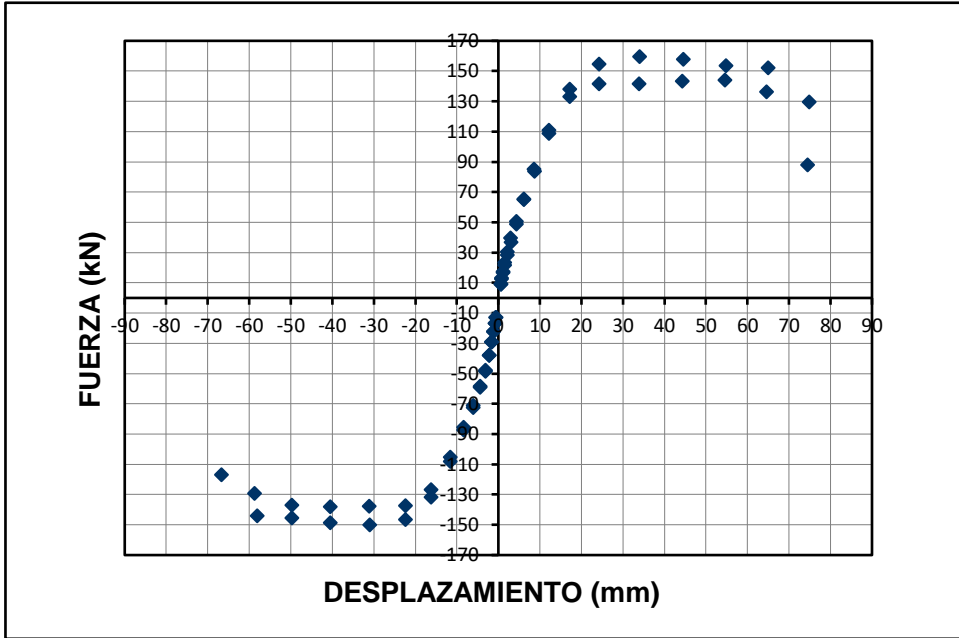
ESPECIMEN MR2-35**Fotografía 5-15:** Condición inicial espécimen MR2-35.**DESCRIPCION**

MR2-35	Unión viga-columna con anclaje postinstalado
Refuerzo anclado	6 barras de 5/8" de refuerzo longitudinal Ver detalle de refuerzo en anexo B
Tipo de anclaje	Postinstalado con anclaje químico
Longitud de anclaje	35 cm.

RESPUESTA HISTERÉTICA**Figura 5-50:** Diagrama de histéresis espécimen MR2-35.

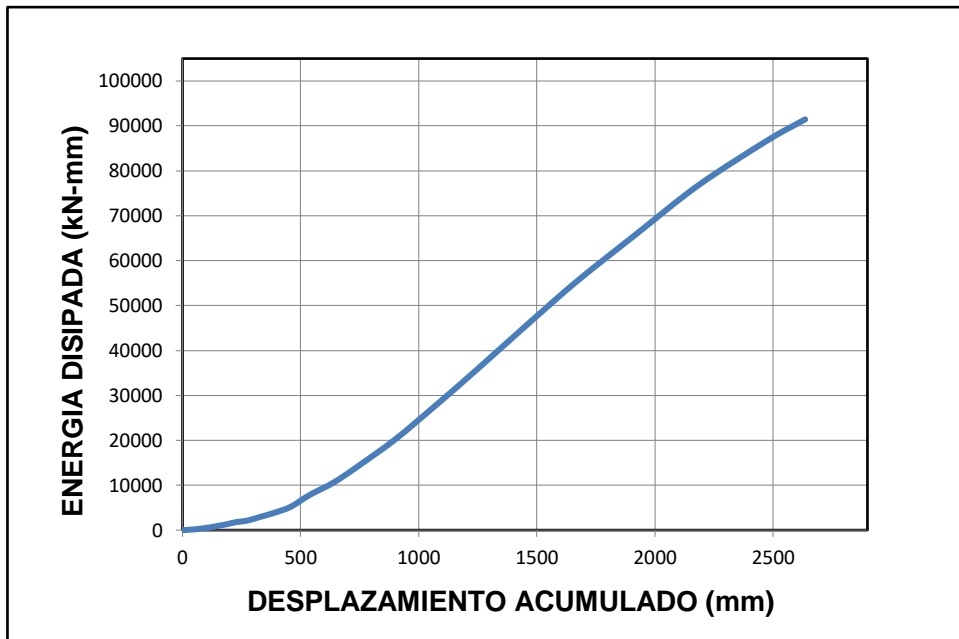
ENVOLVENTE DE LA RESPUESTA HISTERETICA

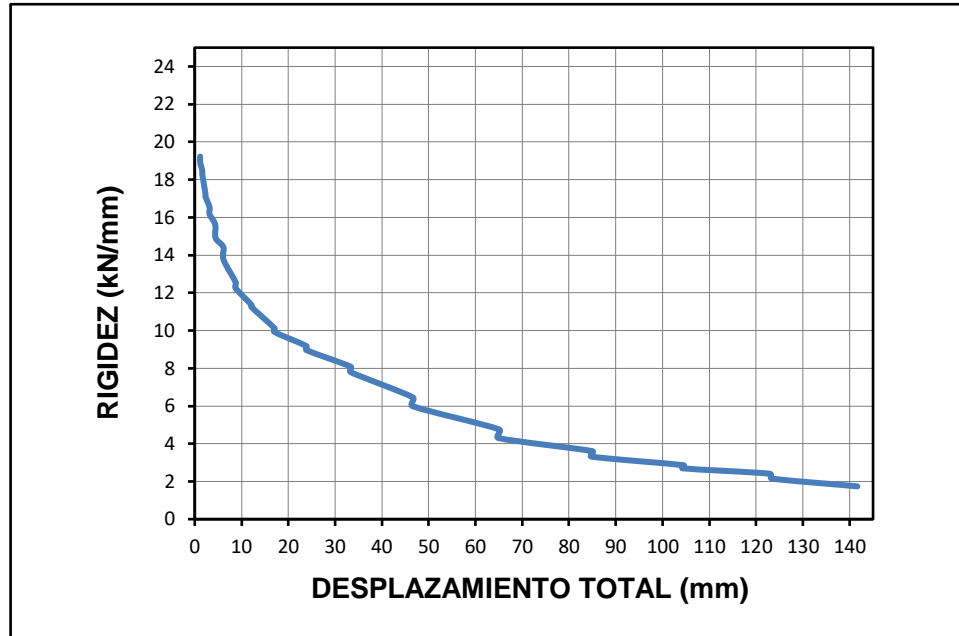
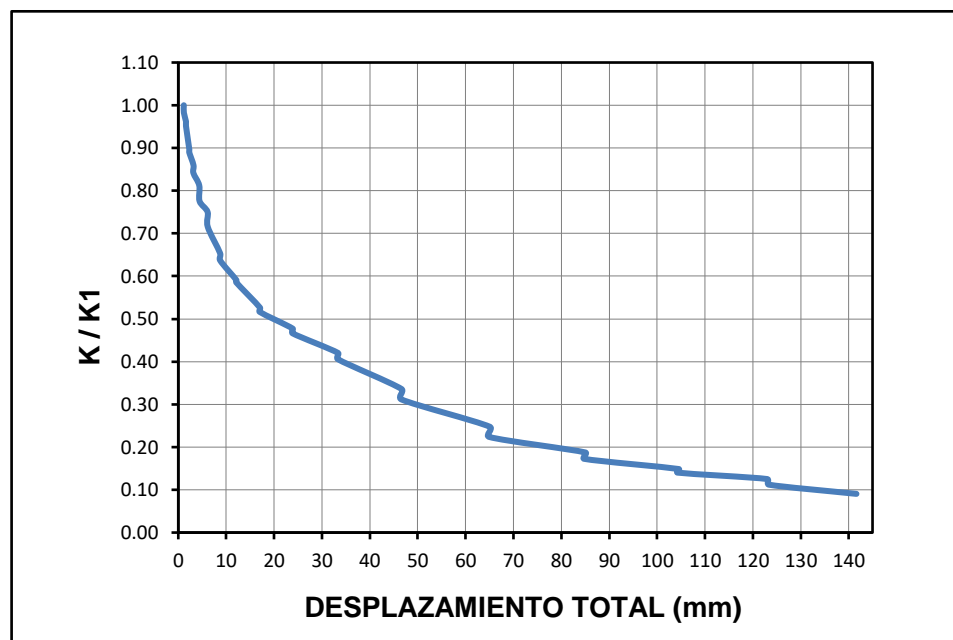
Figura 5-51: Envoltorio de los ciclos de histéresis espécimen MR2-35.



ENERGIA HISTERETICA DISIPADA

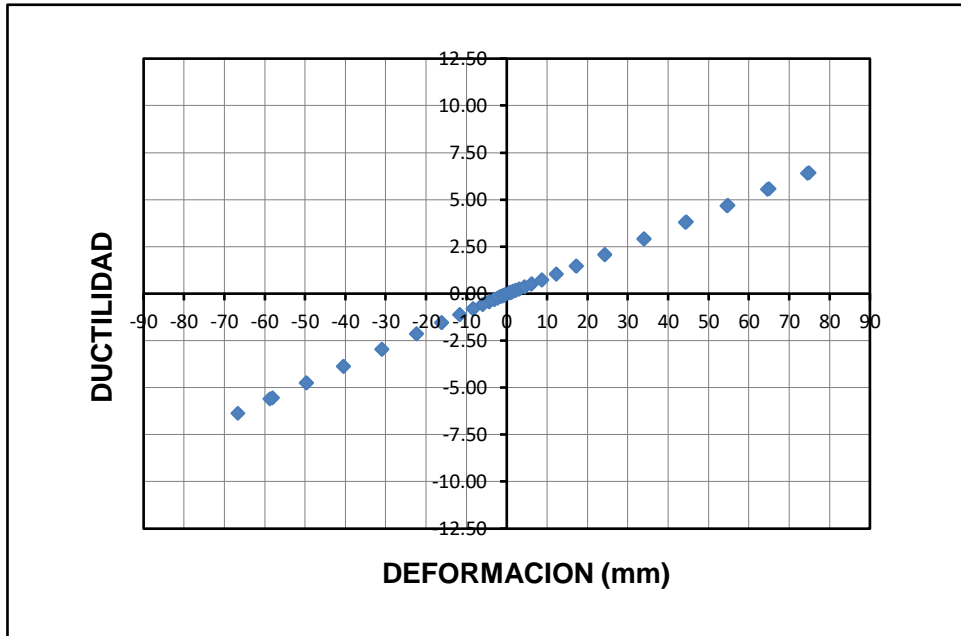
Figura 5-52: Energía histerética disipada espécimen MR2-35.



DEGRADACION DE LA RIGIDEZ**Figura 5-53:** Degradación de la rigidez espécimen MR2-35.**DEGRADACION DE LA RIGIDEZ NORMALIZADA****Figura 5-54:** Degradación de la rigidez normalizada espécimen MR2-35.

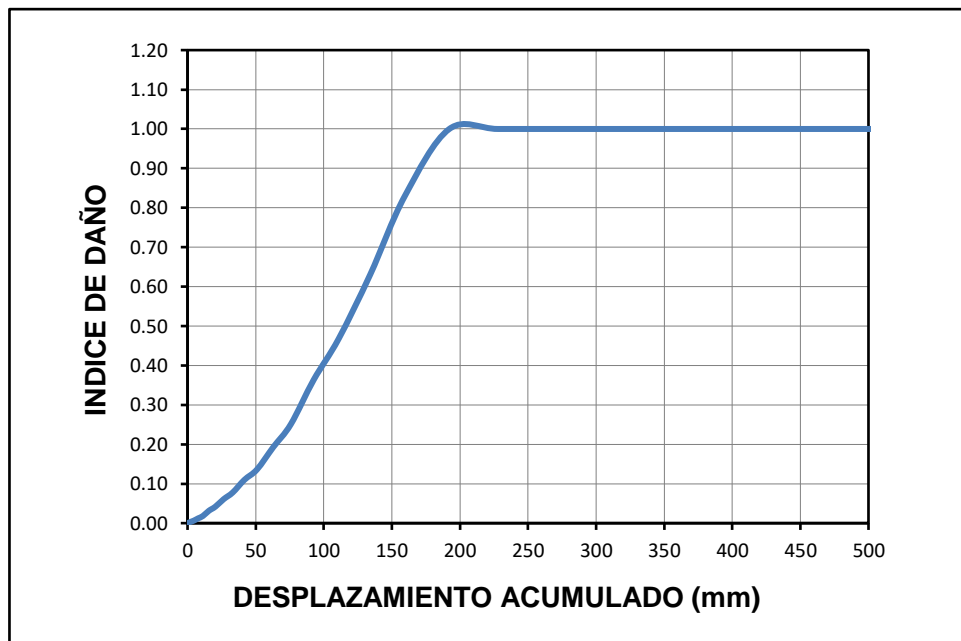
DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO

Figura 5-55: Ductilidad por desplazamiento espécimen MR2-35.



