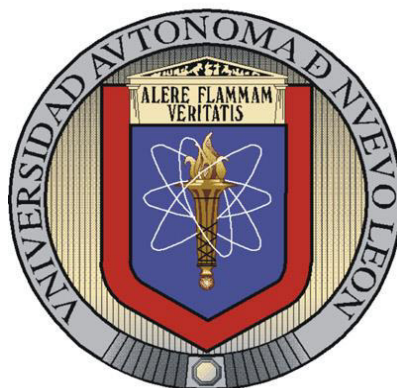


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**EVALUACIÓN TEÓRICA DEL REFORZAMIENTO EXTERNO A
CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO
DETERIORADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS**

**PRESENTADA POR:
JOSÉ LUIS TORRES PINAL**

**COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRÍA EN CIENCIAS
CON ESPECIALIDAD EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

FEBRERO 2019

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN TEÓRICA DEL REFORZAMIENTO EXTERNO A
CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO REFORZADO
DETERIORADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS

POR:

ING. JOSÉ LUIS TORRES PINAL

Como requisito parcial para obtener el Grado de
MAESTRÍA EN CIENCIAS CON ESPECIALIDAD EN INGENIERÍA
ESTRUCTURAL

Director de Tesis: Dr. César Antonio Juárez Alvarado



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FIC



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

Presente:

Estimado Dr. Juárez:

Por medio de la presente hago de su conocimiento que finalicé la revisión de (Tesis) con título **"Evaluación teórica del reforzamiento externo a cortante en vigas de concreto reforzado deterioradas por corrosión en los estribos"**, que presenta el **ING. JOSE LUIS TORRES PINAL**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad del documento, dictamino que el mismo es **APROBADO** y la fecha del examen de grado será el 5 de abril de 2019.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

"ALERE FLAMMAM VERITATIS"

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 13 de febrero de 2019


DR. RICARDO GONZÁLEZ ALCORTA
Evaluador


SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS
DE POSGRADO



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FIC



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

Presente:

Estimado Dr. Juárez:

Por medio de la presente hago de su conocimiento que finalicé la revisión de (Tesis) con título **“Evaluación teórica del reforzamiento externo a cortante en vigas de concreto reforzado deterioradas por corrosión en los estribos”**, que presenta el **ING. JOSE LUIS TORRES PINAL**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad del documento, dictamino que el mismo es **APROBADO** y la fecha del examen de grado será el 5 de abril de 2019.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente
“ALERE FLAMMAM VERITATIS”
Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 13 de febrero de 2019

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
Asesor



SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS
DE POSGRADO



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FIC



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

Presente:

Estimado Dr. Juárez:

Por medio de la presente hago de su conocimiento que finalicé la revisión de (Tesis) con título **"Evaluación teórica del reforzamiento externo a cortante en vigas de concreto reforzado deterioradas por corrosión en los estribos"**, que presenta el **ING. JOSE LUIS TORRES PINAL**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería Estructural, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad del documento, dictaminó que el mismo es **APROBADO** y la fecha del examen de grado será el 5 de abril de 2019.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

"ALERE FLAMMAM VERITATIS"

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 13 de febrero de 2019

DR. ROMÁN HERMOSILLO MENDOZA
Evaluador



SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS
DE POSGRADO

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN	1
1. INTRODUCCIÓN	3
1.1. Generalidades	3
1.1.1. Factores Físicos.....	4
1.1.2. Factores Químicos	5
1.2. Reforzamiento en elementos estructurales de concreto	9
1.2.1. Métodos para detener el avance del proceso de corrosión	9
1.2.2. Métodos de reparación del daño provocado por la corrosión	10
1.2.3. Reforzamiento para restituir las propiedades estructurales deterioradas por la corrosión.....	11
1.2.4. El grado de deterioro estructural	12
1.2.5. Consideraciones para realizar el reforzamiento estructural.....	13
1.2.6. Métodos de reforzamiento estructural.....	16
1.4. Hipótesis.....	26
1.5. Objetivos	27
1.5.1. Objetivo General.....	27
1.5.2. Objetivos Específicos	27
2. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN	29
2.1. Diseño estructural de las vigas.....	29
2.2. Resistencia al esfuerzo <i>Cortante</i>	29
2.2.1. Aportación del concreto en la resistencia al esfuerzo por Cortante.....	30
2.2.3. Resistencia nominal al Cortante	31
2.3. Resistencia nominal a Flexión	31
2.4. Caracterización de los materiales	33
2.4.1. Concreto	33
2.4.2. Acero de refuerzo	33
2.5. Habilitación y preparación del acero de refuerzo.....	34
2.5.1. Refuerzo Longitudinal.....	34
2.5.2. Refuerzo Transversal	34

2.6. Fabricación de vigas de concreto reforzado	36
2.7. Proceso de deterioro en las vigas de concreto	37
2.8. Estimación teórica de la pérdida de sección del refuerzo transversal	38
2.9. Reforzamiento de las vigas de concreto deterioradas.....	40
2.9.1. Tensores externos anclados a placas de acero	40
2.9.2. Malla de fibra de carbono adherida a través de matriz epóxica.....	42
2.10. Ensaye mecánico de las vigas de concreto reforzado.....	44
2.11. Dimensionamiento y configuración de carga de las vigas	45
2.12. Momento Flexionante último de la viga simplemente apoyada con cargas a los tercios	45
2.13. Cálculo de la resistencia teórica al esfuerzo <i>Cortante</i> de la viga de concreto.....	47
2.13.1. Resistencia al esfuerzo <i>Cortante</i> del concreto	47
2.13.2. Resistencia al esfuerzo <i>Cortante</i> del acero de refuerzo transversal.....	48
2.13.3. Resistencia al esfuerzo <i>Cortante</i> aportada por el sistema de Tensores Externos	49
2.13.4. Resistencia al esfuerzo cortante aportada por el sistema <i>CFRP</i>	50
2.14. Deformaciones Máximas al centro del claro	53
2.14.1. Deformación Máxima Teórica al centro del claro	53
2.14.2. Deflexión Experimental Máxima obtenida al centro del claro mediante el ensaye.....	55
2.14.3. Aporte a la deformación debida al esfuerzo cortante en la Deflexión Total de la viga.....	55
3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	67
3.1. Resultados experimentales de la resistencia al esfuerzo cortante.....	67
3.1.1. Resultados del reforzamiento por el método de Tensores Externos.....	70
3.1.2. Resultados del reforzamiento por el método de Malla de Fibra de Carbono (<i>CFRP</i>).....	72
3.2. Comparación entre los resultados teóricos y los experimentales de los ensayes.....	74
3.2.1. Resistencia teórica al esfuerzo cortante del Concreto.....	74
3.2.2. Resistencia teórica al esfuerzo cortante del Acero Transversal.....	74
3.2.2. Resistencia teórica al esfuerzo cortante de Método de Tensores Externos.....	74
3.2.3. Resistencia teórica al esfuerzo cortante de la Método de Malla de Fibra de Carbono	74

3.3. Comparación entre los <i>Momentos de Agrietamiento</i> Teóricos y los Experimentales.....	78
3.3.1. Momentos de Agrietamiento a Flexión.....	79
3.3.2. Momentos de Agrietamiento a Cortante	80
3.4. Deflexiones Máximas	82
3.4.1. Resultados de la <i>Deflexión Máxima</i> al centro del claro obtenida mediante el ensaye y <i>Deflexión Teórica Máxima</i> obtenida mediante la ecuación de <i>Branson</i>	82
3.4.2. Aporte de la deformación debida al esfuerzo Cortante en la <i>Deflexión Teórica Total</i> de la viga.....	84
3.4.3. Deflexión Teórica Máxima Total de la viga.....	84
4. CONCLUSIONES.....	90
5. RECOMENDACIONES	93
6. BIBLIOGRAFIA	95
I. ANEXO COMPARACIÓN DE TIEMPOS DE COLOCACIÓN, COSTOS DE MATERIAL Y MANO DE OBRA, ANÁLISIS FODA Y ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD GENERAL	99
I.1. COMPARACIÓN DE LOS TIEMPOS DE COLOCACIÓN	99
I.1.1. Objetivo de la Comparación de los Tiempos de Colocación	99
I.1.2. Tiempos de la Colocación de Caso de Estudio VIGAS REFORZADAS TENSORES	100
I.1.3. Tiempos de la Colocación del Caso de Estudio VIGAS REFORZADAS CFRP	101
I.1.4. Conclusiones de la Comparación de los Tiempos de Colocación.....	102
I.2. COMPARACIÓN DE LOS COSTOS DE MATERIAL Y MANO DE OBRA.....	103
I.2.1. Objetivo de la Comparación de los Costos de Material y Mano de Obra	103
I.2.2. Desglose de los Costos en el ensaye con <i>VIGAS REFORZADAS TENSORES</i>	103
I.2.3. Desglose de los Costos en el ensaye con <i>VIGAS REFORZADAS CFRP</i>	104
I.2.4. Conclusiones de Comparación de Costos de Colocación	105
I.3. ANÁLISIS DE FUERZAS, OPORTUNIDADES, DEBILIDADES Y AMENAZAS (<i>FODA</i>)	106
I.3.1. Objetivo del Análisis <i>FODA</i>	106
I.3.2. Detalle del Análisis del Método de Tensores Externos	106
I.3.3. Detalle del Análisis del Método de Malla de Fibra de Carbono	110
I.4. ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD GENERAL COSTO/BENEFICIO	114
I.4.1. Objetivo del Análisis de Factibilidad General Costo/Beneficio	114

I.4.2. Análisis de Factibilidad General Costo/Beneficio del Método de Tensores Externos.....	114
I.4.3. Análisis de Factibilidad General Costo/Beneficio de Método de Malla de Fibra de Carbono	114
I.4.4. Comparativa de Factibilidad General Costo/Beneficio	115
II. ANEXO ECUACIONES EN MATHCAD	117
III. ANEXO FOTOGRÁFICO	123

INDICE DE TABLAS

Tabla	Pag.
Tabla 1.- Características de los materiales utilizados en el concreto	33
Tabla 2.- Nomenclatura de las vigas ensayadas para el estudio completo	37
Tabla 3.- Pérdida de sección transversal del acero de refuerzo por <i>Cortante</i>	48
Tabla 4.- Valores de diseño para fibra de carbono de alta resistencia <i>MasterBrace</i> ®	50
Tabla 5.- Resistencias últimas de cada viga ensayada	67
Tabla 6.- Resultados teóricos y experimentales de la Resistencia al Cortante y el Momento a Flexión, para cada uno de los casos estudiados	75
Tabla 7.- Resultados teóricos y experimentales de los casos estudiados para el Momento en L/2, en que se presenta el primer agrietamiento a <i>Flexión</i>	79
Tabla 8.- Resultados experimentales de los casos estudiados para el Momento en d, en que se presenta el primer agrietamiento a <i>Cortante</i>	80
Tabla 9.- Resumen de las deflexiones máximas obtenidas al centro del claro de las vigas	82
Tabla 10.- Resumen de las deflexiones por Cortante máximas obtenidas al centro del claro de las vigas	84
Tabla 11.- Resumen de las deflexiones teóricas máximas por Flexión, Cortante, Total y Experimental obtenidas al centro del claro de las vigas	84
Tabla 12.- Desglose de los tiempos del procedimiento de instalación e implementación del reforzamiento del caso de estudio VIGAS REFORZADAS TENSORES	100
Tabla 13.- Desglose de los tiempos del procedimiento de instalación e implementación del reforzamiento del caso de estudio VIGAS REFORZADAS CFRP	101
Tabla 14.- Desglose de los costos de los Materiales utilizados en el caso de estudio VIGAS REFORZADAS TENSORES	103
Tabla 15.- Desglose de Costos de la Mano de Obra en el método de Tensores Externos	104

Tabla 16.- Desglose de los Costos de los Materiales utilizados en el caso de estudio VIGAS REFORZADAS CFRP 104

Tabla 17.- Desglose de los Costos de la Mano de Obra en el método de Malla de Fibra de Carbono 105

INDICE DE FIGURAS

Figura	Pag.
Figura 1.- Esquema del proceso físico de corrosión del acero de refuerzo en el concreto.	4
Figura 2.- Esquema del mecanismo de ataque de los cloruros.	6
Figura 3.- Esquema del mecanismo de ataque de los sulfatos.	7
Figura 4.- Esquema del proceso de carbonatación del concreto.	8
Figura 5.- Modelo de las tres fases del daño por corrosión.	11
Figura 6.- Sistema de clasificación para determinar la etapa de corrosión presente.	14
Figura 7.- Tipos de falla posibles en elementos sujetos a Esfuerzo Cortante.	15
Figura 8.- Técnica de aumento de sección.	17
Figura 9.- Vigas reforzadas con placas de acero externas, adheridas con epóxico y pernos.	18
Figura 10.- Ejemplo de vigas reforzadas con tendones o pernos postensados.	20
Figura 11.- Ejemplo de vigas reforzadas internamente al <i>Cortante</i> .	21
Figura 12.- Representación esquemática de un sistema <i>CFRP</i> .	22
Figura 13. - Dimensionamiento de los elementos de ensaye.	29
Figura 14. - Configuración de las cargas y los apoyos de los elementos de ensaye.	29
Figura 15. - Arreglo del acero de refuerzo previo al colado.	35
Figura 16. -Detalle del acero de refuerzo en la sección transversal de la viga.	35
Figura 17.- Esquema del acomodo del acero de refuerzo longitudinal y transversal.	36
Figura 18.- Esquema utilizado para la inducción del deterioro en los estribos.	37
Figura 19a). - Estimación teórica de la reducción del diámetro y sección del estribo.	38
Figura 18b). - Estimación teórica del Cortante nominal durante la exposición al deterioro.	39

Figura 20.- Esquema del reforzamiento con Tensores Externos.	41
Figura 21.- Componentes del sistema CFRP MasterBrace®.	43
Figura 22.- Esquema del reforzamiento con Malla de Fibra de Carbono.	43
Figura 23.- Dimensiones de los elementos ensayados, la posición de apoyos y las cargas aplicadas.	45
Figura 24.- Diagrama de las Cargas, los Cortantes y los Momentos de los elementos sometidos a ensayos a Flexión.	46
Figura 25.- Diagrama del acomodo de los Estribos No. 2.5 y Tensores Externos de 1/2" (13mm) para el esquema de reforzamiento con Tensores Externos (acotaciones en cm).	49
Figura 26.- Relación Esfuerzo-deformación a la Tensión de la fibra de carbono MasterBrace CF130K.	50
Figuras 27a)- Cálculo de la deflexión por Cortante de una viga de concreto reforzado, propuesto por Tamon Ueda (Antes del agrietamiento por flexión en el claro de cortante).	56
Figuras 27b)- Cálculo de la deflexión por Cortante de una viga de concreto reforzado, propuesto por Tamon Ueda (Después del agrietamiento por flexión en el claro de cortante y antes del agrietamiento diagonal).	56
Figuras 27c)- Cálculo de la deflexión por Cortante de una viga de concreto reforzado, propuesto por Tamon Ueda (Después del agrietamiento diagonal).	56
Figura 28.- Modelo de la Teoría de Armadura para el cálculo de la deformación por Cortante.	56
Figura 29.- Acomodo del acero de refuerzo por Cortante en las vigas ensayadas para cada uno de los casos estudiados.	60
Figura 30a). - Demostración del principio de Tensión transmitida por adherencia al concreto y determinación de la zona de concreto afectada (Micro mecanismo del efecto de adherencia).	62
Figura 30b). - Demostración del principio de Tensión transmitida por adherencia al concreto y determinación de la zona de concreto afectada (Ejemplo de la definición de la zona de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a Flexión).	62
Figura 30c). - Demostración del principio de Tensión transmitida por adherencia al concreto y determinación de la zona de concreto afectada (Segmentación de la zona de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a Flexión).	62

Figura 31.- Acomodo del acero de refuerzo por Flexión en la sección transversal de las vigas ensayadas, para cada uno de los casos estudiados.	63
Figura 32.- Área de la sección transversal efectiva de concreto en tensión rodeando al acero inmediatamente después del agrietamiento a Cortante.	64
Figuras 33a). - Vigas del caso estudiado CON DETERIORO sin método de reforzamiento alguno, falladas al sobrepasar el esfuerzo cortante soportable y la trayectoria de desarrollo de sus grietas.	68
Figuras 33b). - Vigas del caso estudiado CON DETERIORO sin método de reforzamiento alguno, falladas al sobrepasar el esfuerzo cortante soportable y la trayectoria de desarrollo de sus grietas.	68
Figuras 33c). - Vigas del caso estudiado CON DETERIORO sin método de reforzamiento alguno, falladas al sobrepasar el esfuerzo cortante soportable y la trayectoria de desarrollo de sus grietas.	69
Figura 34.- Comparación entre la Resistencia Última (V_u) observada durante el experimento de ensaye de las vigas, para cada uno de los casos estudiados.	69
Figura 35a). - Viga del caso estudiado TENSORES EXTERNOS, fallada al sobrepasar el esfuerzo cortante soportable.	70
Figura 35b). - Viga del caso estudiado TENSORES EXTERNOS, fallada al sobrepasar el esfuerzo cortante soportable.	71
Figura 36. – Aplastamiento de rondanas por espesor insuficiente para soportar el esfuerzo en los tensores externos.	71
Figuras 37a), 37b) y 37c). - Viga del caso estudiado CFRP, fallada al sobrepasar el esfuerzo cortante soportable.	72
Figura 38.- Desgarramiento del cosido transversal de los filamentos de carbono debido al desfase de los planos transversales del elemento.	73
Figura 39.- Fuerzas cortantes últimas a una distancia “ d ”, obtenido teóricamente y experimentales para cada uno de los casos estudiados.	76
Figura 40.- Espaciamiento e irregularidades en la interface de placas de soporte de tensores externos.	77

Figura 41.- Comparación entre los Momentos de Agrietamiento a Flexión obtenidos teóricamente y los observados durante el experimento de ensaye de las vigas, para los casos estudiados.	80
Figura 42. - Comparación entre las Deflexiones máximas Teóricas al centro del claro debidas a la Flexión y Cortante, para los casos sin reforzamiento externo.	85
Figura 43. - Comparación entre las Deflexiones Máximas al centro del claro obtenidas teóricamente y las observadas durante el experimento de ensaye de las vigas, para los casos sin reforzamiento adicional.	85
Figura 44a). - Comportamiento de las deflexiones al centro del claro obtenidas teóricamente y observadas durante el experimento de ensaye de las vigas, para los casos sin reforzamiento externo (Deformación en vigas Sin Deterioro).	86
Figura 44b). - Comportamiento de las deflexiones al centro del claro obtenidas teóricamente y observadas durante el experimento de ensaye de las vigas, para los casos sin reforzamiento externo (Deformación en vigas con Deterioro Sin Reforzamiento).	86
Figura 45. - Comportamiento de las deflexiones al centro del claro observadas durante el experimento de ensaye de las vigas, para todos los casos estudiados.	87
Figura 46. - Área de las vigas para los casos estudiados, donde se requiere el reforzamiento con base en el estudio del Esfuerzo y Momentos, realizado.	99
Figura 47.- Cuadro esquemático de análisis FODA para el método de reforzamiento por Tensores Externos.	109
Figura 48.- Cuadro esquemático de análisis FODA para el método de reforzamiento por Malla de Fibra de Carbono.	113

NOMENCLATURA

- a .- Distancia desde el apoyo a la carga puntual
Claro de *Cortante* (cm).
- A_{ce} . - Área de la sección transversal efectiva de concreto en tensión que rodea al acero de refuerzo (cm²).
- A_{ceo} . - Área de la sección transversal efectiva de concreto en tensión rodeando al acero inmediatamente después del agrietamiento a *Cortante* (cm²).
- A_{cmax} . - Área máxima de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a *Flexión* para cada varilla (cm²).
- ACI . - *American Concrete Institute* (Instituto Americano del Concreto).
- A_e . - Área efectiva de la sección transversal del concreto (kgf/cm²).
- A_{fv} . - Área trasversal del refuerzo a *Cortante* de FRP con un espaciamiento S_f (mm)
- A_s .- Área de acero de refuerzo a *Flexión* presente en la sección transversal del elemento (cm²).
- A_{sv} . - Área de la sección trasversal del acero por *Cortante* (cm²).
- A_{vb} . - Área de sección transversal de tensor externo (cm²) .
- A_w . - Área de la sección transversal del refuerzo a *Cortante*, en un espaciamiento (S) (cm²).
- b .- Ancho del alma de la viga (cm).
- b_w . - Ancho de la sección transversal de la viga (cm).
- $CFRP$. - *Carbon Fiber Reinforced Polymer* (Polímero Reforzado con Fibra de Carbono) .
- d .- Peralte efectivo de la viga (cm).
- d_b . - Diámetro de la varilla de acero de refuerzo a *Flexión* (cm).
- d_{fv} . - Profundidad efectiva del refuerzo a *cortante* de *FRP* (mm).

- E_c - Módulo de elasticidad a compresión del concreto (kg/cm²).
- E_f - Módulo de elasticidad a tensión de la malla de fibra de carbono (MPa).
- E_w - Módulo de Elasticidad del acero de refuerzo a cortante (kgf/cm²).
- F_{yv} - Esfuerzo de fluencia del acero por *Cortante* (kgf/cm²).
- $f'c$ - Esfuerzo a compresión del concreto (kgf/cm²).
- f_{fe} - Esfuerzo Efectivo en el *CFRP*; nivel de esfuerzo alcanzado en la sección de falla (MPa).
- f_r - Módulo de ruptura del concreto (kgf/cm²).
- f_t - Esfuerzo máximo a Tensión del concreto (kg/cm²).
- f_{yb} - Esfuerzo de fluencia del acero de tensor (kgf/cm²).
- G_c - Rigidez a Cortante del concreto (kgf/cm²).
- h - Altura de sección transversal de la viga (cm).
- h_{max} - Ancho máximo de la zona de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a Flexión para cada varilla (cm).
- I_{cr} - Momento de inercia de la sección agrietada transformada (cm⁴).
- I_e - Momento de Inercia Efectiva en (cm⁴).
- I_g - Momento de inercia bruta de la sección transversal de concreto (cm⁴).
- i_{corr} - Velocidad de corrosión del acero de refuerzo (μA/cm²).
- K - Factor empírico por insuficiencia de recubrimiento de concreto.
- k - Factor que depende de la forma de la sección transversal (para el caso de sección rectangular, $k= 6/5$).
- kd - Distancia medida desde la fibra extrema al Eje Neutro, para una sección transformada (cm).
- L - Claro total entre los apoyos de la viga (cm).

- M_{cr} . - Momento bajo el que ocurre el agrietamiento a *Flexión* (kgf*cm).
- M_n . - Momento Flexionante Nominal Resistente (kgf*cm).
- M_u . - Momento último promedio soportado por la viga (kgf*cm).
- n . - Número de capas de malla del Sistema *CFRP* .
- n . - Relación entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto (E_s/E_c).
- P . - Carga puntual registrada en cada punto de aplicación (kgf).
- P_n . - Carga nominal resistente (kgf).
- P_u . - Carga máxima soportada por la viga (kgf).
Carga última registrada promedio (kgf).
- P_{u1} . - Carga última registrada del espécimen No.1 (kgf).
- P_{u2} . - Carga última registrada del espécimen No.2 (kgf).
- Rec . - Distancia de la fibra inferior de la sección transversal de la viga al centroide del acero de refuerzo (cm).
- S . - Espaciamiento entre las varillas del acero de refuerzo transversal (cm).
- S_b . - Espaciamiento entre los tensores externos (cm).
- S_f . - Espaciamiento entre las bandas de refuerzo *CFRP* adheridas externamente (mm).
- t . - Tiempo transcurrido (años).
- t_c . - Espesor mínimo de recubrimiento de concreto en la sección transversal del elemento por varilla de acero de refuerzo a Flexión (cm).
- t_f . - Espesor de la malla de *CFRP* (mm) (en el caso de la fibra *MasterBrace CF130K* es 0.165mm).
- V_c . - Resistencia al *Cortante* del concreto (kgf).
- V_c . - Fuerza aplicada al momento del agrietamiento a cortante (kgf).

- V_f - Resistencia nominal a cortante, prevista por el sistema *CFRP* (kgf).
- V_n - Resistencia nominal a *Cortante* de la sección transversal de la viga (kgf).
- V_s - Fuerza cortante soportada por el mecanismo de armadura (kgf).
- V_{sb} - Resistencia al esfuerzo cortante de los tensores externos (kgf) .
- V_{sv} - Resistencia a Cortante aportada por los estribos (kgf).
- V_u - Resistencia última de la viga (kgf).
- w_f - Ancho de la capa de *CFRP* (mm).
- y_t - Distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección transversal bruta a la cara en tensión, sin considerar el refuerzo (cm).
- z - Distancia entre los centroides de las fuerzas de *Compresión* y la cuerda a *Tensión* (cm).
- Δ_{Emax} - Deformación registrada durante el ensaye de los elementos, ante la carga última real (mm).
- Δ^*_{Emax} - Deformación registrada durante el ensaye de los elementos, ante la carga última real hasta donde el comportamiento ante el incremento de carga fue lineal (mm).
- Δ_s - Deformación teórica de la viga, debida a los esfuerzos cortantes al centro del claro (mm).
- Δ_{Tmax} - Deformación máxima teórica (cm).
- Δ_{Tmax} - Deformación teórica máxima de la viga al centro del claro por los esfuerzos flexionantes (mm).
- Δ_{Total} - Deformación teórica total de la viga, al centro del claro (mm).
- \emptyset_i - Diámetro inicial de la varilla de refuerzo a Flexión (mm).
- \emptyset_f - Pérdida de diámetro en el transcurso del tiempo (mm).
- Ψ_f - Factor de reducción adicional aplicado a la contribución del sistema *CFRP* (0.95).

- α .- Ángulo formado entre el acero de refuerzo a cortante y el eje neutro del elemento ($^{\circ}$).
- δ_{sc} .- Deformación por *Cortante* antes del agrietamiento a *Cortante* (cm).
- δ_s .- Deformación por *Cortante* después del agrietamiento a *Cortante* (cm).
- ε_{fe} .- Nivel de deformación efectiva en la malla *CFRP*, obtenida en la falla (mm/mm).
- ε_{fe} .- Nivel de deformación última en la malla *CFRP* (mm/mm).
- θ .- Ángulo entre el puntal diagonal de compresión supuesto y el eje neutro del elemento (rad).
- λ .- Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto ligero, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión. Para concreto de peso normal ($\lambda = 1.0$).
- v .- Esfuerzo cortante nominal (kgf/cm^2).
- v_0 .- Esfuerzo cortante nominal al ocurrir el agrietamiento por *Cortante* (kgf/cm^2).
- ν_c .- Relación de *Poisson* del concreto.
- ν_c .- Esfuerzo cortante al momento del agrietamiento por *Cortante* (kgf/cm^2).
- ρ_w .- Porcentaje del área de refuerzo a flexión sobre el área efectiva de la sección transversal (cm^2).
- ρ_t .- Relación del acero de refuerzo a tensión con la sección de concreto.
- ρ_w .- Relación del acero de refuerzo a cortante con la sección trasversal de concreto.
- ϕ .- Factor de reducción por esfuerzo *cortante* (0.75).

RESUMEN

Esta investigación continúa desarrollando la parte teórica del estudio experimental previo *RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES DE REHABILITACIÓN A CORTANTE* [Soto, 2012], enfocándose en los resultados obtenidos de la preparación y ensaye de las vigas sometidas a rehabilitación por los métodos de *TENSORES EXTERNOS* y *MALLA DE FIBRA DE CARBONO* o *Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP)*, con el objetivo de determinar la precisión de las ecuaciones establecidas para el cálculo de la resistencia optimizada de la viga, la carga bajo la cual aparece el primer agrietamiento, tanto a *Flexión* como a *Cortante*, y la deflexión máxima pronosticada al centro del claro, con sus correspondientes componentes debidos a la deformación por esfuerzos de *Flexión*, y la debida a los esfuerzos de *Cortante*. También se presenta una comparación de la eficiencia en tiempo y factibilidad costo/beneficio, en la práctica, y un resumen de las principales *Fortalezas, Oportunidades, Debilidades* y *Amenazas* de los métodos de reforzamiento analizados.

Para la determinación de las resistencias máximas de las vigas bajo cargas puntuales aplicadas a los tercios del claro se utilizaron las ecuaciones provistas por el *Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-14*, y la *Guía para Diseño y Construcción de Sistemas FRP Externamente Adheridos para Reforzamiento de Estructuras de Concreto ACI 440.2R-08*.

En el cálculo de las deformaciones máximas al centro del claro se utilizaron: para el componente debido a la *Flexión*, la Ecuación de *Branson*, basada en la Teoría de Vigas de *Euler*; y para el componente debido al *Cortante*, la *teoría de armadura interna*, utilizada en las investigaciones de Tamon Ueda, en la que se asume que la deformación por *Cortante* empieza a tener una magnitud considerable después del agrietamiento.

1. INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

La corrosión del acero de refuerzo en las estructuras de concreto reforzado representa el principal problema en la durabilidad de los elementos, por encima de otros mecanismos de deterioro que atacan al concreto como son los ciclos de congelamiento-deshielo, la humedad, el ataque de ácidos o sulfatos, el agrietamiento por temperatura, la ontracción por secado, el impacto, la erosión y el desgaste.

La corrosión del acero de refuerzo es un fenómeno que implica una degradación parcial y gradualmente progresiva de la calidad del elemento, así como una disminución del tiempo de vida útil bajo los niveles de seguridad aceptables.

Esto es propiciado principalmente por la reducción del área transversal del acero de refuerzo, así como de su ductilidad y capacidad de esfuerzo último; además de la disminución de la resistencia a compresión del concreto, derivada de la formación de productos de corrosión en el acero, lo cual provoca la formación de grietas y la consiguiente disminución de adherencia en la interface acero-concreto. La subsecuente redistribución interna de esfuerzos induce a una reducción de la ductilidad en el estado límite y una variación del comportamiento de deformación en condiciones de servicio del elemento.

La “*corrosión*”, tal como compete su entendimiento en nuestra área, se define como la destrucción o deterioro de un material debido a una reacción con el medio que lo rodea. El caso de “*corrosión del acero*” en particular, se puede expresar parcialmente por la ionización del acero de refuerzo, es decir, el proceso por el cual un átomo metálico pierde electrones y queda cargado con un exceso de cargas positivas (iguales a las cargas negativas de los electrones que se perdieron) (Ver Figura 1). Dicha entidad cargada constituye un ion positivo o catión [Del Valle et al., 2001].

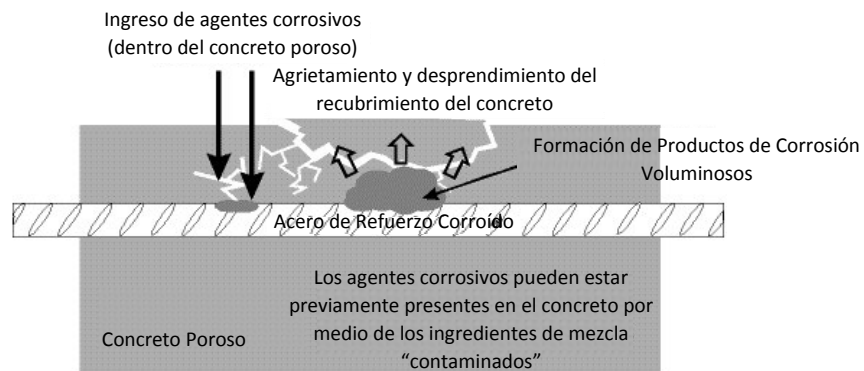


Figura 1.- Esquema del proceso físico de corrosión del acero de refuerzo en el concreto [An, 2009].

1.1.1. Factores Físicos

Entre los factores físicos principales que intervienen en el desarrollo de la corrosión en el acero se pueden mencionar:

- **El diseño del concreto.** - Su rigidez, el grado de compactación, la homogeneidad, la resistencia y el porcentaje de porosidad.
- **El espesor del recubrimiento.** - Éste depende del medio ambiente. A mayor agresividad ambiental, mayor debe ser el recubrimiento del acero de refuerzo en el elemento requerido. El *Reglamento para Concreto Estructural del American Concrete Institute (ACI) 318-14* Secc. 7.7 establece las recomendaciones de espesor mínimo de recubrimiento del acero de refuerzo, de acuerdo con las condiciones del medio ambiente que rodea al concreto.
- **La humedad ambiental.** - En presencia de cloruros, el proceso es más complejo por el carácter higroscópico del concreto, por lo que debe controlarse la capilaridad.
- **La temperatura.** - El incremento de ésta, propicia la movilidad de las moléculas, facilitando el transporte de sustancias. Su disminución puede dar lugar a condensaciones no deseadas.
- **El estado superficial del acero de refuerzo.** - La existencia de recubrimientos o el grado de uniformidad de la superficie.
- **Las corrientes erráticas.** - Son las que abandonan sus *circuitos naturales* y circulan por la estructura.

- **El contacto galvánico.** – Es el que se da entre dos metales en contacto eléctrico, con uno de ellos más *noble* y en donde ambos metales se encuentran inmersos en un electrolito o medio húmedo.
- **La lixiviación por aguas puras.** - Éstas disuelven el hidróxido de calcio del concreto y destruyen sus componentes restantes.
- **Los desprendimientos y las fisuras.** - Permiten el acceso de los agentes agresivos.

1.1.2. Factores Químicos

- **Los cloruros**

La corrosión del acero de refuerzo existente dentro del concreto se origina por la presencia exclusiva de oxígeno y humedad en las proximidades de las varillas, pero la existencia de cloruros libres en el medio que las rodea es un desencadenante del proceso.