INDICE DE DAÑO

Figura 5-56: índice de daño espécimen MR2-35.



DESCRIPCION DE LA FALLA

Fotografía 5-16: Estado final de espécimen MR2-35 después de la falla.



Vista frontal



Vista posterior

DESCRIPCION

En este espécimen las primeras fisuras aparecieron en el nudo, a medida que aumentó el número de ciclos de carga comenzaron a aparecer fisuras en la viga cerca a la cara interna de la columna, y de acuerdo con la curva de respuesta histerética se muestra que se produce degradación de la rigidez y de la resistencia mucho menor que la que se produce a los especímenes MR-25 y MR-30. Se puede observar que la longitud de anclaje de 35cm utilizada para el post instalado del refuerzo longitudinal funciona bastante bien y da buena adherencia con el concreto de la columna, ofreciendo la mayor capacidad de carga entre todos los especímenes. Al final se genera mayor fisuración y la falla se da en la viga en el plano de la cara interna de la columna. Se puede observar que este espécimen es el de mejor comportamiento entre todos los especímenes ensayados. Se presenta la falla como la esperada en una unión viga columna diseñada bajo las NSR-10, es decir viga débil columna fuerte.

6. Análisis de resultados

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos realizados a los especímenes, se presentan a continuación el análisis de cada una de las propiedades estudiadas de la unión viga columna.

6.1 Comportamiento histerético.

A continuación, se presentan los cuadros comparativos con los valores de fuerza máxima obtenida de cada uno de los diagramas de histéresis respectivos. En la tabla 6-1 se presenta la comparación de los valores experimentales obtenidos de los especímenes reforzados con los especímenes monolíticos, y en la tabla 6-2 se presenta la comparación de los valores experimentales obtenidos de los especímenes reforzados y monolíticos con sus respectivos valores teóricos esperados.

Tabla 6-1: Cuadro comparativo de valores de fuerza máxima experimental de especímenes reforzados con especímenes monolíticos.

ESPÉCIMEN	LONGITUD	RESULTADO EXPERIMENTAL		PROMEDIO		EFICIENCIA
	DE ANCLAJE	FUERZA MAX	DESPLAZAMIENTO	FUERZA	DESPLAZ.	
	[cm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	
M1	Monolítica	100.98	26.87	101.19	26.9	1.00
M2	Monolítica	101.39	26.84			
MR1-25	25	146.86	27.55	144.02	28.3	1.42
MR2-25	25	141.17	29.12			
MR1-30	30	155.48	34.33	156.35	34.4	1.55
MR2-30	30	157.22	34.43			
MR1-35	35	153.9	39.43	156.43	39.4	1.55
MR2-35	35	158.95	39.27			

Tabla 6-2: Cuadro comparativo de valores de fuerza máxima experimental de especímenes reforzados y especímenes monolíticos con los valores teóricos esperados respectivamente.

ESPÉCIMEN	LONGITUD	RESULTADO EXPERIMENTAL		PROMEDIO		EFICIENCIA	VALOR TEORICO	
	DE ANCLAJE	FUERZA MAX	DESPLAZAMIENTO	FUERZA	DESPLAZ.		FUERZA	DESPLAZ.
	[cm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]		[kN]	[mm]
M1	Monolítica	100.98	26.87	101.19	26.9	1.17	86.5	7.1
M2	Monolítica	101.39	26.84					
MR1-25	25	146.86	27.55	144.02	28.3	1.28	112.3	7.5
MR2-25	25	141.17	29.12					
MR1-30	30	155.48	34.33	156.35	34.4	1.39		
MR2-30	30	157.22	34.43					
MR1-35	35	153.9	39.43	156.43	39.4	1.39		
MR2-35	35	158.95	39.27					

La tabla 6-1, muestra los valores máximos obtenidos de los diagramas de histéresis de todos los especímenes ensayados, en ella se puede observar que los especímenes con refuerzo anclado con adhesivo químico con longitudes de anclajes de 30 cm y 35 cm obtuvieron una mayor resistencia que los de 25 cm y que los especímenes monolíticos. Tanto para los especímenes con refuerzo post instalado como para los especímenes monolíticos los valores experimentales obtenidos nos ofrecen un buen margen de seguridad.

Los resultados obtenidos de los especímenes con refuerzo post instalado con adhesivos químicos (los cuales fueron el resultado del reforzamiento de una viga de sección 20x20 con recrecimiento de sección en concreto reforzado a una sección de viga de 40x40, espécimen MR-25, MR30 y MR-35) podemos observar que la fuerza máxima obtenida supera a la fuerza encontrada con una viga de sección 40x40 (especimen monolítico M1 y M2) en 42.3% para el espécimen con longitud de anclaje de 25cm y en 54.5% para el espécimen con longitud de anclaje de 30cm y 35cm, esto se debe a que en los especímenes reforzados se presenta acero de refuerzo adicional existente en la viga original de 20x20 y por esto se esperaba resistencias mayores.

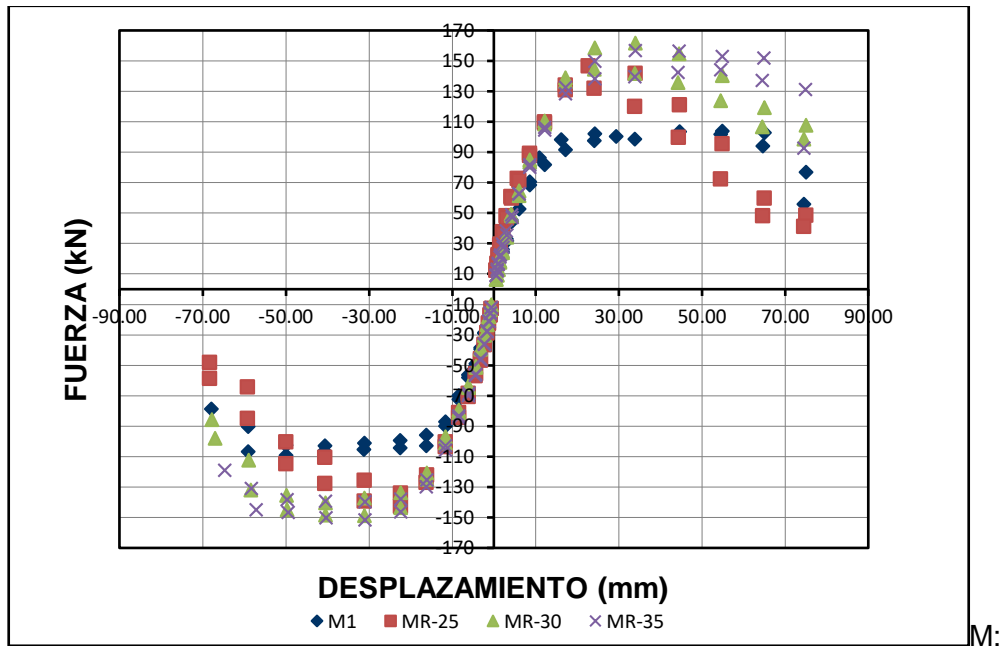
Si comparamos los resultados de los especímenes con refuerzo anclado post instalado con adhesivo químico, vemos que mejora la capacidad resistente de la sección cuando aumenta la longitud de anclaje, es decir se mejora con longitud de anclaje de 30cm y 35cm comparada con la de 25cm, siendo la capacidad alcanzada por las longitudes de 30cm y

35cm muy similares. La diferencia entre el espécimen con longitud de anclaje de 25cm y los de 30cm y 35cm es de 11%.

En la tabla 6-2 si comparamos la fuerza máxima encontrada teóricamente con las obtenidas en los especímenes con longitud de anclaje de 25cm, 30cm y 35cm obtenemos que se dan diferencias de 28.2%, 39.2% y 39.3% respectivamente, a favor de los especímenes con refuerzo anclado post instalado ensayados con adhesivo químico y si comparamos la fuerza máxima teórica de los especímenes monolíticos con los resultados obtenidos experimentalmente vemos que los últimos presentan valores superiores en un 17%. La diferencias en los resultados favorables de los especímenes ensayados se pueden producir debido a que las vigas cuando fallan por fluencia del acero, estas poseen una reserva sustancial de resistencia debido al endurecimiento por deformación de las barras de refuerzo, que no se tiene en cuenta en los cálculos teóricos del M_n .

En la figura 6-1 que es el comparativo de las gráficas de envolvente de los diagramas de histéresis de todos los especímenes, podemos observar que el comportamiento de las curvas de histéresis para los especímenes monolíticos y con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 35cm presenta tendencia similar con baja degradación de la resistencia, pero con bastante diferencia en sus valores máximos de fuerza. Los especímenes con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 25cm y 30cm su comportamiento histerético es similar con tendencia de la degradación de la rigidez pronunciada después de alcanzar su fuerza máxima y con bastante degradación de su resistencia.

Figura 6-1: Envoltente de los ciclos histeréticos.



Especímenes unión monolítica

MR-25: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 25cm

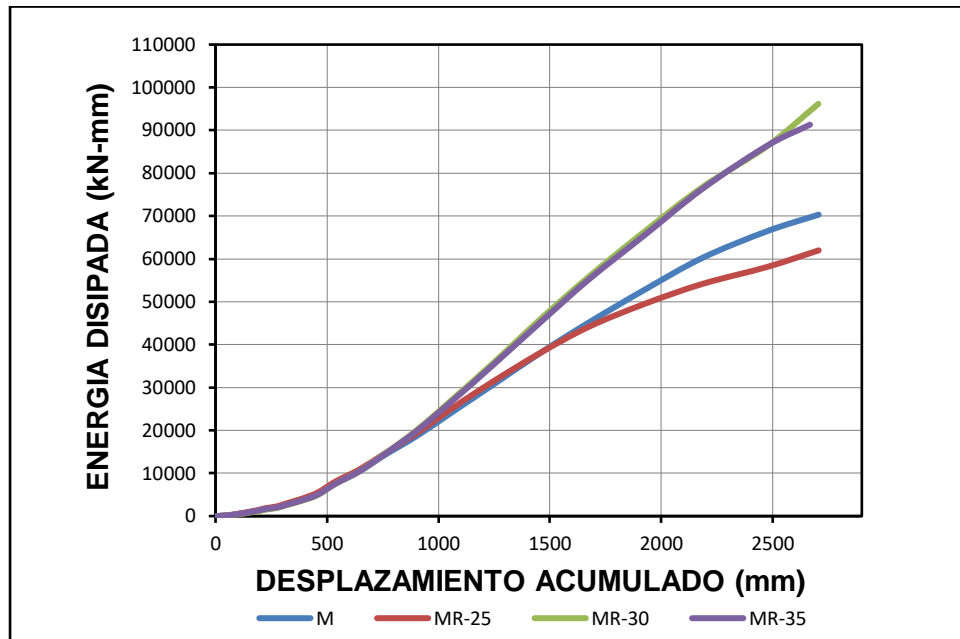
MR-30: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 30cm

MR-35: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 35cm

6.2 Energía histerética disipada.

La figura 6-2, muestra el comparativo de la energía disipada en función del desplazamiento acumulado de todos los especímenes, en ellas se observa que los especímenes con refuerzo post instalado con mayores longitudes de anclaje 30cm y 35cm disipan mayor energía, y los especímenes con refuerzo post instalado con longitud de anclaje 25cm y los especímenes monolíticos disipan menor energía, pero con valor similar.

Se puede observar que la diferencia de energía disipada total entre los especímenes con longitud de anclaje de 30cm y 35cm comparada con los de longitud de anclaje de 25cm y los especímenes monolíticos es de 35.4% al final de los ciclos de histéresis.

Figura 6-2: Disipación de energía histerética.

M: Especímenes unión monolítica

MR-25: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 25cm

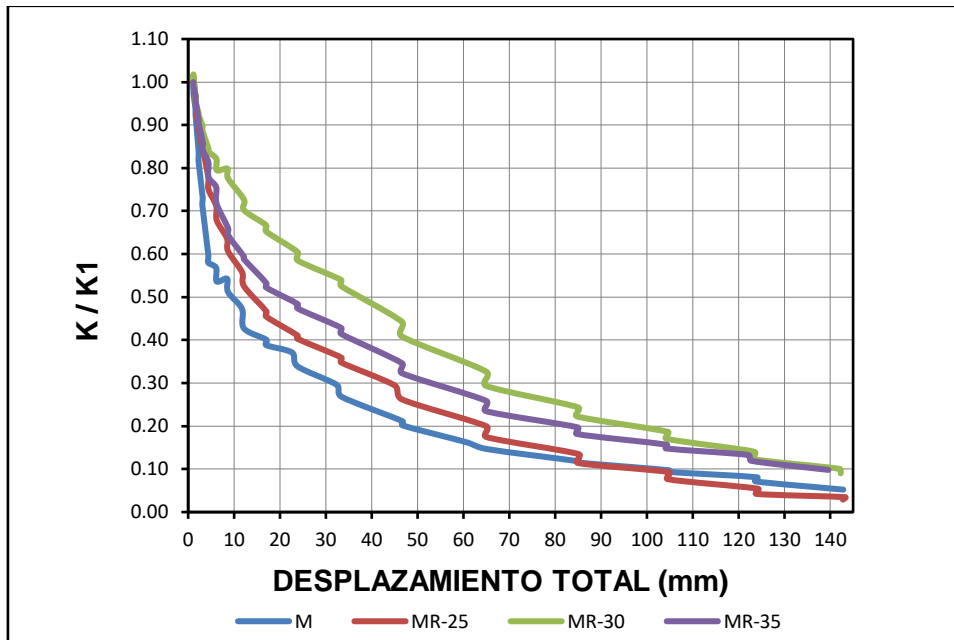
MR-30: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 30cm

MR-35: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 35cm

6.3 Degradación de la rigidez.

La figura 6-3, muestra el comportamiento comparativo de la rigidez de la unión viga columna en función del desplazamiento total de todos los especímenes. Se puede observar que los especímenes que presentan menor degradación de la rigidez son los que tienen refuerzo post instalado con longitudes de anclaje de 30cm y 35cm, los especímenes con refuerzo post instalado y longitudes de anclaje de 25cm presenta mayor degradación de la rigidez debido a la mayor pérdida de adherencia del refuerzo por causa de su baja longitud de anclaje. Para los especímenes monolíticos el comportamiento es muy similar al de los especímenes con longitud de anclaje de refuerzo de 25cm, con la diferencia que los primeros presentan menor degradación de la resistencia. Cabe recordar que gran parte de la rigidez depende de la configuración del refuerzo tanto transversal como longitudinal en el nudo.

Figura 6-3: Degradación de la rigidez normalizada.



M: Especímenes unión monolítica

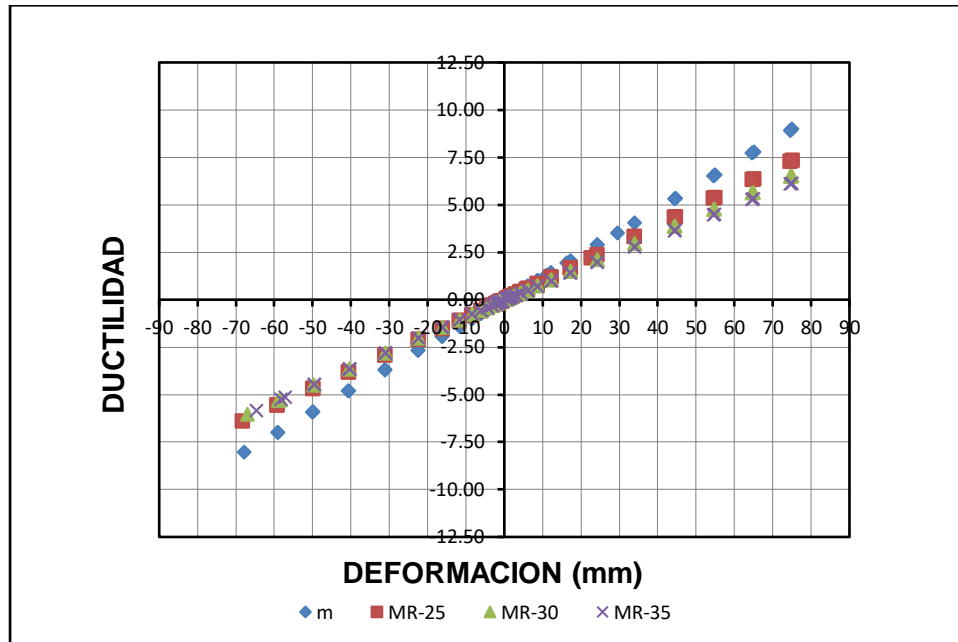
MR-25: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 25cm

MR-30: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 30cm

MR-35: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 35cm

6.4 Ductilidad por desplazamiento.

La figura 6-4, muestra el comparativo en el comportamiento de los especímenes ante la demanda de ductilidad en función del desplazamiento. Podemos observar que la ductilidad es muy similar entre todos los especímenes, presentándose una pequeña diferencia a favor para las uniones monolíticas y las uniones con longitud de anclaje de 25cm.

Figura 6-4: Ductilidad por desplazamiento.

M: Especímenes unión monolítica

MR-25: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 25cm

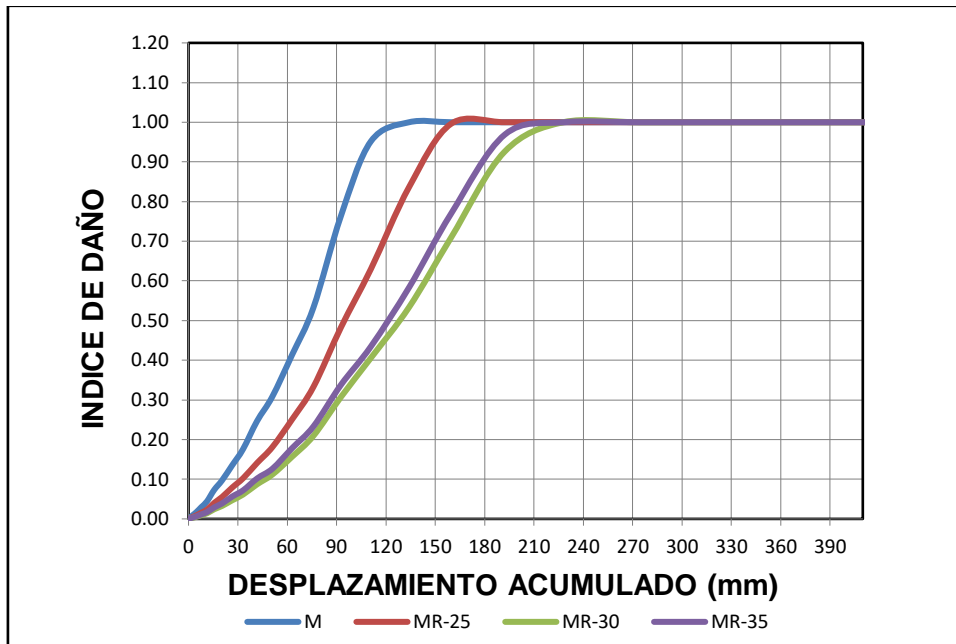
MR-30: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 30cm

MR-35: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 35cm

6.5 Índice de daño.

De la figura 6-5, se puede concluir que se presenta más daño en las uniones cuya longitud de anclaje es menor de 30 cm. es decir las uniones con longitud de anclaje de 25cm. Para las uniones monolíticas la tendencia de índice de daño es similar a las uniones con longitud de anclaje de 25cm.

Figura 6-5: Índice de daño.



M: Especímenes unión monolítica

MR-25: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 25cm

MR-30: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 30cm

MR-35: Especímenes unión con refuerzo post instalado con longitud de anclaje de 35cm

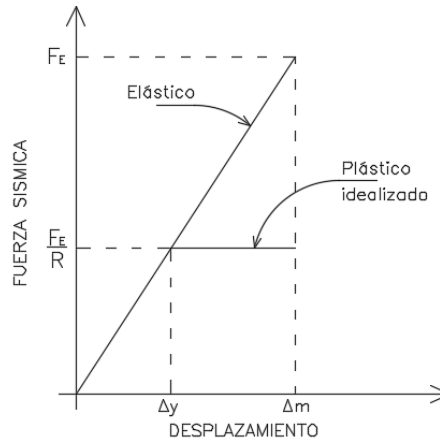
6.6 Coeficiente de disipación de energía.

La capacidad de disipación de energía es la capacidad que tiene un sistema estructural, un elemento estructural, o una sección del elemento estructural, de trabajar dentro del rango inelástico de respuesta sin perder su resistencia, y se cuantifica por medio de la energía de deformación que el sistema, elemento o sección es capaz de disipar en ciclos histeréticos consecutivos. Esta capacidad de disipación de energía se mide por medio del coeficiente de reducción de resistencia R_o , que depende de la ductilidad del sistema estructural y de la demanda sísmica a la que se espera estará sometida la estructura.

La NSR-10 define ese coeficiente en función del sistema de resistencia sísmica, el sistema de resistencia para cargas verticales, el grado de irregularidad de la edificación, la zona de amenaza sísmica y las conexiones. Una de las formas de determinar el coeficiente de disipación de energía R_o , se basa en la propuesta de Newmark y Hall (-1973) y el cual es

el más utilizado por los códigos de diseño sísmico. La figura 6-6, ilustra esta propuesta, en donde se supone que, si la estructura se comportase elásticamente bajo la acción de una fuerza F_E , sufrirá un desplazamiento Δ_m , mientras que si su comportamiento fuera plástico idealizado, se alcanzaría el mismo desplazamiento para una fuerza reducida F_E / R .

Figura 6-6: Determinación de "R", según Newmark y Hall.



De la figura 5-6, la ductilidad en función del desplazamiento, es:

$$\mu = \Delta m / \Delta y = R$$

Donde Δ_y , corresponde al desplazamiento de fluencia, el cual se obtuvo a partir de la gráfica de valores máximos histeréticos de cada prototipo, y según Pan (1989) corresponde al desplazamiento donde se tiene una carga lateral igual a dos terceras partes de la carga máxima registrada durante la prueba.

Tabla 6-3: Cálculo del Coeficiente de disipación de energía (R)

ESPECÍMENES	LONGITUD DE ANCLAJE (mm)	TIPO DE ANCLAJE	DESPLAZAMIENTO	DESPLAZAMIENTO		DUCTILIDAD		R
			Δ_y	Δ_{u80} (mm)		μ		
			(mm)	Δu_{80}^+	Δu_{80}^-	μ^+	μ^-	
M1	35	Monolítico	8.67	72.28	61.96	8.34	7.15	7.94
M2	35	Monolítico	8.03	70.48	60.27	8.78	7.51	
MR1-25	25	Químico	9.98	37.89	38.46	3.80	3.85	4.14
MR2-25	25	Químico	10.61	44.51	49.82	4.20	4.70	
MR1-30	30	Químico	11.4	54.47	58.7	4.78	5.15	4.83
MR2-30	30	Químico	12.67	54.82	64.35	4.33	5.08	
MR1-35	35	Químico	13.46	68.96	62.6	5.12	4.65	5.44
MR2-35	35	Químico	11.63	74.51	64.7	6.41	5.56	

Según la Tabla 6-3, los especímenes con mayor valor de coeficiente de disipación de energía son aquellos que poseen mayor longitud de anclaje al igual que las uniones monolíticas, mientras que el valor más bajo se presenta en las uniones con longitud de anclaje $L=25\text{cm}$. En las investigaciones realizadas a nivel nacional en la escuela colombiana de ingeniería, las cuales han desarrollado ensayos de uniones viga columna usando anclajes con adhesivos se presentaron resultados similares, en los cuales los especímenes con longitud de anclaje mayor presentaron comportamiento más parecido a los especímenes monolíticos, por ejemplo L. Guzmán (2007) obtuvo valores promedio de R para especímenes monolíticos de 7.26 y de 5.83 para especímenes con anclajes post instalados. Por otro lado D. Ramírez (2014) obtuvo valores de R de 5.70 para los especímenes monolíticos y de 6.27 para los especímenes con anclajes.