El fenómeno de la corrosión del acero de refuerzo es causa frecuente de que las estructuras de concreto se deterioren prematuramente, aun cuando el concreto, por su alta alcalinidad con un pH promedio de 12.5 y baja conductividad, suele ser un medio que proporciona buena protección al acero contra la corrosión. Sin embargo, dentro del esquema de un ambiente agresivo, esta protección no es suficientemente eficaz y el fenómeno se produce. Existen también condiciones que de origen la favorecen y son las siguientes:

- Una excesiva porosidad del concreto
- Un reducido espesor del recubrimiento de concreto sobre el refuerzo
- La existencia de grietas en la estructura
- Una alta concentración de agentes corrosivos en los componentes del concreto

El efecto directo más nocivo por acción de cloruros en la mezcla de concreto endurecido, está constituido por la cristalización de las sales dentro de sus poros, la cual puede producir rupturas debidas a la presión ejercida por los cristales de sal. Puesto que la cristalización ocurre en el punto de evaporación del agua, este tipo de ataque se produce de manera más acentuada en el concreto que no está permanentemente en contacto directo con el agua. No obstante,

debido a que la sal en solución penetra y asciende por capilaridad, el ataque es más intenso cuando el agua o la humedad pueden penetrar en el concreto, de tal suerte que la permeabilidad de este material es un factor de gran importancia.

En el caso del concreto reforzado, la absorción de las sales presentes en el agua establece áreas anódicas y catódicas; la acción electrolítica resultante conduce a una acumulación de producción de la corrosión sobre el acero, con la consecuente ruptura del concreto que lo rodea, de tal manera que los efectos se agravan.

La corrosión puede iniciarse por la acción de iones de cloruro sobre el acero de refuerzo, aun en ambientes con un pH superior a 10 u 11, aunque estos casos se relacionan con cloruros presentes de origen en la mezcla por efectos de los agregados, el agua o los aditivos, pues los que penetran del exterior están generalmente asociados con el proceso de carbonatación, el cual incide inmediatamente sobre los niveles de pH en el concreto [Girón, 1998] (Ver Figura 2).

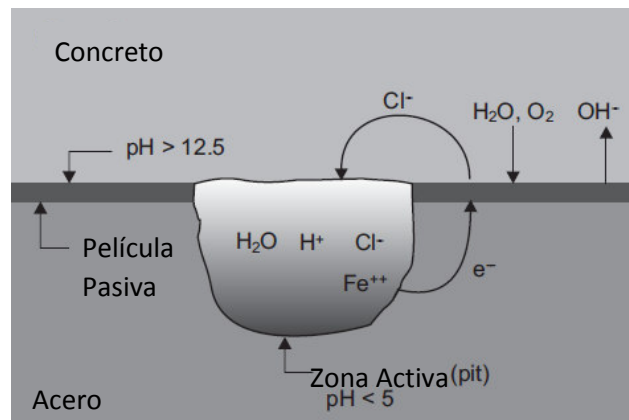


Figura 2.- Esquema del mecanismo de ataque de los cloruros [Seng, 2013].

- **Los sulfatos**

El sulfato soluble está presente en alta concentración en suelos y aguas subterráneas, especialmente donde existen flujos bajos de agua. Los depósitos superficiales de tales sales (a menudo sulfato de sodio) ocurren en muchas áreas y pueden estar en alta concentración el sulfato de magnesio y el de cobre. La concentración de sulfato cerca de la superficie puede ser suficientemente alta como para dañar al concreto. Igualmente dañino es el sulfato proveniente de la *lluvia ácida* [Hernández Sangabriel, 2008].

En principio, los sulfatos son poco corrosivos, aunque intervienen en el ciclo del azufre (S), y en sistemas anóxicos pueden contribuir a la formación de ácido sulfhídrico (H₂S), compuesto muy agresivo que provoca problemas de corrosión muy serios. El poder corrosivo de los sulfatos (SO₄²⁻) aumenta al asociarse a los Cl⁻, especialmente en aguas blandas, de baja alcalinidad y que no estén saturadas con CaCO₃. La presencia de Ca²⁺ en el agua, asociada al equilibrio calco-carbónico puede contribuir; en aguas incrustantes, a proteger el sistema frente a la corrosión [Helene, 2005] (Ver Figura 3).

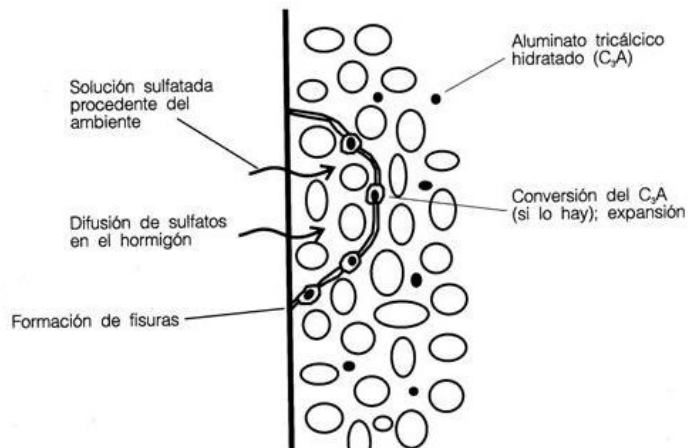


Figura 3.- Esquema del mecanismo de ataque de los sulfatos [Fernández Prada, 2011].

- **Carbonatación en el concreto**

El dióxido de carbono de la atmósfera reacciona con los componentes alcalinos de la fase acuosa del concreto, dando lugar a la neutralización y a la reducción abrupta del pH del concreto. En los ambientes urbanos densamente poblados, el uso excesivo del automóvil, la quema de combustibles fósiles y la destrucción de bosques enteros incrementan vertiginosamente los niveles de CO₂ en la atmósfera, que en combinación con la humedad reaccionan con los productos de la pasta agua/cemento, disminuyendo la alcalinidad del concreto (pH < 10). A este proceso es al que se le conoce con el nombre de *carbonatación* (Ver Figura 4).

En el concreto nuevo que tiene un pH de 12 a 13, se requieren aproximadamente de 7,000 a 8,000 partes por millón (ppm) de cloruros para comenzar la corrosión del acero embebido. Sin embargo, si el pH baja a un rango de 10 a 11, el umbral de cloruros para la corrosión es

significativamente menor (100 ppm o menos). La carbonatación del concreto es un fenómeno relativamente lento. Por ejemplo, en un concreto con una dosificación relativamente alta de cemento (350 kg/m³), la profundidad a la que llega la carbonatación es de 4mm en dos años, 10mm en 8 años, 20mm entre los 20 y 25 años. El aumento de carbonatación depende, en gran medida, del contenido de humedad y de la permeabilidad del concreto [Montani, 2000].

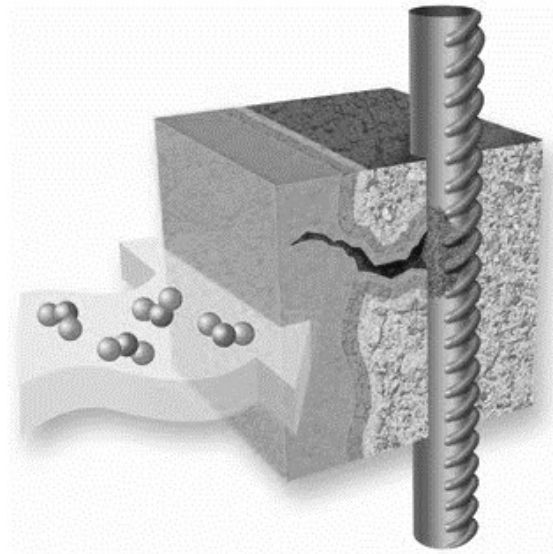
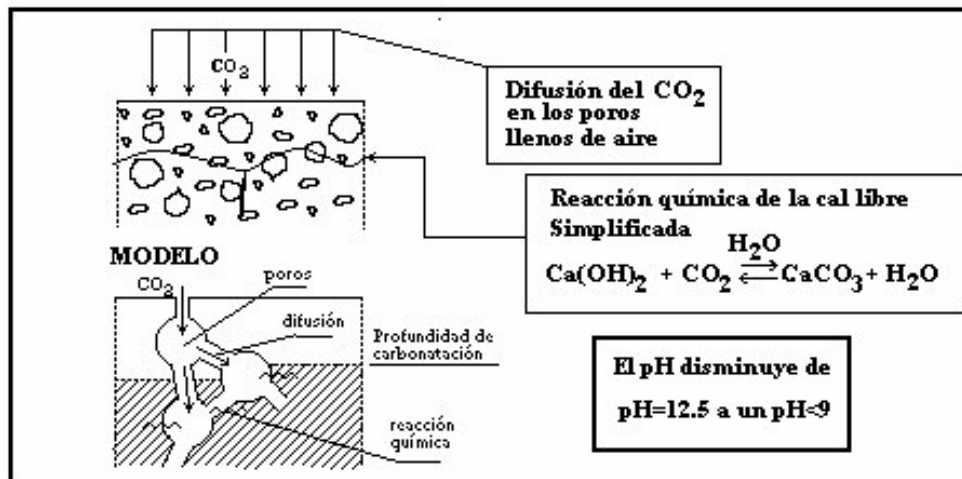


Figura 4.- Esquema del proceso de carbonatación del concreto [Del Valle, 2001].

1.2. Reforzamiento en elementos estructurales de concreto

Hoy en día, una vez que la corrosión ha afectado de manera significativa el acero de refuerzo en el concreto, es posible detener este proceso a través de diversos métodos. Dependiendo del grado de deterioro existente y las condiciones específicas de la estructura, se escogerá el método que represente la opción más adecuada, de manera que el área transversal del acero no continúe con su disminución gradual.

1.2.1. Métodos para detener el avance del proceso de corrosión

Entre los métodos más utilizados para evitar que el acero continúe con el proceso de deterioro gradual se encuentran:

- La limpieza y remoción del área de acero de refuerzo corroído
- El recubrimiento del acero de refuerzo con epóxicos o zinc
- Métodos electroquímicos basados en la polarización catódica del acero:
 - Protección catódica
 - Extracción electroquímica de cloruros
 - Re-alkalinización electroquímica
- Aplicación de inhibidores de corrosión (amino-alcohol, carboxilato de amina) sobre la superficie del concreto para que migre a través de la estructura hasta el armado por capilaridad, difusión de vapor y atracción iónica
- Parches de reparación

El método seleccionado para reparar el armado del acero afectado por la corrosión puede no ser del todo exitoso con el daño que se presente después de la reparación si no se tiene un total entendimiento del proceso de deterioro; una inadecuada investigación y prueba antes de reparar; insuficiencia de recursos para llevar a cabo una reparación satisfactoria; o una pobre supervisión o implementación de la reparación [Mackechnie, 2001].

No obstante, esto no reparará el daño que el proceso de corrosión ya ha causado tanto en el concreto como en el funcionamiento del elemento y de la estructura.

1.2.2. Métodos de reparación del daño provocado por la corrosión

De acuerdo con la causa raíz que propició la corrosión en el acero de refuerzo que originó el daño en la estructura, los métodos de reparación pueden clasificarse como:

- Protección contra el ingreso. - Reducir o prevenir el ingreso de agentes como agua u otros líquidos, vapores, gases, químicos y agentes biológicos.
- Control de la humedad. - Ajustar y mantener el contenido de humedad en el concreto dentro de un rango de valores especificado.
- Restauración del concreto. - Restaurar el concreto original por uno que cumpla el perfil especificado y sus funciones, remplazando parte del concreto de la estructura.
- Resistencia física. - Incrementar la resistencia al ataque físico o químico.
- Resistencia a químicos. - Incrementar la resistencia de la superficie del concreto al deterioro por ataque químico volviéndola más inerte.
- **Reforzamiento estructural.** - Incremento o restauración de la capacidad de carga de un elemento de la estructura de concreto.

Los primeros cinco métodos pueden implicar desde procedimientos superficiales y fáciles de realizar hasta la utilización de elaborados sistemas. Algunos ejemplos son:

- Impregnación.
- Recubrimientos.
- Sellado superficial de grietas.
- Relleno de grietas.
- Transferencia de grietas a juntas.
- Paneles externos.
- Aplicación de membranas.
- Morteros de reparación.
- Re-colocación de concreto y/o mortero.
- Lanzado de concreto y/o mortero.
- Remplazar elementos enteros.

En el caso del método de *reforzamiento estructural*, este puede implicar:

- Agregar o reemplazar varillas de refuerzo externas o embebidas.
- Agregar refuerzo anclado en agujeros barrenados o preformados.
- Adherir placas o mallas de refuerzo.
- Agregar mortero o concreto.
- Inyectar grietas, huecos o hendiduras.
- Uso de sistemas de postensado.

1.2.3. Reforzamiento para restituir las propiedades estructurales deterioradas por la corrosión

Enfocándose en los parámetros y consideraciones prácticas, las que tienen una mayor repercusión e importancia en las edificaciones y estructuras donde ha ocurrido daño a consecuencia de la corrosión del acero de refuerzo, se debe analizar el caso de la necesidad de *reforzamiento estructural*. Dicha consideración con este método de reparación se toma como punto principal del análisis de este estudio, una vez que se tiene comprobado que las acciones y propuestas para solucionar problemas relacionados con la corrosión se llevan a cabo hasta que el daño es tan fuerte que se evidencia sin necesidad de un estudio profundo y por lo general va de la mano con un riesgo de afectación relativamente grave de la integridad estructural de la edificación.

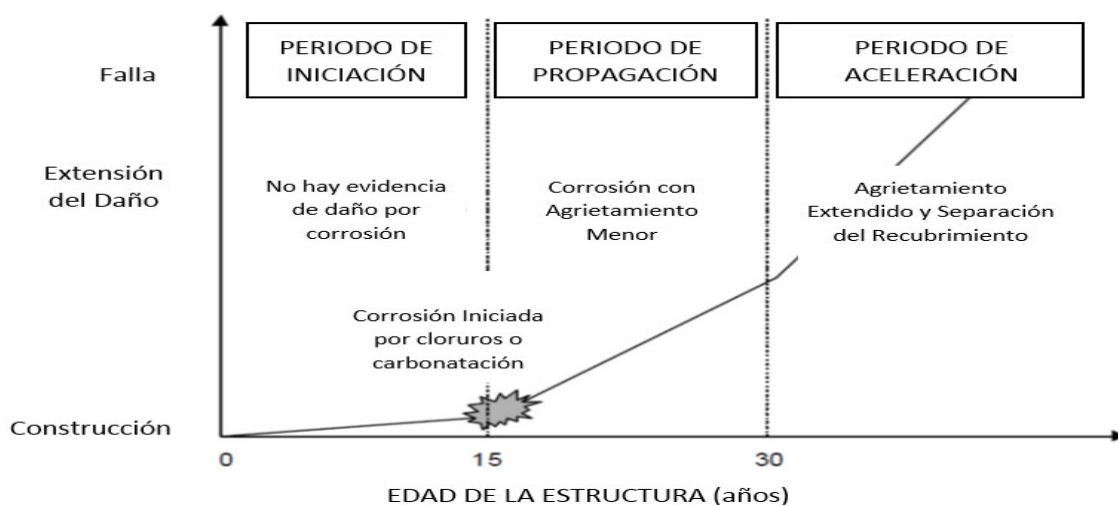


Figura 5.- Modelo de las tres fases del daño por corrosión [Mackechnie, 2001].

1.2.4. El grado de deterioro estructural

Un *deterioro superficial* se caracteriza, en general, por su pequeña profundidad, en relación con una extensión relativamente grande. Aquí se pueden incluir todas las fallas cuyo espesor es inferior a 5cm y/o alcanzan a afectar sólo el recubrimiento del armado de acero de refuerzo.

Una *discontinuidad local y profunda* puede ser grande o no, siendo su profundidad mayor que 5cm afecta al concreto detrás del armado. Un ejemplo típico de esto son las bolsas de grava

Los *agrietamientos* se deben a que las tensiones internas en el concreto han sobrepasado la resistencia de éste, produciendo la ruptura del elemento.

Si la causa que la originó ha desaparecido, dicha grieta se puede considerar sin movimiento (*grieta muerta*) y, por lo tanto, susceptible de ser reparada regresando su estado monolítico a la estructura. En cambio, si la causa persiste, y no se ha detenido por algún método el avance de la corrosión del acero de refuerzo, la grieta seguirá moviéndose como si se tratara de una verdadera junta de dilatación.

Para hacer una clasificación según el tamaño, puede distinguirse entre fisura o grieta, según que su ancho sea menor o mayor que 0.5mm, respectivamente.

En la *fractura de un elemento* pueden estar implicadas una o varias de las fallas mencionadas, manifestándose con mayor intensidad y cortando o deformando la sección transversal original. Generalmente es necesario un reemplazo total o parcial del elemento [Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, 1985].

Al diseñar un sistema de refuerzo, el objetivo principal es evitar que la sección más desfavorable del elemento esté al límite de su capacidad resistente, comprobando que cumple todas las condiciones de comportamiento y prestaciones de servicio, tales como: *esfuerzos axiales* (tensión y compresión), *cortante*, *momento flexionante* y *momento torsionante*. [Hernández-Tejero, 2015].

Mientras que el daño por corrosión es, hasta cierto punto, único para cada estructura, hay varios principios básicos que se mantienen para la mayoría de los casos.

El desempeño de la estructura de concreto antes del tratamiento frecuentemente establece el comportamiento probable después de la reparación. Las estructuras con alto grado de daño e índices rápidos de deterioro requieren una reparación más substancial que aquellos menos seriamente afectados.

1.2.5. Consideraciones para realizar el reforzamiento estructural

El momento de empezar el tratamiento es crucial, dado que el índice de corrosión y el daño se incrementan con el tiempo. Una estructura que ha sido olvidada y abandonada para alcanzar un nivel avanzado de daño no responderá a soluciones de “rápido alivio”. Inversamente, una estructura que es reparada lo suficientemente pronto, puede ser restaurada hasta alcanzar su completo grado de servicio, relativamente a bajo costo.

La efectividad de los procedimientos de retardo de la corrosión no es igual y puede variar desde “*altamente efectivos*” hasta “*malogrados*” (ejemplo. - protección catódica versus parches de reparación).

Es importante remarcar que los costos de la reparación necesitan ser comparados de forma racional con los costos de ciclo de vida de la estructura. Cuando los costos de ciclo de vida se comparan, una estructura libre de mantenimiento tiene menor costo que reducir costos iniciales y retrasar gastos económicos en reparación y mantenimiento posteriormente [Mackechnie, 2001].

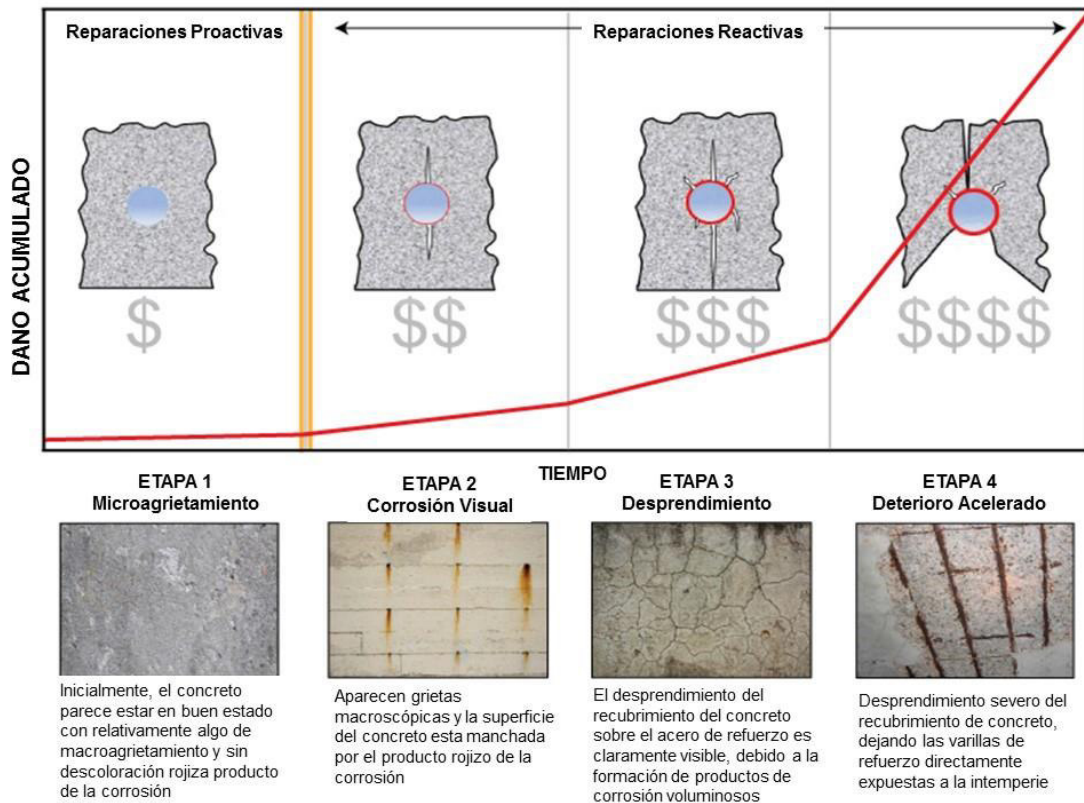


Figura 6.- Sistema de clasificación para determinar la etapa de corrosión presente [Van Der Werf, 2013].

En la reparación de estructuras de concreto donde se ha afectado ya la integridad estructural de los elementos se suele recurrir en la práctica a “parches” superficiales que no otorgan ninguna seguridad, o bien, a demoliciones y refuerzos injustificados. Evidentemente, ambos extremos son inconvenientes, ya que pueden repercutir en graves daños posteriores o a un elevado costo.

Con las herramientas, procedimientos, equipo, productos y tecnología que se tiene hoy en día, se puede partir del análisis de causas y efectos, y es posible abordar con éxito la reparación y recuperación de obras que de otra forma estarían dadas como pérdida.

Desde un punto de vista general, se considera que los defectos de construcción se pueden reparar, con lo que se recuperan las condiciones de proyecto; en cambio, cuando hay defectos de diseño, la solución suele ser más compleja y la mayoría de las veces se llega a la necesidad de reforzar [Banu et al. 2010].

Dado que el acero de refuerzo a *cortante* (estribos, anillos, etc.) suele estar más cerca de la superficie exterior del concreto y representa, por lo general, calibres menores de acero de refuerzo, se considera el primeramente afectado por un proceso de corrosión.

Aunado a esto, se tiene corroborado que la falla provocada por el esfuerzo *Cortante* es de naturaleza frágil y súbita, a diferencia de la falla a *Flexión*, que inicia con una fluencia gradual en el acero de refuerzo a tensión, donde simultáneamente se presenta un agrietamiento del concreto y grandes deformaciones que advierten sobre el problema y dan la oportunidad de tomar decisiones correctivas [Nilson, 1999].

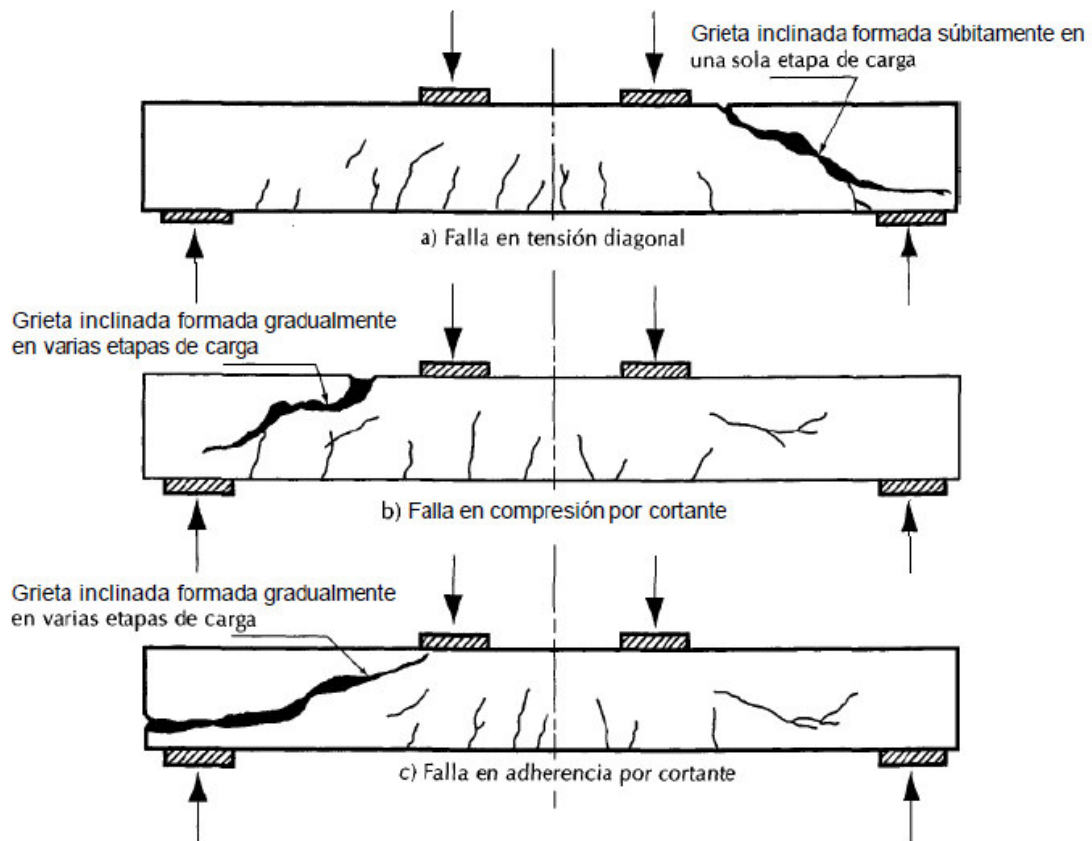


Figura 7.- Tipos de falla posibles en elementos sujetos a Esfuerzo Cortante [González et al. 2005].

A lo largo de los años se han desarrollado investigaciones que estudian el reforzamiento a *cortante* en las vigas de concreto utilizando diferentes técnicas; algunas de ellas aplicando un pretensado exterior, otras usando placas de acero y, más recientemente, utilizando varios tipos de fibras tales como la fibra de carbono.

Si se habla de las consideraciones de diseño de una estructura de concreto reforzado nueva, se debe tomar en cuenta la probabilidad de la colocación adicional de acero de refuerzo, o el ensanchamiento parcial de la sección del elemento.

En el caso de estructuras ya existentes el enfoque cambia. Primero se debe determinar si la estructura puede aceptar nuevas consideraciones sin sobre-esforzarse. Si el reforzamiento es requerido, la situación se vuelve más compleja y los métodos de reforzamiento deben analizarse uno por uno [Banu et al. 2010].

1.2.6. Métodos de reforzamiento estructural

1.2.6.1. Aumento de la sección

Consiste en la colocación de una *chaqueta* de concreto reforzado alrededor del elemento de la estructura existente para obtener las propiedades de la sección y desempeño deseados.

La principal desventaja de este sistema es el incremento del tamaño del elemento de concreto que se tiene después de colocar la *chaqueta* y la necesidad de construir una nueva cimbra. Con una sección ensanchada, el elemento puede llegar a incrementar su capacidad de carga o rigidez.

El reforzamiento por *ensanchamiento de la sección* se puede realizar de dos maneras diferentes:

- Reforzamiento por adición de nuevo refuerzo y una nueva capa de concreto, intrínseca al elemento estructural existente.
- Reforzamiento por adición de nuevo refuerzo y una nueva capa de concreto a la cara superficial del elemento estructural existente.

En esta técnica, el punto más importante es asegurar la apropiada adherencia entre el concreto “viejo” de la estructura existente y el concreto “nuevo” aplicado para reforzar la estructura. En particular, debe considerarse la contracción por secado de los dos concretos.

Entre estas dos maneras de realizar este reforzamiento se considera que es mucho más fácil de realizar cuando los trabajos se hacen en la cara superficial del elemento. En la práctica se observa que en la mayoría de los casos es necesario agregar el nuevo concreto reforzado en la cara inferior del elemento, especialmente en las zonas de *momentos flexionantes* positivos.

La colocación del concreto en la cara inferior requiere cimbra especial o puede hacerse por medio de concreto lanzado.

Por lo general, los costos de los materiales son relativamente bajos pero el costo y los trabajos de la mano de obra son bastante altos [Banu et al., 2010].

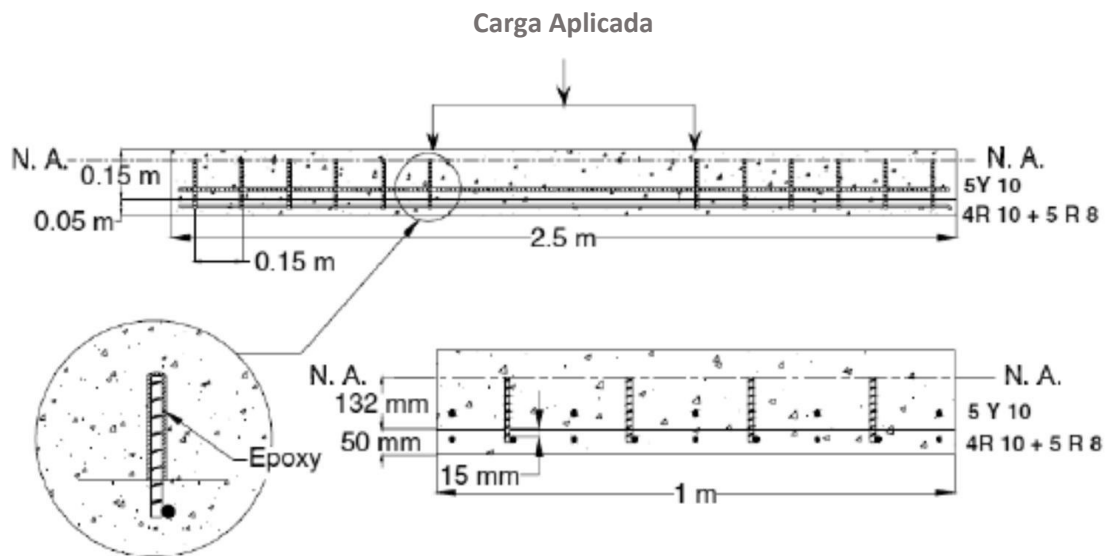


Figura 8.- Técnica de aumento de sección [Banu et al., 2010].

Dado que, en la práctica, en las edificaciones actuales, una de las solicitudes más comunes es la optimización de los espacios y su aprovechamiento, los elementos de la estructura por lo general no tienen las condiciones para realizar un reforzamiento por *aumento de la sección* debido al alargamiento de las dimensiones que este método implica. Es por este motivo que se decide dejarlo fuera de los alcances de este estudio.

1.2.6.2. Adherencia de Placas Externas

Históricamente, el método más utilizado para incrementar el momento resistente es adicionar placas de acero sobre la superficie del elemento (losa, viga, columna, etc.), conectadas con la ayuda de tornillos o anclas.

Una desventaja de este método es la dificultad de sobreponer las placas, por lo que este método es más efectivo sólo cuando se requiere reforzar en una sola dirección.

Este método fue utilizado por primera vez hace más de 45 años en Francia, a mediados de los 1960s, y es aún considerado por numerosos artículos y publicaciones como un método “clásico”.

Consiste en adherir placas de acero o soleras a los elementos estructurales. La adherencia de estos elementos de acero al concreto se asegura por medio de adhesivos epóxicos o tornillos unidos con pegamento a los orificios barrenados en los elementos de concreto.

Las placas de acero o las soleras se aplican sobre la superficie para garantizar la resistencia a *flexión* (en zonas positivas y negativas).

El factor decisivo para la efectividad de reforzamiento con este método se tiene en la calidad de la interface de contacto entre la superficie del concreto y las placas. La calidad de la unión y transferencia de esfuerzos es un tema fundamental.

La suposición base de este método radica en que la integridad de la interface entre las placas de acero y la superficie de concreto se mantenga y la integridad estructural prevalezca por encima de la carga aplicada que se espera [Banu et al. 2010].



Figura 9.- Vigas reforzadas con placas de acero externas, adheridas con epóxico y pernos [Foley, 1998].

1.2.6.3. Postensado Externo

Este método es también considerado como “clásico”, ya que ha sido utilizado desde los 1950s. Es muy efectivo en el incremento de la capacidad de carga a *flexión* y *cortante* de los elementos de concreto. Puede ser aplicado tanto a elementos de concreto reforzado como presforzado.

La técnica se aplica a elementos de concreto para corregir la deflexión excesiva y el agrietamiento. Proporciona una carga adicional mínima a la estructura, por lo que representa una técnica de reforzamiento económicamente efectiva y relativamente factible.

Las fuerzas de *postensado* se colocan por medio de tendones de *presforzado* estándar o por pernos de alta resistencia, usualmente colocados afuera de la sección original del elemento.

Los tendones son conectados a la estructura por puntos de anclaje, típicamente localizados en sus extremos. Los anclajes en los extremos pueden ser fabricados con dispositivos de acero atornillados al elemento de la estructura, o con bloques de concreto colados *in situ*.

Antes de que esta técnica de reforzamiento sea aplicada, se deben llevar a cabo las reparaciones de los elementos estructurales. Las grietas existentes deben ser reparadas por medio de inyecciones epóxicas u otro método conocido. Si hay desprendimientos presentes, debe llevarse a cabo el *parcheo* con *grouts* o morteros de reparación, ya que estas reparaciones deben asegurar que las fuerzas de *presfuerzo* están distribuidas uniformemente a través de la sección transversal del elemento.

Este método ha sido aplicado con éxito en la rehabilitación de puentes, y en todos los casos se seleccionó debido a sus ventajas, siendo relativamente económico y requiriendo menor tiempo de aplicación. El sistema otorgó las fuerzas activas y, por lo tanto, fue más compatible con las construcciones existentes [Banu et al. 2010].

La geometría y acomodo de los tendones puede ajustarse fácilmente alrededor de las tuberías de servicios y ductos; y aplicar las fuerzas sobre puntos específicos de la estructura.

En 2006 Deifalla y Ghobarah desarrollaron un sistema de anclaje que utiliza pernos atornillados a través de placas de acero y ángulos para actuar como abrazaderas. El sitio de

colocación de estas abrazaderas depende de la configuración de las cargas, en este caso *Cortantes*, presentes en el elemento [Kim et al. 2011].