7. Conclusiones y recomendaciones

7.1 Conclusiones

Evaluar el comportamiento de una unión viga columna reforzada mediante recrecimiento de la sección transversal de la viga y adicionando barras de refuerzo post instaladas ancladas al concreto de la unión mediante un adhesivo con propiedades para trabajar en concreto fisurado, es uno de los propósitos alcanzados en el presente estudio. Los resultados obtenidos han mostrado nuevamente que uno de los parámetros importantes para obtener buen comportamiento de los anclajes en la unión, es la calidad del adhesivo incluyendo su procedimiento de instalación el cual debe seguirse al pie de la letra. Se observó que cuando se tiene buena adherencia entre el adhesivo, el concreto y las barras de anclaje, la unión presenta poca degradación en rigidez y en su resistencia, debido a que no se produce deslizamiento del refuerzo y la unión presenta un comportamiento dúctil, obteniéndose una falla típica de una unión diseñada bajo las actuales normas como es la falla de viga débil columna fuerte.

El comportamiento observado en los anclajes post instalados fue satisfactorio, debido a que se alcanzaron valores de fuerza que superaron los valores teóricos esperados. Se pudo verificar que a mayor longitud de anclaje de las barras mayor la fuerza obtenida y por lo tanto mejor el comportamiento del adhesivo. En cuanto a resultados se pudo observar que los especímenes con longitudes de anclaje de 30 y 35cm presentaron valores experimentales de fuerza similares y superiores a los de los anclajes con longitud de 25cm presentándose una diferencia de 11%. Si comparamos las fuerzas obtenidas experimentalmente en los especímenes reforzados con la fuerza teórica calculada obtenemos valores de 28.2% y 39.2% a favor de los valores experimentales de los especímenes de longitud de anclaje 25cm y de 30 y 35cm respectivamente.

En cuanto a los valores de fuerza obtenidos en los especímenes monolíticos los resultados mostraron que los valores experimentales superaron a los teóricos esperados en un 17%. Si comparamos los valores experimentales de fuerza de los especímenes monolíticos con los valores experimentales de los especímenes reforzados encontramos diferencias de 42.3% y 54.5% a favor de los especímenes con longitud de anclaje de 25cm y de 30 y 35cm respectivamente.

Con respecto al comportamiento en general de todos los especímenes se puede establecer que los especímenes de mejor comportamiento a nivel de respuesta histerética fueron los monolíticos y los especímenes reforzados con longitud de anclaje de 35cm. Sus comportamientos son similares, ambos presentan curvas histeréticas semejantes con poca degradación de la rigidez y de la resistencia manteniéndose casi constante hasta la falla. La diferencia es que los especímenes monolíticos presentan valores de fuerza y desplazamiento menores que los especímenes reforzados. En cuanto al mecanismo de falla es también similar, ambos presentan falla tipo viga débil columna fuerte, observándose buen comportamiento del refuerzo post instalado y del adhesivo en cuanto se refiere a la unión viga columna reforzada.

Al observar el comportamiento de los especímenes reforzados con longitudes de anclaje de 25 y 30cm, es evidente que ambos presentan curvas de histéresis similares en cuanto a que alcanzan valores altos de resistencia, pero presentan bastante degradación de la rigidez y de la resistencia. Lo anterior se evidencia en el mecanismo de falla que presentan, en donde se puede observar que la viga presenta menos fisuras que los especímenes con longitud de anclaje de 35cm y que las barras de anclaje se deslizan del concreto y se produce pérdida de parte del recubrimiento del concreto en la unión. La falla se produce no por la viga sino por la pérdida de adherencia entre las barras ancladas y el concreto.

Los coeficientes de disipación de energía calculados y propuestos en base a los resultados experimentales nos muestran que los especímenes que presentan mayor coeficiente son los especímenes reforzados con longitud de anclaje de 35cm con valor de 5.44 y luego le

siguen los de 30cm con valor de 4.83 y por último los de 25cm con valor de 4.14. Para los monolíticos se obtuvieron valores de 7.94. Es importante aclarar que el reglamento colombiano NSR-10 propone valores de coeficiente de disipación de energía para sistema aporticado DES de 7.00. Se evidencia que el comportamiento de los especímenes reforzados con longitud de anclaje 35cm es el más similar al de una unión viga columna monolítica.

En cuanto a los resultados obtenidos mediante los ensayos se puede concluir que la longitud de anclaje para una barra de refuerzo de diámetro 5/8" que mejor comportamiento presentó fue la de 35cm, se obtuvieron valores de fuerza superiores a los valores teóricos esperados y a los obtenidos con los especímenes monolíticos y el comportamiento histerético de la conexión fue similar a una unión monolítica diseñada de acuerdo al reglamento NSR-10. Es importante señalar que dentro de las indicaciones técnicas y de instalación sugeridas por el fabricante del adhesivo Hilti HIT RE 500 SD se encuentra la de utilizar una longitud de anclaje mínima y máxima (hef min y hef max) para barra de diámetro 5/8" de 7.9cm y 31.8cm respectivamente. Por lo anterior se evidencia que en estos momentos se están utilizando en los proyectos de construcción longitudes de anclaje de barras con adhesivos, menores a las que hasta el momento se han encontrado experimentalmente en proyectos de investigación y que han presentado un buen comportamiento estructural.

Teniendo en cuenta todo lo anterior podemos concluir que el comportamiento de los anclajes post instalados en elementos de concreto de uniones viga columna utilizando adhesivo (para concreto fisurado) ha mejorado con respecto a experiencias realizadas en estudios anteriores en donde no se usaron adhesivos químicos preparados para trabajar en concreto fisurado, por lo cual con ayuda de nuevos trabajos de investigación se pueden establecer parámetros seguros para las actividades de reforzamiento que cada vez más se realizan en los diferentes proyectos de reforzamiento y rehabilitación.

7.2 Recomendaciones

Es importante tener en cuenta que, a pesar de obtener buenos resultados experimentales en el presente estudio, es necesaria la realización de mayor cantidad de investigaciones con respecto al tema de reforzamiento y comportamiento de anclajes post instalados para validar los resultados obtenidos hasta el momento.

En futuros trabajos se recomienda realizar ensayos con barras de anclaje de diámetros diferentes para poder analizar su comportamiento.

En cuanto a los especímenes con reforzamiento se recomienda realizar especímenes con recrecimiento de sección solo en dos o tres caras de la viga para analizar otras alternativas.

Sería importante realizar trabajos de especímenes con reforzamiento usando concreto lanzado, ya que este método se usa bastante en varios países industrializados y es un método bastante práctico.

A. Anexo: Planos de refuerzo

Tabla A-1: Refuerzo unión viga columna monolítica.

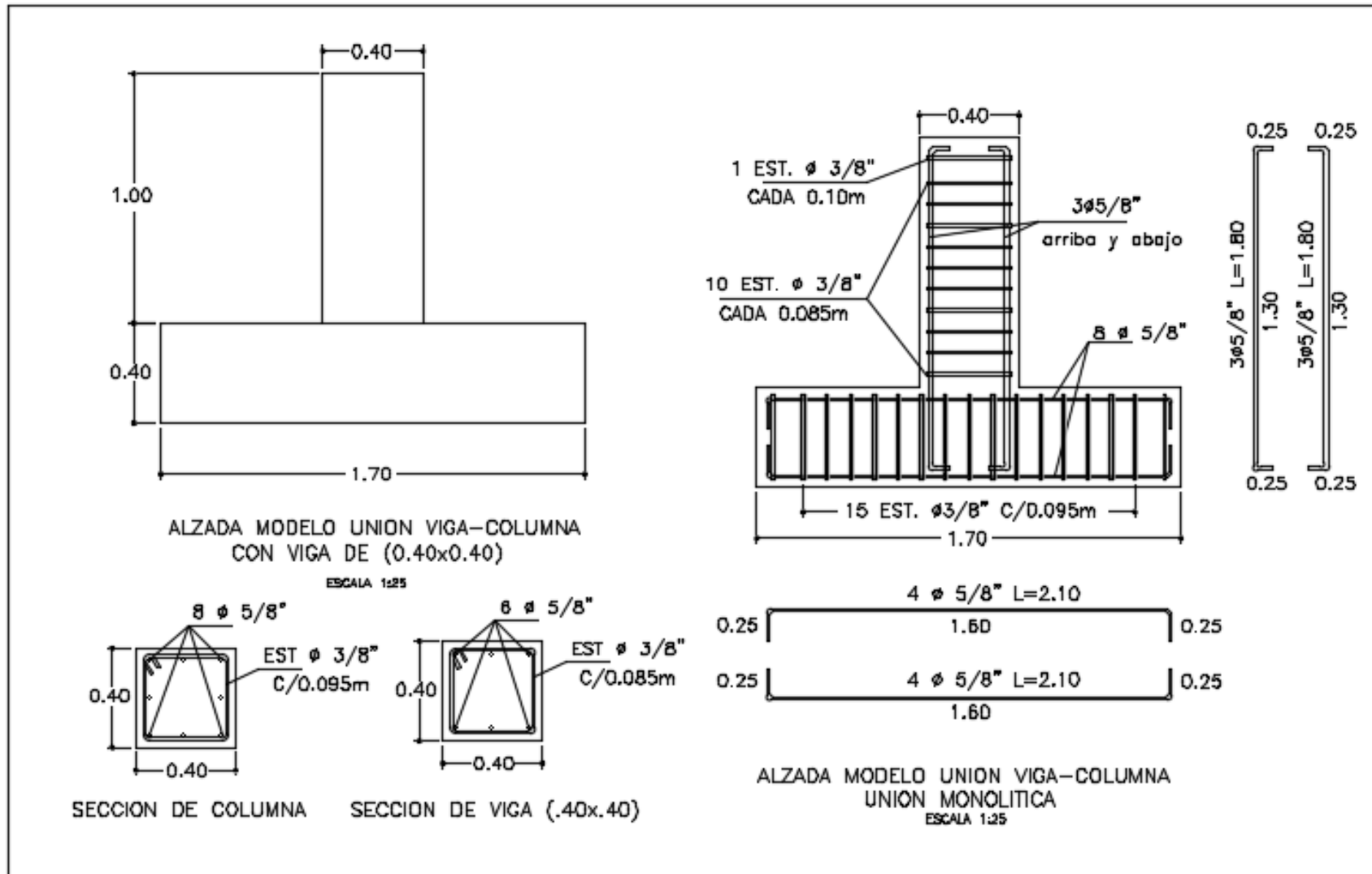


Tabla A-2: Refuerzo unión viga columna sin reforzamiento.

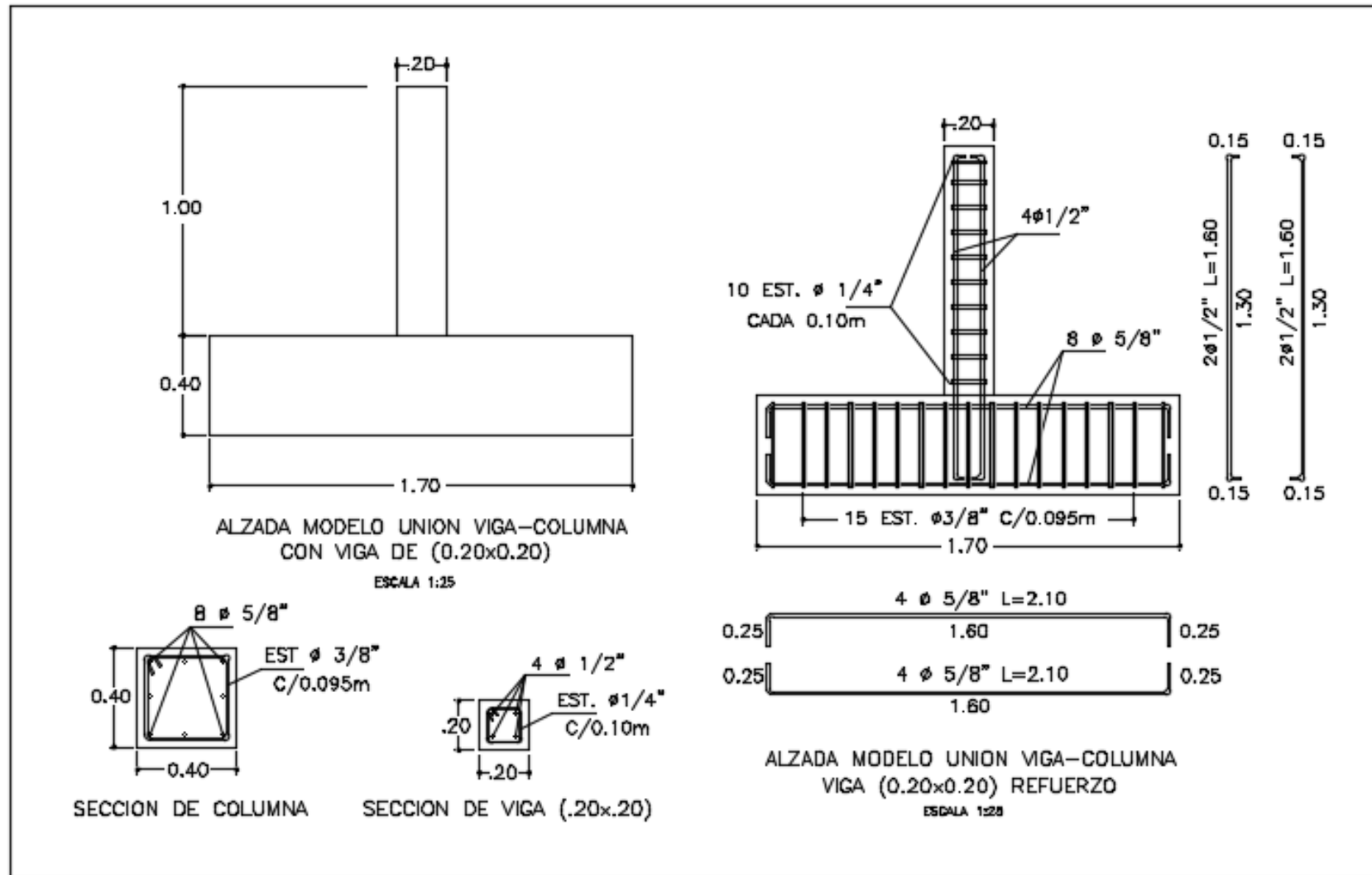
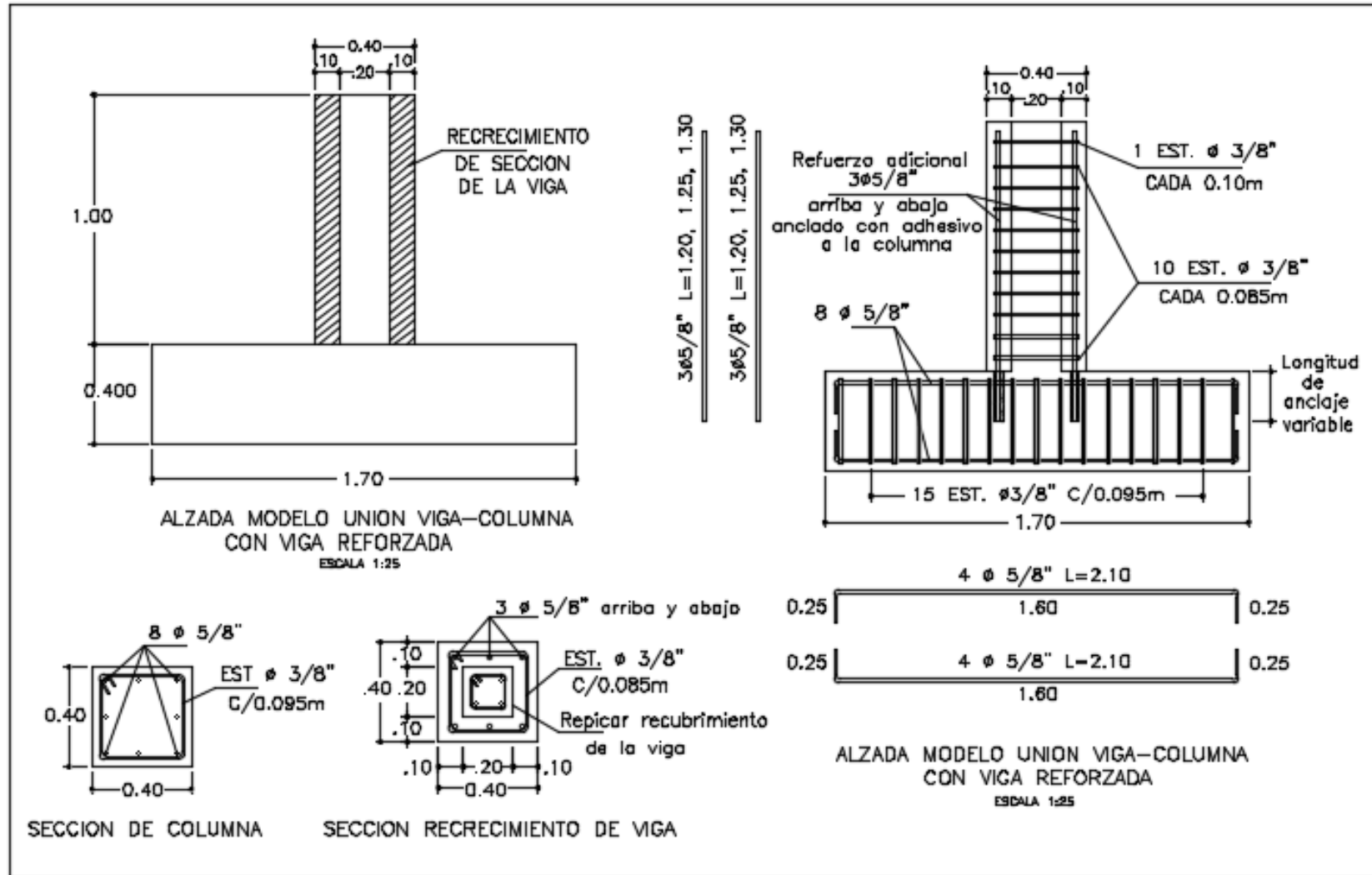


Tabla A-3: Refuerzo unión viga columna con reforzamiento.



B. Anexo: Cálculos resistencia teórica de vigas

Tabla B-1: Resistencia teórica de la unión viga columna.

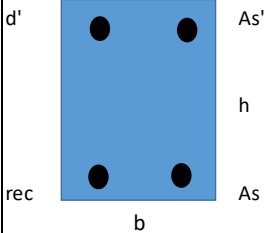
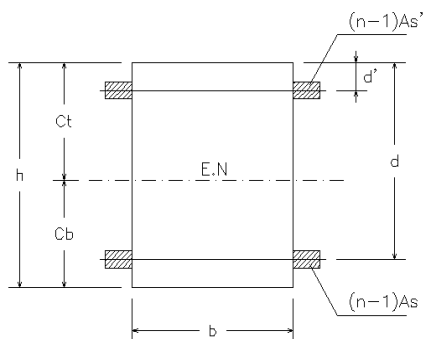
CURVAS MOMENTO - CURVATURA M- ϕ			
DATOS			
	MATERIALES: $f'_c = 21 \text{ MPa}$ $F_y = 420 \text{ MPa}$ $E_s = 200 \text{ GPa}$ $E_c = 21.5 \text{ GPa}$		
PARAMETROS BASICOS			
$b =$	0.4 m	$A_s =$	600 mm ²
$h =$	0.4 m	$A_{s'} =$	600 mm ²
$d' =$	0.057 m	$db =$	15.88 mm
$d =$	0.34 m	$f'_c =$	21000 kPa
$L_{vol} =$	0.95 m	$F_y =$	420000 kPa
$rec =$	0.040 m	$db_{estribo} =$	9.525 mm
		$E_c =$	21538105.8 kPa
		$E_s =$	200000000 kPa
		$n =$	9.29
		$f_r =$	2749.5 kPa
		$\rho =$	0.00438
		$S_{flejes} =$	0.085 m
ETAPA 1 (M_{cr})			
(TEORÍA ELÁSTICA-METODO DE SECCIÓN TRANSFORMADA)			
PROPIEDADES DE LA SECCION ELASTICA:			
CALCULO EJE NEUTRO:			
Primer momento de area $\Sigma Y A = 0$ (Toda la sección contribuyendo a la resistencia).			
$(n-1) A_s =$	4971.52 mm ²		
$(n-1) A_{s'} =$	4971.5206 mm ²		
$C =$	0.200 m		
$C_t =$	0.200 m		
$C_b =$	0.200 m		
$I_{EN} =$	0.002433 m ⁴		
			
PROPIEDADES PARA EL MODELO (CONC. INCONFINADO):			
$\epsilon_{50u} =$	0.0045		
$\epsilon_{50h} =$	0		
$Z =$	200		
$\epsilon_{20c} =$	0.0060		
MOMENTO A LA FISURACION DEL CONCRETO			
$\epsilon_t = f_r / E_c =$	0.00013		
M_{cr} = f_r I / Y	33.45 kN-m	P_{cr} =	35.21 kN
$\phi_{cr} = \epsilon_t / y =$	0.00064 rad/m		

Tabla B-2: (Continuación).

CURVAS MOMENTO - CURVATURA M- ϕ			
ETAPA 2 (My)			
(MÉTODO ESFUERZOS ADMISIBLES)			
<u>MOMENTO A LA FLUENCIA DEL ACERO</u>			
$\epsilon_y = F_y / E_s =$	0.0021		
$T = C = A_s F_y$	252 kN		
$K =$	0.251		
kd =	0.09		
$\epsilon_c =$	0.0007		
$\epsilon_0 =$	0.002		
$\epsilon_s' =$	0.00023		
Fs' =	46.68 MPa	46.7	46.7
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_0 - \epsilon_c^2 / (3 \epsilon_0^2) =$	0.3106		
$\gamma = (4 \epsilon_0 - \epsilon_c) / (12 \epsilon_0 - 4 \epsilon_c)$	0.3444		
Cc =	252.32 kN		
ratio =	0.999		
My = T (d - γ kd) + As' (d-d')	78.87 kN-m	Py =	83.02 kN
$\phi_y = \epsilon_y / (d - kd) =$	0.0082 rad/m		
ETAPA 3 (Muu)			
(MÉTODO DE LA RESISTENCIA ULTIMA)			
<u>MOMENTO ULTIMO DEL CONCRETO INCONFINADO</u>			
<u>DEFORMACION ULTIMA DEL ACERO</u>			
$F_s = F_y =$	420 Mpa		
$T_s =$	252 kN		
$\epsilon_{sh\max} =$	0.012 (suponemos Def. max acero)		
$\epsilon_{cumax} =$	0.0050		
$K =$	0.136		
$kd =$	0.046 m		
$\epsilon_c =$	0.001884	OK <	ϵ_{umax}
$\epsilon_0 =$	0.002		
$\epsilon_s' =$	-0.00045	-89.0	-89.0
Fs' =	-89.0 MPa		
$\alpha = 1 - \epsilon_0 / 3\epsilon_c + Z (\epsilon_0 - \epsilon_0^2 / (2\epsilon_c) - \epsilon_c / 2$	0.6454		
$\gamma = 1 - 1/\alpha [1/2 - \epsilon_0^2 / (12 \epsilon_c^2) + Z (\epsilon_0 / 2 - \epsilon_c / 3 - \epsilon_0^3 / (6 \epsilon_c^2))] =$	0.3720		
C =	251.96 kN	$\theta_p =$	0.0072 rad
ratio =	1.000	Lp =	0.2213 m
Muu = T (d - γ kd) + As' (d-d')	81.95 kN-m	Puu =	86.26 kN
$\phi_{uu} = \epsilon_y / (d - kd) =$	0.0405 rad/m	$\delta =$	0.72 cm