De esta manera se busca hacer el menor daño posible a la superficie de concreto del elemento, para evitar la aparición de nuevos agrietamientos en el concreto y así como la propagación de los ya existentes.

En este caso, el diferencial de esfuerzo requerido es brindado por los pernos colocados en la misma posición del refuerzo a cortante embebido en el elemento y atornillados a placas de acero fijadas en las caras contrarias del elemento de concreto, de manera que la sección transversal queda comprimida y, si se requiere, envuelta.

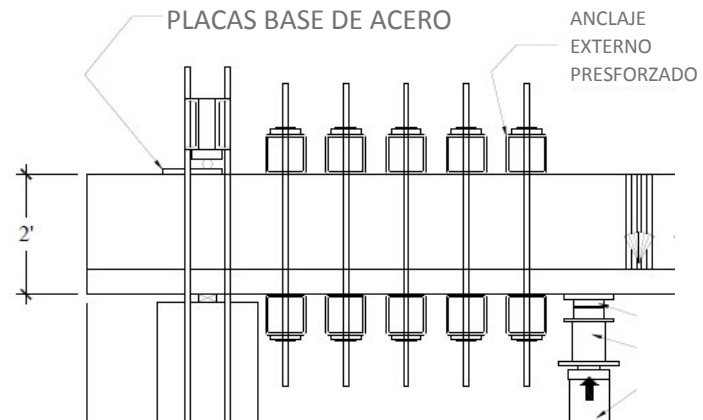


Figura 10.- Ejemplo de vigas reforzadas con tendones o pernos postensados [Kim et al. 2011].

Es importante mencionar que cada uno de los métodos existentes tiene sus ventajas y desventajas.

En este caso, con la colocación de placas de acero externas y los pernos postensados, el sistema se vuelve susceptible a daño por corrosión, el cual puede llevar a una falla del reforzamiento; además de que en la práctica se ha comprobado que la instalación de las placas llega a ser difícil y en ocasiones costosa, aunado a que, debido a que las placas se extienden a todo lo largo del ancho del elemento, su efectividad puede estar limitada, dependiendo del uso de la estructura [Zhang, 2012].

1.2.6.4. Reforzamiento Interno

Como se mencionó, aumentar la sección transversal del elemento y adicionar acero de refuerzo son, quizás, los métodos más comúnmente utilizados en el reforzamiento estructural a cortante.

El concreto existente en la superficie es removido para que se coloquen nuevas varillas de acero de refuerzo a través de la sección transversal, para que, una vez fijadas, se coloque concreto nuevo al elemento. Este método es eficiente en medida que la adherencia entre el concreto “viejo” y “nuevo” se asegure (generalmente por medio de adhesivos epóxicos).

Sin embargo, este método es altamente agresivo y consume una gran cantidad de tiempo; además de que puede afectar funcionalmente la estructura por el sobredimensionamiento de los elementos originales.

Para los casos donde se requiera un reforzamiento de la resistencia a cortante, permitiendo un leve o nulo incremento de las dimensiones del elemento, la colocación de estribos prefabricados en agujeros barrenados y adheridos mediante relleno epóxico, representa la solución más viable. [Ferreira et al. 2015]



Figura 11.- Ejemplo de vigas reforzadas internamente al *Cortante* [De Lorenzis, 2001].

1.2.6.5. Polímeros Reforzados con Malla de Fibra de Carbono (CFRP)

Estos materiales han proporcionado una opción relativamente nueva al reforzamiento o reparación de elementos de concreto que han sido dañados, ya sea por corrosión o deterioro u otra acción, como sobrecarga, impacto, fuego o asentamiento.

Los laminados de *CFRP* consisten en una malla como textil tejido con delgadas hebras de carbono, impregnadas de un epóxico estructural de alta resistencia.

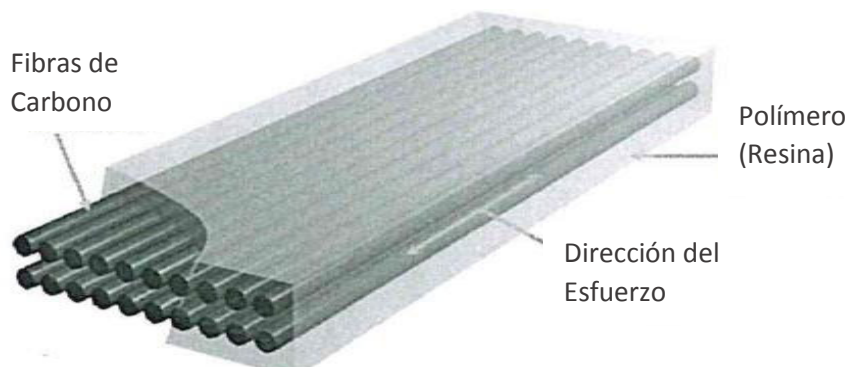


Figura 12.- Representación esquemática de un sistema *CFRP* [De Paula, 2004].

Cuando se instalan correctamente, estos materiales poseen un esfuerzo de tensión axial elevado en la dirección de las fibras de carbono.

Los materiales de *CFRP* ofrecen una opción de peso ligero, alta resistencia y no corrosiva, cuando se requiere reforzar o rehabilitar una estructura de concreto.

La capacidad de aplicar rápidamente materiales *CFRP* con un mínimo de interrupción en el uso de la estructura y virtualmente sin cambio en la geometría o peso de los elementos, lo hace un método muy atractivo para reforzar elementos ya existentes.

Una gran cantidad de investigación se ha realizado con respecto al uso de materiales *CFRP* para proporcionar una resistencia adicional en aplicaciones estructurales; sin embargo, la mayor parte de esta investigación ha sido llevada a cabo en especímenes de prueba de pequeña escala que no siempre son representativas de los diseños típicos de refuerzo de acero interno.

En muchos de los estudios experimentales, la interface entre las láminas de *CFRP* y la superficie del concreto es el único medio por el cual las fuerzas cortantes se transfieren entre los

dos materiales. La adherencia en la interface entre el epóxico y el sustrato de concreto es uno de los elementos más débiles del sistema de los *CFRP*.

Los laminados generalmente se separan del sustrato de concreto a cargas de tensión de un 40 a un 50% de su última capacidad de carga. Una prueba de tensión directa presentará información acerca de la calidad del sustrato de concreto (existente o reparado) y de la preparación de la superficie. Este desprendimiento prematuro crea una limitación indeseable en el esfuerzo útil de los materiales *CFRP* que los diseñadores deben considerar.

Sin un anclaje apropiado de los laminados de *CFRP*, la falla por desprendimiento prematuro es prácticamente inevitable y muchos investigadores han notado la importancia de utilizar algunos medios de anclaje final, consistentes en medios mecánicos. Sin embargo, en investigaciones recientes se ha mostrado que estos sistemas pueden ser capaces de prever fallas de adherencia de las láminas de *CFRP* y desarrollar los esfuerzos de tensión del material de fibra de carbono en su totalidad [Kim et al., 2011].

Todos los métodos y las técnicas de reparación son efectivas en incrementar la capacidad de carga del elemento o al menos restaurar el desempeño estructural de los elementos de concreto reforzado antes del deterioro.

La selección del método más apropiado para utilizar dependerá de varios factores, como la cantidad de reforzamiento requerido, la localización y posición donde el reforzamiento es requerido, las solicitudes arquitectónicas, la simplicidad y la velocidad de la aplicación, y el costo total [Banu et al. 2010].

1.3. Justificación

Las reparaciones estructurales en un proyecto generalmente no están contempladas ni son anticipadas por los dueños y los recursos monetarios casi siempre son limitados en extremo. El aspecto económico dicta en gran medida el momento y la magnitud de las reparaciones. Desafortunadamente, sólo los costos a corto plazo son los considerados frecuentemente.

La reparación y rehabilitación de una estructura de concreto deteriorado es tanto un arte como una ciencia. El reparador debe tener la imaginación para seleccionar y adaptar uno o varios métodos o técnicas de reparación para arreglar los defectos existentes. En una reparación o rehabilitación se debe buscar:

- Restaurar o mejorar la integridad estructural.
- Mejorar la apariencia.
- Mejorar el desempeño funcional.

El análisis de la reparación tiene 2 perspectivas principales:

- La de los propietarios (costo, urgencia, ciclo de vida y estética)
- La de los ingenieros (requerimientos estructurales, factibilidad de construcción, entorno y seguridad)

Los temas revisados en estas perspectivas determinarán los medios específicos de los métodos y materiales de la reparación.

Tanto el método de reforzamiento con *Tensores Externos* como el de reforzamiento por medio de *Malla de Fibra de Carbono*, se ajustan a las solicitudes que se buscan en la mayoría de las rehabilitaciones estructurales, además de representar una opción disponible y habitual en el mercado.

Este estudio pretende hacer una comparación teórico-experimental lo más práctica posible de la eficiencia y factibilidad de los métodos de *Tensores Externos* y *Malla de Fibra de Carbono* para la restauración del daño ocasionado por la corrosión en el acero de refuerzo a *Cortante*.

Esta comparación tomará en cuenta la precisión de las ecuaciones de cálculo para estos métodos en específico, con los resultados obtenidos en el ensaye, así como el restablecimiento de las propiedades estructurales del elemento y su mejoramiento con respecto al estado original, en caso de haberlo; además, se presentará el estudio de la factibilidad del uso de cada método con base en el costo promedio de los materiales, la rapidez y grado de dificultad de su colocación, su efecto en el reforzamiento estructural del elemento y sus beneficios adicionales.

Los resultados encontrados en la presente investigación aportarán información que permita determinar la precisión de las ecuaciones utilizadas para el cálculo de esfuerzos máximos y las deflexiones ante los casos donde se presente daño por corrosión en el refuerzo por *Cortante*, así como determinar más acertadamente las características de los casos en los que los métodos de *Tensores Externos* y *Malla de Fibra de Carbono* sean los que mejor opción representen para la recuperación de la resistencia nominal por *Cortante*.

1.4. Hipótesis

Es posible cuantificar de manera teórica, con precisión y certidumbre, la resistencia restaurada a *Cortante* por tensión diagonal a través del reforzamiento por medio de los métodos de *Tensores Externos* y *Malla de Fibra de Carbono*, bajo las recomendaciones del *Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-14*, y la *Guía para Diseño y Construcción de Sistemas FRP Externamente Adheridos para Reforzamiento de Estructuras de Concreto ACI 440.2R-08*, respectivamente.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Evaluar teóricamente la aportación de los métodos de reforzamiento *Tensores Externos* y *Malla de Fibra de Carbono* para la restauración de la resistencia al esfuerzo *Cortante* por tensión diagonal, en vigas con deterioro severo por corrosión en el acero de refuerzo transversal.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Evaluar teóricamente el grado de eficiencia del aporte de cada uno de los métodos de reparación estudiados con respecto a la resistencia al esfuerzo cortante.
- Determinar el grado de aproximación de las ecuaciones teóricas utilizadas para calcular el aporte de cada uno de los métodos de reparación estudiados con respecto a los resultados obtenidos experimentalmente.
- Evaluar los tiempos de colocación del sistema de reforzamiento en términos del estudio y extrapolarlo a las consideraciones en la práctica.
- Evaluar los costos de los materiales de sistema de reforzamiento en términos del estudio y extrapolarlo a las consideraciones en la práctica.
- Determinar alcances y limitaciones de los métodos de *Tensores Externos* y *Malla de Fibra de Carbono*, así como un Análisis de Fortalezas, Oportunidades, Debilidades y Amenazas (FODA).
- Analizar la factibilidad general, en costo/beneficio, de los métodos de reforzamiento utilizados.

2. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

2. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

2.1. Diseño estructural de las vigas

Las vigas de concreto a ser utilizadas como especímenes de ensaye se diseñaron estructuralmente de tal manera que el modo de falla se presentara por *Cortante* y no por *Flexión*; basándose en lo establecido por el código *ACI 318-14*.

2.2. Resistencia al esfuerzo *Cortante*

Las dimensiones de las vigas de concreto reforzado fueron de 200x20x35 cm (véase Figura 13). Se determinó un claro por *Cortante* (a) de 60cm de los apoyos al punto de aplicación de las cargas concentradas (P) y un peralte efectivo (d) de 28.9cm (véase Figura 14); obteniendo así una relación de claro de *Cortante* al peralte efectivo de la viga de $a/d=2.02$; valor que representa una potencial falla por *Cortante*.

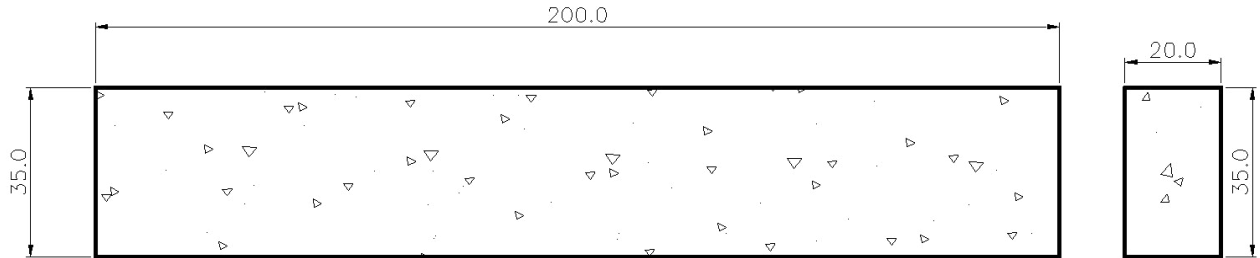


Figura 13. - Dimensionamiento de los elementos de ensaye (acotaciones en cm).

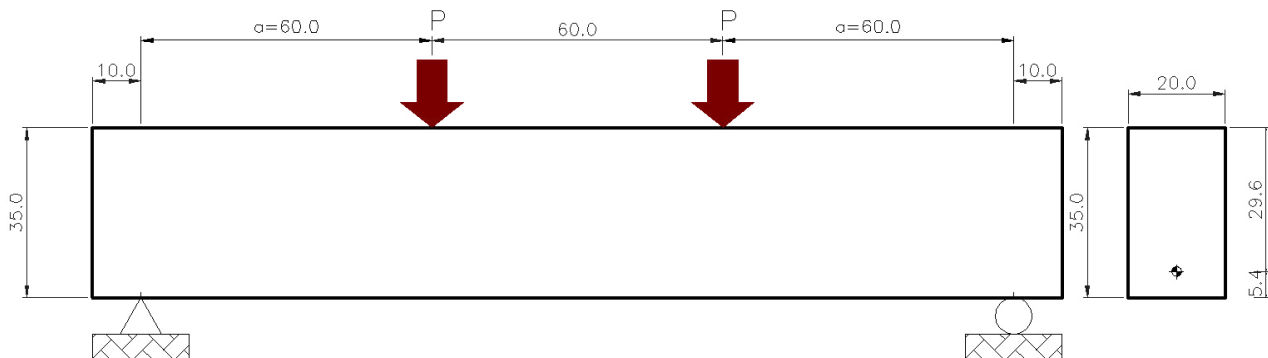


Figura 14. - Configuración de las cargas y los apoyos de los elementos de ensaye (acotaciones en cm).

2.2.1. Aportación del concreto en la resistencia al esfuerzo por *Cortante*

El mecanismo de falla por *Cortante* depende considerablemente de la resistencia del concreto. La *Ecuación 1*, obtenida del *ACI 318-14 Secc. 22.5.5.1* predice la parte que aporta el concreto a la resistencia al *Cortante* en vigas, a menos que se determine por una ecuación más precisa, como se mostrará en el punto 2.13.1 de este documento.

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'c}b_wd$$

Ecuación 1

Donde:

V_c .- Resistencia a cortante del concreto (*kgf*)

λ .- Factor por densidad del ($\lambda = 1.0$)

$f'c$.- Esfuerzo a compresión del concreto (*kgf/cm²*)

d .- Peralte efectivo (*cm*)

b_w .- Ancho de sección (*cm*)

2.2.2. Aportación del acero de refuerzo en la resistencia por *Cortante*

El refuerzo transversal se calculó mediante la *Ecuación 2*, obtenida del *ACI 318-14 Secc. 11.5.4.8*

$$V_s = \frac{A_{sv}F_yd}{S}$$

Ecuación 2

Donde:

V_s .- Resistencia a cortante de los estribos (*kgf*)

A_{sv} .- Área de la sección transversal del acero de refuerzo por *Cortante* (*cm²*)

F_y .- Esfuerzo de fluencia del acero por *Cortante* (*kgf/cm²*)

d .- Peralte efectivo (*cm*)

S .- Separación entre estribos (*cm*)

Se definió la separación de los estribos de acuerdo con lo mencionado por el *ACI-318-14 Secc. 11.5.5*, donde se indica que la separación máxima entre éstos no debe ser mayor que la mitad del peralte efectivo ($0.5d$)

2.2.3. Resistencia nominal al *Cortante*

La resistencia nominal al esfuerzo cortante de la sección (V_n) estará conformada por la contribución del concreto (V_c) y la contribución del acero (V_s).

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 3

Donde:

V_n .- Resistencia nominal a *Cortante* de la viga (kgf)

V_c .- Contribución de la resistencia a *Cortante* aportada por el concreto (kgf)

V_s .- Contribución de la resistencia a *Cortante* aportada por el acero de refuerzo transversal (kgf)

2.3. Resistencia nominal a *Flexión*

El *Cortante* crítico se encuentra a una distancia " d " del apoyo, pero debido a la configuración de cargas puntuales, este mismo valor actúa a todo lo largo del claro de *Cortante*, ya que la reacción en el apoyo es igual a la mitad de la Carga total aplicada ($V = P$), de acuerdo con lo presentado en la Figura 14.

Para una ubicación de cargas puntuales a los tercios del claro, de acuerdo con el correspondiente diagrama de distribución de *Momentos*, se tiene que el *Momento Flexionante* máximo debido a una carga " P " se determina por medio de la *Ecuación 4*:

$$M = \frac{PL}{3}$$

Ecuación 4

Donde:

M . - Momento *Flexionante* máximo de la viga (kgf*cm)

P . - Carga aplicada en cada tercio del claro (kgf)

L . - Claro total entre apoyos (cm)

Realizando el diseño estructural correspondiente, se determinó que, para asegurar una falla de tipo *cortante*, fue necesario usar 5 varillas del No.5 (1.6cm de diámetro) con un área transversal total de 9.89cm², como refuerzo a *Flexión*. Con este refuerzo se garantizó que la carga que produce el *Momento Flexionante Nominal* (M_n) calculado por la *Ecuación 5*, fuera al menos 2.5 veces mayor que la carga de falla por esfuerzo *Cortante* último.

La carga que produciría este *Momento Nominal* (M_n) está dado por la Ecuación 5:

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Ecuación 5

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f' c b}$$

Ecuación 6

Donde:

M_n - *Momento Flexionante* Nominal Resistente ($kgf \cdot cm$)

A_s - Área de acero longitudinal (cm^2)

F_y - Esfuerzo de fluencia del acero (kgf/cm^2)

d - Peralte efectivo (cm)

a - Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (cm)

$f'c$ - Esfuerzo a compresión del concreto (kgf/cm^2)

b - Ancho de compresión (cm)

De acuerdo con lo anterior, se establece para fines de diseño y análisis de los elementos de este estudio que:

$$\phi M_n = M_u$$

Ecuación 7a)

$$\phi P_n = P_u$$

Ecuación 7b)

$$P_n = \frac{3M_n}{L}$$

Ecuación 7c)

Donde:

M_n - *Momento Flexionante* Nominal Resistente ($kgf \cdot cm$)

M_u - *Momento* máximo soportado por la viga ($kgf \cdot cm$)

ϕ - Factor de reducción de esfuerzo cortante de acuerdo con la Tabla 21.2.1 del ACI 318-14

P_n - Carga Nominal Resistente (kgf)

P_u - Carga máxima soportado por la viga (kgf)

2.4. Caracterización de los materiales

Se tomó la información de los trabajos de caracterización, preparación, fabricación y habilitación de los materiales realizados en la Tesis *RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES DE REHABILITACIÓN A CORTANTE* [Soto, 2012].

2.4.1. Concreto

Se fabricaron los elementos de ensaye por medio de concreto mezclado en el laboratorio, con una relación Agua/Cemento= 0.55, utilizando Cemento Portland tipo *CPC 30R* y agregados calizos propios del Estado de Nuevo León, México; con un tamaño máximo nominal de 19mm para un $f'c$ de 250kgf/cm²; siguiendo el procedimiento descrito en la norma *ASTM C 192 Práctica Estándar para la Preparación y Curado de Especímenes de Concreto para Ensayo en Laboratorio*.

Las propiedades de los agregados fueron determinadas de acuerdo con las normas *ASTM C 127* para el agregado grueso y *ASTM C 128* para el agregado fino.

Tabla 1.- Características de los materiales utilizados en el concreto [Soto, 2012].

Materiales	Densidad	Peso Volumétrico Seco Suelto	Tamaño Máximo Nominal	Módulo de Finura
	kg/m ³	kg/m ³	cm	
Cemento CPC30R	3 000	-	-	-
Agregado Grueso	2 660	1 600	1.9	-
Agregado Fino	2 630	-	-	3.00

2.4.2. Acero de refuerzo

El refuerzo longitudinal consistió en 5 varillas del *No.5* (1.59cm de diámetro) con un $f_y = 4 200$ kgf/cm². El acero de refuerzo transversal (estribos) fue de varilla *No.2.5* (0.79cm de diámetro) con un $f_y = 4 698$ kgf/cm², en promedio, (propiedades físicas verificadas a través de ensayos a *tensión* en una Máquina Universal *Tinus Olsen*, de acuerdo con la norma *NMX-C-407-ONNCCE*).

2.5. Habilitación y preparación del acero de refuerzo

Para la elaboración de este estudio se tomó la información de los trabajos de caracterización, preparación, fabricación y habilitación de los materiales realizados en la Tesis *RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES DE REHABILITACIÓN A CORTANTE* [Soto, 2012].

2.5.1. Refuerzo Longitudinal

El refuerzo longitudinal se colocó en dos camas con una separación de 2cm, la primera de tres varillas y la segunda de dos varillas. Para evitar el deterioro por corrosión se recubrieron las varillas con una pintura epóxica.

Del mismo modo, se recubrieron con cinta de aislamiento eléctrico las zonas de contacto entre el acero longitudinal y el transversal, para reducir el riesgo de formación de pilas galvánicas.

2.5.2. Refuerzo Transversal

La longitud desarrollada del refuerzo transversal fue de 110cm, y al igual que el refuerzo longitudinal, la superficie se limpió de forma manual con un cepillo de cerdas metálicas.

Se le colocó a cada estribo un conductor eléctrico de cobre (*AWG14*), para realizar las mediciones de las señales eléctricas y la consecuente aplicación de la corriente galvánica durante la inducción del deterioro.

La unión entre el acero transversal y el conductor eléctrico se protegió aislándola con un recubrimiento de silicón, evitando también la formación de pilas galvánicas.

La separación entre los estribos fue de 15cm, para el refuerzo, de acuerdo con el diseño por *Cortante* en las vigas.



Figura 15. - Arreglo del acero de refuerzo previo al colado.

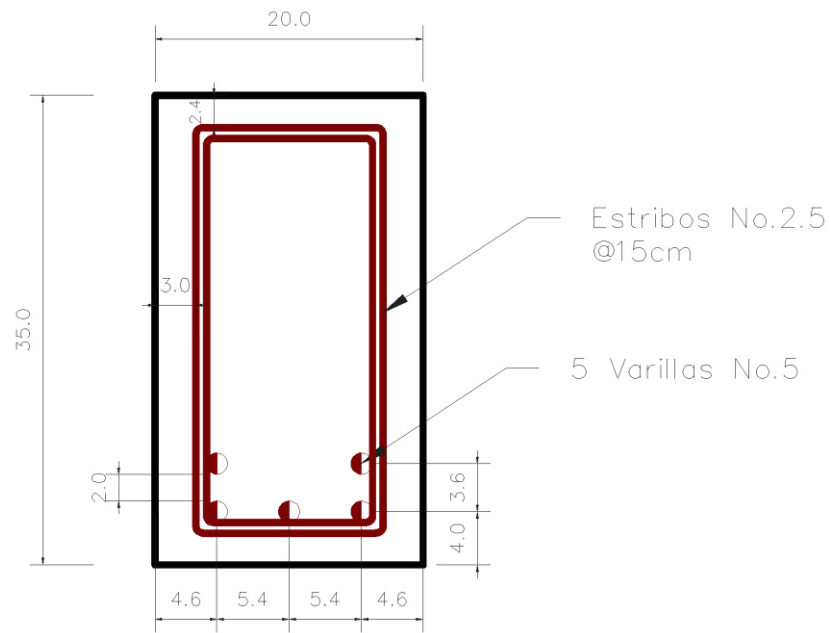


Figura 16. -Detalle del acero de refuerzo en la sección transversal de la viga (acotaciones en cm).

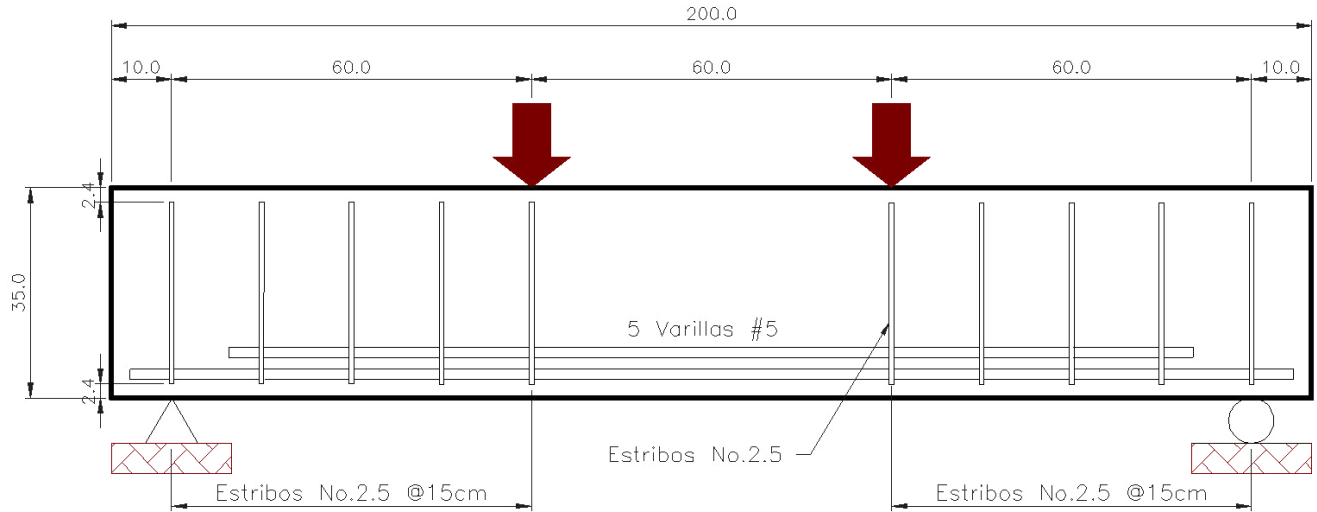


Figura 17.- Esquema del acomodo del acero de refuerzo longitudinal y transversal (acotaciones en cm).

2.6. Fabricación de vigas de concreto reforzado

Se fabricaron 8 vigas de concreto reforzado con las características mencionadas, de acuerdo con lo descrito en la norma *ASTM C685 Especificación Normalizada para Concreto Elaborado Con Dosificación Volumétrica y Mezclado Continuo*. Para el cimbrado de las vigas, se utilizó un molde metálico.

Después de un tiempo de curado de 7 días bajo tirante de agua, se descimbraron los elementos para colocarse en el sitio donde fueron expuestos al deterioro acelerado.

Las vigas de la serie *VIGA SIN DETERIORO* fueron contempladas inicialmente para ser ensayadas a *Flexión* a los 28 días de fabricadas, sin someterse a tratamiento alguno. El resto de las vigas se sometió a 65 días bajo condiciones severas de corrosión.

Las vigas de la serie *VIGA CON DETERIORO* fueron ensayadas sin procedimiento de reforzamiento alguno.

A las vigas de las series *VIGA REFORZADA TENSORES* y *VIGA REFORZADA CFRP* se les realizaron procedimientos de reforzamiento estructural, los cuales se describen más adelante, previo a su ensaye a *Flexión*.

Tabla 2.- Nomenclatura de las vigas ensayadas para el estudio completo.

Viga Ensayada	Resistencia del Concreto (kgf/cm ²)	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal	Nivel de Corrosión	Método de Reforzamiento	
VIGA SIN DETERIORO-1	250	5 varillas No.5	10 Estribos No. 2.5 @15cm	Sin Deterioro	Sin Reforzamiento	
VIGA SIN DETERIORO-2				Severo	Sin Reforzamiento	
VIGA CON DETERIORO-1				Severo	Tensores Externos	
VIGA CON DETERIORO-2				Severo	Malla de Fibra de Carbono	
VIGA REFORZADA TENSORES-1						
VIGA REFORZADA TENSORES-2						
VIGA REFORZADA CFRP-1						
VIGA REFORZADA CFRP-2						

2.7. Proceso de deterioro en las vigas de concreto

Este proceso fue realizado y descrito a detalle en estudios previos [Soto, 2012]. El proceso de inducción de corrosión acelerada en el refuerzo transversal de las vigas se realizó utilizando una solución de 3.5% de NaCl, humectando las vigas por medio de esponjas de poliuretano en la zona de los estribos. Después se inició la aplicación de corriente galvánica de 200 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ durante 65 días, para alcanzar el nivel de deterioro severo.

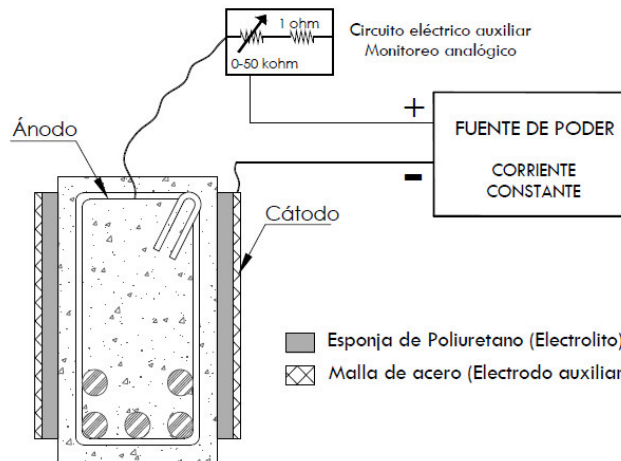


Figura 18.- Esquema utilizado para la inducción del deterioro en los estribos [Soto, 2012].

2.8. Estimación teórica de la pérdida de sección del refuerzo transversal

Se estimó teóricamente la pérdida de sección del refuerzo transversal con la ecuación utilizada por el *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado* [CYTED, 1998]:

$$\phi_t = \phi_i - 0.023i_{corr}(t)$$

Ecuación 8

Donde;

ϕ_t - Pérdida de diámetro en el tiempo (*mm*)

ϕ_i - Diámetro inicial de sección transversal de acero de refuerzo a *Cortante* (*mm*)

t- Tiempo (años)

i_{corr} - Velocidad de corrosión ($\mu A/cm^2$)

La estimación gráfica del deterioro del acero de refuerzo a *Cortante* y el consecuente comportamiento de la resistencia teórica nominal al *Cortante* (V_n), de acuerdo con el *ACI 318-11* se presentan en la Figura 19a) y Figura 19b) respectivamente, obtenidas de la información en estudios previos [Soto, 2012].

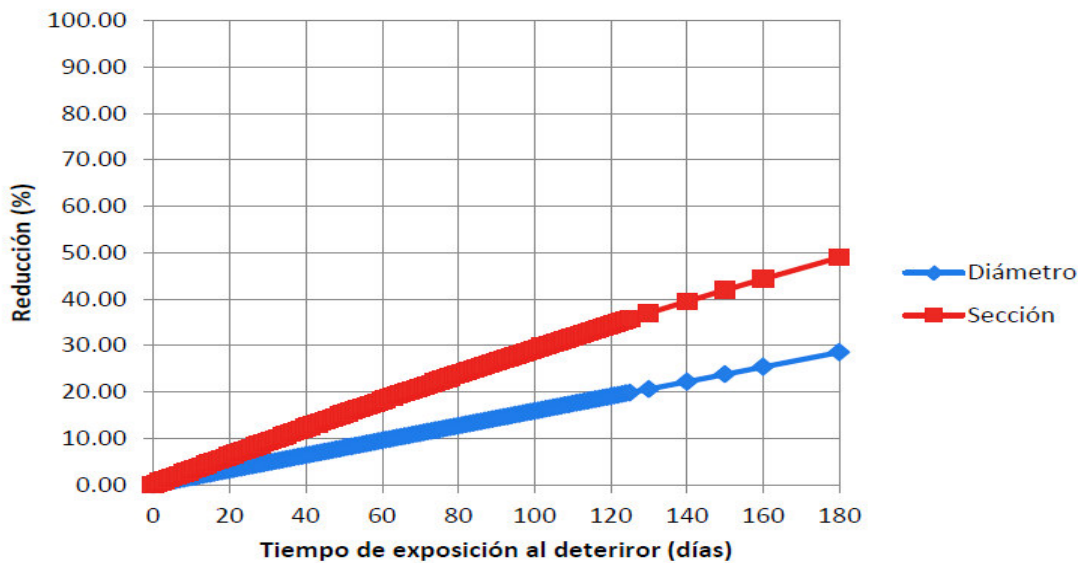


Figura 19a). - Estimación teórica de la reducción del diámetro y sección del estribo [Soto, 2012].