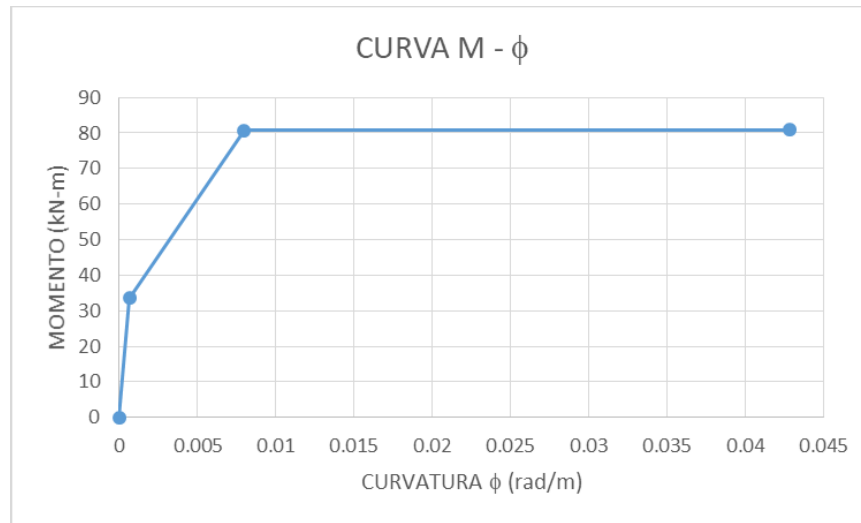
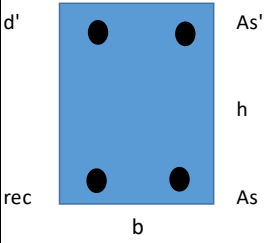
Figura B-1: Gráfica Momento-curvatura.

Tabla B-3: Resistencia teórica de la unión viga columna reforzada.

CURVAS MOMENTO - CURVATURA M- ϕ			
DATOS			
	MATERIALES: $f'c = 21 \text{ MPa}$ $Fy = 420 \text{ MPa}$ $Es = 200 \text{ GPa}$ $Ec = 21.5 \text{ GPa}$		
PARAMETROS BASICOS			
$b =$	0.4 m	$As =$	854 mm ²
$h =$	0.4 m	$As' =$	854 mm ²
$d' =$	0.0808 m	$db =$	15.88 mm
$d =$	0.3192 m	$f'c =$	21000 kPa
$Lvol =$	0.95 m	$Fy =$	420000 kPa
$rec =$	0.040 m	$dbestribo =$	9.525 mm
		$Ec =$	21538105.8 kPa
		$Es =$	200000000 kPa
		$n =$	9.29
		$fr =$	2749.5 kPa
		$\rho =$	0.00669
		$Sflejes =$	0.085 m

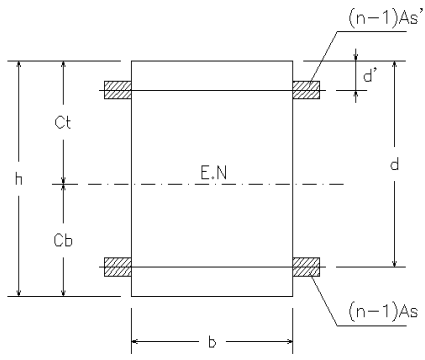
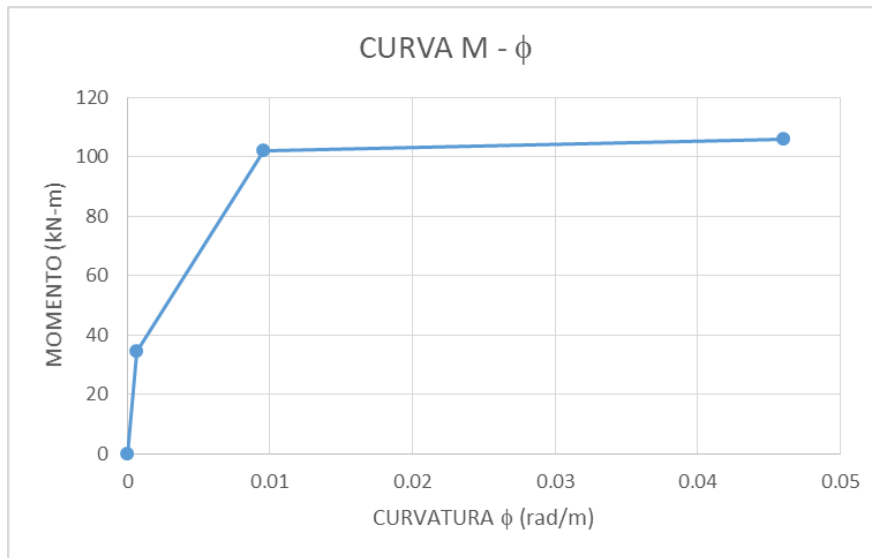
ETAPA 1 (Mcr)			
(TEORÍA ELÁSTICA-METODO DE SECCIÓN TRANSFORMADA)			
<u>PROPIEDADES DE LA SECCION ELÁSTICA:</u>			
CALCULO EJE NEUTRO:			
Primer momento de area $\Sigma Y A = 0$ (Toda la sección contribuyendo a la resistencia).			
$(n-1) As =$	7076.13 mm ²		
$(n-1) As' =$	7076.13099 mm ²		
$C =$	0.200 m		
$Ct =$	0.200 m		
$Cb =$	0.200 m		
$I_{EN} =$	0.002517 m ⁴		
<u>PROPIEDADES PARA EL MODELO (CONC. INCONFINADO):</u>			
$\epsilon_{50u} =$	0.0045		
$\epsilon_{50h} =$	0		
$Z =$	200		
$\epsilon_{20c} =$	0.0060		
<u>MOMENTO A LA FISURACION DEL CONCRETO</u>			
$\epsilon_t = fr / Ec =$	0.00013		
Mcr = fr I / Y	34.60 kN-m	Pcr =	36.42 kN
$\phi_{cr} = \epsilon_t / y =$	0.00064 rad/m		


Tabla B-4: (Continuación).

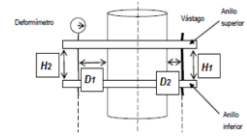
CURVAS MOMENTO - CURVATURA M- ϕ			
ETAPA 2 (My)			
(MÉTODO ESFUERZOS ADMISIBLES)			
<u>MOMENTO A LA FLUENCIA DEL ACERO</u>			
$\epsilon_y = F_y / E_s =$	0.0021		
$T = C = A_s F_y$	358.68 kN		
$K =$	0.30968		
kd =	0.10		
$\epsilon_c =$	0.0009		
$\epsilon_0 =$	0.002		
$\epsilon_s' =$	0.00017		
Fs' =	34.40 MPa	34.4	34.4
$\alpha = \epsilon_c / \epsilon_0 - \epsilon_c^2 / (3 \epsilon_0^2) =$	0.3971		
$\gamma = (4 \epsilon_0 - \epsilon_c) / (12 \epsilon_0 - 4 \epsilon_c)$	0.3489		
Cc =	359.09 kN		
ratio =	0.999		
My = T (d - γ kd) + As'(d-d')	102.13 kN-m	Py =	107.50 kN
$\phi_y = \epsilon_y / (d - kd) =$	0.0095 rad/m		
ETAPA 3 (Muu)			
(MÉTODO DE LA RESISTENCIA ULTIMA)			
<u>MOMENTO ULTIMO DEL CONCRETO INCONFINADO</u>			
<u>DEFORMACION ULTIMA DEL ACERO</u>			
$F_s = F_y =$	420 Mpa		
$T_s =$	358.68 kN		
$\epsilon_{sh\max} =$	0.012 (suponemos Def. max acero)		
$\epsilon_{cumax} =$	0.0050		
$K =$	0.1825		
$kd =$	0.058 m		
$\epsilon_c =$	0.002679	OK <	ϵ_{umax}
$\epsilon_0 =$	0.002		
$\epsilon_s' =$	-0.00104	-207.4	-207.4
$F_s' =$	-207.4 MPa		
$\alpha = 1 - \epsilon_0 / 3\epsilon_c + Z (\epsilon_0 - \epsilon_0^2 / (2\epsilon_c) - \epsilon_c / 2$	0.7339		
$\gamma = 1 - 1/\alpha [1/2 - \epsilon_0^2 / (12 \epsilon_c^2) + Z (\epsilon_0 / 2 - \epsilon_c / 3 - \epsilon_0^3 / (6 \epsilon_c^2))] =$	0.4035		
C =	358.96 kN	$\theta_p =$	0.0076 rad
ratio =	0.999	Lp =	0.2096 m
Muu = T (d - γ kd) + As'(d-d')	106.02 kN-m	Puu =	111.60 kN
$\phi_{uu} = \epsilon_y / (d - kd) =$	0.0460 rad/m	$\delta =$	0.76 cm

Figura B-2: Gráfica Momento-curvatura unión viga columna reforzada.

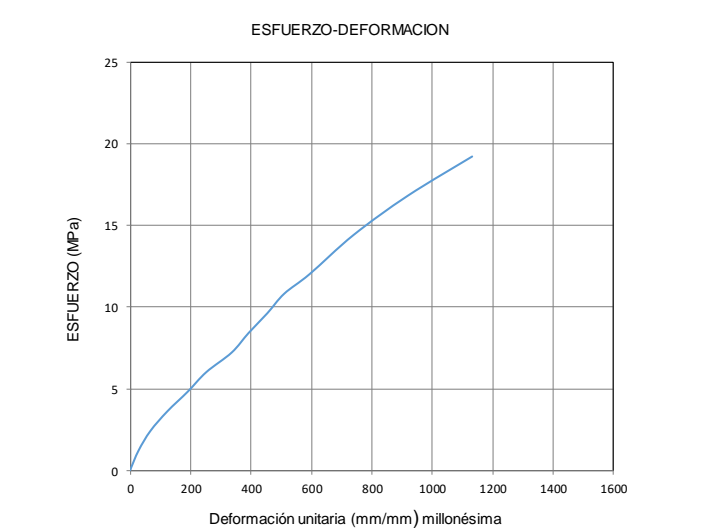
C. Anexo: Ensayos de Módulo de Elasticidad

Tabla B-1: Determinación del módulo de Elasticidad 1-M.

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON REFORZAMIENTO ANCLADO CON ADHESIVOS Y BAJO CARGAS CÍCLICAS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
CILINDRO No.	1-M	DIMENSIONES DEL MONTAJE	
MUESTRA:	UNION MONOLÍTICA	Distancia interna entre el cilindro y deformímetro (mm) = D ₁	50
DIMENSIONES DEL CILINDRO		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D ₂	53
Altura promedio H (mm)	201	Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H ₁	90
Diámetro promedio D (mm)	102	Distancia interna entre anillos (lado del deformímetro) (mm) = H ₂	91
Área Transversal A (mm ²)	8171	Promedio de las distancias H ₁ y H ₂ (mm)	91




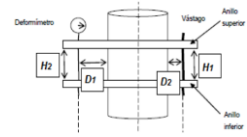
Carga (kg)	$\delta_c \times 10^{-2}$ (mm)	σ MPa	$\epsilon_c \times 10^{-6}$ (mm)
0	0	0	0
1000	0.5	1.20	28
2000	1.2	2.40	67
3000	2.2	3.60	123
4000	3.4	4.80	191
5000	4.5	6.00	252
6000	6	7.20	336
7000	7	8.40	392
8000	8.1	9.60	454
9000	9.1	10.80	510
10000	10.6	12.01	594
12000	13.2	14.41	740
14000	16.4	16.81	919
16000	20.2	19.21	1132



MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$	
Carga Máxima (Kg)	19100
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	22.93
40% Esfuerzo Máximo (σ2) (MPa)	9.17
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) ξ2	0.000431864
Esfuerzo para def. unitarias ξ1 = 5x10 ⁻⁶ σ1(MPa)	1.87
E_c (MPa)	19115

Tabla B-3: Determinación del módulo de Elasticidad 1-MR25.

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON REFORZAMIENTO ANCLADO CON ADHESIVOS Y BAJO CARGAS CÍCLICAS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
CILINDRO No.	1-MR25	DIMENSIONES DEL MONTAJE	
MUESTRA:	UNION NO REFORZADA	Distancia interna entre el cilindro y deformímetro (mm) = D ₁	53
DIMENSIONES DEL CILINDRO		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D ₂	55
Altura promedio H (mm)	202	Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H ₁	90
Diámetro promedio D (mm)	103	Distancia interna entre anillos (lado del deformímetro) (mm) = H ₂	91
Área Transversal A (mm ²)	8332	Promedio de las distancias H ₁ y H ₂ (mm)	91



Carga (kg)	$\delta_c \times 10^{-2}$ (mm)	σ MPa	$\epsilon_c \times 10^{-6}$ (mm)
0	0	0	0
1000	0.5	1.20	28
2000	1.3	2.40	73
3000	2	3.60	112
4000	3.3	4.80	185
5000	4.5	6.00	252
6000	5.5	7.20	308
7000	6.8	8.40	381
8000	8	9.60	448
9000	9.5	10.80	533
10000	10.5	12.01	589
12000	13	14.41	729
14000	16.5	16.81	925
16000	20	19.21	1121

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$	
Carga Máxima (Kg)	18700
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	22.02
40% Esfuerzo Máximo (σ2) (MPa)	8.81
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ξ2	0.000403755
Esfuerzo para def.unitarias ξ1 = 5x10 ⁻⁶ σ1(MPa)	1.79
Ec (MPa)	19838

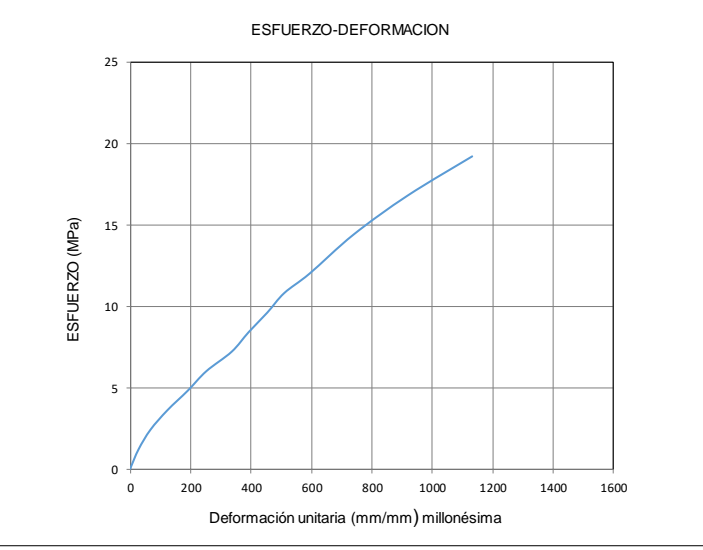

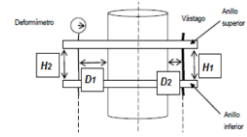
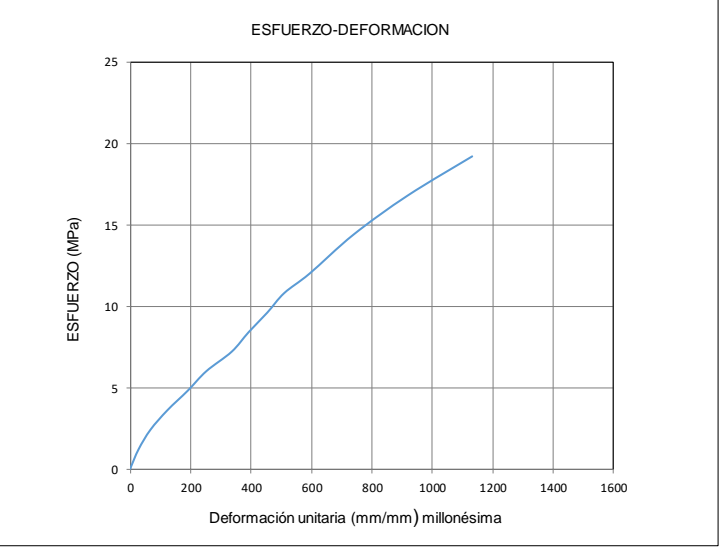


Tabla B-5: Determinación del módulo de Elasticidad 1-MR30.

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON REFORZAMIENTO ANCLADO CON ADHESIVOS Y BAJO CARGAS CÍCLICAS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
CILINDRO No.	1-MR30	DIMENSIONES DEL MONTAJE	
MUESTRA:	UNION NO REFORZADA	Distancia interna entre el cilindro y deformímetro (mm) = D ₁	53
DIMENSIONES DEL CILINDRO		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D ₂	55
Altura promedio H (mm)	202	Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H ₁	91
Diámetro promedio D (mm)	103	Distancia interna entre anillos (lado del deformímetro) (mm) = H ₂	93
Área Transversal A (mm ²)	8332	Promedio de las distancias H ₁ y H ₂ (mm)	92




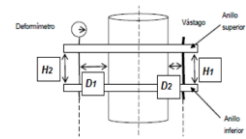
Carga (kg)	$\delta_c \times 10^{-2}$ (mm)	σ MPa	$\epsilon_c \times 10^{-6}$ (mm)
0	0	0	0
1000	0.3	1.20	17
2000	1	2.40	56
3000	1.8	3.60	101
4000	2.7	4.80	151
5000	3.9	6.00	219
6000	5	7.20	280
7000	6.2	8.40	348
8000	7.4	9.60	415
9000	8.9	10.80	499
10000	10	12.01	561
12000	12.1	14.41	678
14000	16	16.81	897
16000	18.7	19.21	1048



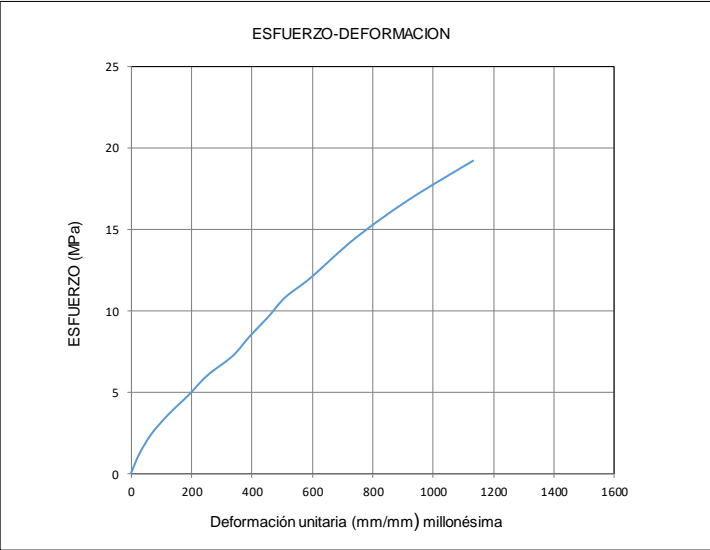
MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$	
Carga Máxima (Kg)	18900
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	22.25
40% Esfuerzo Máximo (σ2) (MPa)	8.90
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ξ2	0.000375398
Esfuerzo para def.unitarias ξ1 = 5x10 ⁻⁶ σ1(MPa)	2.22
Ec (MPa)	20544

Tabla B-6: Determinación del módulo de Elasticidad 2-MR30.

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON REFORZAMIENTO ANCLADO CON ADHESIVOS Y BAJO CARGAS CÍCLICAS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
CILINDRO No.	2-MR30	DIMENSIONES DEL MONTAJE	
MUESTRA:	UNION NO REFORZADA	Distancia interna entre el cilindro y deformímetro (mm) = D ₁	52
DIMENSIONES DEL CILINDRO		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D ₂	53
Altura promedio H (mm)	200	Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H ₁	90
Diámetro promedio D (mm)	103	Distancia interna entre anillos (lado del deformímetro) (mm) = H ₂	93
Área Transversal A (mm ²)	8332	Promedio de las distancias H ₁ y H ₂ (mm)	92




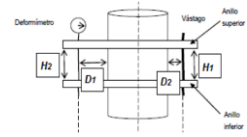
Carga (kg)	δ _c x 10 ² (mm)	σ MPa	ε _c x 10 ⁻⁶ (mm)
0	0	0	0
1000	0.5	1.20	28
2000	1.1	2.40	62
3000	2	3.60	112
4000	2.9	4.80	163
5000	4.1	6.00	230
6000	5.2	7.20	291
7000	6.4	8.40	359
8000	7.6	9.60	426
9000	9.1	10.80	510
10000	10.2	12.01	572
12000	12.3	14.41	690
14000	15.9	16.81	891
16000	18.7	19.21	1048
18000	22.1	21.61	1239
20000	24.6	24.01	1379



MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$	
Carga Máxima (Kg)	22300
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	26.25
40% Esfuerzo Máximo (σ ₂) (MPa)	10.50
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) ε ₂	0.0004889
Esfuerzo para def. unitarias ξ ₁ = 5x10 ⁻⁶ σ ₁ (MPa)	1.98
E_c (MPa)	19406

Tabla B-7: Determinación del módulo de Elasticidad 1-MR35.

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON REFORZAMIENTO ANCLADO CON ADHESIVOS Y BAJO CARGAS CÍCLICAS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
CILINDRO No.	1-MR35	DIMENSIONES DEL MONTAJE	
MUESTRA:	UNION NO REFORZADA	Distancia interna entre el cilindro y deformímetro (mm) = D ₁	50
DIMENSIONES DEL CILINDRO		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D ₂	52
Altura promedio H (mm)	201	Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H ₁	90
Diámetro promedio D (mm)	103	Distancia interna entre anillos (lado del deformímetro) (mm) = H ₂	92
Área Transversal A (mm ²)	8332	Promedio de las distancias H ₁ y H ₂ (mm)	91



Carga (kg)	δ _i x 10 ⁻² (mm)	σ MPa	ε _d x 10 ⁻⁶ (mm)
0	0	0	0
1000	0.5	1.20	28
2000	1.3	2.40	73
3000	2	3.60	112
4000	3.3	4.80	185
5000	4.5	6.00	252
6000	5.5	7.20	308
7000	6.8	8.40	381
8000	8	9.60	448
9000	9.5	10.80	533
10000	10.5	12.01	589
12000	13	14.41	729
14000	16.5	16.81	925
16000	20	19.21	1121

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$	
Carga Máxima (Kg)	19200
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	22.61
40% Esfuerzo Máximo (σ ₂) (MPa)	9.04
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ξ ₂	0.000416948
Esfuerzo para def.unitarias ξ ₁ = 5x10 ⁻⁶ σ ₁ (MPa)	1.79
E_c (MPa)	19767

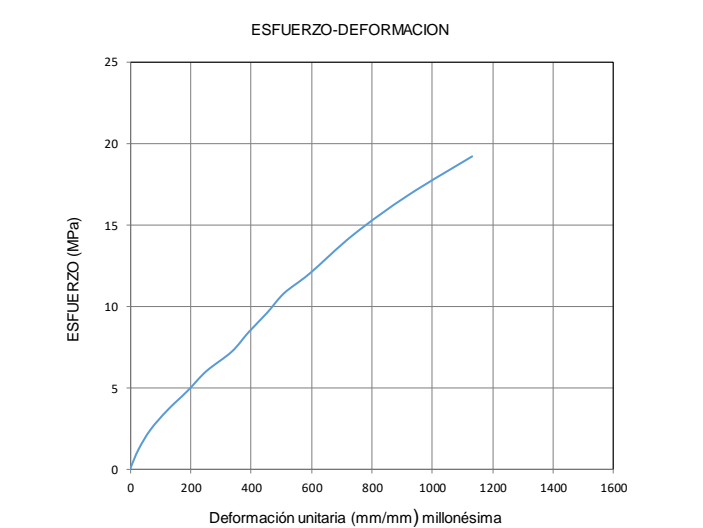

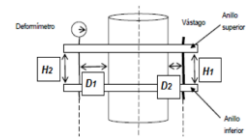
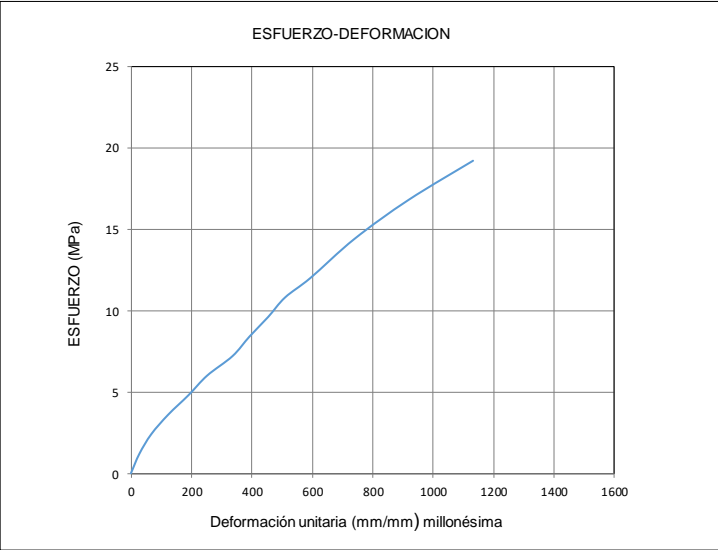


Tabla B-8: Determinación del módulo de Elasticidad 2-MR35.