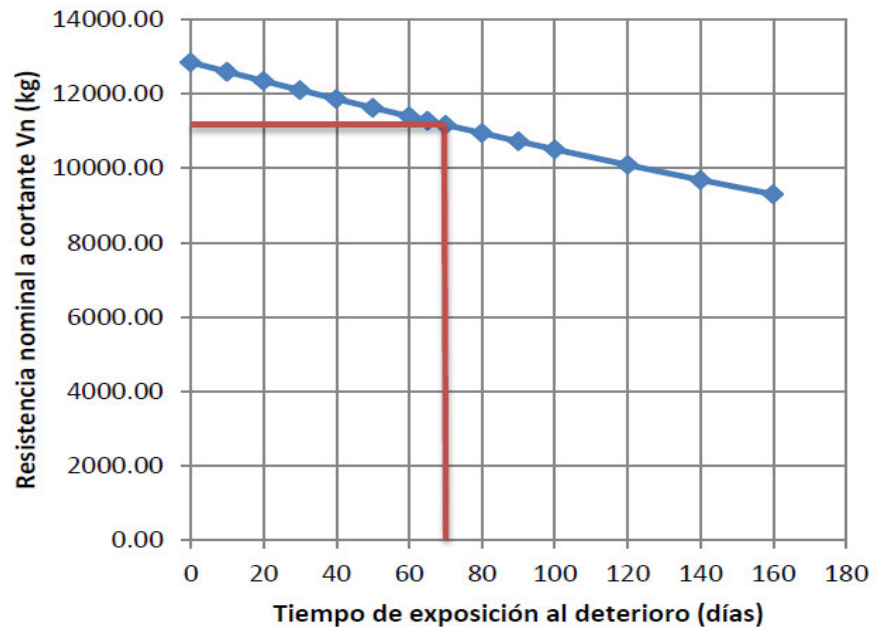


Figura 19b). - Estimación teórica del *Cortante* nominal durante la exposición al deterioro [Soto, 2012].

2.9. Reforzamiento de las vigas de concreto deterioradas

Una vez transcurridos los 65 días de sometimiento a condiciones severas de corrosión, se reforzaron las vigas de las series *VIGA REFORZADA TENSORES* y *VIGA REFORZADA CFRP*.

Los métodos de reforzamiento seleccionados para los elementos para este estudio fueron:

- **Tensores externos anclados a placas de acero** (*TENSORES EXTERNOS*)
- **Malla de fibra de carbono adherida a través de matriz epóxica** (*MALLA DE FIBRA DE CARBONO [CFRP]*)

2.9.1. Tensores externos anclados a placas de acero

El reforzamiento de las vigas a través de este sistema se llevó a cabo utilizando placas de acero para reforzar la zona de *Cortante* crítico en cada extremo de la viga (superior e inferior), conectadas con cuatro anclas roscadas (tensores) de 13mm de diámetro nominal ($\frac{1}{2}$ "). Esto fue logrado siguiendo el procedimiento descrito a continuación:

- 1) Preparación de la superficie de la cara superior e inferior de la viga en las zonas de *Cortante* crítico buscando conseguir un perfil horizontal para lograr la correcta transmisión de esfuerzos entre el concreto y el sistema de reforzamiento.
- 2) Colocación de placas de acero espesor 1" con 4 orificios de diámetro de 38mm (1 $\frac{1}{2}$ ") con separación de 15cm, haciendo coincidir el centro de los orificios con la sección transversal del elemento en donde se sitúa la distancia media de separación entre los estribos originales del armado.
- 3) Relleno del espaciamiento entre las placas de acero y la superficie del concreto con *grout* de alta resistencia para garantizar la correcta transmisión de esfuerzos entre el concreto y el sistema de reforzamiento a lo largo de la superficie de la placa.
- 4) Colocación y alineación de las anclas roscadas o tensores en los orificios, dejando una longitud libre de 5cm en cada extremo.

- 5) Ajuste y tensión de cada ancla roscada por medios manuales (en este caso no se considera acción de postensado inicial en las varillas del sistema de refuerzo). Todas las varillas fueron tensadas a mano con herramienta convencional.

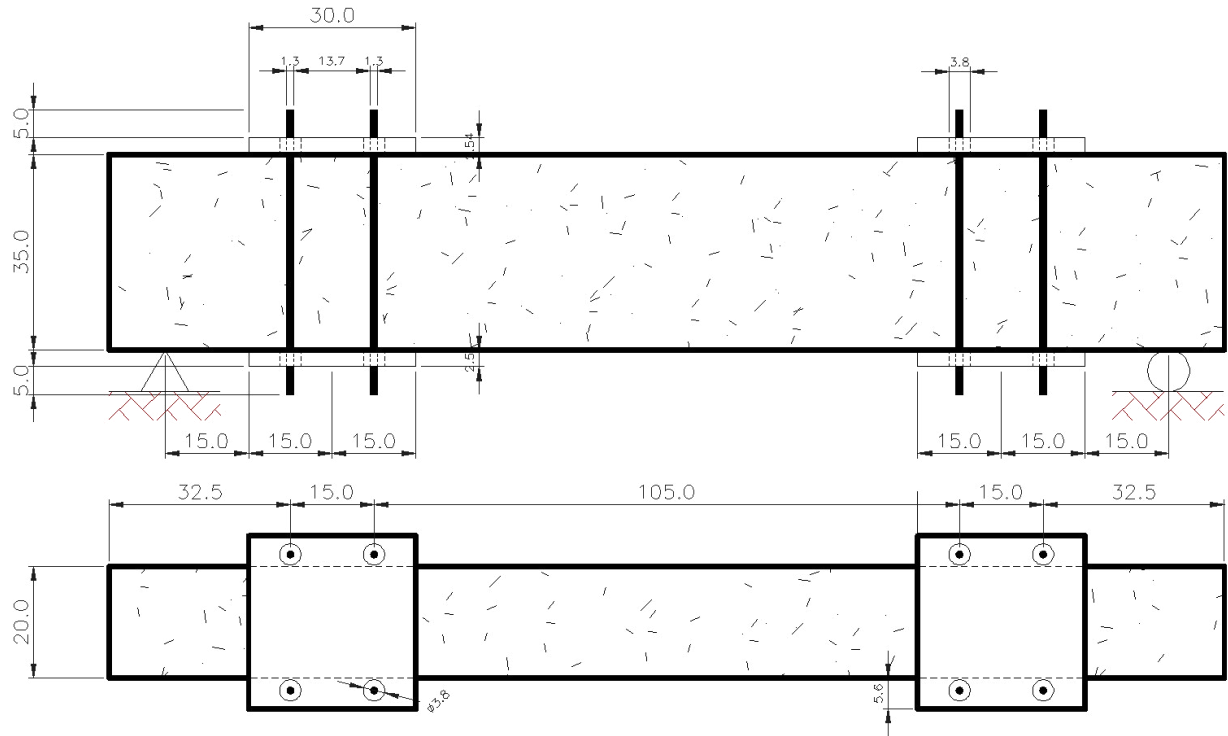


Figura 20.- Esquema del reforzamiento con Tensores Externos (acotaciones en cm).

2.9.2. Malla de fibra de carbono adherida a través de matriz epóxica

El reforzamiento consistió en revestir con un rollo de malla de fibra de carbono aplicado en una sola capa en forma de encamisado alrededor de la zona de cortante, realizando la transferencia de esfuerzos a través de una matriz de resinas epóxicas de diferente viscosidad, lo que se denomina *CFRP* por sus siglas en inglés (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*).

Esto fue logrado siguiendo el procedimiento descrito a continuación:

- 1) Inyección de una resina epóxica de baja viscosidad en las fisuras apreciables visualmente (mayores que 0.5mm) de la superficie de la viga, para evitar el desprendimiento de estas secciones y devolver cierto grado de rigidez al elemento.
- 2) Preparación y limpieza de la superficie de concreto de la viga (caras laterales, caras superior e inferior), buscando obtener un perfil sin imperfecciones, además de remover polvo o partículas sueltas de concreto, así como polvo de *herrumbre* de los productos de la corrosión en el acero para que no interfiera con la adherencia de la resina.
- 3) Desbaste de las aristas y las esquinas de la sección transversal del elemento, con un radio de 13mm ($\frac{1}{2}$ "), para evitar puntos débiles en la adherencia del sistema de fibra de carbono al concreto, así como disminuir la concentración de esfuerzos distribuidos en la sección.
- 4) Colocación de la capa de resina epóxica de imprimación o *primario* para utilizarse como puente de adherencia entre el concreto y el sistema compuesto.
- 5) Nivelación y corrección milimétrica del plano de la superficie de las caras de la viga utilizando una resina epóxica de alto contenido de sólidos o *putty filler*.
- 6) Aplicación de la primera capa de resina adherente o *saturant resin* para recibir la lámina de malla de fibra de carbono y adherirla a la superficie del concreto.
- 7) Aplicación de la lámina de fibra de carbono, colocando la dirección de las fibras en el sentido requerido para la absorción de esfuerzos cortantes infringidos sobre la viga, extendiéndose sobre la longitud de la viga sujeta a esfuerzo cortante (desde los apoyos hasta los puntos de aplicación de carga) de acuerdo con el diagrama de análisis.
- 8) Aplicación de la segunda capa de resina adherente para completar la impregnación de la lámina de fibra de carbono y conformar la matriz epóxica que envuelve al sistema.

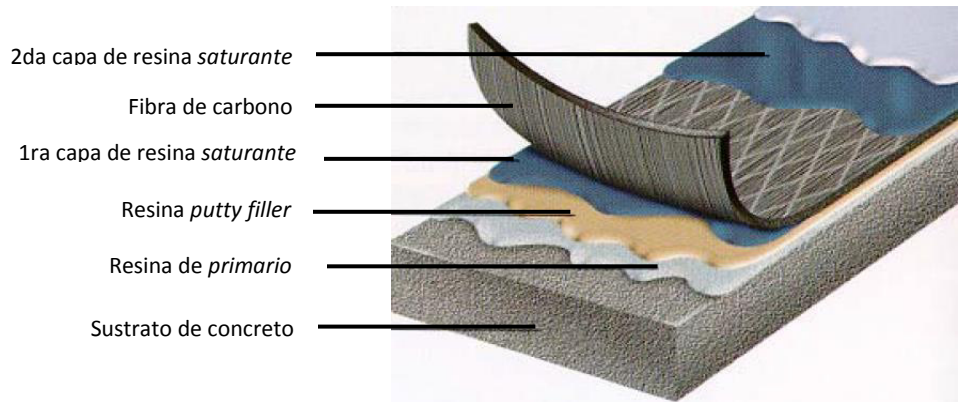


Figura 21.- Componentes del sistema CFRP MasterBrace® [De Paula, 2004].

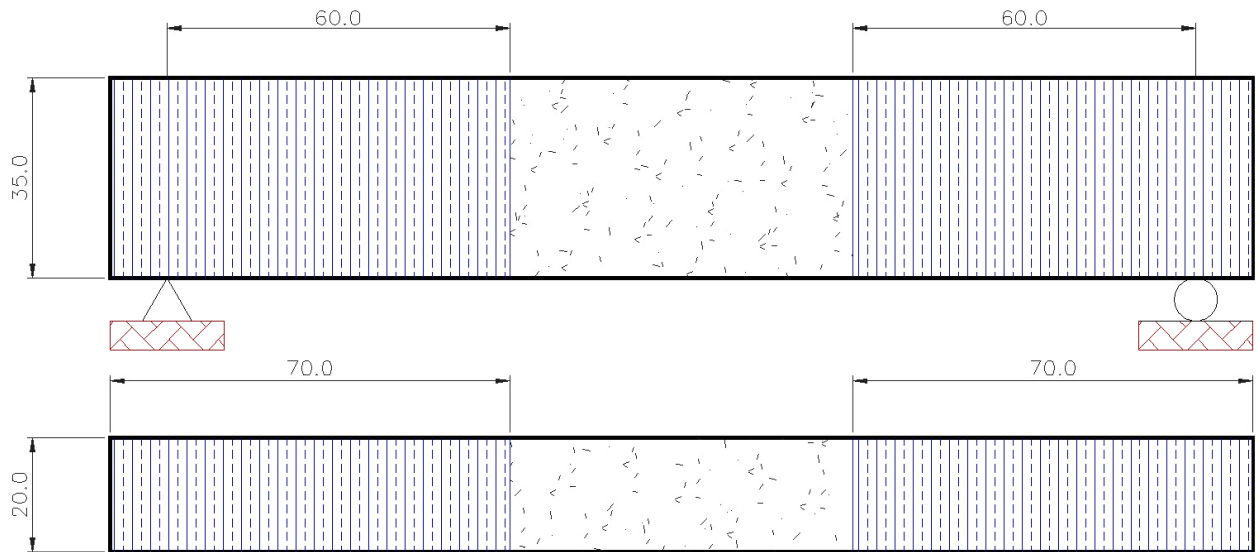


Figura 22.- Esquema del reforzamiento con Malla de Fibra de Carbono [CFRP] (acotaciones en cm).

2.10. Ensaye mecánico de las vigas de concreto reforzado

Este proceso fue realizado y descrito a detalle en estudios previos [Soto, 2012]. Las vigas fueron ensayadas mecánicamente a *Flexión* en condiciones simplemente apoyadas con un claro de 180cm, con cargas aplicadas a los tercios del claro entre los apoyos.

Las vigas de control (sin corrosión y sin reforzamiento) fueron ensayadas previamente durante el proceso de corrosión del resto de las vigas.

La carga para las vigas de control (sin deterioro y sin reforzamiento) se aplicó con un pistón de capacidad de 50 toneladas, apoyado contra un marco de carga anclado a una *Losa de Reacción*, con dimensiones de 10mx10mx2.90m y capacidad de 50 toneladas de anclaje. La carga fue aplicada a intervalos de 250kgf y registrada en una celda de carga conectada a un puente de medición.

Se determinó la *Deflexión* al centro del claro con un transductor de desplazamiento (*LVDT*).

El resto de las vigas fueron ensayadas colocándose simplemente apoyadas, sobre un banco metálico de apoyo, y se aplicó carga a intervalos de carga de 200kgf. Para medir la deflexión al centro del claro durante el desarrollo de los ensayos, se colocó un transductor de desplazamiento con aproximación de 50mm y con un coeficiente de calibración de 0.005mm.

Para tener un control del patrón de agrietamiento de las vigas se aplicó la carga en incrementos iguales, hasta completar la carga de falla.

Para cada incremento se registraron los desplazamientos verticales al centro del claro. Durante el ensaye se registró la carga correspondiente a la aparición y ancho de la primera grieta a *Flexión* y a *Cortante*, así como también el desarrollo de éstas, hasta la carga de la falla.

2.11. Dimensionamiento y configuración de carga de las vigas

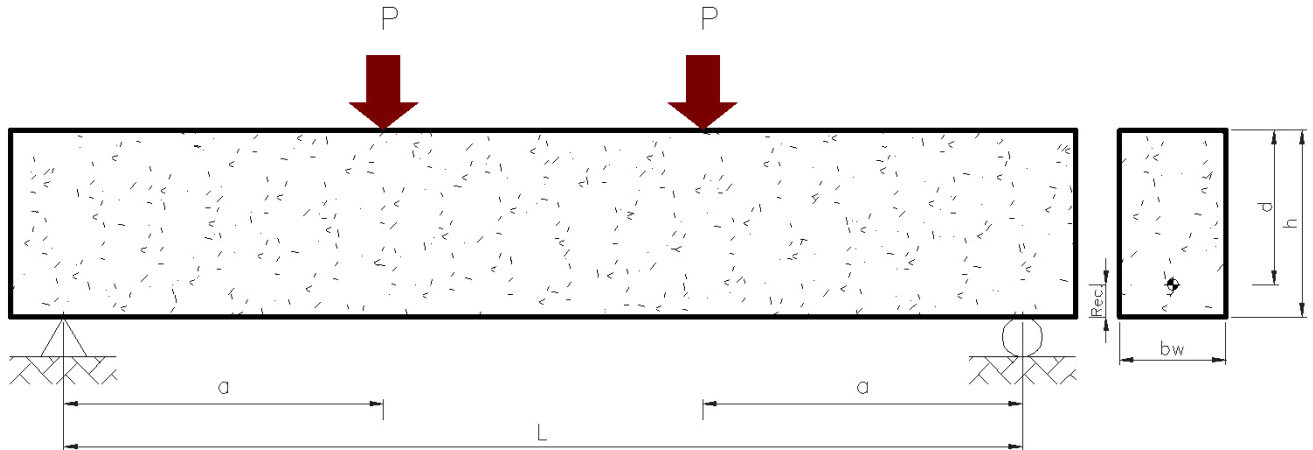


Figura 23.- Dimensiones de los elementos ensayados y posición de los apoyos y las cargas aplicadas.

$h= 35\text{cm}$	(Peralte de la viga)
$b_w= 20\text{cm}$	(Ancho de la viga)
$Rec.= 5.4\text{cm}$	(Distancia al centroide del acero de refuerzo)
$d= h-Recubrimiento=35-5.9=29.6\text{cm}$	(Peralte efectivo)
$L= 180\text{cm}$	(Claro total)
$a= 60\text{cm}$	(Distancia desde el apoyo a la carga puntual)

2.12. Momento Flexionante último de la viga simplemente apoyada con cargas a los tercios

El valor del *Momento Último* a esfuerzo flexionante promedio (M_u) para cada caso estudiado se determinó de acuerdo con el método de *Área Momento*, con base en los diagramas obtenidos por la carga última registrada antes de la falla para cada uno de los pares de vigas de los casos estudiados, a una distancia " d " del apoyo, debido a que es la zona donde se presentan los principales agrietamientos por cortante.

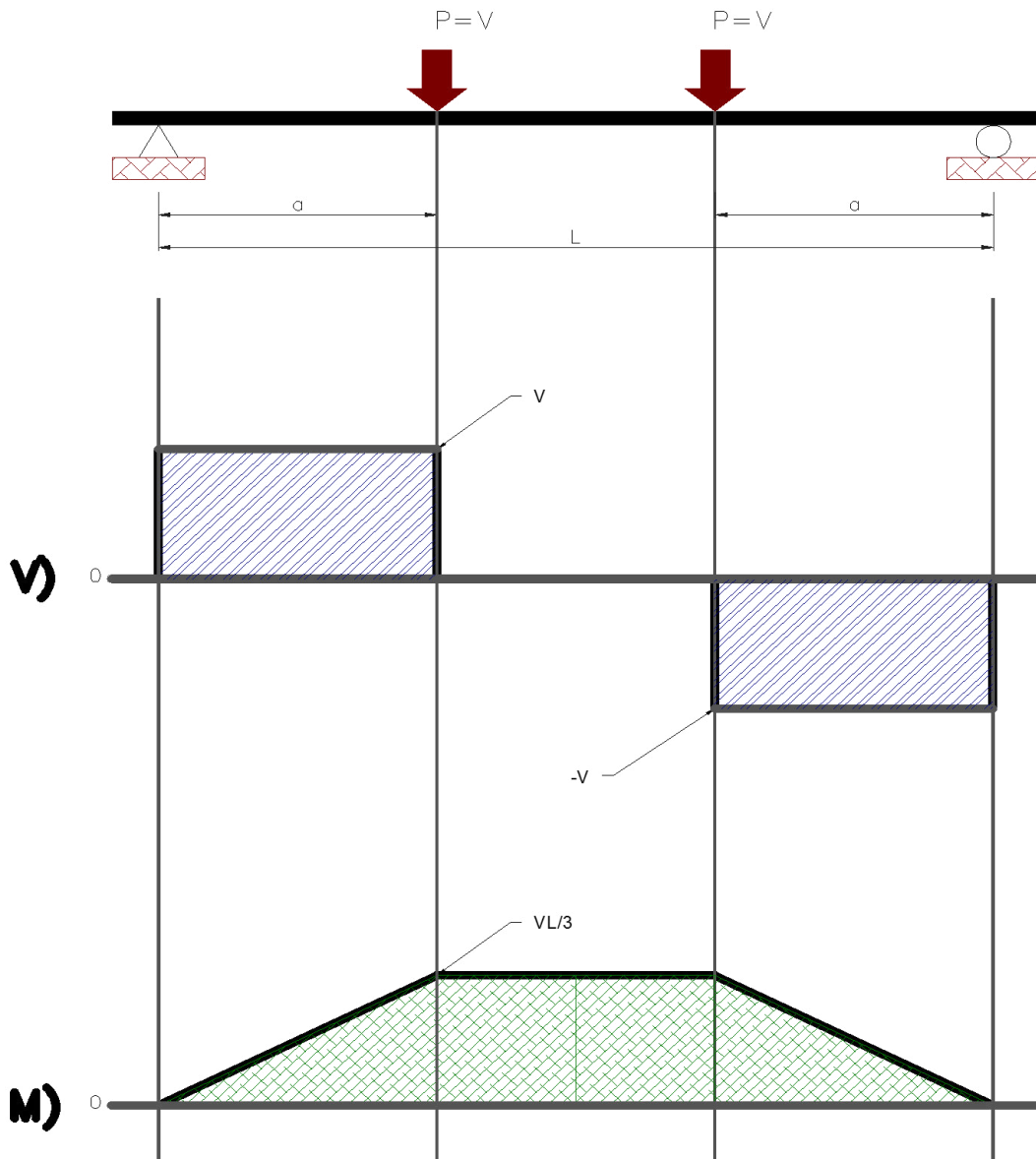


Figura 24.- Diagrama de las Cargas, los Cortantes y los Momentos de los elementos sometidos a ensayos a Flexión.

Con base en lo presentado por los diagramas anteriores, se corrobora que, para el Momento Último resistido por la viga:

$$M_u = \frac{V_u L}{3}$$

Ecuación 9

Donde:
 M_u - Momento último de la viga (kgf*cm)
 V_u - Resistencia última de la viga (kgf)
 L - Claro total entre apoyos (cm)

2.13. Cálculo de la resistencia teórica al esfuerzo *Cortante* de la viga de concreto

2.13.1. Resistencia al esfuerzo *Cortante* del concreto

De acuerdo con los requisitos del *Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) Tabla 22.5.5.1*, para el *Sistema Métrico Internacional*, la resistencia nominal a *Cortante* proporcionada por el concreto, para obtener una mayor precisión en el cálculo que la ofrecida por la *Ecuación 1*, se debe determinar por:

$$V_c = \left[0.5\lambda\sqrt{f'_c} + 176\rho_w \left(\frac{V_u d}{M_u} \right) \right] b_w d$$

Ecuación 10

Donde:

V_c - Resistencia a *Cortante* del concreto (*kgf*)

λ - Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto ligero, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión ($\lambda = 1.0$)

f'_c - Esfuerzo a compresión del concreto (*kgf/cm²*)

ρ_w - Porcentaje del área de refuerzo a *Flexión* sobre el área efectiva de la sección transversal (*cm²*)

V_u - Resistencia última de la viga (*kgf*)

M_u - *Momento* último de la viga (*kgf*cm*)

d - Peralte efectivo (*cm*)

b_w - Ancho de sección transversal (*cm*)

Se tomará como V_u el valor promedio de los dos especímenes ensayados para cada caso estudiado de las reacciones (P_{u1} , P_{u2}), ante la carga última registrada (P_u) antes de la falla, es decir:

$$P_u = \frac{P_{u1} + P_{u2}}{2}$$

Ecuación 11

Donde:

P_u - Carga última registrada promedio (*kgf*)

P_{u1} - Carga última registrada del espécimen No.1 (*kgf*)

P_{u2} - Carga última registrada del espécimen No.2 (*kgf*)

De acuerdo con el *ACI 318S-14 Secc. 19.2.4*, el factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso ligero relativa a los concretos de peso normal (λ), se toma con valor de 1.0

2.13.2. Resistencia al esfuerzo *Cortante* del acero de refuerzo transversal

Los valores del diámetro final de los estribos, después de la acción del deterioro por efectos de corrosión, fueron obtenidos extrayendo el refuerzo a cortante de cada viga una vez ensayada. Los valores menores de diámetro en la sección transversal de la varilla del refuerzo a *Cortante* se denominaron *Diámetros Críticos* y se presentan en la *Tabla 3*.

Tabla 3.- Pérdida de sección transversal del acero de refuerzo por *Cortante* [Soto, 2012].

Viga Ensayada	Diámetro Crítico de cada Viga (mm)	Diámetro Crítico Promedio (mm)	Área de Secc. Transversal con Diámetro Crítico (A_s) (cm ²)	Reducción de Sección Transversal Crítica (cm ²)
VIGA SIN DETERIORO-1	7.9	7.9	0.49	0%
VIGA SIN DETERIORO-2	7.9			
VIGA CON DETERIORO-1	7.6	6.1	0.29	41%
VIGA CON DETERIORO-2	7.2			
VIGA REFORZADA TENSORES-1	7.2	5.9	0.27	44%
VIGA REFORZADA TENSORES-2	6.9			
VIGA REFORZADA CFRP-1	5.8	5.8	0.26	44%
VIGA REFORZADA CFRP-2	5.8			

Con base en estos valores críticos se obtuvieron los cálculos correspondientes al aporte del acero de refuerzo transversal (A_s) al *Cortante* para cada caso estudiado, de acuerdo con la Ecuación 2 de este documento, proveniente del *ACI 318S-14* Secc. 22.5.10.5.3.

2.13.3. Resistencia al esfuerzo *Cortante* aportada por el sistema de Tensores Externos

El cálculo del aporte de los tensores externos a la resistencia al *Cortante* es análogo al del aporte de los estribos o acero transversal [Shamsai et al., 2005].

$$V_{sb} = \frac{A_{vb} f_{yb} h}{S_b}$$

Ecuación 12

Donde:

- V_{sb} - Resistencia al esfuerzo cortante de tensor (kgf)
- A_{vb} - Área de sección transversal de tensor (cm²)
- f_{yb} - Esfuerzo de fluencia del acero de tensor (kgf/cm²)
- h - Altura de sección transversal de la viga (cm)
- S_b - Separación entre tensores (cm)

Dado que los tensores se colocaron en una posición que se ubica a la mitad de la distancia de separación de los estribos dentro de la zona de *Cortante* crítico y la separación a lo largo de la cara longitudinal del elemento (S_b) es la misma, el aporte del acero de refuerzo en la sección transversal a una distancia " d " del apoyo, será la suma de ambos refuerzos; tomando para el cálculo del área de acero transversal de los estribos, el área crítica encontrada posterior a la acción del proceso de deterioro a la que estas vigas fueron sometidas.

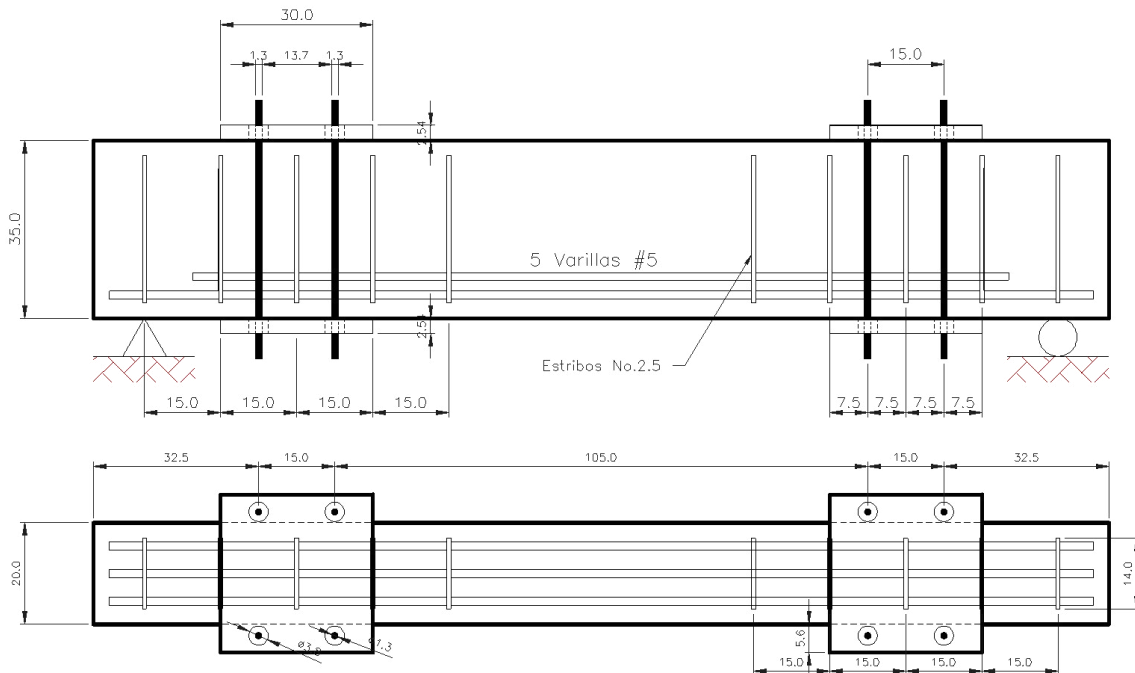


Figura 25.- Diagrama del acomodo de los Estribos No. 2.5 y Tensores Externos de 1/2" (13mm) para el esquema de reforzamiento con Tensores Externos (acotaciones en cm).

2.13.4. Resistencia al esfuerzo cortante aportada por el sistema CFRP

2.13.4.1. Propiedades Físicas Sistema CFRP

De acuerdo con la información presentada por el fabricante del sistema CFRP, las propiedades de la fibra de carbono se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4.- Valores de diseño para fibra de carbono de alta resistencia MasterBrace®

Malla de Fibra de Carbono	Resistencia a la Ruptura MPa (kgf/cm ²)	Resistencia de Diseño (f_f) MPa (kgf/cm ²)	Módulo de Tensión (E_f) MPa (kgf/cm ²)
MasterBrace® CF130K	4 275 (43 593)	3 790 (38 647)	228 000 (2 324 953)

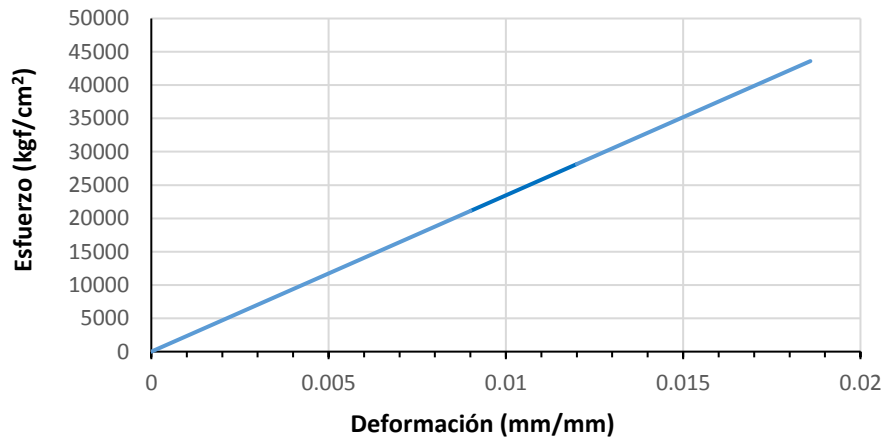


Figura 26.- Relación esfuerzo-deformación a la Tensión de la fibra de carbono MasterBrace® CF130K [De Paula, 2004]

2.13.4.2. Cálculo del aporte de la resistencia al cortante aportada por el sistema CFRP

De acuerdo con las recomendaciones de la *Guía para el Diseño y Construcción de Sistemas FRP Adheridos Externamente para el Reforzamiento de Estructuras de Concreto ACI 440.2R-08 Secc. 11.3*, el esfuerzo nominal a Cortante de un elemento reforzado con CFRP puede ser determinado por la suma de las contribuciones del refuerzo externo a Cortante del CFRP (V_f); la del acero de refuerzo, en este caso los estribos (V_s); y la del concreto (V_c).

Un factor de reducción adicional (Ψ_f) es aplicado a la contribución del sistema CFRP.

$$V_n = V_c + V_s + \Psi_f V_f$$

Ecuación 13

Donde, de acuerdo con el *ACI 440.2R-08* Tabla 11-1, el valor de Ψ_f es igual a 0.95 para elementos completamente envueltos por el sistema *CFRP*, como es el caso de este estudio.

De la misma guía de diseño, en la *Secc.11.3*, la *Ecuación 11-11* para unidades *MKS*, tiene una condicionante para lo anterior:

$$V_s + V_f \leq 2.1\sqrt{f'_c} b_w d$$

Ecuación 14

De la *Ecuación 11-3* del mismo *ACI 440.2R-08*, se tiene que:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} d_{fv}}{S_f}$$

Ecuación 15

Donde:

A_{fv} - Área del refuerzo a cortante de *FRP* con un espaciamiento S_f (mm)

f_{fe} - Esfuerzo Efectivo en el *CFRP*; nivel de esfuerzo alcanzado en la sección de falla (MPa)

d_{fv} - Profundidad efectiva del refuerzo a cortante de *FRP* (mm)

S_f - Espaciamiento entre bandas de refuerzo *CFRP* adheridas externamente (mm)

Teniendo el perímetro de la sección transversal totalmente envuelto por el *CFRP*, el área a *Cortante* de la misma está determinada por:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f$$

Ecuación 16

Donde:

n - Número de capas de malla del sistema *CFRP* (en este caso de estudio, se rodeó con 1 capa)

t_f - Espesor de malla de *CFRP* (mm) (en el caso de la fibra *MasterBrace® CF130K* es 0.165mm)

w_f - Ancho de la capa de *CFRP* (mm)

De acuerdo con la *Ecuación 11-5* de *ACI 440.2R-08* el *Esfuerzo Efectivo* en el *CFRP* (f_{fe}) se debe determinar por:

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$$

Ecuación 17

Donde:

ε_{fe} - Nivel de deformación unitaria efectiva en la malla *CFRP* obtenida en la falla (mm/mm)

E_f - Módulo de elasticidad a tensión de la malla de fibra de carbono (MPa)

De acuerdo con la *Secc. 11.4.1.1. Ecuación 11-6a*, se ha observado que en las vigas completamente envueltas con el sistema *CFRP* ocurre una pérdida del entrelazado de los agregados en el concreto, en niveles de deformación de la fibra menores que su *Deformación Última* (ϵ_{fu}). Para prevenir este modo de falla, la deformación máxima utilizada para diseño debe limitarse a 0.4% en miembros con este acomodo de *CFRP*, es decir:

$$\epsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75\epsilon_{fu}$$

Ecuación 18

De acuerdo con los datos del fabricante, se sabe que el valor de ϵ_{fu} para la fibra de refuerzo de carbono *MasterBrace® CF130K* es de 0.017mm/mm; y su *Módulo de Elasticidad a Tensión* (E_f) es de 228 000MPa.

Debido a que el valor de $0.75\epsilon_{fu}$ es de 0.0128mm/mm; el valor de ϵ_{fu} para el cálculo debe ser de 0.004mm/mm. Teniendo en cuenta que para nuestro caso:

$$\frac{w_f}{S_f} = 1$$

Ecuación 19

El valor de la resistencia nominal a *Cortante* prevista por el sistema *CFRP* (V_f), se define para este caso como:

$$V_f = 2nt_f[(0.004)E_f]d_f$$

Ecuación 20

De acuerdo con la *Tabla 21.2.1* del *ACI 318S-14* debe aplicarse el factor de reducción de resistencia para elementos estructurales (Φ) con un valor de 0.75 para lo relacionado con esfuerzo *Cortante*.

De esta manera se puede completar la comparación entre la resistencia nominal teórica (V_n) y la obtenida a través del experimento (V_u); así como obtener un índice V_u/V_n que indique la aproximación del método utilizado para el cálculo, en cada uno de los casos estudiados. El resumen de las características y resistencias nominales a *cortante* y *momentos flexionantes* se presenta en las Tablas 6 y 7 del Capítulo 3.

2.14. Deformaciones Máximas al centro del claro

2.14.1. Deformación Máxima Teórica al centro del claro

De acuerdo con el análisis bajo el método de *Área-Momento* para la configuración de cargas presentadas en el estudio (Figura 24), la *Deformación Teórica Máxima* (Δ_{Tmax}), presentada al centro del claro, puede calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$\Delta_{Tmax} = -\frac{Pa}{24E_c I_e} (3L^2 - 4a^2)$$

Ecuación 21

Donde:

P- Carga máxima registrada en cada punto de aplicación (kgf)

a- Distancia desde apoyo hasta carga puntual (cm)

E_c - *Módulo de Elasticidad* a compresión del concreto (kgf/cm²)

I_e - *Momento de Inercia Efectiva* en (cm⁴)

De acuerdo con el *ACI 318S-14* Secc. 19.2.2 el *Módulo de Elasticidad* del concreto puede definirse para este caso como:

$$E_c = 15\,100\sqrt{f'_c}$$

Ecuación 22

Si se considera *f'_c* como la resistencia a compresión obtenida para el concreto de los elementos de estudio en específico (265kgf/cm²), se obtiene un *E_c*= 245 810kgf/cm²

Siguiendo lo establecido por el mismo *ACI 318S-14* Secc. 24.2.3.5, el *Momento de Inercia Efectivo* (*I_e*) puede calcularse como:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_u}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_u}\right)^3\right] I_{cr}$$

Ecuación 23

Donde:

M_{cr} - *Momento* bajo el cual ocurre el agrietamiento (kgf*cm)

M_u - *Momento* último promedio soportado por la viga (kgf*cm)

I_g - *Momento de Inercia Bruta* de la sección transversal de concreto (cm⁴)

I_{cr} - *Momento de Inercia* de la sección agrietada transformada (cm⁴)

Por principios matemáticos se define el *Momento de Inercia Bruta* (I_g) de una sección transversal rectangular como:

$$I_g = \frac{b_w h^3}{12}$$

Ecuación 24

El *Momento* bajo el que ocurre el agrietamiento (M_{cr}) puede calcularse de acuerdo con el *ACI 318S-14* Secc. 24.2.3.5b como:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Ecuación 25

Donde:

f_r - *Módulo de Ruptura* del concreto (kgf/cm²)

y_t - Distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la cara en tensión, sin considerar el refuerzo (cm)

De acuerdo con la Secc. 19.2.3.1 del *ACI 318S-14* el *Módulo de Ruptura* (f_r) del concreto debe considerarse como:

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'c}$$

Ecuación 26

Donde se tiene definido que el valor de λ para concreto con peso normal es de 1.0

El *Momento de Inercia* de la sección agrietada transformada (I_{cr}) en una viga de sección rectangular sin acero de refuerzo a compresión, puede calcularse como:

$$I_{cr} = \frac{b_w k d^3}{3} + n A_s (d - k d)^2$$

Ecuación 27

Donde:

$k d$ - Distancia medida desde la fibra extrema al *Eje Neutro* para una sección transformada (cm)

n - Relación entre módulos de elasticidad del acero y el concreto (E_s/E_c)

El valor $k d$ se obtiene a partir de la siguiente condición de igualdad para la sección transformada:

$$k d b_w \left(\frac{k d}{2} \right) = n A_s (d - k d)$$

Ecuación 28

Donde:

A_s - Área de acero de refuerzo a flexión presente en la sección transversal del elemento (cm²)

En el caso de las vigas reforzadas por el método de *CFRP*, no es posible obtener el valor de la carga bajo la cual apareció el primer agrietamiento durante el ensaye, debido a la naturaleza de la colocación del refuerzo donde se recubrió totalmente la sección crítica del elemento con la fibra de carbono.

2.14.2. Deflexión Experimental Máxima obtenida al centro del claro mediante el ensaye

Además del valor de *Deflexión Experimental Máxima* obtenida al centro del claro (Δ_{Emax}) a través de las mediciones con el dispositivo *LVDT* durante el ensaye de las vigas, un valor de deflexión máxima fue obtenido a partir de la gráfica *Fuerza Cortante-Deformación* en el rango lineal de la relación entre ambos, es decir, antes de las grandes deformaciones que se presentan debido al desprendimiento de partes de la sección transversal de concreto. A esta deformación se le denominó (Δ^*_{Emax}).

En la Tabla 9 presenta un resumen de los valores obtenidos a través de los cálculos para el análisis de las deformaciones (Δ_{Tmax}), así como de las lecturas máximas obtenidas de la medición de deformaciones al centro del claro para las cargas aplicadas en las vigas durante el experimento, obtenidas de la gráfica *Fuerza Cortante-Deformación* (Δ^*_{Emax}) dentro del rango lineal para cada caso estudiado. Ésta última será la que se utilizará para fines comparativos con los resultados de las ecuaciones teóricas.

2.14.3. Aporte a la deformación debida al esfuerzo cortante en la Deflexión Total de la viga

Si se considera que la precisión de la ecuación de *Branson* para la deflexión de las vigas basada en la teoría de *Euler*, donde se asume que las secciones planas permanecen planas ante la deformación a *Flexión*, no es del todo aplicable una vez que el agrietamiento a *Cortante* se presenta, la deformación debida a este último efecto deja de ser despreciable por la magnitud que alcanza. Aún cuando no hay un método comúnmente aceptado para la predicción de la deformación debida al esfuerzo cortante, la *Teoría de Armadura* se ha utilizado para la predicción de esta deformación.

Adicional a la deformación teórica obtenida al centro del claro por esfuerzos flexionantes a través de la ecuación de *Branson*, se contempla el uso de dos ecuaciones adicionales que toman en cuenta la deformación debida al esfuerzo cortante en cada etapa de carga.

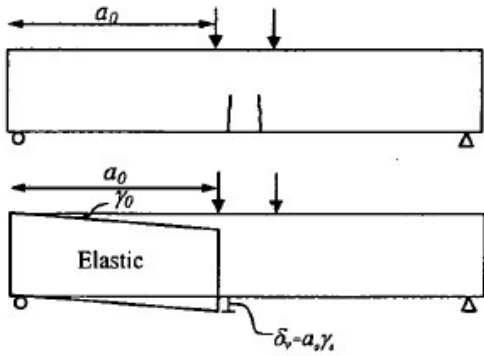


Figura 27a). - Antes del agrietamiento por flexión en el claro de cortante.

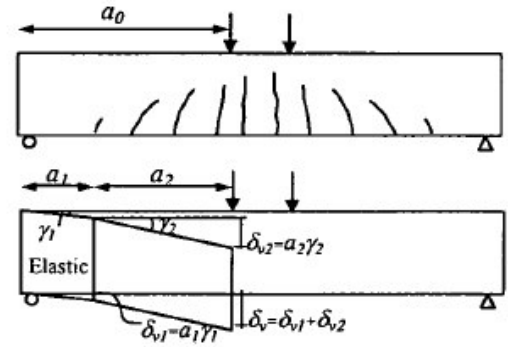


Figura 27b). - Después del agrietamiento por flexión en el claro de cortante y antes del agrietamiento diagonal.

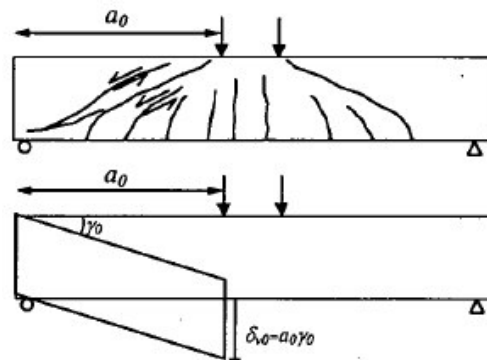


Figura 27c). - Después del agrietamiento diagonal.

Figuras 27a), 27b), 27c). - Cálculo de la deflexión por *Cortante* de una viga de concreto reforzado, propuesto por Tamon Ueda [Ueda et al. 2002].

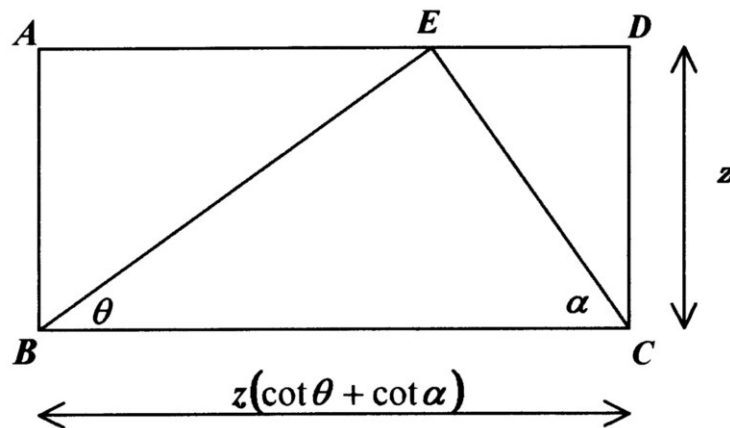


Figura 28.- Modelo de la *Teoría de Armadura* para el cálculo de la deformación por *Cortante* [Ueda et al. 2002].

De acuerdo con el modelo propuesto por Tamon Ueda [Ueda et al. 2002] para la etapa previa al agrietamiento por cortante, se puede calcular la deformación debida al *Cortante* a una distancia “*x*” del apoyo por medio de:

$$\delta_{sc} = k \int \frac{2V_c}{G_c A_e} dx$$

Ecuación 29

Donde:

δ_{sc} - Deformación por *Cortante* antes del agrietamiento a *Cortante* (cm)

V_c - Fuerza aplicada al momento del agrietamiento a *Cortante* (kgf)

k - Factor que depende de la forma de la sección transversal (para el caso de sección rectangular $k= 6/5$)

G_c - Rigidez a *Cortante* del concreto (kgf/cm²)

A_e - Area efectiva de la sección transversal del concreto (kgf/cm²)

La *Rigidez a Cortante* del concreto (G_c) puede determinarse como:

$$G_c = \frac{E_c}{[2(1 + \nu_c)]}$$

Ecuación 30

Donde:

E_c - *Módulo de Elasticidad* del concreto a compresión (kgf/cm²)

ν_c - Relación de *Poisson* del concreto

Para el concreto de los elementos ensayados en este estudio se tiene, $G_c = 102\ 421$ kgf/cm²

El Área Efectiva de la sección transversal del concreto (A_e) se calcula de acuerdo con las etapas de carga presentadas en las Figuras 27a) y 27b). En donde para la etapa de la carga del elemento antes del agrietamiento por *Flexión* [Figura 27a)], el valor del Área Efectiva corresponde a la Ecuación 31.

$$A_e = A_g$$

Ecuación 31

Donde:

A_g - Área bruta la sección transversal del concreto (cm²)

Para la etapa posterior a que se aparezca el agrietamiento causado por Flexión [Figura 27b)], el valor A_e se encuentra determinado por la Ecuación 32.

$$A_e = A_g \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 + A_{cr} \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right]$$

Ecuación 32

Considerándose un valor estimado para la relación de *Poisson* de $\nu_c = 0.20$, se puede determinar la aportación del esfuerzo cortante en la deformación de cada una de las vigas a mitad del claro, es decir a una distancia del apoyo de $x = 90\text{cm}$.

Una vez que la carga aplicada supera el valor que produce el agrietamiento debido al esfuerzo cortante, la deformación debida a este efecto debe ser calculada como:

$$\delta_s = \int \frac{1}{z(\cot\theta + \cot\alpha)^2} \left[\frac{V_s}{E_c b_w \sin^4\theta} + \frac{V_s S}{E_w \left(A_w + \frac{E_c}{E_w} A_{ce} \right) \sin^3\alpha} \right] dx$$

Ecuación 33

Donde:

- δ_{sc} - Deformación por *Cortante* después del agrietamiento a *Cortante* (cm)
- z - Distancia entre los centroides de las fuerzas de *Compresión* y la cuerda a *Tensión* (cm)
- θ - Ángulo entre el puntal diagonal de compresión supuesto y el eje neutro del elemento
- α - Ángulo formado entre el acero de refuerzo a cortante y el eje neutro del elemento (°)
- V_s - Fuerza cortante soportada por el mecanismo de armadura (kgf)
- b_w - Ancho de la sección transversal del elemento (cm)
- S - Espaciamiento entre las varillas del acero de refuerzo transversal (cm)
- A_w -Área de la sección transversal del refuerzo a *Cortante* en un espaciamiento S (cm²)
- E_w - Módulo de Elasticidad del acero de refuerzo a *Cortante* (kgf/cm²)
- A_{ce} - Área de la sección transversal efectiva de concreto en tensión rodeando al acero (cm²)

El valor del ángulo θ para la fuerza cortante última se determina por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\theta = -\alpha(\nu - \nu_0)^2 + \theta_0$$

Para la condición $\nu_0 \leq \nu \leq 1.7\nu_c$

Ecuación 34

$$\theta = \theta_1 \left(\frac{1.7\nu_0}{\nu} \right)^\beta$$

Para la condición $1.7\nu_c \leq \nu$

Ecuación 35

$$\theta_0 = 3.2 \left(\frac{a}{d} \right) + 40.2$$

Ecuación 36

$$v_0 = 0.9v_c$$

Ecuación 37

$$v = \frac{V}{bd}$$

Ecuación 38

$$v_c = 0.2f'c^{\frac{1}{3}}(100\rho_t)^{\frac{1}{3}}\left(\frac{1}{d}\right)^{\frac{1}{4}}\left(0.75 + \frac{1.4}{d}\right)$$

Ecuación 39

$$\beta = (0.7 - 32\sqrt{\rho_t\rho_w})\frac{a}{d}$$

Ecuación 40

Donde:

V - Fuerza cortante nominal (kgf)

v - Esfuerzo cortante nominal (kgf/cm²)

v_0 - Esfuerzo cortante nominal al agrietamiento por *Cortante* (kgf/cm²)

v_c - Esfuerzo cortante al momento del agrietamiento por *Cortante* (kgf/cm²)

ρ_t - Relación del acero de refuerzo a tensión con la sección de concreto

ρ_w - Relación del acero de refuerzo a cortante con la sección transversal de concreto

a - Claro de cortante (cm)

d - Peralte efectivo de la viga (cm)

b - Ancho del alma de la viga (cm)

De acuerdo con este modelo la Fuerza Cortante soportada por el mecanismo de armadura (V_s) es la diferencia entre la Fuerza Cortante aplicada total y la Fuerza Cortante aplicada al momento del agrietamiento a Cortante (V_c), es decir:

$$V_s = V - V_c$$

Ecuación 41

En donde el valor de la Fuerza Cortante aplicada al momento del agrietamiento a *Cortante* (V_c) puede deducirse a partir de las Ecuaciones 38 y 39 de este documento.

Con base en lo planteado en la Ecuación 36, el valor de θ_0 para la sección rectangular de las vigas de estudio es de 46.84° .

Se sabe por el arreglo del armado a tensión en todos los elementos ensayados que el porcentaje o relación del acero de refuerzo a tensión (ρ_t) es de 0.017.

El valor del ángulo α se toma como 90° ya que el acero de refuerzo transversal es completamente vertical para todos los casos (véase Figura 29).

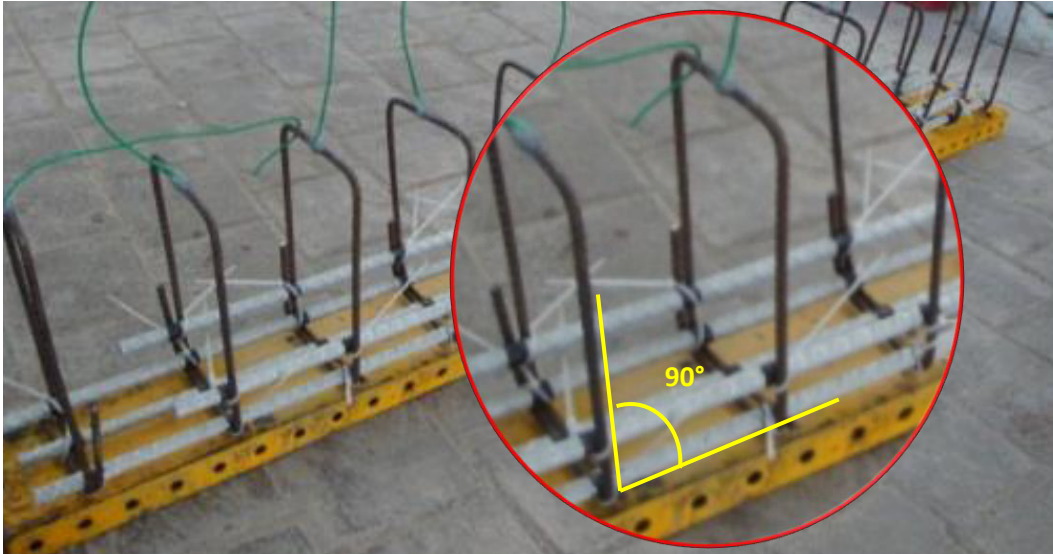


Figura 29.- Acomodo del acero de refuerzo por *Cortante* en las vigas ensayadas para cada uno de los casos estudiados.

Para el área de la sección transversal del refuerzo a *Cortante* existente entre los espaciamientos (A_w) se tomó en cada caso el promedio del área de la sección con el diámetro crítico (A_v) presentados en la Tabla 3.

El área de la sección transversal efectiva de concreto en tensión rodeando al acero (A_{ce}) está determinada por la Ecuación 42.

$$A_{ce} = A_{ceo} \left(\frac{V_c}{V} \right)^3$$

Ecuación 42

Donde:

A_{ceo} - Área de la sección transversal efectiva de concreto en tensión rodeando al acero inmediatamente después del agrietamiento a *Cortante* (cm^2)

V - Fuerza aplicada a *Cortante* (kgf)

V_c - Fuerza aplicada al momento del agrietamiento a *Cortante* (kgf)

El área de la sección transversal efectiva de concreto en tensión rodeando al acero inmediatamente después del agrietamiento a Cortante (A_{ceo}) puede calcularse de acuerdo con el método propuesto por Xuehui An [An et al. 1997].

Siguiendo los lineamientos del método de An, el área máxima de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a Flexión para cada varilla está determinado por la Ecuación 43.

$$A_{cmax} = \frac{(A_s f_y)}{f_t}$$

Ecuación 43

Donde:

A_{cmax} - Área máxima de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a Flexión para cada varilla (cm²)

A_s - Área de la sección transversal de la varilla de refuerzo a Flexión (cm²)

f_y - Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo a Flexión (kgf/cm²)

f_t - Esfuerzo máximo a Tensión del concreto (kgf/cm²)

Dado que se utilizan como refuerzo a Flexión varillas de refuerzo No. 5, el diámetro del refuerzo puede considerarse como 1.6cm y el área de su sección transversal (A_s) es 1.98cm².

Considerando que el esfuerzo a tensión del concreto es aproximadamente 15% de su f'_c , el valor de f_t puede tomarse, para efectos de este cálculo, como 39.75kgf/cm².

A partir de la Ecuación 44 se obtiene el valor del ancho máximo de la zona de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a Flexión para cada varilla.

$$h_{max} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} d_b \sqrt{\frac{f_y}{f_t}}$$

Ecuación 44

Donde:

h_{max} - Ancho máximo de la zona de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a Flexión para cada varilla (cm)

d_b - Diámetro de la varilla de acero de refuerzo a Flexión (cm)

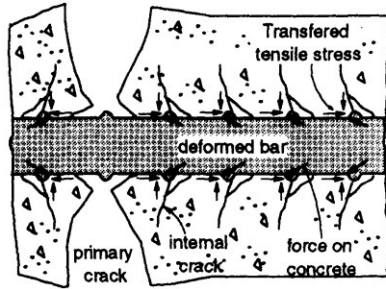


Figura 30a). – Micro mecanismo del efecto de adherencia.

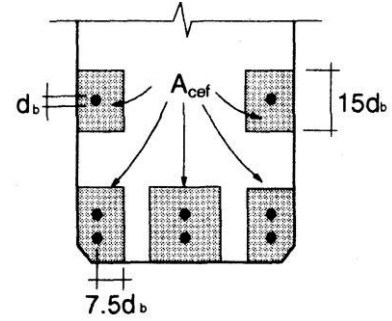


Figura 30b). – Ejemplo de la definición de la zona de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a Flexión.

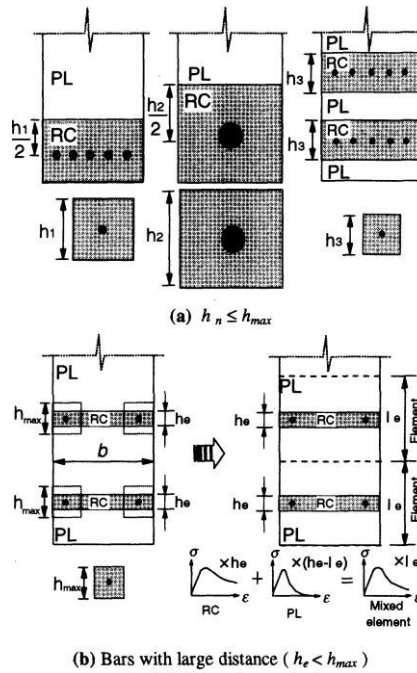


Figura 30c). – Segmentación de la zona de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a Flexión.

Figura 30a), 30b) y 30c). - Demostración del principio de *Tensión* transmitida por adherencia al concreto y determinación de la zona de concreto afectada [An et al. 1997].

Debido a que el espesor mínimo de recubrimiento de concreto en la sección transversal del elemento (t_c) cae dentro de la condicionante:

$$t_c < 6.5d_b$$

Ecuación 45

La Ecuación 44 debe ser afectada por el un factor (K), que es una función empírica basada en resultados de pruebas realizadas y se determina por la Ecuación 39.

$$K = \left(\frac{t_c - d_b}{5.5d_b} \right)^{0.5}$$

Ecuación 46

Donde:

K - Factor empírico por insuficiencia de recubrimiento de concreto

t_c - Recubrimiento de concreto por varilla de acero de refuerzo a *Flexión* (cm)

El acomodo del refuerzo a *Flexión* en la sección transversal del elemento ensayado se presenta en la Figura 31.

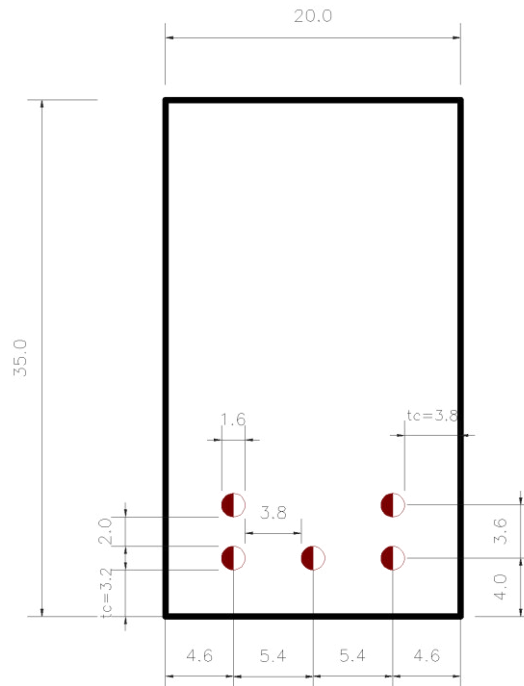


Figura 31.- Acomodo del acero de refuerzo por *Flexión* en la sección transversal de las vigas ensayadas, para cada uno de los casos estudiados (acotaciones en cm).

Con base en este acomodo, el valor de t_c para efectos de cálculo se toma de 3.2cm, con lo que el valor del factor K es de 0.43.

Una vez definidas estas constantes, el valor de la Ecuación 44 se determina con un valor de 6.2cm y la configuración del área máxima de concreto con adherencia efectiva al refuerzo a *Flexión* se presenta en la Figura 32.

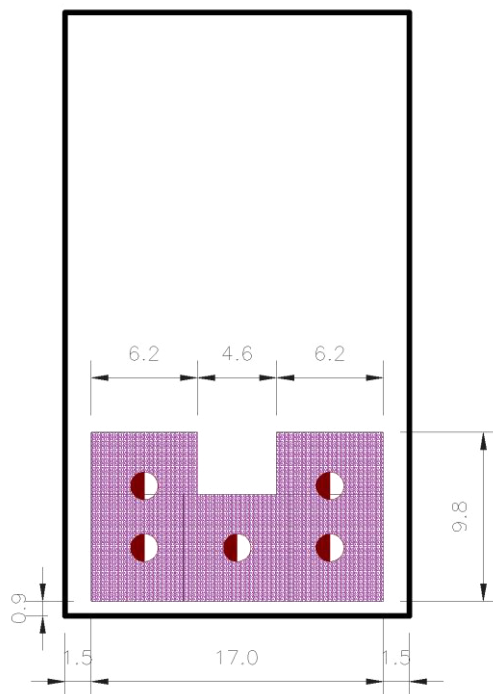


Figura 32.- Área de la sección transversal efectiva de concreto en tensión rodeando al acero inmediatamente después del agrietamiento a *Cortante* ($A_{ceo} = A_{cmax}$) (acotaciones en cm).

De acuerdo con esta configuración, el A_{cmax} tiene un valor de 150.04cm^2 y puede considerarse éste como el valor de A_{ceo} .

Debido a que la Ecuación 33 fue desarrollada con base en la teoría de *mecanismo de armadura* interno, se decidió que tanto para los casos de estudio de *VIGA REFORZADA TENSORES* como *VIGA REFORZADA CFRP*, el efecto del sistema de refuerzo adicional que posee características diferentes al refuerzo ya existente, es decir, los estribos de varilla No. 2.5, debe dejarse fuera de consideración, al no contar con mayor información del efecto de las características particulares de cada uno y su adaptación para ofrecer una representación del mecanismo y distribución de fuerzas internas más cercana a la realidad.

En la Tabla 10 se presentan los resultados de las deformaciones al centro del claro de la viga, debidas al esfuerzo cortante para las etapas de carga al momento del agrietamiento teórico por *Cortante* y a la carga última real de las vigas, en cada uno de los casos estudiados.

Una vez que se obtienen los valores de deformación para cada etapa de la deflexión por *Cortante*, la suma de éstas dará como resultado la magnitud de la deformación de la viga debida a los esfuerzos cortantes (Δ_s), es decir:

$$\Delta_s = \delta_s + \delta_{sc}$$

Ecuación 47

Este valor de la deformación total por esfuerzos cortantes en la viga, adicional a la deflexión calculada a través de la ecuación de *Branson* por esfuerzos flexionantes (Δ_{Tmax}), presentará un cálculo más aproximado de la deformación total teórica sufrida por los elementos (Δ_{Total}), es decir:

$$\Delta_{Total} = \Delta_{Tmax} + \Delta_s$$

Ecuación 48

Donde:

Δ_s - Deformación teórica de la viga debida a los esfuerzos cortantes al centro del claro (mm)

Δ_{Tmax} - Deformación teórica de la viga debida a los esfuerzos flexionantes al centro del claro (mm)

Δ_{Total} - Deformación total teórica de la viga al centro del claro (mm)

En la Tabla 11 se presenta la comparación de los resultados obtenidos del cálculo de las deformaciones teóricas al centro del claro de la viga, debidas tanto al esfuerzo cortante como al flexionante (Δ_{Total}), y la registrada durante el ensaye de los elementos ante la carga última real de las vigas, en cada uno de los casos estudiados (Δ_{Emax}), así como el punto hasta donde el comportamiento ante el incremento de carga fue lineal (Δ^*_{Emax}).

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

3.1. Resultados experimentales de la resistencia al esfuerzo cortante

La Tabla 5 presenta un resumen de los valores de *Resistencia Última* de cada elemento obtenida del ensaye, así como el promedio de éstas para cada uno de los casos estudiados (V_u).

Tabla 5.- Resistencias últimas de cada viga ensayada [Soto, 2012].

Viga Ensayada	Resistencia Última (kgf)	Fuerza Última Promedio (V_u) (kgf)
VIGA SIN DETERIORO-1	12 887	12 756
VIGA SIN DETERIORO-2	12 624	
VIGA CON DETERIORO-1	10 090	10 437
VIGA CON DETERIORO-2	10 784	
VIGA REFORZADA TENSORES-1	14 000	13 250
VIGA REFORZADA TENSORES-2	12 500	
VIGA REFORZADA CFRP-1	17 477	16 899
VIGA REFORZADA CFRP-2	16 321	

Con base en lo presentado en la Tabla 5, se puede ver tanto el efecto del deterioro ocasionado por la corrosión del refuerzo trasversal, como el grado de restitución de la resistencia proporcionado por cada uno de los métodos de reforzamiento estudiados.

Comparando los resultados de los elementos ensayados para los casos de *VIGA SIN DETERIORO* y *VIGA CON DETERIORO*, la disminución de la capacidad de carga a consecuencia de los efectos de la corrosión en los estribos llega a ser del 18.2% para las condiciones establecidas en este estudio, lo que indica que; si bien no representa una disminución en la capacidad de carga de una magnitud tal que sea equiparable con lo que se presentaría en los casos donde el acero de refuerzo longitudinal presentara esta misma reducción en la sección transversal de sus varillas por el ataque de la corrosión; sí es relevante y de gran importancia, por el tipo de falla frágil que conlleva el que las cargas superen el esfuerzo que puede soportar el acero de refuerzo por *Cortante* disminuido por este efecto.

Lo anterior haría que en la práctica se incrementaran las precauciones ante una eventualidad de este tipo, debido a que no se contaría con la apreciación de grandes deformaciones y largos agrietamientos previos al colapso, algo que es característico en una falla ocasionada por deficiencia en el refuerzo a *Flexión* del elemento.

Si se toma en cuenta que el factor de reducción de resistencia para elementos de concreto estructural que establece el *ACI 318-14* Secc. 21.2 para diseño de elementos sujetos a acciones de *Cortante* es de $\phi=0.75$, la reducción de la resistencia presentada en este estudio pudiera caer dentro de esta consideración; sin embargo, la combinación de factores externos propios del ambiente que provocó la aparición y desarrollo de la corrosión en el acero, así como la acción conjunta de una estructura como tal en la práctica y la variación periódica de las cargas dinámicas que se llegaron a presentar, hacen que esta reducción en el acero de refuerzo represente un verdadero peligro para la integridad de la edificación en el caso de que se llegara a presentar.

Además, como se aprecia en la Figura 33c), hay un claro corrimiento de la grieta debida al *Cortante* sobre la trayectoria del acero de refuerzo longitudinal, una vez que alcanza la profundidad efectiva "*d*" donde este se encuentra.



Figura 33a)



Figura 33b)

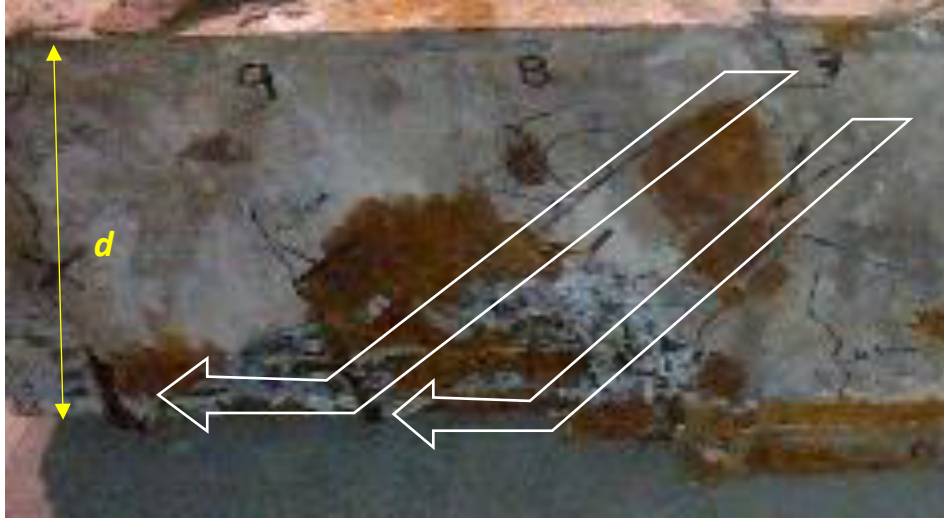


Figura 33c)

Figuras 33a), 33b), 33c). - Vigas del caso estudiado *CON DETERIORO* sin método de reforzamiento alguno, falladas al sobrepasar el esfuerzo cortante soportable y la trayectoria de desarrollo de sus grietas.

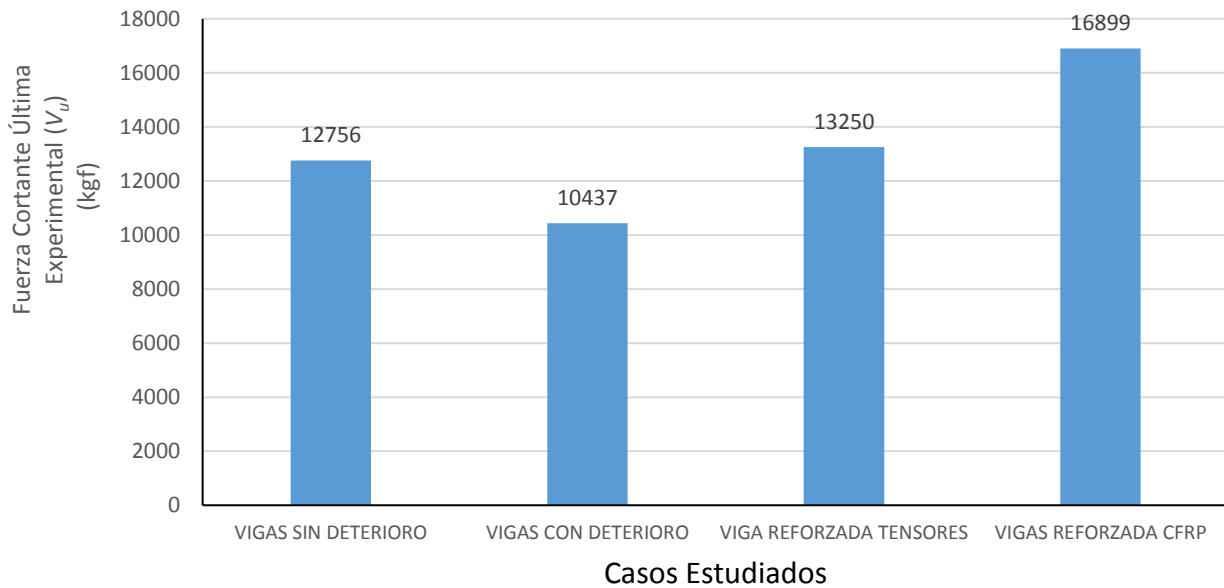


Figura 34.- Comparación entre la *Resistencia Última* Experimental (V_u) observada durante el ensaye de las vigas, para cada uno de los casos estudiados.

3.1.1. Resultados del reforzamiento por el método de Tensores Externos

El método de reforzamiento a través de *TENSORES EXTERNOS* logró restituir la resistencia original del elemento, teniendo como referencia la capacidad de carga de las vigas *SIN DETERIORO*, además de aportar cierto incremento a la misma, de 3.9%.

Esto se logró a través, tanto de los esfuerzos transmitidos al acero transversal adicional de las barras de los tensores, como por el aporte del confinamiento aparente de la zona de concreto entre las placas de acero que servían como base y anclaje para los tensores.

Cabe señalar que, en la práctica, este procedimiento incluye el ajuste de los tensores a las placas base por medio de cierta presión, a través de instrumentos hidráulicos, lo que produce esfuerzos de compresión en el concreto dentro de la zona de las placas y mejora su comportamiento bajo carga.

En el caso de este estudio, el ajuste de los tensores fue realizado manualmente, por lo que puede descartarse un aporte significativo del confinamiento en sí. No obstante, pudo haber una contribución debido a la rigidez de las secciones dentro de las placas, al representar éstas una especie de “apoyo” en los planos horizontales, tanto de la fibra superior como inferior de las vigas, formando una especie de *encofrado*.

El tipo de falla presentado y el patrón de agrietamiento fueron muy similares al del caso *CON DETERIORO*, donde no hubo sistema de reforzamiento alguno.



Figura 35a)

Planos horizontales en los que las placas pudieron representar un aporte a la rigidez de las vigas



Figura 35b)

Figuras 35a), 35b). - Viga del caso estudiado *TENSORES EXTERNOS*, fallada al sobrepasar el esfuerzo cortante máximo.

Un detalle importante para remarcar es que, durante el ensaye, las *rondanas* que proporcionaban el anclaje de los tensores a las placas base sufrieron un aplastamiento debido a los esfuerzos de tensión que el *Cortante* actuante sobre las vigas transmitía a los tensores.

Este efecto debido al insuficiente espesor de las rondanas para soportar el esfuerzo pudo reducir la capacidad final de carga de los elementos reforzados con este método, no teniéndose cuantificado el incremento que se presentaría en caso de haber anclado los tensores con tuercas de mayor grosor u otro medio para que los esfuerzos de tensión fueran soportados únicamente por las varillas externas. El efecto de aplastamiento puede apreciarse a detalle en la Figura 36.



Figura 36. – Aplastamiento de rondanas por espesor insuficiente para soportar el esfuerzo en los tensores externos.

3.1.2. Resultados del reforzamiento por el método de Malla de Fibra de Carbono (CFRP)

El efecto del reforzamiento con fibra de carbono (CFRP) fue el que mejor restitución de la resistencia presentó, a tal grado que superó incluso la resistencia natural del elemento sin sufrir el deterioro (*VIGAS SIN DETERIORO*) hasta en un 32%, superando al otro método de reforzamiento utilizado (*TENSORES EXTERNOS*) por casi un 28%.

Aunque la naturaleza del refuerzo no permitió observar totalmente la aparición y el patrón de agrietamiento, se aprecian en las caras laterales y entre las rasgaduras de la fibra de carbono, fisuras que indican un tipo de falla similar a los anteriores especímenes ensayados, con la diferencia de que el confinamiento prestado por el sistema CFRP permitió el desarrollo de mayores longitudes de la grieta y, por consiguiente, mayores desprendimientos de concreto de la sección transversal, como se aprecia en las Figuras 37b) y 37c).



Figuras 37a)



Figura 37b)

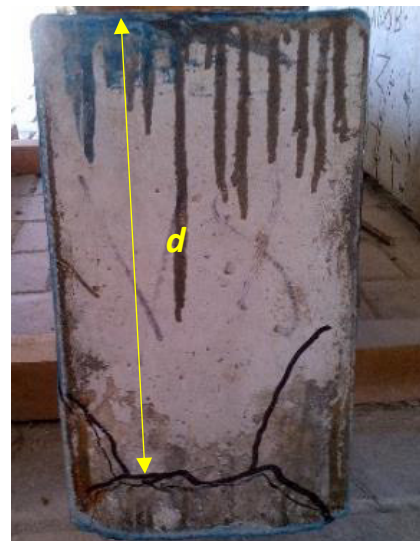


Figura 37c)

Figuras 37a), 37b) y 37c). - Viga del caso estudiado CFRP, fallada al sobrepasar el esfuerzo cortante máximo.

El desarrollo de agrietamientos más largos indujo la existencia de deflexiones mayores, comparadas con los otros casos estudiados.

En los especímenes reforzados con el método de *CFRP* se observó también que la falla en el sistema se debió primeramente a las tensiones internas en el concreto en las secciones sometidas al esfuerzo cortante inducido por la carga aplicada, lo que llevó a que, una vez que el ancho de los agrietamientos fuera demasiado grande, hubiera una ruptura en la dirección secundaria de la malla de fibra de carbono (perpendicular al eje principal del elemento) lo cual no indica que se sobrepasaron los esfuerzos de tensión soportados por el material en sí, sino que existió un desgarramiento en el cosido transversal que mantiene unidos los filamentos de carbono debido al desfase de los planos transversales de la sección del elemento fallada (Figura 38). Esto implica que la fibra de carbono, en sí, tiene aún capacidad de absorber esfuerzos de tensión y no se alcanzó aún el esfuerzo último del material.

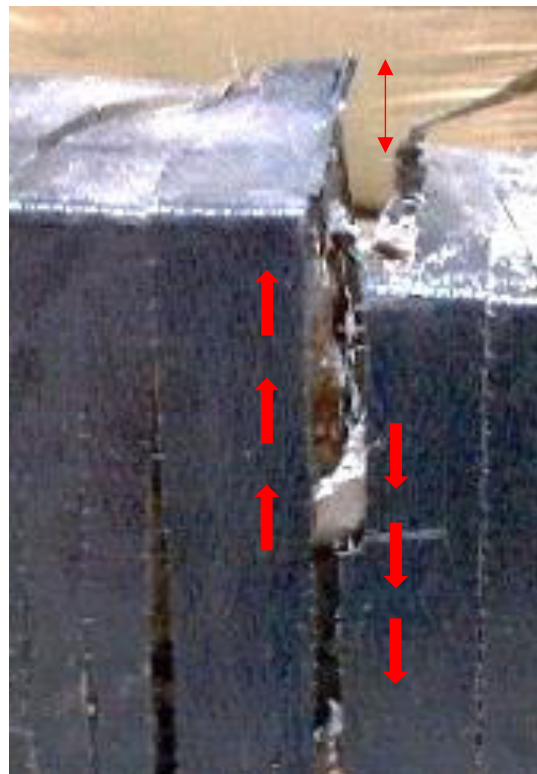


Figura 38.- Desgarramiento del cosido transversal de los filamentos de carbono debido al desfase de los planos transversales del elemento.

3.2. Comparación entre los resultados teóricos y los experimentales de los ensayos

Una vez que se tuvieron los valores de las cargas máximas alcanzados por los elementos ensayados, se realizó el cálculo de las ecuaciones aplicables para cada uno de los casos estudiados y la relación que se tuvo con su contraparte experimental.

3.2.1. Resistencia teórica al esfuerzo cortante del Concreto

De acuerdo con lo establecido en la Ecuación 10 de este documento, el valor de la resistencia nominal a *Cortante* provista por el concreto de la sección transversal (V_c), se determina para todos los casos de este estudio como:

$$V_c = 6\,560\text{kgf}$$

3.2.2. Resistencia teórica al esfuerzo cortante del Acero Transversal

Los valores de las resistencias nominales a *Cortante* provista por los estribos del acero transversal se obtienen de acuerdo con lo establecido en la Ecuación 2 de este documento, y se presentan de acuerdo con el correspondiente caso de estudio en la Tabla 6.

3.2.2. Resistencia teórica al esfuerzo cortante del Método de Tensores Externos

De acuerdo con lo establecido en la Ecuación 12 de este documento, el valor de la resistencia nominal a *Cortante* provista por las varillas roscadas de $\frac{1}{2}$ " , ancladas a las placas de acero como refuerzo transversal (V_{sb}), se determina para el caso de estudio *TENSORES EXTERNOS* como:

$$V_{sb} = 20\,830\text{kgf}$$

3.2.3. Resistencia teórica al esfuerzo cortante del Método de Malla de Fibra de Carbono

De acuerdo con lo establecido en la Ecuación 20 de este documento, el valor de la resistencia nominal a *cortante* provista por el sistema *CFRP* (V_f), se define para este caso como:

$$V_f = 86\,977\text{N} = 8\,869\text{kgf}$$

Revisando la condicionante establecida por la Ecuación 14 de este documento, para el caso de la sección transversal del acero de refuerzo a *Cortante* sin deteriorarse, y sabiendo que el aporte del acero de los estribos para el caso de estudio de *CFRP* es $V_s = 5\,069\text{kgf}$, se obtiene que:

$$2.1\sqrt{f'c} b_w d = 20\,238\text{kg} \geq V_s + V_f = 17\,957\text{kgf}$$

Por lo tanto, se cumple la condicionante requerida para el caso más extremo de este estudio.

Finalmente, de acuerdo con lo establecido en la Ecuación 13, el esfuerzo nominal a *Cortante* del elemento reforzado con *CFRP*, determinado por la suma de las contribuciones del refuerzo externo a *Cortante* del *CFRP*, del acero de refuerzo, y la del concreto (V_n) se obtiene de la suma de:

$$V_n = 6560 + 4899 + 0.95 * 8869 = 20\,328\text{kgf}$$

Recopilando la información calculada a través de las Ecuaciones 9, 10, 11, 12, 13 y 20 de este documento, y utilizando los datos de la Tabla 5, se presenta el resumen de las características y resistencias nominales a *Cortante* y *Momentos flexionantes* tanto experimentales como teóricos de los casos estudiados, en la Tabla 6.

Tabla 6.- Resultados teóricos y experimentales de la Resistencia al Cortante y el Momento a Flexión, para cada uno de los casos estudiados.

Caso Estudiado	M_u en d (kgf*cm)	V_c en d (kgf)	V_s en d (kgf)	V_{sb} en d (kgf)	V_f en d (kgf)	V_n en d (kgf)	ΦV_n en d (kgf)	V_u en d (kgf)	$\Phi V_n/V_u$ en d (kgf)
VIGAS SIN DETERIORO	377 563	6 560	9 088	-	-	15 649	11 737	12 756	0.92
VIGAS CON DETERIORO	308 935	6 560	5 330	-	-	11 891	8 918	10 437	0.85
VIGAS REFORZADAS TENSORES	392 200	6 560	5 069	20 830	-	32 459	24 344	13 250	1.84
VIGAS REFORZADAS CFRP	500 210	6 560	4 899	-	8 869	20 328	15 246	16 899	0.90

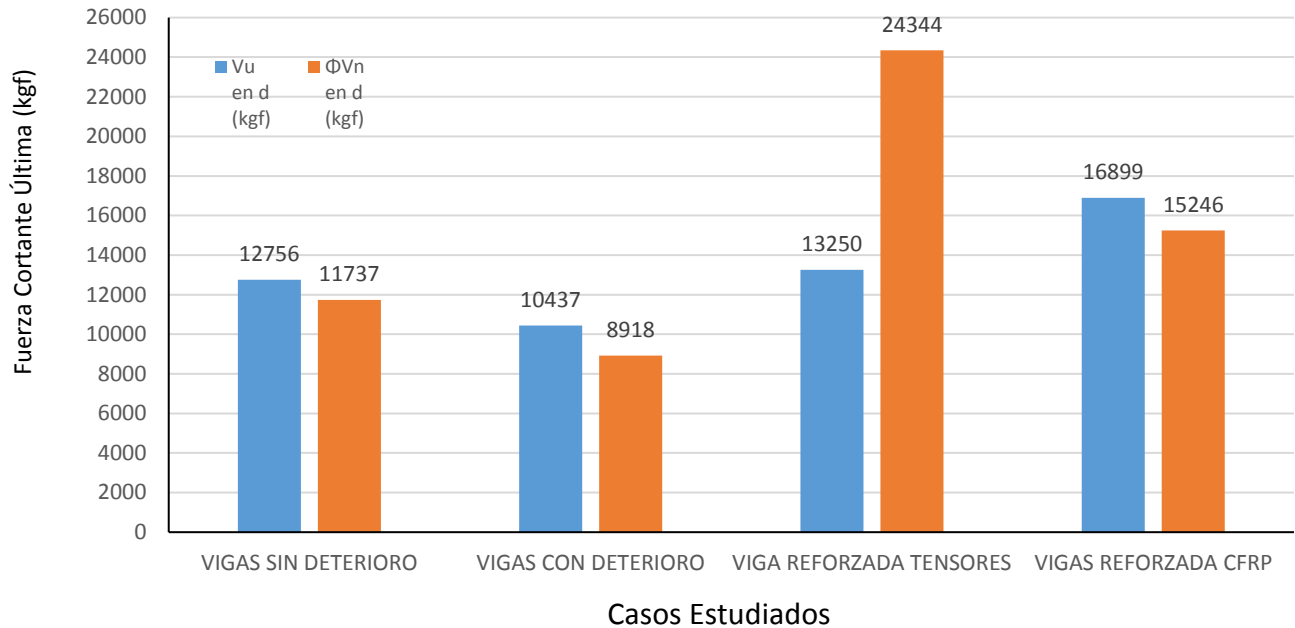


Figura 39.- Fuerzas cortantes últimas a una distancia “ d ”, obtenido teóricamente y experimentales para cada uno de los casos estudiados.

Se utilizó un factor de reducción (ϕ) para elementos sometidos a esfuerzo cortante con valor de 0.75, de acuerdo con la Tabla 21.2.1 del *ACI-318-14* aplicado a las resistencias calculadas, con la finalidad de cumplir las recomendaciones de diseño, obteniendo de esta manera una mayor precisión en los resultados obtenidos mediante las ecuaciones teóricas para la mayoría de los casos estudiados.

Con excepción del caso estudiado con el método de reforzamiento por *TENSORES EXTERNOS*; la capacidad de resistir las cargas últimas obtenidas teóricamente, al ser afectadas por el coeficiente de reducción, permanecen entre el intervalo de 85% a 92% de lo obtenido en los ensayos, lo que indica el grado de precisión de las ecuaciones utilizadas.

Para el caso de *TENSORES EXTERNOS*, el valor de la resistencia teórica es un 84% mayor que lo obtenido realmente en el ensaye. Esto pudo deberse a que la acción del acero adicional de refuerzo transversal provisto por los tensores no fue eficientemente transmitida a la viga debido al defectuoso apoyo de las placas por irregularidades en la interface entre las superficies superior

e inferior de las vigas y las placas con base de metal, aunque su aporte fue suficiente para restituir la totalidad de la resistencia a *Cortante* original del elemento.

En el caso de *TENSORES EXTERNOS*, si no se considerara aporte alguno por parte de las varillas roscadas, la relación entre la capacidad de carga teórica y la experimental sería del 66%, utilizando solamente el aporte de los estribos a través de la Ecuación 2 de este documento.



Figura 40.- Espaciamiento e irregularidades en la interface de placas de soporte de tensores externos.

Aunque el aporte alcanzado con el sistema de refuerzo de *TENSORES EXTERNOS* no logra ser congruente, para fines prácticos, con lo que se espera de acuerdo con la teoría, por las circunstancias ya mencionadas, no puede negarse que logró un efecto positivo en el comportamiento de las vigas a *Cortante*; ya que si se considera únicamente el aporte por el acero de los estribos, de acuerdo con el área crítica presentada, la resistencia nominal alcanzable hubiera sido de 8 422kg, en lugar de 24 169kg, considerando el acero de los *TENSORES EXTERNOS* con base en las ecuaciones utilizadas, lo que representaría un 66% de la resistencia real presentada en los ensayos de 13 250kg.

Esto puede dar un índice de la *eficiencia* de esta aplicación, en específico, del método *TENSORES EXTERNOS*, el cual sería del 30.7% del efecto que se esperaba haber logrado.

3.3. Comparación entre los *Momentos de Agrietamiento* Teóricos y los Experimentales

Tomando el valor de carga registrado bajo el que se reportó la primera aparición visible de agrietamientos, tanto a *Flexión* como a *Cortante*, se puede comparar este valor con el obtenido de acuerdo con las ecuaciones teóricas correspondientes para el esfuerzo que puede soportar el elemento antes de agrietarse, en cada uno de los casos estudiados.

De acuerdo con las propiedades geométricas de la sección transversal de todos los elementos utilizados como especímenes de ensaye, se sabe que la distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección bruta a la cara en tensión, sin considerar que el refuerzo (y_t) es de 17.5cm. Con este valor, con base en lo establecido en la Ecuación 24, el *Momento de Inercia Bruta* (I_g) de la sección transversal rectangular es de 71 458cm⁴.

De acuerdo con lo anterior, y siguiendo lo señalado en la Ecuación 25 de este documento, el *Momento* bajo el que ocurre el agrietamiento (M_{cr}) es de 132 944kgf*cm.

Una vez obtenido este valor y acorde con lo mencionado en la Ecuación 26, se calcula el *Módulo de Ruptura* (f_r) del concreto, con un valor de 32.6kgf/cm²

Teniendo en cuenta que para todos los casos estudiados el área del acero de refuerzo longitudinal (A_{st}) es 9.0cm², y aceptando que el valor del Módulo de Elasticidad a tensión del acero de refuerzo a flexión (E_s) se puede considerar como 2 039 000kg/cm², para efectos de este estudio, el valor de la relación entre módulos de elasticidad del acero y del concreto (n) es igual a 8.3.

Por medio de la *Fórmula Cuadrática General*, se despeja el valor de la distancia desde la fibra extrema en compresión al *Eje Neutro* (kd) para la sección transformada, resultando $kd = 11.8$ cm

De acuerdo con estos valores y utilizando la Ecuación 27, para todos los casos estudiados, el *Momento de Inercia al Agrietamiento* (I_{cr}) tiene un valor de 34 964cm⁴.

En el caso de las vigas reforzadas por el método de *CFRP*, no se reportó el valor de la carga bajo la cual apareció el primer agrietamiento por *Flexión* durante el ensaye, pese a que el acomodo del reforzamiento permitía observar este evento.

3.3.1. Momentos de Agrietamiento a Flexión

De acuerdo con lo registrado en el ensaye de especímenes, se hizo una comparación entre el *Momento* al aparecer la primera grieta de *Flexión* y el *Momento Último* soportado por la viga en la zona al centro del claro, así como el *Momento* de agrietamiento del concreto determinado por la Ecuación 25 y el *Momento Último* soportado por la viga.

En todos los casos estudiados, la primera grieta perceptible a *Flexión* apareció en el centro del claro “L” de la viga ensayada, donde el *Momento Flexionante* máximo se presenta.

Puede observarse en la Tabla 7 cómo el mecanismo de agrietamiento interno en la sección transversal de los elementos aparece, de acuerdo con la teoría, en un intervalo aproximado de entre 13% a 21% de la carga máxima obtenida.

Se observa cómo, de acuerdo con la ecuación teórica del M_{cr} , la aparición de agrietamientos se da mucho antes de que las grietas sean perceptibles, con base en lo registrado durante el ensaye, en un intervalo de 40% a 66% de la carga observada en el experimento.

Tabla 7.- Resultados teóricos y experimentales de los casos estudiados para el Momento en L/2, en que se presenta el primer agrietamiento a Flexión.

Caso Estudiado	M_u en L/2 (kgf*cm)	M_{cr} Teórico en L/2 (kgf*cm)	Fuerza de la 1ra grieta a <i>Flexión</i> (kgf)	Fuerza Promedio de la 1ra grieta a <i>Flexión</i> (kgf)	M_{cr} Experimental en L/2 (kgf*cm)	M_{cr} Teórico / M_{cr} Experimental en L/2	M_{cr} Teórico / M_u en L/2																				
VIGAS SIN DETERIORO	765 330	132 944	5000	5 500	330 000	0.40	0.17																				
			6000					VIGAS CON DETERIORO	626 220	132 944	3200	3 350	201 000	0.66	0.21	3500	VIGAS REFORZADAS TENSORES	795 000	132 944	4500	4 250	255 000	0.52	0.17	4000	VIGAS REFORZADAS CFRP	1 013 940
VIGAS CON DETERIORO	626 220	132 944	3200	3 350	201 000	0.66	0.21																				
			3500					VIGAS REFORZADAS TENSORES	795 000	132 944	4500	4 250	255 000	0.52	0.17	4000	VIGAS REFORZADAS CFRP	1 013 940	132 944	-	-	-	-	0.13	-		
VIGAS REFORZADAS TENSORES	795 000	132 944	4500	4 250	255 000	0.52	0.17																				
			4000					VIGAS REFORZADAS CFRP	1 013 940	132 944	-	-	-	-	0.13	-											
VIGAS REFORZADAS CFRP	1 013 940	132 944	-	-	-	-	0.13																				
			-																								

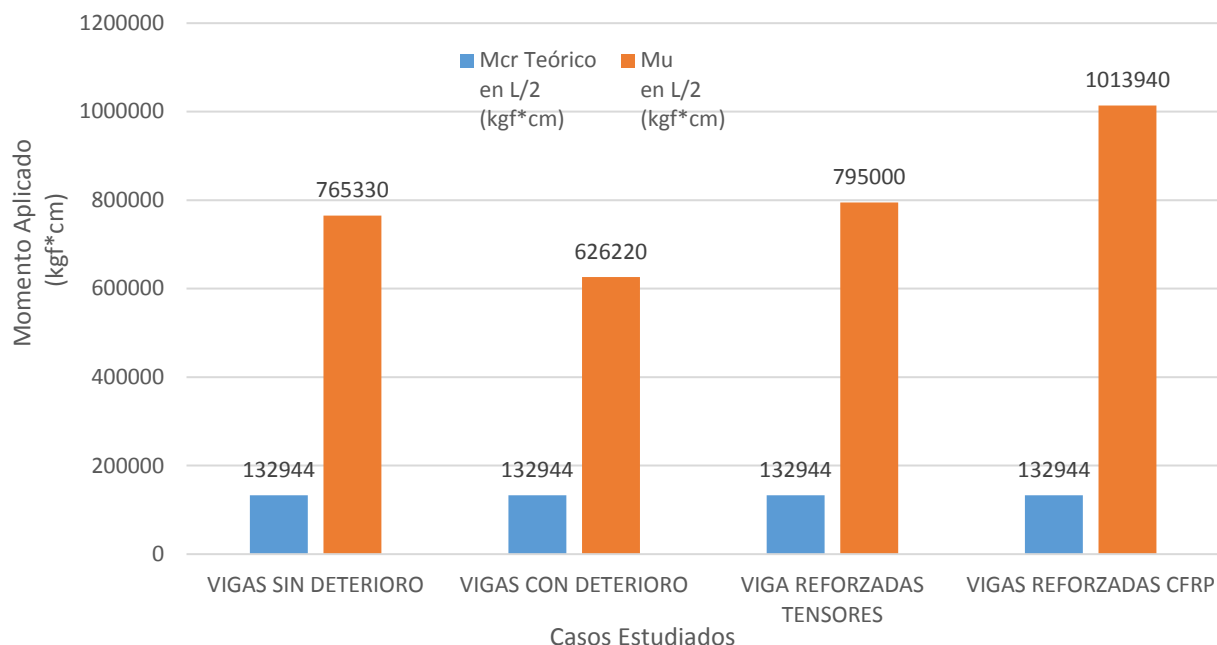


Figura 41.- Comparación entre los *Momentos de Agrietamiento a Flexión* obtenidos teóricamente y los *Momentos Últimos* durante el experimento de ensayo de las vigas, para los casos estudiados.

3.3.2. Momentos de Agrietamiento a Cortante

De acuerdo con lo percibido en el ensayo de los especímenes, se realizó una comparación entre el *Momento* al aparecer la primera grieta de *Cortante* y el *Momento Último* soportado por la viga a una distancia “*d*” del apoyo.

Tabla 8.- Resultados experimentales de los casos estudiados para el *Momento en d*, en que se presenta el primer agrietamiento a *Cortante*.

Viga Ensayada	M_u en <i>d</i> (kgf*cm)	Fuerza a la 1ra grieta observada a Cortante (kgf)	Fuerza Promedio a la 1ra grieta observada a Cortante (kgf)	M_{cr} Experimental en <i>d</i> (kgf*cm)	M_{cr} Experimental / M_u en <i>d</i>																				
VIGA SIN DETERIORO-1	377 563	9 200	9 500	162 800	0.43																				
VIGA SIN DETERIORO-2		9 800				VIGA CON DETERIORO-1	308 935	8 800	8 600	99 160	0.32	VIGA CON DETERIORO-2	8 400	VIGA REFORZADA TENSORES-1	392 200	10 500	10 050	125 800	0.32	VIGA REFORZADA TENSORES-2	9 600	VIGA REFORZADA CFRP-1	500 210	-	-
VIGA CON DETERIORO-1	308 935	8 800	8 600	99 160	0.32																				
VIGA CON DETERIORO-2		8 400				VIGA REFORZADA TENSORES-1	392 200	10 500	10 050	125 800	0.32	VIGA REFORZADA TENSORES-2	9 600	VIGA REFORZADA CFRP-1	500 210	-	-	-	-	VIGA REFORZADA CFRP-2	-				
VIGA REFORZADA TENSORES-1	392 200	10 500	10 050	125 800	0.32																				
VIGA REFORZADA TENSORES-2		9 600				VIGA REFORZADA CFRP-1	500 210	-	-	-	-	VIGA REFORZADA CFRP-2	-												
VIGA REFORZADA CFRP-1	500 210	-	-	-	-																				
VIGA REFORZADA CFRP-2		-																							

Se observa en la Tabla 8 que la relación entre el *Momento* en que se observa la aparición de la primera grieta a *Cortante* y el *Momento Último* soportado por la viga es del 43%, para el caso de las Vigas *SIN DETERIORO*, y se ve disminuido hasta un 32%, derivado del daño ocasionado por la corrosión al acero de refuerzo.

En el caso de las vigas reforzadas por el método de *CFRP*, no fue posible obtener el valor de la carga bajo la cual apareció el primer agrietamiento por *Cortante* durante el ensaye, debido a la naturaleza de la colocación del refuerzo, donde se recubrió totalmente la sección crítica del elemento con la fibra de carbono.

3.4. Deflexiones Máximas

3.4.1. Resultados de la *Deflexión Máxima* al centro del claro obtenida mediante el ensaye y *Deflexión Teórica Máxima* obtenida mediante la ecuación de *Branson*

A través de la Ecuación 21 de este documento, para la *Deformación Teórica Máxima* (Δ_{Tmax}), se puede obtener el comportamiento de ésta conforme en la aplicación de la carga bajo la *teoría de comportamiento elástico*.

Para este efecto, se tomó el valor del *Momento de Inercia* como I_g , determinado por la Ecuación 24, durante los niveles de carga menores a los de la producida por el M_{cr} teórico al centro del claro, y como I_e , determinado por la Ecuación 23, para los rangos de valores de carga superiores a este punto.

La Tabla 9 presenta una comparación entre la *Deformación Teórica Máxima* (Δ_{Tmax}) y la *Deflexión Experimental* en el punto hasta donde el comportamiento ante el incremento de carga fue lineal (Δ^*_{Emax}).

Tabla 9.- Resumen de las deflexiones máximas obtenidas al centro del claro de las vigas

Caso Estudiado	M_{cr} Teórico en L/2 (kgf*cm)	M_u en L/2 (kgf*cm)	Δ_{Tmax} (cm)	Δ^*_{Emax} (cm)
VIGAS SIN DETERIORO	132 944	765 330	-0.289	-1.109
VIGAS CON DETERIORO	132 944	626 220	-0.236	-0.884
VIGAS REFORZADAS TENSORES	132 944	795 000	-0.301	-0.708
VIGAS REFORZADAS CFRP	132 944	1 013 940	-0.384	-5.589

Excluyendo el resultado de la deformación observada en el ensaye para el caso de reforzamiento con *CFRP*, las deformaciones calculadas debidas a la acción de esfuerzos flexionantes al centro del claro fueron del 26% al 42% de las obtenidas durante el ensaye dentro del rango lineal de la gráfica.

En el caso del método de *CFRP*, la deflexión calculada fue de apenas un 7%, con respecto a lo observado en el ensaye de las vigas. Esto pudo ser un efecto del confinamiento provisto por el sistema de malla de fibra de carbono y la matriz de resina epóxica que la envuelve, ya que una vez que la fractura del elemento se presenta, con los correspondientes efectos en las secciones transversales de la viga a lo largo del claro, el sistema de *CFRP* actúa ya no como una extensión del refuerzo a *Cortante* del elemento, sino como un mecanismo de protección en forma de envolvente que mantiene unida la sección fracturada, impidiendo que grandes secciones de concreto se desprendan y ocasionen huecos de tamaño considerable, con lo que el elemento colapsaría de golpe y dejaría de registrar una deformación gradual.

En el caso de las *VIGAS CON DETERIORO* y sin sistema de reforzamiento alguno, la deflexión experimental presentada fue menor que la de las *VIGAS SIN DETERIORO*, lo que indica que, si bien, las vigas presentaban agrietamientos en sentido vertical a lo largo de las caras laterales del elemento, como se aprecia en las Figuras 33a), 33b) y 33c), estos agrietamientos no afectaron una sección más allá de la profundidad del recubrimiento lateral de concreto de la viga; es decir, el núcleo interior de concreto de la sección transversal de la viga dentro del estribo no fue afectado considerablemente.

Lo anterior se deduce teniendo en consideración lo encontrado en el estudio *INFLUENCIA DEL PRE-AGRIETAMIENTO EN EL COMPORTAMIENTO A CORTANTE DEL CONCRETO REFORZADO* [Pimanmas et. al 2001], donde se demuestra que una viga sometida previamente a cargas que inducen el agrietamiento en varias de sus secciones transversales a lo largo de su claro y luego sometida a *Flexión*, llega a incrementar su capacidad de deformación debido al patrón de agrietamiento que se desarrolla (*Grietas-Z*) y al efecto de deslizamiento entre las dos secciones transversales a cada lado de la grieta previamente desarrollada.

En el caso de este estudio, las grietas previamente desarrolladas, debidas a la acción de esfuerzos en el interior del concreto por los productos de la corrosión en los estribos, no fueron lo suficientemente profundas como para desarrollar el mecanismo propuesto por Pimanmas, y por consiguiente, tampoco para afectar negativamente (por lo menos en una magnitud considerable para este estudio) la capacidad de carga a *Cortante* de la viga.

3.4.2. Aporte de la deformación debida al esfuerzo Cortante en la *Deflexión Teórica Total* de la viga

La Tabla 10 presenta los resultados de las deformaciones al centro del claro de la viga, debidas al esfuerzo cortante para las etapas de carga al momento del agrietamiento y a la carga última de las vigas en los casos estudiados sin reforzamiento adicional, obtenidos a partir de las Ecuaciones 29, 33 y 46.

Tabla 10.- Resumen de las deflexiones por Cortante máximas, obtenidas al centro del claro de las vigas.

Caso de Estudio	δ_{sc} (cm)	v_c Calculado (kgf/cm ²)	v_0 (kgf/cm ²)	v_u (kgf/cm ²)	Θ (°)	δ_s (cm)	Δ_s (cm)
VIGAS SIN DETERIORO	-0.017	4.4	4.0	22.1	15.6	-0.129	-0.146
VIGAS CON DETERIORO	-0.017	4.4	4.0	18.1	16.9	-0.099	-0.116

3.4.3. *Deflexión Teórica Máxima Total* de la viga

Con base en los resultados expuestos en las Tablas 9 y 10, se resume en la Tabla 11 el efecto de cada uno de los esfuerzos actuantes sobre la viga, en la deflexión de ésta al centro del claro, de acuerdo con las teorías utilizadas, obtenidos con base en la Ecuación 47, además de la comparación entre la Deflexión Teórica Máxima Total (Δ_{Total}), obtenida de la suma de la deflexión por la teoría de *Área-Momento* y la deflexión producto de los esfuerzos debidos al *Cortante* y la deflexión máxima presentada en el ensaye dentro del rango lineal de la gráfica (Δ^{*Emax}).

Tabla 11.- Resumen de las deflexiones teóricas máximas por Flexión, Cortante, Total y Experimental obtenidas al centro del claro de las vigas.

Caso de Estudio	Δ_{Tmax} (cm)	Δ_s (cm)	Δ_{Total} (cm)	Δ^{*Emax} (cm)
VIGAS SIN DETERIORO	-0.289	-0.146	-0.436	-1.109
VIGAS CON DETERIORO	-0.236	-0.116	-0.351	-0.884

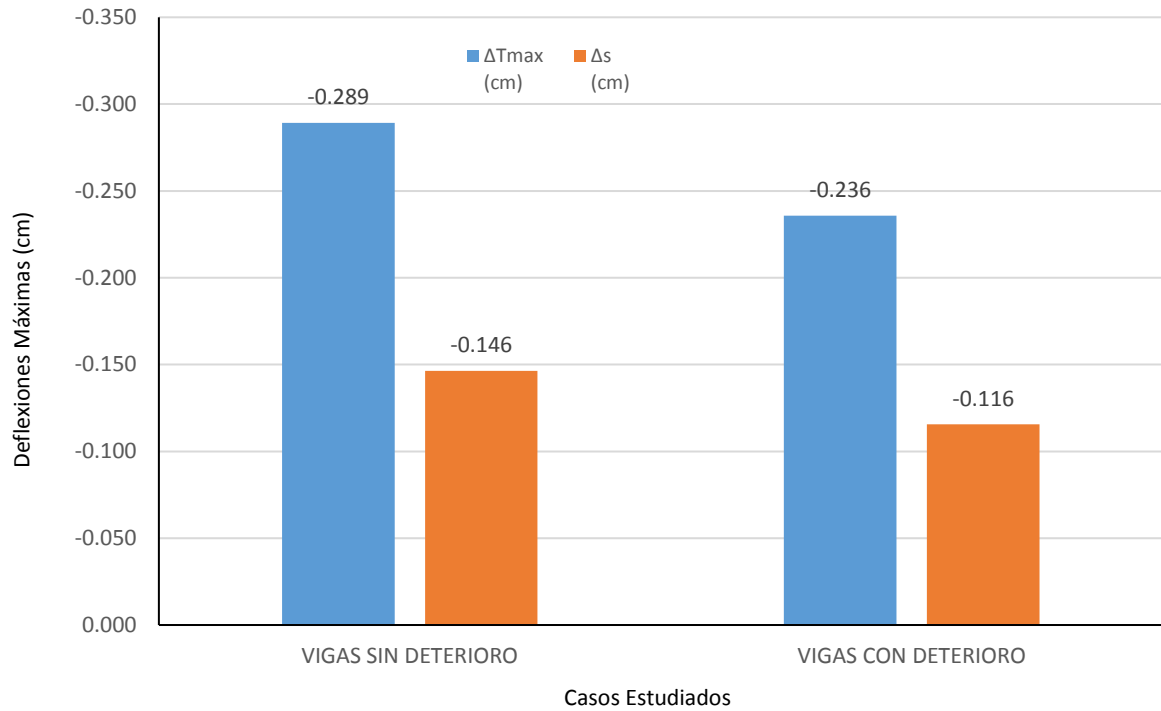


Figura 42. - Comparación entre las Deflexiones máximas Teóricas al centro del claro debidas a la *Flexión y Cortante*, para los casos sin reforzamiento externo.

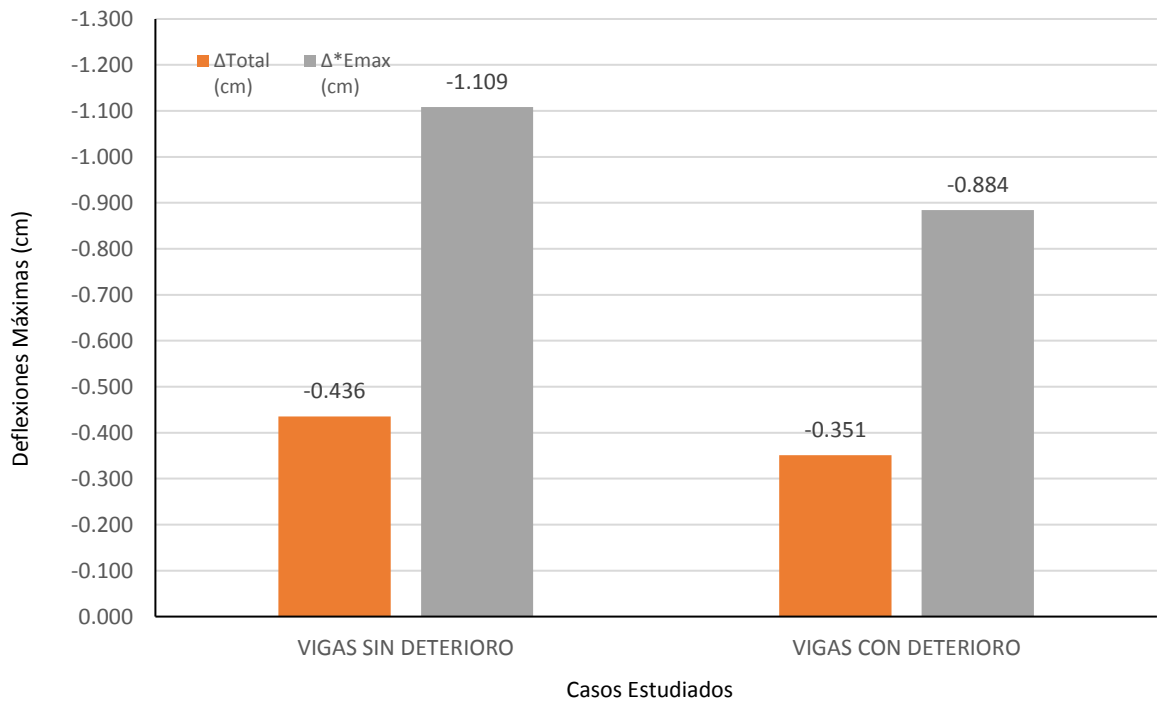


Figura 43. - Comparación entre las Deflexiones Máximas al centro del claro obtenidas teóricamente y las observadas durante el experimento de ensaye de las vigas, para los casos sin reforzamiento adicional.

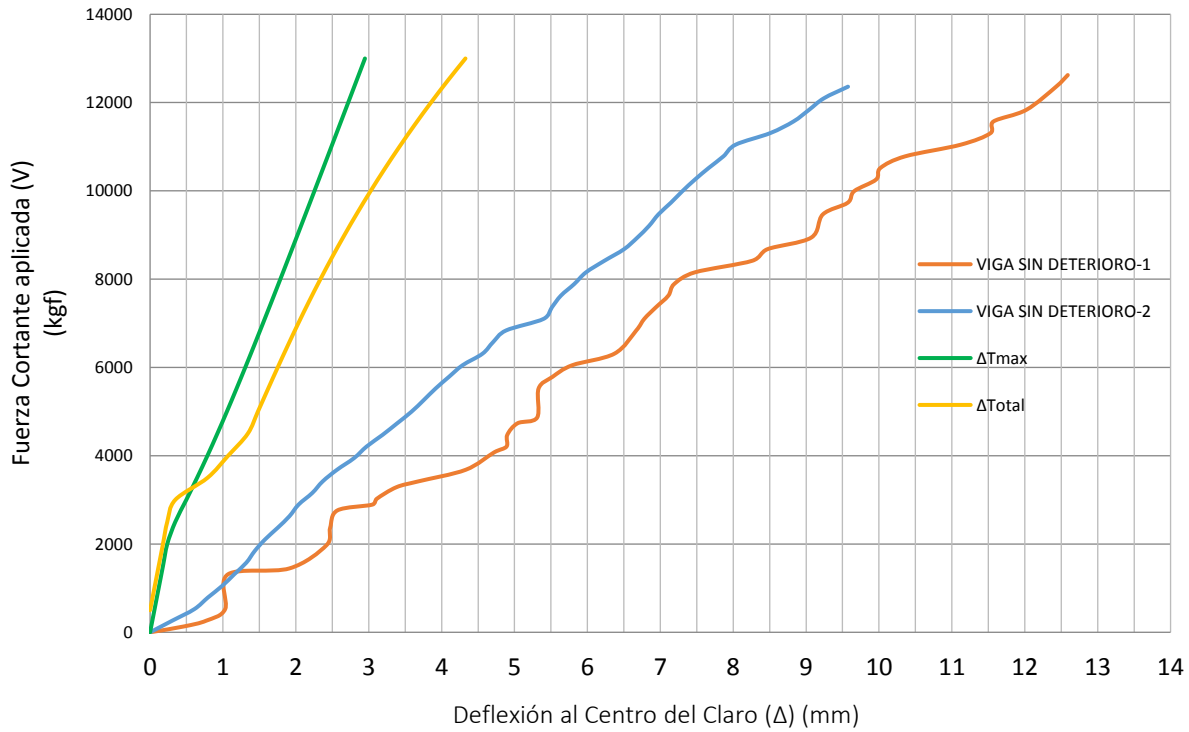


Figura 44a). - Deformación en vigas Sin Deterioro.

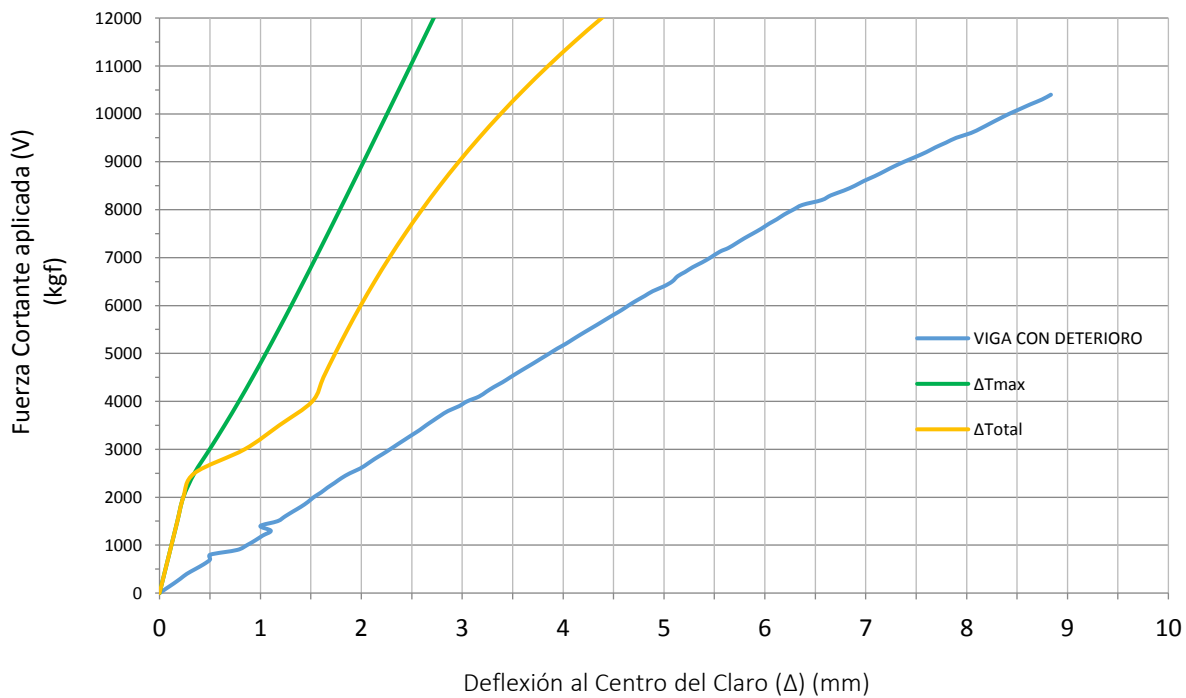


Figura 44b). - Deformación en viga Con Deterioro Sin Reforzamiento.

Figuras 44a), 44b). - Comportamiento de las deflexiones al centro del claro obtenidas teóricamente y observadas durante el experimento de ensaye de las vigas, para los casos sin reforzamiento externo.

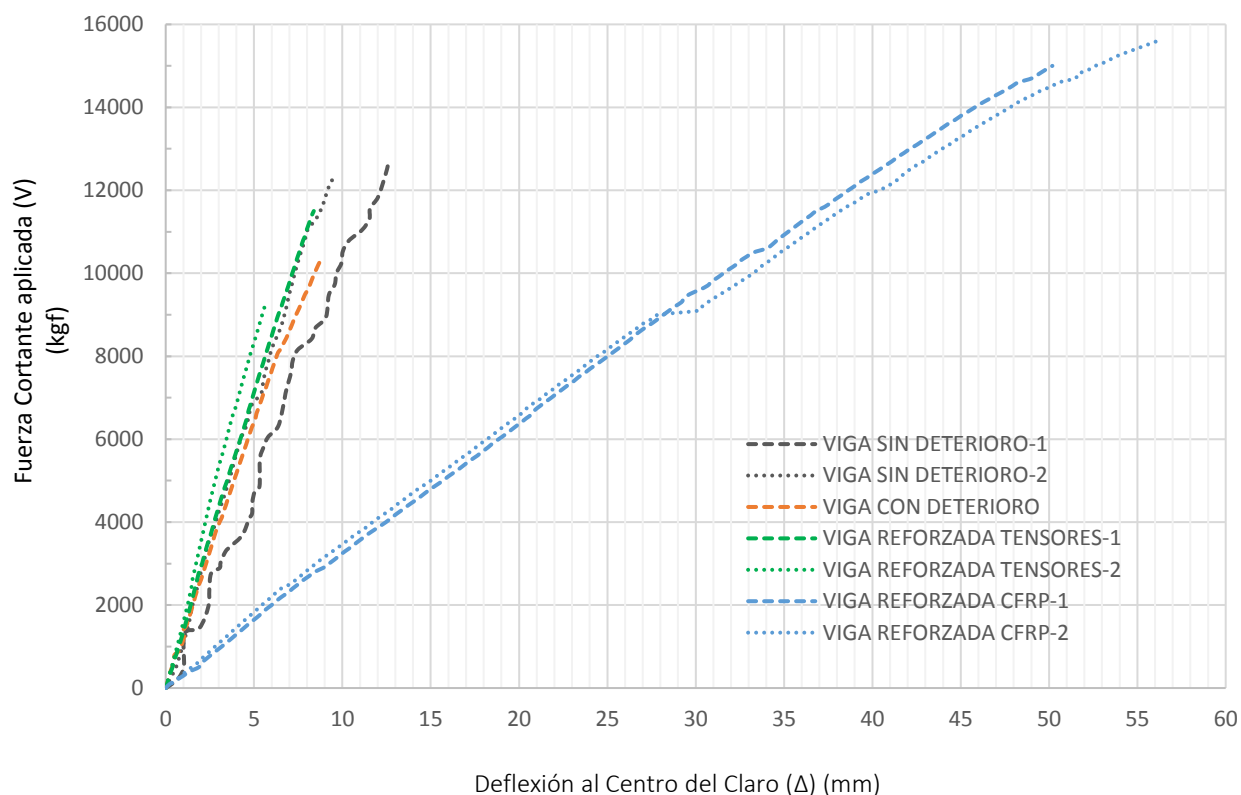


Figura 45. - Comportamiento de las deflexiones al centro del claro observadas durante el experimento de ensayo de las vigas, para todos los casos estudiados.

Si bien, las ecuaciones de Ueda para estimar el aporte de la deformación debida al esfuerzo Cortante en la deflexión total de la viga funcionaron para aproximar más los resultados teóricos a lo obtenido en el ensayo, hay una diferencia notable entre los resultados obtenidos teóricamente con los registrados durante la realización del ensayo.

Es probable que la diferencia principal entre el caso donde no existe deterioro alguno del elemento y donde se utilizaron sistemas externos de reforzamiento se haya debido a la formación de mecanismos de apoyo local en las zonas de *cortante*, debido a la implementación de los componentes de los métodos de reforzamiento.

En el método de Tensores Externos, el incremento en la deflexión última antes del colapso del elemento se pudo haber alcanzado por un efecto de *apalancamiento* entre las caras superior e inferior de la sección transversal del elemento con las placas de acero colocadas para sostener

los tensores, y no tanto por la transferencia de esfuerzos hacia el acero o el efecto de postensado en la zona por el confinamiento de la sección ante la colocación y fijación de los tensores.

En el método de CRFP, donde se alcanzaron las mayores magnitudes de deflexión antes del colapso, se pudo crear un efecto de *envolvente* sobre las secciones transversales ya agrietadas, en donde, al mantenerse confinadas por la malla de fibra de carbono, esto impedía el desprendimiento de grandes secciones de concreto en las zonas de cortante, la transferencia de carga hacia los apoyos por la *trabazón* entre las partículas de concreto ante el incremento de carga, así como la matriz de resina epóxica hacía la función de unir superficialmente los planos a lo largo de las caras laterales de la viga.

4. CONCLUSIONES

4. CONCLUSIONES

A continuación, se presentan las principales conclusiones del trabajo de estudio realizado:

4.1. Las ecuaciones provistas tanto por el *ACI 318-14* como por el *ACI 440.2R-08* para el cálculo de la capacidad de carga máxima nominal, demostraron tener una precisión suficientemente adecuada para predecir la capacidad de carga última real de los elementos ensayados, con excepción del caso de estudio de *VIGAS REFORZADAS TENSORES*.

Las consideraciones de los códigos del *American Concrete Institute* lograron replicar, con una variación aceptable, el comportamiento del elemento físico ante la aplicación e incremento gradual de las cargas en los tercios del claro, tanto para la sección transversal de concreto, el acero de los estribos y la aportación de la malla de fibra de carbono.

4.2. La variación entre la capacidad de carga última teórica y la real en el caso de *VIGAS REFORZADAS TENSORES* no se encuentra dentro de un rango aceptable; sin embargo, es probable que esta cuestión se debió a circunstancias propias del experimento, más que por la forma en que se tomaron las consideraciones para el cálculo de la capacidad teórica; puntualizando en la correcta transmisión de esfuerzos entre el elemento original y el armando del reforzamiento.

4.3. Los *Momentos* teóricos ante los cuales ocurre el agrietamiento de la sección de concreto fueron en todos los casos bajo cargas menores que a los registrados visualmente durante el experimento. Esto debido a que la formación de microgrietas en la matriz de concreto tiene lugar mucho antes de que éstas sean perceptibles a la vista y pueden no estar localizadas cerca de las caras superficiales de los elementos, entre el 32% y el 43% de la carga máxima registrada.

4.4. Las deflexiones teóricas calculadas al centro del claro por el método de *Área-Momento* (*Teoría Elástica*) no representaron con precisión aceptable los resultados obtenidos en el experimento, quedándose en un rango de los 7% a los 43% de los valores medidos durante el ensaye. Aunque al considerar el aporte de la componente de deformación debida a los efectos de los esfuerzos de *Cortante* se obtiene una mayor precisión del comportamiento bajo carga, estos valores se mantienen lejos de lo presentado realmente (de un 14% a un 72% de lo registrado durante el experimento). Es probable que pueda haber existido un conflicto en la adaptabilidad del método utilizado para la medición de las deformaciones y la autenticidad de las lecturas registradas.

4.5. Aunque los dos métodos de reforzamiento revisados en este estudio cumplieron el objetivo de restituir la capacidad de carga original del elemento no deteriorado por la oxidación, el método de reforzamiento de malla de fibra de carbono aportó un mayor incremento, tanto en la capacidad de carga de la viga, como en la ductilidad de ésta, al permitir una mayor capacidad de deformación.

5. RECOMENDACIONES

5. RECOMENDACIONES

La investigación del reforzamiento externo a cortante en vigas de concreto reforzado deterioradas por corrosión en los estribos no concluye con esta tesis, por el contrario, el presente estudio aporta información para investigaciones posteriores. Un análisis más profundo sobre el efecto del reforzamiento externo en elementos donde se presenten tipos de deterioro al refuerzo original a *Cortante* se requiere para obtener resultados más concluyentes.

A continuación, se presentan algunas recomendaciones para trabajos futuros:

- 5.1. Verificar el método de *TENSORES EXTERNOS* asegurando la adecuada transferencia de esfuerzos entre la sección transversal del elemento de concreto y los componentes de acero del sistema de refuerzo. Considerar el uso de perfiles metálicos HSS colocados transversalmente en lugar de placas de acero para soportar y unir los tensores externos.
- 5.2. Considerar la verificación del método de *CFRP* con el uso de la malla de fibra de carbono instalada en forma de bandas transversales de anchos menores, con una separación entre ellas en lugar de una sola banda con un ancho tal que cubra la zona de esfuerzos cortantes.
- 5.3. Monitorear las deformaciones al centro del claro de los elementos ensayados, con métodos que permitan una mejor aproximación de la deflexión del elemento durante las diferentes etapas de carga y hasta el colapso del elemento.
- 5.4. Estudiar la aproximación de las ecuaciones para el cálculo de deformación por esfuerzos cortantes a diferentes longitudes de claro y diferentes tamaños de sección del elemento, así como a diferentes configuraciones de carga.
- 5.5. Estudiar la eficiencia de los métodos de reforzamiento para casos donde los esfuerzos derivados de la formación de productos de corrosión en los estribos hayan ya propiciado un agrietamiento más extenso hacia la zona interior de la sección transversal del concreto.

6. BIBLIOGRAFÍA

6. BIBLIOGRAFIA

- 1.- An, Xuehui, Maekawa, Koichi, y Okamura Hajime (1997) *Numerical Simulation of Size Effect in Shear Strength of RC Beams*. Journal Materials Concrete Structure, Pavements, JSCE No. 564 (pp. 297-316)
- 2.- Banu, D., Taranu, N. (2010). *TRADITIONAL SOLUTIONS FOR STRENGTHENING REINFORCED CONCRETE SLABS*. BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI, Tomul LXI (LX). Universitatea Tehnică "Gheorghe Asachi" (pp. 55-61)
- 3.- CYTED (1998). *Durabilidad de la armadura, Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*. 2 Ed., Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo (pp. 30-40)
- 4.- De Lorenzis, L., y Nanni, A. (2001). *Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods*. ACI STRUCTURAL JOURNAL January-February 2001 (p. 63)
- 5.- De Paula Machado, A. (2004). *Refuerzo de Estructuras de Concreto Armado con Fibras de Carbono*. Degussa (pp. 25,26,28)
- 6.- Del Valle Moreno, A., Pérez, T., y Martínez, M. (2001). *EL FENOMENO DE LA CORROSION EN ESTRUCTURAS DE CONCRETORFORZADO*. Publicación Técnica No. 182, SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE (pp. XI,5-7,41).
- 7.- Duy, An Le (2009) *Corrosion of steel in reinforced concrete structures*. DANANG CONSTRUCTION DEPARTMENT. [En Línea] Disponible en Web <http://www.sxd.danang.gov.vn/web/english/news-detail?articleId=110309>
- 8.- Fernández Prada, M. A. (2001). *Procesos físicos, químicos y biológicos*. Curso de Construcción en Obras de Hormigón; Universidad Politécnica de Valencia. Consultado 12 agosto 2016. [En Línea] Disponible en Web <http://player.slideplayer.es/12/3483160/#>
- 9.- Ferreira, D., Bairán, J. M., y Marí, A. (2015). *Shear strengthening of reinforced concrete beams by means of vertical prestressed reinforcement*. Structure and Infrastructure Engineering, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) - Barcelona TECH, Campus Nord, Taylor & Francis (pp. 1,2)
- 10.- Foley, C. M., Buckhouse, E. R. (1998). *Strengthening Existing Reinforced Concrete Beams for Flexure Using Bolted External Structural Steel Channels*. Structural Engineering Report MUST-98-1, Marquette University (pp. 54-59)

- 11.-** Girón, H. A., *Ataque por cloruros en el concreto*. Tesina del Diplomado de Obras de Concreto, Facultad de Arquitectura UNAM-IMCYC. Consultado 19 julio 2016. [En Línea] Disponible en Web <http://www.imcyc.com/revista/1998/oct/ataque.htm>
- 12.-** González, C. M., Robles, F. (2005). *Aspectos fundamentales de concreto reforzado*. 4 ed., Limusa (p. 164)
- 13.-** Helene, P., y Pereira, F. (2005). *Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón*. CYTED. (pp. 354,19)
- 14.-** Hernández Sangabriel, H. M. (2008). *Comportamiento de la corrosión en el concreto armado y su relación con el medio ambiente en la zona de Tampico, Tamaulipas*. UNIVERSIDAD VERACRUZANA, FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, XALAPA (pp. 6,15)
- 15.-** Hernández-Tejero, C. (2015). *Patología de la edificación/Estructuras metálicas/Acero/Reparación*. Consultado 22 julio 2016. [En Línea] Disponible en Web https://es.wikibooks.org/wiki/Patolog%C3%ADa_de_la_edificaci%C3%B3n/Estructuras_met%C3%A1licas/Acero/Reparaci%C3%B3n
- 16.-** Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón (1985). *TÉCNICAS DE REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y ALBAÑILERIAS*. Inscripción No. 62 069 (p. 4)
- 17.-** Kim, Y., Quinn, K., Satrom, N., García, J., Sun, W., Sun, Ghannoum, W. M., y Jirsa, J. O. (2011). *Shear Strengthening of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Sheets and Anchors*. CTR Technical Report: 0-6306-1 (pp. 1,2,22-23,90)
- 18.-** Mackechnie, J. R., Alexander, M. G. (2001). *Repair principles for corrosion-damaged reinforced concrete structures*. Department of Civil Engineering, University of Cape Town, RESEARCH MONOGRAPH NO. 5 (pp. 5,9,27-28)
- 19.-** Montani, R. (2000) *La carbonatación, enemigo olvidado del concreto*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., Revista Construcción y Tecnología. Consulta 19 julio 2016. [En Línea] Disponible en Web <http://www.imcyc.com/revista/2000/dic2000/carbonatacion.htm>
- 20.-** Nilson, H. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. 12 Ed. Mc Graw Hill (pp. 105-121)
- 21.-** Pimanmas, A., Maekawa K. (2001). *Influence of Pre-Cracking on Reinforced Concrete Behavior in Shear*. Concrete Library of JSCE No. 38 (pp. 212-215)
- 22.-** Seng, E. (2013). *Corrosion of steel in concrete*. Consultado 12 agosto 2016. [En línea] Disponible en Web <https://eduardodseng.wordpress.com/2013/12/03/corrosion-of-steel-in-concrete/>

- 23.-** Shamsai, M., Sezena, H., y Khaloob, A. (2005). *Behavior of reinforced concrete beams post-tensioned in the critical shear region*. Department of Civil and Environmental Engineering and Geodetic Science, Ohio State University (pp. 1469-1470)
- 24.-** Soto, R. (2012). *RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES DE REHABILITACIÓN A CORTANTE*. Tesis MEC, UANL, FIC.
- 25.-** Soudki, K. A. (2007). *Concrete Problems and Repair Techniques*. Department of Civil Engineering University of Waterloo (pp. 3,6)
- 26.-** UEDA, T., SATO, Y., ITO, T., y NISHIZONO, K. (1998). Shear Deformation of Reinforced Concrete Beam. *Journal Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE* No. 117/V-56, Agosto 2002 (p. 205-215)
- 27.-** Van Der Werf, A. (2013). *Corrosion Protection and Repair of Reinforced Concrete*. Consultado 21 julio 2016. [En línea] Disponible en Web <http://truesdellcorp.com/index.php/services/articles/429-corrosion-protection-and-repair-of-reinforced-concrete>
- 28.-** Zhang, Y. (2012). *Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beams*. Tesis, The Ohio State University (pp. 104,105)

I. ANEXO

**COMPARACIONES DE LOS
TIEMPOS DE COLOCACIÓN,
COSTOS DE MATERIAL Y
MANO DE OBRA, ANÁLISIS
FODA Y ANÁLISIS DE
FACTIBILIDAD GENERAL**

I. ANEXO COMPARACIONES DE LOS TIEMPOS DE COLOCACIÓN, COSTOS DE MATERIAL Y MANO DE OBRA, ANÁLISIS FODA Y ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD GENERAL

I.1. COMPARACIÓN DE LOS TIEMPOS DE COLOCACIÓN

I.1.1. Objetivo de la Comparación de los Tiempos de Colocación

Se realizó el estudio del tiempo de colocación e implementación del sistema utilizado por cada método de reforzamiento en los casos estudiados. Con la finalidad de establecer un parámetro en común que fuera representativo del tiempo requerido para implementar el método de reforzamiento, se tomó como referencia el área de la cara longitudinal de la viga de concreto destinada a reforzarse de acuerdo con el análisis de Cargas, esfuerzos Cortantes y Momentos actuantes.

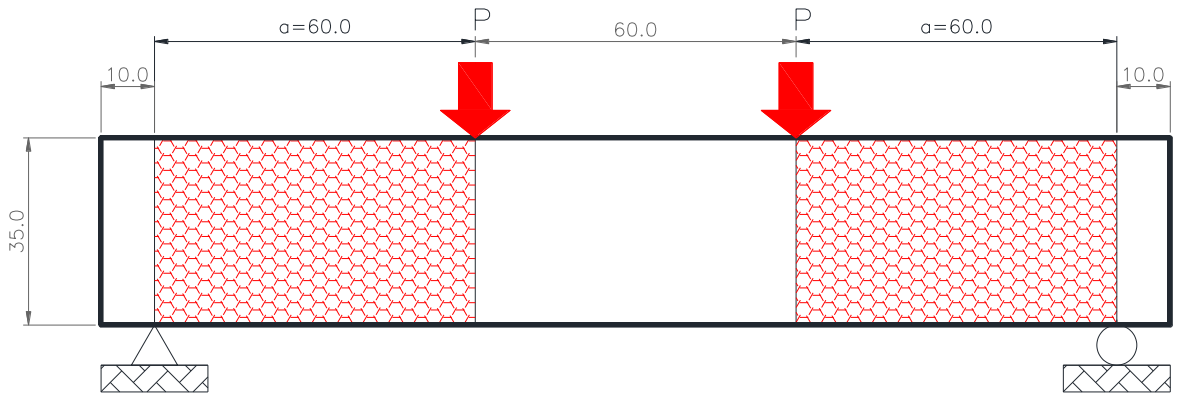


Figura 46. - Área de las vigas para los casos estudiados donde se requiere el reforzamiento con base en el estudio del Esfuerzo y Momentos, realizado (acotaciones en cm).

Con base en este criterio, el *área de reforzamiento efectivo* serían las dos zonas desde el punto de apoyo hasta el punto de aplicación de carga al tercio del claro en ambas caras laterales, es decir de 0.84m^2 y el volumen de materiales requerido en estas zonas se desglosa en forma unitaria por m^2 para su comparación.

I.1.2. Tiempos de la Colocación del Caso de Estudio VIGAS REFORZADAS TENSORES

Tabla 12.- Desglose de los tiempos del procedimiento de instalación e implementación del reforzamiento del caso de estudio VIGAS REFORZADAS TENSORES.

Concepto	Tiempo (min)
Preparación de la superficie de la cara superior e inferior de la viga en las zonas de <i>Cortante</i> crítico buscando conseguir un perfil horizontal para lograr la correcta transmisión de esfuerzos entre el concreto y el sistema de reforzamiento	40
Relleno del espaciamiento entre las placas de acero y la superficie del concreto con grout de alta resistencia para garantizar la correcta transmisión de esfuerzos entre el concreto y el sistema de reforzamiento a lo largo de la superficie de la placa	45
Colocación y alineación de las anclas roscadas o tensores en los orificios, dejando una longitud libre de 5cm de cada extremo	30
Tiempo mínimo de aplicación de carga a grout cementicio de relleno	4320
Ajuste y tensión de cada ancla roscada por medios manuales (en este caso no se considera acción de postensado inicial en las varillas del sistema de refuerzo). Todas las varillas fueron tensadas a mano con herramienta convencional	30
Total. -	4465

Tiempo Efectivo Total de aplicación del método de reforzamiento. - 74 horas 25 minutos

I.1.3. Tiempos de la Colocación del Caso de Estudio VIGAS REFORZADAS CFRP

Tabla 13.- Desglose de los tiempos del procedimiento de instalación e implementación del reforzamiento del caso de estudio VIGAS REFORZADAS CFRP.

Concepto	Tiempo (min)
Preparación y limpieza de la superficie de concreto de la viga (caras laterales, caras superior e inferior)	60
Desbaste de las aristas es las esquinas de la sección transversal del elemento, con un radio de 13mm ($\frac{1}{2}$ "), para evitar puntos débiles en la adherencia del sistema de fibra de carbono al concreto, así como disminuir la concentración de esfuerzos distribuidos en la sección	30
Colocación de la capa de resina epóxica de imprimación o <i>primario</i> para utilizarse como puente de adherencia entre el concreto y el sistema compuesto	15
Tiempo de secado de resina epóxica de imprimación o primario para aplicación de siguiente resina	120
Nivelación y corrección milimétrica del plano de la superficie de las caras de la viga utilizando una resina epóxica de alto contenido de sólidos o <i>putty filler</i>	15
Tiempo de secado de resina epóxica de alto contenido de sólidos o <i>putty filler</i> para aplicación de siguiente resina	480
Aplicación de la primera capa de resina adherente o <i>saturant resin</i> para recibir la lámina de malla de fibra de carbono y adherirla a la superficie del concreto	10
Tiempo de secado de resina adherente o <i>saturant resin</i> para aplicación de siguiente resina	30
Aplicación de la lámina de fibra de carbono, colocando la dirección de las fibras en el sentido requerido para la absorción de esfuerzos cortantes infringidos sobre la viga, extendiéndose sobre la longitud de la viga sujeta a esfuerzo cortante (desde los apoyos hasta los puntos de aplicación de carga) de acuerdo con el diagrama de análisis	15
Aplicación de la segunda capa de resina adherente para completar la impregnación de la lámina de fibra de carbono y conformar la matriz epóxica que envuelve al sistema	10
Tiempo de secado total de resina adherente o <i>saturant resin</i>	480
Total. -	1265

Tiempo Efectivo Total de aplicación del método de reforzamiento. - 21 horas 5 minutos

I.1.4. Conclusiones de la Comparación de los Tiempos de Colocación

El método de *VIGAS REFORZADAS TENSORES* tendría un tiempo de *colocación efectiva* de $0.012\text{m}^2/\text{hora}$. El método de *VIGAS REFORZADAS CFRP* tendría un tiempo de *colocación efectiva* de $0.040\text{m}^2/\text{hora}$.

Si bien, este análisis de *tiempo de colocación efectivo* no es tan fácil de determinar en obra debido a las diferentes características físicas y protocolarias puntuales que definen las singularidades de cada proyecto de reforzamiento, puede tomarse como referencia para tener una idea de la relación que existe entre los tiempos de uno y otro método; resultando de acuerdo a lo observado en este estudio, que el avance logrado por el método de *CFRP* sería de 3.33 veces mayor al obtenido con el método de *TENSORES EXTERNOS* en las mismas circunstancias y condiciones de obra.

La implementación del método de reforzamiento por *Tensores Externos* se ve seriamente afectada por el tiempo requerido por el grout de relleno para transmisión de esfuerzos entre la placa base de acero y el elemento para desarrollar su resistencia. Esto puede ser modificado en la práctica y reducir significativamente el tiempo utilizando grouts de fraguado ultrarápido y desarrollo de resistencia inicial elevado (3-6 horas) o mediante grout epóxico, sin embargo, esto último elevaría el costo del sistema.

Por otro lado, regularmente las maniobras de acarreo y acomodo de los componentes metálicos del sistema de *Tensores Externos* se tienen que realizar con auxilio de maquinaria y aparatos hidráulicos como grúas y elevadores debido al peso y tamaño de los elementos diseñados, por lo que habría que adicionar y considerar estos tiempos de operación a lo requerido por el método en una implementación en obra.

Llevado a la práctica, una relación de implementación 3 veces más rápida es casi determinante para seleccionar un método de reforzamiento, siempre que este cumpla con las características requeridas por el proyecto.

I.2. COMPARACIÓN DE LOS COSTOS DEL MATERIAL Y MANO DE OBRA

I.2.1. Objetivo de la Comparación de los Costos del Material y Mano de Obra

Se realizó el estudio del costo unitario de materiales requeridos para llevar a cabo la implementación de cada caso de estudio. Con la finalidad de establecer un parámetro en común que fuera representativo del costo unitario de lo requerido para llevar a cabo el método de reforzamiento, se toma como referencia el área de la cara longitudinal de la viga de concreto presentada en la Figura 46.

Para el análisis se considerará el *área de reforzamiento efectivo* descrita en la Sección 6.1.1. de este documento, es decir de 0.84m² y el volumen de materiales requerido en estas zonas se desglosa en forma unitaria por m² para su comparación.

I.2.2. Desglose de los Costos en el ensaye con **VIGAS REFORZADAS TENSORES**

I.2.2.1. Desglose de los Costos de Materiales en el ensaye con **VIGAS REFORZADAS TENSORES**

Para fines de evaluación, se cuantificó el requerimiento de cada material por m² de las caras laterales considerando un ancho constante de 20cm (ancho del elemento).

Tabla 14.- Desglose de los Costos de Materiales utilizado en el caso de estudio VIGAS REFORZADAS TENSORES.

Material	Costo/m² (MXP)
Placas de Acero 30X30cm 1" de espesor	\$ 3,418.11
Varilla roscada 1/2" (2 @ 15cm)	\$ 717.46
Tuercas 1/2" (4 @ 15cm)	\$ 4.82
Rondanas 1/2" (4 @ 15cm)	\$ 4.20
Grout cementicio de relleno	\$ 76.92
Total Materiales. -	\$ 4,221.52

Nota. – Precios vigentes Febrero 2018-Febrero 2019. No Incluyen IVA.

I.2.2.2. Desglose de los Costos de Mano de Obra en el ensaye con VIGAS REFORZADAS TENSORES

Tabla 15.- Desglose de los Costos de Mano de Obra en el método de Tensores Externos.

Concepto	Costo/Jornada (MXP)	Avance/Jornada (m ²)	Costo/m ² (MXP)
Cuadrilla: 1 Supervisor 2 Colocadores 3 Ayudantes	\$ 2,720.00	12	\$ 226.67
Grúa (Incluyendo Operador)	\$ 900.00	12	\$ 75.00
Total Mano de Obra. -			\$ 301.67

Nota. – Precios vigentes Febrero 2018-Febrero 2019. No Incluyen IVA.

I.2.3. Desglose de los Costos en el ensaye con VIGAS REFORZADAS CFRP

I.2.3.1. Desglose de los Costos de los Materiales en el ensaye con VIGAS REFORZADAS CFRP

Al ser un sistema que actúa directamente sobre superficies, el desglose y definición de los costos unitarios de este método de reforzamiento se simplificó para fines comparativos.

Tabla 16.- Desglose de los Costos de los Materiales utilizados en el caso de estudio VIGAS REFORZADAS CFRP.

Material	Costo/m ² (MXP)
Resina epóxica de imprimación o <i>primario</i>	\$ 85.00
Resina epóxica de alto contenido de sólidos o <i>putty filler</i>	\$ 95.00
Resina adherente o <i>saturant resin</i>	\$ 950.00
Malla de Fibra de Carbono	\$ 820.00
Total Materiales. -	
	\$ 1,950.00

Nota. – Precios vigentes Febrero 2018-Febrero 2019. No Incluyen IVA.

I.2.3.2. Desglose de los Costos de la Mano de Obra en el ensaye con *VIGAS REFORZADAS CFRP*

Tabla 17.- Desglose de costos de mano de obra en el método de Malla de Fibra de Carbono.

Concepto	Costo/Jornada (MXP)	Avance/Jornada (m ²)	Costo/m ² (MXP)
Cuadrilla: 1 Supervisor 2 Aplicadores 2 Ayudantes	\$ 2,480.00	4	\$ 620.00
Total Mano de Obra. -			\$ 620.00

Nota. – Precios vigentes Febrero 2018-Febrero 2019. No Incluyen IVA.

I.2.4. Conclusiones de la Comparación de los Costos de Colocación

El método de *VIGAS REFORZADAS TENSORES* tendría un costo unitario total de \$4,523.19 por m². El método de *VIGAS REFORZADAS CFRP* tendría un costo unitario total de \$2,570.00 por m².

Al igual que en el caso de la comparativa de tiempos de colocación de la Sección 6.1 de este documento, este análisis no siempre es tan sencillo de determinar en obra por las características que rodean cada proyecto y las limitantes existentes para su reforzamiento, pero puede tomarse como referencia para observar la relación que existe entre los costos de uno y otro método.

El costo mismo del acero, así como de las labores especializadas de taller (cortes, soldaduras, esmerilado, desbastado, etc.) para las piezas diseñadas, afectan significativamente los costos del método de *Tensores Externos* una vez que se lleva a la práctica en un proyecto. A esto habría que adicionar el costo de equipo hidráulico de ajuste y calibración de los tensores, ya que en la práctica regularmente se instalan con cierta tensión al momento de colocar las tuercas o barriles de manera que transmitan al elemento de concreto cierta compresión, para mejorar sus propiedades y desempeño, así como para garantizar la transferencia de esfuerzos entre los elementos del sistema.

El resultando, de acuerdo con lo observado en este estudio, es que el costo requerido por m² obtenido del método de *CFRP* representa un 57% del costo obtenido con el método de *TENSORES EXTERNOS* en las mismas circunstancias y condiciones de obra.

I.3. ANÁLISIS DE FUERZAS, OPORTUNIDADES, DEBILIDADES Y AMENAZAS (FODA)

I.3.1. Objetivo del Análisis FODA

Se presenta en forma resumida y en un solo cuadro esquemático las principales características de los métodos estudiados, así como los alcances y limitaciones tanto para fines de estudio como prácticos. De esta manera se pretende visualizar de forma sencilla y rápida las consideraciones al utilizar cada uno de los sistemas de reforzamiento analizados en este estudio.

I.3.2. Detalle de Análisis del Método de Tensores Externos

I.3.2.1. Fortalezas

- Su uso y aplicación es amplia e históricamente conocido, así como las bases para el cálculo de su diseño.
- Su instalación es relativamente sencilla y rápida al tratarse de piezas que vienen ya con las medidas y tamaños especificados por el Diseñador desde el Taller.
- No se requiere una Mano de Obra tan calificada como en otros sistemas, al tratarse de montajes y herrería (salvo donde se requiera soldadura *in situ*).
- Los componentes del sistema generalmente son robustos, resistentes y durables por lo que no corren riesgos de daños durante su transporte, montaje y habilitación.
- Se logran alcanzar grandes magnitudes de esfuerzos requeridos para el reforzamiento.

I.3.2.2. Oportunidades

- Actualmente existe una gran demanda de reparaciones y reforzamiento por distintas causas (sobreesfuerzos, errores en diseño, remodelaciones, errores de ejecución, etc.).
- Existen muchas fuentes de proveedores de los materiales utilizados, al tener en México gran variedad de productores y maquiladores de acero.

- Amplia existencia de opciones de elaboración y manufactura de piezas diseñadas, al tener la disponibilidad en el mercado de un gran número de talleres de corte y soldadura de metales.
- Se ofrece un amplio campo de acción de este método, ya que por sus características es aplicable a proyectos donde se requiera reforzamiento a Tensión, Flexión, Cortante, Torsión, Compresión, etc., además de poder utilizarse en prácticamente todo tipo de elementos como columnas, vigas, ménsulas, capiteles, etc.
- Se tiene una tendencia de crecimiento en lo referente a proyectos de edificación de altura con gran cantidad de elementos apropiados para la aplicabilidad del método.

I.3.2.3. Debilidades

- Prácticamente todas las piezas a utilizar deben fabricarse sobre diseño para cada proyecto en específico, lo que implica tiempo y costo de fabricación en taller especializado.
- Se requiere generalmente equipo especializado y costoso para el transporte, montaje y habilitación de los elementos del sistema (camiones de plataforma, grúas, cables, elevadores, equipo de soldadura, equipo de presión hidráulica).
- Requiere espacios amplios para labores de colocación, montaje y ajuste, tanto para el personal como para el equipo.
- Incremento del volumen del elemento una vez que se colocan en forma definitiva los elementos componentes del sistema de reforzamiento (placas, tensores, varillas, etc.).
- Se tiene una gran cantidad de tiempos muertos en personal y equipo debido a las maniobras de colocación, montaje e izaje.
- Se tiene un incremento en la Carga Muerta de los elementos principalmente por cuestión de las placas base, al estimarse de 200 a 300 kg/m² de acuerdo con lo observado en este estudio, lo que debe ser considerado al tratarse de elementos ya dañados.
- El sistema es fácilmente perceptible y llamativo una vez colocado.
- Normalmente es poco estético o va en contra de la arquitectura de diseño del edificio.
- Debido a su apariencia, normalmente requiere recubrirse por medio de pantallas como tablarroca, plafón u otro tipo de fachada, con el correspondiente incremento de dimensiones.

- Los elementos metálicos requieren un acabado y protección superficial final, máxime cuando se trata de un ambiente que ya ha ocasionado daños por corrosión en los elementos originales.
- Se requiere un mantenimiento constante tanto del funcionamiento estructural del sistema como de la apariencia de este, ya que hay una relación directa entre ambos en los casos donde la humedad se encuentra presente.
- Se requiere de muchos cuidados para lograr una correcta transferencia de esfuerzos entre el elemento original y el reforzamiento.

I.3.2.4. Amenazas

- La existencia de humedad nunca dejará de ser una fuente latente de corrosión, algo que afecta directamente a la naturaleza de los materiales de los elementos del sistema.
- La cultura que se tiene en cuanto al mantenimiento de estructuras es muy deficiente en general.
- El precio del acero estructural dentro del mercado de la construcción es relativamente volátil y con incrementos significativos periódicamente, lo que repercute en el costeo del sistema de reforzamiento.
- En el caso de los Aplicadores, se tiene una amplia competencia comercial ofertando la instalación, lo que da a lugar a guerras de precio o malbaratamiento del trabajo, lo que termina repercutiendo en la calidad y desempeño del sistema.

<p style="text-align: center;">FORTALEZAS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Uso conocido • Instalación sencilla y rápida • No requiere M.O. muy calificada • Componentes resistentes • Alcance de grandes esfuerzos 	<p style="text-align: center;">OPORTUNIDADES</p> <ul style="list-style-type: none"> • Gran demanda • Disponibilidad de proveedores de materiales • Variedad de opciones de manufactura • Amplio campo de acción • Tendencia de crecimiento
<p style="text-align: center;">DEBILIDADES</p> <ul style="list-style-type: none"> • Piezas fabricadas sobre diseño • Requiere equipo especializado • Requiere espacios amplios para trabajos • Incremento de volumen de elementos • Tiempos muertos • Incremento de Carga Muerta • Muy notorio • Poco estético • Requiere recubrimiento aparente • Requiere acabado de protección • Mantenimiento constante • Cuidado especial en transferencia de esfuerzos 	<p style="text-align: center;">AMENAZAS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Existencia de humedad • Mantenimiento deficiente • Precio del acero • Calidad de instalación

Figura 47.- Cuadro esquemático de análisis FODA para el método de reforzamiento por Tensores Externos.

I.3.3. Detalle del Análisis del Método de Malla de Fibra de Carbono

I.3.3.1. Fortalezas

- Los esfuerzos máximos a tensión de los filamentos de carbono de la malla son superiores a los alcanzados por el acero de refuerzo.
- El peso adicional al elemento original prácticamente no es considerado ya que se tiene un peso aproximado del sistema conjunto de 1.5-3 kg/m².
- Debido a los espesores del sistema conjunto, no se incrementan las dimensiones originales del elemento en forma significativa.
- Los sistemas existentes no implican el uso de equipo complicado, de alto costo ni de gran tamaño.
- Tanto la velocidad como la facilidad de aplicación del sistema es mayor a la de los otros métodos existentes, de acuerdo con lo observado en este estudio.
- Por la naturaleza del sistema, se adapta fácilmente a las dimensiones y forma de los elementos.
- El costo de material y mano de obra es menor al requerido por otros métodos cuando el sistema es aplicable y bajo las mismas circunstancias.
- Al ser un producto especializado, el desempeño de los materiales se encuentra respaldado y garantizado por marcas reconocidas en la industria de la construcción.
- La aplicación es llevada a cabo por mano de obra calificada y certificada, lo que incrementa el control de calidad del proyecto.
- La matriz epóxica que forma parte del sistema funciona a su vez como barrera de protección contra la humedad, lo que es de especial utilidad en los casos donde se anteceden problemas de corrosión por este tema.
- Para fines de apariencia, el sistema acepta el recubrimiento tanto de acabados cementicios como epóxicos.

I.3.3.2. Oportunidades

- Tanto su procedimiento de instalación como su apariencia final es discreta, lo que lo hace más ajustable en los casos donde se requiera el reforzamiento de estructuras ya en uso.
- Es aplicable para edificaciones donde se tengan espacios reducidos, lo que es cada vez más frecuente en los diseños arquitectónicos de la actualidad.
- Al no ocupar un volumen significativo por sí mismo, el sistema no ocupa un espacio adicional originalmente previsto para otra cuestión en el diseño de la edificación.
- Dada la tendencia presentada en los diseños arquitectónicos actuales, se tiene el requerimiento de mantener elementos esbeltos, lo que se ajusta a la propuesta ofrecida por este sistema.
- El método es relativamente reciente, por lo que su propuesta puede tomarse como *vanguardista* y de tecnología de punta.

I.3.3.3. Debilidades

- El costo por unidad de material es más elevado en comparación del acero de refuerzo
- Debido al proceso de fabricación de sus materiales, generalmente se requiere la importación de estos, lo que implica consideraciones en cuanto a disponibilidad y tiempos de entrega mayores a los de otros métodos existentes.
- Los cuidados en el proceso de colocación son mucho mayores y minuciosos debido a las características del sistema.
- La aplicación correcta requiere de mano de obra muy especializada y la oferta de la misma se reduce considerablemente en relación con lo existente en el mercado con otros métodos.
- El principio del sistema de reforzamiento se basa en que las propiedades de la malla de fibra de carbono son unidireccionales, por lo que en zonas donde converjan esfuerzos en varios ejes tridimensionales, deberán realizarse análisis por separado y posteriormente revisar la envolvente de los efectos conjuntos.

- La principal limitante del método es que es aplicable solamente en donde la naturaleza del reforzamiento permita la transferencia de esfuerzo de las caras superiores del elemento de concreto a la fibra de carbono a través de la matriz epóxica.
- Los cambios de dirección de los elementos de la estructura, así como la existencia de secciones transversales complejas por cuestiones de diseño arquitectónico, así como la distribución deficiente de tuberías, huecos y cableado que rompa la continuidad de las paredes de los elementos, dificultan la aplicabilidad del método o por lo menos el óptimo desempeño del sistema.
- Pese a que se tienen códigos y reglamentos aceptados en cuanto al diseño de reforzamiento con este método, su uso por el conocimiento y dominio del mismo es poco difundido.

I.3.3.4. Amenazas

- Ante la cultura existente en cuanto al tema de reparaciones estructurales y las prácticas que se puedan tener en el mercado, se tiene el riesgo de que se oferten productos de imitación sustituyendo uno o varios de los componentes del sistema, pudiendo cumplir con los requerimientos individuales del producto, pero si tener certeza de su comportamiento dentro del sistema conjunto.
- Se deben dejar indicaciones estrictas en cuanto al cuidado y perpetuación de los elementos reforzados con este sistema, debido a que, por sus características es frecuente que se piense por personal sin conocimiento estructural, que se pueden realizar modificaciones, alteraciones o inclusive averías al reforzamiento por detalles secundarios que van desde remodelaciones, cambios de diseño arquitectónico, colocación de instalaciones, acabado aparente, etc.
- Cuando el Cliente final no cuenta con un Departamento de Ingeniería o está asesorado correctamente, es frecuente que no pueda percibir el alcance del método debido a la sencillez de este y se muestra renuente a su aceptación, así como dudoso en cuanto a su desempeño.

<p style="text-align: center;">FORTALEZAS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Esfuerzo a tensión mayor al acero • No hay peso adicional • No incrementa dimensiones de elemento • No requiere equipo especializado • Mayor velocidad y facilidad de aplicación • Adaptable a dimensiones de elemento • Menor costo conjunto • Garantía de materiales • Mano de Obra calificada • Protección contra humedad • Acepta variedad de recubrimientos 	<p style="text-align: center;">OPORTUNIDADES</p> <ul style="list-style-type: none"> • Instalación y apariencia discreta • Aplicable en espacios reducidos • No afecta distribución de espacios • Acorde a elementos esbeltos • Método <i>vanguardista</i>
<p style="text-align: center;">DEBILIDADES</p> <ul style="list-style-type: none"> • Costo unitario de materiales mayor • Importación/Disponibilidad • Cuidados en colocación • Oferta limitada de Mano de Obra • Propiedades unidireccionales • Aplicable solo para transferencia superficiales de esfuerzos • Cambios de dirección y secciones transversales complejas • Poca difusión sobre su de diseño 	<p style="text-align: center;">AMENAZAS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Productos de imitación • Modificaciones posteriores de elementos • Poco entendimiento por parte de personas ajenas a la Ingeniería

Figura 48.- Cuadro esquemático de análisis FODA para el método de reforzamiento por Malla de Fibra de Carbono.

I.4. ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD GENERAL COSTO/BENEFICIO

I.4.1. Objetivo del Análisis de Factibilidad General Costo/Beneficio

Sabiendo de antemano que las características y circunstancias que definen la selección de un método de reforzamiento no pueden generalizarse y limitar su aprobación a un solo criterio en específico, se pretende realizar un análisis a detalle de la relación existente entre el costo obtenido en la Sección I.2 de este documento por unidad de área para los materiales y la instalación de cada uno de los métodos estudiados y el beneficio obtenido, cuantificado a través de la recuperación de la capacidad de carga original del elemento sin deterioro y de la ganancia adicional obtenida más allá de este punto por cada uno de los sistemas utilizados.

I.4.2. Análisis de Factibilidad General Costo/Beneficio del Método de Tensores Externos

De acuerdo con lo encontrado en la Sección I.2.2 de este documento, la instalación del método de Tensores Externos tendría un costo unitario total de \$4,523.19 por m²; adicionalmente se encontró en la Sección I.1.2 que el método de *VIGAS REFORZADAS TENSORES* tendría un tiempo de *colocación efectiva* de 0.012m²/hora.

En base a estos resultados se determina que el utilizar un sistema de Tensores Externos estaría implicando un costo de \$54.28/hora hasta el momento en que se terminen las labores.

I.4.3. Análisis de Factibilidad General Costo/Beneficio del Método de Malla de Fibra de Carbono

De la misma manera, de acuerdo con las Secciones I.2.3 y I.1.3 de este documento, la instalación del método de Malla de Fibra de Carbono tendría un costo unitario total de \$2,570.00 por m²; y el tiempo de *colocación efectiva* del método de *VIGAS REFORZADAS CFRP* tendría un tiempo de *colocación efectiva* de 0.040m²/hora.

En base a estos resultados se determina que el utilizar un sistema de Malla de Fibra de Carbono estaría implicando un costo de \$102.80/hora hasta el momento en que se terminen las labores.

I.4.4. Comparación de Factibilidad General Costo/Beneficio

La comparación anterior sirve de referencia y ejemplifica claramente que, el costo por hora de la *colocación efectiva* del método de Tensores Externos representa un 52.8% del costo que tendría la hora del método de Malla de Fibra de Carbono.

Sin embargo, suponiendo un área determinada área de elementos a reforzar, siendo el costo del sistema de Malla de Fibra de Carbono de \$102.80/hora; y conociendo lo observado en la misma Sección X.4 en que la rapidez de colocación del sistema de Malla de Fibra de Carbono es del orden de 333% mayor que la de Tensores Externos, para una misma área determinada, el costo real del sistema de Tensores Externos sería de \$180.74/hora. De lo anterior puede concluirse que, al final de una jornada de trabajo, el costo por unidad de área del sistema de Malla de Fibra de Carbono sería del orden de 56.9% del costo requerido para el sistema de Tensores Externos.

Por otra parte, teniendo en consideración los aportes estructurales de cada método en base a los resultados obtenidos en la Sección 3.1 de este documento, se observa que, teniendo como base la recuperación de la capacidad de carga original del elemento (diferencia de capacidad de Carga Última promedio entre los ensayos de *VIGAS SIN DETERIORO* y *VIGAS CON DETERIORO*), es decir 18.18%; y considerando los costos unitarios totales de los métodos estudiados, se puede determinar la efectividad de la inversión de cada uno de ellos. De esta manera, se determina que el costo requerido para recuperar la capacidad de carga original del elemento para el caso del sistema de Tensores Externos para un área unitaria establecida sería de \$248.80 por cada 1% de capacidad de carga a recuperar; mientras que en el caso del sistema de Malla de Fibra de Carbono la inversión sería de \$141.37 por cada 1% de capacidad de carga a recuperar.

Profundizando en este análisis y sabiendo que al implementar cada uno de estos métodos existió de hecho un incremento considerable de la capacidad de carga original del elemento sin deterioro, se puede obtener que, el costo invertido por cada 1% de recuperación en la capacidad de carga original para el caso del sistema de Tensores Externos para un área unitaria establecida, fue de \$1,165.77 por cada 1% de incremento en la capacidad de carga original; mientras que en

el caso del sistema de Malla de Fibra de Carbono la inversión fue de \$79.12 por cada 1% de incremento de la capacidad de carga sin deterioro.

Finalmente, considerando el incremento total de la capacidad de carga para cada método estudiado con respecto a la presentada por el elemento deteriorado (Carga Última promedio de *VIGAS CON DETERIORO*) se puede obtener la inversión realizada por cada 1% de incremento en su capacidad de carga para una determinada área untaría.

El resultado fue que, para el caso del sistema de Tensores Externos, donde se tuvo un incremento de 26.95% de la capacidad de carga del elemento deteriorado, se tiene un costo de \$167.84 por cada 1% de la capacidad de carga adicional obtenida.

En tanto que, para el caso del sistema de Malla de Fibra de Carbono, donde se tuvo incremento de la capacidad de carga de 61.91%, el costo de la inversión fue de \$45.51 por cada 1% de incremento de la capacidad de carga.

II. ANEXO

ECUACIONES EN MATHCAD

CÁLCULO PARA DEFLEXIONES POR CORTANTE

VIGAS SIN DETERIORO

Propiedades de los Materiales

$$G_c := 102421 \text{ kgf/cm}^2 \quad E_c := 245810 \text{ kgf/cm}^2 \quad E_w := 2039000 \text{ kgf/cm}^2$$

Propiedades de la Sección

$$a := 60 \text{ cm} \quad d := 29.6 \text{ cm} \quad b_w := 20 \text{ cm} \quad k := \frac{6}{5} \quad \frac{a}{d} = 2.027$$

$$S_x := 15 \text{ cm} \quad z := 25 \text{ cm}$$

Área de Acero Transversal Crítica del Refuerzo a Cortante

$$A_w := 2.049 \quad A_w = 0.98 \text{ cm}^2$$

Fuerza Cortante Última Soportada por el Elemento

$$V_u := 12756 \text{ kgf}$$

Fuerza de Agrietamiento de la Sección

$$V_c := 2622 \text{ kgf}$$

Fuerza soportada por el Mecanismo de Armadura

$$V_s := V_u - V_c \quad V_s = 10134 \text{ kgf}$$

Área Efectiva del concreto de la sección transversal en Tensión

$$A_e := 320.09 \text{ cm}^2$$

Cálculo del ángulo entre el puntal a compresión del modelo de armadura y el refuerzo a tensión (θ)

$$\nu_c := \frac{V_c}{b_w \cdot d} \quad \nu_c = 4.429 \text{ kgf/cm}^2 \quad \nu_u := \frac{V_u}{b_w \cdot d} \quad \nu_u = 21.547 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\nu_0 := 0.9\nu_c \quad \nu_0 = 3.986 \text{ kgf/cm}^2 \quad 1.7\nu_c = 7.529 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_0 := \nu_0 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_0 = 2360 \text{ kgf/cm}^2 \quad 1.7V_c = 4457 \text{ kgf}$$

Para $a/d > 1.5$

$$\theta_0 := 3.2 \cdot \left(\frac{a}{d} \right) + 40.2 \quad \theta_0 = 46.686 \text{ }^\circ \quad \alpha_1 := 0.4 \left(\frac{a}{d} \right)^2 + 2.9 \quad \alpha_1 = 4.544 \text{ }^\circ$$

$$A_{ce} := 1.3 \quad \text{cm}^2$$

$$\delta_{sc} := k \cdot \int_{900}^0 \frac{2 \cdot V_c \cdot 9.8}{\frac{G_c}{10.2} \cdot A_e \cdot 100} dx \quad \delta_{sc} = -0.173 \quad \text{mm}$$

Para $1.7v_c < v$

$$\theta := \theta_1 \cdot \left(\frac{1.7 \cdot v_0}{v} \right)^\beta \quad \alpha := 90 \text{deg}$$

$$\beta := 0.9395 \quad \theta_1 := 46.1 \quad ^\circ$$

$$V := V_u$$

$$\delta_s := \int_{900}^0 \left[\frac{1}{z \cdot 10 \cdot \left[\cot \left[\theta_1 \cdot \left[\frac{\frac{1.7 \cdot v_0}{10.2}}{\left(\frac{V \cdot 9.8}{b_w \cdot 10 \cdot d \cdot 10} \right)^\beta} \right] \cdot \text{deg} \right] + \cot(\alpha)} \right]^2 \left[\frac{(V - V_c) \cdot 9.8}{\frac{E_c}{10.2} \cdot b_w \cdot 10 \cdot \sin \left[\theta_1 \cdot \left[\frac{\frac{1.7 \cdot v_0}{10.2}}{\left(\frac{V \cdot 9.8}{b_w \cdot 10 \cdot d \cdot 10} \right)^\beta} \right] \cdot \text{deg} \right]} \right]^4 + \frac{(V - V_c) \cdot 9.8 \cdot S \cdot 10}{\frac{E_w}{10.2} \cdot \left(A_w \cdot 100 + \frac{E_c}{E_w} \cdot A_{ce} \cdot 100 \right) \cdot \sin(\alpha)^3} \right] dx$$

$$\delta_s = -1.294 \quad \text{mm}$$

CÁLCULO PARA DEFLEXIONES POR CORTANTE

VIGAS CON DETERIORO

Propiedades de los Materiales

$$G_c := 102421 \text{ kgf/cm}^2 \quad E_c := 245810 \text{ kgf/cm}^2 \quad E_w := 2039000 \text{ kgf/cm}^2$$

Propiedades de la Sección

$$a := 60 \text{ cm} \quad d := 29.6 \text{ cm} \quad b_w := 20 \text{ cm} \quad k := \frac{6}{5} \quad \frac{a}{d} = 2.027$$

$$S := 15 \text{ cm} \quad z := 25 \text{ cm}$$

Área de Acero Transversal Crítica del Refuerzo a Cortante

$$A_w := 2.029 \quad A_w = 0.58 \text{ cm}^2$$

Fuerza Cortante Última Soportada por el Elemento

$$V_u := 10437 \text{ kgf}$$

Fuerza de Agrietamiento de la Sección

$$V_c := 2567 \text{ kgf}$$

Fuerza soportada por el Mecanismo de Armadura

$$V_s := V_u - V_c \quad V_s = 7870 \text{ kgf}$$

Área Efectiva del concreto de la sección transversal en Tensión

$$A_e := 321.75$$

Cálculo del ángulo entre el puntal a compresión del modelo de armadura y el refuerzo a tensión (θ)

+

$$\nu_c := \frac{V_c}{b_w \cdot d} \quad \nu_c = 4.336 \text{ kgf/cm}^2 \quad \nu_u := \frac{V_u}{b_w \cdot d} \quad \nu_u = 17.63 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\nu_0 := 0.9\nu_c \quad \nu_0 = 3.903 \text{ kgf/cm}^2 \quad 1.7\nu_c = 7.371 \text{ kgf/cm}^2$$

$$V_0 := \nu_0 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_0 = 2310 \text{ kgf} \quad 1.7V_c = 4364 \text{ kgf}$$

Para $a/d > 1.5$

$$\theta_0 := 3.2 \cdot \left(\frac{a}{d} \right) + 40.2 \quad \theta_0 = 46.686 \quad \alpha_1 := 0.4 \left(\frac{a}{d} \right)^2 + 2.9 \quad \alpha_1 = 4.544$$

$$\delta_{sc} := k \cdot \int_{900}^0 \frac{2 \cdot Vc \cdot 9.8}{\frac{Gc}{10.2} \cdot Ae \cdot 100} dx \quad \delta_{sc} = -0.168 \quad \text{mm}$$

Para $1.7v_0 < v$

$$\theta := \theta_1 \cdot \left(\frac{1.7 \cdot v_0}{v} \right)^\beta \quad \alpha := 90 \text{deg}$$

$$\beta := 1.0518 \quad \theta_1 := 46.1^\circ$$

$$V := Vu$$

$$\delta_s := \int_{900}^0 \left[\frac{1}{z \cdot 10 \cdot \left[\cot \left[\theta_1 \cdot \left[\frac{1.7 \cdot v_0}{10.2} \right]^\beta \right] \cdot \text{deg} + \cot(\alpha) \right]^2} \cdot \frac{(V - Vc) \cdot 9.8}{\frac{Ec}{10.2} \cdot bw \cdot 10 \cdot \sin \left[\theta_1 \cdot \left[\frac{1.7 \cdot v_0}{10.2} \right]^\beta \right] \cdot \text{deg}} + \frac{(V - Vc) \cdot 9.8 \cdot S \cdot 10}{\frac{Ew}{10.2} \cdot \left(Aw \cdot 100 + \frac{Ec}{Ew} \cdot Ace \cdot 100 \right) \cdot \sin(\alpha)^3} \right] dx$$

$$\delta_s = -0.987 \quad \text{mm}$$

III. ANEXO FOTOGRAFICO

III. ANEXO FOTOGRÁFICO

Estado de Vigas Deterioradas



Preparación de Sistema de Reforzamiento de Malla de Fibra de Carbono (CFRP)







Ensayo de Vigas









Vigas Ensayadas









José Luis TORRES PINAL

Cd. Guadalupe, N.L.

Tel.- 811 080 9439

E-mail.-jose_luistorres_@hotmail.com

ESTUDIOS

2001

San Nicolás de Los Garza, N.L.

Licenciatura en Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería Civil, UANL

2019

San Nicolás de Los Garza, N.L.

M. C. con Especialidad en Ingeniería Estructural

Facultad de Ingeniería Civil, UANL

Programas manejados: Microsoft Office, AutoCad, SAP 2000, MathCad, Adobe Photoshop

IDIOMAS

Español: Natal

Inglés: Avanzado

EXPERIENCIA LABORAL

2001

CONCRETOS LA SILLA, Concreto Premezclado

Supervisión

2001-2006

Instituto de Ingeniería Civil, UANL, Lab. de Materiales de Construcción

Encargado de Servicio al Público, Depto. De Tecnología del Concreto

2006-Actual

BASF, Químicos para Construcción

Asesor Técnico (2006-2011)

Líder de Cuenta Clave (2011-2013)

Representante Técnico y Comercial (2013-Actual)

FORMACIONES ADICIONALES E INTERESES

Desarrollo de Competencias Gerenciales-ICAMI, Forjando Socios Estratégicos-The Sales Specialist Club, Ventas Competitivas-Chally Group Worldwide, Sustainability Specialist Training-Master Builders BASF, Advanced Mix Optimization-Master Builders BASF, ACI International Conventions Fall 2000, Spring 2001, Fall 2001, Fall 2012.

Deportes Hobbies: Boxeo, Trote, ¼ Mile Racing, Dibujo Humorístico,