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON REFORZAMIENTO ANCLADO CON ADHESIVOS Y BAJO CARGAS CÍCLICAS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
CILINDRO No.	2-MR35	DIMENSIONES DEL MONTAJE	
MUESTRA:	UNION NO REFORZADA	Distancia interna entre el cilindro y deformímetro (mm) = D ₁	52
DIMENSIONES DEL CILINDRO		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D ₂	53
Altura promedio H (mm)	201	Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H ₁	91
Diámetro promedio D (mm)	102	Distancia interna entre anillos (lado del deformímetro) (mm) = H ₂	92
Área Transversal A (mm ²)	8171	Promedio de las distancias H ₁ y H ₂ (mm)	92




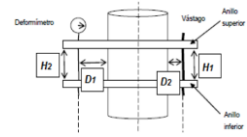
Carga (kg)	$\delta_c \times 10^2$ (mm)	σ MPa	$\epsilon_c \times 10^6$ (mm)
0	0	0	0
1000	0.5	1.20	28
2000	1.3	2.40	73
3000	2	3.60	112
4000	3.3	4.80	185
5000	4.5	6.00	252
6000	5.5	7.20	308
7000	6.8	8.40	381
8000	8	9.60	448
9000	9.5	10.80	533
10000	10.5	12.01	589
12000	13	14.41	729
14000	16.5	16.81	925
16000	20	19.21	1121



MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$	
Carga Máxima (Kg)	18700
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	22.45
40% Esfuerzo Máximo (σ_2) (MPa)	8.98
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) ϵ_2	0.000413477
Esfuerzo para def. unitarias $\epsilon_1 = 5 \times 10^{-6}$ (MPa)	1.79
E_c (MPa)	19785

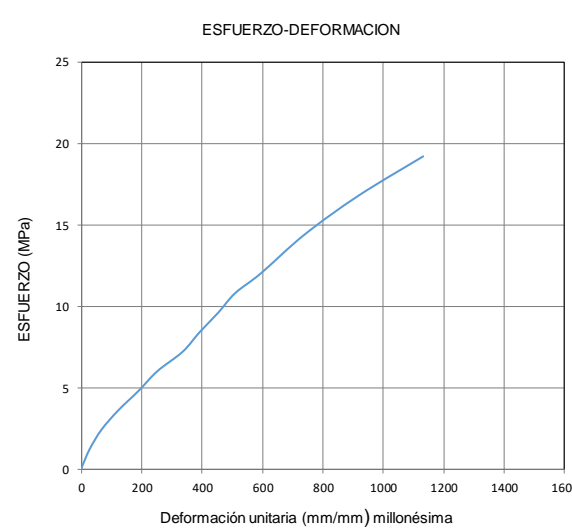
Tabla B-9: Determinación del módulo de Elasticidad 1-MR25-2.

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON REFORZAMIENTO ANCLADO CON ADHESIVOS Y BAJO CARGAS CÍCLICAS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
CILINDRO No.	1-MR25-2	DIMENSIONES DEL MONTAJE	
MUESTRA:	UNION REFORZADA	Distancia interna entre el cilindro y deformímetro (mm) = D ₁	53
DIMENSIONES DEL CILINDRO		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D ₂	55
Altura promedio H (mm)	201	Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H ₁	90
Diámetro promedio D (mm)	102	Distancia interna entre anillos (lado del deformímetro) (mm) = H ₂	92
Área Transversal A (mm ²)	8171	Promedio de las distancias H ₁ y H ₂ (mm)	91




Carga (kg)	δ _i x 10 ⁻² (mm)	σ MPa	ε _d x 10 ⁻⁶ (mm)
0	0	0	0
1000	0.3	1.20	17
2000	1	2.40	56
3000	2.3	3.60	129
4000	3.4	4.80	191
5000	4.5	6.00	252
6000	6.1	7.20	342
7000	7	8.40	392
8000	8.2	9.60	460
9000	9.2	10.80	516
10000	10	12.01	561
12000	13.4	14.41	751
14000	16.4	16.81	919
16000	20.1	19.21	1127

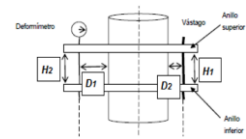
ESFUERZO-DEFORMACION



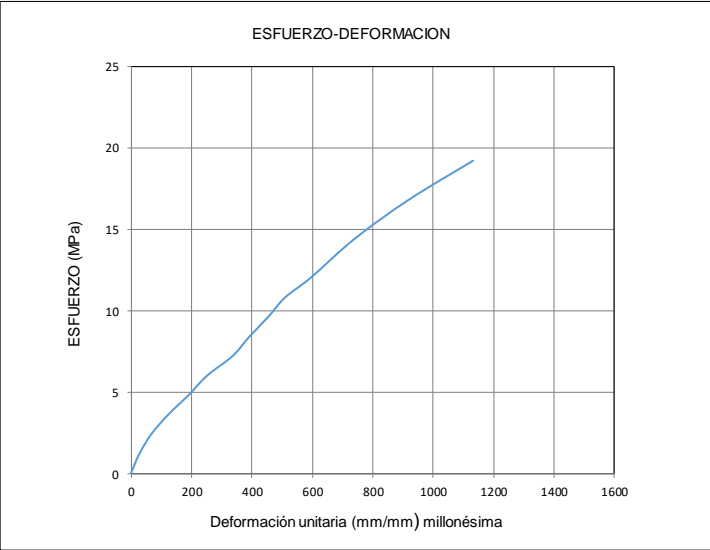
MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$	
Carga Máxima (Kg)	19100
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	22.93
40% Esfuerzo Máximo (σ2) (MPa)	9.17
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ξ2	0.000435452
Esfuerzo para def.unitarias ξ1 = 5x10 ⁻⁶ σ1(MPa)	2.22
Ec (MPa)	18047

Tabla B-10: Determinación del módulo de Elasticidad 5-MR35-2.

 ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO FACULTAD DE INGENIERÍA-POSGRADO EN ESTRUCTURAS EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO CON REFORZAMIENTO ANCLADO CON ADHESIVOS Y BAJO CARGAS CÍCLICAS MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO - NTC 4025			
CILINDRO No.	5-MR35-2	DIMENSIONES DEL MONTAJE	
MUESTRA:	UNION REFORZADA	Distancia interna entre el cilindro y deformímetro (mm) = D_1	50
DIMENSIONES DEL CILINDRO		Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D_2	53
Altura promedio H (mm)	202	Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H_1	90
Diámetro promedio D (mm)	101	Distancia interna entre anillos (lado del deformímetro) (mm) = H_2	92
Área Transversal A (mm ²)	8012	Promedio de las distancias H_1 y H_2 (mm)	91



Carga (kg)	$\delta_c \times 10^2$ (mm)	σ MPa	$\epsilon_c \times 10^6$ (mm)
0	0	0	0
1000	0.5	1.20	28
2000	1.3	2.40	73
3000	2	3.60	112
4000	3.3	4.80	185
5000	4.5	6.00	252
6000	5.5	7.20	308
7000	6.8	8.40	381
8000	8	9.60	448
9000	9.5	10.80	533
10000	10.5	12.01	589
12000	13	14.41	729
14000	16.5	16.81	925
16000	20	19.21	1121
18000	24	21.61	1345



MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$	
Carga Máxima (Kg)	19900
Esfuerzo Máximo (MPa) = f_c	24.37
40% Esfuerzo Máximo (σ_2) (MPa)	9.75
Def. Unitaria (Corresp. 40% Esfuerzo máximo) ϵ_2	0.000456422
Esfuerzo para def. unitarias $\epsilon_1 = 5 \times 10^{-6}$ (MPa)	1.79
E_c (MPa)	19580

8. Bibliografía

- ACI 318 - 14. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS 14) y Comentario (ACI 318RSUS 14)*. American Concrete Institute ACI.
- ACI-355, A. C. (1991). *Informe sobre el estado del arte de los anclajes en hormigón (ACI 355.1R-91)*. American Concrete Institute.
- Alcocer, S. M. (1995). *Comportamiento y diseño de estructuras de concreto: uniones de elementos*. Mexico: Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería.
- Asociacion Colombiana de Productores de Concreto - Asocreto. (2006). *El concreto y los terremotos: Conceptos, comportamiento, patología y rehabilitación (1a ed.)*. Santafé de Bogotá: Instituto del Concreto.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño Sísmico de Edificios (1a ed.)*. Mexico D.F, Mexico: Limusa S.A de C.V.
- Darwin, D., Dolan, C. W., & Nilson, A. H. (2016). *Design of Concrete Structures (Fifteenth ed.)*. New York: McGraw-Hill.
- Guzmán, L. (2007). *Tesis de Posgrado no publicada Programa experimental para el estudio de la unión viga-columna*. Escuela Colombiana de Ingeniería "Julio Garavito", Facultad de ingeniería Civil, Bogotá.
- Kalogeropoulos, G., Tsonos, A.-D., Konstandinidis, D., & Tsetines, S. (2015). Pre-earthquake and post-earthquake retrofitting of poorly detailed. *Engineering Structures*, 15.
- Karayannis, C., Favvata, M., & Kakaletsis, D. (2011). Seismic behaviour of infilled and pilotis RC frame structures with beam-column. *Engineering Structures*, 11.
- Kiran, R., & Genesio, G. (2014). A case study on pre 1970s constructed concrete exterior. *Case Studies in Structural Engineering*, 6.
- Ma, D., & Sun, H. (2012). Studying on Cracking of reinforced-concrete beam. 613-616.
- Mahrenholtz, C., Eligehausen, R., & Reinhardt, H.-W. (2015). Design of post-installed reinforcing bars as end anchorage or as bonded. *Engineering Structures*, 11.

- Metelli, G., Messali, F., Beschi, C., & Riva, P. (2015). A model for beam-column corner joints of existing RC frame subjected to cyclic loading. *Engineering Structures*, 14.
- Nilson, A. H., & Winter, G. (1994). *Diseño de estructuras de concreto* (11a ed.). Santafé de Bogotá: McGraw-Hill.
- Ramirez, D. J. (2014). *Tesis de posgrado Comportamiento Dinámico de Uniones Viga-columna*. Escuela Colombiana de Ingeniería "Julio Garavito", Facultad de Ingeniería Civil, Bogotá.
- Randl, N., & Kunz, J. (2012). Concrete Splitting for Rebars Post-Installed with High Bond Adhesives. *International Conference on Bond in Concrete 2012*.
- Russo, G., & Pauletta, M. (Abril de 2012). Seismic Behavior of Exterior Beam-Column Connections with Plain Bars and Effects of Upgrade. *ACI Structural Journal*, 109(2), 225-233.
- Zambrano López, J. L. (2015). *Notas de clase "Anclajes adheridos"*. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga.