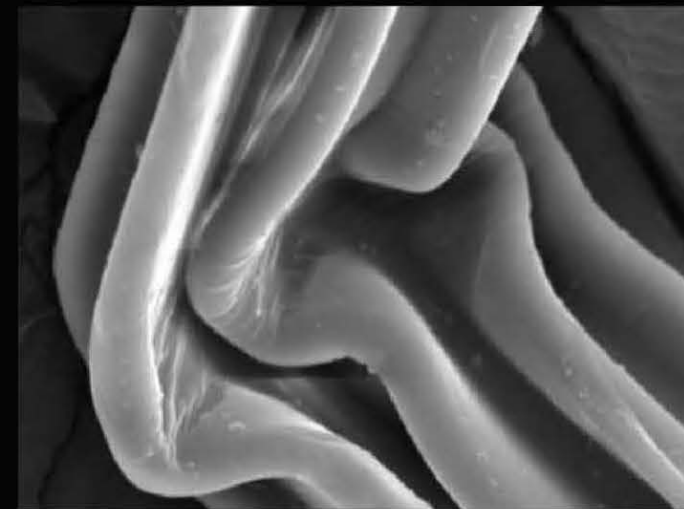
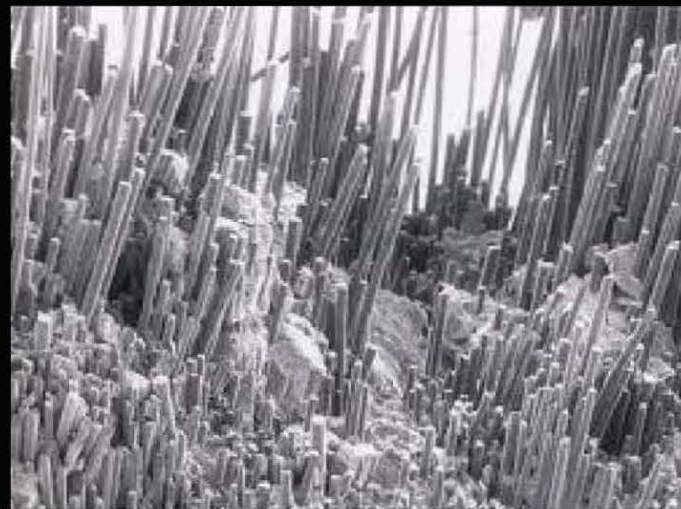


Hormigones Reforzados con Barras Corrugadas de Material de Matriz Polimérica Adicionada con Fibras (FRP- Fibre Reinforced Polymer)

Félix L. Suárez Riestra



MASTER UNIVERSITARIO en REHABILITACION ARQUITECTONICA

Patología y Recuperación de Estructuras de Hormigón

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de A Coruña

Dr. F. Javier Estévez Cimadevila

2011-2012



INDICE**PARTE I. COMPOSITES. NUEVOS MATERIALES DE USO ESTRUCTURAL**

| | |
|--|----|
| 1. NUEVOS MATERIALES EN LA CONSTRUCCION..... | 3 |
| 1.1. ADECUACIÓN DEL ÁMBITO NORMATIVO..... | 4 |
| 1.2. APORTES DE LOS NUEVOS MATERIALES DE REFUERZO EN EL HORMIGÓN..... | 6 |
| 1.3. BREVE ACERCAMIENTO HISTÓRICO..... | 7 |
| 2. COMPOSITES. MATERIALES COMPUESTOS..... | 9 |
| 2.1. CLASIFICACIÓN DE UN MATERIAL COMPUESTO (según la forma de sus fibras)..... | 10 |
| 2.1.1. Materiales Reforzados Con Partículas..... | 11 |
| 2.1.1.1. Composites Reforzados por Dispersión..... | 11 |
| 2.1.1.2. Composites con Partículas Grandes..... | 11 |
| 2.1.2. Materiales Reforzados Con Fibras..... | 11 |
| 2.1.2.1. Longitud y diámetro..... | 11 |
| 2.1.2.2. Concentración y orientación..... | 12 |
| 2.1.2.3. Propiedades de la fibra..... | 12 |
| 2.1.2.4. Propiedades de la matriz..... | 12 |
| 2.1.2.5. Conexiones Fibra-Matriz..... | 12 |
| 2.1.2.6. Procesado de Composites Reforzados por Fibras..... | 12 |
| 2.1.3. Materiales Laminares..... | 13 |
| 2.1.4. Estructuras Tipo "Sandwich"..... | 13 |
| 2.1.5. Nuevos Composites De Matriz Cerámica Y Matriz Metálica..... | 13 |
| 3. COMPOSICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES FRP..... | 15 |
| 3.1. FIBRAS..... | 16 |
| 3.1.1. Fibras De Vidrio (GFRP)..... | 16 |
| 3.1.2. Fibras De Carbono (CFRP)..... | 17 |
| 3.1.3. Fibras De Aramida (AFRP)..... | 17 |
| 3.1.4. Fibras Basálticas..... | 17 |
| 3.2. MATRIZ POLIMERICA..... | 18 |
| 3.2.1. Matrices Termoendurecibles..... | 18 |
| 3.2.2. Matrices Termoplásticas..... | 19 |
| 4. TRATAMIENTO NORMATIVO..... | 21 |
| 4.1. JAPÓN (Guideline for Structural Design of FRP-Reinforced Concrete Buildings)..... | 22 |
| 4.2. CANADÁ (Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers)..... | 22 |
| 4.3. ESTADOS UNIDOS (ACI 440.1R-06 "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars")..... | 22 |
| 4.4. EUROPA ("FRP reinforcement in RC Structures", fib_n40)..... | 23 |
| 4.5. OTRAS CONSIDERACIONES..... | 24 |

PARTE II. LOS FRP COMO MATERIAL DE REFUERZO DEL HORMIGÓN

| | |
|--|----|
| 5. PROPIEDADES DE LOS FRP COMO BARRAS DE REFUERZO DEL HORMIGÓN..... | 27 |
| 5.1. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS FRP..... | 27 |
| 5.1.1. Densidad..... | 27 |
| 5.1.2. Coeficiente De Expansión Térmica..... | 28 |
| 5.1.3. Efectos De La Temperatura Sobre Las Barras De FRP..... | 28 |
| 5.2. PROPIEDADES MECÁNICAS A CORTO PLAZO..... | 28 |
| 5.2.1. Propiedades A Tracción..... | 29 |
| 5.2.2. Propiedades A Compresión..... | 30 |
| 5.2.3. Propiedades A Cortante..... | 31 |
| 5.2.4. Resumen De Propiedades A Corto Plazo..... | 31 |
| 5.3. PROPIEDADES A LARGO PLAZO..... | 31 |
| 5.3.1. El Fenomeno Del "Creep"..... | 32 |
| 5.3.1.1. Creep Bajo Tensiones Constantes..... | 32 |
| 5.3.1.2. Creep Bajo Tensiones Variables..... | 33 |
| 5.3.1.3. Estimación del Tiempo de Rotura..... | 33 |
| 5.3.2. Fatiga..... | 33 |
| 6. ACERCAMIENTO AL DISEÑO CON REFUERZO DE FRP..... | 35 |
| 6.1. FACTORES DE PONDERACION..... | 36 |
| 6.2. FILOSOFIA IMPLEMENTADA EN LOS CODIGOS ACTUALES..... | 37 |
| 6.2.1. JAPÓN (Guideline For Structural Design Of FRP-Reinforced Concrete Buildings)..... | 37 |
| 6.2.2. CANADÁ (Design And Construction Of Building Components With Fibre-Reinforced Polymers)..... | 37 |
| 6.2.3. ESTADOS UNIDOS (ACI 440.1R-06 "Guide For The Design And Construction Of Structural Concrete Reinforced With FRP Bars")..... | 38 |
| 6.2.4. EUROPA ("FRP Reinforcement In RC Structures", FIB_N40)..... | 38 |
| 6.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO..... | 38 |
| 6.3.1. Modo De Fallo Preferente..... | 38 |
| 6.3.2. Coeficiente De Seguridad Apropiado..... | 39 |
| 7. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS..... | 41 |
| 7.1. SOLICITACIONES NORMALES..... | 41 |
| 7.1.1. Ecuaciones Constitutivas..... | 42 |
| 7.1.2. Condiciones De Equilibrio..... | 43 |
| 7.1.3. Dominios De Deformación..... | 43 |
| 7.2. ANÁLISIS EN FLEXIÓN..... | 44 |
| 7.2.1. Modos De Fallo..... | 45 |
| 7.2.2. Momento Resistido Por Una Sección De Hormigón Armado Con FRP..... | 45 |
| 7.2.2.1. Caso de Cuantías $\rho_b > \rho_{fb}$ | 46 |
| 7.2.2.2. Caso de Cuantías $\rho_b < \rho_{fb}$ | 46 |
| 7.2.3. Cuantía Geométrica Mínima..... | 46 |
| 7.2.4. Diseño En Flexión De Una Sección Rectangular Cualquiera..... | 47 |
| 7.2.4.1. Propuesta Normativa ACI 440.1R-06..... | 47 |
| 7.2.4.2. Alternativa para Flexión Simple según EC-2 (EHE-08)..... | 48 |



| | | | |
|--|----|--|----|
| 7.3. ESFUERZO CORTANTE..... | 50 | 9.5. AGENTES QUÍMICOS QUE AFECTAN A LA DURABILIDAD DEL FRP..... | 71 |
| 7.3.1. Mecanismos Resistentes..... | 50 | 9.5.1. Cloruros..... | 71 |
| 7.3.1.1. Contribución del Hormigón en la Zona Comprimida..... | 50 | 9.5.2. Alcalinidad..... | 71 |
| 7.3.1.2. Rozamiento de los Labios en Zonas Fisuradas..... | 50 | 9.5.3. Ataque De Ácidos..... | 71 |
| 7.3.1.3. Efecto Pasador del Armado..... | 50 | 9.6. ACCIONES MECANICAS QUE AFECTAN A LA DURABILIDAD DEL FRP..... | 72 |
| 7.3.1.4. Armadura Específica a Cortante..... | 50 | 9.6.1. Tensión..... | 72 |
| 7.3.2. Cuantía Geométrica Mínima Y Disposiciones De Armado..... | 51 | 9.6.2. Creep Y Relajación..... | 72 |
| 7.3.3. Criterios De Diseño A Cortante..... | 51 | 9.6.3. Creep Y Rotura..... | 73 |
| 7.3.3.1. Esfuerzo Cortante Resistido por el Hormigón..... | 52 | 9.6.4. Fatiga..... | 73 |
| 7.3.3.2. Esfuerzo Cortante Resistido por el Refuerzo de FRP..... | 53 | 9.7. DISEÑO PARA LA DURABILIDAD..... | 73 |
| 7.4. ADHERENCIA Y ANCLAJE DE LAS ARMADURAS..... | 53 | 10. COMPORTAMIENTO FRENTE AL FUEGO..... | 75 |
| 7.4.1. Adherencia..... | 53 | 10.1. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES..... | 76 |
| 7.4.1.1. Métodos de Evaluación de la Adherencia..... | 53 | 10.1.1. Propiedades Termomecánicas De La Matriz..... | 76 |
| 7.4.1.2. Variables que Influyen en el Fenómeno de Adherencia..... | 54 | 10.1.2. Propiedades Termomecánicas De Fibras..... | 76 |
| 7.4.2. Anclaje..... | 56 | 10.1.3. Propiedades Termomecánicas De Los Elementos Compuestos..... | 76 |
| 7.4.2.1. Longitud de Anclaje según Código ACI..... | 56 | 10.1.4. Efecto Del Fuego Sobre La Resistencia Del Hormigón..... | 77 |
| 7.4.2.2. Adaptación a EC-2 (EHE-08)..... | 57 | 10.2. EFECTO DE LA EXPOSICIÓN AL FUEGO EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS FRP..... | 77 |
| 8. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO..... | 59 | 10.3. TEMPERATURA EN SECCIONES RECTANGULARES REFORZADAS CON FRP..... | 78 |
| 8.1. LIMITE DE TENSIÓN..... | 59 | 10.4. CAPACIDAD DE FLEXIÓN A ALTAS TEMPERATURAS EN SECCIONES REFORZADAS CON FRP..... | 78 |
| 8.2. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN..... | 60 | 10.5. CAPACIDAD A CORTANTE A ALTAS TEMPERATURAS EN SECCIONES REFORZADAS CONFRP..... | 79 |
| 8.2.1. Cálculo De La Flecha Según El Código ACI..... | 60 | 10.6. ESTUDIO PARAMÉTRICO..... | 79 |
| 8.2.1.1. Flecha Instantánea..... | 60 | 11. APLICACIONES PRÁCTICAS..... | 81 |
| 8.2.1.2. Flecha Diferida..... | 61 | 11.1. EJEMPLO DE ANÁLISIS DE UN ELEMENTO EN FLEXIÓN..... | 81 |
| 8.2.1.3. Consideraciones geométricas..... | 61 | 11.1.1. Consideración De Acciones..... | 82 |
| 8.2.2. Calculo De La Flecha Según Propuesta FIB_N40..... | 62 | 11.1.2. Cálculo en Flexión (E.L.U.)..... | 82 |
| 8.2.2.1. Flecha Instantánea..... | 62 | 11.1.3. Cálculo a Cortante (E.L.U.)..... | 82 |
| 8.2.2.2. Flecha Diferida..... | 62 | 11.1.4. Comprobación de la Abertura de Fisura (E.L.S.)..... | 83 |
| 8.3. ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN..... | 62 | 11.1.5. Deformación a Largo Plazo (E.L.S.)..... | 84 |
| 8.3.1. Abertura De Fisura Según El Código ACI..... | 63 | 11.1.6. Condiciones de Tension Inferiores a la rotura (Creep) (E.L.S.)..... | 84 |
| 8.3.2. Abertura De Fisura Según Propuesta FIB_N40..... | 63 | 11.1.7. Condiciones de Armado y Anclaje de las Barras..... | 85 |
| 8.4. Control del "Creep"..... | 64 | 11.2. REALIZACIONES CONCRETAS..... | 86 |
| PARTE III. EMPLEO DEL MATERIAL FRP | | 11.2.1. Obra Civil. Ambiente Exterior Ambiental Agresivo..... | 86 |
| 9. DURABILIDAD..... | 67 | 11.2.2. Obra Civil. Contacto Directo Con Medio Agresivo..... | 87 |
| 9.1. DURABILIDAD DEL HORMIGÓN..... | 68 | 11.2.3. Recuperacion De Estructuras De Hormigon..... | 88 |
| 9.2. DURABILIDAD DEL FRP COMO REFUERZO INTERNO..... | 68 | 11.2.4. Recuperacion De Obras De Fábrica..... | 89 |
| 9.2.1. Factores De Seguridad Y Durabilidad Del Material..... | 69 | 11.2.5. Estructuras Pretesas Y Postesados..... | 89 |
| 9.3. AGENTES AGRESORES DEL FRP..... | 70 | 12. REFERENCIAS COMERCIALES..... | 91 |
| 9.4. AGENTES AMBIENTALES QUE AFECTAN A LA DURABILIDAD DEL FRP..... | 70 | | |
| 9.4.1. Humedad..... | 70 | BIBLIOGRAFÍA..... | 95 |
| 9.4.2. Temperatura..... | 71 | | |
| 9.4.3. Radiación Ultravioleta..... | 71 | | |

PARTE I. COMPOSITES. NUEVOS MATERIALES DE USO ESTRUCTURAL.





1. NUEVOS MATERIALES EN LA CONSTRUCCION.

... "Tenemos lo suficiente para construir con técnicas avanzadas, si sabemos de ellas. [...]
La aviación y la conquista espacial nos han señalado rumbos, los mismos que nosotros queremos ignorar. [...]
Queremos seguir sosteniendo la artesanía en vez de meternos en el nuevo mundo de la industria de la construcción. [...]
No hemos querido emplear ni los materiales, ni los procedimientos de las nuevas técnicas"

BARBARA ZETINA, Fernando

"Materiales y procedimientos de construcción".

Editorial National Text Book. México (1990).

Tal vez resulte posible asumir que si hasta fechas bien cercanas entendíamos el desarrollo de la ciencia de los materiales (de construcción) a partir de procesos de desarrollo "tecnológico" que permitían optimizar el uso y, por tanto, la eficiencia de las materias base empleadas, hoy en día los verdaderos avances del conocimiento vienen de la mano de desarrollos "científicos". El progresivo proceso de conocimiento cada vez más íntimo de las propiedades de un determinado material y el consecuente desarrollo de métodos y sistemas que permiten aprovechar las nuevas facetas descubiertas, ha dado lugar a un nuevo estadio en el que el proceso parece haberse invertido, existiendo medios y tecnología de capacidades tales que han posibilitado la "confección" de nuevos materiales de propiedades específicas predeterminadas. Hemos traspasado la barrera del conocimiento del material alcanzando el descubrimiento de la materia.

Si parece evidente que en un mundo de especialización del conocimiento la ciencia camina por rutas de interés relativamente alejadas de las de implementación directa del descubrimiento en la sociedad, en el campo de la construcción (en general) esta divergencia aún resulta superior. El mecanismo de desarrollo y aplicación de un nuevo método, sistema o producto parece quedar en manos del resolutivo proceso de prueba-error. El inmovilismo funcional que resulta frecuente en el sector, bien sea por intereses comerciales, o por simple "hábito y costumbre" de los técnicos implicados de una u otra manera en el proceso constructivo, provoca que el desarrollo de nuevos materiales de propiedades conformadas reduzca su campo de aplicación directa en productos de acabado, en los que prima por encima de todo una cierta componente estética o funcional.

Cuando abordamos específicamente el tema de los sistemas estructurales, digamos aquellos en los que objetivamente parece primar el carácter resistente, el catálogo de materiales parece reducirse, casualmente, a aquellos para los que existe una adecuada y segura Normativa reguladora que avale su uso. Desconozco si la existencia de esta componente normativa surge del exhaustivo conocimiento de un determinado material, de la pléyade de ensayos y experiencias acumuladas, o si por el contrario el extenso uso de un material aconsejó la generación de un marco normativo que acotara (construyendo) las posibles alternativas de uso. Sea como fuere, y aún teniendo presente el alcance y contenido del Capítulo 5 del DB-SE (Seguridad Estructural), en el que se establecen las condiciones de verificación del adecuado comportamiento de un elemento (sistema) estructural mediante criterios basados en "métodos experimentales", el empleo de nuevos materiales, soluciones o sistemas en el mundo de la "seguridad estructural" resulta un auténtico salto al vacío que supongo similar al que en su día dieron William Wilkinson, Joseph Monier o François Hennebique a finales del siglo XIX, cuando patentaron sus sistemas de "hormigón armado" a partir de resultados puramente experimentales.



1.1. ADECUACIÓN DEL ÁMBITO NORMATIVO.

Centrados en el hormigón armado o reforzado, el ámbito normativo nacional se circunscribe hoy en día a los contenidos recogidos en la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08), cuyo alcance queda perfectamente delimitado en su Capítulo I de Principios Generales.

Artículo 1º. Objeto.

Esta Instrucción de Hormigón Estructural, EHE, es el marco reglamentario por el que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón para satisfacer los requisitos de seguridad estructural y seguridad en caso de incendio, además de la protección del medio ambiente, proporcionando procedimientos que permiten demostrar su cumplimiento con suficientes garantías técnicas.

Esta Instrucción supone que el proyecto, construcción y control de las estructuras que constituyen su ámbito de aplicación son llevados a cabo por técnicos y operarios con los conocimientos necesarios y la experiencia suficiente. Además, se da por hecho que dichas estructuras estarán destinadas al uso para el que hayan sido concebidas y serán adecuadamente mantenidas durante su vida de servicio.

Artículo 2º. Ámbito de aplicación.

Esta Instrucción es de aplicación a todas las estructuras y elementos de hormigón estructural, de edificación o de ingeniería civil, con las excepciones siguientes:

- los elementos estructurales mixtos de hormigón y acero estructural y, en general, las estructuras mixtas de hormigón estructural y otro material de distinta naturaleza con función resistente;
- las estructuras en las que la acción del pretensado se introduce mediante armaduras activas fuera del canto del elemento;
- las estructuras realizadas con hormigones especiales no considerados explícitamente en esta Instrucción, tales como los pesados, los refractarios y los compuestos con, serrines u otras sustancias análogas;
- las estructuras que hayan de estar expuestas normalmente a temperaturas superiores a 70°C;
- las tuberías de hormigón empleadas para la distribución de cualquier tipo de fluido; y
- las presas.

Los elementos de hormigón estructural pueden ser contruidos con hormigón en masa, armado o pretensado.

Cuando, en función de las características de la estructura, exista reglamentación específica de acciones, esta Instrucción se aplicará complementariamente a la misma.

Cuando a la vista de las características de la obra, definidas por la Propiedad, la estructura pueda considerarse como una obra especial o singular, esta Instrucción será de aplicación con las adaptaciones y disposiciones adicionales que, bajo su responsabilidad, establezca el Autor del proyecto para satisfacer las exigencias definidas en esta Instrucción, con su mismo nivel de garantía.

Artículo 3º. Consideraciones generales.

Para justificar que la estructura cumple las exigencias que establece esta Instrucción, el Autor del Proyecto y la Dirección Facultativa podrán:

- a) adoptar soluciones técnicas que sean conformes con los procedimientos que contempla esta Instrucción, cuya aplicación es suficiente para acreditar el cumplimiento de la exigencias establecidas en la misma; o
- b) adoptar soluciones alternativas que se aparten parcial o totalmente de los procedimientos contemplados en esta Instrucción. Para ello, el Autor del Proyecto y la Dirección Facultativa pueden, en uso de sus atribuciones, bajo su personal responsabilidad y previa conformidad de la Propiedad, adoptar soluciones alternativas (mediante sistemas de cálculo, disposiciones constructivas, procedimientos de control, etc., diferentes), siempre que se justifique documentalmente que la estructura cumple las exigencias de esta Instrucción porque sus prestaciones son, al menos, equivalentes a las que se obtendrían por la aplicación de los procedimientos de ésta.

Artículo 4º. Condiciones generales.

4.1. Condiciones administrativas.

En el ámbito de aplicación de esta Instrucción, podrán utilizarse productos de construcción que estén fabricados o comercializados legalmente en los Estados miembros de la Unión Europea y en los Estados firmantes del Acuerdo sobre el Espacio Económico Europeo, y siempre que dichos productos, cumpliendo la normativa de cualquier

Estado miembro de la Unión Europea, aseguren en cuanto a la seguridad y el uso al que están destinados un nivel equivalente al que exige esta Instrucción.

Dicho nivel de equivalencia se acreditará conforme a lo establecido en el artículo 4.2 o, en su caso, en el artículo 16 de la Directiva 89/106/CEE del Consejo, de 21 de diciembre de 1988, relativa a la aproximación de las disposiciones legales, reglamentarias y administrativas de los Estados miembros sobre los productos de construcción.

Lo dispuesto en los párrafos anteriores será también de aplicación a los productos de construcción fabricados o comercializados legalmente en un Estado que tenga un Acuerdo de asociación aduanera con la Unión Europea, cuando ese Acuerdo reconozca a esos productos el mismo tratamiento que a los fabricados o comercializados en un Estado miembro de la Unión Europea. En estos casos el nivel de equivalencia se constatará mediante la aplicación, a estos efectos, de los procedimientos establecidos en la mencionada Directiva.

A los efectos de esta Instrucción, debe entenderse que las normas UNE, UNE EN o UNE EN ISO mencionadas en el Articulado, se refieren siempre a las versiones que se relacionan en el Anejo nº 2, salvo en el caso de normas UNE EN que sean transposición de normas EN cuya referencia haya sido publicada en el Diario Oficial de la Unión Europea, en el marco de aplicación de la Directiva 89/106/CEE sobre productos de construcción, en cuyo caso la cita se deberá relacionar con la última Comunicación de la Comisión que incluya dicha referencia.

Los distintivos de calidad voluntarios que faciliten el cumplimiento de las exigencias de esta Instrucción podrán ser reconocidos por las Administraciones Públicas competentes en el ámbito de la construcción pertenecientes a cualquier Estado miembro del Espacio Económico Europeo y podrán referirse al proyecto de la estructura, a los productos, a los procesos para su construcción o a la consideración de criterios medioambientales.

4.2. Condiciones técnicas para la conformidad con esta Instrucción.

4.2.1. Condiciones técnicas de los productos, equipos y sistemas.

Los materiales y los productos de construcción que se incorporen con carácter permanente a las estructuras (hormigón, cemento, áridos, acero corrugado, armaduras elaboradas, sistemas de pretensado, elementos prefabricados, etc) deberán presentar las características suficientes para que la estructura cumpla las exigencias de esta Instrucción, para lo que deberá comprobarse su conformidad de acuerdo con los criterios establecidos en el Título 8º (Control)

Las características de los materiales empleados, en su caso, para la elaboración de los productos a los que hace referencia el párrafo anterior, deberán permitir que éstos, tras su elaboración, en su caso, cumplan las exigencias de esta Instrucción, por lo que deberán cumplir las especificaciones establecidas para dichos materiales.

Artículo 5º. Requisitos.

De conformidad con la normativa vigente, y con el fin de garantizar la seguridad de las personas, los animales y los bienes, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente, las estructuras de hormigón deberán ser idóneas para su uso, durante la totalidad del período de vida útil para la que se construye. Para ello, deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- a) seguridad y funcionalidad estructural, consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que la estructura tenga un comportamiento mecánico inadecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto, considerando la totalidad de su vida útil;
- b) seguridad en caso de incendio, consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de la estructura sufran daños derivados de un incendio de origen accidental; e
- c) higiene, salud y protección del medio ambiente, en su caso, consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que se provoquen impactos inadecuados sobre el medio ambiente como consecuencia de la ejecución de las obras.

Para la consecución de los anteriores requisitos, deberán cumplirse las exigencias que se relacionan en este artículo. Para su comprobación será suficiente, en algunos casos, la aplicación de los procedimientos incluidos en esta Instrucción, mientras que en otros, deberán ser complementados con lo establecido por otras reglamentaciones vigentes de carácter más específico en función del uso de la estructura.

En cualquier caso, la Propiedad deberá fijar previamente al inicio de proyecto, la vida útil nominal de la estructura, que no podrá ser inferior a lo indicado en las correspondientes reglamentaciones específicas o, en su defecto, a los valores recogidos en la tabla 5.1.

La Propiedad podrá establecer también otros requisitos adicionales, como por ejemplo, el aspecto, en cuyo caso deberá identificar previamente a la realización del proyecto las exigencias ligadas a la consecución de los citados requisitos adicionales, así como los criterios para su comprobación.

Tabla 5.1 Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura⁽¹⁾

| Tipo de estructura | Vida útil nominal |
|---|--------------------|
| Estructuras de carácter temporal ⁽²⁾ | Entre 3 y 10 años |
| Elementos reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías) | Entre 10 y 25 años |
| Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas | Entre 15 y 50 años |
| Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica bajo o media | 50 años |
| Edificios de carácter monumental o de importancia especial | 100 años |
| Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta | 100 años |

⁽¹⁾ Cuando una estructura esté constituida por diferentes partes, podrá adoptarse para tales partes diferentes valores de vida útil, siempre en función del tipo y características de la construcción de las mismas.

⁽²⁾ En función del propósito de la estructura (exposición temporal, etc.). En ningún caso se considerarán como estructuras de carácter temporal aquellas estructuras de vida útil nominal superior a 10 años.

Los anteriores requisitos se satisfarán mediante un proyecto que incluya una adecuada selección de la solución estructural y de los materiales de construcción, una ejecución cuidadosa conforme al proyecto, un control adecuado del proyecto, en su caso; así como de la ejecución y de la explotación, junto con un uso y mantenimiento apropiados.

5.1. Exigencias.

Las exigencias que debe cumplir una estructura de hormigón para satisfacer los requisitos son las que se relacionan a continuación.

5.1.1. Exigencias relativas al requisito de seguridad estructural.

Para satisfacer este requisito, las estructuras deberán proyectarse, construirse, controlarse y mantenerse de forma que se cumplan unos niveles mínimos de fiabilidad para cada una de las exigencias que se establecen en los apartados siguientes, de acuerdo con el sistema de seguridad recogido en el grupo de normas europeas EN 1990 a EN 1999 “Eurocódigos Estructurales”.

Se entiende que el cumplimiento de esta Instrucción, complementada por las correspondientes reglamentaciones específicas relativas a acciones, es suficiente para garantizar la satisfacción de este requisito de seguridad estructural.

5.1.1.1. Exigencia de resistencia y estabilidad.

La resistencia y la estabilidad de la estructura serán las adecuadas para que no se generen riesgos inadmisibles como consecuencia de las acciones e influencias previsibles, tanto durante su fase de ejecución como durante su uso, manteniéndose durante su vida útil prevista. Además, cualquier evento extraordinario no deberá producir consecuencias desproporcionadas respecto a la causa original.

El nivel de fiabilidad que debe asegurarse en las estructuras de hormigón vendrá definido por su índice de fiabilidad, β_{50} , para un período de referencia de 50 años, que en el caso general, no deberá ser inferior a 3,8. En el caso de estructuras singulares o de estructuras de poca importancia, la Propiedad podrá adoptar un índice diferente.

Los procedimientos incluidos en esta Instrucción mediante la comprobación de los Estados Límite Últimos, junto con el resto de criterios relativos a ejecución y control, permiten satisfacer esta exigencia.

5.1.1.2. Exigencia de aptitud al servicio.

La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto para la estructura, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable, en su caso, la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles para la confortabilidad de los usuarios y, además, no se produzcan degradaciones o fisuras inaceptables.

Se entenderá que la estructura tiene deformaciones admisibles cuando cumpla las limitaciones de flecha establecidas por las reglamentaciones específicas que sean de aplicación. En el caso de las estructuras de edificación, se utilizarán las limitaciones indicadas en el apartado 4.3.3 del Documento Básico “Seguridad Estructural” del Código Técnico de la Edificación.

Además, en ausencia de requisitos adicionales específicos (estanqueidad, etc.), las aberturas características de fisura no serán superiores a las máximas aberturas de fisura ($w_{m\acute{a}x}$) que figuran en la tabla 5.1.1.2

Tabla 5.1.1.2. Apertura máxima de fisura.

| Clase de exposición, según artículo 8º | $w_{m\acute{a}x}$ (mm) | |
|---|--|--|
| | Hormigón armado (combinación cuasipermanente de acciones) | Hormigón pretensado (combinación frecuente de acciones) |
| I | 0,4 | 0,2 |
| IIa, IIb, H | 0,3 | 0,2 ⁽¹⁾ |
| IIIa, IIIb, IV, F, Qa ⁽²⁾ | 0,2 | Descompresión |
| IIIc, Qb ⁽²⁾ , Qc ⁽²⁾ | 0,1 | |

⁽¹⁾ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasipermanente de acciones.

⁽²⁾ La limitación relativa a la clase Q sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura. En otros casos, se aplicará la limitación correspondiente a la clase general correspondiente.

Parece evidente que el uso de sistemas y materiales “novedosos” requerirá de un esfuerzo específico por parte de todas las partes implicadas y, especialmente por parte de los técnicos proyectistas si nos atenemos a lo expuesto en el Capítulo II, en el que se establecen los “Criterios de Seguridad y Bases de Cálculo”.

Artículo 6º Criterios de seguridad.

6.1 Principios.

Las exigencias del requisito de seguridad y estabilidad, así como las correspondientes al requisito de aptitud al servicio pueden ser expresadas en términos de la probabilidad global de fallo, que está ligada al índice de fiabilidad, tal como se indica en 5.1.

En la presente Instrucción se asegura la fiabilidad requerida adoptando el método de los Estados Límite, tal y como establece el Artículo 8º. Este método permite tener en cuenta de manera sencilla el carácter aleatorio de las variables de sollicitación, de resistencia y dimensionales que intervienen en el cálculo. El valor de cálculo de una variable se obtiene a partir de su principal valor representativo, ponderándolo mediante su correspondiente coeficiente parcial de seguridad.

Los coeficientes parciales de seguridad no tienen en cuenta la influencia de posibles errores humanos groseros. Estos fallos deben ser evitados mediante mecanismos adecuados de control de calidad que deberán abarcar todas las actividades relacionadas con el proyecto, la ejecución, el uso y el mantenimiento de una estructura.

6.2 Comprobación estructural mediante cálculo

La comprobación estructural mediante cálculo representa una de las posibles medidas para garantizar la seguridad de una estructura y es el sistema que se propone en esta Instrucción.

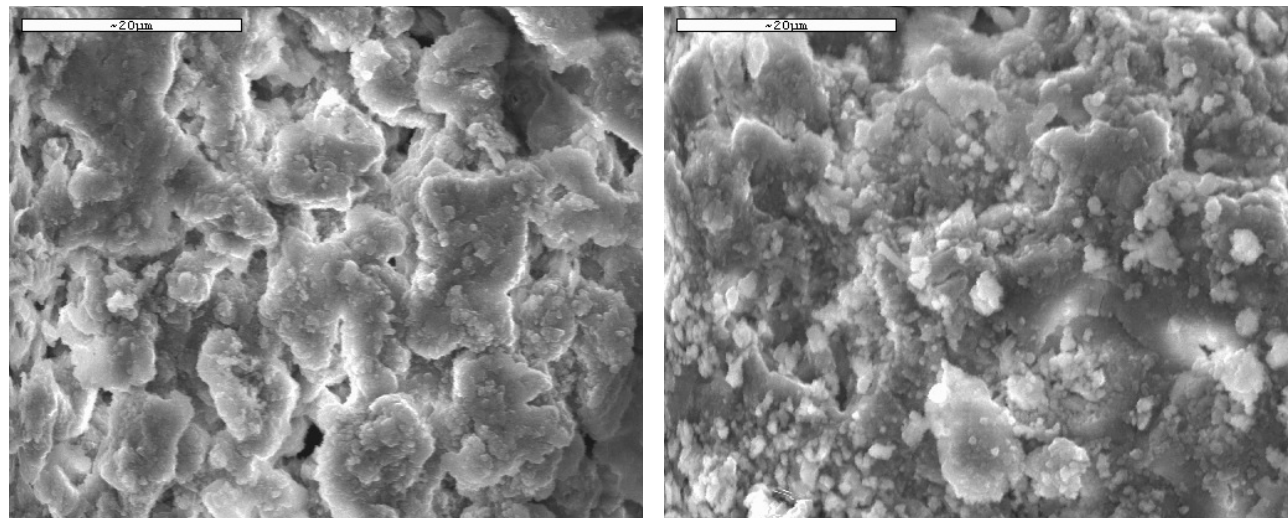
6.3 Comprobación estructural mediante ensayos

En aquellos casos donde las reglas de la presente Instrucción no sean suficientes o donde los resultados de ensayos pueden llevar a una economía significativa de una estructura, existe también la posibilidad de abordar el dimensionamiento estructural mediante ensayos.

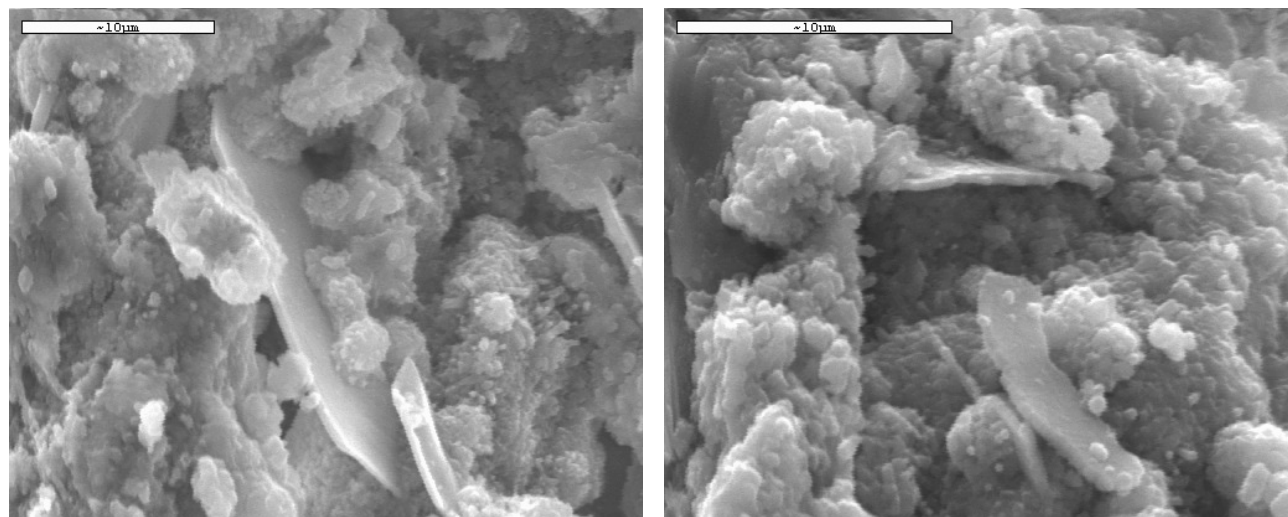
Este procedimiento no está desarrollado explícitamente en esta Instrucción y por lo tanto deberá consultarse en la bibliografía especializada. En cualquier caso, la planificación, la ejecución y la valoración de los ensayos deberán conducir al nivel de fiabilidad definido por la presente Instrucción, al objeto de cumplir las correspondientes exigencias.

1.2. APORTES DE LOS NUEVOS MATERIALES DE REFUERZO EN EL HORMIGÓN.

Hemos sido capaces de establecer que el adecuado mecanismo de trabajo de un sistema estructural de hormigón armado resulta del establecimiento de un factor de seguridad, asociado a los procesos de análisis (cálculo) y basado en el empleo de coeficientes parciales que tratan de acotar las incertidumbres asociadas al verdadero valor de las acciones y propiedades de los materiales. Parece surgir ahora el interés por asegurar que además estas condiciones de aptitud al uso del sistema se mantienen en el tiempo, esos nuevos requisitos de "durabilidad" que poco a poco y especialmente desde la promulgación de la EHE-98 se han implementado como conceptos normativos. Esta "nueva" problemática asociada a los criterios de durabilidad que todo sistema estructural ha de verificar deviene principalmente, en el caso de las estructuras de hormigón "reforzado", en el adecuado compromiso de los elementos de refuerzo (acero) frente a los efectos de la corrosión inherente a las condiciones de despasivación y modificación química del material que se asocia al conocido y continuo proceso de carbonatación propio del material.



Imágenes de una pasta de cemento CEM I 42,5 R, expuestas durante un año al exterior no protegido de la lluvia, apreciándose la formación de aglomerados de diferentes tamaños de carbonato cálcico (CaCO_3).



Imágenes de una pasta de cemento CEM I 42,5 R, expuestas durante un año a un ambiente interior (protegido), en las que se pueden apreciar las placas de portlandita rodeadas de nódulos de carbonato cálcico, lo que evidencia una inferior carbonatación que la presente en las probetas de las imágenes anteriores.

Todas estas imágenes corresponden a tomas con Microscopio Electrónico de Barrido, habiendo utilizado espectros EDX para poder determinar la composición de las fases para su identificación. Pertenecen a la Tesis Doctoral "Carbonatación del Hormigón; combinación de CO_2 con las fases hidratadas del cemento y frente de cambio de pH", de Isabel Galán García, de la que figuran como directoras M^º Carmen Andrade Perdix y Marta M^º Castellote Armero, presentada en la Facultad de Ciencias Químicas de la Universidad Complutense de Madrid en el año 2011 (ISBN 978-84-695-0996-8).

La actual normativa busca en la determinación de sistemas de prevención "geométricos" mecanismos de retardo de este proceso que se asume intrínseco al material. La definición de recubrimientos mínimos (r_{\min} , r_{nom}) y la limitación de aberturas máximas de fisura (w_{\max}) constituyen, junto con la especificación de condiciones de dosificación y granulometría y la selección de materiales (cemento fundamentalmente) los sistemas de adecuada protección del refuerzo, que aseguren su aptitud al uso en un tiempo determinado.

Sin embargo la serie de indeterminaciones que llevan a especificar la combinación de medidas adecuadas a un caso concreto se establece en función de unas condiciones de ataque o agresividad del medio que, especialmente en el caso de situaciones de agresividad importante, resultan, cuando menos, impredecibles a medio y largo plazo en base a la variabilidad de factores que condicionan la vida en servicio del material.

Cuando hablamos de adoptar materiales de refuerzo (armado) conformados de *matriz polimérica reforzadas con fibras* (FRP - Fibre Reinforced Polymer) provocamos un giro radical en el punto de vista asumido por la actual normativa respecto del método adecuado para asegurar las condiciones de servicio durante la vida útil de un sistema estructural. En lugar de establecer sistemas de protección del material sobre el que los hipotéticos procesos de corrosión establecerán los mayores compromisos, adoptamos materiales nuevos que presentan una mayor capacidad de resistencia frente a este tipo de ataques derivados de procesos químicos diversos.

La aceptación de que existe un proceso de envejecimiento del material que provoca una merma de sus propiedades resistentes resulta muchas veces acotada por el establecimiento de variables que han de ser necesariamente ponderadas por la incertidumbre que supone su materialización. Las condiciones normativas de suponer que "el proyecto, construcción y control de las estructuras que constituyen su ámbito de aplicación son llevados a cabo por técnicos y operarios con los conocimientos necesarios y la experiencia suficiente", nos llevan a adoptar, por ejemplo, valores de recubrimiento que implícitamente aceptamos superiores a los valores "teóricos" necesarios, en tanto que es preciso contemplar un "factor de seguridad" que pondere tanto el error humano de ejecución, como la posible modificación de los valores de agresividad del medio en el tiempo de servicio.

Los nuevos materiales de refuerzo (*composites*) buscan en su composición química y física un nuevo mecanismo de lucha contra el proceso de envejecimiento de los elementos de hormigón armado y que hasta el día de hoy sólo resulta contemplado como sustitutivo del acero en casos de extrema agresividad o de especiales requisitos de durabilidad (recordemos que la vida útil prescrita para el caso de edificios de carácter monumental, importancia especial o puentes de longitud total igual o superior a 10 m., se fija en la Tabla 5.1 de la EHE-08 en 100 años). Tal vez en estos casos comienza a sopesarse el concepto de sostenibilidad que indica que siempre resultará más eficiente el refuerzo o consolidación de un sistema estructural deteriorado, que su demolición y nueva ejecución, por lo que toda medida que redunde en una mayor vida en servicio de la estructura supone un valor sobreañadido en la misma.

La ausencia de una normativa de referencia específica para el ámbito geográfico europeo (exceptuando el contenido del *fib Bulletin No. 40, FRP reinforcement in RC structures*, del año 2007 y la *CNR-DT 203/2006, "Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars"*, del *Italian National Research Council*, Italia, también del año 2007), indica el aún carácter incipiente del sistema y la necesidad de establecer un adecuado marco normativo que regule su uso, puesto que en el mundo de "responsabilidades" en que nos movemos parece que éste ha de ser el camino natural de aceptación de todo nuevo material.

1.3. BREVE ACERCAMIENTO HISTÓRICO.

Resultaría obvio acudir a sistemas constructivos tradicionales en los que de una u otra manera las fibras vegetales constituían elementos activos que permitían mejorar determinadas propiedades mecánicas de los materiales base con los que interactuaban, pero dado el ámbito del estudio carece de interés establecer cualquier secuencia histórica que no se refiere en exclusivo al caso de fibras "artificiales". El proceso de estudio y desarrollo de materiales compuestos con fines "mecánicos", tomando como base los polímeros reforzados con fibra (FRP), podría haber tenido los siguientes hitos de especial interés.

1856 Alexander Parkes patentó en Londres un material "*tan duro como el marfil y sin embargo capaz de esparcirse en una forma similar al caucho de la India*". Era un compuesto de acetato de celulosa plastificado con alcanfor, este material "*Parkesine*" es reconocido como el primer polímero sintético hecho por el hombre.

1907 Leo Baekeland saca una patente de un producto denominado Baquelita, obtenido por la condensación de fenol y formaldehído, el predecesor de las resinas fenólicas basadas en resoles y ahora ampliamente empleados en algunos sectores industriales.

1922 El químico alemán Herman Staudinger presenta su teoría sobre las macromoléculas y establece las bases de la polimerización, determinando su hipótesis de que un polímero es una larga cadena de unidades pequeñas unidas por enlaces covalentes.

1928 Carothers desarrolla los primeros tejidos de poliamidas bajo el nombre comercial de Nylon.

1934 Carleton Ellis patentó las resinas de poliéster insaturado y presenta una patente para un poliéster a base de copolímeros.

1938 Aparece el politetrafluoretileno, de nombre comercial Teflón, desarrollado por Roy S. Plunkett para la empresa Dupont.

1940 Empresas como Bayer descubren los poliuretanos y Dow Corning y General Electric trabajan en el desarrollo de siliconas y resinas epoxídicas utilizadas como adhesivos (de nombre comercial Araldit).

1945 W. Brandt Goldsworthy de Industrial Plastic Co. construyó el primer cuerpo de automóvil en plástico reforzado.

1952 Primera producción en masa de un producto de FRP, comienza la producción en la empresa Molded Fiber Glass Tray Co. de 40.000 bandejas de distribución de pan para la empresa Wonder Bread.

1953 Ziegler crea el polietileno y Giulio Natta descubre el polipropileno, realizando estudios sobre catalizadores metalocénicos con los que logran el Nóbel de Química de 1963.

1963 Studebaker desarrolló la primera carrocería total en FRP para un vehículo descapotable (Avanti), lo que determinó la potencialización de los estudios sobre el comportamiento mecánico del material.

1968 Construcción de la estructura del Domo en Benghazi, primera aplicación de los materiales compuestos en la Ingeniería civil.

1970 Comienza a surgir en la Ingeniería como solución en la construcción el reforzamiento de estructuras con barras de FRP.

1971 Se termina en Londres el Mundial House, revestido con paneles de FRP.

1972 Se erige la estructura de cubierta del Dubai Airport empleando refuerzos de FRP.

1980 BP Chemicals Ltd, comercializó el primer grupo de sistemas fenólicos (resoles) que poseen buen comportamiento al fuego con baja emisión de humos y baja toxicidad.

1980 Las continuas demandas y exigencias del mercado determinan un mercado creciente de compuestos plásticos, especialmente en Europa y Estados Unidos. Surgen aplicaciones constructivas en los que no resulta posible el uso de refuerzos metálicos.

1983 Plecnik and Ahmad, con el primer proyecto fundador USDOT en los Estados Unidos. Owens-Corning Fiberglass identificó más de 50000 aplicaciones individuales de los plásticos reforzados en el mundo de la construcción y la ingeniería.

1986 Se construye en Alemania el primer puente pretensado con tendones de FRP.

1987 Se incrementó el uso de "Composites" reforzados con fibras de carbono en la industria aeroespacial en elementos estructurales internos y en superficies de control.

1992 Se construye en Aberfeldy (Escocia) el primer puente peatonal construido totalmente con compuesto FRP

1993 El interés del uso de FRP como refuerzo para el hormigón toma cuerpo con la aparición de la FRPRCS-1 (Fibre reinforced plastics for reinforced concrete structures), celebrada en Vancouver y que sucesivamente se trasladará a Ghent, Sapore o Cambrige, celebrándose en Guimaraes (Portugal) la edición número 11 en el año 2013.

1996 Se construye la primera losa para un puente con refuerzo de barras de FRP en McKinleyville (WV- EEUU), al que pronto seguirá el puente de Russell en Kansas.

Parte de la información mostrada aparece en el "Estudio de algunos materiales plásticos con fibras de vidrio y aramida y sus aplicaciones a la ingeniería", de Juan Flórez y Natalia Luján

Podemos establecer también un cierto recorrido histórico en el que se relate la evolución de las escasas normativas que regulan el uso y aplicaciones de los FRP como material de refuerzo para la estructuras de hormigón. Para ello podemos abordar el desarrollo que han seguido en las principales áreas de uso, que corresponden a Japón, Canadá, Estados Unidos y Europa.

JAPON

1980 Comienzan a prepararse los primeros documentos normativos, que evolucionarán de forma continuada hasta mediados de la década de los 90, dando lugar a tres documentos finales que se resumen en:

- Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials, finalmente editado por la Japan Society of Civil Engineers (JSCE) en 1997.
- Guideline for Structural Design of FRP-Reinforced Concrete Buildings in Japan, publicada por el Ministry of Construction of the Japanese Government en 1993, adecuada especialmente para las obras de edificación
- Design Methods for Prestressed FRP-Reinforced Concrete Building Structures, publicada igualmente por el Ministry of Construction of the Japanese Government en 1993, en el que se relatan las condiciones de pretensado.

CANADA

1990 Se crea el Technical Committee on the Use of Advanced Composite Materials in Bridge and Structures, que promueve, con el apoyo del Canadian Federal Government la formulación del Network on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, en el año 1992.

2000 Se complete el espectro normativo con documentos específicos para usos determinados, como podrían ser:

- Fiber Reinforced Concrete, del Canadian Highway Bridge Design Code
- Design and Construction of Building Components with FRP, del Canadian Standards Association.



ESTADOS UNIDOS

1980 Comienzan los primeros estudios de normalización, promovidos por la National Science Foundation and the Federal Highway Administration, que establecen mecanismos de análisis, control y experimentación con diferentes universidades y organismos.

1990 Surge el comité 440 dentro del American Concrete Institute (ACI) con el fin de estudiar las posibilidades del refuerzo con material FRP, que se concreta en el año 1996 de un documento de inicio del que surgen sucesivas modificaciones y puntualizaciones.

2001 Toman forma las primeras concreciones normativas que se articulan en base a estos dos documentos:

- Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars.
- Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.

2004 ACI 440.3R-04 "Guide for Test Methods for Fiber Reinforced Polymers (FRP) for Reinforcing and Strengthening Concrete Structures,"

ACI 440.4R-04 "Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons,"

2006 ACI 440.1R-06 "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars,"

2007 ACI 440R-07 "Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures,".

2008 ACI 440.5-08 "Specification for Construction with Fiber-Reinforced Polymer Reinforcing Bars,"

ACI 440.6-08 "Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Concrete Reinforcement,"

ACI 440.2R-08 "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures,"

2010 ACI 440.7R-10 "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures"

EUROPA

1993 Bajo el programa Eurocrete, que integra a países como Gran Bretaña, Suiza, Francia, Holanda o Noruega, se pretende fomentar el uso de los refuerzos de FRP como armado del hormigón.

2001 La Federation Internationale du Beton (FIB) crea el grupo Task Group 9.3 "FRP Reinforcement for Concrete Structures" cuya misión es establecer un código normativo para el diseño de este tipo de estructuras, que siga el formato generado por el Eurocódigo 2.

2007 Se promulga el conocido como Boletín 40, o *fib.ceb* n°40 "Technical Report on the Design and Use of Fibre Reinforced Polymer Reinforcement (FRP) in Reinforced Concrete Structures" y que constituye el documento principal de aplicación en el ámbito europeo.

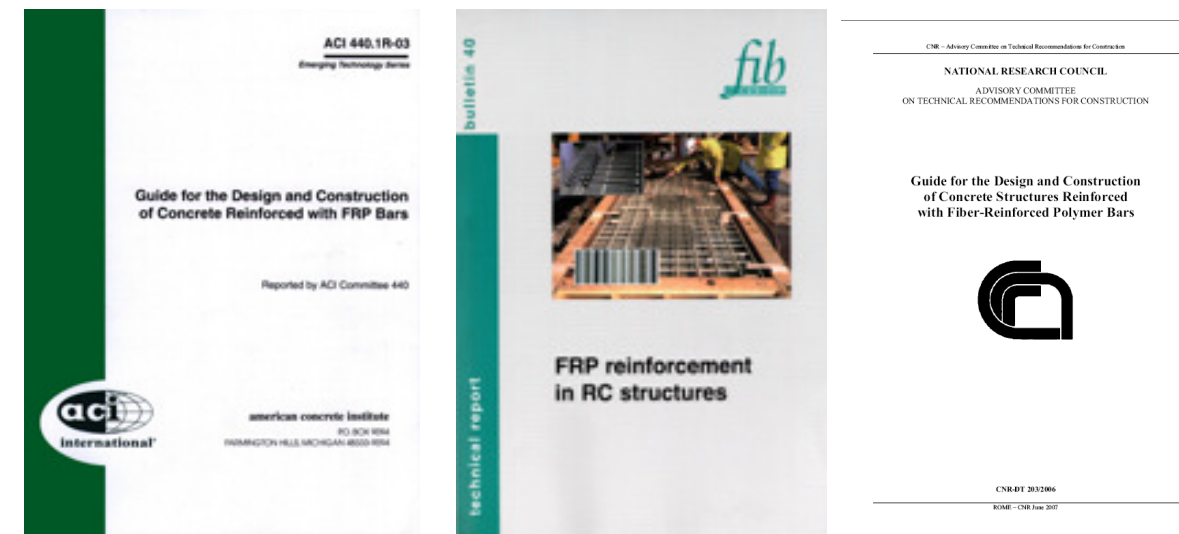
OTROS AMBITOS

Junto con los documentos citados coexisten otra serie de normativas de aplicación más restringida, circunscrita a países o experiencias concretas:

1998 "Eurocrete Modifications to NS3473 when Using FRP Reinforcement", promulgado en Noruega.

1999 La Institution of Structural Engineers británica publica una guía interna con un conjunto de recomendaciones para el diseño de estructuras de hormigón armado con materiales de FRP, en la que se excluyen los casos pretensados y los refuerzos con armados exteriores a la sección.

2006 El gobierno italiano promulga la CNR-DT 203/2006 "Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars", que complete diferentes documentos parciales publicados desde el año 2004.



2. COMPOSITOS. MATERIALES COMPUESTOS.

"Es posible que la segunda mitad del siglo XX y el siglo XXI sean considerados como la época de los productos sintéticos, es decir, de los plásticos, las fibras artificiales, los cauchos sintéticos, los materiales compuestos y los adhesivos sintéticos.

Desde hace aproximadamente 100 años se ha ido creando una industria masiva que simboliza al siglo XX del mismo modo que el hierro y el acero caracterizaron al siglo XIX "

MIRAVETE di MARCO, Antonio

"Los nuevos materiales en la construcción"

Ed. Reverté. Barcelona (1995)

Resulta un cierto contrasentido hablar de "composites" en el caso del hormigón reforzado (armado), puesto que la propia definición de un "material" estructural conformado a partir de la adecuada disposición y combinación de dos materiales a fin de poder aprovechar simbióticamente sus propiedades preferentes, parece caracterizar perfectamente al tradicional "hormigón armado" (acero).

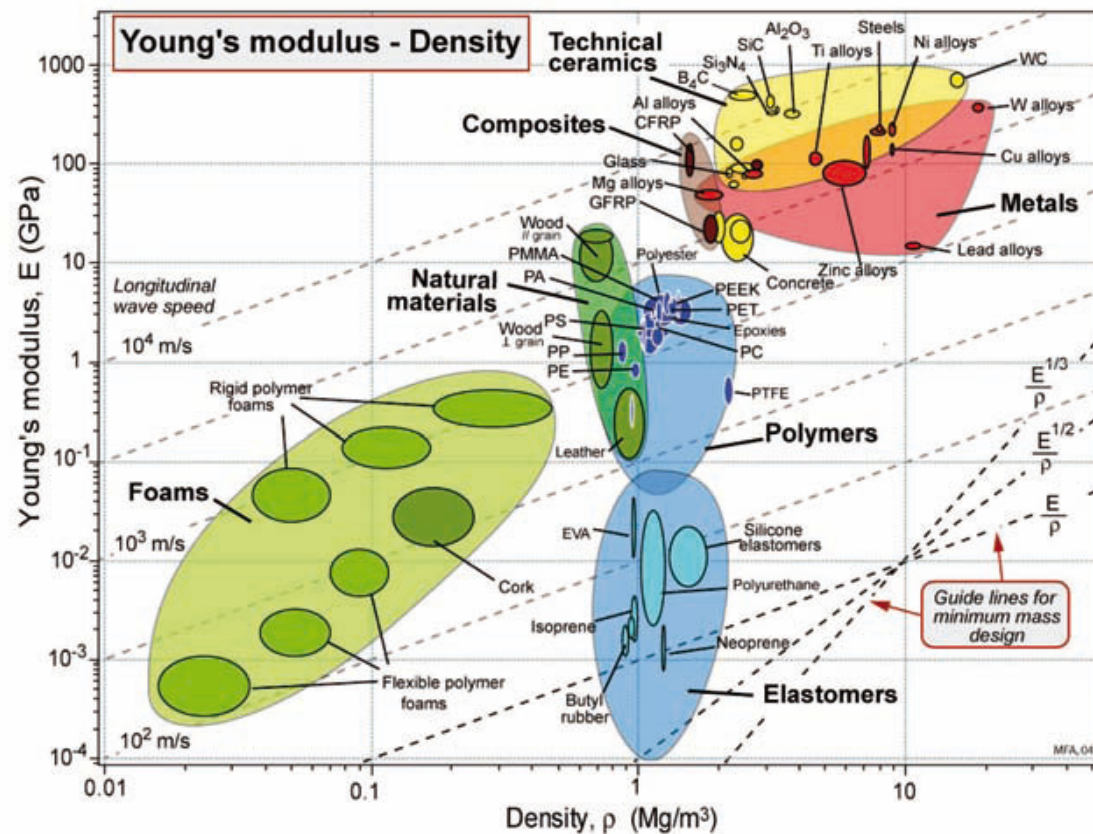
Pero si acotamos el tratamiento al caso del material de refuerzo (armado) no resulta tan habitual acudir a la búsqueda de nuevos materiales compuestos, capaces de aportar características y propiedades específicas. Aunque admitamos que el acero resulta sin duda el material protagonista principal destinado a dotar de una cierta capacidad de flexión (tracción) a los elementos de hormigón armado, existen múltiples soluciones materiales que poco a poco se van incorporando al catálogo de propuestas y alternativas de ejecución. Desde las soluciones de hormigones de "altas prestaciones", hasta los aparentemente menos tecnificados sistemas de refuerzo a base de fibras de caña de azúcar o de coco, se vienen implementando en la actualidad sistemas tan particulares y específicos que parecen intuir para el hormigón armado un nuevo desarrollo tecnológico, frente al agotamiento de posibilidades que indicaban las experiencias llevadas a cabo en el siglo pasado.

Un composite estructural es un sistema material conformado por dos o más fases (materiales) en una escala macroscópica, cuyas propiedades físicas y su comportamiento mecánico están diseñados para resultar superiores a las ofertadas por los materiales constituyentes, cuando éstos actúan independientemente. Se trata de materiales heterogéneos, constituidos por una matriz plástica orgánica (polímero) asociada con un refuerzo fibroso, por lo general de vidrio o de carbono, que puede presentarse en forma de partículas, mats, fibras cortas, largas o continuas. Una de las fases resulta discontinua, conocida habitualmente como "fibra", la cual está conformada por un material rígido y otra fase continua (plástica) en la que se embebe la anterior y que es llamada "matriz". En realidad son las fibras las que casi siempre las encargadas de soportar y transmitir las cargas y tensiones y las matrices plásticas sirven únicamente para estabilizarlas y repartir de manera adecuada las sollicitaciones entre el conjunto de fibras.

La combinación de una fibra con una resina da lugar a un material compuesto de matriz polimérica. Un buen número de estos materiales compuestos han surgido para aprovechar las excelentes propiedades de las fibras en elementos estructurales donde tienen que soportar estados tensionales complicados, con cargas concentradas y esfuerzos de flexión, torsión y compresión.



La matriz polimérica orienta las fibras en la dirección adecuada, distribuye las tensiones entre ellas, las protege de la abrasión, la erosión y del ataque químico, proporcionando la rigidez necesaria para evitar el pandeo de las mismas en compresión. Sin embargo, no sólo las propiedades mecánicas estructurales del material son interesantes, es su conjugación con la ligereza del material lo que les confiere propiedades específicas (por unidad de peso) elevadas capaces de competir y superar a muchos materiales tradicionales en numerosos ámbitos de aplicación. De hecho, el éxito de los materiales compuestos tanto tecnológica como industrialmente se sustenta en la capacidad de los mismos para aportar valiosas propiedades funcionales que los diferencian de otros productos competidores más tradicionales, aun cuando su proceso de fabricación resulte, en general, más costoso que el de los materiales tradicionales.



Diseño de materiales estructurales en función de su módulo elástico específico (por unidad de masa) ASHBY, M.F.

"Materials Selection and Process in Mechanical Design" Ed. Butterworth Heinemann. Oxford (1999)

Las propiedades de un material compuesto dependen de las propiedades de los materiales, su geometría, y la distribución de las fases. Uno de los parámetros más importantes es la fracción en volumen o en peso de fibras en el material compuesto. La distribución del refuerzo (fibras) determina la homogeneidad o uniformidad del sistema del material. Cuanto menos uniforme es la distribución del refuerzo, y cuanto más heterogéneo sea éste, presentará una mayor probabilidad de fallo en las áreas débiles, es decir, en las de menor densidad de fibras. Esta homogeneidad geométrica y la orientación de las fibras de refuerzo determinarán la anisotropía del sistema.

Las fases del sistema compuesto tienen diferentes funciones que dependen del tipo y aplicación del material compuesto. En el caso de un material compuesto de bajo o medio comportamiento, el refuerzo es usualmente en la forma de fibras cortas o partículas, proporcionando alguna rigidez, pero sólo frente a esfuerzos locales del material. La matriz en cierta forma es el principal elemento que soporta y transmite las cargas y tensiones, caracterizando las propiedades mecánicas del material.

En el caso de compuestos estructurales de alto comportamiento, se emplean generalmente refuerzos con fibra continua, que se constituye en la columna vertebral del material, determinando su rigidez en la dirección de la fibra y gobernando la manera en que los esfuerzos locales se transfieren de una fibra a otra. La interfase, el contacto entre fibras a pesar de su mínima dimensión, puede jugar un importante rol en el control del mecanismo de fractura, la fuerza necesaria para provocar esta fractura y en conjunto el comportamiento, esfuerzo-deformación que presenta el material.

Los FRP utilizados en el ámbito de los sistemas estructurales están formados generalmente por fibras de muy alta resistencia embebidas en una matriz sobre la que recae la misión de aglutinar y proyectar estas fibras. Los tipos de fibra empleados suelen caracterizar nominalmente a los FRP que, en el caso que nos ocupa serán preferiblemente de carbono (CFRP), de aramida (AFRP) y de vidrio (GFRP), aunque últimamente aparece también el basalto (BFRP), no incluido en ninguna norma dada la ausencia de valores característicos sobre este material.

| | Acero | GFRP | CFRP | AFRP |
|------------------------------|-------------|------------|------------|-------------|
| Tensión nominal (MPa) | 276 a 517 | --- | --- | --- |
| Resistencia a tracción (MPa) | 483 a 690 | 483 a 1600 | 600 a 3690 | 1720 a 2540 |
| Módulo de Elasticidad (GPa) | 200 | 35 a 51 | 120 a 580 | 41 a 125 |
| Deformación de fluencia (%) | 0,14 a 0,25 | --- | --- | --- |
| Deformación de ruptura (%) | 6,0 a 12,0 | 1,2 a 3,1 | 0,5 a 1,7 | 1,9 a 4,4 |

Tabla 2.1 del ACI 440.1R-06. Propiedades típicas del refuerzo de FRP a Tracción* (corresponden con valores típicos para una fracción de volumen de fibras entre 50% y 70%)

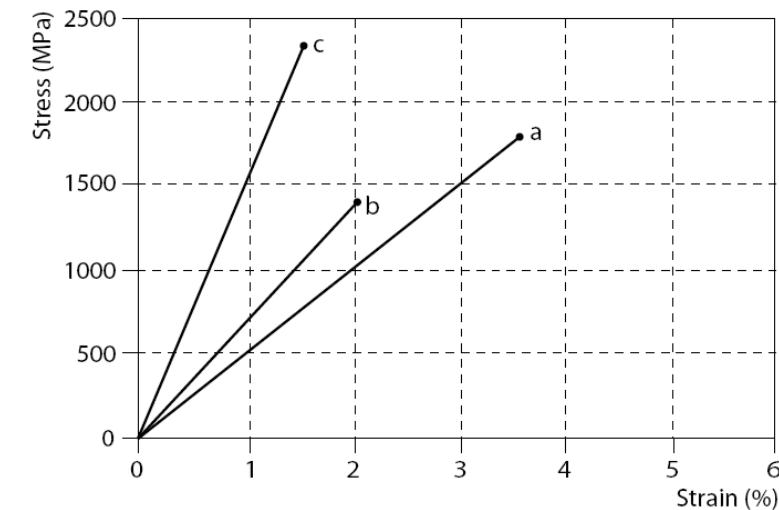


Diagrama Tensión-Deformación de un composite de epoxy en la dirección de las fibras (a → GFRP; b → AFRP; c → CFRP) Fig. 2.11 fib_n40

2.1. CLASIFICACIÓN DE UN MATERIAL COMPUESTO (SEGÚN LA FORMA DE SUS FIBRAS).

Atendiendo a la forma que presentan sus agregados se pueden establecer tres categorías fundamentales: **materiales particulados** (formados o reforzados por agregados de partículas), **fibras** (materiales reforzados por fibras) y **materiales estructurales**, que a su vez podemos dividir en laminares y tipo "sandwich". Aunque en el caso de elementos estructurales se pueden presentar estos refuerzos en forma de partículas (esféricas, laminares, ...) o en fibras, resulta para nuestro caso (barras de refuerzo) mucho más interesante el segundo, ya que en el primero las partículas no tienden a absorber una parte importante de la tensión que soporta el material compuesto, por lo que apenas son capaces de mejorar las capacidades resistentes del material base que forma la matriz. Incluso puede aparecer una pérdida de resistencia como en el caso de la introducción de partículas duras en matrices frágiles, dado que aquellas provocan concentraciones de tensión que afectan a la resistencia de éstas.

Por tanto los materiales reforzados con fibras resultarán los de mayor interés en el caso de búsqueda de buenas propiedades mecánicas. Experimentalmente se comprueba que la resistencia real de la mayoría de los materiales empleados es sensiblemente inferior a la que teóricamente debería poseer por el tipo de estructura que el material tiene. La razón de esta discrepancia está en la existencia de imperfecciones en el material, de manera que cualquier acción encaminada a la reducción de éstas tiene un efecto beneficioso sobre la resistencia. En particular, las grietas que aparecen en sentido perpendicular a la dirección de la carga son particularmente negativas para la resistencia, estando ésta controlada en tales situaciones por la tenacidad a la fractura del material. Esto explica el hecho de que un filamento de un material no polimérico exhibe una resistencia a la tracción en su directriz muy superior a la que presentaría el mismo material pero con volumentrias de dimensiones similares en las tres direcciones, ya que se reduce la posible existencia de defectos en el filamento debido a las pequeñas dimensiones de la sección transversal. En el caso de los materiales poliméricos, es la orientación de la estructura molecular la responsable de la resistencia y rigidez.

Sin embargo, las fibras, debido principalmente a las pequeñas dimensiones de la sección transversal, no son directamente útiles en las aplicaciones ingenieriles más comunes. Son por ello embebidas en matrices para formar los materiales compuestos reforzados con fibras, en los que la matriz une las fibras transfiriendo la carga entre fibras (sobre todo en el caso de fibras discontinuas o cortas), protegiendo éstas contra agentes exteriores así como frente a los posibles daños derivados de su uso y manipulación (erosión o abrasión).

2.1.1. MATERIALES REFORZADOS CON PARTÍCULAS.

Las partículas de refuerzo son habitualmente más duras y resistentes que la matriz, se cohesionan fuertemente con ésta y mejoran apreciablemente sus propiedades mecánicas. Según el tamaño de las partículas, pueden distinguirse dos tipos de composites particulados diferentes: los composites reforzados por dispersión y los composites con partículas grandes.

2.1.1.1. COMPOSITOS REFORZADOS POR DISPERSIÓN.

Presentan partículas de tamaño muy pequeño (<100 µm.), homogéneamente distribuidas por toda la matriz. Su efecto es similar al que produce el fenómeno de la precipitación o proyección en una aleación metálica. Las pequeñas partículas, aunque no son insertas en la matriz, actúan a nivel atómico-molecular con ésta, impidiendo la propagación de las dislocaciones o roturas de las cadenas poliméricas, con el consiguiente aumento de la dureza y de la resistencia a la deformación plástica y a la tracción del material base. Pero en cualquier caso, es la propia matriz la que soporta mayoritariamente las fuerzas que actúan sobre ella.

Normalmente, este tipo de refuerzo se aplica en metales y aleaciones metálicas, utilizándose generalmente óxidos metálicos como fase dispersiva. Obviamente deben ser materiales duros, inertes para no reaccionar con la matriz y poco solubles en ésta (porque la solubilidad favorece la formación de enlaces indeseables entre la matriz y las partículas). El endurecimiento obtenido en estos materiales por procesos de dispersión no es tan elevado como el que puede conseguirse por precipitación, pero sin embargo, tiene la ventaja de que se mantiene a altas temperaturas durante periodos de tiempo prolongados. Recordemos que en los materiales que resultan precipitados, los tratamientos térmicos reducen su resistencia al absorber una fase a la otra.

Ejemplos importantes de composites reforzados por dispersión lo constituyen el sistema Al-Al₂O₃ (14%), utilizado en reactores nucleares, el sistema Ni-ThO₂ (3 %), aplicado en componentes de turbinas, y el sistema W-ThO₂ (ZrO₂), que se aplica en filamentos y resistencias calefactoras. Todos estos materiales deben ser preparados por metalurgia en polvo, dadas sus elevadas temperaturas de fusión y dureza.

2.1.1.2. COMPOSITOS CON PARTÍCULAS GRANDES.

También se les denomina composites aglomerados y composites verdaderamente particulados ("true particulated composites"). Dado su tamaño, la interacción de estas partículas con la matriz no tiene lugar a nivel atómico o molecular, y sus efectos se producen a nivel macroscópico. Las partículas restringen los movimientos de la matriz que les rodea y van a soportar una parte importante

de las fuerzas que se ejercen sobre ella. Evidentemente, su efectividad aumenta con la cohesión matriz-partícula que se consigue establecer.

Las partículas pueden tener geometrías y tamaños diferentes, pero se debe intentar que presenten dimensiones similares en todas las direcciones, para evitar orientaciones que presenta una mayor fragilidad. Además hay que tener en cuenta que la cohesión con la matriz será mejor cuanto menor sea su tamaño y más homogénea sea su distribución. Por otra parte, se pueden modular las propiedades mecánicas del composite preparado teniendo en cuenta que, de acuerdo a la regla de las mezclas, las propiedades finales dependen del volumen relativo de ambas fases.

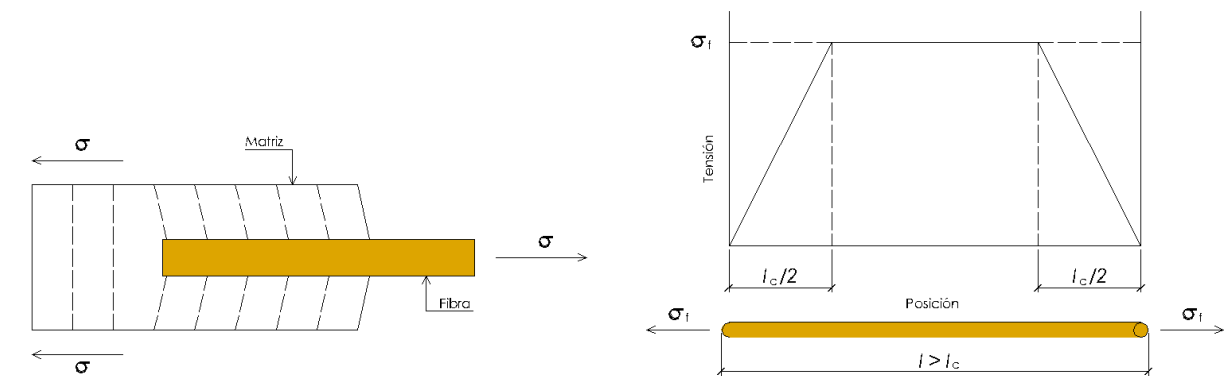
Se preparan este tipo de composites especialmente sobre matrices metálicas y poliméricas, utilizando partículas cerámicas como refuerzo, aunque también hay materiales muy importantes con matriz cerámica. Algunos de estos materiales se vienen utilizando desde hace muchos años, caso del hormigón o el asfalto, otros por el contrario son nuevos materiales de reciente diseño, como sucede en el caso de los cermet.

2.1.2. MATERIALES REFORZADOS CON FIBRAS.

Básicamente, el objetivo es conseguir materiales con una elevada resistencia y rigidez, que se mantenga en condiciones de bajas o altas temperaturas, y que presenten simultáneamente una baja densidad, lo cual se consigue empleando materiales "ligeros" tanto en la matriz como en las fibras. Entre los factores que deben ser tenidos en cuenta a la hora de diseñar estos materiales se encuentran la longitud, diámetro, orientación, concentración y propiedades de las fibras, las propiedades de la matriz y la conexión y compatibilidad física y química entre las fibras y la matriz.

2.1.2.1. LONGITUD Y DIÁMETRO.

Las fibras se clasifican en cortas, largas y continuas, pero en realidad es la relación l/d la que determina la resistencia que una fibra va a comunicar a la matriz. Es interesante que el diámetro sea pequeño para reducir el número de defectos y dificultar su propagación. También interesa que las fibras sean lo más largas posibles, porque los extremos de las mismas soportan menos carga que las partes centrales. Por consiguiente, interesa que la relación l/d sea lo mayor posible.



Deformación de la matriz que rodea una fibra cuando ésta es sometida a tracción

Para cada material, existe una longitud de fibra crítica, l_c , a partir de la cual se produce un importante aumento en la resistencia. Esa longitud crítica depende del diámetro de la fibra, de su resistencia a la tracción (σ_f) y de la resistencia de la unión matriz-fibra (τ_c).

En las fibras de vidrio y carbono comunes la longitud crítica suele ser del orden de 1mm.

$$l_c = \frac{\sigma_f \cdot d}{2 \cdot \tau_c}$$

Si la longitud de la fibra es menor que l_c el refuerzo conseguido es muy pequeño. Por el contrario, si estamos en dimensiones $l > l_c$ (15 veces más) se dice que la fibra es continua, y es así como resultan propiedades generalmente más interesantes en la preparación de composites.

2.1.2.2. CONCENTRACIÓN Y ORIENTACIÓN.

En principio, cuanto mayor es el contenido en fibras del material, mayor es el incremento de resistencia producido. En la práctica, sin embargo, contenidos mayores del 80% en volumen no resultan convenientes, puesto que en estos límites puede suceder que las fibras no se encuentren completamente rodeadas por la matriz, perdiendo homogeneidad el material al dificultarse la transmisión de esfuerzos entre las fibras.

Las fibras cortas se introducen habitualmente de forma desordenada (caso de la fibra de vidrio), lo que proporciona un comportamiento isotrópico y facilita mucho la preparación. Por el contrario, las fibras largas y continuas se colocan habitualmente alineadas en una determinada dirección, lo que proporciona una excelente resistencia a la tracción en esa dirección. Sin embargo, su capacidad de soportar cargas en la dirección transversal es muy pequeña. En los últimos años, es cada vez más frecuente la utilización de fibras cortas alineadas. El incremento de la resistencia es sensiblemente inferior (50%) que el obtenido mediante fibras largas, pero su preparación es en muchos casos más barata. Para corregir este defecto se recurre a la introducción de fibras largas apiladas en diferentes direcciones, o incluso formando entramados tridimensionales.

2.1.2.3. PROPIEDADES DE LA FIBRA.

Generalmente se necesita una fibra que sea resistente, indeformable y ligera. Además, si el composite va a utilizarse a altas temperaturas, se requerirá también que la fibra tenga un alto punto de fusión. De acuerdo a sus características y diámetros, los componentes fibrosos se clasifican en *whiskers* (triquitas), *alambres* y *fibras*.

Los whiskers son monocristales muy delgados que presentan las mayores relaciones *l/d*. Debido a su pequeño diámetro tienen muy pocos defectos y por tanto resistencias muy elevadas. Sin embargo, son difíciles de incorporar a las matrices y sus precios son muy elevados. Se preparan whiskers de grafito, alúmina, carburo y nitruro de silicio, fundamentalmente. Los alambres se presentan habitualmente en diámetros grandes, y suelen ser de acero, wolframio o molibdeno. Este tipo de fibras constituyen los refuerzos radiales de los neumáticos y mangueras de alta presión. Las fibras son los materiales más empleados, pueden ser cerámicas (vidrio, carbono, alúmina, carburo de silicio), metálicas (boro, berilio, wolframio) o poliméricas (aramidas).

2.1.2.4. PROPIEDADES DE LA MATRIZ.

La matriz debe ejercer diferentes funciones: mantener las fibras en su posición más adecuada, protegerlas de daños durante el procesado y la utilización del composite, transmitir a las fibras las cargas que soporta el material, evitar que la fractura de una fibra se propague a las demás, etc. También es generalmente la responsable de las propiedades químicas, eléctricas y térmicas del composite. Por consiguiente, entre sus propiedades deben encontrarse la ductilidad, elasticidad, resistencia a la erosión, resistencia térmica, etc.

Las matrices más habituales son las poliméricas, seguidas de las metálicas, por su elevada ductilidad. Prácticamente todos los polímeros termoplásticos y termoestables se comercializan reforzados, al menos, por fibras de vidrio cortas. Entre las matrices metálicas predominan las de aluminio y cobre, y en menor medida magnesio, níquel y algunas aleaciones intermetálicas. Se utilizan en composites que operan a altas temperaturas, pero son mucho más caras que las plásticas.

2.1.2.5. CONEXIONES FIBRA-MATRIZ.

La adherencia entre la fibra y la matriz debe ser máxima, tanto para evitar su deterioro (desprendido), como para que la transmisión de la carga desde la matriz a las fibras sea óptima. Normalmente, con matrices poliméricas y metálicas la adherencia es muy buena, no obstante, también pueden utilizarse recubrimientos para las fibras que favorecen sus enlaces con la matriz. Así, las fibras de vidrio y carbono suelen recubrirse de algún material orgánico (silanos, generalmente) para mejorar sus enlaces con los polímeros. También es preciso tener en cuenta que, si la fibra y la matriz no presenta similares respuestas térmicas (expansión - contracción) los enlaces se romperán con facilidad.

2.1.2.6. PROCESADO DE COMPOSITOS REFORZADOS POR FIBRAS

La fabricación de composites reforzados por fibras puede llevarse a cabo mediante diferentes métodos, que dependen de la composición del material y de las futuras aplicaciones que se deseen. Así para la preparación de composites de fibra corta generalmente se lleva a cabo un moldeado (por inyección si la matriz es polimérica) de la mezcla. Sin embargo, para la fabricación de composites de fibra larga se han tenido que diseñar métodos especiales, entre éstos destacan la **pultrusión**, la producción con **preimpregnado** y el **bobinado de filamentos**.

Pultrusión.

Se utiliza para preparar materiales de forma alargada y sección (rectangular o circular) constante: tubos, vigas, raíles. Las fibras, en forma de mechas normalmente, se pasan a través de un baño de resina termoestable y a continuación atraviesan por un molde que les confiere la preforma deseada y determina la proporción adecuada de resina/fibra. Finalmente, el material pasa a través de un horno-molde para su curado y moldeado definitivo de forma precisa. Un mecanismo de tracción arrastra el material a través de los moldes y determina la velocidad del proceso de fabricación. Es un método continuo, fácilmente automatizable, que permite producir rápidamente y a bajo coste grandes cantidades de material, que puede ser posteriormente recortado en la forma deseada. Este método se utiliza fundamentalmente en materiales que contienen un 40-70 % de fibra en matrices de poliéster o resinas epoxi.

Preimpregnado.

Consiste en la fabricación de cintas con las fibras recubiertas de una matriz polimérica parcialmente curada. El procedimiento empleado para la preparación de estas cintas consiste en colocar alineadas las fibras entre dos hojas de papel o láminas metálicas muy finas, una de soporte y otra desechable, y prensarlas en caliente con la ayuda de dos rodillos. La hoja desechable se cubre previamente con una capa delgada de la resina, y con ayuda de un rasero se extiende esa resina sobre las fibras y la otra hoja formando una película uniforme. El producto final se va enrollando sobre un núcleo de cartón formando una bobina, al tiempo que se elimina la hoja desechable. Cuando se utilizan hojas metálicas normalmente no se enrollan sino que el producto final se suministra en forma de láminas. Hay que tener en cuenta que las cintas se curan por sí mismas a temperatura ambiente, por lo que es preciso reducir el tiempo que dura el procesado. Al cabo de seis meses normalmente la resina se cura por completo y el material queda inservible.

Las cintas así preparadas se aplican sobre las superficies que actúan como molde, aplicando tantas capas como se necesite en función del grosor requerido. Además no suelen apilarse en la misma dirección para conseguir una resistencia isotrópica. Para que las cintas se enlacen convenientemente durante el curado se utilizan tanto la presión mecánica como gases a presión o vacío. De esta manera se fabrican habitualmente componentes estructurales de gran tamaño empleados en el fuselaje de los aviones, o de otros vehículos como automóviles y camiones.

Bobinado de filamentos.

Es un proceso mediante el cual las fibras se enrollan sobre un molde generalmente cilíndrico, para dar lugar a un entramado sólido que puede llegar a tener hasta 1m. de grosor. Las fibras pueden impregnarse en la matriz polimérica, formando una cinta, antes de su bobinado, o se puede añadir la resina durante el enrollado o incluso después de éste. Posteriormente el material es curado en un horno, o secado a temperatura ambiente, y finalmente se extrae el molde. Se pueden aplicar diferentes tipos de bobinado (circular, helicoidal, polar) para conseguir las propiedades mecánicas deseadas. Es también una técnica rápida y de bajo coste, que permite obtener estructuras ligeras pero de alta resistencia y con gran control sobre la uniformidad del refuerzo. Se emplea en la fabricación de tanques de almacenamiento, carcasas de motores, tuberías especiales y ciertos componentes estructurales.

2.1.3. MATERIALES LAMINARES.

Los composites laminares se caracterizan por su elevada resistencia en todas las direcciones, siendo además ligeros y de bajo coste. Pueden tener también propiedades térmicas interesantes, y generalmente se diseñan para que su resistencia a la abrasión y a la corrosión sea buena.

Los más comunes de estos materiales son los llamados **laminados**, formados por láminas de materiales con elevada resistencia en una determinada dirección (madera, plásticos reforzados con fibras alineadas, ...). Estas láminas se apilan y se unen entre sí de manera que las direcciones preferentes de elevada resistencia se van alternando. De esta manera el material final tiene una elevada resistencia en todas las direcciones (evidentemente siempre inferior a la que tendría en la dirección preferente si todas las láminas se apilaran con igual orientación). El adhesivo utilizado para unir las láminas es habitualmente un polímero que endurece por calentamiento y presión.

Entre los laminados más habitualmente empleados se pueden citar los vidrios de seguridad, formados por dos láminas de vidrio unidas por un adhesivo plástico que impide que en caso de rotura salgan despedidos los trozos de vidrio. También se utilizan otros laminados en aislamientos térmicos, eléctricos y sonoros, para tratar y proteger un material (ej., formica), etc.

Mención especial merecen los **microlaminados**, compuestos de láminas de aluminio alternadas con láminas de polímeros reforzados con fibras. Algunos de ellos como el Arall, con láminas de Kevlar muy delgadas adheridas a las láminas de aluminio, se utilizan en los fuselajes de los aviones. Estos compuestos son sumamente ligeros, pero al mismo tiempo muy duros y resistentes a la corrosión, a la fatiga y al impacto. Además, no se ven afectados por la luz (a diferencia de los polímeros) y se mecanizan y reparan con cierta facilidad.

2.1.4. ESTRUCTURAS TIPO "SANDWICH".

Las estructuras "sándwich" más comunes constan de dos láminas externas resistentes, llamadas caras, separadas por una capa de material menos denso y resistente, llamado núcleo. Los materiales de las caras suelen ser de acero, aleaciones de aluminio, titanio, madera, plásticos reforzados e incluso papel. Su misión es resistir las fuerzas sobre el plano y los esfuerzos de flexión transversal. Para el núcleo se utilizan materiales muy ligeros como los polímeros espumosos, caucho, cementos, madera de balsa. Su función es mantener separadas las caras evitando las deformaciones perpendiculares a éstas proporcionando flexibilidad y también aumentar la resistencia a la cizalladura.

La elección de los materiales que van a componer el "sándwich" depende obviamente de la aplicación para la que se desee. Así, uno de los compuestos sándwich más conocidos es el cartón corrugado que se utiliza como protector en embalajes, compuesto por tres capas de papel, dos lisas en el exterior y una interna corrugada pegada a las otras dos. En el otro extremo tenemos las estructuras en *panal*, como son las utilizadas en la industria aeronáutica. En este caso el material utilizado es habitualmente una aleación de aluminio ligera. El núcleo se obtiene pegando entre sí varias láminas corrugadas (formando huecos hexagonales, cuadrados, sinusoidales, etc.) y finalmente al panal se pega una lámina de aluminio de mayor grosor por cada cara. Este conjunto tiene una excelente resistencia con una densidad mínima. Además los huecos pueden ser rellenados con una espuma polimérica que proporcione además un aislamiento térmico y/o acústico y un buen comportamiento frente a las vibraciones.

2.1.5. NUEVOS COMPOSITOS DE MATRIZ CERÁMICA Y MATRIZ METÁLICA.

Sobre estos composites se viene investigando intensamente durante los últimos años, habiéndose obtenido un gran número de compuestos. En general, el interés sobre los mismos se centraba en sus posibles aplicaciones en la industria aeroespacial, pero muchos de ellos se utilizan ya en otro tipo de industrias, y en especial la del automóvil.

Los composites de matriz metálica se refuerzan generalmente con fibras, cerámicas o metálicas, y/o partículas cerámicas. Las matrices empleadas son generalmente aluminio y cobre, especialmente el primero por su elevada ductilidad. El aluminio puede ser reforzado con partículas de alúmina y carburo de silicio, así como por *whiskers* de este último material. Sin embargo, las mayores resistencias se obtienen reforzándolo con fibra continua de boro, SiC, alúmina o grafito, y también metales como el wolframio. Normalmente no se utilizan fibras poliméricas por su baja resistencia térmica, pero también existe un grupo interesante de materiales, *polymets*, que se producen por extrusión en caliente de polvo de aluminio con polímeros de alta temperatura de fusión. El polímero es obligado a reducirse en una elevada proporción, de manera que se originan filamentos en una matriz compacta de aluminio.

Los composites de matriz cerámica son aún más recientes, y normalmente contienen fibras cerámicas como refuerzo. La intención fundamental es aprovechar la alta resistencia térmica de los materiales cerámicos al tiempo que se mejora su resistencia y tenacidad. Así por ejemplo, los composites carbono-carbono, los más importantes dentro de este grupo de materiales, pueden trabajar a temperaturas superiores a los 3000° C, y además de ser muy resistentes mejoran aún más esta resistencia al aumentar la temperatura. Estos composites se fabrican a partir de resinas fenólicas reforzadas con fibra de carbono. Al pirolizar este precursor, las resinas se convierten en carbono poroso. Este material se vuelve a rellenar de resina y se vuelve a calcinar varias veces hasta que se compacta totalmente. Finalmente el material se recubre de carburo de silicio para protegerle de la oxidación, presentando una extremada dureza y gran indeformabilidad.

Curiosamente, en estos materiales se requiere que el enlace entre la matriz y la fibra sea malo para que la resistencia del material mejore, lo que explica el aumento de la resistencia que experimentan con la temperatura. Cuando una grieta llega a una fibra, se propaga a su alrededor debido a la mala conexión con la matriz. Además, las fibras tienden a separarse de la matriz y rellenar las grietas. Ambos efectos absorben energía, de manera que la propagación de la grieta exige una mayor carga y el material es por tanto más tenaz.



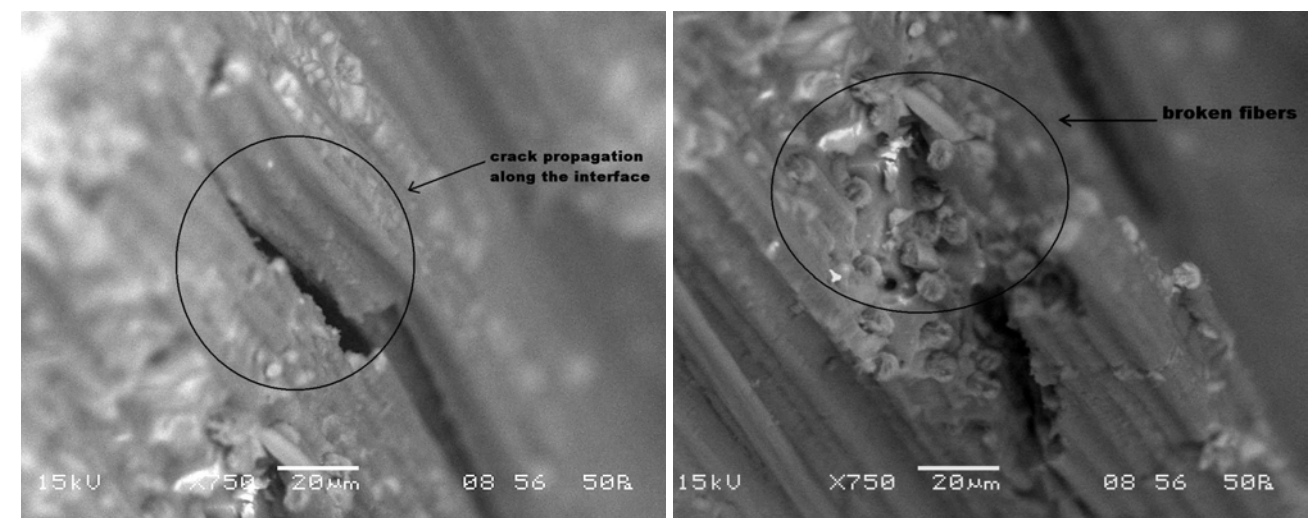
3. COMPOSICIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES FRP.

"La obtención de nuevos, singulares y asombrosos materiales descubiertos a través de la nanotecnología, están modificando nuestra comprensión del mundo y nuestro futuro inmediato. La arquitectura tendrá que utilizar estos materiales, tarde o temprano, para concebir el espacio que habitaremos en el siglo XXI"

OCAMPO RUIZ, Ernesto.
"Nanotecnología y Arquitectura"
UNAM. México (1998)

Los principales materiales compuestos utilizados como armado interior del hormigón están conformados por matrices poliméricas reforzadas con fibras continuas embebidas que, básicamente constituyen la base resistente del conjunto, sirviendo la matriz de vínculo y nexo de unión de todas las fibras, siendo además el medio de protección de éstas.

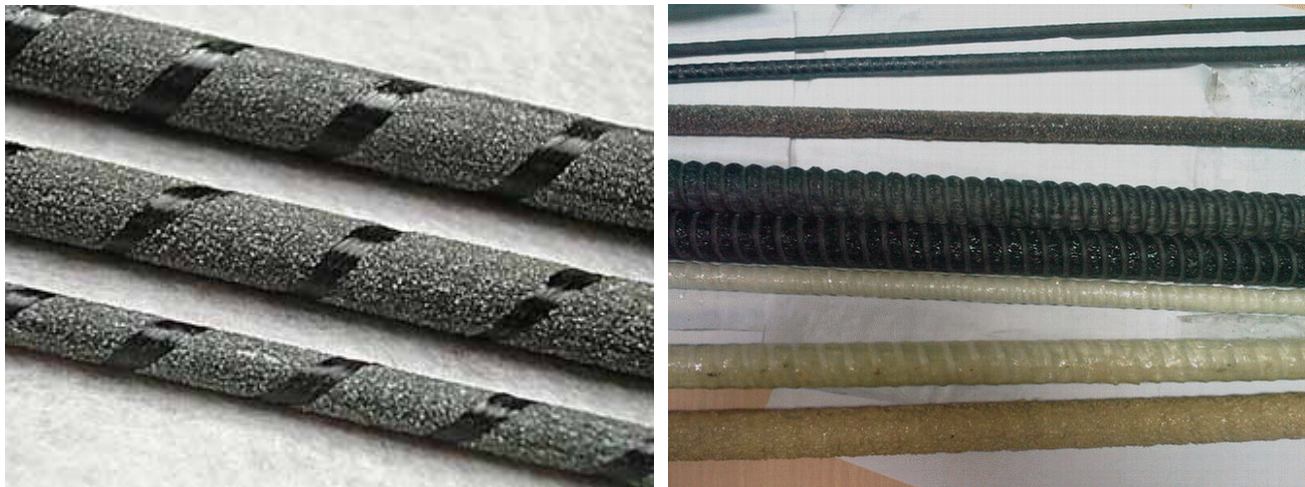
Hemos establecido cuáles resultan las misiones fundamentales de cada componente, de tal manera que podremos determinar la composición y propiedades de los materiales que entran a formar parte del sistema a fin de que se adecuen a los particulares requisitos que se les exige. Si la principal misión de la matriz resulta la de servir de medio de unión y protección de las fibras será preciso conseguir una compatibilidad física y química con las fibras y además con el medio ambiente a que será expuesta. Mecánicamente deberá tener propiedades adecuadas para ser capaz de transferir las tensiones a las fibras y éstas deberán poseer un alto módulo elástico (superior al de la matriz), con un valor de deformación última menor, con el fin de asegurar que las tensiones son transferidas a las fibras sin la aparición de fisuras o grietas en la propia matriz que determinen el deterioro del conjunto.



Dos imágenes en las que se muestra una fractura en la interfase matriz-fibra
Imágenes tomadas de la Tesis "Failure Characterization of FRP by Scanning Electron Microscope Technique", de Subrat Kumar Patro y Paritosh Upadhyay, presentada en el año 2008 en el National Institute of Technology. Rourkela (India)

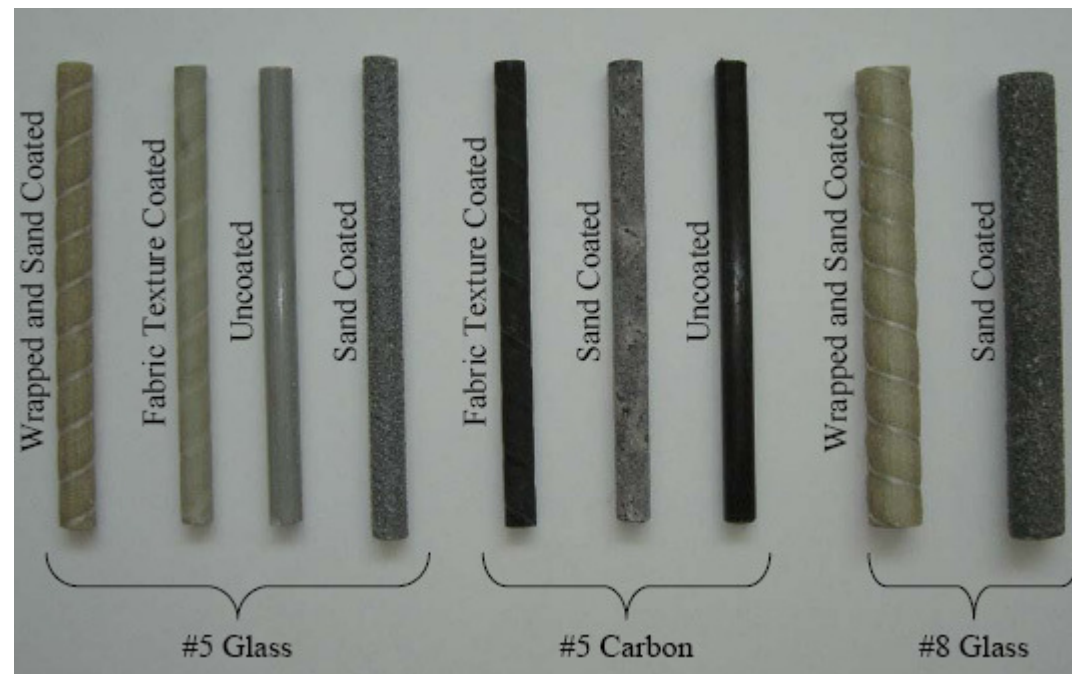
El conjunto matriz-fibra deberá presentar una adecuada resistencia a los medios más agresivos en los que tiene su principal uso, resistiendo igualmente altas temperaturas que podrían degradar especialmente la matriz que se vería incapaz de transferir adecuadamente las cargas a las fibras.

Si queremos asegurar una buena condición de trabajo con el hormigón resultará imprescindible conseguir una adherencia entre ambos materiales, adecuada a los esfuerzos a los que se verá sometida, por lo que será preciso dotar a las barras de resaltes o corrugas que mejoren esta adherencia, o bien de tratamientos superficiales idóneos.



Mbar Galileo HTG (CFRP) de Mapei

Aslan 100 (GFRP) de Aslan Ltd



Tratamientos sobre GFRP y CFRP (Zhongshan Pulewll Composites)

Es necesario señalar además que a diferencia de lo que sucede con las barras de acero convencionales, las barras de FRP no resultan maleables, por lo que no pueden ser dobladas "in situ", de tal manera que todos los procesos de doblado se deben efectuar de manera previa a su montaje, en procesos que además provocarán una cierta pérdida de propiedades de resistencia mecánica de la sección, exigiendo determinados trabajos previos de preparación del material anteriores a su puesta en obra.

3.1. FIBRAS.

La adecuación al uso de las fibras se fundamenta principalmente en sus buenas características de resistencia, rigidez y ligereza, resultando especialmente interesantes los trabajos de filamento de las fibras que permiten conseguir para una misma sección fibrada valores resistentes superiores a las que caracterizan secciones similares del mismo material y sección "maciza". Esto es debido a la preponderante orientación de sus moléculas a lo largo de la dirección de la fibra, lo que refuerza los enlaces entre ellas, reduciéndose además el número de defectos que pudiera presentar el material y que en el caso de secciones llenas podría provocar distorsiones y concentraciones de tensión que derivarán en la rotura de la sección.

En general las características que se le exigen a la fibra son:

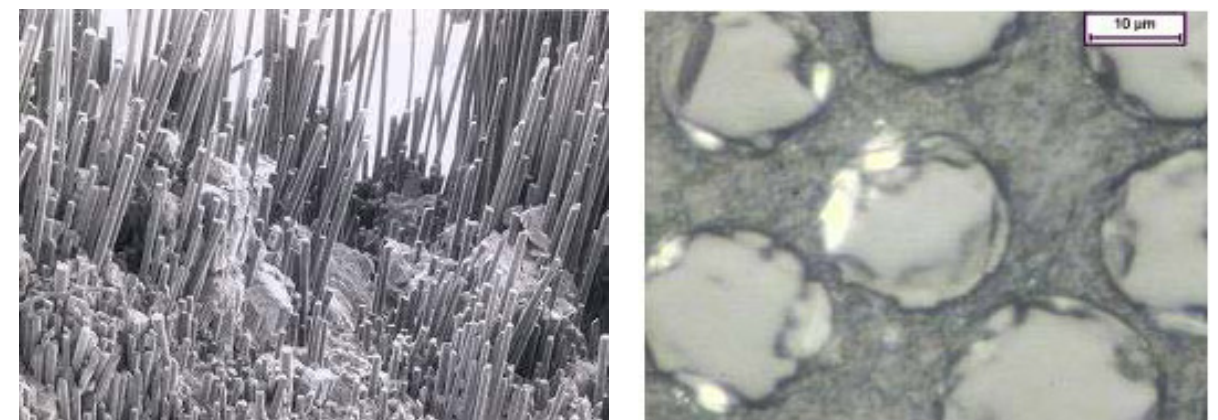
- elevado módulo elástico;
- elevada tensión de rotura a tracción (junto con una adecuada deformabilidad);
- mínima variación de resistencia y rigidez entre las diferentes fibras;
- estabilidad de las propiedades durante el proceso de fabricación;
- uniformidad de los diámetros y secciones de las fibras;
- capacidad de adaptarse a diferentes formas (moldeabilidad).

Las fibras más comunes utilizadas son las de **vidrio**, las de **carbono** y las de **aramida**, junto con las más recientes de naturaleza **basáltica**, caracterizadas todas ellas por presentar un comportamiento elástico lineal hasta la rotura.

3.1.1. FIBRAS DE VIDRIO (GFRP).

Son el tipo más común, siendo sus principales propiedades una buena relación resistencia/peso, buena estabilidad dimensional, buena resistencia al calor y al frío, buena resistencia a la humedad y a la corrosión, presentando un comportamiento isótropo y con características estables en un buen rango de temperaturas.

El material comúnmente conocido como **fibra de vidrio** genera un composite formado por fibras, continuas y discontinuas, embebidas en una matriz plástica (**GFRP**). Son materiales con una buena relación resistencia/peso, buena estabilidad dimensional y buena resistencia al calor, frío, humedad y corrosión. Además son baratas y fáciles de fabricar. Se utilizan básicamente dos tipos de vidrio: el **vidrio E-glass** y el **vidrio S-glass** (de alta resistencia).



El vidrio **E**, borosilicatos de aluminio y calcio (52-56% SiO₂, 12-16% Al₂O₃, 16-25% CaO y 8-13% B₂O₃), es el más común y barato, y generalmente se utiliza como fibra continua. El vidrio **S** (65% SiO₂, 25% Al₂O₃ y 10% MgO) es más resistente y caro, por lo que se utiliza en aplicaciones más específicas como en la

industria aeroespacial. De forma esporádica se emplea un tipo alcalino-resistente, utilizado para mejorar la durabilidad ante ambientes fuertemente alcalinos.

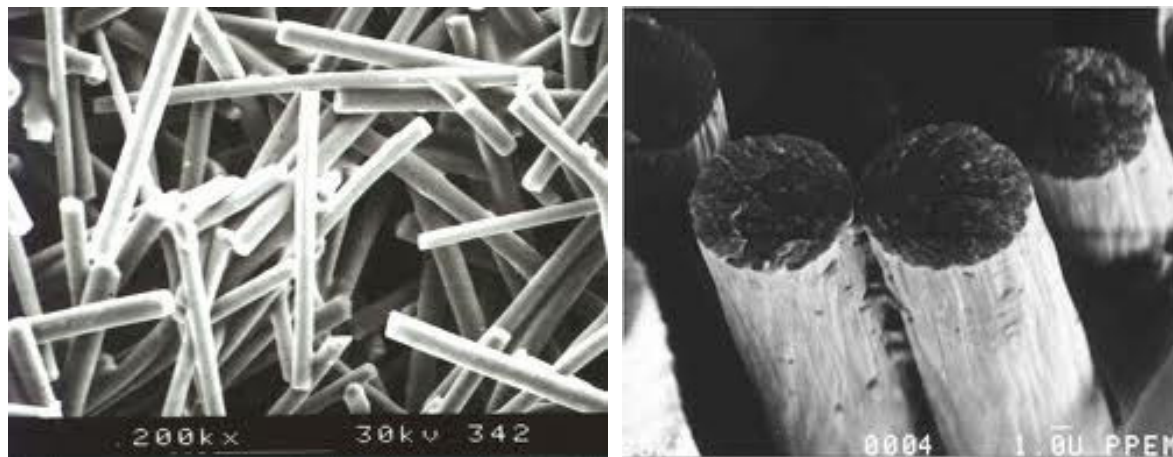
La matriz plástica más utilizada es el poliéster, aunque para obtener mayores resistencias puede utilizarse el nylon (polidamida).

Estos materiales tienen una buena resistencia, pero no son rígidos y por tanto no pueden aplicarse directamente en elementos estructurales. En general no pueden operar a temperaturas superiores a los 200° C porque el polímero se reblandece, aunque con matrices de polidamida pueden alcanzarse los 300° C. Sus principales aplicaciones se hayan en la industria del automóvil (carrocerías de bajo peso), tuberías, depósitos de almacenaje y suelos industriales.

3.1.2.FIBRAS DE CARBONO (CFRP).

Los materiales de **fibra de carbono (CFRP)** son más resistentes y tenaces, pesan menos, resisten mejor la corrosión y pueden aplicarse a temperaturas más elevadas. Por el contrario son mucho más caros que los anteriores y normalmente sólo se preparan materiales de fibra corta.

Las fibras de carbono están compuestas por cristales de grafitos formados por átomos de carbono que se ordenan en redes hexagonales donde la ordenación de sus capas (preferentemente paralelas a la dirección del eje de la fibra) es fundamental para determinar su resistencia y módulo de elasticidad. Normalmente se obtiene de una base de poliacrilonitrilo con diferentes formas de procesado para conseguir esta buena orientación. En general éstas fibras suelen presentar unas mejores características que las de vidrio, teniendo una resistencia similar o algo superior pero un mayor módulo elástico lo que provoca menor grado de elongación para desarrollar toda su capacidad.

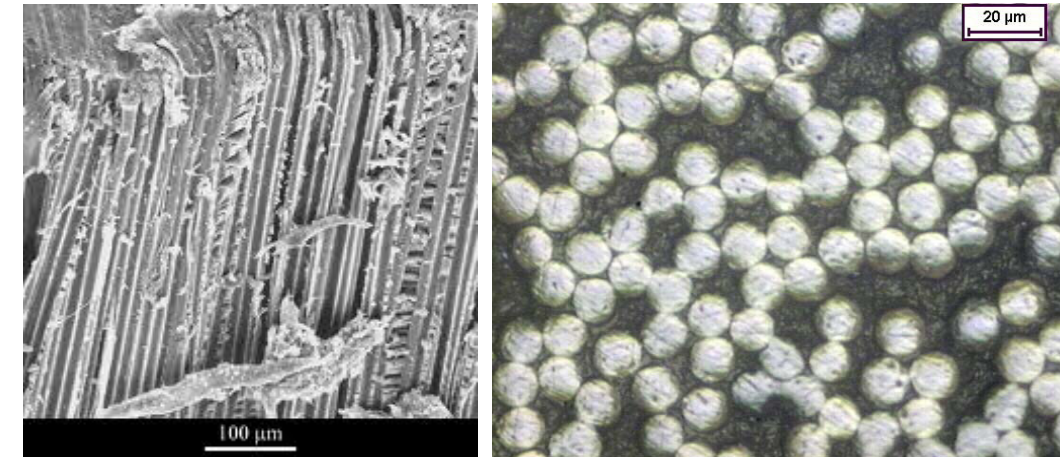


Como matriz se utiliza habitualmente una resina epoxi, aunque para aplicaciones de alta temperatura se puede utilizar una resina de base carbonica (materiales carbono-carbono). La fibra de carbono proviene fundamentalmente de la calcinación (carbonización+grafitización) del poliacrilonitrilo (PAN). Estos materiales se utilizan en la industria del automóvil, y también en la industria aeronáutica, con objeto de reducir peso en componentes estructurales.

Mencionar que son capaces de soportar grandes temperaturas (hasta los 2000°C) manteniendo sus características, hecho que no resulta muy aprovechable porque no se ha encontrado una matriz que las envuelva capaz de soportar estas elevadas temperaturas sin que se deteriore o se reblandezca. Además, poseen una gran resistencia frente a ambientes agresivos. Por último cabe comentar la anisotropía que mantienen, lo que hace que sus características varíen según la dirección, y el elevado coste de la misma, cuya repercusión provoca que se utilice sólo en determinadas aplicaciones de altas prestaciones.

3.1.3.FIBRAS DE ARAMIDA (AFRP).

Se conocen como **fibras de aramida (AFRP)** a las fibras de poliamida aromática, cuyo ejemplo más conocido es el Kevlar. Son materiales muy ligeros que presentan una alta resistencia a la tracción y cierta rigidez (aunque ligeramente inferior a las fibras de carbono). Sin embargo presentan un comportamiento anisótropo, ya que las cadenas poliméricas se mantienen unidas mediante enlaces de hidrógeno, por lo que la resistencia transversal no es buena. Por el contrario la resistencia longitudinal es excelente porque los anillos aromáticos le dan una enorme rigidez a las cadenas y éstas presentan una estructura similar a la de una barra.



Se utilizan normalmente en matrices de resinas epoxi, obteniéndose materiales muy duros y resistentes que se utilizan en diferentes ámbitos industriales.

Entre sus principales ventajas están su gran resistencia a impactos a diferencia de lo que ocurre con otras fibras más frágiles, una buena resistencia a la fatiga y ser capaces de soportar temperaturas relativamente elevadas (a 180°C mantienen el 80% de su resistencia original). No obstante son sensibles a la luz (rayos UV) y a algunos ácidos y alcalinos.

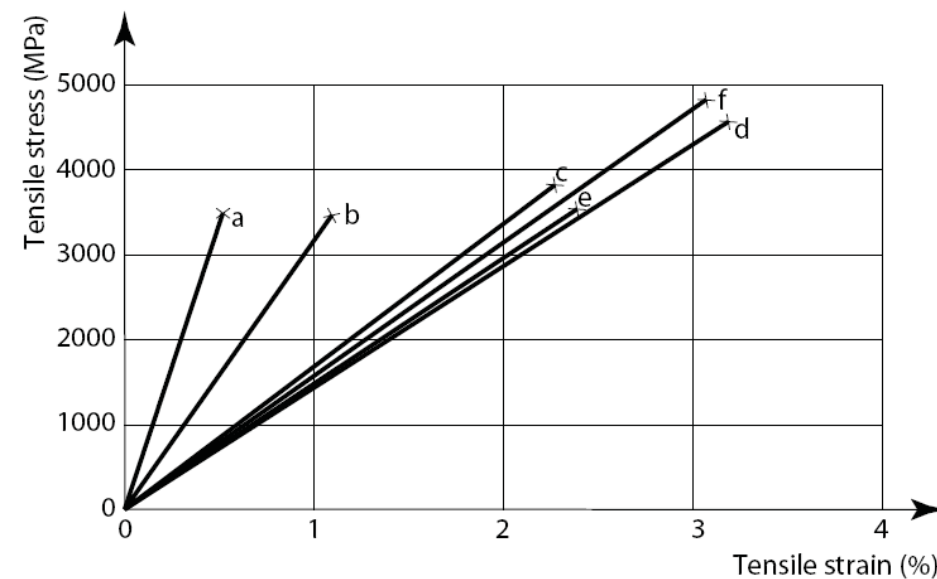
3.1.4. FIBRAS BASÁLTICAS.

Son materiales provenientes del tratamiento de contenidos de depósitos de lava fundida. Presentan mejores características que las fibras de vidrio y son más baratas que las de carbono. Entre sus especiales cualidades están la gran resistencia al fuego y su resistencia a ambientes químicamente activos, por lo que su principal utilización resulta en aplicaciones que demandan una alta resistencia a elevadas temperaturas y ambientes muy corrosivos.



| Tipo de Fibra | | Densidad | Resistencia a tracción | Módulo de Young | Rotura por tracción | Coefficiente de expansión térmica | Coef. De Poisson |
|---------------|----------------------------|----------|------------------------|-----------------|---------------------|-----------------------------------|------------------|
| | | KN/m³ | Mpa | Gpa | % | 10 ⁻⁶ /°C | |
| GFRP | E-vidrio | 25,00 | 3450 | 72,4 | 2,4 | 5 | 0,22 |
| | S-vidrio | 25,00 | 4580 | 85,5 | 3,3 | 2,9 | 0,22 |
| | Vidrio resistente álcali | 22,70 | 1800-3500 | 70-76 | 2,0-3,0 | - | - |
| | ECR | 26,20 | 3500 | 80,5 | 4,6 | 6 | 0,22 |
| CFRP | Carbono (módulo alto) | 19,50 | 2500-4000 | 350-650 | 0,5 | -1,2...-0,1 | 0,20 |
| | Carbono (alta resistencia) | 17,50 | 3500 | 240 | 1,1 | -0,6...-0,2 | 0,20 |
| AFRP | Aramida (kevlar 29) | 14,40 | 2760 | 62 | 4,4 | -0,2 longitudinal 59 radial | 0,35 |
| | Aramida (kevlar 49) | 14,40 | 3620 | 124 | 2,2 | -0,2 longitudinal 59 radial | 0,35 |
| | Aramida (kevlar 149) | 14,40 | 3450 | 175 | 1,4 | -0,2 longitudinal 59 radial | 0,35 |
| | Aramida (Technora H) | 13,90 | 3000 | 70 | 4,4 | -6,0 longitudinal 59 radial | 0,35 |
| | Aramida (SVM) | 14,30 | 3800-4200 | 130 | 3,5 | - | - |
| BFRP | Basalto (Albarrie) | 28,00 | 4840 | 89 | 3,1 | 8 | - |

Propiedades generales de fibras para materiales compuestos de FRP (Tabla 2.1. fib_n40).



Tensión-Deformación de fibras de refuerzo habituales

(a → Carbono (Alto Módulo); b → Carbono (Alta Resistencia)AFRP; c → Aramida (Kevlar 49); d → S-glass; e → E-glass; f → Basalto)

Fig. 2.1 fib_n40

3.2. MATRIZ POLIMERICA.

La matriz en la que se embeben las fibras es un polímero que desempeña básicamente dos funciones, una estructural y otra de protección, por lo que sus propiedades determinan de manera significativa el comportamiento resistente del composite conformado, ocupando un porcentaje en el conjunto que oscila entre el 30% y el 60% del volumen total.

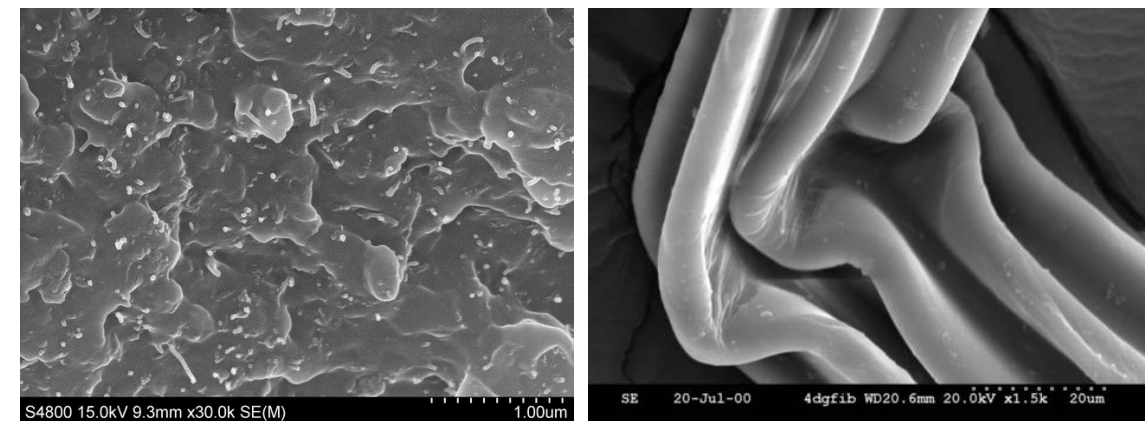
Todo ello conlleva a una minuciosa selección de la matriz dependiendo de la aplicación específica que se le asigne, de acuerdo a estas funciones estructurales de unir todas las fibras, transferir y distribuir la carga entre ellas y, además, proteger a las fibras de ataques medioambientales y mecánicos exteriores debido a la manipulación de éstas.

Hay dos clases de matrices poliméricas, las **termoendurecibles** y los **termoplásticos**.

3.2.1. MATRICES TERMOENDURECIBLES.

Este primer tipo están formados por largas cadenas unidas entre si por uniones covalentes, constituyendo sistemas tipo redes o armazones. No pueden ser refundidos, por lo que si se calientan después de su curado llegan a degradarse y descomponerse. Sus propiedades más generales son la estabilidad de sus características mecánicas frente a la temperatura, su dureza y su fragilidad y su relativo bajo coste. Los materiales termoendurecibles más comunes en ingeniería civil son los epoxi, los poliésteres y los vinilésteres.

Una condición esencial es la vida útil o tiempo de gelificación, tiempo en que la resina mezclada puede ser manejada antes de que su viscosidad aumenta hasta un punto en el que el procesamiento no resulte posible. Los ciclos de curado pueden tener lugar a temperatura ambiente o a temperatura elevada y puede variar de minutos a horas, dependiendo de la elección del catalizador y la reactividad de la resina. Las reacciones son exotérmicas y la gelificación es generalmente rápida. Una vez curado, la mezcla se espesa, libera calor, se solidifica y se contrae ligeramente. La contracción volumétrica tras el curado varía entre 4% para epoxi a 8% de poliéster.



Las principales características de los **polímeros epoxi** son sus altas propiedades mecánicas, la escasa contracción durante el curado lo que le dota de buena adhesión con las fibras, una alta resistencia química, siendo afectados muy poco por la humedad, el agua y la temperatura. No obstante, sus principales desventajas son su poca tenacidad y un alto coste respecto a los demás materiales termoendurecibles debido al largo tiempo de curado necesario.

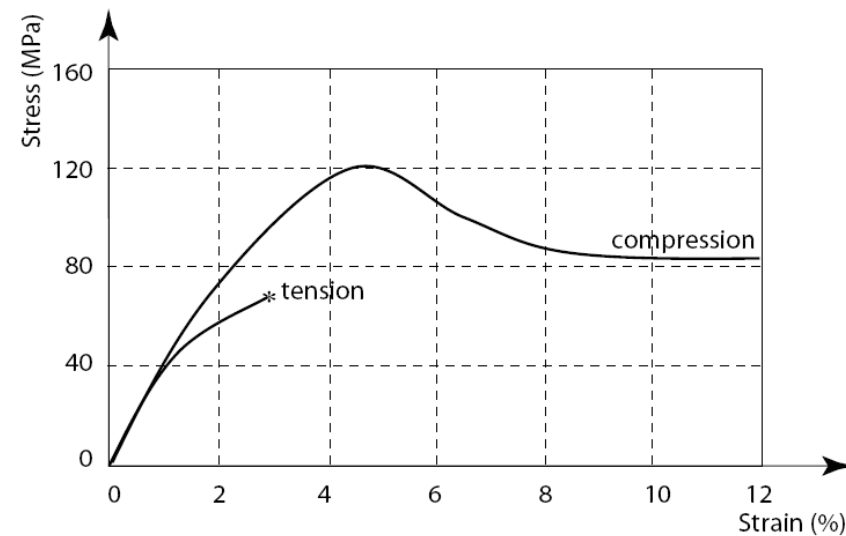
Antes de la adición de fibras, se añaden pequeñas cantidades de agentes de curado reactivos para iniciar la polimerización. Se forman enlaces cruzados que provocan el paso de la resina epoxi en estado líquido a un material sólido. La densidad de enlaces cruzados depende de la estructura química del tipo de resina, del agente de curado y de las condiciones de reacción. Los enlaces cruzados que se forman durante el proceso de curado tiene un papel importante en el

establecimiento de las propiedades finales de la resina epoxi sólida. El módulo de elasticidad y la resistencia a la tracción, la estabilidad térmica y su resistencia química mejoran con el aumento de la densidad de enlaces cruzados, mientras que la tenacidad y la tensión de rotura se reducen.

Las principales ventajas de las resinas epoxi son sus altas propiedades mecánicas, el fácil procesamiento y su baja contracción durante el curado (lo que conduce a las características de buena adherencia cuando se utilizan como adhesivos) y una buena adhesión con una amplia variedad de fibras. Los epóxidos tienen alta resistencia a la corrosión y se ven menos afectadas por el agua y el calor que otras matrices poliméricas. El curado de estas resinas puede lograrse a temperaturas que oscilan entre 5°C y 150°C.

Las resinas de **poliéster** son líquidas de baja viscosidad a base de poliésteres insaturados, que son disueltos en un monómero reactivo, tal como estireno. La adición de calor y un radical libre iniciador, tal como peróxido orgánico, se traduce en una reacción de reticulación, convirtiendo la solución de baja viscosidad en una matriz termoestable tridimensional. Las resinas de poliéster pueden ser formuladas para tener una buena resistencia a los UV, consiguiendo además durabilidades superiores y una mayor resistencia a la erosión de la fibra cuando el estireno se complementa con metilmetacrilato (MMA).

Las ventajas de los poliésteres son su gran rapidez de curado y por tanto el abaratamiento de costes, una mejor adaptabilidad a las condiciones exteriores, una buena durabilidad y resistencia a la corrosión. Mientras que sus desventajas principales son la contracción que presentan durante el curado, lo que reduce la capacidad de adhesión con las fibras y gran difusión de humedad, lo que provoca una desprotección de las mismas. Pese a ello, la principal desventaja de las resinas de poliéster es su alta contracción volumétrica, aunque puede rectificarse parcialmente mediante la adición de un componente termoplástico.



Curvas Tensión-Deformación de una matriz de resina de poliéster (viscoelástica).

Fig. 2-3. Fib_n40

Por último, los **vinilésteres** o ésteres de vinilo son resinas a base de metacrilato y acrilato. Algunas variaciones pueden contener uretano y grupos éster de extrapolación. Debido a su estructura química estas resinas tienen menos enlaces y son más flexibles y tienen una mayor resistencia a la fractura que los poliésteres.

Son un compendio entre las propiedades de los epoxi y los poliésteres, siendo los costes inferiores a los primeros. Ello conlleva que sean los compuestos preferentemente escogidos para la conformación de los **FRP**. Exhiben algunos beneficios de los epoxi como su buena resistencia química (resistencia a ácidos, alcalinos y disolventes), buenas propiedades mecánicas así como reducida afectabilidad por la humedad y el agua, además de otros beneficios de los poliéster como su rápido

curado. También presentan una mayor flexibilidad y tenacidad. Por contra presenta una peor resistencia de adhesión respecto a las propiedades de los epoxi.

| Propiedades | Matriz | | |
|--|-------------|-------------|-------------|
| | Poliéster | Epoxi | Viniléster |
| Densidad (Kn/m³) | 12,00-14,00 | 12,00-14,00 | 11,50-13,50 |
| Resistencia a tracción (Mpa) | 34,5-104 | 55-130 | 73-81 |
| Módulo de elasticidad (Gpa) | 2,1-3,45 | 2,75-4,10 | 3,0-3,5 |
| Coefficiente de Poisson | 0,35-0,39 | 0,38-0,40 | 0,36-0,39 |
| Coefficiente de expansión térmica (10 ⁻⁶ /°C) | 55-100 | 45-65 | 50-75 |
| Contenido de humedad (%) | 0,15-0,60 | 0,08-0,15 | 0,14-0,30 |

Propiedades generales de la matriz termoendurecible (Tabla 2.2. fib_n40).

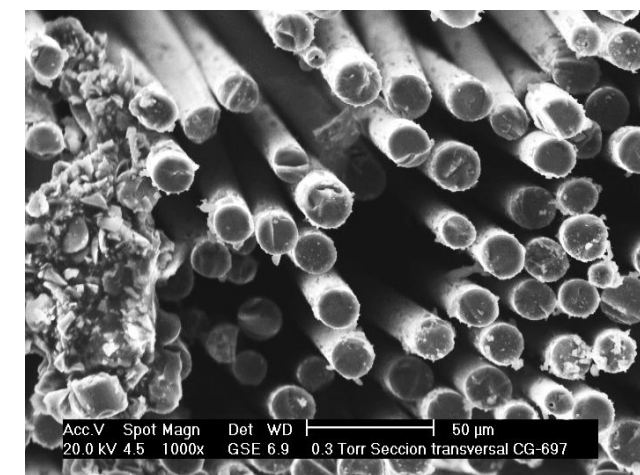
3.2.2. MATRICES TERMOPLÁSTICAS.

Estos polímeros tienen menor fuerza de unión entre sus cadenas, debido a que el vínculo que las une resulta de débiles fuerzas secundarias y mecánicas (cruce de unas cadenas con otras). Presentan una temperatura a partir de la cual se vuelven suficientemente viscosos como para poderse reformar, volviendo a estado sólido una vez enfriados sin pérdidas significativas de sus propiedades. Su procesamiento es complicado (pues poseen una alta viscosidad en el conformado) de manera que hay que asegurar el buen contacto entre las fibras y la resina, presentando a favor la principal ventaja de su posible reparación y una cierta tenacidad que presentan.

El más utilizado es el **PEEK** ya que posee buenas propiedades mecánicas. En cambio el **PPS** resulta una variante con muy buena resistencia química, mientras que el **PSUL** presenta una gran elongación hasta rotura y una excelente estabilidad ante el calor y la humedad.

| Propiedades | Matriz | | |
|--|--------|-------|-------|
| | PEEK | PPS | PSUL |
| Densidad (Kn/m³) | 13,20 | 13,60 | 12,40 |
| Resistencia a tracción (Mpa) | 100 | 82,7 | 70,3 |
| Módulo de tracción (Gpa) | 3,24 | 3,30 | 2,48 |
| Elongación (%) | 50 | 5 | 75 |
| Coefficiente de Poisson | 0,40 | 0,37 | 0,37 |
| Coefficiente de expansión térmica (10 ⁻⁶ /°C) | 47 | 49 | 56 |

Propiedades generales de la matriz termoplástica (Tabla 2.3. fib_n40).



Defecto de adherencia con las fibras en una matriz termoplástica





4. TRATAMIENTO NORMATIVO.

Esta Instrucción de Hormigón Estructural, EHE, es el marco reglamentario por el que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón para satisfacer los requisitos de seguridad estructural y seguridad en caso de incendio, además de la protección del medio ambiente, proporcionando procedimientos que permiten demostrar su cumplimiento con suficientes garantías técnicas.

Esta Instrucción supone que el Proyecto, Construcción y Control de las estructuras que constituyen su ámbito de aplicación son llevados a cabo por técnicos y operarios con los conocimientos necesarios y la experiencia suficiente. Además se da por hecho que dichas estructuras estarán destinadas al uso para el que hayan sido concebidas y serán adecuadamente mantenidas durante su vida de servicio.

Art. 1º. Objeto. Principios Generales
Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). R.D. 1247/2008 de 18 de julio de 2008

Aunque la propia normativa de referencia en el ámbito nacional asume en su concepción que todas las fases de desarrollo de un sistema estructural, desde su concepción hasta su materialización, va a estar en manos de "personal cualificado" (situación que contemplan en su preámbulo cada uno de los Eurocódigos Estructurales), el compendio del articulado que la desarrolla recoge disposiciones concretas con las que bien parece acotarse el alcance de los errores a cometer por dicho personal. Podemos establecer el documento normativo como serie de propuestas y detalles estructurales que permiten aunar criterios de diseño en aspectos de relativa importancia sobre los que resulta preciso establecer una adecuada condición de seguridad de diseño y construcción. Las pautas de diseño y ejecución que quedan recogidas en estos documentos resultan aval de la suficiente "calidad" del elemento estructural, que sólo precisa verificar el cumplimiento de la serie de puntos de control establecidos.

Tal vez por este criterio de "adecuada seguridad del elemento proyectado, construido y controlado" que parece caracterizar una correcta redacción de un documento normativo provoca que la aparición de nuevos materiales quede, de alguna manera, ajena a la posible existencia de un código regulador adecuado debido a la ausencia de pruebas y resultados de contraste suficientes. Y, en el caso de que ésta exista, será necesario dotarle de adecuados factores de seguridad sobrevalorados (análisis) que sean capaces de contemplar la incertidumbre de resultados que esta escasa experiencia de uso indica.

Debido a la importancia del riesgo de control en materia de seguridad, las normas y los códigos de los materiales de FRP que se utilizan en las estructuras civiles han estado en desarrollo desde la aparición comercial del material, en torno a la década de 1980. Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales FRP justificaban un tratamiento diferencial respecto de las normas y códigos existentes sobre hormigón armado, a causa de su menor módulo y ductilidad en comparación con los materiales convencionales, como los aceros. Sin normas y códigos, es poco probable que los materiales FRP pudiesen progresar más allá de las escasas investigaciones y proyectos de estudio. De esta manera fue preciso abordar tipologías de pruebas estandarizadas y mecanismos de evaluación e identificación de sistemas y materiales que permitieran minimizar la incertidumbre en el rendimiento y la especificidades de los materiales de FRP.



El diferente desarrollo de experiencias y la pujanza de la industria en determinadas zonas geográficas ha impulsado una evolución normativa sumamente diferente entre países y áreas de influencia que, como ya hemos indicado anteriormente, está tratando de verse superada en base a la realización de numerosos intercambios de experiencias, congresos y reuniones fomentadas en buena medida por instituciones privadas, que tratan con ello de establecer estados de conocimiento que conduzcan a una mayor uniformidad en el hipotético tratamiento normativo.

4.1. JAPÓN (GUIDELINE FOR STRUCTURAL DESIGN OF FRP-REINFORCED CONCRETE BUILDINGS).

Los esfuerzos para prescribir las especificaciones para el diseño y construcción de estructuras de hormigón con refuerzos de FRP se inició en Japón en la década de 1980. Ejemplos de especificaciones para refuerzos internos completados por medio de la década de 1990 son las siguientes:

- **Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials**, finalmente editado por la Japan Society of Civil Engineers (JSCE) en 1997.



Está destinado a las estructuras de hormigón que no sean edificios, incluyendo recomendaciones respecto a las especificaciones de calidad y métodos de ensayo para materiales de FRP, así como recomendaciones para el diseño y la construcción con materiales de FRP.

Las especificaciones de calidad para los refuerzos de FRP definen las características necesarias y las propiedades de los refuerzos, y sirven para guiar el desarrollo de nuevos refuerzos para aplicaciones prácticas.

Las características del refuerzo tratadas incluyen el tipo de fibra y la configuración de refuerzo. Las recomendaciones de diseño y construcción se basan en la especificación estándar para JSCE Diseño y Construcción de Estructuras de Hormigón, que es para estructuras de hormigón en general, concretando aspectos que se refieren a temas

tales como los materiales constituyentes de FRP, el almacenamiento y la manipulación de FRP, el montaje y la colocación de refuerzos de FRP, las precauciones en la colocación del hormigón

Las propiedades especificadas incluyen la relación de volumen de fibras de refuerzo en la zona axial, en sección transversal, resistencia a la tracción garantizada, módulo de tracción, elongación, rotura de la fluencia, fuerza, y durabilidad, entre otros.

La mayoría de las propiedades especificadas se determinan con base en las pruebas descritas en la recomendación (Machida, Uomoto et al., Tsuji)

- **Guideline for Structural Design of FRP-Reinforced Concrete Buildings** in Japan, publicada por el Ministry of Construction of the Japanese Government en 1993, adecuada especialmente para las obras de edificación.
- **Design Methods for Prestressed FRP-Reinforced Concrete Building Structures**, publicada igualmente por el Ministry of Construction of the Japanese Government en 1993, en el que se relatan las condiciones de pretensado.

Los dos documentos anteriores están destinados para la construcción de estructuras. Estas especificaciones se han desarrollado como resultado final del proyecto de investigación y desarrollo "La utilización eficaz de los *Advanced Composites* en la construcción", patrocinado por el Ministerio de Construcción del gobierno japonés. Gracias a estos estudios se han podido establecer algunas concreciones sobre la consideraciones de estados límite de manera más ajustada que la desarrollada por el documento original de fundamentado en traslaciones supuestos sobre otros materiales de refuerzo como el acero.

Después del terremoto Hyogoken Nanbu en 1995, comenzó a desarrollarse los estudios sobre el uso de láminas externas de fibra de carbono para el reforzamiento sísmico de pilares y columnas de hormigón armado, cuyo uso anterior había sido preferentemente el de reparación y refuerzo. Este terremoto exigió también el desarrollo de nuevos mecanismo de refuerzo que fomento el estudio y uso de nuevos materiales como la aramida.

Además existen pautas para el diseño de la aplicación de FRP en obras civiles como pilas de puentes de carreteras o viaductos del ferrocarril, estableciendo directrices para poder evaluar el efecto de los refuerzos dispuestos sobre la resistencia a esfuerzo cortante y ductilidad.

Proposed Design and Construction Guidelines for Retrofitting of Reinforced Concrete Piers Using Carbon -Aramid Fiber Sheets by the Japan Road Association (1996)

Design and Construction Guidelines for Seismic Retrofitting of Railway Viaduct Columns Using Carbon-Aramid Fiber Sheets by the Railway Technical Research Institute (1996).

4.2. CANADÁ (DESIGN AND CONSTRUCTION OF BUILDING COMPONENTS WITH FIBRE-REINFORCED POLYMERS).



Las aplicaciones de FRP en ingeniería civil en Canadá comenzaron a desarrollarse en la década de 1980 cuando la Sociedad Canadiense de Ingenieros Civiles ha creado un Comité Técnico sobre la utilización de materiales compuestos avanzados en Puentes y Estructuras (*Technical Committee on the Use of Advanced Composite Materials in Bridge and Structures*).

En 1995, el gobierno federal de Canadá estableció la Red de Centros de Excelencia en la detección inteligente de estructuras innovadoras (ISIS). Un área de atención de ISIS es el uso de materiales de FRP para las estructuras nuevas y la rehabilitación de estructuras existentes. ISIS publicó una serie de pautas de diseño para refuerzos de FRP, tanto en el exterior como en el interior de secciones de hormigón.

- **CSA, 2002, Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers**, CSA-S806-02 (R2007), Canadian Standards Association (CSA) International, Toronto, Canada
- **CSA, 2006, Canadian Highway Bridge Design Code, CSA-S6-06**, Canadian Standards Association, Toronto, Canada.
- **CSA, 2010, Specification for Fibre-Reinforced Polymers, CSA-S807-10**, Canadian Standards Association (CSA) International, Toronto, Canada.
- **ISIS Design Manual No. 2** – Guidelines for Structural Health Monitoring, ISIS Canada
- **ISIS Design Manual No. 3** – Reinforcing Concrete Structures with Fibre Reinforced Polymers (FRP)
- **ISIS Design Manual No. 5** – Prestressing Concrete Structures with FRPs
- **ISIS Design Manual No. 6** – Civionics Specifications
- **ISIS Product Certification** – Specifications for FRP Product Certification of FRPs as Internal Reinforcement in Concrete Structures
- **ISIS Durability Monograph** – Durability of Fibre Reinforced Polymers in Civil Infrastructure.

4.3. ESTADOS UNIDOS (ACI 440.1R-06 "GUIDE FOR THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF STRUCTURAL CONCRETE REINFORCED WITH FRP BARS")

El desarrollo normativo en Estados Unidos resulta abrumador, en base a los continuos intereses de los grupos económicos que tratan de potenciar su uso. Desde los primeros estudios de normalización, promovidos por la National Science Foundation and the Federal Highway Administration, que establecen mecanismos de análisis, control y experimentación con diferentes universidades y

organismos, hasta la actualidad, el goteo constante de documentos normativos ha generado una diversidad de textos que permiten desde un acercamiento "informativo" a los materiales hasta la descripción de los usos más particulares que podamos contemplar.



Todos ellos se encuentran publicados bajo el auspicio del American Concrete Institute (ACI), que en 1991 constituye el comité 440 (FRP Reinforcement), destinado exclusivamente al estudio de los FRP como material de refuerzo en elementos de hormigón armado, y desde el cual se han promulgado todas las publicaciones existentes desde el año 1996.

- ACI **440.1R-06** "Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars," (2006)
- ACI **440.2R-08** "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures" (2008).
- ACI **440.3R-04** "Guide for Test Methods for Fiber Reinforced Polymers (FRP) for Reinforcing and Strengthening Concrete Structures" (2004)
- ACI **440.4R-04** "Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons" (2004)
- ACI **440.5-08** "Specification for Construction with Fiber-Reinforced Polymer Reinforcing Bars" (2008)
- ACI **440.6-08** "Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Concrete Reinforcement" (2008)
- ACI **440R-07** "Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures" (2007)
- ACI **440.7R-10** "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Unreinforced Masonry Structures" (2010).
- **SP-138:** Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures
- **SP-188:** 4th Intl Symposium - Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete
- **SP-215:** Field Applications of FRP Reinforcement: Case Studies
- **SP-230:** 7th International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structure
- **SP-245CD:** Case Histories and Use of FRP for Prestressing Applications
- **SP-257CD:** FRP Stay-In-Place Forms for Concrete Structures
- **SP-258CD:** Seismic Strengthening of Concrete Buildings Using FRP Composites
- **SP-264CD:** Serviceability of Concrete Members Reinforced with Internal/External FRP Reinforcement
- **SP-275:** Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures 10th International Symposium.

4.4. EUROPA ("FRP REINFORCEMENT IN RC STRUCTURES", FIB_N40)



El FIB (Federación Internacional de Hormigón Estructural) ha creado el Task Group "FRP (Fibre Reinforced Polymer) Refuerzo de Estructuras de Hormigón" está integrado por expertos en el campo de FRP como refuerzo estructural para estructuras de hormigón. A partir de 1993, este grupo, integrado por más de 60 miembros de países tales como el Reino Unido, Suiza, Francia, Holanda o Noruega, se han instaurado reuniones de trabajo, de periodicidad semestral, que trata de establecer los criterios normativos más adecuados al ámbito europeo, de acuerdo al desarrollo más avanzado de otras áreas geográficas.

Resultado de estas reuniones son los conocidos como "boletines", que tienen en el número 40 (fib Bulletin 40) "FRP reinforcement in RC Structures" su compendio normativo más actualizado (2007).

Se ocupa principalmente de la utilización de las barras de FRP como refuerzo interior de las estructuras de hormigón, existiendo para el caso de refuerzos exteriores el "Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures" (fib_n14). El fondo de las principales propiedades físicas y mecánicas de las barras de FRP de refuerzo se presenta, con especial énfasis en los aspectos de durabilidad. Para cada uno de los estados límite últimos y de servicio, se propone un modelo de análisis, seguido por otras propuestas modelo diferentes, de acuerdo a otros códigos o directrices existentes de diseño. El boletín cubre los temas de los Estados Límite Últimos (principalmente dedicada al diseño a la flexión), los Estados Límite de Servicio (que trata de deformaciones y fisuración), corte y punzonamiento.

En el segundo capítulo de este boletín tiene como objetivo proporcionar los conocimientos básicos necesarios sobre las propiedades y características de los materiales empleados y también presenta los productos típicos disponibles en la actualidad en el mercado internacional.

El tercer capítulo aborda la cuestión de la durabilidad y se identifican los parámetros que pueden conducir a un deterioro, considerando ésta como la información necesaria para abordar las cuestiones de diseño. Se definen una serie de parámetros para identificar la tensión admisible en el FRP después de la exposición durante un período determinado de tiempo en un ambiente específico.

El último capítulo aborda el tema fundamental de la filosofía de diseño. El uso de estos nuevos materiales como el hormigón armado ha obligado a los investigadores a replantear muchos de los principios fundamentales utilizados hasta ahora en el diseño de elementos de hormigón armado. El boletín termina con una discusión de un posible nuevo marco para el desarrollo de los coeficientes parciales de seguridad para garantizar los niveles de seguridad específicas que deberán ser lo suficientemente flexibles como para hacer frente a los nuevos materiales.

Facilitamos las direcciones de las páginas web de las Comisiones de Trabajo encargadas de realizar el seguimiento normativo de este tema, aunque muchos de los enlaces que en ellas figuran no presentan actualizaciones desde el año 2009.

<http://www.labomagnel.ugent.be/fibTG9.3/>

<http://www.fib-international.org>.

4.5. OTRAS CONSIDERACIONES.

Ya hemos citado que existen algunas normativas de referencia, de escasa difusión y que en muchos casos no resultan más que una trasposición a ámbito nacional de alguno de los documentos normativos ya citados (Ver apartado 1.1. Acercamiento Histórico).

Así que completaremos esta relación de normativas con una serie de Códigos y Guías de diseño que pueden ser consultadas.

- BRI, 1995, Guidelines for Structural Design of FRP Reinforced Concrete Building Structures, Building Research Institute, Japan. See also "Design Guidelines of FRP Reinforced Concrete Building Structures," Journal of Composites for Construction, Vol. 1, No. 3, pp. 90-115, 1997.
- ISO/DIS 14484, Performance Guidelines for Design of Concrete Structures using Fibre-reinforced Polymer Materials.
- ISO 10406-1 Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete — Test methods — Part 1: FRP bars and grids.
- ISO 10406-2 Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete — Test methods — Part 2: FRP sheets.
- AC125, 1997, Acceptance Criteria for Concrete And Reinforced and Unreinforced Masonry Strengthening using Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composite Systems , ICC Evaluation Service, Inc., CA.
- AC178, 2001, Acceptance Criteria for Inspection And Verification Of Concrete And Reinforced And Unreinforced Masonry Strengthening Using Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composite Systems, ICC Evaluation Service, Inc., CA.
- CNR, 2004, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures – Materials, RC and PC structures, masonry structures, CNR-DT 200/2004, Italian National Research Council, Rome, Italy.
- DAfStb-Richtlinie: Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung .
- fib Bulletin No. 35. Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs, with emphasis on seismic applications, 2006, 220 pp, ISBN 978-2-88394-075-8.
- JSCE, 2001, Recommendation for Upgrading of Concrete Structures with use of Continuous Fiber Sheets, Concrete Engineering Series 41, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japan.
- SIA Norm 166, 2 Gesamtentwurf vom November 2001: Klebebewehrungen Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Postfach, CH-8039 Zürich, 48pp
- TR55, 2004, Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Materials, The Concrete Society, UK.
- TR57, 2003, Strengthening Concrete Structures With Fibre Composite Materials: Acceptance, Inspection And Monitoring, The Concrete Society, UK.
- ASCE, 1984, Structural Plastics Design Manual, 1984, ASCE Manual No. 63, ASCE, VA.
- Clark, J.L. (ed.), 1996, Structural Design of Polymer Composites – EUROCOMP Design Code and Handbook, E&FN Spon, UK.
- CEN, 2002, Reinforced Plastic Composites: Specifications for Pultruded Profiles, Parts 1-3, EN 13706, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.
- CNR DT 205/2007 (2008). Guide for the design and construction of structures made of thin FRP pultruded elements. National Research Council of Italy (CNR), Rome, Italy.
- Sika, 1997, SikaCarbodur – Engineering Guidelines for the use of SikaCarbodur (CFRP) laminates for structural strengthening of concrete structures, 1st English Ed., Sika Corporation, Lyndhurst, NJ. Current edition at www.sikaconstruction.com/

- S&P, 1998, Design Guide Line for S&P FRP System, Clever Reinforcement Company, 1st English Ed., Schere& Partners, Switzerland
- MBrace, 1998, MBrace – Composite Strengthening System – Engineering Design Guidelines, 1st Edition, Master Builders, OH. Current edition at www.mbrace.com
- Replark, 1999, Replark System – Technical Manual, 1st English Ed. Mitsubishi Chemical Corporation, Sumitomo Corporation of America, NY.
- Tonen, 1996, Forca Tow Sheet Technical Manual, Rev. 5.0, Tonen Corporation, Tokyo, Japan.
- Tyfo, 1998, Design Manual for the TyfoFibrwrap System, 1st Ed. Fyfe Co. LLC, San Diego, CA.
- Extren Design Manual, 2002, Strongwell, Bristol, VA.
- The PultexPultrusion Global Design Manual, 2001, Creative Pultrusions, Alum Bank, PA.
- The Fiberline Design Manual, 2003, Fiberline Composites, Denmark.
- Bedford Reinforced Plastics Design Guide, 2005, Bedford, PA

Una buena manera de acceder a este conjunto de documentos normativos pueden ser los accesos directos desde páginas de organizaciones de promoción del uso de FRP, como podría ser el caso del International Institute for FRP in Construction (<http://www.iifc-hq.org>), desde el que se accede a información completa de la normativa actualizada.

Se facilitan igualmente los datos de acceso a los principales organismos redactores y promotores de documentos normativos y de guías de aplicación.

- Japan Society of Civil Engineers
http://committees.jsce.or.jp/s_iad/node/27
- Advanced Composite Material in Brigdes and Structures (Canadá)
<http://www.acmbs2012.ca/>
- ACI Committe 440
http://www.concrete.org/COMMITTEES/committeehome.asp?committee_code=0000440-00
- Institution of Structural Engineers
<http://www.istructe.org/>
- Consiglio Nazionale delle Ricerche (Italia)
http://www.cnr.it/sitocnr/IIICNR/Attivita/NormazioneeCertificazione/DT203_2006.html



PARTE II. LOS FRP COMO MATERIAL DE REFUERZO DEL HORMIGÓN.





5. PROPIEDADES DE LOS FRP COMO BARRAS DE REFUERZO DEL HORMIGÓN.

La investigación y desarrollo de nuevos materiales constituye una actividad básicamente multidisciplinar que requiere el concurso de la Física, la Química y la Ingeniería y que en la actualidad ha adquirido unos niveles muy elevados de conocimiento tanto científico como tecnológico. Este hecho hace posible el diseño de materiales con composición y propiedades muy específicas que, en su caso, pudieran ser requeridos para el correcto desarrollo de las tecnologías emergentes (energía, comunicación, transporte, salud, medio ambiente, etc.).

Estas tecnologías modelarán el bienestar y progreso de los ciudadanos en las próximas décadas, al igual que ocurrió con los plásticos y semiconductores en los años cincuenta.

MIJANGOS, Carmen; MOYA, José

"Nuevos materiales en la sociedad del siglo XXI"

Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Madrid (2007)

5.1. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS FRP.

En general las propiedades físicas de un FRP vienen definidas por los elementos constituyentes y por las fracciones volumétricas y másicas, razón que contempla la Fib Task Group 9.3 en su Apartado 2.3. Para ello identifica una serie de valores correspondientes a volumen y masa, adoptando estos valores al material compuesto (c), al material matriz (m) y al material de la fibra (f).

| | | | |
|-------|----------------------|-------|-------------------|
| v_f | Volumen de fibra | m_f | Masa de la fibra |
| v_m | Volumen de matriz | m_m | Masa de la matriz |
| v_c | Volumen de composite | m_c | Masa de composite |

Las fracciones de volumen y masa adoptan las expresiones:

| | | | |
|-------|--------------------------------|-------|------------------------------|
| V_f | Fracción volumétrica de fibra | M_f | Fracción másica de la fibra |
| V_m | Fracción volumétrica de matriz | M_m | Fracción másica de la matriz |

Con esta denominación de los factores, podemos determinar que las fracciones de volumen y masa se podrán definir en base a las siguientes condiciones:

$$v_c = v_f + v_m \qquad V_f = \frac{v_f}{v_c} \qquad V_m = \frac{v_m}{v_c} \qquad V_f + V_m = 1,00$$

$$m_c = m_f + m_m \qquad M_f = \frac{m_f}{m_c} \qquad M_m = \frac{m_m}{m_c}$$

5.1.1.DENSIDAD.

La densidad (ρ_c) puede ser obtenida en términos de las fracciones constituyentes (ρ_f y ρ_m) y de las propiedades de éstos, de manera que se puede escribir:

$$\rho_c = \rho_f \cdot V_f + \rho_m \cdot V_m$$

| | |
|----------|------------------------|
| ρ_m | Densidad de la matriz |
| ρ_f | Densidad de la fibra |
| ρ_c | Densidad del composite |

Utilizando los valores que han sido presentados en las tablas anteriores para las diversas matrices y para los tipos de fibras, determinando que los valores usuales de fracción en volumen de fibras oscilan entre $0,50 < V_f < 0,75$ podríamos obtener una tabla con las densidades aproximadas para cada combinación.

| | Carbono (CFRP) | Aramida (AFRP) | Vidrio (GFRP) | Acero |
|------------|----------------|----------------|---------------|-------|
| Polyester | 14,30 - 16,50 | 13,10 - 14,30 | 17,50 - 21,70 | 78,50 |
| Epoxy | 14,40 - 16,70 | 13,20 - 14,50 | 17,60 - 21,80 | |
| Vinylester | 14,40 - 16,30 | 13,00 - 14,10 | 17,30 - 21,50 | |

Densidades típicas para barras de refuerzo de FRP con valores de $0,50 < V_f < 0,75$

5.1.2. COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA.

El coeficiente de expansión térmica (CET) depende del tipo de fibra, matriz y de las fracciones volumétricas. Las matrices poliméricas se consideran que tienen un comportamiento isótropo a igual que la fibra de vidrio, mientras que la fibra de carbono y aramida se consideran ortótropo. El longitudinal CET (α_L) es dominado por las propiedades de las fibras mientras que el transversal CET (α_T) es dominado por las de la matriz.

Para el caso de constituyentes **isótropos** las siguientes expresiones determinan los valores o coeficientes de expansión térmica:

$$\alpha_L = \frac{E_f \cdot V_f \cdot \alpha_f + E_m \cdot V_m \cdot \alpha_m}{E_f \cdot V_f + E_m \cdot V_m}$$

$$\alpha_T = (1 + \nu_m) \cdot V_m \cdot \alpha_m + (1 + \nu_f) \cdot V_f \cdot \alpha_f - \alpha_L \cdot \nu_{LT}$$

En donde:

- E corresponde con el módulo de Young,
- α como el coeficiente de expansión térmica del material; y
- ν el coeficiente de Poisson.

Cada uno de estos valores presentan un subíndice (c, f, m) que representa a cada constituyente (composite, fibra, matriz).

En estas condiciones el valor máximo del coeficiente de Poisson del composite se expresará:

$$\nu_{LT} = \nu_f \cdot V_f + \nu_m \cdot V_m$$

Para el caso de fibras **ortótropas** (como el caso de carbono y aramiditas), tanto el módulo de Young como el coeficiente de expansión térmica varían según la dirección longitudinal y transversal. Si denominamos E_{fL} al módulo correspondiente a la dirección de la fibra y E_{fT} al módulo transversal, los coeficientes de expansión térmica en la dirección longitudinal (α_{fL}) y en la dirección transversal (α_{fT}) resultarán de las expresiones:

$$\alpha_L = \frac{E_{fL} \cdot V_f \cdot \alpha_{fL} + E_m \cdot V_m \cdot \alpha_m}{E_{fL} \cdot V_f + E_m \cdot V_m}$$

$$\alpha_T = V_f \cdot \alpha_{fT} + V_m \cdot \alpha_m + V_f \cdot \nu_{fLT} \cdot (\alpha_{fL} - \alpha_L) + V_m \cdot \nu_m \cdot (\alpha_m - \alpha_L)$$

Podemos determinar los valores congruentes con cada tipo de material, de manera que:

| | Acero | GFRP | CFRP | AFRP |
|--------------|-------|---------|----------|---------|
| Longitudinal | 11 | 6 a 10 | -9 a 0 | -2 a -6 |
| Transversal | 11 | 21 a 23 | 74 a 104 | 60 a 80 |

Coefficientes de expansión térmica para barras de refuerzo de FRP ($\times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$)

Los coeficientes negativos significan que se contrae con la temperatura. Hay que tener en cuenta que los FRP están embebidos y unidos al hormigón y pueden presentar problemas, apareciendo

tensiones térmicas, si sus coeficientes de expansión son muy diferentes. En concreto el hormigón suele tener un coeficiente de entre 7 y $13 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ y que además se considera como isótropo. Como se puede ver el acero presenta un coeficiente similar y también es isótropo. Por contra los FRP presentan coeficientes bastante distintos salvo la fibra de vidrio que longitudinalmente es bastante similar. Por tanto a efectos de variaciones significativas de temperatura y por tanto expansión térmica habría que estudiar los efectos sobre el vínculo FRP y hormigón.

5.1.3. EFECTOS DE LA TEMPERATURA SOBRE LAS BARRAS DE FRP.

Según los resultados de varios ensayos realizados bajo elevadas temperaturas se ha comprobado que los FRP poseen una temperatura de reblandecimiento (T_g), a partir de la cual, el conjunto se debilita y empieza a perder sus propiedades. Esta temperatura depende del FRP concreto que se trate, pero en todos ellos el principal elemento que gobierna esta temperatura será la matriz, debido a que las fibras son capaces de soportar de forma general temperaturas mucho más elevadas que éstas. Así, en términos generales, los valores de T_g para el poliéster se encuentran entre 70-100°C; para el viniléster entre 70-163°C; y para el epoxi entre 95-175°C. Por ello a efectos de diseño se recomienda que esta temperatura límite de pérdida de propiedades se estime en valores superiores en 30°C a la temperatura máxima de servicio esperada.

La unión del hormigón y los refuerzos dependen de las propiedades de la matriz y, físicamente, del tratamiento superficial de ésta. Cuando alcanzamos temperaturas entorno a la temperatura de reblandecimiento, la matriz se vuelve más viscosa y reduce considerablemente sus propiedades. El vínculo entre las fibras y la matriz se deteriora, por lo que la matriz se ve incapaz de transmitir y repartir los esfuerzos desde el hormigón a las fibras, que son las principales responsables de la resistencia del FRP. Todo esto provoca que se reduzca de manera considerable la resistencia del conjunto y aparezcan otros efectos tales como los incrementos de la deformación o la apertura de fisuras que pueden incluso concluir con el colapso de la estructura. Para evitar el colapso bajo altas temperaturas resulta especialmente interesante que los anclajes finales puedan mantenerse estables, no experimentando reblandecimiento alguno.

Otra cuestión a tener en cuenta en elementos reforzados por FRP es que presentan un coeficiente de dilatación transversal muy diferente al del hormigón. Este hecho conlleva que, bajo una variación de la temperatura, puedan aparecer tensiones en el hormigón circundante que provoquen la aparición de micro-fisuras que afecten a la unión del hormigón con las barras de FRP.

No sólo las temperaturas elevadas pueden afectar a los refuerzos de FRP, sino que también las temperaturas extremadamente bajas pueden sobre-endurecer la matriz, apareciendo en este caso fisuración que puede afectar a la integridad de la unión fibra-matriz.

5.2. PROPIEDADES MECÁNICAS A CORTO PLAZO.

En primer lugar ha de señalarse la especial incidencia que sobre este tipo de materiales tendrán los efectos de carga y tensión a largo plazo. Efectos como la fluencia o la fatiga resultarán factores de diseño más críticos y restrictivos de lo que resulta para el caso de refuerzos con otros materiales, como el habitual acero. De esta manera resulta importante diferenciar sus propiedades mecánicas a "corto" y a la "largo" plazo.

Como en cualquier otro material, las propiedades mecánicas pueden ser determinadas por medidas experimentales, pero la gran variabilidad de materiales y compuestos de FRP existentes, las diferentes patentes de cada fabricante y la dispersión de diámetros favorecida por los diferentes patrones nacionales, hacen imposible una extrapolación de resultados lo suficientemente generalista para poder ser considerados valores característicos.

Este proceso de ensayo y caracterización del material es costoso y, además, resultaría significativo para un reducido número de combinatorias, por lo que de forma habitual se ha optado por estimar las características y propiedades del composite por medio del conocimiento de las propiedades particulares de los materiales constituyentes, estableciendo, en función de la propiedad analizada la repercusión parcial que cada componente tendrá sobre el conjunto (composite).

5.2.1. PROPIEDADES A TRACCIÓN.

Sin duda representa un valor definitorio, en tanto que la principal forma de trabajo de los FRP es a tracción, sirviendo como refuerzo específico del hormigón, aprovechando además las propiedades sobrevenidas de un proceso de "fabricación" del material que permiten disponer la dirección de las fibras en la dirección del eje de trabajo (tracción) de las barras.

Los factores que influyen en las propiedades a tracción son:

- las propiedades de los constituyentes;
- la fracción volumétrica;
- la distribución de los elementos;
- las interacciones físicas y químicas entre materiales;
- proceso de fabricación y control de calidad de la misma.

Estas variables que entran en juego para determinar las propiedades del composite (tensión última y módulo elástico) se pueden obtener a través de sus constituyentes y de su proporción volumétrica, sabiendo que, obviamente son estimativas, y en donde la fibra aporta la mayor parte de la resistencia y módulo, mientras que la matriz la complementa, distribuyendo uniformemente los esfuerzos.

Estudios como los realizados por Agarwal y Broutman (1990) permitieron estimar el módulo elástico y resistencia a tracción en la dirección de las fibras de este modo:

$$E_L = E_{fl} \cdot V_f + E_m \cdot (1 - V_f)$$

En donde:

- E_L corresponde con el módulo de Young longitudinal.
- E_{fl} corresponde con el módulo de Young de la fibra en sentido longitudinal.
- E_m corresponde con el módulo de Young de la matriz.
- V_f representa el volumen de fibras (porcentaje).

Las fibras de carbono y aramida son ortótropas y tienen diferentes valores de módulo de longitudinales y transversales módulo, E_{fl} . La relación E_{fl}/E_{ft} es 24,0 para el Kevlar, un 15,3 para el carbono de alta resistencia y 65,0 para el carbono de alto módulo.

Las barras de FRP presentan un comportamiento elástico lineal en la relación tensión-deformación hasta la rotura a la tracción. Por lo general, en materiales compuestos de FRP la tensión de rotura por tracción de la fibra es menor que el de la matriz y la siguiente expresión se puede utilizar para determinar la resistencia a la tracción longitudinal del conjunto:

$$f_t = f_{ft} \cdot [V_f + E_m(1 - V_f)/E_f]$$

- f_{ft} representa la resistencia longitudinal de la fibra
- V_f representa el volumen de fibras (porcentaje)

La resistencia a la tracción de las barras de FRP varía con el área de sección transversal. Por ejemplo, en el caso de fibras de vidrio (GFRP) la reducción de la tensión puede llegar hasta un 40% cuando el diámetro aumenta de 9,5 (10) a 22,2 (20) mm, tal y como fijan en sus informaciones diferentes catálogos de productos de los propios fabricantes, lo que de nuevo incide en la variabilidad de resultados que es posible obtener, siendo imprescindible asegurarse de los patrones de calidad del material y la fiabilidad de los valores ofertados.

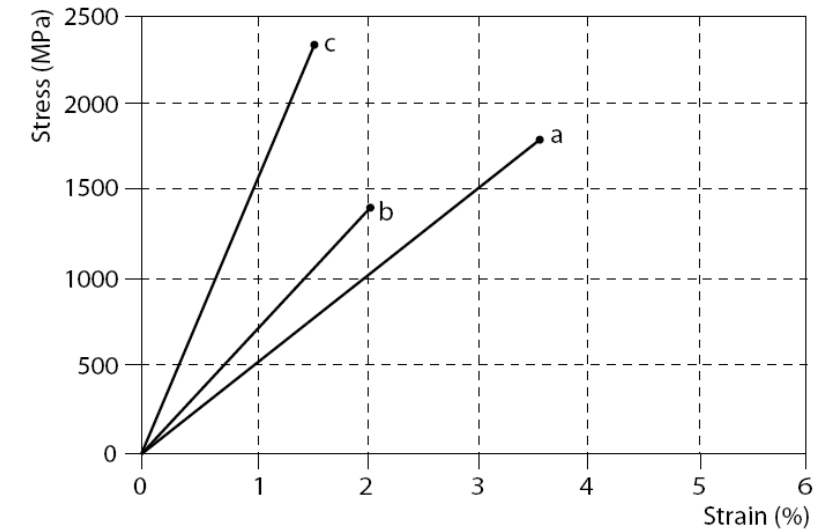


Diagrama Tensión-Deformación de un composite de epoxy en la dirección de las fibras (a → GFRP; b → AFRP; c → CFRP)
Fig. 2.11 fib_n40

| PROPIEDADES | MATERIAL | | | |
|--|-----------|------------|------------|-------------|
| | Acero | GFRP | CFRP | AFRP |
| Módulo longitudinal (GPa) | 200 | 35 - 65 | 100 - 580 | 40 - 125 |
| Resistencia a Tracción Longitudinal (MPa) | 450 - 700 | 450 - 1600 | 600 - 3500 | 1000 - 2500 |
| Deformación Última % | 5 - 20 | 1,2 - 3,7 | 0,5 - 1,7 | 1,9 - 4,4 |

Propiedades genéricas de los FPR ($V_f = 0.5$ to 0.75)

Tabla 2-6. fib_n40

Como se ha mencionado antes, realmente es complejo y entran en juego muchas variables para determinar las propiedades mecánicas. Por ello se recurren a métodos experimentales debidamente estandarizados y aprobados por las normativas para establecer un patrón común que determine estas características. A pesar de que todas estas variables sean comunes para un determinado FRP, las propiedades pueden cambiar de una barra a otra por lo que es necesario hacer una valoración estadística para establecer su desviación y media. Tanto es así, que este análisis debe de ser hecho para cada diámetro de barra siendo usual que las propiedades de las mismas mengüen a medida que el diámetro se incrementa. Por ello es habitual que los fabricantes proporcionen tablas de propiedades mecánicas según el diámetro de la barra a disponer.

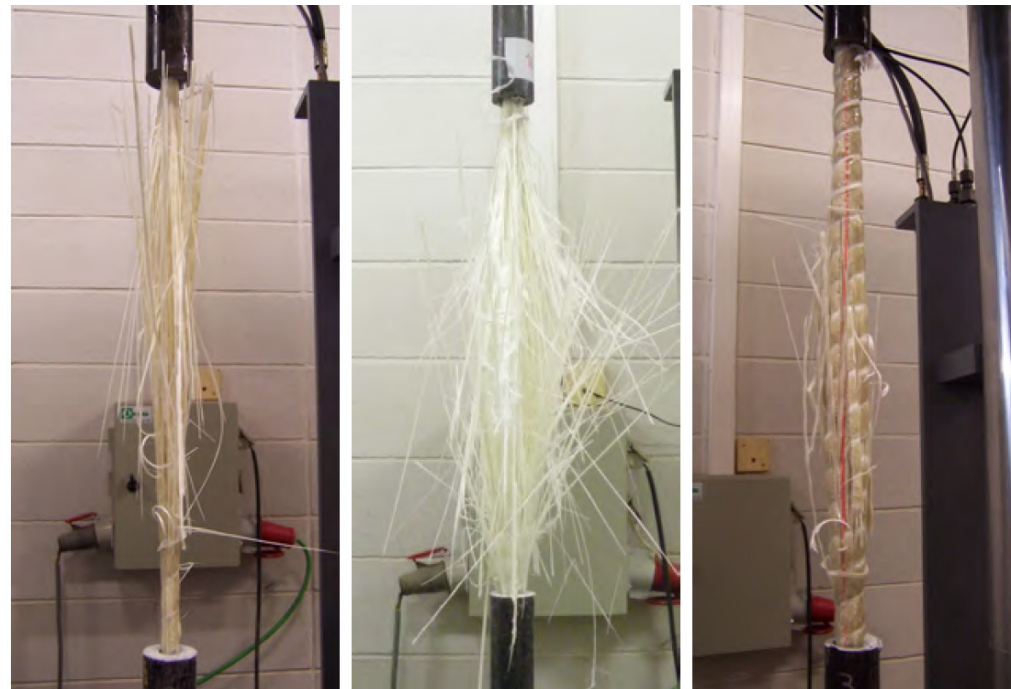
| Barras (mm.) | Diámetro (mm.) | Resistencia característica (MPa) | Módulo de elasticidad (GPa) |
|--------------|----------------|----------------------------------|-----------------------------|
| 6 | 6,4 | 788 | 46,1 |
| 9 | 9,5 | 765 | 46,2 |
| 13 | 12,7 | 710 | 46,4 |
| 16 | 15,9 | 683 | 48,2 |
| 19 | 19,0 | 656 | 47,6 |
| 22 | 22,2 | 625 | 46,4 |
| 25 | 25,4 | 611 | 51,0 |

Propiedades físicas y mecánicas para **GFRP** del fabricante **FIBERGLASSREBAR**



| Tamaño | Diámetro (mm.) | Resistencia característica (MPa) | Módulo de elasticidad (GPa) |
|--------|----------------|----------------------------------|-----------------------------|
| # 2 | 6 | 896 | 46 |
| # 3 | 10 | 827 | 46 |
| # 4 | 13 | 758 | 46 |
| # 5 | 16 | 724 | 46 |
| # 6 | 19 | 690 | 46 |
| # 7 | 22 | 655 | 46 |
| # 8 | 25 | 620 | 46 |
| # 9 | 29 | 586 | 46 |
| # 10 | 32 | 551 | 46 |
| # 11 | 35 | 482 | 46 |
| # 12 | 38 | 448 | 46 |
| # 13 | 41 | 413 | 46 |

Propiedades físicas y mecánicas para **GFRP** del fabricante **ASLAN** (Aslan 100 GFRP)



Resultados de ensayo a tracción de barras de GFRP

(BAENA MUÑOZ, Marta. "Study of bond behaviour between FRP reinforcement and Concrete" UdG 2010).

5.2.2. PROPIEDADES A COMPRESIÓN.

Las características de los FRP no los convierten en materiales especialmente aptos para trabajar a compresión, debido a que en estas condiciones los modos de fallo se encuentran en manos de variables de difícil evaluación, tales como el micro-pandeo de las fibras dentro de la matriz, la fractura transversal por deformación o el fallo de las fibras por cortante.

Debido a todas estas posibles y complicadas formas de fallo es difícil crear un modelo que prediga el fallo por compresión. Por ello se han elaborado diferentes ensayos que tratan de caracterizar de manera aproximada su comportamiento, no existiendo un método estandarizado para caracterizar el comportamiento a compresión de una barra de FRP. Por tanto cuando se adoptan parámetros caracterizadores ofrecidos por un determinado fabricante será imprescindible conocer tanto las características del FRP empleado como el tipo de ensayo ejecutado, pues de ello dependerán los resultados obtenidos.

En cualquier caso, siempre la resistencia a compresión de FRP resultará inferior a las resistencias correspondientes a tracción. Esta resistencia a la compresión será mayor para las barras con resistencias a la tracción más altas, a excepción de las barras de AFRP donde las fibras tienen un comportamiento no lineal en la compresión, incluso a bajos niveles de tensión. El módulo de compresión de elasticidad de las barras de FRP de refuerzo es también menor que su módulo de elasticidad, siendo por encima del 80% para GFRP y 85% para CFRP y 100% de los mismos productos.

Existen algunos métodos analíticos, como el propuesto por Jones (1999), en el que se estiman las resistencias a compresión (f_{lc}), en función del posible modo de fallo.

- Micropandeo de las fibras en cortante.

$$f_{lc} = \frac{G_m}{1 - V_f}$$

En donde G_m representa el módulo a cortante de la matriz

$$G_m = \frac{E_m}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

- Fractura de la sección transversal por deformación.

$$f_{lc} = \frac{[E_f \cdot V_f + E_m \cdot (1 - V_f)] \cdot (1 - V_f^{1/3}) \cdot \varepsilon_{mu}}{\nu_f \cdot V_f + \nu_m \cdot (1 - V_f)}$$

- Fallo de las fibras por cortante.

$$f_{lc} = 2 \cdot f_{fs} \cdot \left[V_f + (1 - V_f) \cdot \frac{E_m}{E_f} \right]$$

En donde f_{fs} representa el valor de resistencia a cortante de las fibras

Para obtener información más fiable a compresión es necesario acudir a tablas y propiedades ofertadas por el fabricante teniendo especial cuidado en el conocimiento del tipo de ensayo empleado para caracterizar el material, acudiendo además a grandes factores de seguridad.



Resultados de ensayo a compresión de barras de GFRP

(ALMERICH CHULIA, Ana Isabel. "Diseño, según Estados Límites, de estructuras de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio GFRP". UPV 2010).

5.2.3. PROPIEDADES A CORTANTE.

El modo de fallo común en los FRP es un agrietamiento de la matriz que conlleva al fallo. En lo que se refiere al diseño es conveniente notar que los FRP poseen una escasa resistencia a cortante y debe evitarse diseños específicos para resistir tales esfuerzos.

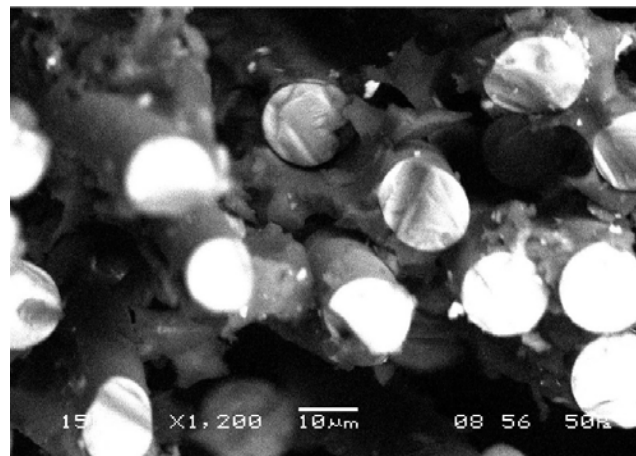
El módulo de cortante se puede determinar con un parámetro semiempírico desarrollado por estudios como los de Tsai y Hahn (1980):

$$G_l = G_m \cdot \frac{V_f + \eta \cdot (1 - V_f)}{\eta \cdot (1 - V_f) + \frac{V_f \cdot G_m}{G_f}}$$

$$\eta = \frac{3 - 4 \cdot v_m + \frac{G_m}{G_f}}{4 \cdot (1 - v_m)}$$

en la que G_f representa el módulo de cortante de la fibra y G_m el correspondiente a la matriz.

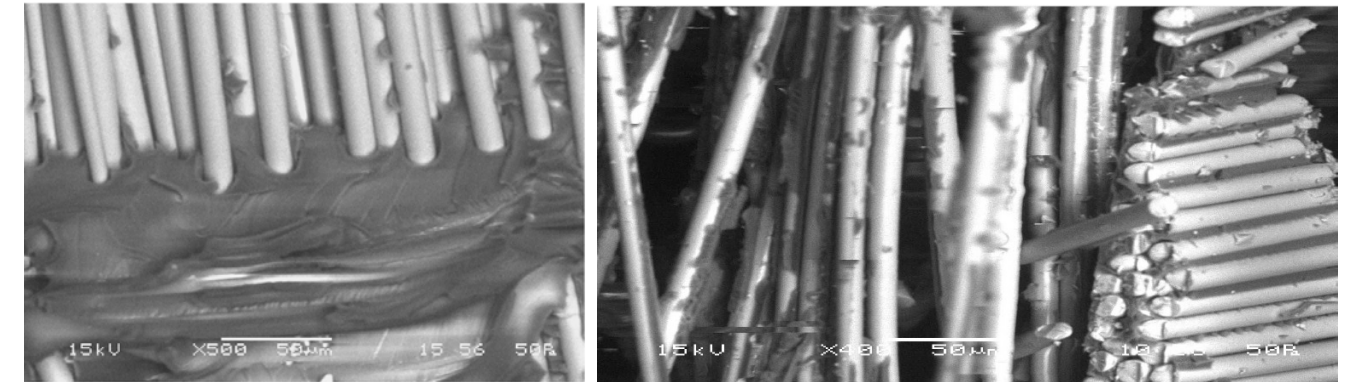
El corte transversal de la matriz puede ser la causa del agotamiento, sin que se lleguen a cortar las fibras, dominando en este caso la resistencia de la matriz, ya que las fuerzas se desarrollarán en el sentido perpendicular a la dirección de las fibras. En este caso, las fibras no resisten cizallamiento y, peor aún, las secciones transversales de las fibras pueden ser consideradas inclusiones circulares de pérdida de sección de la matriz sobre las que se pueden acusar concentraciones de esfuerzos. No hay modelos de predicción teórica de la resistencia al corte transversal, por lo que se en procesos de diseños preliminares se puede tomar el valor de la resistencia al corte de la matriz.



SUBRAT KUMAR, Patro; PARITOS, Hupadhyay; "Failure Characterization of FRP by Scanning Electronic Microscope Technique". Department of Metallurgical and Materials Engineering National Institute of Technology. Rourkela (India) 2008.

Una posible mejora de las propiedades a cortante de los FRP se podría lograr disponiendo las fibras en direcciones cruzadas con las direcciones longitudinales de las barras, con secciones logradas por arrollado o trenzado de fibras transversales a las fibras longitudinales de refuerzo.

A pesar de que las nuevas actualizaciones de los códigos de diseño han implementado algunos mecanismos que tratan de establecer un sistema estandarizado de análisis, de nuevo nos encontramos con la problemática de la dispersión de materiales y combinaciones posibles, por lo que resulta recomendable que los datos referentes a resistencia a cortante aún siendo obtenidos por medio de estos experimentos estandarizados, sean convenientemente avalados por el fabricante.



SUBRAT KUMAR, Patro; PARITOS, Hupadhyay; "Failure Characterization of FRP by Scanning Electronic Microscope Technique". Department of Metallurgical and Materials Engineering National Institute of Technology. Rourkela (India) 2008.

5.2.4. RESUMEN DE PROPIEDADES A CORTO PLAZO.

La siguiente Tabla presenta un resumen de las principales propiedades físicas y mecánicas a corto plazo de los tres tipos fundamentales de FRP (fibra de vidrio, aramida y carbono).

| Propiedades | | GFRP | AFRP | CFRP |
|---|-------|-------|-------|-------|
| Fracción en volumen de fibra | % | 0,55 | 0,60 | 0,65 |
| Densidad | kN/m³ | 21,00 | 13,80 | 16,00 |
| Módulo longitudinal | GPa | 39 | 87 | 177 |
| Módulo transversal | GPa | 8,6 | 5,5 | 10,8 |
| Plano módulo de corte | GPa | 3,8 | 2,2 | 7,6 |
| Resistencia a tracción longitudinal | MPa | 1080 | 1280 | 2860 |
| Resistencia a tracción transversal | MPa | 39 | 30 | 49 |
| Resistencia a corte | MPa | 89 | 49 | 83 |
| Deformación última de tracción longitudinal (%) | % | 2,8 | 1,5 | 1,6 |
| Deformación última de tracción transversal (%) | % | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| Resistencia a compresión longitudinal (MPa) | MPa | 620 | 335 | 1875 |
| Resistencia a compresión transversal | MPa | 128 | 158 | 246 |

Propiedades mecánicas a corto plazo de GFRP, CFRP Y AFRP (valores medios de varios catálogos técnicos de fabricantes)

5.3. PROPIEDADES A LARGO PLAZO.

El comportamiento elástico que presentan en condiciones de servicio a temperatura ambiente las secciones de hormigón reforzadas con armaduras de acero no puede ser equiparado con el comportamiento viscoelástico que presentan los refuerzos de FRP. Esto hace que el comportamiento a largo plazo de las secciones reforzadas con estos materiales precise de un análisis específico, en tanto que una buena parte de sus propiedades resistentes presentarán variaciones importantes en el tiempo. Este fenómeno de "creep" en los composites se manifiesta para temperaturas relativamente bajas, incluso ambientales, con un comportamiento en el que se produce una variación de las deformaciones a lo largo del tiempo (estando el material sometido a unas tensiones constantes o no) donde al cesar la carga, se produce una cierta recuperación formal por deformación viscosa elástica (a veces es inexistente) quedando una deformación permanente visco plástica.

De nuevo el acercamiento a los valores de referencia de cada material exigirá metodologías de ensayo, que bien pueden ser del tipo de fluencia, en el que se mantiene el nivel de tensión



constante y se mide las deformaciones así con su velocidad, o del tipo conocido como prueba de relajación en el que el mecanismo de análisis es justamente el contrario.

El tiempo de rotura por resistencia (fluencia) puede disminuir irreversiblemente bajo condiciones ambientales adversas tales como alta temperatura, exposición a la radiación ultravioleta, alta alcalinidad, ciclos de mojado y seco, o ciclos de congelación y descongelación. La literatura sobre los efectos de tales ambientes existe, aunque la extracción de los criterios de diseño generalizadas se ve obstaculizada por la falta de métodos normativizados de ensayo de fluencia y la información y la diversidad de los componentes y procesos utilizados para fabricar especialidades de FRP. Estos factores han dado lugar a criterios de diseño que pueden ser considerados como conservadores hasta que haya más investigación se ha hecho sobre este tema.

Normalmente es admitido que el principal responsable del creep, en el FRP, es la matriz, siendo la fibra mucho menos susceptible. Por ello, inicialmente se produce una deformación elástica del conjunto (donde las cargas se reparten debidamente entre la matriz y las fibras) seguido de una deformación viscosa de la matriz a causa del creep que intenta ser impedida por el vínculo con las fibras. De esta manera las cargas que soportaba la matriz se trasladan progresivamente a las fibras incrementando la tensión y deformación de las mismas. Pero como al disminuir la carga en la matriz se vuelve menos sensible al creep este traslado de cargas se hace cada vez más lento y la deformación total del conjunto tiende de manera asintótica a la deformación que tendría si toda la carga se la llevaran las fibras. [Hull, D. and Clyne, T.W. (1996)]

En general, las fibras de carbono son los menos susceptibles a la fluencia, mientras que las fibras de aramida son moderadamente susceptibles, siendo los compuestos de fibras de vidrio las más susceptibles. Los ensayos realizados parecen indicar que existe una relación lineal entre la fuerza de rotura por fluencia y el logaritmo del tiempo para los tiempos de hasta cerca de 100 horas, ofreciendo resultados a 500000 horas (más de 50 años), en las que las relaciones entre resistencia inicial y final por fluencia responden a valores de 0,20, 0,30 y 0,55 para el caso de GFRP, AFRP y CFRP respectivamente (ACI440.1R-10).

| Tipo de fibra | GFRP | AFRP | CFRP |
|----------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Tensión límite por "creep" | 0,20 · f _u | 0,30 · f _u | 0,55 · f _u |

Límites de tensión (rotura por creep). Tabla 8.3 ACI 440-1r

5.3.1. EL FENOMENO DEL "CREEP".

Además de las propiedades viscoelásticas de los FRP, la fluencia lenta del hormigón está influenciada por varios factores, tales como las proporciones de dosificación de la mezcla, la temperatura, la humedad, la edad del hormigón en los niveles de carga y deformación. Por todo ello los principales ensayos se han referido a las condiciones de sollicitación preferente para este tipo de elementos que, lógicamente, corresponderá con situaciones de flexión.

Para estas situaciones las normativas más desarrolladas (ACI440) establecen una serie de coeficientes de fluencia (C_t), para una determinada duración de la carga, asumiendo que el coeficiente correspondiente al hormigón (C_u) presentará variaciones entre 1,30 y 4,15 (ACI 209R), lo que ofrece un valor medio de C_u = 2,35 (propuesta de valor ponderado por factores de corrección que representan la duración de la carga, edad del hormigón en el momento de entrada en carga, humedad, deformación relativa,...). Con estas premisas el valor del coeficiente de fluencia resultará:

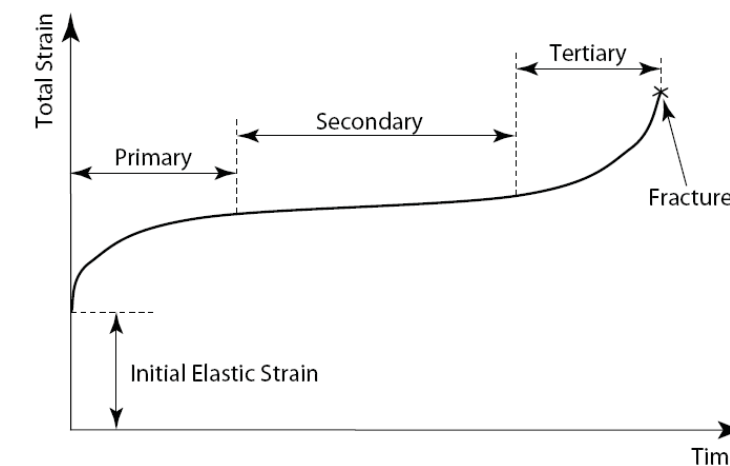
$$C_t = (1,25 \cdot t_i^{-0,118}) \cdot \left(\frac{t^{0,6}}{10 + t^{0,6}} \right) \cdot C_u \quad C_t = \frac{\text{Tensión de fluencia}}{\text{Tensión elástica inicial}}$$

- C_t coeficiente de fluencia en el tiempo t.
- t_i edad del hormigón en día cuando la carga se aplica por primera vez.
- t duración de la carga (días).

Esta fluencia del material debilita al mismo pudiendo fallar aún estando tensionado por debajo del límite de rotura. Por ello, a efectos de durabilidad, se suele tener en cuenta este efecto reduciendo la tensión límite así como su deformación. En el caso del código ACI, esta reducción no interviene en el diseño inicial, esto es, se diseña sin tener en cuenta y luego se comprueba que la tensión límite de fluencia prefijada no se alcanza para las cargas de servicio aplicadas. Sin embargo, otros códigos integran de manera directa esta reducción de propiedades en el diseño, afectando los valores de propiedades del material por un coeficiente que corresponde incluso a situaciones de corto plazo.

5.3.1.1. CREEP BAJO TENSIONES CONSTANTES.

El fenómeno de fluencia no se puede simular mediante modelo mecánicos debido a la dependencia no lineal de las velocidades de deformación respecto a las tensiones. Por ello las ecuaciones de deformaciones se han de desarrollar hasta ahora por medio de métodos empíricos buscando funciones que se ajusten a los resultados experimentales en los que para una tensión y temperatura constante se mide la deformación respecto al tiempo.



Gráfica característica de un ensayo deformación-tiempo. (fig. 2.15 fib_n40)

Después de una deformación elástica instantánea inicial, la curva muestra una región donde las tensiones primarias de fluencia crecen rápidamente durante un período corto de tiempo. La etapa de fluencia secundaria se caracteriza por una pendiente constante y se extiende durante un largo período de tiempo. Esta es la región que incluye el período de tiempo en el que la estructura estará en funcionamiento. La tercera etapa se produce, por lo general, en presencia de un alto nivel tensional, caracterizándose por la acumulación simultánea de deformación y daños materiales. En muchas situaciones con materiales compuestos se puede suponer que las fibras no experimentan la fluencia, pero el comportamiento de fluencia del material compuesto como un todo depende del reparto de carga y de las restricciones impuestas.

El tratamiento de la fluencia axial de materiales compuestos de FRP unidireccional es sencillo. La deformación inicial (ε₀) en material compuesto se puede determinar dividiendo la tensión aplicada (σ) por el módulo longitudinal (E).

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma}{E_{fl} \cdot V_f + E_m \cdot (1 - V_f)}$$

Como la rotura por fluencia se produce en la matriz la tensión aplicada se transfiere progresivamente a las fibras y la tensión aumenta hasta que las fibras pueden soportar la carga total aplicada. En este punto la deformación de las fibras (ε_∞) y por lo tanto del material compuesto, se puede determinar con:

$$\epsilon_\infty = \frac{\sigma}{E_{fl}}$$



La deformación se aproxima asintóticamente a este valor, puesto que el porcentaje de fluencia sobre la matriz disminuye a medida que disminuye la tensión que experimenta, y no resulta posible alcanzar un estado de equilibrio. La ecuación para la deformación total del material se puede escribir como:

$$\varepsilon(t) = \beta \cdot \log t + \varepsilon_0 \quad \beta = \frac{d\varepsilon(t)}{dt}$$

donde $\varepsilon(t)$ es la deformación total en el material después de período de tiempo t , (ε_0) es el valor de la deformación inicial y β es el parámetro de velocidad de fluencia.

El tratamiento planteado, correspondiente a la propuesta del EC-2 y en buena parte heredado por la actual EHE-08, en la que se establece la deformación dependiente de la tensión, en un instante t , para una tensión constante $\sigma(t_0)$, menor que $0,45 \cdot f_{cm}$ aplicada en t_0 , resulta en la formulación siguiente.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \sigma(t_0) \cdot \left(\frac{1}{E_{c,t_0}} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right)$$

En donde t y t_0 se expresan en días y los términos del paréntesis indican el caso del primer sumando la deformación instantánea para una tensión unidad y , el segundo, la de fluencia, en el que el factor $\varphi(t, t_0)$, corresponde con el coeficiente de fluencia

5.3.1.2. CREEP BAJO TENSIONES VARIABLES.

Lo normal es que las tensiones no sean constantes sino variables, en base al carácter de las acciones que solicitan cualquier elemento estructural. En la práctica totalidad de los casos el valor de las cargas de carácter permanente, comprendidas por el peso propio de los elementos estructurales y la totalidad de la carga de carácter "constructivo" que gravita sobre ella, resulta muy superior a las cargas de carácter variable (explotación o uso). De esta manera resulta habitual para el análisis de las condiciones de agotamiento por fluencia que la carga del elemento es constante e igual a la suma de la carga permanente y un porcentaje de la sobrecarga asumiendo que su carácter es cuasi-permanente.

5.3.1.3. ESTIMACIÓN DEL TIEMPO DE ROTURA.

Por definición, este tipo de agotamiento responderá a situaciones de exposición a cargas sostenidas durante un largo período de tiempo, aunque la operatividad de ensayo hace que su análisis se realice en cortos períodos de tiempo, tratando de extrapolar los resultados obtenidos en estos ensayos a las condiciones reales. Lo habitual es ensayar estos elementos en condiciones de temperatura y tensiones superiores a las de servicio, lo cual dará tiempos de rotura admisibles, estimando a partir de ellos el tiempo de rotura real.

Hay dos formas de proceder, la primera se basa en establecer la relación empírica entre el tiempo de rotura o tiempo resistente (t_r) y la velocidad de deformación del permanente, a partir de un coeficiente experimental (M).

$$M = t_r \cdot \left(\frac{d}{dt} \varepsilon_s \right)$$

La segunda metodología trata de acotar la dependencia de las constantes respecto de la tensión y temperatura y buscan una función de aproximación de ellas. Estas funciones son lineales logarítmicamente dependiendo de la tensión y la temperatura.

$$\theta_i(\sigma, T) = e^{f_i(\sigma, T)}$$

5.3.2. FATIGA.

La fatiga se define como la degradación de la integridad de un material como resultado de las aplicaciones repetidas de un gran número de ciclos de carga, afectando a la integridad del material, comúnmente medida en términos de propiedades mecánicas tales como resistencia y rigidez. El estudio de la fatiga para los componentes se hace por medio de ensayos obteniéndose curvas de tipo S-N donde muestran el rango de tensiones para el que se produce el fallo frente al número de ciclos necesario. Los factores más importantes que entran en juego son el rango de tensiones máximas, la tensión media, así como las propiedades físicas y geométricas de la probeta a ensayar. En estas curvas es muy característica la presencia de un rango de tensiones para el que no se produce la rotura por fatiga, aunque este valor no está claro para la mayoría de los FRP.

La estimación de los daños por fatiga de materiales compuestos de FRP es compleja debido a los varios mecanismos de daño que pueden concurrir en diferentes lugares de un mismo elemento: descomposición de la matriz, rotura de fibras, fisuración, exfoliación y delaminación... Además hemos de tener en cuenta que la presencia de rugosidades superficiales (corrugas) en las barras que se practican para mejorar la adherencia con el hormigón y la posible presencia de dobleces en el refuerzo pueden actuar como concentradores de tensiones, reduciendo aún más su capacidad.

Por tanto, y al igual que sucedía con el análisis del resto de propiedades mecánicas, el comportamiento a fatiga de materiales compuestos de FRP dependerá del comportamiento individual de cada componente, así como del comportamiento de la interfaz matriz-fibra. Por ejemplo si el compuesto contiene capas de fibras en diferentes ángulos el mecanismo de daño se puede producir bajo cargas medias y la respuesta de tensión-deformación se convierte en no-lineal. Mientras que un material compuesto unidireccional presentará muy poco daño hasta el momento inmediatamente anterior al de fallos de la falla, un compuesto multidireccional mostrará una reducción gradual en los valores de resistencia y rigidez.

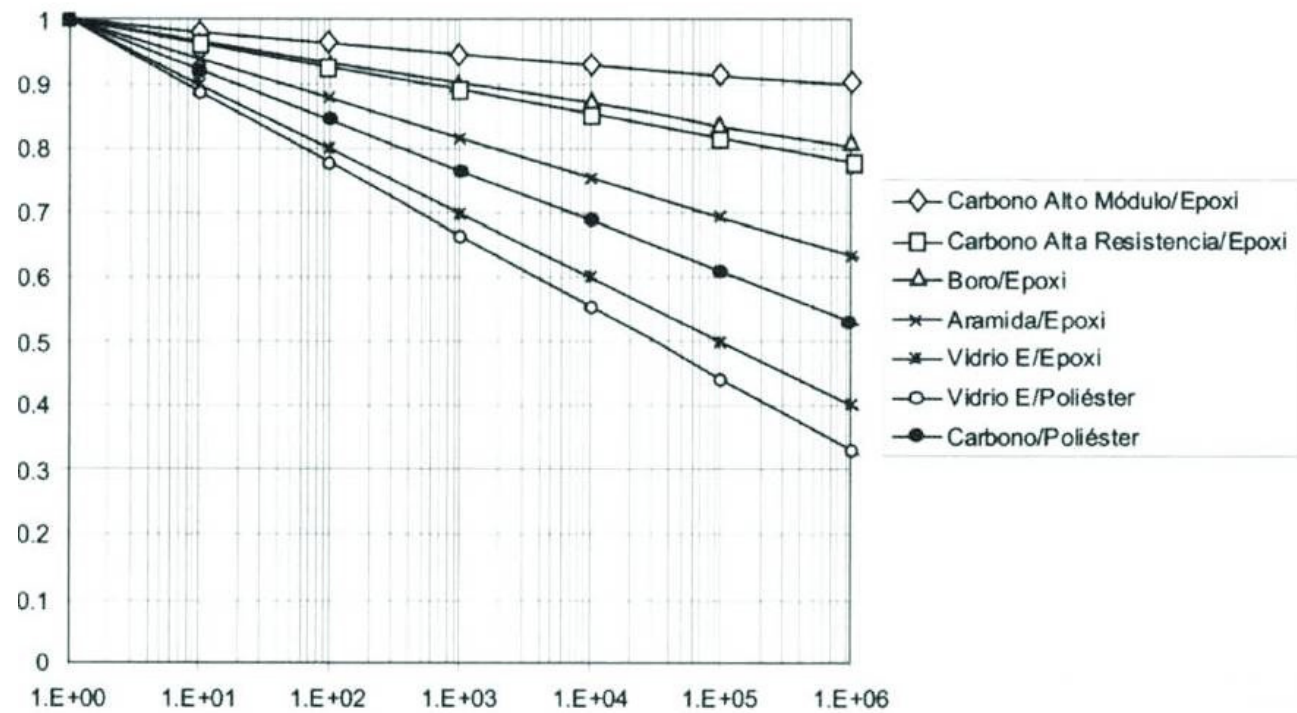
Resultados obtenidos mediante ensayos muestran que los **CFRP** son generalmente los menos propensos a fallo por fatiga, pudiendo observarse que por término medio la pérdida de resistencia oscila entre 5 al 8% de la resistencia estática inicial, siendo relativamente poco afectada por la temperatura y la humedad a menos que la matriz presente graves síntomas de deterioro (fisuración).

Los refuerzos de fibra de vidrio (**GFRP**) presentan una mayor sensibilidad a la fatiga siendo su pendiente superior y alrededor del 10% de pérdida de resistencia respecto a la inicial. El mecanismo de fatiga es debido principalmente a las interacciones fibra contra fibra dentro de la matriz. Resaltar que en este caso los factores ambientales juegan un papel fundamental en la fatiga debido a la susceptibilidad de la fibra de vidrio a la humedad, alcalinidad y soluciones ácidas.

En refuerzos de **AFRP** el comportamiento a fatiga es similar a los anteriores donde la pendiente de las curvas S-N se sitúan entre el 5 y 6% de resistencia respecto a la inicial.

La figura siguiente muestra el comportamiento de distintos materiales compuestos por debajo del millón de ciclos de carga. Las curvas S-N que se muestran en el gráfico están normalizadas respecto a la resistencia estática inicial del material, con objeto de poder establecer una comparación. De dichas curvas se deduce rápidamente el buen comportamiento de los sistemas carbono-epoxi frente a la fatiga. En el caso de laminados de fibras de carbono de alto módulo, la resistencia del material apenas desciende un 10% durante el primer millón de ciclos. Ha de notarse, en cambio, que el sistema carbono-poliéster pierde más del 50% de su resistencia inicial, lo que desaconseja su uso con coeficientes de seguridad respecto a la resistencia inicial por debajo de dos. Los sistemas de matriz epoxi reforzada con fibras de boro y aramida presentan también un buen comportamiento a fatiga. En el caso del boro, la respuesta de este material compuesto iguala incluso la del carbono de alta resistencia. Las fibras de aramida parecen asegurar su supervivencia cuando trabajan con coeficientes de seguridad por encima de dos. En cuanto a la fibra de vidrio, la caída en resistencia va más allá del 60%.

La necesidad de adecuar cada uno de los componentes del composite queda evidenciado al observar la importancia de la matriz, ya que la resina poliéster muestra claramente para un mismo tipo de fibra, un peor comportamiento que los sistemas de matriz epoxi. De cualquier modo, la supervivencia de estos sistemas en aplicaciones que han de soportar ciclos de carga ha de asegurarse mediante coeficientes de seguridad elevados, nunca inferiores a tres.



Curvas S-N normalizadas para diferentes composites
MIRAVETE, Antonio "Materiales compuestos" (Elisava TdD.2002).

6. ACERCAMIENTO AL DISEÑO CON REFUERZO DE FRP.

La combinación de una fibra con una resina, da lugar a un material compuesto de matriz polimérica. Un buen número de estos materiales compuestos han surgido para aprovechar las excelentes propiedades de las fibras en elementos estructurales donde tienen que soportar estados tensionales complicados, con cargas concentradas y esfuerzos de flexión, torsión y compresión.

La matriz polimérica orienta las fibras en la dirección adecuada, distribuye las tensiones entre ellas, las protege de la abrasión y del ataque químico, proporcionando la rigidez necesaria para evitar el pandeo de las mismas en compresión.

Sin embargo, no sólo las propiedades mecánicas estructurales del material son interesantes, es su conjugación con la ligereza del material lo que les confiere propiedades específicas (por unidad de peso) elevadas capaces de competir y superar a muchos materiales tradicionales en numerosos ámbitos de aplicación.

HERNANDEZ; Silvia; GONZÁLEZ, Carlos

"Materiales compuestos: una tecnología madura"

Ancinfor. Nº 35 (Abril 2010)

De todas las propiedades que hemos descrito bien podríamos establecer una tabla resumen en la que se puedan comparar las ventajas y desventajas que presentan los FRP como materiales de refuerzo para las estructuras de hormigón. El objeto de esta tabla no es comparar la eficacia de su uso con respecto a otros materiales, sino tratar de determinar cómo la incertidumbre asociada a los factores de la columna de "desventajas" redundaría en la adopción de valores de ponderación de la seguridad del material, que más allá de los habituales factores de seguridad asociados a "cálculo", exigirá una ponderación previa de los valores "característicos" resultado de los procesos de ensayo.

| Ventajas del refuerzo con FRP | Desventajas del refuerzo con FRP |
|---|--|
| Alta resistencia a la tracción longitudinal (varía con el signo y dirección de la carga en relación con la dirección de las fibras) | Baja resistencia transversal (varía con el signo y la dirección de la carga en relación con la dirección de las fibras) |
| Resistencia a la corrosión (no depende del recubrimiento) | Baja durabilidad de las fibras de vidrio en ambientes húmedos. Baja durabilidad de algunas fibras de vidrio y de aramida en ambientes alcalinos. Posible daño de las resinas poliméricas y las fibras bajo exposición a la radiación ultravioleta. |
| Alta resistencia a la fatiga (varía con el tipo de refuerzo de la fibra) | No plastifica antes de la rotura frágil. Bajo módulo de elasticidad (varía con el tipo de refuerzo de la fibra) |
| Baja conductividad térmica y eléctrica (para fibras de vidrio y de aramida) | Altos coeficientes de expansión térmica perpendicular a las fibras, en relación al valor del hormigón. Susceptible al fuego, dependiendo del tipo de matriz y del espesor del recubrimiento. |
| No magnético | |

La carencia de experiencias temporales resulta sin duda el gran problema a la hora de establecer criterios de diseño para los elementos de hormigón armado con materiales FRP. La simbiosis conceptual que establece la necesaria relación entre factor de seguridad y probabilidad de fallo, queda en este caso bajo la incertidumbre de los resultados a largo plazo, situación que para el caso de los materiales FRP puede resultar extremadamente condicionante como veremos. Todo esto provoca que las metodologías de diseño y la operatividad de análisis discurren por múltiples filosofías que tratan de contemplar esta especificidad y que, además, se encuentran en un continuo proceso de revisión paralelo al desarrollo de la fase experimental.

Las pautas para el diseño y el estado del conocimiento se articula básicamente en base a los códigos normativos ya referidos, correspondientes a la experiencia de Japón [JMC (1995), JSCE (1997)], Canadá [CAN / CSA (1996), ISIS (2001), CSA-S806 (2002)], EE.UU. [ACI 440-96 (1996), el ACI 440-98 (1998), ACI440.1R-01 (2001), ACI440.1R-03 (2003), ACI440.1R-06 (2006)], y Europa [fib_n40]. Las recomendaciones de diseño existente en estos documentos derivan casi directamente de los anteriores códigos y normativas referidas al refuerzo con acero y, por tanto, basadas fundamentalmente en criterios de Estados Límite. Las modificaciones consisten en ajustes sobre los principios básicos de diseño, tratando de establecer mecanismos de ponderación de efectos y propiedades adecuadas a las propiedades mecánicas no "convencionales" de los refuerzos de FRP, integrando además las nuevas formulaciones empíricas que resultan de la continua experimentación con los materiales FRP.

Este enfoque para la elaboración de directrices de diseño fundamentado en el ajuste parcial de las formulaciones propuestas para los elementos reforzados con acero puede ser posible, pero tal vez no resulta del todo adecuado. El fundamento de esta afirmación es que los códigos actuales de refuerzo con acero asumen que el modo de fallo predominante será siempre dúctil debido a la fluencia del refuerzo en flexión. Sin embargo, este no es el caso tipo que corresponde a los mecanismos de fallo de los elementos dispuestos con refuerzos de FRP, que determinan la existencia de una fallo de tipo frágil en flexión, debido principalmente en el agotamiento del hormigón o la rotura directa del refuerzo de FRP.

La vía que se está doptando de forma general corresponde con la denominada de "márgenes de capacidad resistentes" que trata de abordar este problema determinando la reserva resistente que resulta entre dos modos de fallo concretos. Este tipo de análisis supone el desarrollo y estudio pormenorizado de cada tipo posible de fallo, así como la determinación de las relaciones de concatenación entre cada uno. De esta manera se establece el índice RCM (resistance-capacity margin), que para el caso de tipo de los tipos de fallo " $failure_{(i)}$ " y " $failure_{(ii)}$ " se expresaría como la razón entre las capacidades resistentes contempladas para cada tipo de fallo.

$$RCM_{failure_{(ii)}-failure_{(i)}} = \frac{\mu_{failure-mode(ii)}}{\mu_{failure-mode(i)}}$$

Estos conceptos quedan contemplados de manera teórica como filosofía de diseño integrada en la propuesta de Task-Group 9.3, que se refiere en particular a la propuesta resumida en IStructE (1999), mediante los trabajos de Neocleous (1999), Pilakoutas et al. (2002), y que se puede articular en base a las siguientes condiciones.

- El agotamiento del hormigón es el tipo más probable del fallo en flexión, ya que la rotura por tracción de refuerzo de FRP rara vez se alcanza en las secciones de hormigón de resistencia normal.
- El uso de coeficientes parciales de seguridad para el refuerzo longitudinal (γ_f, L) no puede ser el criterio esencial para el diseño a flexión, si el tipo de falla previsible resulta el agotamiento de la sección de hormigón.
- La suposición de que la aplicación de un valor específico de γ_f, L siempre daría lugar a un tipo concreto de fallo en flexión no es válido para todas las configuraciones de diseño. Esto es especialmente cierto para grandes valores de γ_f, L .

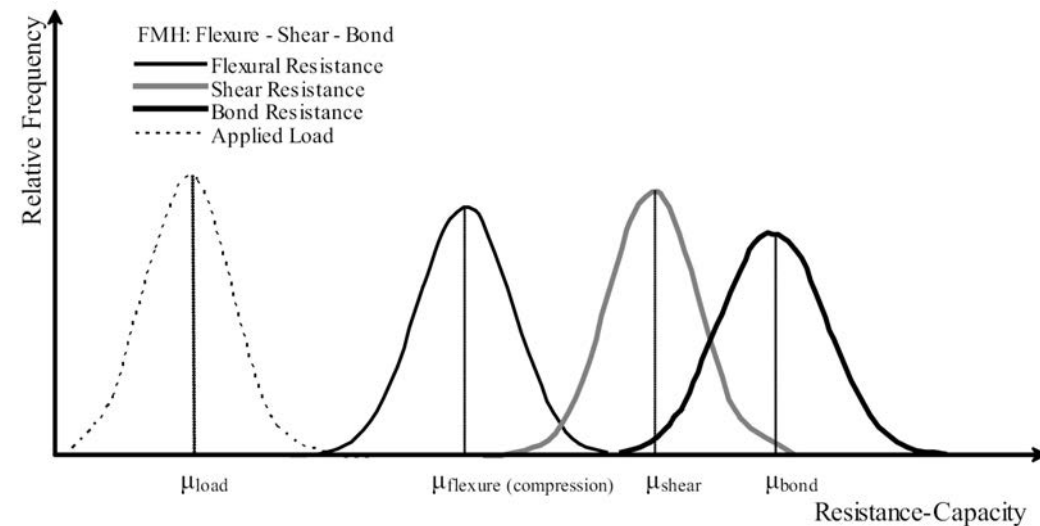
- La noción de fiabilidad estructural en elementos reforzados con materiales FRP es variable debido al efecto de los parámetros de diseño, tales como la relación entre carga permanente a carga variable, resistencia a la compresión de hormigón y la relación de refuerzo longitudinal.
- El efecto de los parámetros anteriores sobre la fiabilidad estructural nociónal está influenciado por el tipo de fallo para el cual se realiza el diseño a la flexión.
- La proporción de carga permanente a variable tiene el efecto más importante sobre la fiabilidad estructural.
- Los márgenes de capacidad entre el modo de fallo a la flexión y cortante no son uniformes.

Por otro lado, la especificidad de comportamiento de los materiales FRP frente a cargas sostenidas en el tiempo (*long term*) exige un cierto esfuerzo de comprensión de los mecanismos de fallo concreto correspondientes a cada estado, al punto de que no parece adecuado adoptar los restrictivos factores de seguridad que determinarían estas condiciones de sollicitación para los más habituales casos de cargas a corto plazo. Esta condición suele ser contemplada de forma normativa utilizando los factores de ponderación de las propiedades a corto plazo para el análisis en Estado Límite y, posteriormente, realizar la verificación (a intervalos de tiempo específicos) de que la tensión resultante en dicha etapa es menor que la resistencia de cálculo del FRP previsible en dicho intervalo de tiempo específico.

6.1.FACTORES DE PONDERACION.

En vista de las condiciones anteriores, el diseño de elementos de hormigón reforzados con FRP se basa en la determinación de una metodología que contempla la seguridad a partir del establecimiento de condiciones que asuman un modo preferente de fallo y la satisfacción de unos adecuados niveles de confianza que impidan alcanzar dicho tipo de fallo. Esta filosofía de diseño se implementa, en la consideración del Task Group 9.3, a través de un proceso iterativo presentado en su día por Nowak y Lind (1995) y que contempla cinco etapas fundamentales.

- En la primera etapa se aborda la definición de todos los posibles modos de falla que se pueden predecir para cada tipo de elemento de hormigón reforzado con material FRP.
- En la segunda etapa se seleccionan los modos de fallo principales correspondiente a cada tipo elemento. Esto implica la clasificación de cada modo de fallo en términos del tipo de fallo que representa y la gravedad de los daños causados por cada modo.
- La tercera etapa comprende la definición de criterios para la formulación y análisis de los modos de fallo que gobiernan cada uno de los elementos. Se establece un orden jerárquico en función de la posibilidad de que concurra uno u otro tipo de fallo (FMHs, Failure Mode Hierarchy), priorizando de esta manera las actuaciones. Se refleja como el modo de fallo pésimo en flexión de una viga resulta el agotamiento del hormigón ($\mu_{flexure(compression)}$), mientras que el menos desfavorable resultará el fallo por adherencia (μ_{bond}).
- La cuarta etapa en el proceso implica la definición de reglas para el establecimiento de márgenes de trabajo adecuados entre cada modo de fallo principal. La selección de los RCMs (*Reinforced Concrete Margin*) tiene en cuenta la reserva resistente efectiva que surge tras cada uno de los modos de fallo preferente. Por ejemplo en la gráfica siguiente podemos observar el reducido margen que se encuentra entre el modo de fallo por cortante (μ_{shear}) y el correspondiente a adherencia (μ_{bond}).
- En la etapa final (quinta) se establece el nivel de fiabilidad adecuado que, en el caso de elementos de FRP, presentará el inconveniente de carecer de prácticas de diseño integral y de experiencias temporales, lo que implica que la calibración del factor de seguridad se establezca en base a reglas eminentemente teóricas que continuamente están siendo revisadas.



Modo de fallo preferente e interrelación entre los diferentes modos. [Neocleous et al. (2005)]

Junto a esta determinación de las condiciones de seguridad y fiabilidad de un elemento estructural, que podemos calificar de espectro técnico, existen otra serie de condicionante que han de tenerse en cuenta a la hora de definir los adecuados márgenes de seguridad y, entre ellos, existen factores de ámbito económico o social que necesariamente tendrán una repercusión diferente en función de cada traslación nacional.

El desarrollo de esta metodología de diseño ha sido implementado fundamentalmente para el caso de los sistemas estructurales en los que el material FRP puede tener una mayor implantación y que sin duda resultan aquellos solicitados preferentemente a flexión (vigas). Los posibles modos de fallo para este tipo de elementos han concluido con propuestas como la grafiada anteriormente, identificando como modos primarios los correspondientes al agotamiento del hormigón y el fallo por cortante. Los correspondientes mecanismos de seguridad se definen entonces en base al adecuado control de estos mecanismos de fallo del sistema, limitando mediante coeficientes de seguridad las propiedades del material (γ).

Estos factores parciales, seleccionados de manera independiente por cada código de diseño son utilizados para el análisis de estados límite aceptado de manera genérica, estableciendo de manera simplista una filosofía de diseño que sin duda requiere de un análisis más pormenorizado, capaz de generar modelos de predicción suficientemente fiables para cada modo de fallo previsible. Este proceso implica la generación de una metodología de trabajo e investigación conjunta entre los agentes económicos interesados en la implementación comercial del material y los equipos de investigación capaces de establecer criterios de verificación independiente. Sólo desde un adecuado proceso de *feedback*, de compromiso de desarrollo, investigación e implementación del sistema, resulta posible abordar el tratamiento de un nuevo criterio de diseño, adecuado de manera eficiente a las capacidades del FRP como material de refuerzo del hormigón y en un ámbito de desarrollo autónomo del convencional estudio del hormigón estructural reforzado con acero.

6.2.FILOSOFIA IMPLEMENTADA EN LOS CODIGOS ACTUALES.

Resulta extremadamente complicado poder evaluar la razón última en que se fundamenta la adopción de determinados valores de ponderación de la seguridad del material por parte de cada uno de los Códigos de Diseño existentes. La variabilidad de propuestas parece reforzar la idea de que tal decisión quedó en manos de acercamientos más o menos afortunados al estudio comparativo de comportamiento entre los materiales FRP y el convencional acero, viendo un ajuste gradual de los valores inicialmente asumidos en función del control de los sistemas de fabricación

del material, la adecuación de los modelos de diseño o la implementación de sistemas de control general de la calidad de la construcción.

La aproximación normativa de referencia, correspondiente al hormigón reforzado con acero, en el ámbito europeo podría ser sin duda el Eurocódigo 2 [CEN 2004], adoptando factores parciales de seguridad que inicialmente resultan calibrados en función de la existencia de métodos de diseño preexistentes, pero que posteriormente han sido modificados en base a métodos probabilísticos [CEN 2002]. De esta manera se considera que el sistema de los coeficientes parciales de seguridad permite alcanzar niveles de índice de seguridad del orden de $\beta \approx 3,80$ para el análisis de vida útil en servicio de los elementos estructurales. Este nivel de fiabilidad implícito parece ser asumido de manera genérica en el análisis de cualquier elemento de hormigón estructural, no existiendo una correlación específica para cada tipo de elemento estructural y para cada tipo de fallo.

Otra incertidumbre asociada a los procesos de diseño de los elementos estructurales parte del hecho de que los valores reales de resistencias ofertados por los materiales resultan en la práctica totalidad de las ocasiones muy diferentes de los valores característicos estimados en fase de cálculo. Por tanto el margen de seguridad que resulta de ponderar estos valores característicos no puede resultar acotado de manera efectiva, por lo que de nuevo los factores de seguridad tratan de considerar esta condición incrementando el efecto minusvalorante de su aplicación.

6.2.1. JAPÓN (GUIDELINE FOR STRUCTURAL DESIGN OF FRP-REINFORCED CONCRETE BUILDINGS).

La guía de diseño publicada por la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles [JSCE (1997)] se basa en modificaciones y ajustes del código JSCE (1996), referido a secciones de hormigón armado con refuerzos de acero, pudiendo ser aplicado para el diseño de hormigón armado o pretensado, con FRP refuerzo. La guía proporciona un conjunto de coeficientes parciales de seguridad para estados límite últimos, de servicio y fatiga que, para el caso de estados límite últimos y fatiga resultan ligeramente superiores a las que se utilizan para el caso de acero.

El modelo de diseño adoptado para el estado límite último de flexión cubre ambos tipos de fallo, pero no indica nada sobre el modo predominante de fallo que resultaría de la aplicación de los factores de seguridad parciales propuestos.

La guía también puede ser utilizada como documento de referencia, ya que incluye información general sobre los diferentes tipos de refuerzo de FRP, las especificaciones de calidad y ensayos de caracterización de los materiales de FRP.

| Estado Límite | Glass GFRP | Aramid AFRP | Carbon CFRP |
|---------------|------------|-------------|-------------|
| Último | 1,30 | 1,15 | 1,15 |
| Servicio | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Fatiga | 1,30 | 1,15 | 1,15 |

6.2.2. CANADÁ (DESIGN AND CONSTRUCTION OF BUILDING COMPONENTS WITH FIBRE-REINFORCED POLYMERS).

Además del diseño de elementos de hormigón armado o pretensado con FRP, la guía CSA-S806 incluye el tratamiento de una serie de elementos estructurales, además de los reforzados con barras de FRP, tales como los de hormigón armado con fibras, revestimiento de FRP, así como elementos de hormigón y mampostería reforzados externamente con FRP. La directiva fue aprobada, en 2004, como una norma nacional de Canadá, y está destinado a ser utilizado en conjunción con el código de construcción nacional de Canadá [CAN / CSA A23.3 (2004)].

En cuanto al diseño de estado límite último de los elementos reforzados con FRP, hay una información limitada sobre la filosofía de diseño aceptada, especialmente para el tipo preferido de fallo en



flexión, para el que simplemente se adopta un factor de reducción de resistencia (ϕ) de valor 0,75, para todos los tipos de refuerzo de FRP.

La Canadian Network of Centres of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures ha publicado un manual que contiene disposiciones de diseño para las estructuras de hormigón armado que empleen FRP [ISIS (2001)] que contiene una información mucho más extensa, proporcionando información acerca de las características mecánicas de los productos de FRP disponibles en el mercado. Aunque ajusta los valores de ponderación en función del material (GFRP, AFRP y CFRP), no diferencia entre el tipo de fallo dominante en flexión, asumiendo además que estos valores de ponderación resultan igualmente válidos para el fallo por cortante.

| Tipo de Fallo en Flexión | Glass GFRP | Aramid AFRP | Carbon CFRP |
|--------------------------|------------|-------------|-------------|
| Agotamiento hormigón | 0,40 | 0,60 | 0,80 |
| Rotura del FRP | 0,40 | 0,60 | 0,80 |

6.2.3. ESTADOS UNIDOS (ACI 440.1R-06 "GUIDE FOR THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF STRUCTURAL CONCRETE REINFORCED WITH FRP BARS").

Tanto el ISIS (2001) y como las directrices del ACI440.1R-06 parecen asumir que los mayores esfuerzos se han de destinar al control del modo de fallo en flexión, ya sea este provocado por el agotamiento de la sección de hormigón (compresión) o por la rotura de la capa más externa de refuerzo de FRP (tracción). Para distinguir entre los dos tipos de fracaso a la flexión, se introduce en el cálculo la relación de cuantía correspondiente a la condición de equilibrio (ρ_{fb}), de tal manera que la razón entre este valor y la cuantía realmente dispuesta (ρ_f) determinarán el tipo de fallo congruente con esta situación.

Si la cuantía del refuerzo real (ρ_f) es menor que ρ_{fb} , se supone que el fallo en flexión se produce debido a la rotura física o agotamiento del refuerzo de FRP. Sin embargo, si ρ_f es mayor que ρ_{fb} , entonces se supone que fallo se producirá por el aplastamiento de hormigón. En la situación ideal en la que ρ_f es igual a ρ_{fb} , el elemento de hormigón experimentará un fallo en flexión en el que simultáneamente se produciría el agotamiento del hormigón y la rotura del refuerzo de FRP. Aún en esta situación límite las propiedades específicas del material implicarían que el fallo se producirá de manera repentina, es decir, correspondería con un tipo de fallo frágil.

| Fallo en Flexión | | $\rho_{fb} > \rho_f < 1,40 \cdot \rho_f$ | $\rho_f \geq 1,40 \cdot \rho_f$ |
|-------------------|----------------------|--|---------------------------------|
| | Agotamiento hormigón | $0,30 + 0,25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}}$ | 0,65 |
| | Rotura del FRP | 0,55 | 0,55 |
| Fallo en Cortante | | 0,75 | 0,75 |

6.2.4. EUROPA ("FRP REINFORCEMENT IN RC STRUCTURES", FIB_N40)

La original guía de diseño en el ámbito europeo parte de la propuesta de Clarke et al. (1996) se basa en las traslaciones a referencias CEN (1992) de la británica BS810 (1997), publicada también como orientación provisional sobre el diseño de estructuras de FRP por la Institución de Ingenieros Estructurales [IStructE (1999)]. La guía incluye un conjunto de coeficientes parciales de seguridad (γ) para la resistencia del material y la rigidez, que tienen en consideración el comportamiento estructural del refuerzo de FRP tanto a corto como a largo plazo. Por lo tanto, los valores adoptados son relativamente altos en comparación con los valores adoptados por otras directrices, ya que aún en el caso de análisis en condiciones de sollicitación a corto plazo resultan prescritos valores de ponderación pésimos que corresponden claro está, a las condiciones a largo plazo.

La guía no hace ninguna distinción entre los dos tipos de fallo que pueden ocurrir en flexión y, además, no proporciona indicaciones claras sobre el modo de fallo predominante, que resultaría de la aplicación de estos coeficientes parciales de seguridad.

| | Glass GFRP | Aramid AFRP | Carbon CFRP |
|-------------|------------|-------------|-------------|
| Resistencia | 3,60 | 2,20 | 1,80 |
| Rigidez | 1,80 | 1,10 | 1,10 |

El *fib_bulletin* "FRP reinforcement in RC structures" recoge de manera pormenorizada los resultados de ensayos de evaluación correspondientes a los trabajos de Neocleous (1999), Pilakoutas et al. (2002) realizados fundamentalmente sobre elementos sollicitados a flexión (vigas) de hormigón reforzado con barras de diferentes compuestos FRP. De ellos se verifica que el modo preferente de fallo corresponde con el agotamiento del hormigón, alcanzando en raras ocasiones el fallo por rotura en tracción del refuerzo para los casos de resistencias habituales del hormigón.

Por tanto parece deducirse que el empleo de factores de ponderación del material dispuesto como refuerzo longitudinal ($\gamma_{f,L}$) no resulta un valor esencial que incorpore niveles de seguridad añadidos. No podemos determinar que la asunción de un valor restrictivo para el factor de seguridad ($\gamma_{f,L}$) determine el control sobre el modo de fallo deseado en flexión, máxime si con ello creemos que de esta manera el fallo de la sección se producirá por la rotura del refuerzo. De las experiencias anteriormente mencionadas (Neocleous (1999), Pilakoutas et al. (2002)) se verificó que sólo con coeficientes muy elevados $\gamma_{f,L} = 3,60$ para el caso concreto de barras de GFRP se consiguió el fallo por rotura física del refuerzo, lo cual exigió adoptar valores resistentes específicos para el hormigón, evitando de esta manera el agotamiento previo de la sección comprimida.

De estos ensayos si se comprobó la relación directa que existe entre la fiabilidad estructural asumida en un elemento de hormigón reforzado con FRP y la relación entre los factores de carga permanente (G) y variable (Q), lo cual indica la importancia de estimar factores de ponderación específicos correspondientes a estados de carga sostenida. Esta falta de uniformidad de resultados en el modo de fallo entre elementos con distintos estados de carga no ha sido aún implementada de manera normativa mediante la determinación de factores de seguridad parcial adecuados a las diferentes combinaciones de carga (G/Q), a los diferentes tipos de elementos y a las diferentes edades de servicio.

Mientras tanto la seguridad de un elemento estructural queda confiada al hecho de que mediante una adecuada combinación de las propiedades de los materiales y la determinación de unos coeficientes parciales de seguridad (ρ , f_c , $\gamma_{f,L}$, ...) seamos capaces de ordenar jerárquicamente los diferentes tipos de fallo posibles, acotando restrictivamente el modo de fallo considerado crítico para cada elemento.

6.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO.

Por tanto resulta posible alcanzar un cierto refinamiento en el proceso de establecimiento de factores de seguridad adecuados debiendo, para ello, determinar modelos de predicción adecuados a cada uno de los materiales específicos, a cada uno de los tipos de elementos posibles y a la necesaria correspondencia entre coste (económico en términos de sostenibilidad) y fiabilidad estructural.

6.3.1. MODO DE FALLO PREFERENTE.

La primera etapa correspondería con la determinación de los modos preferentes de fallo (FMHs), lo que permite establecer un orden jerárquico, predominante, en base a cada uno de los elementos posibles y a los diferentes estados de sollicitación que caracterizan a cada tipo.

Por ejemplo, la consideración de Estados Límite Últimos en el caso de elementos solicitados a flexión (vigas), presentaría el siguiente patrón de conducta:

- Fallo en flexión por agotamiento de la sección comprimida (hormigón).
- Fallo en flexión por fractura del refuerzo longitudinal de FRP.
En flexión el modo de fallo debido a la rotura del refuerzo es muy poco probable y sólo gobernará en los casos en los que se empleen cuantías extremadamente bajas, siendo el caso más probable el correspondiente a un agotamiento de la sección comprimida de hormigón
- Fallo en cortante por fractura del refuerzo transversal de FRP, o simplemente por su ausencia.
- Fallo en cortante debida a la fractura del hormigón.
El fallo por cortante sólo resulta probable en los casos en los que el armado es sumamente pobre o simplemente está ausente o en situaciones de extremo sobreamado. En ambos casos resulta fácil controlar el tipo de fallo estableciendo límites superiores e inferiores para las cuantías de refuerzo transversal
- Fallo por torsión.
El tipo de fallo por torsión resulta anecdótico para los casos más generales de elementos en flexión.
- Fallo de adherencia debida a la fisuración.
- Fallo de adherencia debida a empalme insuficiente.
- Fallo de adherencia debido a anclaje insuficiente.
Este tipo de fallo resulta sin duda el que más estudios está suscitando en base al interés de conseguir un criterio de trabajo pseudo-dúctil que permita una cierta optimización del diseño en flexión.

Por tanto de esta simple ordenación se puede concluir que los modos preferentes de fallo en flexión resultarán el agotamiento de la sección comprimida de hormigón y la posible rotura de la armadura transversal por efecto del cortante. Ambos tipos de fallo resultan frágiles por naturaleza, aún considerando que en flexión parte de la energía anelástica se puede disipar en base al comportamiento no lineal del hormigón en compresión. De estos dos tipos determinados, el fallo en flexión por agotamiento en compresión resulta el de más fácil evaluación (modelos de predicción) y, por tanto, se selecciona como el modo predominante de fallo.

6.3.2. COEFICIENTE DE SEGURIDAD APROPIADO.

A partir del establecimiento del adecuado marco de diseño se procede a determinar los coeficientes de seguridad a corto plazo que resultan adecuados para cada material. Este proceso exige un cierto control de calidad sobre las propiedades del material, lo cual, en el caso de materiales gobernados en muchos casos por procesos de fabricación particularizados para cada suministrador resulta un tanto complejo.

| | Resistencia a Tracción (N/mm ²) | | Módulo Elástico (N/mm ²) | |
|--------------------|---|------|--------------------------------------|--------|
| | GFRP | CFRP | GFRP | CFRP |
| Máximo (μ) | 810 | 1389 | 45000 | 115000 |
| Desviación (σ) | 40,5 | 69 | 2250 | 5750 |
| Característico (k) | 747 | 1272 | 41500 | 106000 |
| Deformación | | | 1,8 % | 1,2 % |

Propiedades mecánicas estimadas para compuestos de GFRP y CFRP.
Eurocrete Project [Duranovic. et al. (1997)]

Para poder trasladar los niveles de seguridad a cada uno de los tipos de fallo preferente (flexión y cortante) se determinan coeficientes parciales de seguridad del material que tienen en cuenta la confiabilidad del material (posible desviación de los valores de propiedades resistentes especificadas) y la gravedad del daño consecuencia del tipo de fallo. De esta manera resulta posible establecer coeficientes de ponderación específicos para los elementos de refuerzo longitudinal ($\gamma_{f,L}$) y para los elementos de refuerzo transversal ($\gamma_{f,T}$).

| | | GFRP | CFRP |
|--------------|----------------|------|------|
| Longitudinal | $\gamma_{f,L}$ | 1,30 | 1,15 |
| Transversal | $\gamma_{f,T}$ | 2,00 | 1,80 |

Resultado de los estudios de Ayyub y McCuen (1995), Avramidis y Wilson (1996) y Neocleous (1999).

La determinación de estos factores se establece empíricamente adoptando diferentes configuraciones de las cuales resulte asegurado que el tipo de fallo corresponde con el tipo deseado (p.e. en flexión se produce el agotamiento de la sección de hormigón). Por tanto también puede ser posible adoptar otra serie de factores de seguridad sobre los otros materiales o mecanismos que de una u otra manera participan en la consecución de este modo de fallo. Por ejemplo resulta posible incorporar la fiabilidad del refuerzo de FRP mediante la inclusión en el coeficiente de seguridad del hormigón (γ_c) de un factor modificador que tenga en cuenta el refuerzo longitudinal de FRP, lo cual haría revisar una parte de los actuales códigos de diseño generales de hormigón armado. Pero también podemos tener en cuenta las propiedades del hormigón si determinamos un valor límite de la cuantía del refuerzo (ρ_{min}) que evite la posibilidad del fallo en flexión debido a la rotura del material de refuerzo.

$$\rho_{min} = \frac{0,81 \cdot (f_{ck} + 8) \cdot \epsilon_c}{f_{fk} \cdot \left(\frac{f_{fk}}{E_{fk}} + \epsilon_c \right)}$$

En el caso de fallo por cortante los estudios propuestos por el fib Task Group 9.3 adoptan criterios de utilidad estructural que entre otros, desarrollan conceptos de economía funcional frente probabilidad de fallo (factor T), siguiendo los iniciales estudios de Nowak y Lind (1995). En ellos se constata que el valor de T se incrementa en función del aumento de valor del coeficiente de ponderación del material ($\gamma_{f,T}$), lo cual en principio haría preciso ajustar su valor en función de una supuesta eficiencia material. No obstante la pequeña repercusión económica que parece determinar la cuantía precisa para un "adecuado" refuerzo transversal determinó el empleo de los valores más altos que resultaron de la experimentación con tres escalones diferenciados de relación entre carga de carácter permanente (G_k) y variable (Q_k).

| PVL-ratio $\left(\frac{G_k}{Q_k} \right)$ | GFRP | CFRP |
|--|------|------|
| 0,50 | 2,00 | 1,80 |
| 1,00 | 2,00 | 1,75 |
| 2,00 | 2,00 | 1,75 |

Las experiencias llevadas a cabo bajo el Eurocret Project [Duranovic et al. (1997)] permitieron determinar la adecuación funcional de los factores de ponderación antes especificados, alcanzado el modelo de rotura preferente, dominado por el agotamiento de la sección comprimida de hormigón. De estos estudios se concluye que el factor de fiabilidad (P_f) consecuente para el tipo de fallo por cortante resulta un tanto más elevado que el determinado para el fallo por flexión,



alcanzando en ambos casos valores superiores a los establecidos de forma genérica en el Eurocódigo para los elementos de hormigón armado, que queda fijado en un valor $P_f = 7 \times 10^{-5}$ (correspondiente al índice de seguridad global anteriormente descrito de $\beta = 3,80$)

La siguiente Tabla muestra un resumen de los resultados obtenidos para el caso de barras CFRP y GFRP en los ensayos de flexión y cortante.

| | | GFRP | CFRP |
|--|-------|----------------------|----------------------|
| Carga de ensayo | kN | 63,3 | 72,5 |
| Carga máxima | KN | 10,36 | 127,6 |
| Análisis en Flexión | | | |
| Factor de fiabilidad | P_f | $2,7 \cdot 10^{-7}$ | $1,0 \cdot 10^{-6}$ |
| Valor característico $\mu_{flexure}$ | kN | 100,6 | 127,2 |
| Valor de ensayo | kN | 63,3 | 72,5 |
| Análisis en Cortante | | | |
| Factor de fiabilidad | P_f | $1,7 \cdot 10^{-17}$ | $7,3 \cdot 10^{-16}$ |
| Valor característico μ_{shear} | kN | 164,5 | 175,4 |
| Valor de ensayo | kN | 65,0 | 72,9 |
| Margen de capacidad de resistencia (RCMs) | | | |
| | | 1,60 | 1,40 |

Tabla B-12. *fib_bulletin_n40*. Design results for beams GB9 and CB17

7. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.

La restauración, refuerzo o rehabilitación de estructuras resulta ser uno de los campos de aplicación de mayor interés y más directamente relacionado con los nuevos materiales compuestos.

La Industria de la Construcción no ha aceptado aún el uso estructural extenso de los nuevos materiales compuestos, porque todavía no conoce bien cuándo existen ventajas respecto a los materiales tradicionales, tales como el hormigón o el acero.

Los profesionales implicados en el proyecto y en la ejecución de obras suelen ser conservadores y resistirse a los cambios. Para aceptar un nuevo material requieren disponer de normativa relativa a la nueva tecnología, lo que hace necesario que alguna entidad lidere la aceptación del nuevo material o tecnología.

Actualmente no existe ni a nivel nacional ni internacional la experiencia precisa para el desarrollo de tal normativa.

Para ello es necesario tener la adecuada base experimental y de realizaciones con éxito.

RECUERO, Alfonso; GUTIÉRREZ, José Pedro (Instituto Eduardo Torroja-CSIC-Madrid)

"Refuerzo de Estructuras con Composites Avanzados"

Informes de la Construcción (octubre 1997)

Ya hemos comentado en sucesivas ocasiones las particulares condiciones de diseño de los refuerzos de FRP, debido a que la mayoría de los refuerzos de FRP no exhiben una meseta plástica, por lo que el diseño tradicional mediante los enfoques utilizados para el diseño de acero-vigas de hormigón armado debe ser adecuadamente modificado para tener en cuenta el comportamiento lineal tensión-deformación de las barras de FRP hasta su rotura. Característicamente, en el caso de un fallo de tensión de un miembro de hormigón reforzado con FRP, se produce una inicial rotura del refuerzo de FRP seguido por un fallo repentino o colapso del elemento. Grandes grietas y deformaciones se puede observar antes de la ruptura de las barras de FRP.

Evidentemente, en este apartado se utilizará las propiedades de diseño de los materiales para las comprobaciones de los ELU. En el caso del código ACI, no se tiene en cuenta el fenómeno de creep (efecto a largo periodo), ya que su propuesta normativa contempla su análisis como mecanismo de fatiga, por lo que se realizará a posteriori, bajo las hipótesis de ELS. Por el contrario, la metodología propuesta por el Task Group 9.3, integra de forma conjunta todos los factores de durabilidad y exposición, acercándose más a nuestro habitual método de diseño recogido en la EHE-08.

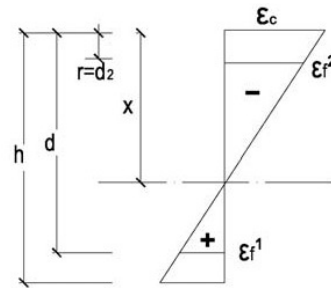
7.1. SOLICITACIONES NORMALES.

En general para el estudio de secciones armadas con FRP y en particular para el caso principal de vigas (flexión) se asumen una serie de hipótesis muy similares a los utilizados para el diseño de elementos de hormigón con refuerzo de acero convencional, excepto que el comportamiento de tensión-deformación de refuerzo de FRP es lineal y que su fallo se produce en un modo frágil.



- El agotamiento de la sección se caracteriza por la deformación en determinadas fibras de la sección, definidos en los dominios de deformación.
- La deformación del elemento sigue una ley plana, esto es, la deformación en el hormigón y en el FRP es proporcional a la distancia desde la fibra neutra. Es decir, una sección plana del elemento permanece plana después de su deformada.
- Se supone una adherencia perfecta entre los refuerzos internos y el hormigón. Por ello la deformación de la armadura es igual al del hormigón circundante.
- Las tensiones en hormigón y refuerzo de FRP son proporcionales a la distancia desde el eje neutro (compatibilidad de deformaciones). Esta suposición implica que las deformaciones longitudinales ϵ de todas las fibras de la sección, sean de hormigón, sean del composite, son proporcionales a la distancia al plano neutro, y que su ley de variación es lineal. Esta hipótesis de linealidad y el conocimiento de las deformaciones de dos fibras, permite conocer las deformaciones de todas ellas.

$$\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{\epsilon_f^1}{d-x} = \frac{\epsilon_f^2}{x-r}$$



- El refuerzo de FRP exhibe una relación lineal de tensión-deformación hasta rotura de la conducta (es decir, sigue la ley de Hooke).
- La máxima tensión utilizable de compresión en el hormigón se supone que es 0,003. (ACI).
- La resistencia a la tracción del hormigón es muy pequeña y se ignora.
- Para el cálculo de la resistencia de la sección serán de aplicación las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y comportamiento.

7.1.1.ECUACIONES CONSTITUTIVAS.

• Ley tensión-deformación de la fibra.

La relación tensión-deformación de una barra de composite FRP presenta resistencia tanto a tracción como a compresión, con un comportamiento lineal – elástico, presentando rotura frágil.

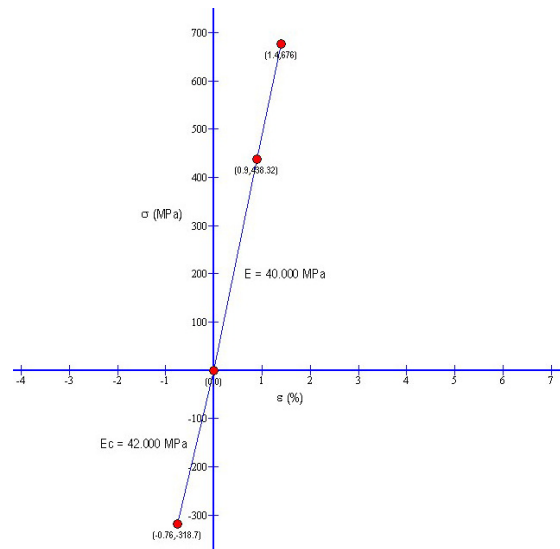


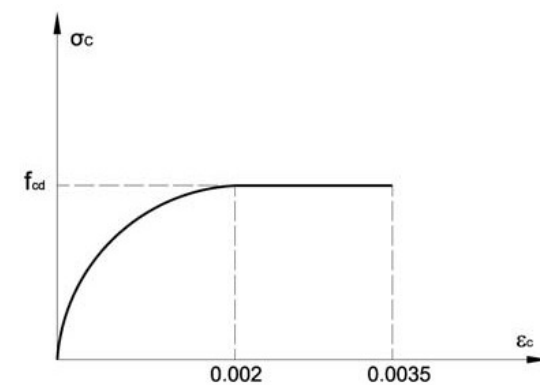
Diagrama Tensión-deformación de una barra de GFRP (Pultrusystem)

• Ley tensión – deformación del hormigón.

La Instrucción española utiliza diferentes diagramas tensión-deformación para el hormigón. En todos ellos, se prescinde de la colaboración del hormigón a tracción, ya que los esfuerzos de tracción que absorbe antes de fisurar son relativamente pequeños, y generalmente tienen, además, muy poco brazo de palanca quedando con ello del lado de la seguridad.

El diagrama parábola-rectángulo de cálculo es el formado por una parábola de segundo grado y un segmento rectilíneo. La ordenada máxima de este diagrama corresponde a la resistencia de cálculo del hormigón a compresión f_{cd} . El vértice de la parábola se encuentra en la abscisa del 2‰ (deformación de rotura del hormigón en compresión simple), y el final del tramo rectangular en la abscisa del 3.5‰ (deformación de rotura del hormigón en flexión).

- La máxima deformación del hormigón a flexo-compresión es 0.0035
- La máxima deformación del hormigón a compresión es 0.002



$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^n \right] \quad \text{con } n=2 \quad \text{si } f_{cd} \leq 50 \text{ MPa.}$$

Diagrama tensión-deformación del hormigón.

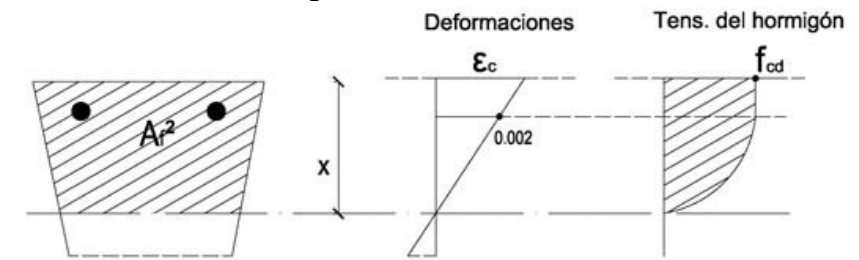
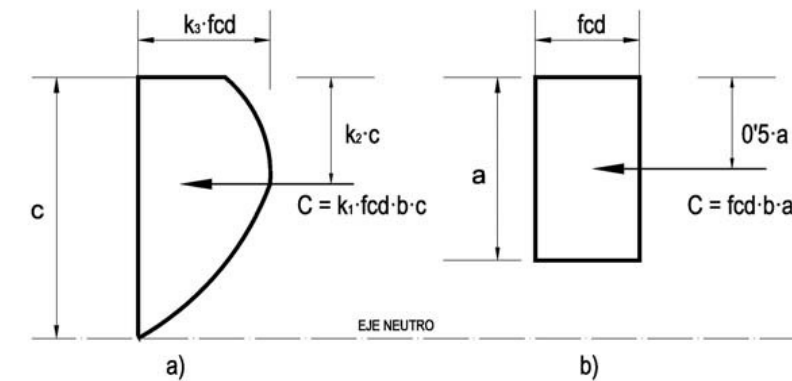


Diagrama parábola-rectángulo aplicada a una sección.

Resulta habitual, para una cierta simplificación de los cálculos, sustituir la distribución real de tensiones que resultaría de la aplicación del diagrama parábola-rectángulo, por una distribución rectangular equivalente que tiene idéntica resultante en el mismo punto de aplicación, llamada distribución de Whitney.



a) Distribución de tensiones real. b) Distribución rectangular equivalente.



La profundidad del bloque comprimido es $0,8 \cdot x$ para $x < 1,25 \cdot h$. Para valores superiores, la profundidad del bloque comprimido es h . En la sección rectangular equivalente, se considera que el coeficiente k_3 adopta el valor unitario, mientras que el coeficiente k_1 adopta el valor de 0,8.

El diagrama rectangular de cálculo es el formado por un segmento rectilíneo cuya ordenada es f_{cd} y que comienza en la abscisa $0,2 \cdot \epsilon_{max}$ y termina en ϵ_{max} , siendo ϵ_{max} la deformación de compresión máxima del plano de rotura de estudio.

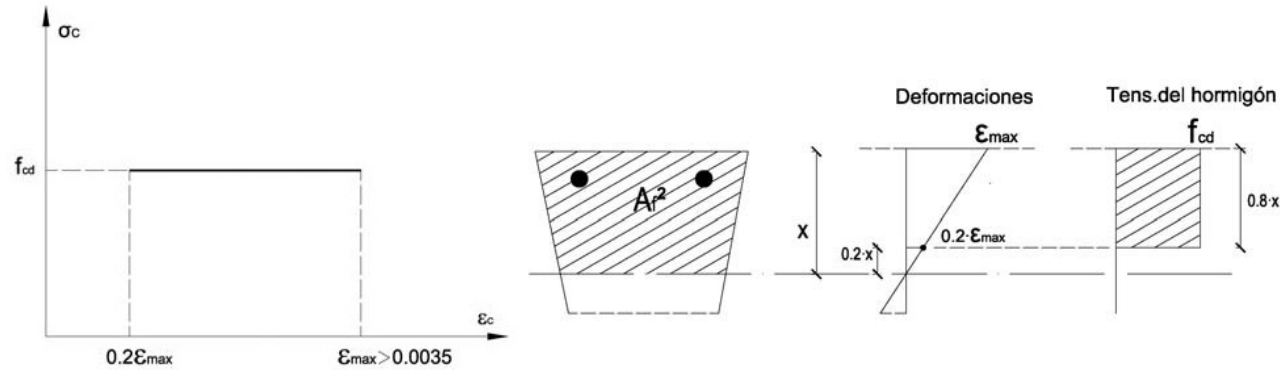
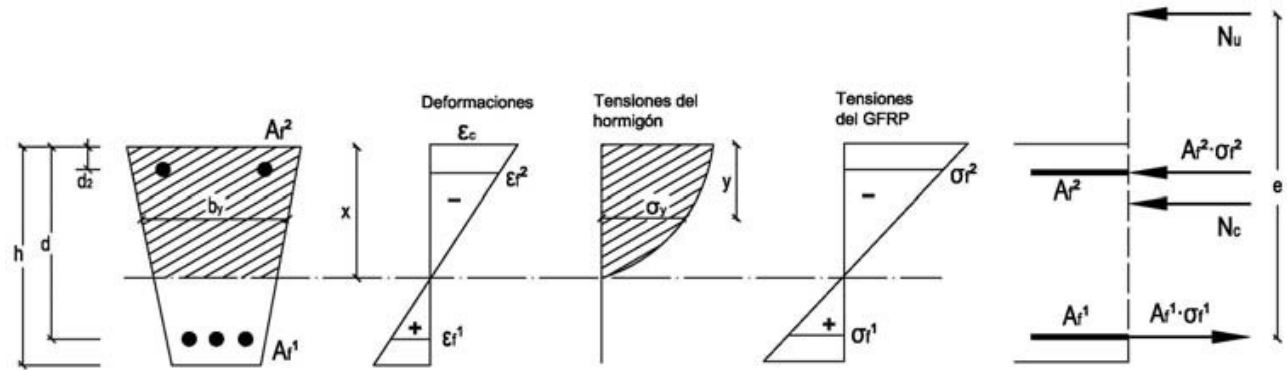


Diagrama rectangular y aplicación a una sección.

7.1.2. CONDICIONES DE EQUILIBRIO.

El análisis ordinario supone asumir las condiciones de equilibrio estático de las fuerzas y momentos, igualando las solicitaciones exteriores a las resultantes de las tensiones en el hormigón y el composite.



Tensiones y deformaciones en una sección cualquiera.

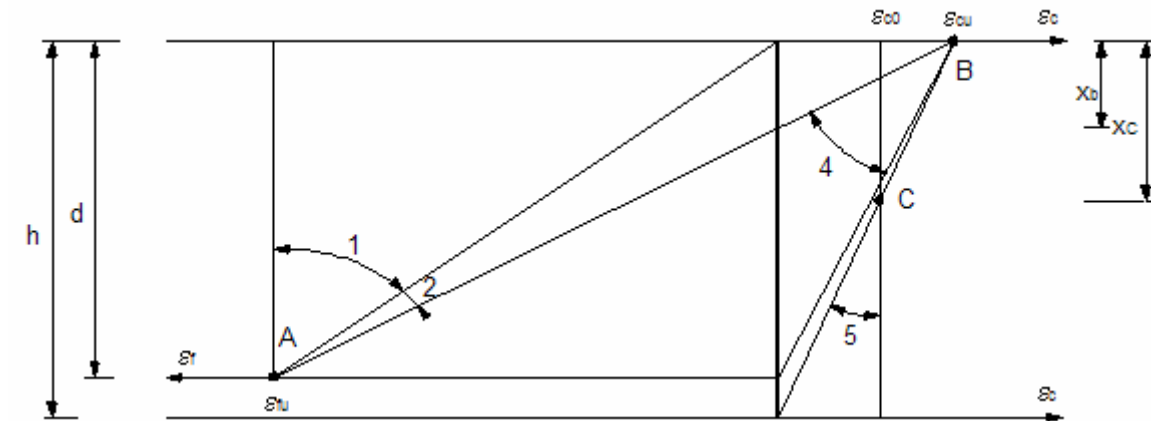
Para una forma cualquiera, pero simétrica con respecto al plano de flexión, las ecuaciones de equilibrio para el Estado Límite de Agotamiento bajo tensiones normales responderá a:

$$N_u = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y \cdot d_y + A_{f1} \cdot \sigma_{f1} + A_{f2} \cdot \sigma_{f2} \quad N_u \cdot e_1 = \int_0^h b_y \cdot \sigma_y \cdot (d-y) \cdot dy + A_{f2} \cdot \sigma_{f2} \cdot (d-d_2)$$

- N_u esfuerzo normal de agotamiento.
- e_1 excentricidad de N_u referida a la armadura A_{f1} .
- A_{f1} área de la sección de la armadura más traccionada o menos comprimida.
- A_{f2} área de la sección de la armadura más comprimida o menos traccionada.
- x distancia del eje neutro a la fibra más comprimida o menos traccionada.
- d canto útil.
- h canto total.
- d_1 distancia del c.d.g de A_{f1} a la fibra más traccionada o menos comprimida.

- d_2 distancia del c.d.g de A_{f2} a la fibra más comprimida o menos traccionada.
- y profundidad genérica.
- σ_y compresión del hormigón a la profundidad y .
- σ_{f1} tensión de la armadura A_{f1} .
- σ_{f2} tensión de la armadura A_{f2} .

7.1.3. DOMINIOS DE DEFORMACIÓN.



En elementos de hormigón armado convencional, normalmente se diseña para que el elemento entre dentro del dominio 3. En este dominio se aprovecha la máxima resistencia del hormigón y del acero (f_{cd} y f_{yd} respectivamente), de manera que, cuando la solicitación es próxima a la máxima admisible se produce una plastificación y fluencia del acero comportándose la sección dúctilmente y avisando del inminente fallo.

Hablando de elementos de hormigón armado mediante barras de FRP la principal condición de trabajo determinará estados de flexión simple, con dominios de trabajo preferentes en el 2 y el 4. El primero de ellos se caracteriza por llevar al refuerzo interno a la máxima tensión admisible; por el contrario el segundo se distingue por desarrollar, en la fibra más solicitada del hormigón, la máxima compresión posible. En el código Americano se habla respectivamente de "under-reinforced" y "over-reinforced" haciendo referencia a estos dominios y a la cantidad de armadura dispuesta. Esto es, cuando la sección es pobre en armadura, la armadura necesita alcanzar su máxima tensión a tracción para equilibrar la compresión del hormigón, siendo su posible fallo por rotura del FRP. Sin embargo, si se dispone de un exceso de armadura, el hormigón se ve obligado a desarrollar su máximo rendimiento para compensar la elevada tracción del refuerzo, siendo su fallo por colapso del hormigón.

Dominio 2: Corresponde a una flexión simple o compuesta donde seguimos pivotando alrededor de A hasta llegar a la deformación última del hormigón. Sigue siendo definido de igual manera respecto al armado con acero.

Dominio 4: Corresponde con una flexión simple o compuesta. La línea de deformación pivota alrededor de B, estando comprendido el alargamiento del refuerzo entre una deformación nula y la de rotura.

Dominio 4a: Flexión compuesta, donde la línea de deformación sigue girando alrededor de B de forma que, toda la armadura se encuentran a compresión y existe una pequeña zona de hormigón a tracción.



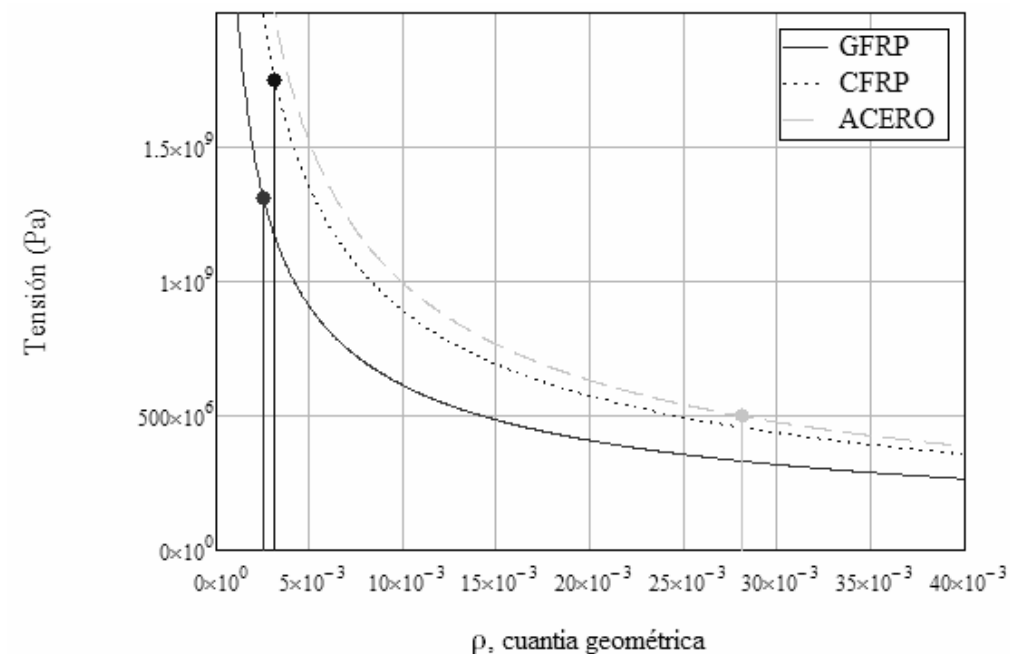
7.2. ANÁLISIS EN FLEXIÓN.

Ya centrados en el área de la flexión debemos considerar además, que en el caso de armadura de acero, la máxima elongación elástica es similar al que experimenta el hormigón, por tanto la profundidad de la fibra neutra que equilibra la sección (consigue trabajar al máximo rendimiento tanto el acero como el hormigón), se encontrará cercana a la mitad de la sección.

Sin embargo, para el caso de los FRP, debido al bajo módulo elástico, no ocurre lo mismo. La deformación elástica límite es bastante alta, con lo que la profundidad de la fibra neutra se reduce sensiblemente y por tanto conlleva una serie de implicaciones.

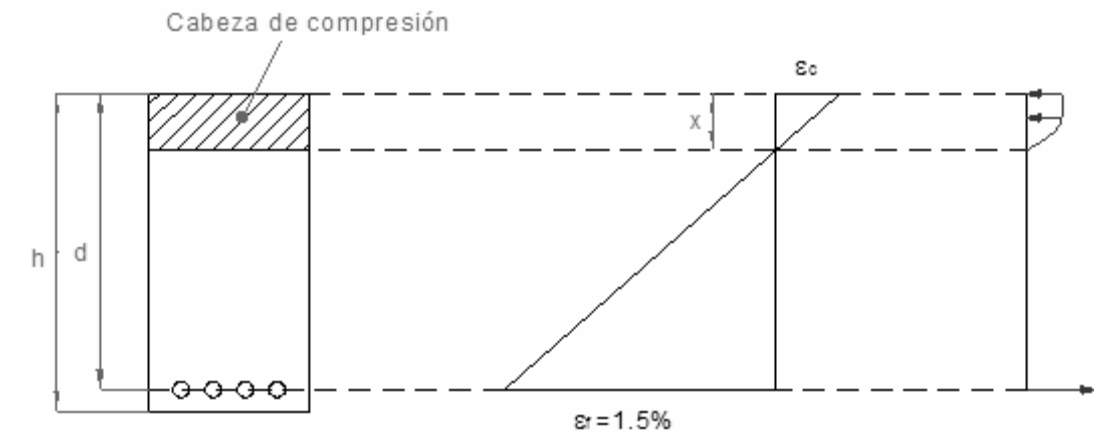
- Existencia de una pequeña zona de hormigón trabajando a compresión. Si planteamos el equilibrio en la sección (para el caso estudiado de flexión simple), el esfuerzo de compresión de la pequeña zona de hormigón solicitada debe compensar el de tracción del refuerzo, esto unido a que los FRP tienen una buena resistencia (especialmente en los CFRP), implica que en la mayoría de los casos no se llegue al límite resistente del mismo, y por tanto se sitúa en dominio "sobre-reforzado". En orden a predecir la facilidad para pertenecer al dominio mencionado, se muestra la siguiente figura. En ella se plotea las tensiones que se desarrolla en diferentes tipos de refuerzo en función de la cuantía geométrica de armadura establecida para un hormigón ordinario de 30 MPa. Se entiende que, a partir de tensiones inferiores a su resistencia límite el área dispuesta es mayor que la necesaria, y mientras que el hormigón trabaja a su máximo rendimiento, el refuerzo trabaja con un margen de resistencia.

En la siguiente gráfica se puede ver como para el caso de acero es necesario colocar cuantías superiores al 2,8% para lograr que la sección trabaje en dominio 4. No obstante, en los FRP basta con emplear cuantías relativamente bajas para conseguirlo. Esto es, aún con poca armadura de FRP, es fácil que la sección esté sobre-reforzado.



Tensión de la armadura en función de la cuantía geométrica

- Fuerte gradiente de deformaciones en el hormigón que puede repercutir en un descenso de las propiedades mecánicas de éste. Es decir, se produce una fuerte variación de deformaciones a medida que se profundiza en la sección hasta conseguir una deformación nula para una relativa escasa profundidad de fibra neutra. El siguiente dibujo ejemplifica muy bien este fenómeno:



Comportamiento de una sección armada con FRP

Para un caso genérico de barras de FRP con una deformación última del 1.5% y un hormigón convencional, la profundidad de la fibra neutra que equilibra la sección se encuentra en torno al 19% del canto útil.

- Escaso rendimiento de la sección, entendiéndose como tal, la capacidad de la sección de absorber momento. Esto es, al ser la cabeza de compresión tan pequeña, el momento resistente se vuelve pequeño. Una forma de aumentarlo es utilizando hormigones de alta resistencia o bajando la fibra neutra a cambio de perder rendimiento del refuerzo interno.
- Grandes flechas y aberturas de fisuras debido a las excesivas elongaciones de las barras de FRP. Desde el punto de los Estado Límites de Servicio no es admisible por lo que en la mayoría de los casos el diseño más restrictivo depende de éste y no de los Estados Límites Últimos. Por lo tanto, habitualmente es necesario sobre-reforzar la sección para que no se produzcan largas elongaciones que conllevan fuertes flechas y fisuras. No obstante, desde el punto de vista de durabilidad, las fisuras no implican un deterioro de las armaduras que obliguen a restringirlas como en el caso del acero, pero es normal que la mayoría de las normas impongan límites estéticos más permisibles.

Datos experimentales indican que cuando los refuerzos de FRP se rompen a tracción, el fallo es repentino y lleva a un colapso inmediato del elemento. Sin parece que cuando el elemento falla por compresión se produce un mayor factor de deformabilidad que deriva en una más progresiva pérdida de capacidad. Esto, unido a que elementos "under-reinforced" desarrollan grandes flechas y fisuras determina que el modo o filosofía de diseño más adecuada para este tipo de elementos sea la consecución de rotura por compresión del concreto antes que rotura de los refuerzos. Esto es, mientras que en el acero el Dominio de diseño habitual es el 3, en el caso de los FRP el más idóneo, por todo lo dicho anteriormente, se convierte en el Dominio 4. No hay que olvidar que, aunque este modo de fallo para esta clase de elementos es relativamente más progresivo, sigue siendo un fallo frágil y rápido, por lo que la mayoría de las normativas imponen grandes factores de seguridad. Concretamente para del código ACI, este factor de seguridad es progresivamente más restrictivo a medida que se acerca al dominio "under-reinforced".

Algunos autores citan que una forma de conseguir una mayor ductibilidad de la sección es colocar armadura de acero a compresión. No obstante, detractores explican que es una incongruencia colocar armaduras de acero en elementos reforzados internamente con FRP, pues precisamente la misión de éste es sustituir y salvaguardar las limitaciones del acero, como en los casos de durabilidad para ambientes fuertemente corrosivos. Otra discusión se abre con el uso de hormigones de alta resistencia. Gracias a las excelentes propiedades mecánicas que tienen los FRP y a la escasa profundidad de la fibra neutra con una cabeza de compresión pequeña, cabe pensar que el uso de este tipo de hormigones es adecuado para sacarle todo el partido posible a este tipo de refuerzos y obtener un mejor rendimiento de la sección. En contra puede decirse que estos hormigones son más frágiles y rompen para unas deformaciones menores con lo cual la cabeza de compresión se vuelve aún más pequeña.



Resultados de ensayo a flexión de GFRP (fibras comprimidas y traccionadas)

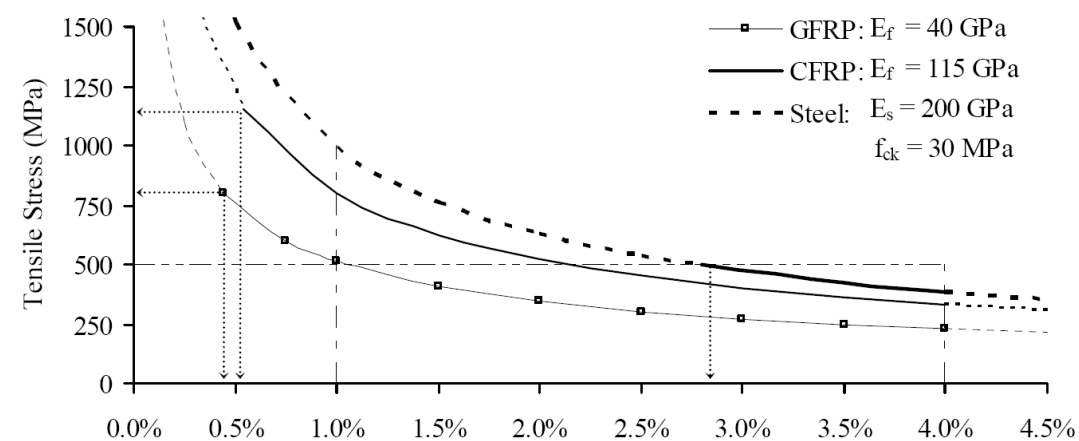
(ALMERICH CHULIA, Ana Isabel. "Diseño, según Estados Límites, de estructuras de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio GFRP". UPV 2010).

7.2.1. MODOS DE FALLO.

Si todos los demás modos de fallo se encuentran controlados, el fallo a flexión en las secciones de hormigón armado con FRP sólo se podrá producir por agotamiento del hormigón en la zona de compresión o por la rotura del refuerzo de FRP en tracción. La rotura en tracción del refuerzo de FRP no sólo depende de sus características mecánicas y físicas, sino también de sus capacidades de unión con el hormigón.

Por su naturaleza, el refuerzo de FRP ante la aparición de las fisuras de tracción en la sección de hormigón y debido a la gran diferencia en la rigidez entre la sección fisurada y sin fisurar, puede experimentar una gran diferencia de tensión en la armadura situada en la zona fisurada frente a la situada en la sección sin fisurar. Esto puede dar lugar a altas tensiones en la superficie de corte entre una y otra zona, lo que puede derivar en la demanda de una alta capacidad de adherencia entre el hormigón y el refuerzo, que en caso de no verificarse determinará un deslizamiento excesivo del refuerzo en torno a las fisuras.

Con el fin de predecir el modo de fallo de las secciones de hormigón armado, es necesario examinar la tensión desarrollada en el refuerzo y en el hormigón. La figura siguiente es un ejemplo de la variación del nivel de tensión en la armadura en función de la cuantía de refuerzo dispuesta.



Tensión en el refuerzo en el modo de fallo del hormigón según cuantía de refuerzo.

En relación con la armadura colocada, el modo de fallo puede ser analizado por comparación de la cuantía de FRP frente a la cuantía de equilibrio ("balanced") de la sección (esto es, una cuantía donde el aplastamiento del hormigón y la rotura de la fibra pueden ocurrir simultáneamente). Debido a la falta de fluencia del FRP, la cuantía de equilibrio puede ser determinada por equilibrio de fuerzas en la sección, de modo que se alcance el límite resistente del refuerzo y del hormigón.

Esta cuantía de equilibrio (reinforcement ratio balanced), ρ_{fb} , forma parte de todo el compendio de normativa de referencia sobre este tipo de secciones, aunque presenta pequeñas diferencias entre la tradición anglosajona y la europea. Así, tanto la ACI americana como la CAN/CSA canadiense han adoptado una expresión correspondiente a:

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_f} \cdot \frac{E_f \cdot \epsilon_{cu}}{E_f \cdot \epsilon_{cu} + f_f}$$

Siendo:

- β_1 factor que para el caso de hormigones de resistencia característica a compresión igual o superior a 28 MPa valor 0,85, reduciéndose en 0,05 por cada fracción de 7 MPa que disminuya sobre este valor (28 MPa).
- f'_c resistencia característica del hormigón.
- f_f resistencia a tracción del refuerzo de FRP.
- E_f valor del módulo elástico garantizado del material de refuerzo.
- ϵ_{cu} la máxima deformación del hormigón en compresión.

La trasposición propuesta, adaptando el contenido del Eurocódigo 2, EC-2 corresponde con:

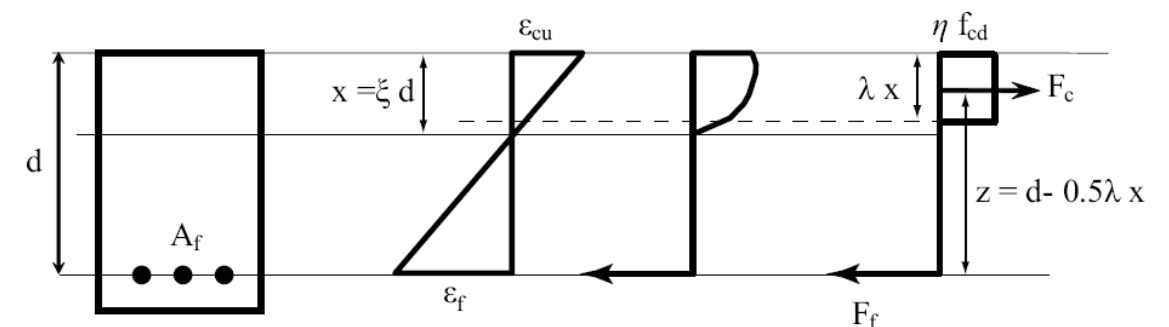
$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \frac{(f_{ck} + 8) \cdot \epsilon_{cu}}{f_{fk} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{E_{fk}} + \epsilon_{cu} \right)}$$

Siendo:

- f_{ck} la resistencia característica del hormigón.
- ϵ_{cu} la máxima deformación del hormigón en compresión.
- f_{fk} el valor característico de la resistencia a tracción del refuerzo de FRP.
- E_{fk} el módulo elástico del material de refuerzo de FRP.

7.2.2. MOMENTO RESISTIDO POR UNA SECCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO CON FRP.

La resistencia al momento último (M_{u1}) de una sección de hormigón armado con FRP se puede evaluar mediante la adopción del marco del Eurocódigo-2. La resistencia a la compresión de cualquier refuerzo de FRP se puede ignorar debido a la naturaleza anisotrópica de la armadura y su baja contribución a la resistencia.



7.2.2.1. CASO DE CUANTIAS $\rho_b > \rho_{fb}$

Cuando la cantidad de refuerzo longitudinal de FRP, ρ_f , es mayor que ρ_{fb} , podemos determinar que el momento último de la sección (M_u) resultará:

$$M_u = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot (\lambda \cdot \xi) \cdot \left(1 - \frac{\lambda \cdot \xi}{2}\right) \quad (\text{Nmm})$$

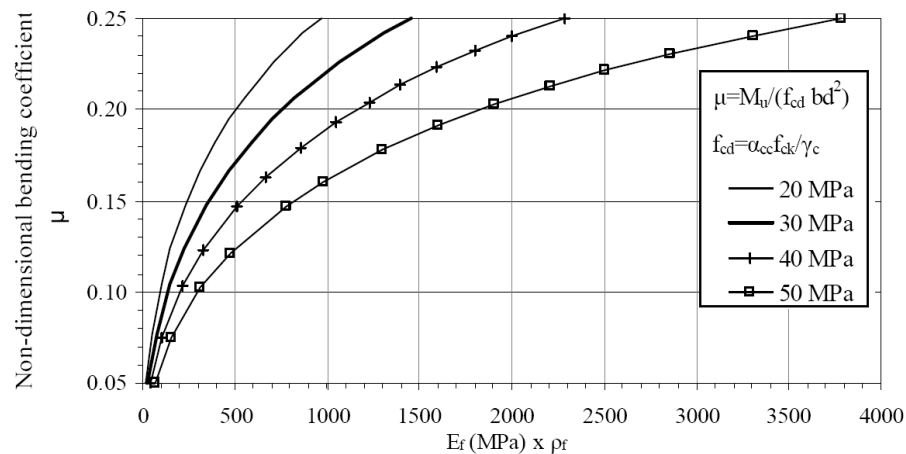
Siendo:

- f_{cd} valor de cálculo de la resistencia del hormigón
- η 1,00 para el caso de $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$
- η 0,80 para el caso de $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_f + \epsilon_{cu}}$$

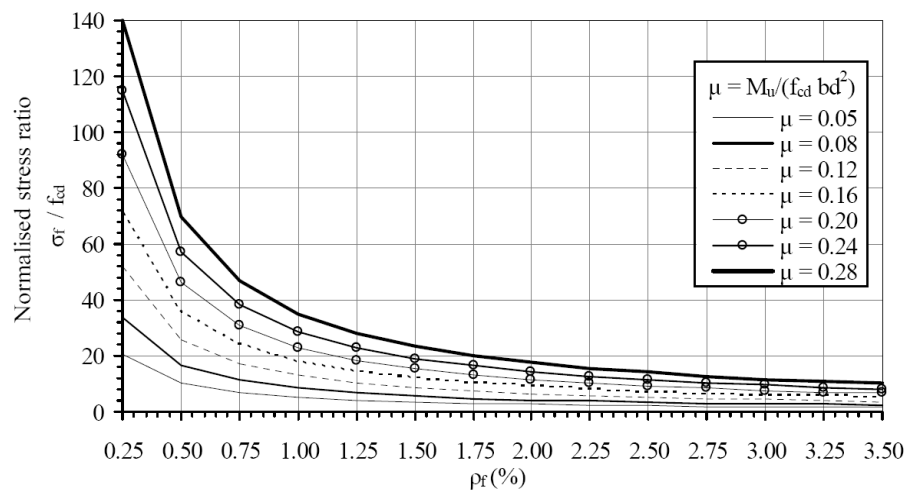
$$\epsilon_f = \frac{-\epsilon_{cu} + \sqrt{\epsilon_{cu}^2 + \frac{4 \cdot \eta \cdot f_{ck} \cdot \lambda \cdot \epsilon_{cu}}{\gamma_c \cdot \rho_f \cdot E_f}}}{2} \quad \sigma_f = \epsilon_f \cdot E_f \leq \frac{f_{fk}}{\gamma_f}$$

Un método de análisis puede partir del uso de tablas gráfica como la siguiente, en el que a partir del valor del momento reducido (μ) podemos estimar la cuantía de refuerzo necesario (ρ_f).



Diseño de capacidades a flexión para valores constantes de FRP. (Fig. 4-5. Fib_n40)

Una vez que la cuantía ρ_f ha sido determinada se debe de realizar una comprobación de la tensión de refuerzo, σ_f , pudiendo utilizar gráficos como el siguiente.



Diseño de tensiones en refuerzos longitudinales de FRP. (Fig. 4-5. Fib_n40)

7.2.2.2. CASO DE CUANTIAS $\rho_b < \rho_{fb}$

Si la cantidad de refuerzo en una sección de FRP está por debajo de ρ_{fb} , el tipo esperado de fallo frente a la flexión será la rotura de FRP y, para calcular el momento último de la resistencia es necesario determinar la deformación a compresión del hormigón (ϵ_c) a la que se produce la rotura del FRP. Esto puede lograrse mediante un procedimiento iterativo a partir de la resolución de las siguientes ecuaciones.

$$M_u = \frac{A_f \cdot f_{fk}}{\gamma_f} \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) \quad (\text{Nmm})$$

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_f + \epsilon_{cu}}$$

$$F_c = F_T \leftrightarrow b \cdot d \cdot \xi \cdot \frac{\int_0^{\epsilon_c} f_c \cdot d \cdot \epsilon_c}{\epsilon_c} = \frac{A_f \cdot f_{fk}}{\gamma_f} \quad (\text{N})$$

En donde el valor de f_c se puede considerar como:

$$f_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}}\right)^n\right] \quad \text{para} \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$$

$$f_c = f_{cd} \quad \text{para} \quad \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$$

7.2.3. CUANTÍA GEOMÉTRICA MÍNIMA.

Para asegurar que el momento último soportado (M_u) es mayor que el momento que provoca la fisuración de la sección (M_f), resulta necesario establecer un límite mínimo de la cantidad de refuerzo longitudinal correspondiente a cada sección. Aunque la normativa europea no contempla un valor para la cuantía geométrica mínima cita como referencia la propuesta equivalente del EC-2.

$$A_{f,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{fk}} \cdot b \cdot d \geq 0,0013 \cdot b \cdot d$$

en donde:

$f_{ct,m}$ identifica el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón.

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{para} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0,58 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{para} \quad f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

f_{fk} corresponde con el valor característico de la resistencia a tracción del refuerzo de FRP.

b ancho de la sección de referencia.

d canto útil de la sección de referencia.

Por su parte la propuesta de la ACI440.1R-06 se concreta en la expresión.

$$A_{f,min} = \frac{0,41 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_{fu}} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{2,26}{f_{fu}} \cdot b_w \cdot d$$

en donde:

f'_c resistencia característica del hormigón

f_{fu} resistencia a la tracción longitudinal última del refuerzo de FRP.

b_w ancho de la sección de referencia.

d canto útil de la sección de referencia.



7.2.4. DISEÑO EN FLEXIÓN DE UNA SECCIÓN RECTANGULAR CUALQUIERA.

Ya hemos establecido las principales diferencias que resultan de un dimensionado de sección solicitada a flexión para el caso de un refuerzo con acero y de un posible refuerzo con barras de FRP y hemos determinado las condiciones de diseño base en función de la cuantía de refuerzo dispuesta, en función de su comparación con un valor patrón correspondiente al llamado cuantía de equilibrio. De todo ello puede suponerse que la cantidad material de refuerzo que exige el uso de barra de FRP es muy superior a su equivalente en barras de acero, de tal manera que podemos establecer una serie de condiciones o implicaciones que presenta la definición de un refuerzo con barras de FRP frente al acero.

| | |
|---|------------------------------------|
| Una mayor proporción de refuerzo conlleva un incremento significativo del coste del elemento | Aumento del coste |
| Los factores parciales de seguridad de materiales de FRP se vuelven irrelevantes si no se emplean valores de resistencia de diseño adecuados | Condiciones de diseño |
| Las deformaciones a corto plazo serán más grandes si exigimos elevadas tensiones al material de FRP | Deformaciones a corto plazo |
| Si la tensión de hormigón bajo carga sostenida es superior a $0,45 f_{c,r}$ (valor recomendado en EC2) las deformaciones debidas a fluencia se incrementarán de forma exponencial | Deformaciones a largo plazo |

Por tanto hemos de asumir que, de forma habitual, un cierto "exceso" de armado de refuerzo en las secciones de hormigón con barras de FRP en la mayor parte de las aplicaciones estructurales. Naturalmente, esto tiene implicaciones sobre la ductilidad de los elementos, ya que el hormigón no confinado experimentará un modo de fallo abrupto. Las posibles soluciones incluyen el confinamiento de la zona de compresión del hormigón para proporcionar ductilidad del hormigón, el uso de híbridos de barras de refuerzo de FRP o una combinación de barras de refuerzo de FRP, con características diferentes, cuyo fallo se produzca a diferentes tensiones, dotando a la sección de una cierta pseudo-ductilidad. También se pueden utilizar barras de refuerzo de FRP que presenten una adherencia controlada (plástica) para desarrollar un comportamiento pseudo-plástico, o bien dotar a la sección de una adición de barras de sacrificio, que eviten al colapso una vez que fallan las barras sollicitas. Por último, puede ser también empleada una combinación de FRP y acero de refuerzo, en particular cuando el FRP se coloca cerca de la superficie del hormigón y el acero en una profundidad superior que evite su degradación, aunque esta solución no es utilizada con frecuencia por la inconsistencia de análisis con materiales de tan diferente espectro de respuesta.

Las propuestas normativas que corresponden al patrón anglosajón (ACI) y europeo (fib_n40) difieren un tanto en su concepción de la metodología más adecuada para el diseño de una sección solicitada preferentemente a flexión, entre otras cosas, porque en el ámbito europeo la carencia de un patrón concreto exige la "adecuación" de los requisitos propuestos para el caso de un armado de refuerzo con acero a las especificidades de material FRP. Por tanto abordaremos inicialmente el tratamiento del diseño de una sección desde el punto de vista de la normativa específica, que corresponde con la propuesta en el Apartado 8.2 Flexural Strength del ACI 440.1R-06, para después tratar de establecer una metodología acorde con los requisitos adaptados desde la EHE-08.

7.2.4.1. PROPUESTA NORMATIVA ACI 440.1R-06.

Simplemente se designa que la resistencia última a flexión (M_u) en toda sección del elemento deberá de superar el valor del momento solicitante (M_n), ponderado por un determinado factor o coeficiente de seguridad (ϕ).

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

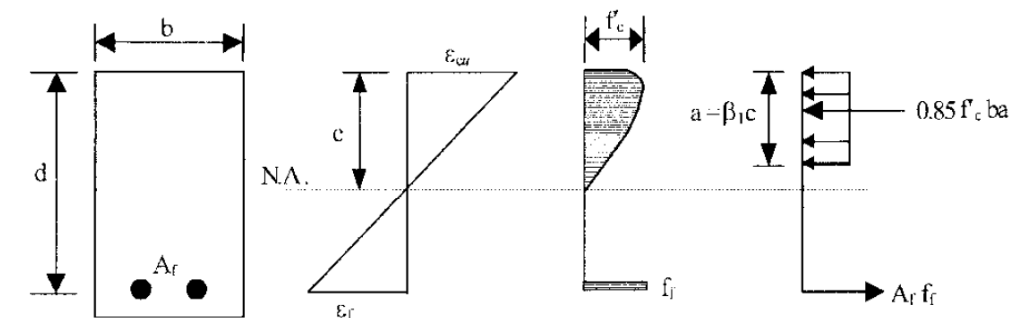
El factor de seguridad (ϕ) depende de las condiciones de fallo previsible en la sección, conforme la cuantía dispuesta (ρ_f) sea inferior o superior a un determinado porcentaje de la cuantía que hemos denominado de equilibrio (ρ_{fb}).

$$\begin{aligned} \phi &= 0,55 && \rho_f \leq \rho_{fb} \\ \phi &= 0,30 + 0,25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} && \rho_{fb} < \rho_f < 1,40 \cdot \rho_{fb} \\ \phi &= 0,55 && \rho_f \geq 1,40 \cdot \rho_{fb} \end{aligned}$$

Ya hemos abordado las condiciones que regulan el tipo de fallo en función de la relación entre la cuantía dispuesta y el modo de fallo dominante en la sección, así que podemos tratar de establecer una Tabla correspondiente a los valores típicos que determinan la cuantía de equilibrio (ρ_{fb}) para los diferentes FRP. Un ejemplo podría ser la Tabla 8.1, propuesta por la ACI para el caso de un hormigón de resistencia característica $f_c' = 34,5 \text{ N/mm}^2$

| Tipo de barra | Límite elástico (f_y) o resistencia a tracción última (f_{tu}) (MPa) | Módulo elástico (GPa) | ρ_{fb} |
|---------------|--|-----------------------|-------------|
| Acero | 414 | 200 | 0,0335 |
| GFRP | 552 | 41,4 | 0,0078 |
| AFRP | 1172 | 82,7 | 0,0035 |
| CFRP | 2070 | 152 | 0,0020 |

- Cuando la cuantía verifique la condición $\rho_f > \rho_{fb}$ el fallo se producirá por agotamiento del bloque comprimido de hormigón.



De esta manera la condición de diseño resultará:

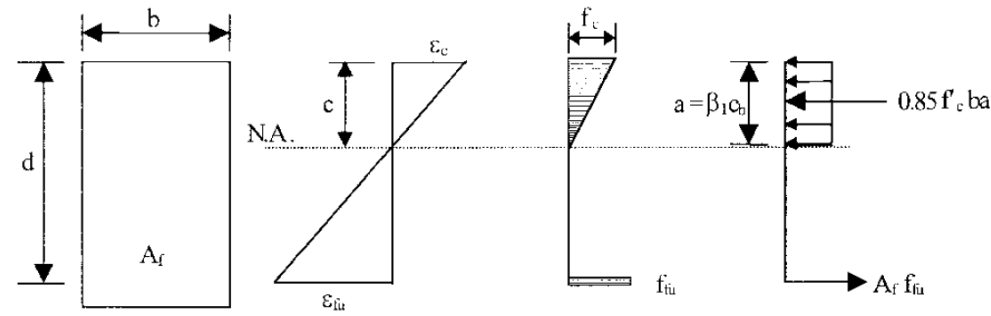
$$\begin{aligned} M_n &= A_f \cdot f_f \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) && M_n = \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_f}{f_c'} \right) \cdot b \cdot d^2 \\ a &= \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} && f_f = E_f \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{\beta_1 \cdot d - a}{a} \end{aligned}$$

Y operando podemos obtener la expresión:

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{\rho_f}} - 0,50 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu}$$

- Cuando nos encontramos en condiciones de diseño tales que $\rho_f \leq \rho_{fb}$ el fallo de la sección se iniciará por un fallo en el material de refuerzo (FRP). No podremos contemplar la presencia del bloque de compresiones correspondiente al 0,003, y el problema a resolver presentará dos incógnitas: el bloque de compresiones que corresponde a una deformación ε_c , y la profundidad de la línea neutra (c).





En este caso resulta posible plantear la siguiente condición.

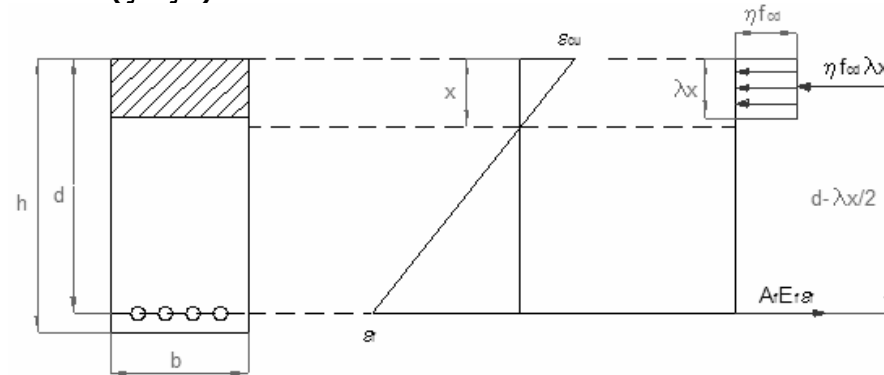
$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right)$$

que para el caso de un material concreto tendrá su máximo valor en relación a una razón $(\beta_1 \cdot c_b)$, de tal manera que la expresión anterior adoptará la forma:

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2} \right) \quad c_b = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}} \right) \cdot d$$

7.2.4.2. ALTERNATIVA PARA FLEXIÓN SIMPLE SEGÚN EC-2 (EHE-08).

- **Diseño en Dominio 4 ($\xi \geq \xi_{lim}$).**



El modo de fallo de la sección es por compresión del hormigón. Es decir, la profundidad de la fibra neutra supera la fibra neutra límite que "equilibra" la sección, o lo que es lo mismo, existe un exceso de cuantía longitudinal ($\rho_f > \rho_{fb}$).

Las condiciones de equilibrio de fuerzas en la sección resultarán de la expresión:

$$\xi_{lim} = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}} \right) \quad \xi = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_f} \right) \quad x = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_f} \right) \cdot d$$

$$N_c = \eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot x \cdot b = A_f \cdot E_f \cdot \epsilon_f$$

El momento nominal resistente (M_n) resultará:

$$M_n = M_c = \eta \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot x \cdot b \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right)$$

Y expresado en forma adimensional, para $U_c = f_{cd} \cdot b \cdot d$ adoptará la forma:

$$v_n = \eta \cdot \lambda \cdot \xi = \frac{\rho_f \cdot E_f \cdot \epsilon_f}{f_{cd}}$$

$$\mu_n = \eta \cdot \lambda \cdot \xi \cdot \left(1 - \frac{\lambda \cdot \xi}{2} \right)$$

Para una cuantía determinada (ρ_f), podemos determinar la elongación (ϵ_f), de tal manera que:

$$\epsilon_f(\rho_f) = \frac{-\epsilon_{cu} + \sqrt{\epsilon_{cu}^2 + \frac{4 \cdot \eta \cdot \lambda \cdot \epsilon_{cu} \cdot f_{cd}}{E_f \cdot \rho_f}}}{2}$$

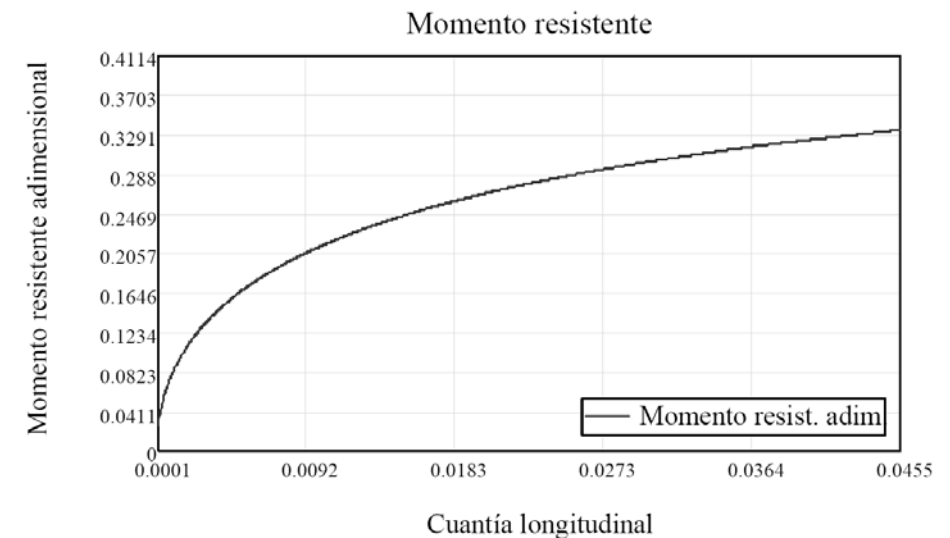
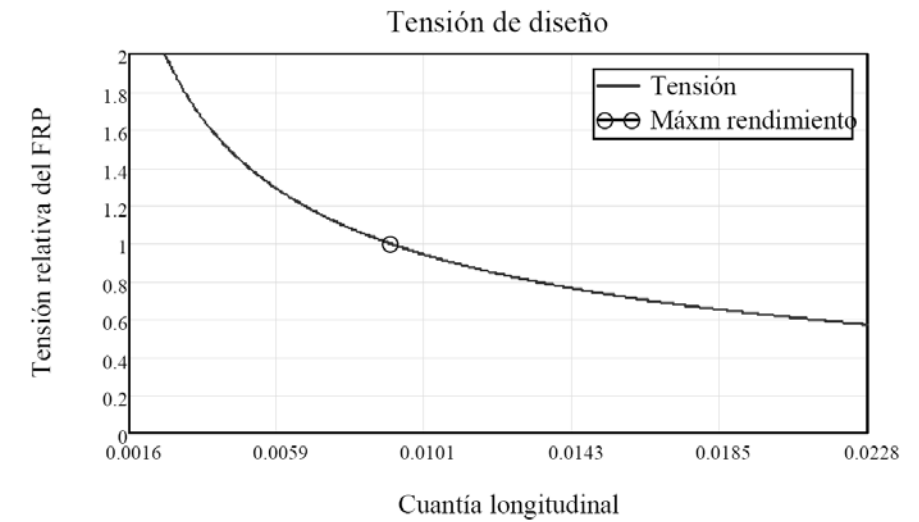
$$\mu_n(\rho_f) = \eta \cdot \lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_f(\rho_f) + \epsilon_{cu}} \cdot \left[1 - \lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{2 \cdot (\epsilon_f(\rho_f) + \epsilon_{cu})} \right]$$

Las condiciones de diseño de la sección simplemente responderán a la razón:

$$\mu_n(\rho_f) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \geq M_d$$

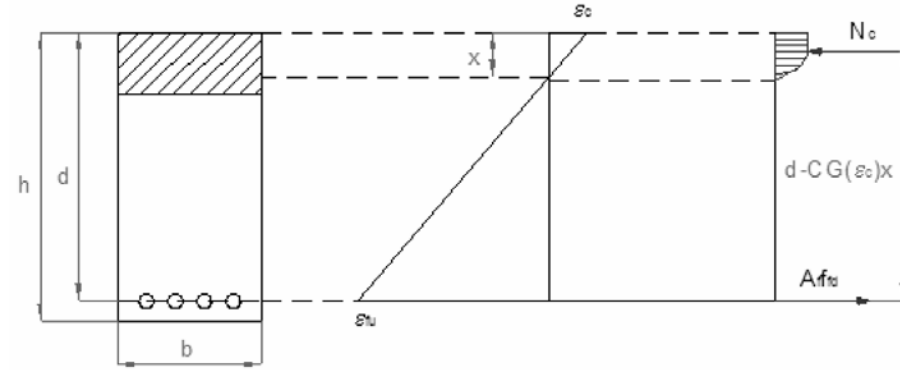
Resultando el área de refuerzo necesario (A_f) de la expresión:

$$A_f = \rho_f \cdot b \cdot d$$



• **Diseño en Dominio 2 ($\xi < \xi_{lim}$).**

El refuerzo interno llega a desarrollar su máxima tensión a tracción mientras que la fibra pésima del hormigón no alcanza la deformación última. Para este caso ya no es aplicable el diagrama tenso-deformacional rectangular y hay que acudir a la parábola rectángulo. Como es lógico la formulación se complica, no obstante la filosofía de diseño sigue siendo análoga, donde ahora la variable de elección es el rendimiento del hormigón o lo que es lo mismo, la máxima deformación que se permite.



Acudiendo de nuevo a las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad se tiene:

$$N_c = \frac{\epsilon_c \cdot b \cdot d}{\epsilon_c + \epsilon_{fu}} \cdot \frac{\int_0^{\epsilon_c} \sigma(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c}{\epsilon_c} = A_f \cdot f_{fd}$$

Obteniendo un momento resistente (M_n) mediante la expresión:

$$M_n = M_c = \frac{\epsilon_c \cdot b \cdot d}{\epsilon_c + \epsilon_{fu}} \cdot \frac{\int_0^{\epsilon_c} \sigma(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c}{\epsilon_c} \cdot \left(d - \frac{\epsilon_c \cdot d}{\epsilon_c + \epsilon_{fu}} \cdot (CG(\epsilon_c)) \right)$$

Que de nuevo podemos expresar en forma adimensional $U_c = f_{cd} \cdot b \cdot d$, de tal manera que:

$$v_c = \frac{I}{(\epsilon_c + \epsilon_{fu}) \cdot f_{cd}} \cdot \int_0^{\epsilon_c} \sigma(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c = \rho_f \cdot \frac{f_{fd}}{f_{cd}} \quad \mu_n = \frac{I}{(\epsilon_c + \epsilon_{fu}) \cdot f_{cd}} \cdot \int_0^{\epsilon_c} \sigma(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_{fu}} \cdot (CG(\epsilon_c)) \right)$$

En donde:

$$CG(\epsilon_c) = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_c} \epsilon_c \cdot \sigma_c(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c}{\epsilon_c \cdot \left(\int_0^{\epsilon_c} \sigma_c(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c \right)}$$

Actuando con estas expresiones podemos obtener la cuantía longitudinal (ρ_b) en función de la deformación pésima del hormigón.

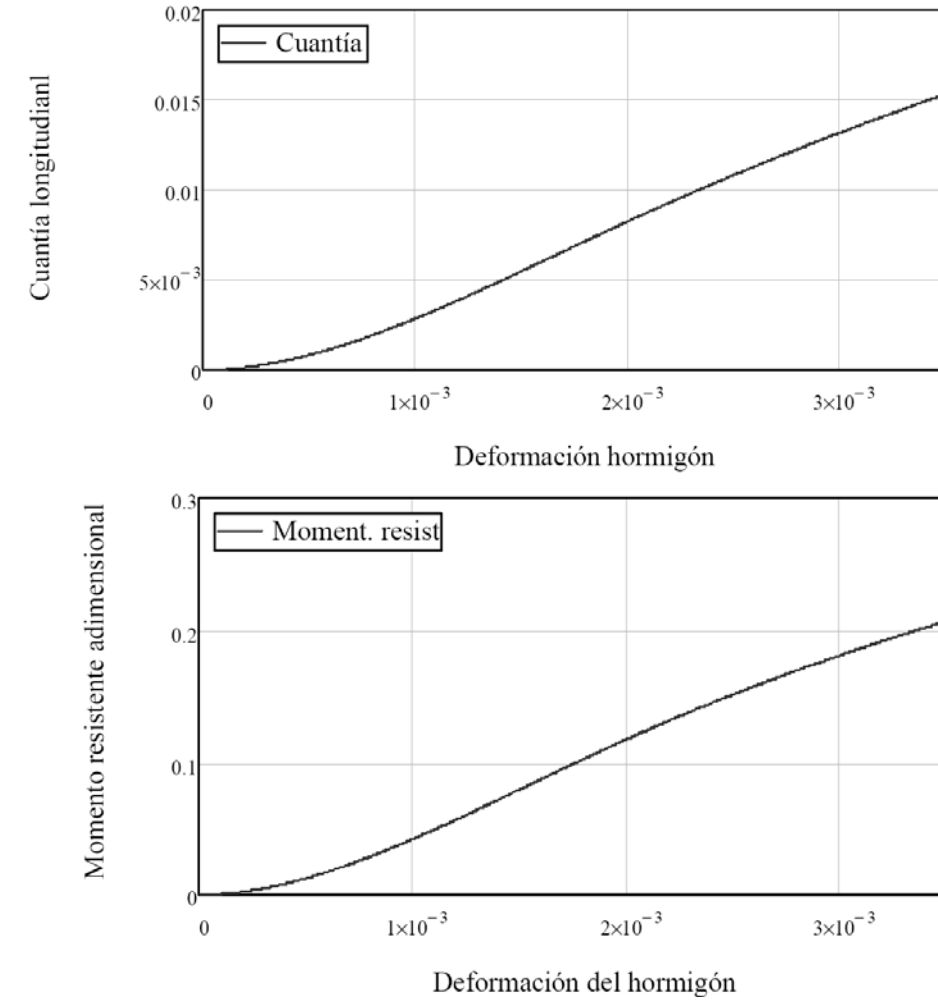
$$\rho_f(\epsilon_c) = \frac{\int_0^{\epsilon_c} \sigma_c(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c}{f_{fd} \cdot (\epsilon_c + \epsilon_{fu})}$$

Las condiciones de diseño de la sección que resultan de esta expresión:

$$\mu_n(\epsilon_c) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \geq M_d$$

Resultando el área de refuerzo necesario (A_f) de la expresión:

$$A_f = \rho_f \cdot b \cdot d$$



Notación empleada en el análisis

| | |
|-----------------|---|
| N_c | Axil de compresión del hormigón. |
| v_c | Axil de compresión del hormigón adimensional. |
| M_c | Momento de compresión del hormigón respecto a la armadura inferior. |
| M_d | Momento de diseño. |
| M_n | Momento resistente. |
| μ_c | Momento de compresión del hormigón respecto a la armadura inferior adimensional. |
| μ_n | Momento resistente adimensional. |
| ρ_f | Cuantía geométrica de armadura longitudinal a tracción. |
| x | Profundidad de la fibra neutra. |
| ξ | Profundidad de la fibra neutra adimensional. |
| b | Ancho de la sección. |
| d | Canto útil de la sección. |
| A_f | Área de la armadura inferior a tracción. |
| ϵ_f | Deformación del refuerzo. |
| ϵ_c | Deformación pésima a compresión del hormigón. |
| ϵ_{cu} | Deformación última del hormigón a compresión. |
| ϵ_{fu} | Deformación última del FRP a tracción. |
| E_f | Módulo elástico del refuerzo. |
| f_{cd} | Resistencia de cálculo del hormigón a compresión. |
| λ | Factor de profundidad de la fibra neutra para el diagrama tenso-deformacional rectangular del hormigón. |
| η | Coefficiente de eficacia para el diagrama tenso-deformacional rectangular del hormigón. |
| CG | Centro de gravedad del diagrama tenso-deformacional parábola rectangular del hormigón. |

* Todas las gráficas representadas corresponden con un hormigón de resistencia característica f_{ck} 25 N/mm², con coeficiente de ponderación correspondiente a un Nivel de Control Normal ($\gamma_c=1,50$)= y un material GFRP resistencia a tracción última (f_{fu}) de 552 MPa y un Módulo Elástico (E_f) de 41,4 GPa.



7.3. ESFUERZO CORTANTE.

El desarrollo de todos los mecanismos básicos de resistencia frente a esfuerzo cortante en una sección de hormigón armado no sólo depende de las características del propio hormigón, sino también en las propiedades mecánicas del material de refuerzo y la naturaleza de la interacción entre el hormigón y el refuerzo, que en el caso de FRP, resulta de difícil evaluación generalista. De manera general la resistencia al esfuerzo cortante de elementos estará determinada principalmente por la contribución ofrecida por la zona de compresión no fisurada, el rozamiento inducido entre los labios de la fisura, la acción de "pasador" de la armadura y, lógicamente cuando se dispone, el armado específico de refuerzo a cortante.

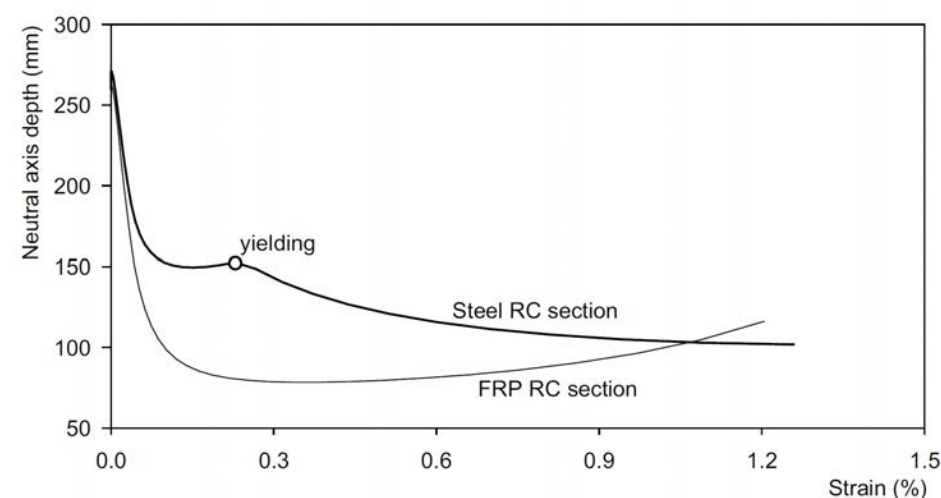
El conocimiento de las propiedades mecánicas de los distintos FRP resulta fundamental para evaluar la forma en que los diversos mecanismos contribuyen a la resistencia del esfuerzo cortante. Las altas tensiones que son inducidas en el refuerzo de FRP provocan generalmente grandes deformaciones y fisuración abundante, con áreas de compresión más reducidas. Además, la ausencia de un comportamiento plástico en el refuerzo siempre conduce a una rotura frágil, haciendo más problemática la redistribución de las tensiones dentro de la estructura. Además, la naturaleza anisotrópica del refuerzo debe de ser tenida en cuenta al determinar un rendimiento relativamente bajo cuando nos encontramos frente a una combinación de fuerzas axiales y transversales, lo que resulta especialmente importante para el análisis de la resistencia frente a esfuerzos de cortante.

7.3.1. MECANISMOS RESISTENTES.

7.3.1.1. CONTRIBUCIÓN DEL HORMIGÓN EN LA ZONA COMPRIMIDA.

La zona de compresión viene delimitada por la profundidad de la fibra neutra que depende, tal y como hemos visto en flexión, del refuerzo dispuesto y de sus propiedades mecánicas. En el caso de los FRP, normalmente, debido al bajo módulo elástico, la profundidad de la LN es bastante menor que en los aceros, luego es lógico asumir que la contribución sea menor.

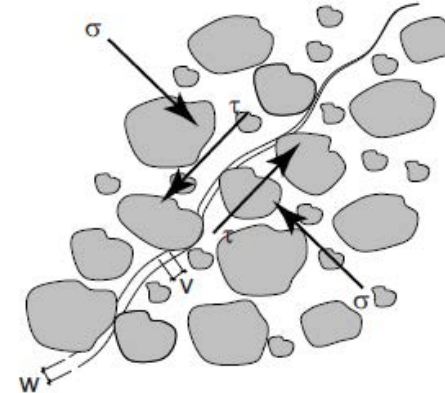
No obstante, en las secciones armadas con acero, la contribución del hormigón se reduce drásticamente cuando se llega al límite elástico, debido a que la profundidad de la fibra neutra se reduce rápidamente cuando el acero empieza a plastificar, de tal manera que se reduce el área de hormigón en compresión. Sin embargo, en los FRP, debido al comportamiento lineal la pérdida de capacidad resistente es más progresiva. En FRP elementos reforzados, después de la fisuración, el área de hormigón bajo compresión es considerablemente más pequeño que el desarrollado en secciones similares reforzadas con de acero, incluso en niveles relativamente bajos de carga.



Comparación del comportamiento en dos secciones idénticas armadas con acero y FRP (Fig. 6.1 fib_n40)

A pesar del incremento de tensión en las barras, la zona de compresión no disminuye tan dramáticamente como sucede en el caso del acero. De hecho, debido a la no-linealidad en las características mecánicas del hormigón en compresión, el área del hormigón en compresión se incrementa y la capacidad de resistencia al corte se ve influenciada de una manera menos intensa. Aunque resulta previsible una menor resistencia al esfuerzo cortante en elementos reforzados con barras de FRP, después de la fisuración y frente a un aumento de tensión, la pérdida de capacidad resistente a cortante experimentará una degradación menor.

7.3.1.2. ROZAMIENTO DE LOS LABIOS EN ZONAS FISURADAS.

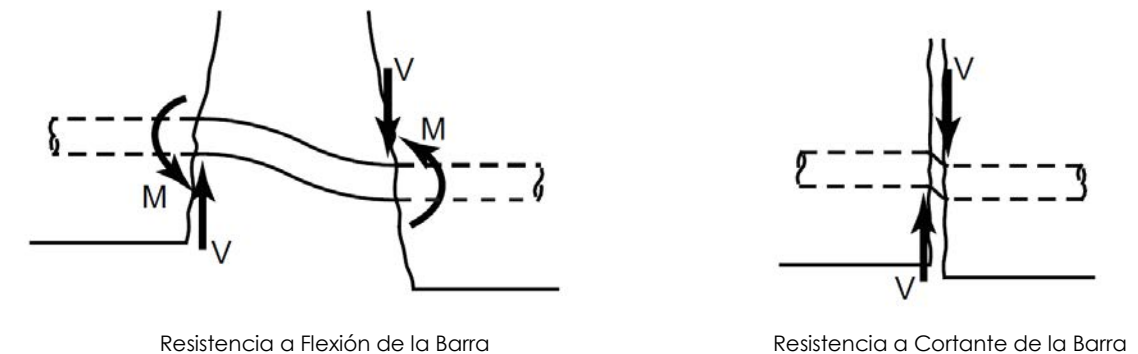


En zonas del elemento que están fuertemente solicitada es frecuente que la tracción sobre el hormigón supere la resistencia a flexo-tracción del mismo, provocando una fisuración en el hormigón y una consiguiente redistribución de tensiones, induciendo en la interfase de la fisura unos esfuerzos tangenciales que se desarrollan en directriz paralela a la misma debido al rozamiento entre los labios.

Obviamente la capacidad de desarrollar este mecanismo está en relación directa con el ancho o apertura de fisura, de tal manera que, para amplitudes crecientes esta capacidad resistente tiende a desaparecer. En lo que respecta a los FRP, la apertura de fisura media suele ser varias veces superior a la que corresponde con elementos armados con acero bajo las mismas condiciones de cargas, por lo que la posible contribución de este fenómeno resisten no se suele tener en cuenta.

7.3.1.3. EFECTO PASADOR DEL ARMADO.

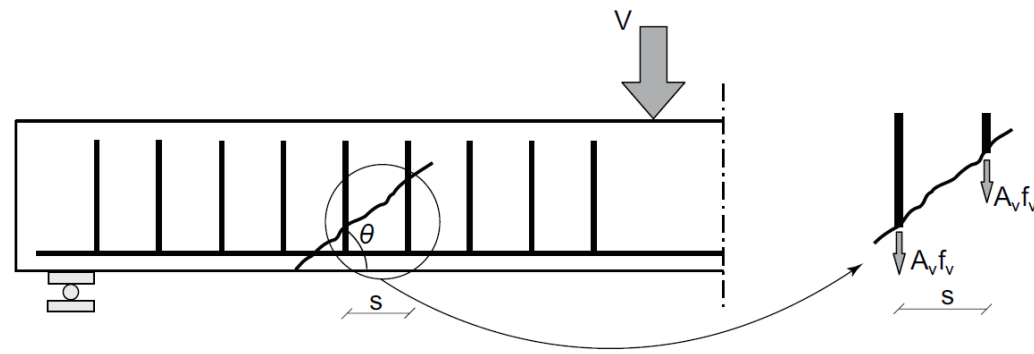
El efecto de "pasador" se refiere a la combinación de la resistencia a la tracción del hormigón que rodea el refuerzo a flexión y la resistencia tangencial a flexión y transversales de las barras de refuerzo.



Para el caso de elementos ligeramente armados la contribución de este efecto pasador resulta de una importancia relativamente menor en comparación con otros mecanismos de transferencia de cortante. Además, cuando el refuerzo de FRP se utiliza como refuerzo a la flexión, la capacidad de resistencia a cortante por efecto pasador puede considerarse insignificante, principalmente a causa de la rigidez transversal tan baja típica de los materiales FRP.

7.3.1.4. ARMADURA ESPECÍFICA A CORTANTE.

Cuando el esfuerzo cortante supera la capacidad resistente inherente a la contribución del hormigón, resulta preciso disponer refuerzos transversales a fin de absorber el cortante excedente. La distribución de este refuerzo específico tratará de "coser" las fisuras inclinadas inducidas y, por tanto, asegurar la transferencia de tensiones a través de las mismas.



| Acero | $\rho_{w,min}$ | FRP | $\rho_{w,min}$ |
|--------------|---|---------------|---|
| ACI 318-05 | $0,06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{l}{f_y} > 0,35 \cdot \frac{l}{f_y}$ | ACI 440.1R-06 | $0,35 \cdot \frac{l}{f_y}$ |
| CSA A23.3-94 | $0,06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{l}{f_y}$ | CSA-S806-02 | $0,30 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{l}{f_{fh}}$ |
| BS 8110 | $0,40 \cdot \frac{l}{f_y}$ | IStructE-99 | $0,40 \cdot \frac{l}{0,0025 \cdot E_f}$ |
| EN 1992-1 | $0,08 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{l}{f_y}$ | Fib_n40 | $0,08 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{l}{0,0045 \cdot E_f}$ |

Propuestas de cuantía mínima de refuerzo a cortante (Tabla 6.1. fib_n40)

* Los valores f_{fv} y f_{fh} corresponden con los valores de resistencia última a cortante para los diferentes materiales FRP, o bien la tensión que corresponde con un límite de $0,004 \cdot E_f$

El refuerzo a cortante se moviliza sólo en la zona de tracción de una viga y su contribución a la resistencia al corte depende de la tensión máxima que puede soportar el refuerzo. En el caso de refuerzo de acero convencional, esto es igual a la tensión de fluencia mientras que con refuerzo de FRP, que presenta un comportamiento elástico lineal hasta la rotura, otros fenómenos, tales como la capacidad de deslizamiento y el alargamiento resultarán mucho más relevantes. La resistencia a la tracción de las barras de FRP se reduce en gran medida bajo una combinación de tracción y esfuerzos cortantes, por tanto el fallo se espera en los anclajes de la esquina. La reducción en la fuerza que se produce en las esquinas de una barra de FRP depende de la longitud de empotramiento, diámetro, tipo de compuestos y el tipo de anclaje, resultando habitual utilizar como parámetro de diseño una fuerza máxima igual al 40% -50% de la resistencia garantizada uniaxial del material compuesto.

El límite de tensión (f_{fb}) recomendado por los diversos comités, establecido para proteger contra el fallo por cortante debido a la fractura de la armadura específica de cortante, resulta de la siguiente expresión.

$$f_{fb} = \left(0,05 \cdot \frac{r_b}{d_b} + 0,3 \right) \cdot f_{fu} \leq f_{fu}$$

Siendo:

- r_b radio de curvatura de la barra de FRP.
- d_b diámetro de la barra de FRP en la zona doblada.
- f_{fu} resistencia a la tracción longitudinal última del refuerzo de FRP.

7.3.2. CUANTIA GEOMÉTRICA MÍNIMA Y DISPOSICIONES DE ARMADO.

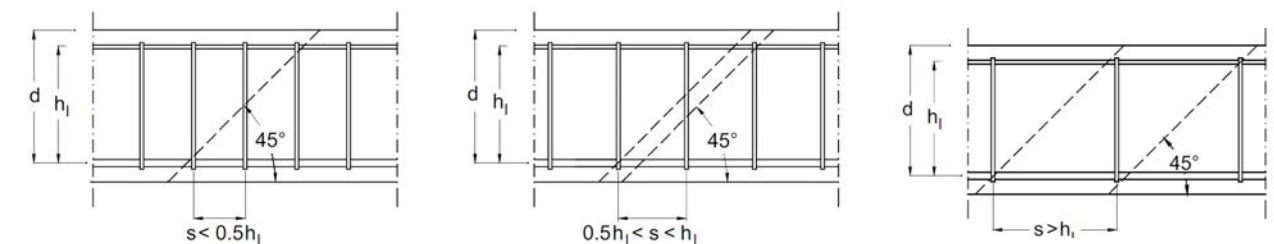
Todos los códigos de diseño especifican una cuantía mínima de refuerzo a cortante ($\rho_{w, min}$) para el caso de elementos estructurales de cierta importancia. Mientras la Norma BS 8110 especifica la cuantía de armadura mínima en función de la resistencia a la fluencia de la armadura transversal, el ACI 318-05, la norma de Canadá (CAN / CSA A23.3-94) y el Eurocódigo 2 (CEN 1992-1) tienen en cuenta la resistencia a la compresión de hormigón

En cada caso, el requisito de una cantidad mínima de refuerzo a cortante, tiene como objetivo proporcionar una cierta reserva de seguridad que permita asegurar la transferencia de la tensión de cortante a través de las fisuras, evitando el desarrollo de grandes anchos de fisura. Como resultado, es razonable suponer que este límite debería garantizar una rigidez mínima y esto puede lograrse mediante el uso de un control de las componentes de tensión-deformación.

Las modificaciones a los códigos actuales, basados en el uso de refuerzos de acero, tratan de adaptarse al uso de refuerzo de FRP limitando la relación tensión máxima-deformación que se puede desarrollar en el refuerzo de corte, determinando a partir de esta razón un coeficiente mínimo de armadura de cortante, $\rho_{fv, min}$.

Las observaciones de los ensayos realizados en vigas con armadura de cortante a base de barra de GFRP [Duranovic et al. (1997), Guadagnini (2002)] han demostrado que una situación límite concurre cuando la separación entre los refuerzo a cortante se establece condiciones tales que la fisura de cortante se desarrolla de tal manera que nunca pasa por más de un enlace. Al expresar la distancia máxima entre los refuerzos (s) en función de la altura entre líneas de armado, h_l , podemos identificar tres situaciones diferentes:

- siempre se cruzan más de un refuerzo ($s < 0,5 \cdot h_l$);
- se produce la intersección entre uno o dos enlaces ($0,5 \cdot h_l < s < h_l$);
- y los refuerzos interseccionan como máximo a una fisura ($s > h_l$).



Si la relación entre la separación de las líneas de armado (h_l) y el canto útil de la sección (d) se establece de forma aproximada en la relación $h_l = 0,90 \cdot d$, la condición de interseccionar una fisura de cortante a 45° se limita mediante la determinación de la distancia máxima entre estribos, de acuerdo a la razón:

$$s = 0,45 \cdot d$$

Este valor propuesto resulta inferior al recomendado por el EC-2 ($0,75 \cdot d$), pero está en relación con el valor de referencia del Código de Diseño ACI 318-05, que establece un valor $0,5 \cdot d$, lo que permite una distribución más uniforme de la armadura de cortante en el área considerada.

7.3.3. CRITERIOS DE DISEÑO A CORTANTE.

El enfoque de diseño cuando se emplean refuerzos de acero se basa fundamentalmente en la redistribución de tensiones y en los principios subyacentes de la teoría de la plasticidad, pero la redistribución de las tensiones resulta más problemática cuando se abordan materiales elasto-frágiles como el FRP no se puede aplicar con seguridad a los miembros del FRP.

Sin embargo, los ensayos han mostrado que, siempre que las fisuras de cortante son efectivamente controladas y las resistencias de cortante individuales aportadas por el hormigón y por el refuerzo se han movilizadas con eficacia, resulta adecuado suponer como capacidad resistente la suma de ambos aportes.



De esta manera el análisis específico de refuerzos con barras de FRP ha optado por asumir las propuestas clásicas del refuerzo con acero, teniendo en cuenta la rigidez reducida de los diferentes tipos de refuerzo. Para ello resulta preciso asumir una adecuada adherencia entre las barras y el hormigón, y además mantenemos la misma deformación longitudinal ($\epsilon_f = \epsilon_s$) y la misma fuerza desarrollada ($F_f = F_s$).

Así resulta posible definir un área equivalente de acero y se puede seguir aplicando los mismos principios de cálculo.

$$F_f = \epsilon_f \cdot A_f \cdot E_f = \epsilon_s \cdot A_s \cdot E_s = F_s$$

$$\epsilon_f = \epsilon_s$$

$$A_{se} = A_f \cdot \frac{E_f}{E_s}$$

siendo

A_{se} área equivalente del refuerzo a flexión.

Si hemos establecido que la armadura transversal en el caso de FRP se determina a partir de un control de la deformación, frente al control de tensión que determina el análisis de los refuerzos de acero, será necesario determinar una deformación límite de manera que no se provoque un perjuicio sobre el resto de los mecanismos de resistencia a cortante. Este valor inicialmente se establece igual a la deformación elástica del acero, esto es entre 0,2% y 0,25%, debiendo resultar los mismos resultados seguros. En base a ello la máxima tensión que puede desarrollar la armadura transversal puede ser evaluada a partir de la expresión que define la Ley de Hooke.

$$\sigma_f = \epsilon_f \cdot E_f$$

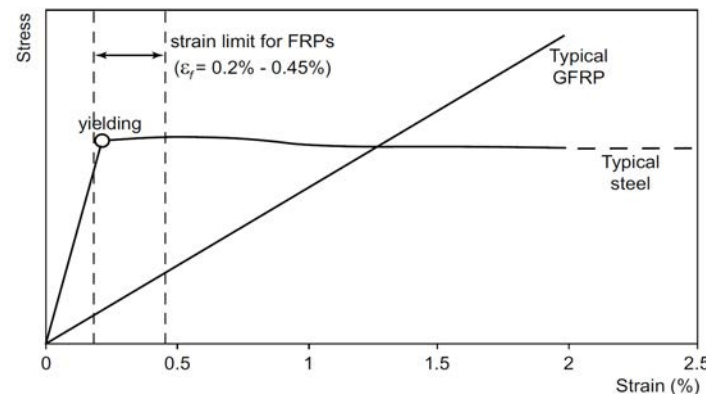
Las propuestas normativas, tales como la ACI, suelen admitir límites un tanto superiores (0,45%), proponiendo un coeficiente multiplicador (ϕ_ϵ), que "informa" sobre los diferentes niveles de deformación permitida para cada tipo de refuerzo longitudinal dispuesto, es decir, 0,45 % para el caso de FRP y 0,2% para el caso del acero, determinándose de esta manera un nuevo área equivalente (A_{se}).

$$\epsilon_f = 0.0045$$

$$\epsilon_s = 0.002 \quad \rightarrow \quad A_{se} = A_f \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot \phi_\epsilon = A_f \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot \frac{\epsilon_f}{\epsilon_s}$$

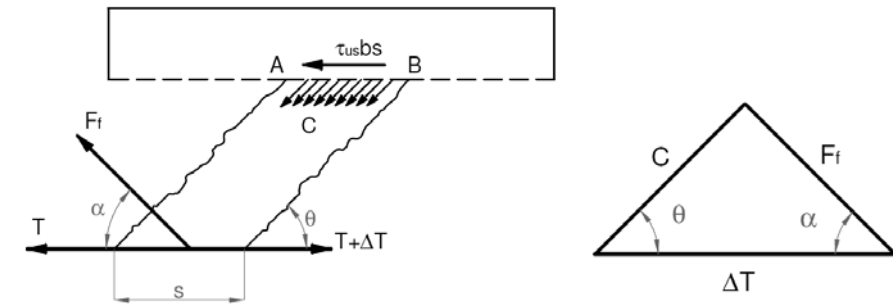
En cuanto a refuerzo de corte se refiere, la cantidad de FRP requerida se determina mediante el control de la deformación máxima (ϵ_{fw}) que se puede desarrollar en el refuerzo de cortante. La tensión máxima que se puede desarrollar en las fisuras de corte (f_{fw}) simplemente se calcula de acuerdo con la ecuación siguiente.

$$f_{fw} = \epsilon_{fw} \cdot E_{fw}$$



Comparación de los límites de deformación en cortante adoptados para un acero y un GFRP.

7.3.3.1. ESFUERZO CORTANTE RESISTIDO POR EL HORMIGÓN.



De acuerdo con la EHE-08 (EC-2) en elementos lineales el esfuerzo cortante resistido por el hormigón viene dado por la expresión:

$$V_{cu} = \left(\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_f \cdot f_{ck}} \right) \cdot b \cdot d$$

Siendo:

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right)$$

que adaptada al caso de FRP con las soluciones anteriores y por tanto introduciendo el área de acero equivalente, o lo que es lo mismo, la cuantía de acero equivalente, podría adoptar la forma:

$$V_{cu} = \left(\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_f \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot \phi_\epsilon \cdot f_{ck}} \right) \cdot b \cdot d$$

Podemos también optar por el tratamiento de la ACI, que determina la capacidad a cortante (V_c) de los elementos armados con barras de FRP mediante la expresión:

$$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c$$

en donde:

b_w representa el ancho de la sección.

c representa la profundidad del eje neutro en la sección fisurada equivalente.

Para el caso de secciones rectangulares con una sola línea de armado la profundidad del eje neutro en la sección fisurada equivalente se puede determinar a partir de la expresión:

$$c = k \cdot d$$

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2} - \rho_f \cdot n_f$$

Siendo ρ_f la cuantía del refuerzo de FRO, que se puede expresar como:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b_w \cdot d}$$

Y n_f la razón entre los módulos del refuerzo y el del hormigón.

$$n_f = \frac{E_f}{E_c}$$

Por lo que la expresión original también puede ser definida como:

$$V_c = \frac{12}{5} \cdot k \cdot 0,167 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

7.3.3.2. ESFUERZO CORTANTE RESISTIDO POR EL REFUERZO DE FRP.

De acuerdo al esquema gráfico anterior y al equilibrio de fuerzas resultante representado, podemos determinar que la fuerza F_f , la resultante de la compresión (biela) y el esfuerzo rasante inducido en el plano AB conforman un sistema equilibrado.

$$\Delta T = \tau_{f_u} \cdot b \cdot s \rightarrow \frac{F_f}{\text{sen}\theta} = \frac{\tau_{f_u} \cdot b \cdot s}{\text{sen}(\theta + \alpha)}$$

Siendo:

$$\tau_{f_u} = \frac{V_{f_u}}{z \cdot b}$$

Operando sobre estas expresiones, podemos obtener:

$$\frac{F_f}{s} = \frac{V_{f_u} \cdot \text{sen}\theta}{z \cdot (\text{sen}\theta \cdot \text{cosa} + \text{cos}\theta \cdot \text{sena}}$$

Pudiendo evaluar el valor de la fuerza F_f en función del área de la armadura transversal (A_{st}) dispuesta en la longitud s , y de las condiciones de tensión del material.

$$F_f = A_{st} \cdot \varepsilon_f \cdot E_f$$

Por lo que podemos estimar el aporte del armado de refuerzo a cortante en base a la expresión simplificada que resulta:

$$V_{f_u} = z \cdot \frac{A_{st}}{s} \cdot \varepsilon_f \cdot E_f \cdot (\text{cosa} + \text{sena} \cdot \text{cotg}\theta)$$

Resulta especialmente importante recordar las limitaciones de tensión que se establecen en función de las condiciones de doblado de las barras y su pérdida de capacidad, y que ya hemos establecido como:

$$f_{fb} = \left(0,05 \cdot \frac{r_b}{d_b} + 0,3 \right) \cdot f_{f_u} \leq f_{f_u}$$

Las limitaciones establecidas por el código ACI determinan inicialmente una tensión última (f_{fv}) correspondiente a un valor de referencia sobre el valor del módulo elástico.

$$f_{fv} = 0,004 \cdot E_f \leq f_{fb}$$

Con esta restricción, cuando se utiliza refuerzo de cortante en directriz perpendicular al eje del elemento, la separación requerida (s) y el área de refuerzo (A_{fv}) puede ser determinada a partir de la ecuación siguiente:

$$\frac{A_{fv}}{s} = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi \cdot f_{fv} \cdot d}$$

En donde:

V_u esfuerzo cortante de cálculo.

ϕ factor de seguridad (ponderación).

También establece una limitación del refuerzo mínimo a disponer, en función a la expresión:

$$A_{fv,min} = 0,35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{fv}}$$

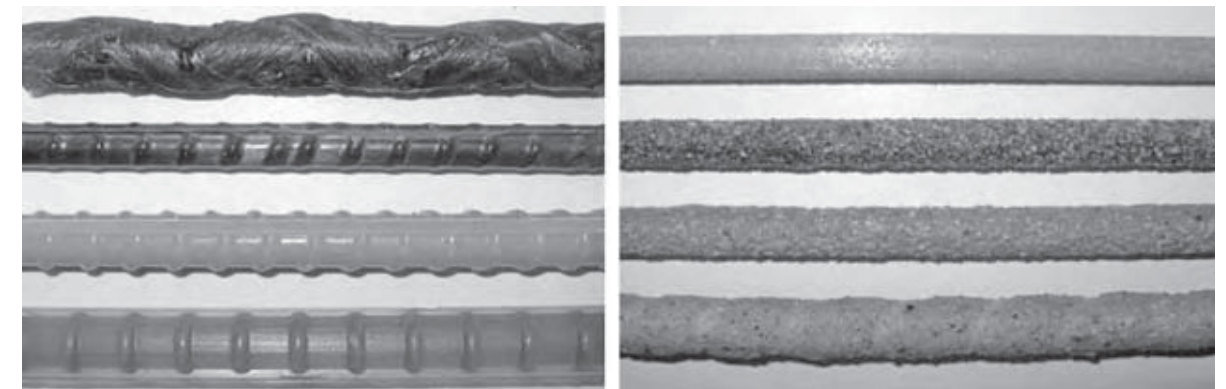
7.4. ADHERENCIA Y ANCLAJE DE LAS ARMADURAS.

En un elemento de hormigón armado la fuerza de tracción soportada por el refuerzo equilibra la fuerza de compresión que se genera en el hormigón, pero para que concorra esta condición de equilibrio resulta preciso que la componente de tracción sea transferida al refuerzo a través del contacto, de la adherencia entre el material de refuerzo y el área perimetral de hormigón que lo rodea. Esta tensión de adherencia se genera cuando el valor de la fuerza sobre el refuerzo de tracción se modifica, provocándose en ese momento un mecanismo resistente ciertamente complejo, incluso difícil de modelizar experimentalmente, y que depende de factores tan dispares como pueden ser el tipo de FRP, el módulo elástico del material, la deformación, la tensión o el acabado superficial de las barras.

7.4.1. ADHERENCIA.

Básicamente podemos identificar estos cuatro grupos de variables que, de una u otra manera, determinarán las condiciones de adherencia entre ambos materiales, hormigón y refuerzo:

- Adhesión entre hormigón y FRP, debida a las acciones moleculares entre materiales en la superficie de contacto.
- Rozamiento o fricción, que se puede mejorar mediante la adición superficial de determinados materiales.
- Resistencia a corte movilizada por el anclaje en el hormigón de las irregularidades superficiales del FRP
- Compresión ejercida por el hormigón sobre las corrugas o resaltos de las barras en el caso de barras formalmente tratadas en superficie.



Diferentes acabados superficiales en barras de FRP para mejorar su adherencia.

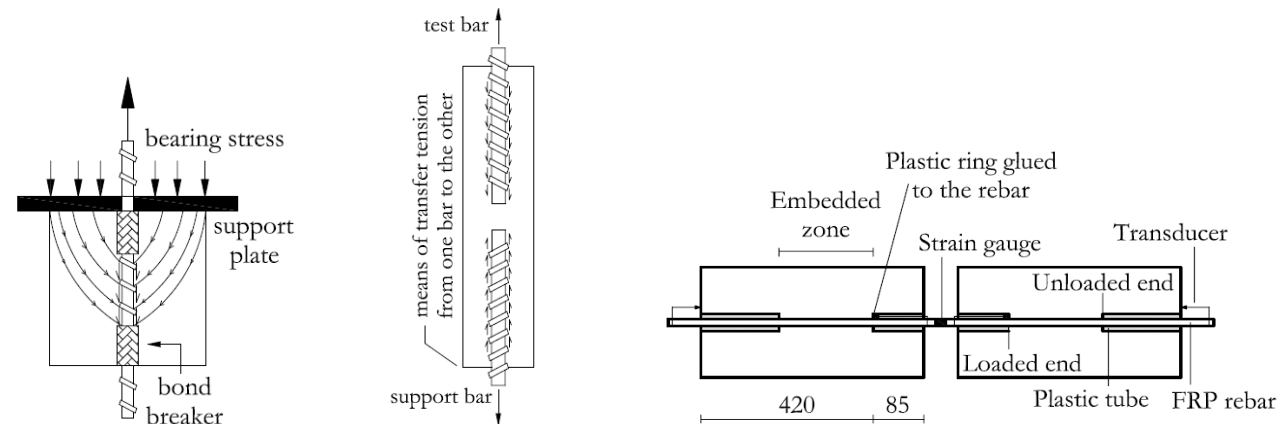
7.4.1.1. MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA.

Debido a la complejidad del fenómeno y a la gran variedad de variables que lo define, la mayoría de las normas recurre a ensayos para poder analizar el fenómeno de adherencia. Además de las condiciones y factores que ya hemos comentado, debemos de tener en cuenta que las propiedades a largo plazo de los materiales FRP presentarán ciertas modificaciones en base a las condiciones de exposición a que se encuentren, tales como los efectos de temperatura, condiciones de humedad, variación de pH, carga sostenida (creep), ...

Por tanto debemos de acudir de nuevo a la búsqueda de información precisa por parte de cada uno de los fabricantes-suministradores, con un patrón de resultados convenientemente contrastado en base a alguno de los dos tipos de ensayo más habituales y sobre los que existe bibliografía de consulta ("pull out test" y "beam test"). Los dos tipos de ensayo, los de extracción y los de flexión, pueden proporcionar una comprensión cualitativa de la distribución de la tensión de adherencia según el tipo de fisura, la separación de las fisuras, y los modos de fallo.

- Pull out test: Consiste en analizar la adherencia en base a la tracción de una barra embebida en una probeta de hormigón.
- Beam test RILEM-CEB: Es el método utilizado por la EHE y CEB. Consiste en ensayos directos sobre barras de refuerzo embebidas en vigas sometidas a flexión simple.
- Beam test ACI: Es el método utilizado por el código norteamericano, análogo al anterior, pero como una operatividad de ensayo diferente.

La fuerza de adherencia que resulta de las pruebas tipo "beam" resulta habitualmente inferior a la que resulta de los ensayos tipo "Pull out", debido a que en estas últimas se evita la rotura del hormigón debida a la ausencia de una flexión local en la barra, a un espesor superior del recubrimiento de hormigón, y la acción de confinamiento de la placa de reacción sobre la muestra de hormigón (es decir, el hormigón que rodea las barras de refuerzo está en compresión). Alternativamente, en las pruebas tipo "beam" la interfase de hormigón que rodea las barras de refuerzo está parcialmente traccionada, variando a lo largo de la longitud del vano, conduciendo a una fisuración incluso bajo tensiones bajas, con la consiguiente reducción en la resistencia de la unión.



Tipificación de ensayo tipo "Pull out"

Tipificación de ensayo tipo "beam"

Por lo tanto, las pruebas de extracción ("Pull out") ofertarán un valor límite superior para las barras de FRP, aunque se asume que las pruebas de flexión ("beam") resultan más "realistas" en tanto que tratan de reflejar el comportamiento de los elementos de hormigón en flexión. Indicar además, que ciertos estudios comparativos entre barras de acero y de FRP, realizados a partir de ensayos de extracción han demostrado cierta similitud de comportamiento en barras de similar diámetro, razón por la cual muchas de las normativas y códigos de referencia establecen las condiciones de adherencia y anclaje a partir de formulaciones correspondientes a barras de acero, convenientemente adaptadas.

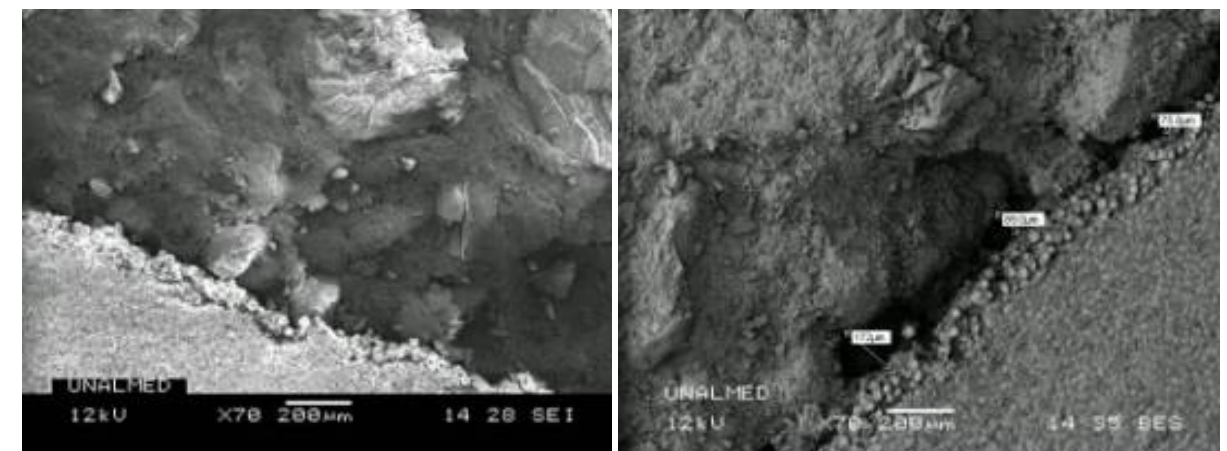
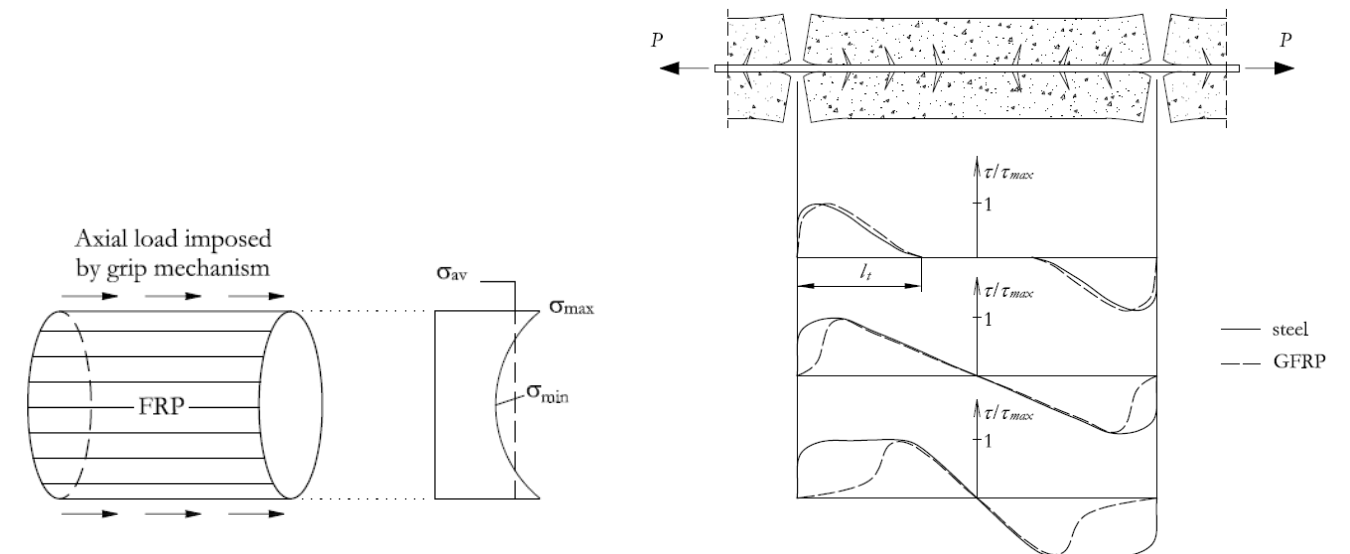
7.4.1.2. VARIABLES QUE INFLUYEN EN EL FENÓMENO DE ADHERENCIA.

A pesar de los diferentes mecanismos de enlace de las barras de FRP y de las barras de acero existen dos factores que afectan el comportamiento de bonos que están presentes en ambos materiales de refuerzo. Estos dos efectos resultan de la relación inversamente proporcional entre el aumento de la resistencia de la unión y la disminución bien del diámetro de las barras de refuerzo, bien de la disminución de la longitud de empotramiento de la barra.

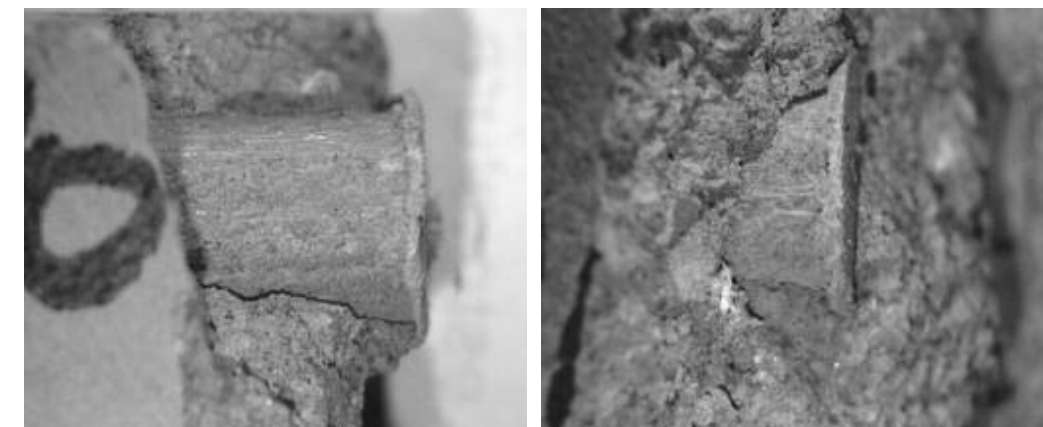
• **Diámetro de las barras.**

Podemos aceptar el criterio de trabajo desarrollado para el caso de barras de acero, conocido como "efecto arrastre por cortante", por el cual, cuando una barra embebida en una sección de hormigón es traccionada puede experimentar una tensión diferencial entre su núcleo y la superficie, debido a la limitada rigidez axial a cortante, lo que se traduce en una distribución no uniforme de tensiones normales a través de la sección transversal de la barra. La resistencia de la unión real que se desarrolla entre la barra y el hormigón está directamente relacionada con el valor de la tensión

normal que se produce cerca de la superficie de la barra (τ_{max}). La resistencia de cálculo de la unión resultará proporcional a la tensión media normal sobre la sección transversal completa de la barra (τ_{av}). A medida que el diámetro de la barra aumenta, la diferencia entre los valores de τ_{max} y τ_{av} se incrementa y, por lo tanto, la resistencia de cálculo disminuye. Este "efecto de arrastre por cortante" se espera que sea más pronunciado en las barras de FRP de refuerzo, ya que ofrecen una menor rigidez cortante en la dirección axial, cuyo valor depende principalmente de la rigidez de cortante de la matriz y de la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante en la interfaz matriz-fibra.



Micrografías en las que se muestra la separación entre el refuerzo y el hormigón (200 micras).



Falta de adherencia entre refuerzo y hormigón tras la fisuración.

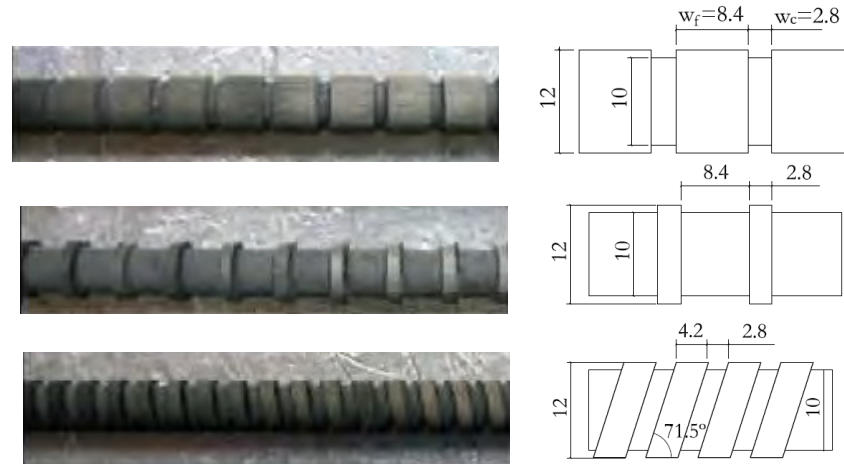
"Resistencia a la flexión y adherencia en vigas de concreto armado con barras de polímeros reforzados con fibra FRP"

Trabajo en desarrollo en la Universidad Nacional de Colombia. Sede Medellín)



• **Longitud de entrega de las barras.**

La longitud de empotramiento influye en el comportamiento de la adherencia de las barras debido a la distribución no lineal de las fuerzas de adherencia. Por esta razón el vínculo entre barras de acero y hormigón suele estudiarse a través de probetas con longitudes de empotramiento relativamente cortas. En el caso de barras de refuerzo de FRP, se producirán grandes diferencias entre los escalones extremos de zonas cargadas y descargadas, lo que denota una mayor falta de linealidad en el comportamiento. Debemos de tener en cuenta además que a diferencia de las barras de acero, en las que la superficie exterior presenta un acabado estándar, en el caso de las barras de FRP se pueden encontrar infinidad de acabados superficiales (geometrías o tratamientos), por lo que en estos casos no parece aconsejable el empleo de probetas de escaso desarrollo.



• **Resistencia del hormigón.**

La resistencia del hormigón es el factor más importante para controlar el fallo de adherencia por fisuración del hormigón. Este tipo de fallo concurre cuando las tensiones de tracción en el perímetro del refuerzo resultan superiores a la resistencia a tracción del hormigón circundante, lo cual ocurre generalmente a una carga menor que la contemplada en los ensayos de tipo "pull out". Como consecuencia de la fisuración inducida, la tensión de adherencia en la barra se reduce drásticamente y la resistencia residual es prácticamente nula.

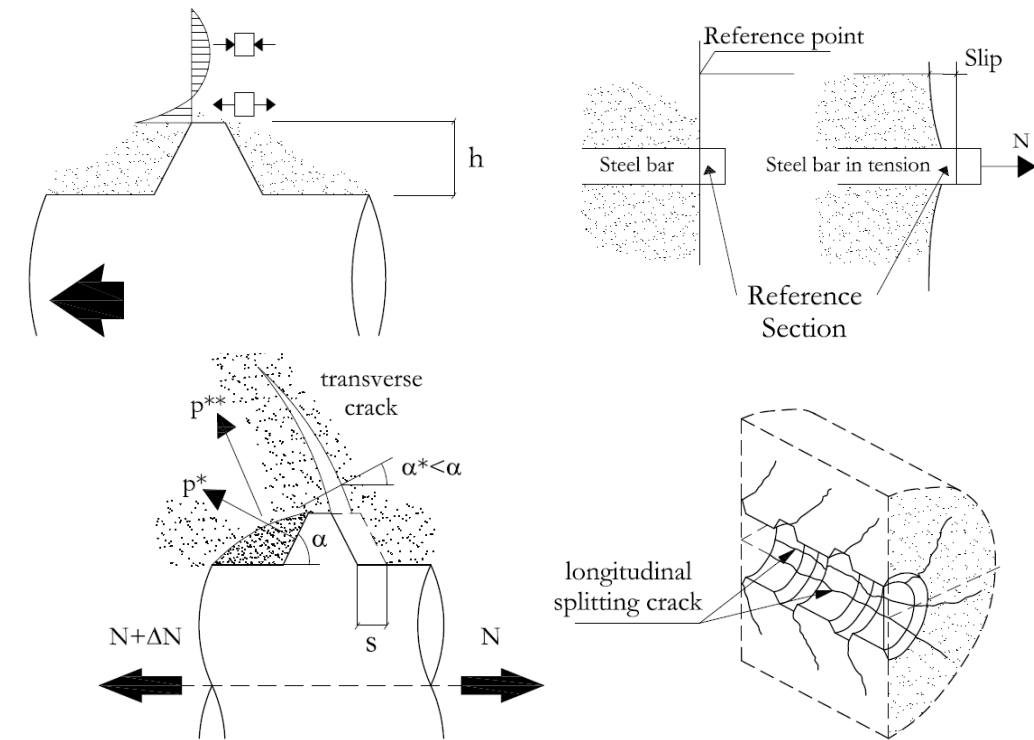
La importancia de la resistencia a tracción de hormigón resulta de una importancia tal que la totalidad de los códigos de diseño la incluirán como factor de análisis, directamente incluida en las ecuaciones que determinan la longitud de anclaje correspondiente a cada situación.

Las propuestas de la ACI americana resultan directamente de las expresiones siguientes, que más tarde se puntualizarán en el caso de la determinación de las condiciones de anclaje:

$$l_{db} = \frac{K \cdot A_b \cdot f_{fu}}{\sqrt{f_c}} \quad \tau_{max} = 4,97 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{d_b}$$

Frente a estos resultados se han encontrado artículos y ensayos que ofrecen valores sumamente diferentes, aunque particularizados para determinados materiales, como los realizados por Ehsani, M.R., Saadatmanesh, H., Tao, S., y que bajo el título de "Design recommendations for bond of GFRP rebars to concrete", aparecen publicadas en el "Journal of Structural Engineering-ASCE", número 122, de 1996. Las propuestas resultantes para barras de GFRP fueron tan dispares como lo indica la expresión resumen:

$$\tau_{b,max} = 14,7 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{d_b}$$



• **Presión transversal. Confinamiento.**

La presión transversal ejercerá una doble influencia sobre el comportamiento de la adherencia entre el hormigón y el refuerzo. Por un lado la existencia de una cierta presión transversal, por ejemplo producto del confinamiento, provocará un retraso en la aparición de fenómenos de fisuración en el hormigón y, en segundo lugar, provocará un aumento de la fuerza de rozamiento entre la superficie del refuerzo y el hormigón.

Como resultado de ello parece adecuado disponer mecanismos que favorezcan este efecto de confinamiento, tales como podrían ser:

- El empleo de recubrimientos adecuados, un tanto mayores que en el caso de barras de acero. Por ejemplo la guía ACI recomienda un recubrimiento mínimo igual al diámetro de la barra (d_b), proponiendo diferentes factores de modificación para la definición de las longitudes básicas de entrega de las barras.
- Disposición de una armadura transversal que reduzca el riesgo de aparición de fisuración;
- Hormigones con control de retracción, ya que ésta suele provocar compresiones perimetrales al refuerzo que mejoran la adherencia.



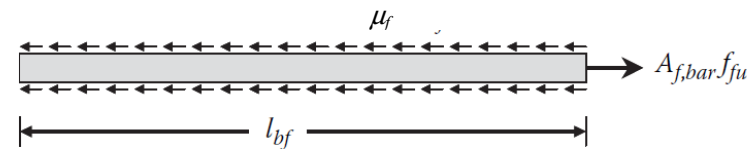
BAENA MUÑOZ, Marta. Pull out Test Results. "Study of bond behaviour between FRP reinforcement and concrete". Tesis doctoral.



7.4.2. ANCLAJE.

7.4.2.1. LONGITUD DE ANCLAJE SEGÚN CÓDIGO ACI.

La longitud de la barra que ofrece la resistencia de la unión entre dos fisuras adyacentes en el hormigón se conoce como la longitud de anclaje básica (l_{bf}). La longitud de desarrollo (l_e), que se puede expresar como una función del tamaño (longitud y diámetro) de la barra y de su resistencia a la rotura, determina la resistencia de la barra al deslizamiento.



De una manera general, el equilibrio de fuerzas que concurre en una situación tal como la grafiada, determina la condición:

$$l_{bf} \cdot \pi \cdot d_b \cdot \mu_f = A_{f,bar} \cdot f_{fu}$$

En donde:

$l_{bf} \cdot \pi \cdot d_b$ representa el perímetro efectivo en contacto de la barra de diámetro (d_b) y del hormigón.

μ_f es el valor de la tensión de adherencia.

$A_{f,bar} \cdot f_{fu}$ representa la capacidad última de una barra de área transversal ($A_{f,bar}$) cuya tensión última resulta f_{fu} .

Operando sobre esta expresión de equilibrio, podemos obtener la siguiente expresión simplificada.

$$l_{bf} = \frac{A_{f,bar} \cdot f_{fu}}{\pi \cdot d_b \cdot \mu_f} = \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot \frac{f_{fu}}{\pi \cdot d_b \cdot \mu_f} = \frac{d_b \cdot f_{fu}}{4 \cdot \mu_f}$$

La determinación de la tensión de adherencia (μ_f) de cada uno de los materiales resulta ciertamente compleja y sólo es posible acercarse a ella a partir de bibliografía específica fundamentada en la realización de ensayos caracterizadores correspondientes a cada tipología de material. De manera habitual se suele establecer un factor constante (K_1) que corresponde con las propiedades concretas de cada material, de tal manera que:

$$\mu_f = \frac{K_1 \cdot \sqrt{f'_c}}{d_b} \rightarrow l_{bf} = \frac{d_b \cdot f_{fu}}{4 \cdot \mu_f} = \frac{d_b \cdot f_{fu}}{4 \cdot \left[\frac{K_1 \cdot \sqrt{f'_c}}{d_b} \right]} = \frac{d_b^2 \cdot f_{fu}}{4 \cdot K_1 \cdot \sqrt{f'_c}}$$

Esta expresión adopta una forma simplificada que corresponde con:

$$l_{bf} = K_2 \cdot \frac{d_b^2 \cdot f_{fu}}{\sqrt{f'_c}}$$

En donde K_2 corresponde con el llamado coeficiente básico de anclaje y que puede ser obtenido de la siguiente Tabla.

| Fuente | Tipo de barra | | Tipo de ensayo | Diámetro de barras |
|-----------------------------|---------------|-----------|-----------------|--------------------|
| | GFRP | AFRP/CFRP | | |
| Pleiman | 1/19,4 | 1/1,18 | Pull out | #2, #3, #4 |
| Flaza, GangaRao | 1/16,7 | | Pull out y Beam | |
| Ehsani, Sadaarmanesh, Tao | 1/21,3 | | Pull out y Beam | #3, #6, #9 |
| Toghiouart, Benmokrane, Gao | 1/5,6 | | Beam | #4, #5, #8 |

Propuesta de coeficientes K_2 para diferentes materiales.

Hota V. S. GangaRao; Narendra Taly; P. V. Vijay

"Reinforced concrete design with FRP composites". CRC Press. Boca Ratón (2007)

Debido a la complejidad que presenta la determinación de un valor experimental como el propuesto los códigos de diseño, como el ACI, han propuesto una "simplificación" fundamentada en el modelo de rotura del hormigón en los ensayos de tipo pullout. Esta expresión corresponde con:

$$l_{bf} = \frac{d_b \cdot f_{fu}}{K_3}$$

En donde el coeficiente K_3 corresponde con una constante que para el caso de la norma ACI440 ha propuesto como 220, de tal manera que obtendremos la expresión simplificada:

$$l_{bf} = \frac{d_b \cdot f_{fu}}{222}$$

• **Factor de modificación por posición.**

Las diferentes posiciones que puede ocupar una determinada barra de refuerzo durante los trabajos de hormigonado son tenidos en cuenta para el caso de barras situadas en la parte superior (plano de hormigonado), ya que esta posición puede provocar cierta caída de la resistencia de la fuerza de adherencia en refuerzos colocados en directriz horizontal. Las experiencias llevadas a cabo demuestran que esta caída de la resistencia implica que el valor considerado para los refuerzos superiores resulta aproximadamente el 66% de la correspondiente a las barras inferiores.

La consideración de este efecto de minoración ha de ser tenido en cuenta para el caso de barras que estén situadas en el plano superior o para aquellas que se encuentren situadas a una distancia superior a 300 mm. desde la cara inferior del elemento. En estos casos se recomienda considerar el efecto adverso de esta posición mediante la aplicación del factor de modificación por posición de la barra y que de forma genérica la ACI 440.1R-03 ha fijado en $\alpha = 1,30$.

• **Factor de modificación por confinamiento.**

Ya hemos abordado el efecto beneficioso de un adecuado recubrimiento por el efecto confinador que provoca, por lo que resulta preciso considerar el posible efecto del recubrimiento dispuesto mediante la aplicación del factor de amplificación (k_r).

En cualquier caso el recubrimiento nunca podrá ser inferior al valor correspondiente al diámetro de la barra, indicando que el patrón más correcto corresponde con asumir siempre valores de recubrimiento superiores a los dos diámetros, ya que en este caso $k_r (r_b > 2 \cdot d_b) = 1,00$.

| Recubrimiento del refuerzo | Factor de amplificación ($k_r \cdot l_b$) |
|----------------------------|---|
| d_b | 1,50 |
| $d_b < r_b < 2 \cdot d_b$ | Interpolación entre 1,50 – 1,00 |
| $> 2 \cdot d_b$ | 1,00 |



• Anclaje en patilla (90°).

Una reciente actualización ha permitido establecer una mayor precisión de análisis para el caso de la longitud básica de anclaje en patilla (l_{bhf}) de barras de FRP, mediante la incorporación de un factor K_4 que resulta definido en función de tres escalones de valor de la tensión última del material.

$$l_{bhf} = K_4 \cdot \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

| | |
|--|---|
| $165 \cdot \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}}$ | $f_{fu} \leq 520 \text{ MPa}$ |
| $3,1 \cdot \frac{f_{fu}}{\sqrt{f'_c}} \cdot \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}}$ | $520 \leq f_{fu} \leq 1040 \text{ MPa}$ |
| $330 \cdot \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}}$ | $f_{fu} \geq 1040 \text{ MPa}$ |

Estos valores pueden ser afectados por un factor reductor 0,7 para el caso de que el recubrimiento en la dirección normal al plano de anclaje sea superior a 64 mm. y el recubrimiento tras la patilla no sea inferior a 50 mm.

En cualquier caso se recomienda que la longitud básica de anclaje no sea inferior a una longitud equivalente a doce diámetros de la barra de refuerzo y nunca inferior a 230 mm:

$$l_{bhf} > 12 \cdot d_b \geq 230 \text{ mm.}$$

siendo además la longitud de la patilla no inferior a $12 \cdot d_b$.

7.4.2.2. ADAPTACIÓN A EC-2 (EHE-08).

A pesar de que existe un capítulo completo dedicado a este tema en el documento fib_n40 (Chapter 7 "Bond, anchorage and tension stiffening behaviour"), en él no se proponen sistemáticas de cálculo, remitiéndose directamente a la enumeración de cada uno de los factores que influyen en las condiciones de adherencia entre materiales, remitiendo con posterioridad a las diferentes normativas y códigos de diseño a los que ya hemos hecho referencia en este documento.

Podemos aceptar la propuesta final presentada, que recoge, de alguna manera, las últimas consideraciones genéricas del Committee ACI 440, en el que se especifica que la longitud de cálculo correspondiente a las barras de FRP resultará de la expresión:

$$l_d = \frac{\alpha \cdot \frac{f_{fr}}{\sqrt{f'_c}} - 340}{13,6 + \frac{r_b}{d_b}} \cdot d_b$$

En donde:

f_{fr} valor de la tensión a desarrollar, que necesariamente deberá verificar la condición:

$$f_{fr} < f_{fe} = \frac{0,083 \cdot \sqrt{f'_c}}{\alpha} \cdot \left[0,03937 \cdot \left(13,6 \cdot \frac{l_e}{d_b} + \frac{r_r}{d_b} \cdot \frac{l_e}{d_b} \right) + 2,50 \cdot 340 \right] \leq f_{fu}$$

$$f_{fr} < f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} - 0,50 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu}$$

α factor de modificación por posición que ya hemos tratado y que de forma general adoptará un valor unidad ($\alpha = 1,00$) (Art. 11.1.1. ACI 4401R-06)

Realmente resulta posible asumir un tratado del tema en base a las consideraciones específicas tenidas en cuenta en el Art. 69.5. Anclaje de las Armaduras Pasivas, pudiendo acudir a definiciones tales como la referida a longitud básica de anclaje en prolongación recta (posición I) necesaria para anclar una fuerza $A_s \cdot f_{yd}$ de una barra, suponiendo una tensión de adherencia constante (τ_{bd}) a partir de la condición de equilibrio que expresa:

$$l_b = \frac{\varphi \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bd}}$$

La determinación del valor de la tensión de adherencia resulta sin duda el mayor problema a resolver, en base a la variabilidad de factores que la condicionan, proponiendo dos sistemáticas para su evaluación. La primera, correspondiente a resultados obtenidos a partir de ensayos tipo "beam" figura reflejada, para el caso de barras de acero, en el Art. 32.2, conforme al Anejo C de la UNE EN 10080. La segunda, mediante el estudio comparativo de las corrugas (método general) se desarrolla en el Apartado 7.4 de la UNE EN 10080, determinando que:

$$\tau_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \eta_2 \cdot f_{ct,d}$$

Siendo:

η_1 coeficiente relacionado con la calidad de la adherencia y la posición de la barra durante el hormigonado.

$\eta_1 = 1,00$ para el caso de buena adherencia.

$\eta_2 = 0,70$ para cualquier otro caso.

η_2 coeficiente relacionado con el diámetro de la barra y que para el caso de diámetros inferiores a 32 mm. toma el valor 1,00.

Parace lógico asumir que resulta posible establecer operativas de análisis que, al menos para el caso de barras corrugadas, permita trasladar los resultados considerados para el caso de barras de FRP, con el condicionante añadido de que cada fabricante puede aportar el valor correspondiente a la tensión de adherencia de sus productos, evaluada a partir de ensayos caracterizadores concretos.

Por tanto resultaría aplicable la consideración normativa de establecer la longitud neta de anclaje en base a la expresión:

$$l_{b,neto} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \cong l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

En donde:

β es el coeficiente o factor de reducción que depende de las condiciones del anclaje (recta, patilla,...) y que a su vez se encuentra afectado por las condiciones de recubrimiento de la barra a la anclar.

σ_{sd} tensión de trabajo de la armadura que se desea anclar.

A_s armadura necesaria por cálculo en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.

$A_{s,real}$ armadura realmente existente en la sección a partir de la cual se ancla la armadura.



8. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

Hasta las pruebas del puente, todo fue bien. Las crecidas bastante fuertes del otoño e invierno 1909-1910 no pusieron nunca las cimbras en peligro. Las pruebas fueron un triunfo. Sobre la margen derecha, una colina domina el puente; estaba ocupada por varios miles de espectadores, instalados desde la madrugada para asistir al derrumbamiento de la obra, anunciada a bombo y platillo por un diario de Nevers a las órdenes de un imprudente competidor. Sus esperanzas fueron decepcionadas e hicimos pasar una y otra vez pesados escuadrones de apisonadoras de vapor sin observar nada que no fueran las previstas flechas elásticas.

Al final de la primavera de 1911, el nivel de las claves había descendido más de 13 cm. y, por el contrario, los riñones estaban notablemente elevados. El desplazamiento relativo de las curvas de presión y de los centros de gravedad había acrecentado en proporciones enormes las tensiones máximas. El puente estaba lejos de soportar las pruebas de sobrecargas, y las deformaciones aumentaban más y más de prisa. Esto suponía una enorme disminución del módulo elástico del hormigón.

FERNANDEZ ORDOÑEZ, José Antonio.

"Eugene Freyssinet"

2C Ediciones. Hospital de Llobregat (1978)

A igual que pasaba en los ELU, no hay razones por las que las bases de cálculos para la verificación de los ELS en secciones armadas con acero, no sean aplicables al armado con FRP, aunque lógicamente resultará necesario retocar las formulaciones para adaptarla a las diferentes propiedades mecánicas de los mismos.

Las condiciones de servicio, referidas a procesos de deformación y abertura de fisuras tendrán en estos materiales de bajo módulo elástico y alta resistencia frente a procesos de corrosión, unos límites de permisividad que podemos considerar un tanto "relajados" frente a las limitaciones normativas de los refuerzos en acero. Sin embargo, la ausencia de experiencias temporales del comportamiento real de estos materiales ha determinado que las disposiciones normativas acepten como seguros valores un tanto restrictivos, más cercanos a los habituales del refuerzo con acero y que, poco a poco y a medida que se incrementan las experiencias han comenzado a ser ajustados de forma diferente, según la normativa de referencia que haya sido implementada en la investigación.

8.1.LIMITE DE TENSIÓN.

La determinación de las tensiones desarrolladas dentro de un elemento de hormigón reforzado con FRP depende de muchos parámetros como ya hemos tratado: comportamiento a corto y largo plazo, las propiedades del hormigón y materiales de FRP, fluencia y retracción, las condiciones e historial de carga, la distribución de la fisuración o las condiciones ambientales de exposición. A pesar de ello han sido aceptadas metodologías de análisis similares a las contempladas para el caso de refuerzos en acero, siempre y cuando abordemos las condiciones correspondientes a propiedades a corto plazo.

Este criterio, aceptado por los actuales códigos de diseño implica que dentro del rango de servicio, los niveles tensionales del material han de mantenerse por debajo del límite elástico, lo que permitirá el análisis en condiciones elásticas de las diferentes secciones. En el caso del hormigón se tiende a limitar las tensiones de compresión en condiciones de servicio, entendiéndose que a niveles más altos de tensión, el hormigón empieza a comportarse de forma no lineal, y el efecto de fluencia sobre el comportamiento a largo plazo del elemento se hace más pronunciado. El Eurocódigo 2, por ejemplo, impone límites a la máxima tensión de compresión dependiendo de las condiciones ambientales y de las condiciones de carga.

| Ambiente (agresividad) | Combinación de acciones | |
|------------------------|-------------------------|------------------|
| | Accidental | Cuasi-permanente |
| Muy agresivo | 0,50 | 0,40 |
| Poco agresivo | 0,60 | 0,45 |

Límite de tensión en servicio. Relación σ_c/f_{ck}

Para evitar la formación de grietas grandes y permanentes que puedan afectar a la durabilidad del acero, algunos códigos tienden a limitar también la tensión en la armadura de acero. El Eurocódigo 2, por ejemplo, recomienda que la tensión de acero, σ_s , debe limitarse a $0,8 \cdot f_{yk}$ para la combinación de cargas accidental. Cuando se trata de la limitación de la tensión en barras de refuerzo de FRP, otros factores también entran en juego. Por ejemplo, las barras de refuerzo de FRP bajo una carga constante pueden responder mediante un mecanismo de fallo (creep) que, aunque diferente del proceso de degradación por corrosión, deriva en resultados muy similares. Los materiales compuestos de FRP generalmente tienen una buena durabilidad, con las fibras protegida por la resina. Sin embargo, en altos niveles de tensión, pueden aparecer microfisuras en la matriz, situación que permite la degradación de las fibras que quedan expuestas, especialmente en el caso de GFRP en el que las fibras de vidrio pueden ser dañadas por la humedad y el entorno alcalino del hormigón.

La ACI 440.1R [ACI (2006)], establece límites diferentes para cada tipo de refuerzo de FRP, que no deben ser excedidas en condiciones de cargas sostenidas y de cargas repetitivas o cíclicas.

| Tipo de fibra | Glass GFRP | Aramid AFRP | Carbon CFRP |
|----------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Tensión Límite | $0,20 \cdot f_{fu}$ | $0,30 \cdot f_{fu}$ | $0,55 \cdot f_{fu}$ |

Las recomendaciones japonesas [JSCE (1997)] limitan la tensión de tracción a un valor equivalente al 80% del valor de la tensión característica del fallo por creep, indicando que en ningún caso este valor superará el 70% del valor característico de la resistencia a la tracción del material. La propuesta británica [IStructE (1999)] impone limitaciones aún más severas, a través del uso de los factores parciales de seguridad del material (γ_m) BS8110.

| Material | Factor de seguridad (γ_m) |
|--------------------|------------------------------------|
| Glass GFRP | 3,60 |
| Aramid AFRP | 2,20 |
| Carbon CFRP | 1,80 |

Del mismo modo, ISIS Canadá (2001) propone un factor de reducción, F , a los valores de resistencia característica de los materiales.

| Tipo de material | Factor de resistencia ϕ_{frp} | Factor de reducción "F" | | |
|--------------------|------------------------------------|--|------|------|
| | | Porcentaje de tensión debida a carga permanente y variable | | |
| | | 0,50 | 1,00 | 2,00 |
| Glass GFRP | 0,80 | 1,00 | 0,90 | 0,90 |
| Aramid AFRP | 0,60 | 1,00 | 0,60 | 0,50 |
| Carbon CFRP | 0,40 | 1,00 | 0,90 | 0,80 |

8.2. ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN.

El bajo módulo elástico que en general presentan los materiales FRP y, por tanto las altas deformaciones que pueden llegar a experimentar provoca que en similares condiciones de sección, armado y carga, los elementos reforzados con FRP presenten mayores deformaciones que sus equivalentes con refuerzo de acero. Por tanto resultará especialmente importante acotar las condiciones de deformación que gobiernan estas secciones, evitando de esta manera posteriores daños sobre los elementos no estructurales soportados por ellas.

La habitual condición de establecer límites de deformación en función a una razón de la luz del elemento en análisis continúa siendo igualmente válida, en tanto que estas razones se determinan básicamente en función de las condiciones estéticas y funcionales de los elementos soportados. De esta manera podemos admitir las consideraciones normativas para el caso de elementos genéricos de hormigón armado, referidas en el caso europeo mediante el Eurocódigo 2, y en el caso de la normativa americana mediante la ACI 318-05.

El método de cálculo de la deformación puede ser sumamente complicado dependiendo de la precisión que se necesite. Si en general asumimos el análisis de la deformación a partir de la evaluación de los estados iniciales (flecha instantánea) y la derivada en el tiempo (flecha diferida), en el caso de los refuerzos de FRP deberemos de considerar las especiales implicaciones que presentan las condiciones de carga sostenida en el tiempo. De esta manera resulta preciso acotar las consideraciones de análisis referidas a refuerzos de acero, trasladando la metodología de análisis al caso de las particularidades materiales del FRP.

8.2.1. CÁLCULO DE LA FLECHA SEGÚN EL CÓDIGO ACI.

El código ACI habla que en esencia se puede aplicar la misma formulación del armado convencional para el armado con FRP. Así, distingue dos tipos de flechas, uno a corto periodo (*short-term*) que puede ser calculado por las fórmulas típicas de resistencia de materiales en función de un momento de inercia equivalente de la sección, y otro a largo periodo (*long-term*) debido a la fluencia y retracción del hormigón.

8.2.1.1. FLECHA INSTANTÁNEA.

Cuando la sección se encuentra en situación no fisurada, su momento de inercia es igual al correspondiente a la sección bruta (I_g). Pero cuando el momento aplicado (M_a) rebasa el momento de fisuración (M_{cr}), se produce una reducción de la rigidez de la sección; en estos momentos se considera el correspondiente momento de inercia de la sección fisurada (I_{cr}). Esto es, suponiendo que el elemento se encuentra fisurado, el momento de inercia de la sección puede variar entre I_g y I_{cr} dependiendo del valor del momento aplicado.

Para el caso particular de una sección transversal rectangular, podemos establecer de manera automática el valor del momento de inercia de la sección bruta (I_g), estableciendo el valor del momento de inercia de la sección fisurada (I_{cr}) en base a la siguiente expresión:

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I_{cr} = \frac{b \cdot d^3}{3} \cdot k^3 + \eta_f \cdot A_f \cdot d^2 \cdot (1 - k)^2$$

En donde:

η_f representa la razón entre los módulos elásticos del material FRP y del hormigón.

$$\eta_f = \frac{E_f}{E_c}$$



k factor que se puede determinar a partir de la expresión:

$$k = \sqrt{2\rho_f \cdot \eta_f + (\rho_f \cdot \eta_f)^2} - \rho_f \cdot \eta_f$$

Branson (1966) propuso la siguiente ecuación que permite determinar el valor del momento de inercia equivalente (I_e), estableciendo así la relación entre las inercias correspondientes:

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

Las propiedades particulares de FRP (bajo módulo elástico fundamentalmente) determinaron valores experimentales un tanto superiores a los que resultan de aplicar estas consideraciones, de tal manera que se proponen factores de corrección, como los admitidos por la ACI (Gao, Benmokrane, y Masmoudi) que tienen en cuenta esta condición y la diferente adherencia de las barras.

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

En donde:

β_d representa un factor de corrección del material que puede ser determinado en base a dos consideraciones.

La primera tiene en cuenta la relación entre los módulos elásticos del FRP y del acero.

$$\beta_d = \alpha_b \cdot \left(\frac{E_f}{E_s} + 1\right) \leq 1,00 \quad (\text{en general } \alpha_b \approx 0,50)$$

La segunda tiene en cuenta la relación entre la cuantía estricta y la cuantía dispuesta.

$$\beta_d = \frac{1}{5} \cdot \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}}\right) \leq 1,00$$

Con posterioridad a la promulgación de la última redacción (2006) se ha propuesto una expresión alternativa de la inercia equivalente [Bischoff and Scanlon (2007)] frente a la convencional propuesta de Branson.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \eta_e \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2}$$

En donde:

η_e representa un factor que tiene en cuenta la relación entre momento de inercia de la sección bruta y de la sección fisurada.

$$\eta_e = 1 - \frac{I_{cr}}{I_g}$$

8.2.1.2. FLECHA DIFERIDA.

La consideración de la flecha diferida (*long term deflection*) resulta función básicamente de la geometría de la sección, del área de refuerzo, de las características de la carga (edad de construcción y entrada en carga) y de las características de los materiales constituyentes. La normativa americana deriva a las consideraciones generales del código ACI 318-05, correspondientes a hormigones reforzados con acero, utilizando un método directo simple, basado en coeficientes de amplificación del valor de las flechas instantáneas.

Las consideraciones relativas a la deformación a largo plazo debidas a los procesos de fluencia y retracción ($\Delta_{(cp+sh)}$) se articulan en base a la expresión:

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda \cdot (\Delta_i)_{sus}$$

En donde:

$\Delta_{(cp+sh)}$ Flecha diferida de la carga evaluada.

$(\Delta_i)_{sus}$ Flecha instantánea de la carga evaluada

λ resulta un parámetro de ponderación de ξ (factor de duración de la carga) debido a la no consideración del refuerzo a compresión en los elementos reforzados con FRP ($\rho' = 0$).

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

siendo:

ξ Coeficiente de la duración de la carga.

ρ' Cuantía longitudinal a compresión.

| Duración de la Carga | ξ |
|----------------------|-------|
| 5 o más años | 2 |
| 1 año | 1,4 |
| 6 meses | 1,2 |
| 3 meses | 1 |
| 1 mes | 0,7 |
| 2 semanas | 0,5 |

Estas ecuaciones se pueden utilizar para el caso de refuerzo de FRP con modificaciones para dar cuenta de las diferencias en la rigidez axial de este tipo de refuerzo frente a elementos de hormigón armado con acero. Con cualquiera de los refuerzos (FRP o acero), la fluencia del hormigón da lugar a una reducción efectiva de la rigidez a la flexión de $E_c I$. Por simplicidad, esta reducción se puede considerar como la superposición de dos efectos contradictorios. El primer efecto es la disminución del módulo elástico efectivo, como un resultado directo de la fluencia de hormigón. El segundo efecto, que puede ser analizado utilizando un análisis elástico de la sección transversal con el módulo elástico reducido para el hormigón, es un aumento en la profundidad del eje neutro. Esta profundidad mayor del eje neutro conduce a un aumento del momento de inercia de la sección fisurada. El aumento de la profundidad del eje neutro resulta proporcionalmente más significativo para los casos de refuerzo con FRP que para los elementos reforzados con acero debido a la inferior rigidez axial de la armadura. Como resultado, el aumento de la deformación en función del tiempo para secciones de hormigón armado con FRP se puede esperar que sean proporcionalmente menores que para el caso hormigón armado con acero.

Basado en esta condición y en ensayos como los realizados por Brown (1997) o Vijay et al. (1998), la consideración final del ACI 440 1R-06 determina que resulta posible estimar una valor final que modifica ligeramente la expresión anterior.

$$\Delta_{(cp+sh)} = 0,60 \cdot \xi \cdot (\Delta_i)_{sus}$$

8.2.1.3. CONSIDERACIONES GEOMÉTRICAS.

Además de las condiciones de análisis se proponen una serie de recomendaciones geométricas para elementos solicitados preferentemente en flexión, que trata de limitar el canto mínimo de estos elementos.

| | Espesor mínimo de la sección (<i>h</i>) | | | |
|-----------------------|---|---------------------|--------------------------|---------------|
| | Simplemente Apoyado | Un Extremo Continuo | Ambos Extremos Continuos | Voladizo |
| Losa (unidireccional) | <i>l</i> /13 | <i>l</i> /17 | <i>l</i> /22 | <i>l</i> /5,5 |
| Viga | <i>l</i> /10 | <i>l</i> /12 | <i>l</i> /16 | <i>l</i> /4 |

La tabla tiene como objetivo proporcionar sólo una guía para el diseño inicial, y el uso de estos espesores mínimos recomendados no garantiza que todas las consideraciones de deformación serán satisfechas por un proyecto en particular. De forma general el procedimiento que responde a estos valores tabulados consisten en establecer el valor límite de la deformación considerada para cada uno de los elementos, pudiendo establecerse mediante la condición siguiente:

$$\frac{l}{h} = \frac{48 \cdot \eta}{5 \cdot K_l} \cdot \left(\frac{1-k}{\varepsilon_f} \right) \cdot \left(\frac{\Delta}{l} \right)_{max}$$

En donde:

η es un factor que responde a la condición (*d/h*).

k factor que se puede determinar a partir de la expresión:

$$k = \sqrt{2\rho_f \cdot \eta_f + (\rho_f \cdot \eta_f)^2} - \rho_f \cdot \eta_f$$

ε_f es la deformación en el refuerzo de FRP bajo las cargas de servicio.

K_l es un factor que tiene en cuenta las condiciones de contorno y que para el caso de cara uniformemente repartida adopta los valores:

| | |
|------|---|
| 1,00 | elemento simplemente apoyado. |
| 0,80 | elemento con uno de sus extremos continuos. |
| 0,60 | elemento con ambos extremos continuos. |
| 2,40 | elemento en vuelo. |

$\left(\frac{\Delta}{l} \right)_{max}$ representa la razón máxima admitida entre la deformación (Δ) y la luz del elemento (*l*).

8.2.2. CALCULO DE LA FLECHA SEGÚN PROPUESTA FIB_N40.

De nuevo la propuesta del Task Group 9.3 remite a la posible existencia de las múltiples consideraciones normativa de referencia (ACI, ISIS, JSCE, ...) sin decantarse por un planteamiento propio. La simple consideración de estas propuestas permite asegurar que será admisible la metodología anteriormente propuesta, estableciendo el valor de una deformación instantánea mediante la determinación de una inercia equivalente (I_e), inicialmente determinada aceptando la formulación de Branson, para establecer con posterioridad la flecha diferida a partir de factores de ponderación de la anterior.

8.2.2.1. FLECHA INSTANTÁNEA.

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \cdot I_b \cdot \beta_d + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_f \leq I_b$$

En donde:

M_f corresponde con el valor del momento nominal de fisuración de la sección.

$$M_f = f_{cm,fl} \cdot W_b$$

Siendo:

W_b el módulo resistente de la sección bruta $W_b = \frac{b \cdot h^2}{6}$

$f_{cm,fl}$ la resistencia media a flexotracción del hormigón.

M_a corresponde con el valor del momento flector máximo aplicado a la sección en el momento que se evalúa la deformación.

I_b momento de inercia de la sección bruta.

I_f momento de inercia de la sección fisurada en flexión simple, que se obtiene despreciando la zona de hormigón traccionada.

$$I_f = n_f \cdot A_f \cdot (d-x) \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$x = d \cdot \left[\sqrt{(\rho_f \cdot n_f)^2 + 2 \cdot \rho_f \cdot n_f} - \rho_f \cdot n_f \right]$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c}$$

Acepta igualmente las formulaciones corregidas para la determinación de la inercia equivalente propuestas por la ACI y que anteriormente se han comentado, proponiendo además una nueva alternativa para la evaluación a partir de una nueva formulación derivada del CEB-FIP Model Code (1990), que resulta:

$$I_e = \frac{I_b \cdot I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - 0,50 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^2 \right] \cdot (I_b - I_{cr})}$$

8.2.2.2. FLECHA DIFERIDA.

Las consideraciones referidas a la determinación de la flecha diferida resultan exactamente iguales a las establecidas en el código anteriormente analizado (ACI), que concuerdan perfectamente con las propuestas establecidas en el Art. 50.2.2.3. Cálculo de la Flecha Diferida (Instrucción EHE-08).

8.3. ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN.

Parece lógico asumir que si una de las condiciones que determinan el posible estado de fisuración en el caso de elementos de hormigón armado con refuerzos de acero resulta el posible ataque de dichos armados, en el caso de refuerzos con FRP, más resistentes a la corrosión, las limitaciones impuestas frente a estos estados de fisuración deberán ser menos restrictivas.

De manera análoga a lo que ocurre en el estudio de las deformaciones, la fisuración en piezas armadas con FRP a flexión, se manifiesta, en general, con mayores aberturas que en el caso de refuerzos de acero. De nuevo esto se debe al bajo módulo elástico y, en ciertos casos, a las posibles condiciones cambiantes de adherencia entre materiales. La complejidad del fenómeno y la dificultad de modelizar matemáticamente su análisis ha llevado a diferentes formulaciones, que, en general, tienen en cuenta las siguientes condiciones:

- La abertura de fisura es función de la deformación del refuerzo (aproximadamente se acepta que tienen una relación lineal).

- El recubrimiento del hormigón alrededor del refuerzo tiene una notable influencia en la abertura de fisura.

- El ancho de fisura es función del espacio entre fisuras (hasta un cierto límite).

- La abertura de fisura y el espacio entre ellas resultan variables en magnitud y siguen aproximadamente una distribución regular.

8.3.1. ABERTURA DE FISURA SEGÚN EL CÓDIGO ACI.

La formulación propuesta parte de asumir la metodología de análisis correspondiente a refuerzos de acero (Gergely-Lutz equation), que determina la apertura de fisura (w) a partir de la expresión:

$$w = \alpha \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$

Siendo:

α un factor experimental.

β la razón entre la distancia desde el eje neutro a la fibra extrema y la distancia desde el eje neutro al centro del refuerzo.

$$\beta = \frac{h - k \cdot d}{d \cdot (1 - k)}$$

f_s la tensión en servicio del refuerzo, que también puede ser expresada en función de la ley de Hooke como:

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

d_c el espesor del recubrimiento medido desde el la fibra extrema en tracción al centro de la barra.

A el área en tracción del hormigón, tomando como centroide el mismo correspondiente al refuerzo de tracción, dividido por el número de barras (n).

$$A = \frac{2 \cdot d_c \cdot b}{n}$$

Podemos establecer una relación entre los módulos de elasticidad del refuerzo tipo (E_s) y el correspondiente a un material FRP (E_f), lo que nos permitirá acotar la expresión anterior.

$$w = \alpha \cdot \beta \cdot \left(\frac{E_s}{E_f} \right) f_f \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$

El factor α identifica la capacidad de adherencia entre los materiales (refuerzo y hormigón), de tal manera que fue preciso establecer de nuevo correlaciones entre los refuerzos de acero y los de material FRP. De esta manera se llegó a la expresión:

$$w = k_b \cdot \left(\frac{2,2}{E_f} \right) \cdot \beta \cdot f_f \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$

En donde:

k_b es un factor tabulado que trata de relacionar la capacidad de adherencia de los materiales FRP con respecto a los de acero, mediante la simple propuesta:

| Adherencia de las barra de FRP | Factor k_b |
|------------------------------------|--------------|
| Similar al de las barras de acero | 1,00 |
| Inferior al de las barras de acero | > 1,00 |
| Superior al de las barras de acero | < 1,00 |
| Adherencia desconocida | 1,40 |

También se contempla una expresión que tiene en cuenta la separación entre barras (s) y que simplemente resulta una pequeña adaptación de la formulación anteriormente propuesta, apareciendo publicada en la última revisión del ACI 440.1R-06.

$$w = 2 \cdot \left(\frac{f_f}{E_f} \right) \cdot \beta \cdot k_b \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2} \right)^2}$$

$$f_f = \frac{M_s}{A_f \cdot d \cdot \left(1 - \frac{k}{3} \right)}$$

La limitación de la fisuración se establece en base a la determinación de la abertura máxima (w_{max}) permitida en función de la agresividad del medio en que se disponga el elemento. Los valores responden a los reflejados en la Tabla adjunta, en las que únicamente se referencia la condición de ambiente interior o exterior.

| Material | Exposición | w_{max} (mm.) |
|----------|------------|-----------------|
| Acero | Interior | 0,4 |
| Acero | Exterior | 0,3 |
| FRP | Interior | 0,7 |
| FRP | Exterior | 0,5 |

8.3.2. ABERTURA DE FISURA SEGÚN PROPUESTA FIB_N40.

Las propuestas de Task Group 9.3 se refieren a la aceptación normativa recogida en el Eurocódigo 2 y que reproduce también nuestra Instrucción EHE-08, y que tiene en cuenta fundamentalmente en las condiciones de deformación del refuerzo y la separación media entre fisuras, de tal manera que, con las convenientes adaptaciones, la metodología resultará válida para materiales FRP.

La formulación básica determina la abertura de fisura (w) en base a:

$$w_k = \beta \cdot s_m \cdot \epsilon_{fm}$$

En donde:

β es un coeficiente que relaciona la abertura media de fisuras con el valor característico y que adopta el valor 1,30 para el caso de fisuración producida por acciones indirectas solamente y de 1,70 para el resto de los casos.

s_m es la separación media entre fisuras, que se puede determinar mediante la expresión:

$$s_m = 2 \cdot c + 0,2 \cdot s + 0,4 \cdot k_1 \cdot \beta_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_f}$$

Siendo:

c el recubrimiento de las armaduras traccionadas.

s la distancia entre barras longitudinales, que para el caso de n barras y un ancho de sección b , adopta la expresión:

$$s = b / n$$

k_1 es un factor que representa la razón entre las deformaciones máxima (ϵ_1) y mínima (ϵ_2) calculadas en los límites de la zona traccionada.

$$k_1 = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{8 \cdot \epsilon_1} \quad (k_1=0,125 \text{ para flexión})$$

β_1 Coeficiente que considera las propiedades de adherencia de las barras, siendo 1,00 para el caso similar al acero corrugado y mayor que uno para caso de adherencia deficiente.

ϕ diámetro de la barra más gruesa.



$A_{c,eficaz}$ área de la sección de hormigón en la zona de recubrimiento y en donde las barras a tracción influyen de forma efectiva en la abertura de fisuras (depende del tipo de sección analizada).

A_f sección total del refuerzo dispuesto en el área $A_{c,eficaz}$.

ε_{fm} representa el alargamiento medio del refuerzo, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras, y que se puede evaluar a partir de la expresión:

$$\varepsilon_{fm} = \frac{\sigma_f}{E_f} \cdot \left[1 - k_2 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{fr}}{\sigma_f} \right)^2 \right] > 0,4 \cdot \frac{\sigma_f}{E_f}$$

Siendo:

σ_f la tensión en servicio de la armadura (en la hipótesis de sección fisurada), que podemos evaluar a partir de la razón.

$$\sigma_f = \frac{M_a}{0,8 \cdot d \cdot A_f}$$

σ_{fr} la tensión del refuerzo en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón, es decir, cuando la fibra más traccionada del hormigón alcanza el valor $f_{ctm,fl}$

$$\sigma_{fr} = \frac{M_f}{0,8 \cdot d \cdot A_f}$$

$$M_f = f_{ctm,fl} \cdot W_b$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

k_2 Coeficiente de valor 1,0 para los casos de carga instantánea no repetida y 0,5 para los restantes.

β_2 Coeficiente que tiene en cuenta las propiedades de adherencia de las barras, siendo 1,00 para el caso similar al acero corrugado y menor a la unidad para el caso de adherencia deficiente.

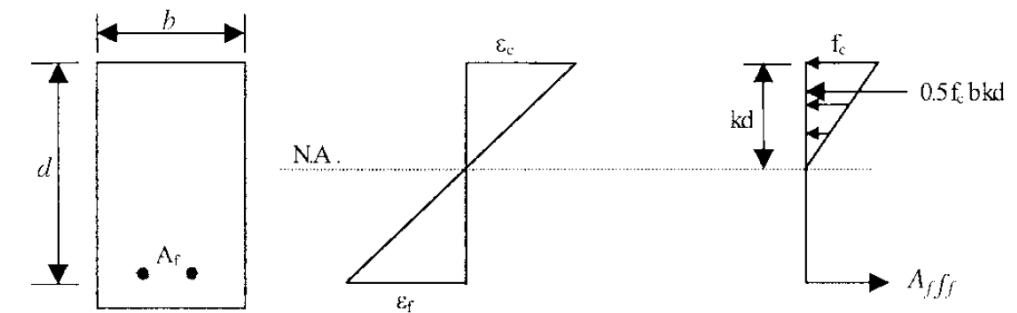
No existen limitaciones específicas de abertura máxima de fisura (w_{max}) referidas para el caso de barras de FRP, por lo que debemos remitir a lo definido en relación a los refuerzos correspondientes a acero (Tabla 5.1.1.2 de la Instrucción EHE-08), si bien debemos recordar que la agresión que experimenta el refuerzo como consecuencia de la acción agresiva inducida a través de las fisuras será mucho menor en los casos de refuerzo con barras de FRP.

8.4.CONTROL DEL "CREEP".

Para evitar la rotura por fluencia del refuerzo de FRP en circunstancias de tensión sostenida o fallos debidos a tensiones cíclicas y la fatiga de la armadura, resulta preciso limitar los niveles de tensión que puede alcanzar este refuerzo. Debido a que estos niveles de tensión estarán dentro del rango elástico, las tensiones pueden evaluarse a través de un análisis elástico.

En el caso del código ACI, esta reducción no interviene en el diseño inicial debido a que no pretende interferir en el modo de rotura o fallo a corto plazo. Esto es, se diseña sin tener en cuenta esta reducción y luego se comprueba que la tensión límite correspondiente a creep no es alcanzada por las cargas de servicio aplicadas. Sin embargo, otros códigos integran de manera directa esta reducción de propiedades en el diseño (no teniéndose que comprobar a posteriori el fenómeno de creep). Estas normas se basan en que las modificaciones de propiedades (y por tanto la modificación del modo de fallo a corto plazo debido a los efectos derivados de condiciones de

largo plazo) se posicionan del lado de la seguridad. Esta será la propuesta del fib_n40, que introduce el control de rotura por creep asumiendo el factor de ponderación del material.



En el caso de la propuesta de la ACI se establecen límites tensionales en el material, aplicando la consideración que resulta de la ecuación siguiente.

$$f_{fs} = M_s \cdot \frac{n_f \cdot d \cdot (1-k)}{I_{cr}}$$

En donde:

M_s representa el momento característico correspondiente a todas las cargas soportadas.

n_f representa la razón entre los módulos elásticos del material FRP y del hormigón.

$$n_f = \frac{E_f}{E_c}$$

k factor que se puede determinar a partir de la expresión:

$$k = \sqrt{2\rho_f \cdot \eta_f + (\rho_f \cdot \eta_f)^2} - \rho_f \cdot \eta_f$$

I_{cr} representa el momento de inercia de la sección fisurada

$$I_{cr} = \frac{b \cdot d^3}{3} \cdot k^3 + \eta_f \cdot A_f \cdot d^2 \cdot (1-k)^2$$

Para cada uno de los materiales tipo (GFRP, AFRP y CFRP) se establecen valores límite para la tensión crítica por creep (f_{fs}) en función del valor de la tensión última (f_{fu}), con un factor de seguridad implícito de valor 1/0,60.

| Tipo de fibra | GFRP | AFRP | CFRP |
|--------------------------|----------------|----------------|-----------------|
| Tensión límite por creep | 0,2 · f_{fu} | 0,3 · f_{fu} | 0,55 · f_{fu} |

Podemos acercarnos a la definición de la cantidad de refuerzo precisa si ajustamos la expresión anterior, de manera que:

$$f_{fs} = \frac{M_s}{A_s \cdot j \cdot d}$$

En donde:

j es el factor de armado, que puede ser definido mediante la expresión:

$$j = \left(1 - \frac{k}{3} \right)$$

PARTE III. EMPLEO DEL MATERIAL FRP





9. DURABILIDAD.

La durabilidad de estructuras ha sido el gran caballo de batalla que se ha encontrado el mundo de la construcción en las postrimerías del siglo XX. El desarrollo inicial de los códigos y procedimientos de diseño se basó en requerimientos de resistencia y posteriormente de servicio mediante limitaciones en la deformación, pero no tuvo en cuenta requerimientos de durabilidad.

Este hecho ha quedado de manifiesto por la aparición de innumerables problemas de degradación de estructuras, siendo la corrosión uno de los más importantes al ser el acero el material empleado casi en exclusiva para soportar los esfuerzos de tracción, bien en forma de vigas metálicas o bien como armadura embebida dentro del hormigón. Este último sistema ha visto empeorada su vida útil por la degradación del propio hormigón debido a la exposición a ambientes agresivos.

El resultado ha sido que gran número de las estructuras construidas durante la primera mitad del siglo XX presenta defectos que han mermado considerablemente las funciones para las que estaban concebidas.

REVUELTA CRESPO, David. Instituto Eduardo Torroja. Madrid
"Ejemplos de Aplicación de los Materiales Compuestos en la Construcción"
Informes de la Construcción, Vol. 54, nº 479(2002)

Dado que una de las principales virtudes que parece fomentar el uso de las barras de FRP es su capacidad de resistencia frente a los habituales procesos de degradación y corrosión que afectan a los convencionales armados de refuerzo en acero, parece especialmente indicado establecer cuáles resultan los factores que de una u otra manera afectan a su durabilidad. Estos factores de agresión de los refuerzos de FRP y del hormigón quedarán en manos de las condiciones ambientales que pueden solicitar un determinado elemento, tanto internas, derivadas de procesos de degradación del material constituyente, como externas, debidas a procesos inducidos por condiciones climáticas, de carácter natural como el efecto de humedad o la temperatura, o bien por derivadas de condiciones específicas de exposición, tales como cloruros, alcalinidad, o ácidos,...

Normalmente la durabilidad de los refuerzos en el hormigón serán medidos predominantemente por medio de métodos acelerados que exponen el elemento en análisis a más duras condiciones que las de servicio, para posteriormente extrapolar los resultados a las condiciones reales equivalentes. Esta medida de la durabilidad normalmente hará referencia a las modificaciones de las propiedades mecánicas, tales como resistencia, módulo de elasticidad, y adherencia con el hormigón.

Debemos recordar en este punto la importancia que a efectos de durabilidad presenta en el caso de materiales FRP las condiciones de tensión sostenida en el tiempo, efecto del que ya hemos hablado en apartados referidos a fluencia o "creep". Por tanto, resultará especialmente indicado cuando se prevea el empleo de estos materiales, determinar las condiciones de carga-servicio del elemento, teniendo en cuanto los factores de ponderación de resistencias ofertados tanto por las normas y códigos de diseño, como por los principales fabricantes-suministradores.



9.1. DURABILIDAD DEL HORMIGÓN.

El hormigón presenta en su composición química hidróxidos sódicos, potásicos y cálcicos que provocan que el pH del entorno sea alrededor de 13, generando un ambiente claramente básico. Esta alta alcalinidad genera la formación de una capa pasiva que previene y protege a la armadura de posibles ataques directos del oxígeno y agua, consiguiendo de esta manera una inhibición natural frente a la corrosión.

Sin embargo los componentes del hormigón no pueden ser considerados como químicamente estables, de tal manera que durante la vida de un elemento de hormigón suelen acontecer reacciones químicas que devienen en la aparición de fenómenos de despasivación que favorecen el ataque y corrosión de las armaduras. Estos fenómenos corresponden básicamente con la carbonatación y la penetración de iones cloruro.

La carbonatación es el más común problema de las armaduras, debido a que el CO₂ de la atmósfera reacciona con la cal libre (hidróxido de calcio) contenida en el hormigón, formando carbonato cálcico insoluble ($\text{Ca(OH)}_2 + \text{CO}_2 \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$). Esta reacción necesariamente se produce en medio acuoso, ya que el dióxido de carbono reacciona con el agua formando ácido carbónico, obteniendo como resultado carbonato de calcio y agua. De esta manera la carbonatación provoca una bajada del nivel de pH a estados ácidos, lo que provoca la despasivación del acero.

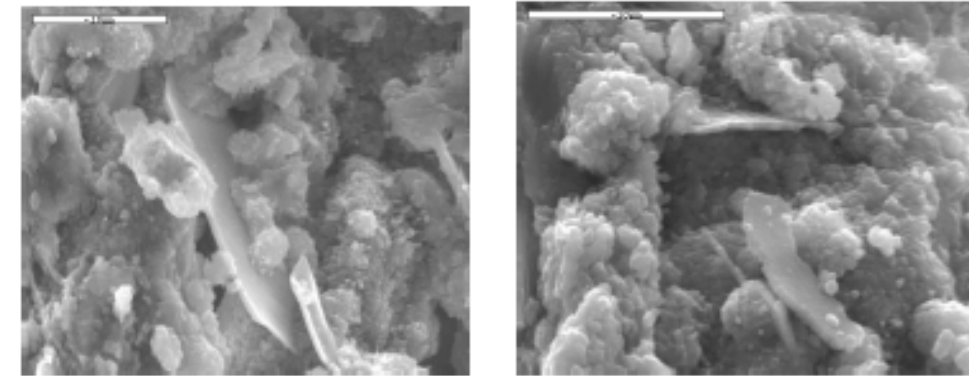
Por su parte la presencia de iones cloruro es capaz de romper la película protectora pasivante, dejando al acero sin protección, dado que forman un compuesto soluble, el cloruro ferroso (FeCl_2) con los óxidos de hierro que constituyen la capa pasivante. En estas condiciones el acero es susceptible de corroerse si se encuentran presentes todos los elementos necesarios: oxígeno, humedad y un medio como el hormigón de baja resistencia eléctrica.

Ambos procesos de alteración resultan consustanciales con la vida del hormigón, inherentes a la composición química base del cemento en el primer caso y debido al posible contenido de cloruros de parte de los materiales constituyentes en el segundo. Aún en el caso de una ausencia total de materiales desencadenantes en la composición inicial del hormigón debemos considerar que se trata de un material poroso, por el que resulta posible la circulación de fluidos, sea esto debido a succión capilar, a procesos de difusión, a permeabilidad a una combinación de estos factores. Dependiendo de las condiciones de exposición del hormigón y su contenido de humedad, prevalecerá un mecanismo u otro, cambiando la velocidad de ingreso del fluido agresor en el material y alterando la duración del período de "incubación" del deterioro.

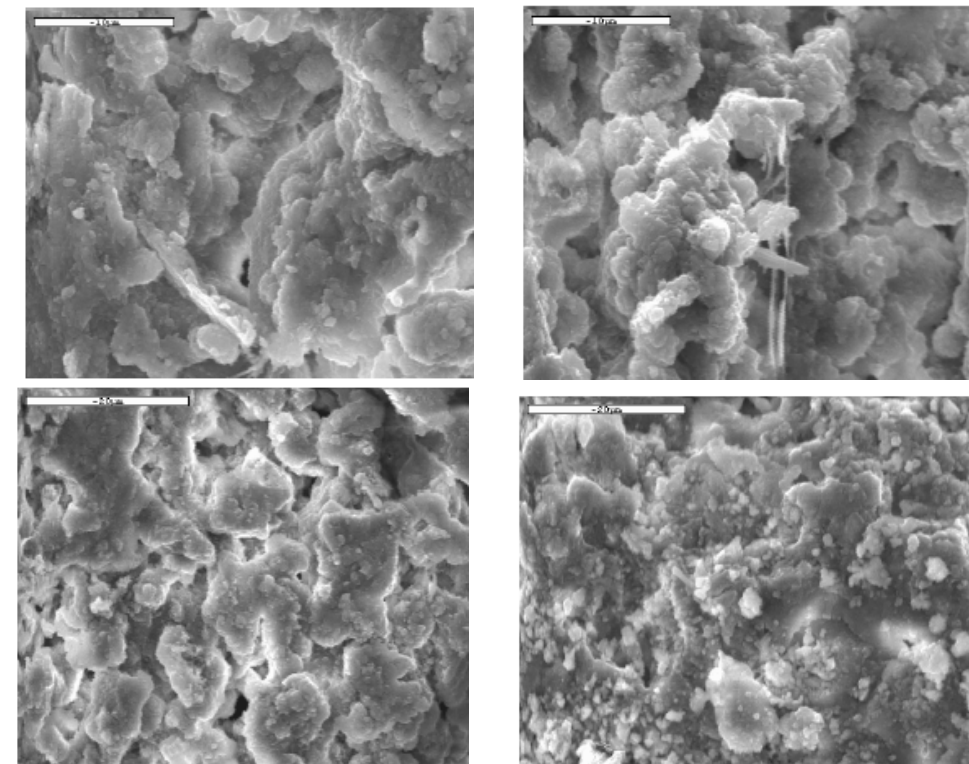
El transporte de un fluido está controlado por la permeabilidad del hormigón cuando existe una diferencia de presión hidráulica entre dos secciones adyacentes que "provoca" o induce el movimiento del fluido. Es claro también que un hormigón más denso, menos poroso (más resistente) y bien curado, es menos permeable. Pero aún en casos de muy baja permeabilidad se pueden producir diferencias de concentración entre dos zonas adyacentes, es decir, en una zona del hormigón la concentración es mayor que en otra; esto genera un movimiento desde la zona más concentrada hacia la zona menos concentrada, intentando establecer un equilibrio. Este tipo de proceso conocido como "difusivo" es bastante lento y un ejemplo típico es el ingreso de CO₂ desde la atmósfera, provocando la carbonatación del hormigón.

En el caso del ataque por cloruros resulta más habitual el ingreso del ión mediante el transporte de fluidos procedentes del exterior, en presencia de ambientes específicos, como puede ser el marino. Una vez rota la capa pasiva por efecto del ión cloruro, en el ánodo se produce la oxidación del hierro y en el cátodo, la reducción del O₂. El hormigón húmedo constituye el medio por el que circulan los iones Fe²⁺ y OH⁻ para combinarse y formar el Fe(OH)₂. Es evidente que, en ausencia de oxígeno o de humedad, el proceso corrosivo no se produce o es tan lento como para no alterar la vida útil de la estructura, aún en presencia de ión cloruro. Por ejemplo, en estructuras permanentemente sumergidas, aún cuando el contenido de iones cloruro puede ser elevado, el acero no se corroe porque el suministro de oxígeno es muy limitado. Tampoco se oxida la armadura de elementos estructurales "secos". Cuando el hormigón

se encuentra carbonatado, la agresividad por ión cloruro se incrementa y la presencia de otras sales en el hormigón y la temperatura favorecen también el proceso corrosivo.



Pasta CEM I 42,5 R en la que se aprecian placas de portlandita y nódulos de CaCO₃.



Diferentes fases de la pasta Carbonatada CEM I 42,5 R. (aglomerados de CaCO₃).

9.2. DURABILIDAD DEL FRP COMO REFUERZO INTERNO.

Los composites FRP ofrecen propiedades de comportamiento frente a acciones mecánicas, térmicas o químicas que en general resultan superiores a los que corresponden con secciones de hormigón armado con acero, lo cual repercute en un menor coste en el ciclo total de vida en servicio del elemento estructural. Sin embargo si existen agentes y condiciones específicas de trabajo que pueden determinar una cierta reserva sobre la capacidad resistente de dichos materiales, aunque claro está, estos factores y proceso diferirán de los convencionalmente aceptados para elementos de hormigón armado.

Por tanto deberemos afrontar condiciones de diseño diferentes de las planteadas para el caso de refuerzos de acero, ya que las habituales estrategias de defensa frente a los procesos químicos antes

señalados (carbonatación y ataque por ión cloruro) carecen de importancia en este caso, adoptando estrategias específicas que han de tener en cuenta la posible alteración de cada una de las fases que conforman un composite.

- Matriz
- - Fibras
- - Unión matriz-fibra

Por tanto será preciso distinguir el tipo de ataque o daño que resulta previsible de acuerdo a la composición química de cada uno de los materiales constituyentes, a la acción física o mecánica que puede dañar la integridad del conjunto y a las condiciones de carga sostenida que, como ya hemos tratado, afectan especialmente a las propiedades mecánicas de estos materiales.

Se deberá prestar especial atención a las condiciones ambientales del medio, en tanto que estos materiales pueden resultar susceptibles de ataques debidos a altos contenidos de humedad, temperatura o incluso efectos derivados de la exposición a radiación ultravioleta (UV).

La fabricación de los materiales exigirá también un especial control de calidad que permite asegurar la homogeneidad total en el resultado obtenido. Ya hemos visto algunos tipos de fabricación y conformación del material, resultando preciso acometer durante su elaboración cierto tipo de trabajos de difícil control.

- Envoltura de la matriz (capacidad para embeber y proteger a la fibra adecuadamente).
- Ausencia de grietas en la matriz.
- Ausencia de huecos (mejor cuanto más pequeños y distribuidos).
- Grado de curado de la matriz polimérica.
- Fuerte unión de fibra-matriz (puede ocurrir que una mala elección de ambos no sean totalmente compatibles y el vínculo de unión no sea el deseado).

Normalmente la matriz tiene la función de proteger a las fibras de las condiciones exteriores, siendo por tanto una barrera entre el ambiente y las fibras. La efectividad de la matriz depende de la continuidad de la misma. Así pues en los cortes de terminación de barras pueden quedar expuestas las fibras, resultando de esta manera un punto crítico desde el punto de la durabilidad. En esta zona el medio que lo rodea puede atacar a la fibra y a la unión de fibra-matriz propagándose a lo largo de la barra, perjudicando seriamente su durabilidad. Para evitar esto resulta necesario sellar esta región para no permitir penetraciones de agentes dañinos.



Además la selección del material que conforma la matriz se establece en función de condiciones tales como el proceso de fabricación, que poco tienen que ver con condiciones de durabilidad, exigiendo en ocasiones el empleo de modificadores y aditivos que le permitan conseguir algún tipo de requisito específico, como podría ser una mayor durabilidad frente a la radiación ultravioleta o una mayor resistencia frente a la humedad.

Las fibras en los materiales compuestos son las principales portadoras de carga, pero precisan de la adecuada colaboración de la matriz polimérica, que las proteja, mantenga la adecuada alineación de

las fibras y facilita la distribución de la carga entre las fibras de manera individual. Los criterios de selección de las fibras dependen de las condiciones de uso requeridas, debiendo determinar los requisitos de tensión, rigidez, durabilidad o coste. Por ejemplo las fibras de vidrio las más económicas, con un buen comportamiento resistente, mientras que las fibras de carbono multiplican significativamente el precio de las anteriores, ofreciendo un inmejorable comportamiento en condiciones de rigidez.

Con respecto a los factores que modifican la capacidad de adherencia entre el composite y el hormigón ya hemos abordado las especiales condiciones en el apartado específico de ELU, por lo que sólo recordaremos cómo resulta posible dotar a las barras de ciertas características materiales y formales que mejoren esta adherencia, tales como los tratamientos superficiales de pulverizado o de corrugado exterior.



Imágenes de unas barras de GFRP (Aslan) embebidas en una sección de hormigón

9.2.1.FACTORES DE SEGURIDAD Y DURABILIDAD DEL MATERIAL.

La práctica totalidad de los códigos de diseño existentes tratan introducir la incertidumbre asociada a las condiciones de durabilidad a través de la determinación de un factor de ponderación que reduce las capacidades resistentes del material.

Por ejemplo la ACI 440.1 R-03 estableció un factor de reducción del material en función del tipo de exposición ambiental (C_E) que afecta tanto a los valores resistentes como a las propiedades de rigidez durante la vida útil. La determinación de este factor queda en manos de la localización y severidad del medio, así como del tipo de matriz y de fibra que conforman el composite. Estos factores de ponderación indican, por ejemplo, la mayor resistencia frente a agentes exteriores de la fibras de carbono (CFRP), seguidas por los composites a base de fibras de aramida (AFRP), siendo los más sensibles los compuestos de fibra de vidrio (GFRP).

| Tipo de exposición | Tipos de fibras y resinas | Factor de Reducción Medio Ambiente C_E |
|--|---------------------------|--|
| Exposición Interior | Carbono/epoxi | 0,95 |
| | Vidrio/epoxi | 0,75 |
| | Aramida/epoxi | 0,85 |
| Exposición a la intemperie (puentes, muelles, aparcamientos abiertos) | Carbono/epoxi | 0,85 |
| | Vidrio/epoxi | 0,65 |
| | Aramida/epoxi | 0,75 |
| Ambientes agresivos (plantas químicas y depuradoras de aguas residuales) | Carbono/epoxi | 0,85 |
| | Vidrio/epoxi | 0,50 |
| | Aramida/epoxi | 0,70 |



Otras normativas, tales como la propuesta de la Concrete Society británica proponen una combinación de factores de ponderación que adecúen las propiedades del material a relaciones función de la resistencia última (γ_{mf}), del método de fabricación (γ_{mn}) o del módulo elástico considerado (γ_{mE}).

$$f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_{mf} \cdot \gamma_{mn} \cdot \gamma_{mE}}$$

Estos factores ponderan el llamado valor característico (f_{fk}), asociado al convencional valor de aceptación del cuantil del 95%, a partir de la expresión:

$$f_{fk} = f_{fm} - 2 \cdot \delta$$

en donde f_{fm} representa la resistencia última del material y δ la desviación estándar, aunque para el caso de situaciones de especial compromiso estructural o de condiciones ambientales extremas se llega a proponer una reducción correspondiente a:

$$f_{fk} = f_{fm} - 3 \cdot \delta$$

9.3. AGENTES AGRESORES DEL FRP.

Aunque la pérdida de propiedades físicas y mecánicas de los compuestos poliméricos suele ocurrir en presencia de agentes agresores externos (ambientales o mecánicos), este efecto de envejecimiento o degradación de los compuestos de polímeros puede ocurrir incluso ante la ausencia de estos factores, dado su especial composición material.

Efectos como los enlaces químicos entre las cadenas de los polímeros, las fuerzas de valencia (o de Van der Waals), o condiciones físicas como la orientación de las fibras o la morfología de los materiales constituyentes, son factores que determinan las propiedades concretas del material compuesto que pueden experimentar múltiples agresiones directas o indirectas que condicionen sus capacidades.

Los propios procesos de fabricación pueden provocar condiciones que de una u otra manera afecten a la durabilidad del material y al mantenimiento de sus propiedades en condiciones adecuadas durante la vida en servicio de la estructura. Las imperfecciones superficiales, el calor y la presión en los procesos de curado, el tratamiento superficial de las fibras y las relaciones de adhesión entre la matriz y las fibras son sólo algunos de los factores de fabricación que pueden condicionar la durabilidad de un material compuesto.

Esta degradación del material puede acontecer desde una modificación de las condiciones físicas o químicas. La degradación física sucede a un nivel macromolecular, con un nuevo reagrupamiento de la materia a un nuevo estado, que en general para todos los compuestos corresponde con un nivel inferior al que correspondería con la denominada temperatura de transición vítrea. La degradación química implica un cambio en la estructura molecular del polímero, como podría ser la rotura de su cadena de enlaces, la oxidación o la reticulación.

Las propiedades mecánicas están relacionadas con la cantidad de volumen libre contenido en la masa del polímero, lo que corresponde a las regiones no ocupadas y que por tanto son susceptibles de permitir los movimientos de las moléculas. Un cambio en la temperatura del polímero produce una fuerza termodinámica que moviliza las moléculas de polímero que se reorganizan a un nuevo equilibrio en función del estado del volumen libre. A temperaturas superiores a la de transición vítrea (T_g), las moléculas de polímero tienen suficiente movilidad instantánea para recuperar el equilibrio durante los cambios de temperatura. Cuando un polímero se somete a bruscos cambios de temperatura (enfriamiento de la masa) no resulta posible que las moléculas recuperen la condición inicial de equilibrio, provocando una alteración de las propiedades mecánicas de la masa de polímero, que incluye la acumulación de tensiones residuales (efecto de templado).

Otro factor principal que puede provocar la degradación del material reside en la posible interacción molecular entre el agua y la red polimérica. Acciones de tipo higrotérmico sobre algunos materiales de FRP, principalmente de fibra de vidrio (GFRP), pueden conducir a una fisuración del material, a una separación entre la fibra y la matriz o la pérdida de la estructura física de la propia fibra, determinando un aumento de la tensión inducida.

La matriz que protege y en la que se encuentran embebidas las fibras también influye en la durabilidad de los composites, debiendo de mantener una adecuada relación con la composición física y química de las fibras. Química en cuanto que han de ser dos materiales compatibles y en el que la matriz sea capaz de proteger a las fibras de los materiales químicos específicos que las puedan degradar. Física en cuanto que sus propiedades han de ser las adecuadas para embeber de forma correcta a las fibras individuales, evitando el contacto abrasivo entre ellas. En general el fallo se produce en la interfase entre la fibra y la matriz ligante, pudiendo desencadenarse por una reacción química, por la plastificación del polímero (por ejemplo por efecto de la humedad) o por concentraciones puntuales de tensión.

Comentar por último la importancia que presentan los tipos de agentes agresivos que se inducen en presencia de agua, dada la configuración formal de los FRP. Aún en el caso de un enlace perfecto entre matriz y fibras se puede producir un efecto de capilaridad que facilite la penetración de los líquidos debido a la acción capilar inducida entre los filamentos longitudinales que componen tipologías como los GFRP. En estos casos en los que resulte previsible un alto contenido de humedad puede ser efectivo el diseño de un filamento parcialmente troceado o entrelazado, en el que se eviten largas directrices dominantes en la disposición de las fibras, o incluso tratamientos específicos del perímetro exterior que eviten la comunicación de estas vías capilares con el agente agresor.

9.4. AGENTES AMBIENTALES QUE AFECTAN A LA DURABILIDAD DEL FRP.

9.4.1. HUMEDAD.

La entrada de humedad en estos materiales se puede producir por dos causas: por difusión a través de la matriz, o por flujo directo a través de las fisuras o defectos del material. En el primer caso el agua no se encuentra en forma líquida, pero consta de moléculas o grupos de moléculas que están unidos entre sí por enlaces de hidrógeno con el polímero. Por tanto resulta recomendable el empleo de matrices hidrofóbicas, reduciendo al máximo su contenido de agua de equilibrio. En el segundo caso la presencia de agua en la superficie del material en presencia de microfisuras u otros defectos se introducen en hacia el interior debido al flujo capilar.

El proceso de hidrólisis de la matriz provoca un efecto de "reblandecimiento" del material que deriva en una pérdida de resistencia (especialmente frente a cortante), una reducción de su módulo elástico y una fragilidad que puede determinar la aparición de microfisuras que impliquen la pérdida de trabazón con las fibras, comprometiendo la durabilidad del compuesto.

De forma general el agua no resultará un agente altamente agresivo, repercutiendo en una reducida pérdida de propiedades, aunque su acción, combinada con efectos de altas temperaturas puede determinar un incremento de la difusión a través de la matriz y absorción de humedad por las fibras lo que finalmente podría afectar de manera radical al material.

9.4.2. TEMPERATURA.

La temperatura juega un papel fundamental en los FRP, de manera que, es recomendable que no se utilice bajo elevadas temperaturas. La principal causa de la gran sensibilidad a este parámetro es que presentan una temperatura de reblandecimiento relativamente baja, a partir de la cual la matriz se vuelve viscosa, dejando de desarrollar su función de transmitir y repartir tensiones a la fibra. De esta manera se registran grandes deformaciones y pérdidas de sus propiedades mecánicas.

La variación de temperatura produce tensiones residuales en el FRP debido al menor coeficiente de expansión térmica longitudinal de las fibras en relación con la matriz, por tanto resulta necesario controlar también las temperaturas de curado durante el proceso de fabricación del material, evitando que se induzcan microfisuras dentro de la matriz y en la interfase matriz-fibra.

9.4.3. RADIACIÓN ULTRAVIOLETA.

Los rayos UV pueden afectar a las propiedades de los FRP, que pueden experimentar daños de tipo fotoquímico en las superficies expuestas, provocando una cierta contracción molecular que puede dar como resultado la degradación del compuesto. Si además esta exposición se prolonga en el tiempo es posible que se produzcan erosiones en la superficie exterior de la matriz, quedando parcialmente al descubierto las fibras, facilitando además el acceso de la humedad al interior del compuesto.

Para evitar este efecto resulta habitual el empleo de inhibidores específicos en las mezclas de la matriz, aun teniendo en cuenta que en el caso de barras de refuerzo interior, la protección y recubrimiento exterior del hormigón evitará en buena medida la posible acción de los rayos UV.

Este efecto resulta más agresivo para las barras de fibra de vidrio y de aramidas, siendo menos notable en el caso de fibras de carbono y claro está para los casos de barras de mayores diámetros.

9.5. AGENTES QUÍMICOS QUE AFECTAN A LA DURABILIDAD DEL FRP.

9.5.1. CLORUROS.

Una de las principales ventajas de los FRP sobre el acero es su posible aplicación en ambientes químicos agresivos como puede resultar la exposición frente a contenidos de cloruros, aunque en último caso la acción de éstos queda en manos de su asociación con otros factores tales como la humedad, la temperatura o la tensión de la sección.

En general se puede asegurar que las barras de CFRP serán las que presenten una mayor resistencia frente al posible ataque de cloruros, que puede resultar más dañina en el caso de fibras de vidrio y aramidas, aunque se debe indicar que la principal acción dañina vendrá de la mano de la combinación de ataques alcalinos en presencia de degradaciones de la matriz debida a la acción de la humedad.

9.5.2. ALCALINIDAD.

Aunque el hormigón y su ambiente alcalino tradicionalmente han protegido a los refuerzos de acero, en los FRP no se puede decir lo mismo, pudiendo existir en algunos casos situaciones concretas que pueden requerir el empleo de materiales específicos inertes.

Esta situación resulta pésima para el caso de productos con contenidos en fibras de vidrio, debido al ataque químico, hidroxilación y disolución, que experimenta la red de sílice. La deposición del producto de la hidroxilación se produce en la superficie, produciendo una cierta ralentización del proceso. La hidroxilación se asocia con la disolución y se caracteriza por la lixiviación de calcio que, cuando se combina con agua genera hidróxido de calcio, reduciendo la velocidad de reacción. Después de de este proceso pueden formarse pequeñas fisuras y muescas causadas por la formación de cristales de hidróxido de calcio sobre la superficie, lo que puede favorecer la penetración de otros tipos de ataque.

Si las fibras de vidrio resultan las más afectadas por los efectos de una alta alcalinidad, las de aramida también resultan sensiblemente dañadas, resultando las fibras de carbono las más resistentes frente a este tipo de ataque. Con respecto a la matriz polimérica, la matriz más resistente resulta de la viniléster frente a las matrices de poliéster.

9.5.3. ATAQUE DE ÁCIDOS.

De nuevo los compuestos más dañados resultan los que contienen fibras de vidrio, en los que los ataques en ambientes ácidos conducen a procesos de lixiviación, cambiando los iones de hidrógeno a otros iones positivos (alcali). El resto del compuesto (principalmente sílice) conserva su integridad,

pudiendo llegar a ser completamente hidratado si la red resulta relativamente inestable o, por el contrario, generar un compuesto más denso y estable que el vidrio original.

La capa lixiviada protegerá los niveles interiores, y a menos que esta sea alterada, la velocidad de reacción se reduce a niveles inapreciables, aunque en cualquier caso el tiempo de reacción siempre resultará inferior al que corresponden en presencia de ambientes alcalinos.

| Autor | Fibra | Matriz | pH | Ambiente | T (°C) | Duración | Tensión mantenida | Pérdida de Tensión | |
|------------------------------|--------|----------|---------|--|--------|------------|-------------------|--------------------|------|
| Tannous et al. (1998) | AFRP | | 12 | Sat. Ca (OH) ₂ | 60 | 12 meses | | 6,4 % | |
| | AFRP | | | | | | | 4,3 % | |
| | CFRP | | | | | | | 0 % | |
| | CFRP | | | | | | | 0 % | |
| | CFRP | | | | | | | 0 % | |
| | CFRP | | | | | | | 0 % | |
| Porter (1997) | GFRP | | 12,5-13 | | 60 | 3 meses | | 55 % | |
| | GFRP | | | | | | | 73 % | |
| | CFRP | | | | | | | 0 % | |
| Uomoto (1997) | GFRP | | | NaOH | 40 | 4 meses | | | |
| | AFRP | | | | | | | | |
| | AGFRP | | | | | | | | |
| Allmusallam Al-Siloum (2005) | GFRP | VE | >13 | Mortero cemento 1%Na ₂ O en agua marina | 40 | 4 meses | 0 | 2,1 % | |
| | | | | | | 8 meses | 0 | 15,6 % | |
| | | | | | | 16 meses | 0 | 19,7 % | |
| | | | | | | 4 meses | 20-25% | 29,4 % | |
| | | | | | | 8 meses | 20-25% | 39 % | |
| 16 meses | 20-25% | 47,9 % | | | | | | | |
| Alsayed Ahozimy (1998) | GFRP | VE+UP | | Mortero cem. 20g/l NaOH | Ext | 4 meses | | 20 % | |
| | GFRP | | | | | | | 0 % | |
| | GFRP | | | | | | | 30 % | |
| | GFRP | | | | | | | 0 % | |
| Micelly Myers Nanni (2001) | GFRP | | 12,6 | 0,16% Ca(OH) ₂ + 1%NaOH + 1,4%KOH | 60 | 21 días | | 0 % | |
| | GFRP | | | | | 42 días | | 0 % | |
| | GFRP | | | | | 21 días | | 30 % | |
| | GFRP | | | | | 42 días | | 41 % | |
| | CFRP | | | | | 21 días | | 1 % | |
| | CFRP | | | | | 42 días | | 8 % | |
| | CFRP | | | | | 21 días | | 0 % | |
| | CFRP | | | | | 42 días | | 0 % | |
| Benmokrane et al. (2005) | GFRP | VE | 12,8 | ACI | | 64 | 19-29% | 12 % | |
| | GFRP | 9,5 mm. | | | | 20 | | 14 meses | 15 % |
| | GFRP | 12,7 mm. | | | | 57 | | 4 meses | 17 % |
| | GFRP | 16 mm. | | | | 55 | | 1 mes | 2 % |
| | GFRP | 16 mm. | | | | 61 | | 2 meses | 16 % |
| Rahman (1998) | GFRP | VE | | 58 g/l NaOH | 70 | 45 días | 30% | 70 % | |
| | GFRP | | | | | 370 días | 50% | | |
| Arockiasamy et al. (1998) | CFRP | | 13-14 | | | 9 meses | 65% | 0 % | |
| Scheibe Rostasy | AFRP | | | Air 0,4m KOH | 20 | 3308 horas | 75% | 25 % | |
| | AFRP | | | | | 714 horas | | | |
| Weber (2004) | GFRP | VE | 13,7 | Sat. Ca(OH) ₂ NaOH KOH | 60 | 2000 horas | | 20% | |
| | GFRP | | | | | | | 25% | |
| | GFRP | | | | | | | 30% | |

Pérdida de resistencia estimada en diferentes condiciones ambientales (fib_Task Grupo 9.3)



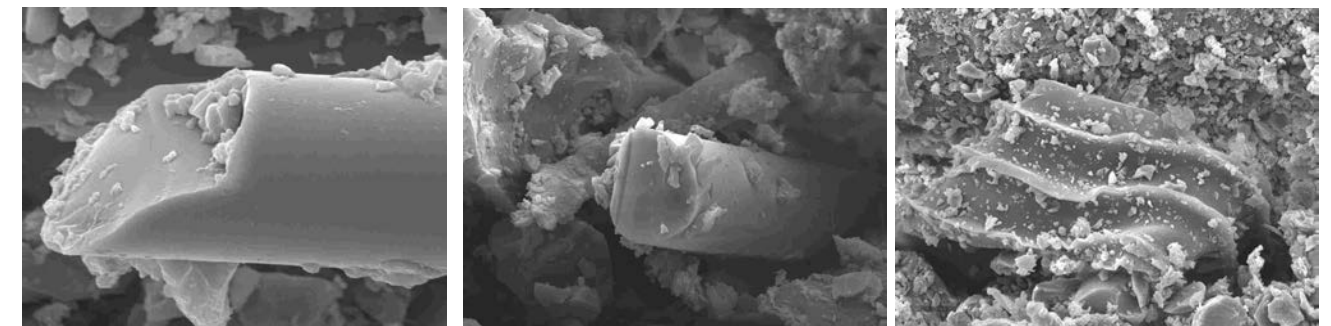
9.6. ACCIONES MECANICAS QUE AFECTAN A LA DURABILIDAD DEL FRP.

9.6.1. TENSION.

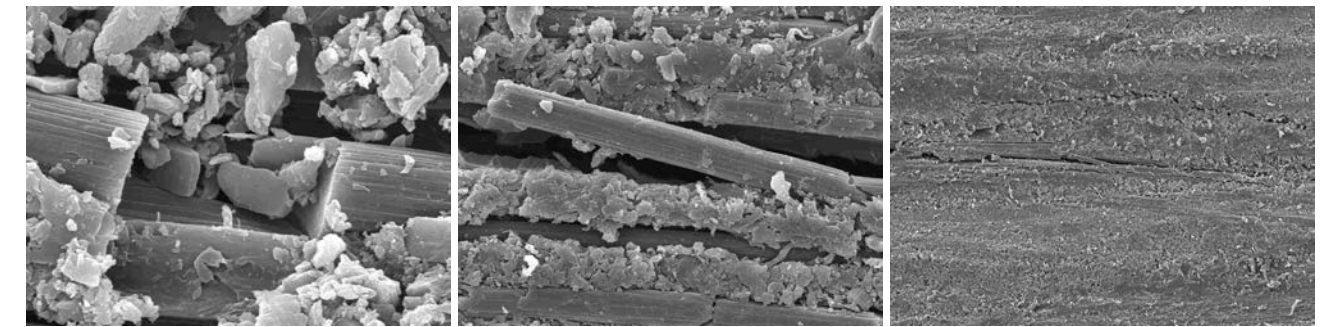
La resistencia de los compuestos de FRP disminuye cuando se encuentran sometidos a estados de tensión sostenida en el tiempo, tal y como ya hemos abordado en diferentes puntos de este documento. Este fenómeno de pérdida de resistencia puede desembocar en la aparición de pequeñas fisuras provocadas por agotamiento parciales de secciones puntuales del material, facilitando el ataque directo a la penetración de ciertos agentes agresivos que pueden complicar aún más la situación en un proceso iterativo de tensión-agresión.

Esta fractura inicial de las fibras por efecto de estados tensionales en zonas acotadas, de manera aleatoria, puede conllevar una cierta relajación de la matriz que se encuentra alrededor de las fisuras, provocando una pérdida de rigidez. Como segunda etapa de este proceso de degradación se provocará un agrietamiento de la matriz, lo que implica una desagregación con las fibras y, por tanto, nuevas y abundantes fracturas en las mismas. Por tanto se puede producir una rápida pérdida de rigidez del conjunto que en una fase final provoque el fallo generalizado del compuesto.

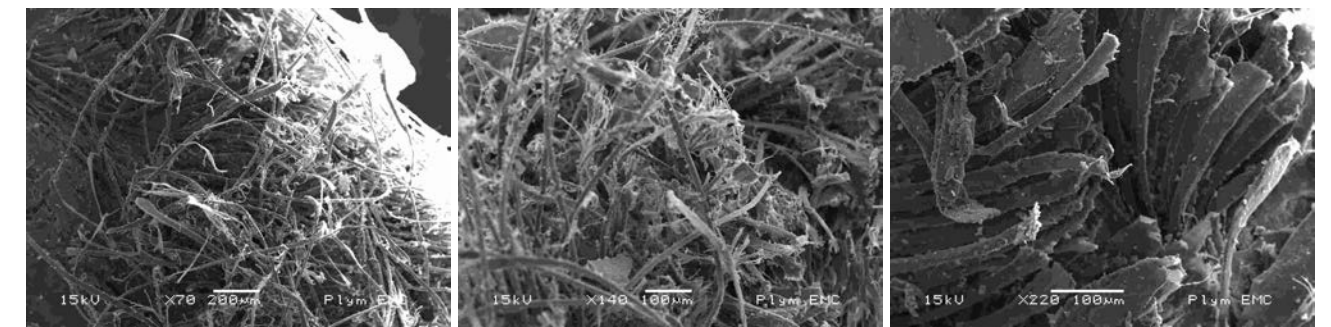
Resulta altamente complicado evaluar los tiempos precisos para que concurra la situación límite descrita, en tanto que depende de factores tan variables como la existencia de defectos puntuales en el material, difícilmente predecibles, el estado inicial de tensión en el material, o la combinación de estados de tensiones concretos con presencia de otros agentes agresores.



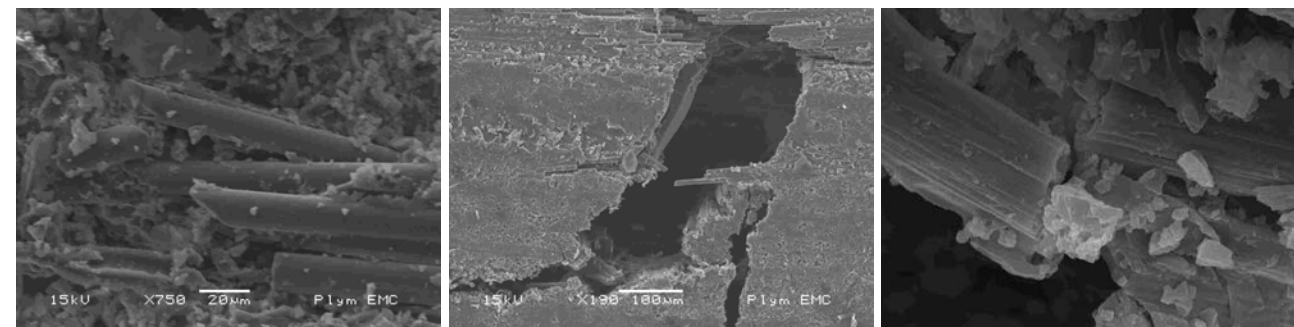
Resultados de rotura del compuesto en ensayos de cortante (GFRP)



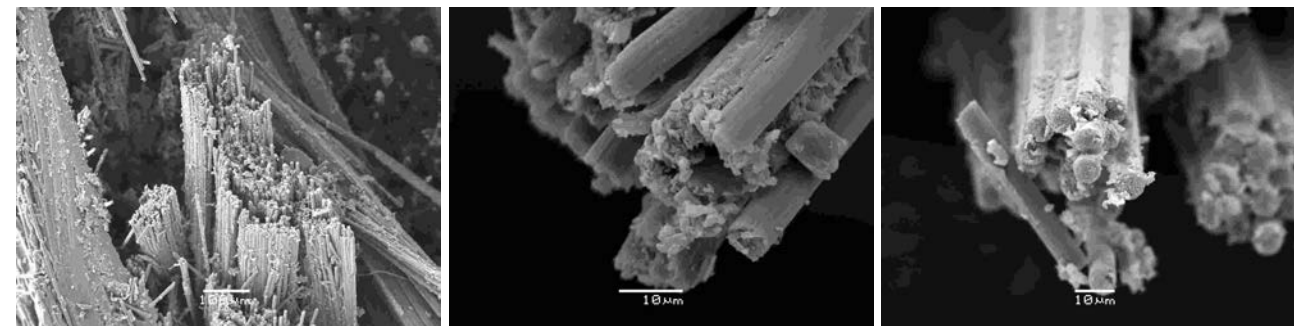
Resultados de rotura del compuesto en ensayos de cortante (CFRP)



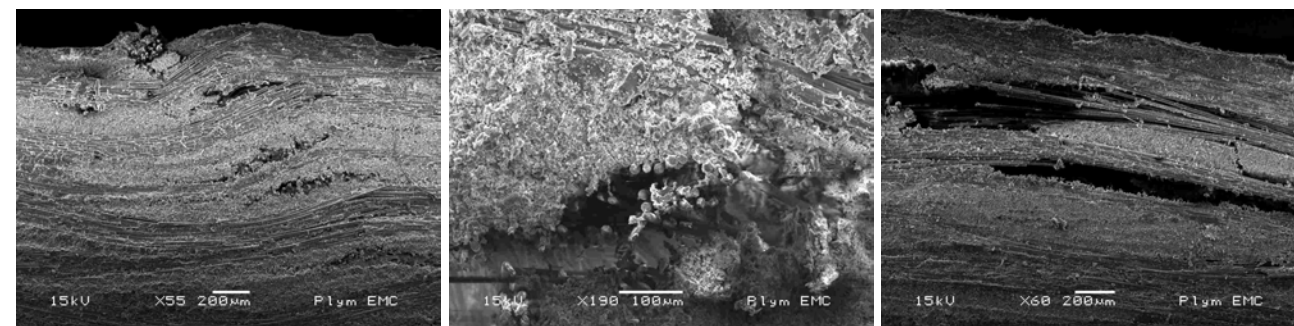
Resultados de rotura del compuesto en ensayos de cortante (AFRP)



Resultados de rotura del compuesto en ensayos de flexión (GFRP)



Resultados de rotura del compuesto en ensayos de flexión (CFRP)



Resultados de rotura del compuesto en ensayos de flexión (AFRP)

Todas las imágenes están obtenidas del grupo de ensayos MAT 231: Composite Materials and Structures for The Marine Environment.

Advanced Composites Manufacturing Centre
School of Marine Science and Engineering, Plymouth University, England (UK).

<http://www.tech.plym.ac.uk/sme/mats231>

9.6.2. CREEP Y RELAJACIÓN.

El comportamiento en fluencia de los materiales FRP no sólo está establecido por las condiciones de carga, sino que está fuertemente influenciado por diversos factores tales como el tipo de fibras y las características de la matriz, por la orientación de las fibras o por las relaciones volumétricas entre materiales constituyentes. En general los fenómenos de fluencia en estos materiales queda en buena parte en manos de la propiedad viscoelástica de la matriz polimérica, directamente relacionada con las largas cadenas moleculares que tienden a reorganizarse según los diferentes estados tensionales.

Esta situación que parece previsible en temperaturas de trabajo superiores a las correspondientes a la de transición a estado vítreo, también puede concurrir a temperaturas inferiores debido a ciertos procesos de fabricación inducidos que restringen la movilidad de las cadenas internas, de tal manera que frente a procesos de tensión sean incapaces de reacomodarse, provocando su rotura.

La sistemática habitual consiste en adoptar un factor de seguridad que implique la imposibilidad de alcanzar valores de tensión de trabajo (cálculo) en el material que determinen que el agotamiento teórico de la sección se produzca previamente por causas diferentes a las derivadas de procesos de fluencia.

Estos factores de ponderación de las propiedades del material se afrontan de manera diferentes para cada tipo de compuesto y cada código de diseño, tal y como se ha relatado en el Capítulo 8.

9.6.3. CREEP Y ROTURA.

El desenlace final de un proceso de tensión sostenida en un material puede ser la rotura del mismo, lo cual implica necesariamente el agotamiento del conjunto de la sección. Esta condición de nuevo queda acotada en base a la determinación de factores de ponderación del material, en función de las características particulares de cada composición (GFRP, AFRP, CFRP) y queda establecida de manera diferente en cada uno de los códigos de diseño existente.

El tiempo requerido para que concurra la rotura bajo cargas sostenidas decrece en relación con el incremento de porcentaje de resistencia a tracción a corto plazo del material. De esta manera los compuestos de fibra de carbono presentan las mejores características comparadas con los compuestos de fibras de vidrio o de fibras de aramida.

9.6.4. FATIGA.

A diferencia de lo que sucede con los materiales homogéneos, los compuestos de FRP experimentan una acumulación significativa del daño al aumentar el número de ciclos de la carga dinámica aplicada, incluso cuando la tensión efectiva se produce en rangos relativamente bajos.

Ensayos realizados con valores de tensión en rangos situados entre el 15 y el 20% de la tensión última han demostrado la posibilidad de que se produzcan daños localizados en forma de fisura macroscópica que tiende a propagarse provocando la fractura del material. (Mandell y Meier 1983; Natarajan, Gangarao y Secar 2005). Esta acumulación de daño es de carácter microestructural, incluyendo la separación de fibra y matriz, la microfisuración de la matriz, deslaminación o, directamente, la rotura de las fibras.

En general la resistencia frente a procesos de fatiga depende más de la tensión acumulada en la matriz y de las características formales de la interfase que de la resistencia de la fibra. Estas propiedades de la matriz y de la interfase se vuelven más críticas a medida que aumenta el espesor de los composites.

9.7. DISEÑO PARA LA DURABILIDAD.

Tal y como se ha descrito existen múltiples condiciones de fabricación y composición del material, factores ambientales y situaciones de carga que afectan de diferentes maneras a la durabilidad y, por tanto a la efectividad, de los FRP en su uso como material de armado en elementos de hormigón. A pesar de ello, la mayor parte de los códigos de diseño existentes acotan el problema mediante la determinación de un factor de ponderación de las propiedades del material en las que únicamente se contemplan las variables de composición del material (GFRP, AFRP o CFRP) y su exposición frente a dos únicos tipos de ambiente: interior o exterior. Queda claro que uno de los principales factores a tener en cuenta a la hora de emplear estos materiales será la modificación de las propiedades termomecánicas en servicio, ya que experimentarán deterioro debido al envejecimiento (carga continuada) y a otros factores, tales como la exposición a los rayos UV, el ambiente agresivo, ...

Por lo tanto, las propiedades de FRP obtenidos a través de las pruebas o las proporcionadas por los fabricantes deben ajustarse con la reducción (o ajuste) de sus propiedades a fin de obtener valores satisfactorios para la vida útil estimada, teniendo en cuenta estos especiales requisitos de durabilidad. Estos factores de reducción (C_E) dependen del tipo de fibra, la aplicación y la naturaleza de la

exposición. Esta simplificación expresa claramente el margen de incertidumbre que deben de determinar el valor de estos factores de minoración de las propiedades del material, en tanto que condiciones tan particulares y restrictivas como la temperatura, la exposición a ambientes alcalinos o simplemente la hipotética exposición a rayos UV, quedan englobadas en un único epígrafe homogeneizador.

| Tipo de exposición | Tipos de Fibra | Factor de Reducción Medio Ambiente C_E |
|---|----------------|--|
| Hormigón no expuesto a la intemperie ni en contacto con el terreno. | Carbon | 1.00 |
| | Glass | 0,80 |
| | Aramid | 0,90 |
| Hormigón expuesto a la intemperie o en contacto con el terreno. | Carbon | 0,90 |
| | Glass | 0,70 |
| | Aramid | 0,80 |

Coeficiente de reducción por condiciones de exposición (C_E). Tabla 5.1 ACI 440.1R-03

La resistencia de diseño final (f_{fu}) y la deformación en rotura (ε_{fu}) se obtienen por el producto de los valores correspondientes ofertados por el fabricante del material (f_{fu}^* , ε_{fu}^*) y los factores de reducción ambientales (C_E) sugeridos. Con estos factores la propuesta ACI permite estimar los valores de tensión y deformación última, mediante las simples expresiones:

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^*$$

Verificando la Ley de Hooke, de tal manera que el módulo de elasticidad (E_f) puede ser estimado como:

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}}$$

El cierto pragmatismo que caracteriza la norma americana contrasta con el tratamiento que realiza el equivalente europeo propuesto por el Task Group 9.3., recogido en el fib_n40, y en el que con la misma filosofía conceptual exige contemplar una mayor amplitud de factores. Básicamente se propone una ecuación de resistencia de diseño simple que multiplica la resistencia característica por un factor que está vinculado a diversos parámetros ambientales que aumentan o disminuyen la resistencia a tracción factor dependiendo de la severidad de la exposición al medio ambiente, como sigue:

$$f_{fd} = \frac{f_{fk0}}{(\eta_{env,t} \gamma_f)}$$

En donde el factor $\eta_{env,t}$ representaría el coeficiente de ponderación por razones de exposición y γ_f un factor de seguridad propio del material. La exposición (no sólo ambiental) tiene en cuenta la relación entre las características del material a corto plazo (f_{fk0}) y las propiedades a largo plazo ($f_{fk,1000h}$), en base a una relación logarítmica expresada a partir de (R_{10}), que representa la reducción de resistencia en tanto por ciento por decada. Si conocemos esta relación logarítmica del material (R_{10}) podremos emplear la expresión, siguiente, en el que para condiciones "normales" se indica el valor $n=3,00$

$$\eta_{env,t} = \frac{f_{fk,1000h}}{f_{fk0}} \cdot \left(\frac{100 - R_{10}}{100} \right)^n$$

El exponente n es la suma de tres términos de influencia: n_{mo} es el término para condiciones de humedad, n_T es el término para la temperatura y n_{SL} es el término para el servicio deseado de la vida.

$$n = n_{mo} + n_T + n_{SL}$$

| Factor de corrección por contenido de humedad en el hormigón | | | η_{mo} |
|--|---|---|-------------|
| Seco (RH app. 50%) | Húmedo (hormigón en contacto no permanente con el agua, RH app. 80%) | Saturado (hormigón en contacto permanente con el agua, RH app. 100%) | |
| -1 | 0 | 1 | |

| Factor de corrección por temperature media anual (MAT) | | | | η_T |
|--|------------------|-------------------|-------------------|----------|
| MAT < 5°C | 5°C < MAT < 15°C | 15°C < MAT < 25°C | 25°C < MAT < 35°C | |
| -0,5 | 0 | 0,5 | 1 | |

| Factor de corrección por la vida en servicio | | | | η_{SL} |
|--|---------|---------|----------|-------------|
| 1 año | 10 años | 50 años | 100 años | |
| 1 | 2 | 2,7 | 3 | |

Términos n_{mo} , n_T y n_{SL} . Tablas 3.6, 3.7 y 3.8. Fib_n40

El factor de seguridad del material γ_f aunque en alguna bibliografía lo define como γ_M queda simplemente definido en función del tipo de fibra que compone el material, simplificándose con un único valor para todos los casos más habituales.

| | GFRP | AFRP | CFRP |
|-----------------------------------|------|------|------|
| Factor de material (γ_f) | 1,25 | 1,25 | 1,25 |

A modo de Tabla resumen se puede mostrar la siguiente, en el que se recogen los valores correspondientes a los grupos de barras de fibra de vidrio (GFRP), aramidas (AFRP) y fibras de carbono (CFRP), tal y como propone el Capítulo 3 del fib_n40.

| Material | F_{tk} | F_{tk} 1000 | R_{10} | Hum. | η_{mo} | MAT | η_T | Serv. | η_{SL} | " | $\eta_{env.t}$ | $1/\eta_{env.t}$ | γ_f | f_t |
|--------------|----------|------------------|----------|----------|-------------|-----|----------|-------|-------------|-----|----------------|------------------|------------|-------------------|
| | MPa | MPa | | | | °C | | años | | | | | | N/mm ² |
| CFRP class 1 | 2000 | 2000 | 3% | Seco | -1 | 10 | 0 | 100 | 3 | 2,0 | 1,1 | 94% | 1,25 | 1505 |
| CFRP class 2 | 2000 | 2000 | 5% | Seco | -1 | 10 | 0 | 100 | 3 | 2,0 | 1,2 | 90% | 1,25 | 1444 |
| AFRP class 1 | 2000 | 1800 | 15% | Seco | -1 | 10 | 0 | 200 | 3 | 2,0 | 1,6 | 65% | 1,25 | 1040 |
| GFRP class 2 | 1400 | 1000 | 20% | Seco | -1 | 10 | 0 | 100 | 3 | 2,0 | 1,9 | 46% | 1,25 | 512 |
| GFRP class 3 | 650 | 366 | 25% | Húmedo | 1 | 20 | 0,5 | 50 | 2,7 | 4,2 | 5,9 | 17% | 1,25 | 87 |
| GFRP class 3 | 650 | 366 | 25% | Húmedo | 1 | 10 | 0 | 1 | 1 | 2,0 | 3,2 | 32% | 1,25 | 165 |
| GFRP class 3 | 650 | 366 | 25% | Seco | -1 | 20 | 0,5 | 100 | 3 | 2,5 | 3,6 | 27% | 2,25 | 143 |
| GFRP class 1 | 1100 | 1000 | 18% | Húmedo | 0 | 10 | 0 | 100 | 3 | 3,0 | 1,8 | 55% | 1,25 | 441 |
| GFRP class 1 | 1100 | 1000 | 18% | Húmedo | 1 | 10 | 0 | 1 | 1 | 2,0 | 1,5 | 67% | 1,25 | 538 |
| GFRP class 1 | 1100 | 1000 | 18% | Exterior | 0 | 30 | 1 | 100 | 3 | 4,0 | 2,2 | 45% | 1,25 | 362 |

Ejemplos de valores de diseño por condiciones de entorno y servicio. (fib_n40)

También es posible mostrar una Tabla resumen en el que se contemplen los factores de ponderación que corresponden a los tratamientos relativos a diferentes normativas, tales como la ACI 440 americana, la NS3473 noruega, la CSA-S806 canadiense, la JSCE del estándar japonés y la IStructE de la guía inglesa.

| Factor | ACI 440.1R-06 | NS3473 | CSA-S806-02 CHBDC-2006 | JSCE | IStructE |
|--|---|---|---|---|--|
| Reduction for environmental deterioration (ULS) | C_E "environmental reduction factor" wet/dry GFRP: 0,70-0,80 AFRP: 0,80-0,90 CFRP: 0,90-1,00 | η_{env} "conversion factor" GFRP: 0,50 AFRP: 0,90 CFRP: 1,00 | Φ_{FRP} "resistance factor" GFRP: 0,50 AFRP: 0,60 CFRP: 0,75 | $1/\gamma_m$ "material factor" GFRP: 0,77 AFRP: 0,87 CFRP: 0,87 | $1/\gamma_m$ "material factor" GFRP: 0,3 AFRP: 0,5 CFRP: 0,6 |
| Reduction for sustained strees (ULS) | | η_{II} "conversion factor" GFRP: 0,8-1,0 AFRP: 0,7-1,0 CFRP: 0,9-1,0 | | | GFRP: 0,30 AFRP: 0,50 CFRP: 0,60 |
| Total strength reduction for environmental actions (SLS) | Including Φ (0,55...0,65) GFRP: 0,39-0,52 AFRP: 0,44-0,59 CFRP: 0,50-0,65 | GFRP: 0,40-0,50 AFRP: 0,63-0,90 CFRP: 0,90-1,00 | F_{sLS} Max Stress at service load GFRP: 0,25 AFRP: 0,35 CFRP: 0,65 | GFRP: 0,77 AFRP: 0,87 CFRP: 0,87 | GFRP: 0,30 AFRP: 0,50 CFRP: 0,60 |
| Stress limits for permanent load (SLS) | GFRP: 0,14-0,16 AFRP: 0,24-0,27 CFRP: 0,44-0,50 | | Pre/Post tension: GFRP: 0,70-0,80 AFRP: 0,80-0,90 CFRP: 0,90-1,00 | 0,8 x "creep failure strength" not more than 0,7 GFRP: $\leq 0,7$ AFRP: $\leq 0,7$ CFRP: $\leq 0,7$ | |

Factores de reducción en diferentes guías y códigos de diseño (fib_n40).

* Se indican los factores tal y como están denominados en cada uno de los Códigos, en su idioma original de publicación.



10. COMPORTAMIENTO FRENTE AL FUEGO.

La hipótesis de considerar la posibilidad de colapso estructural y el derrumbamiento del edificio por efecto de un incendio es inadmisibles porque conlleva un alto riesgo de que se produzcan víctimas entre los usuarios del edificio, los bomberos y las personas afectadas en el área donde los efectos colaterales del derrumbamiento del edificio se hacen notar, así como de que las pérdidas patrimoniales originadas por el derrumbamiento del edificio superen las correspondientes al propio edificio.

Es decir, el dimensionado de la resistencia al fuego de una estructura pensando únicamente en que se mantenga estable el tiempo suficiente para evacuar el edificio es insuficiente e irresponsable. Las temperaturas del incendio correspondientes a las especificaciones actuales de resistencia al fuego (en términos de integridad estructural) deben ser resistidas por la estructura sin pérdida de la estabilidad estructural para evitar, así, el colapso estructural que produce el derrumbamiento del edificio.

En este sentido, la resistencia última de la estructura, tras la que sobreviene el colapso de la misma, depende de la resistencia esencial o intrínseca del material constituyente, es decir aquella que aporta el material sin considerar el efecto reductor de las temperaturas ocasionado por los medios de extinción, por las protecciones que se colocan sobre la estructura, o por la acción directa de los equipos de extinción, ya que todo esto puede fallar en mayor o menor medida en el momento del incendio (aleatorio). Desde este punto de vista la continuidad del hormigón en una estructura es absoluta y asegura el buen comportamiento.

VEGA CATALÁN, Luis; BURÓN MAESTRO, Manuel.

Hormigón. Nº 899. Marzo 2007. IECA.

La mayoría de las estructuras de los edificios deberán cumplir los requisitos de los códigos de construcción, que se refieren o el comportamiento de estas estructuras en un incendio. La capacidad de resistencia al fuego de los edificios se refiere al tiempo disponible en un incendio antes de que colapse la estructura. Las propiedades del acero a diferentes temperaturas y sus propiedades térmicas intrínsecas son bien conocidas y esto permite el modelado de las estructuras con cierto grado de precisión para predecir una escala de tiempo previo a la pérdida última de integridad estructural. Cuando abordamos el uso de materiales FRP, que en buena medida integran compuestos termoplásticos, debemos asumir que la propiedad más importante correspondiente no es su inflamabilidad o su reacción al fuego, sino más bien su capacidad para seguir sosteniendo las cargas en un entorno de rápido aumento de las temperaturas.

Ya hemos abordado los requisitos de durabilidad que corresponden a los materiales FRP, y establecido como uno de los medios agresivos que hemos de tratar corresponde con el relativo a los incrementos de temperatura, situación que se volverá crítica en caso de exposición a fuego. Cuando se embebe una barra de FRP en hormigón, la falta de oxígeno inhibe la quema directa del refuerzo de FRP, pero el incremento de temperatura resulta inevitable y causa el reblandecimiento de la matriz polimérica. El momento crítico sucederá cuando la superficie exterior de la matriz de la barra de FRP alcance su temperatura de transición vítrea. En este punto, la matriz ya no será capaz de transferir las tensiones del hormigón a la fibra, es decir, en el enlace entre ambos se producirá un fallo. A nivel local, esto puede traducirse en aumento de la apertura de fisura y por lo tanto en el aumento de las deformaciones, alcanzando la situación de colapso cuando la temperatura que alcancen las fibras provoque su degradación.



10.1. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.

La resistencia al fuego de hormigón reforzado con barras de FRP dependerá fundamentalmente del cambio en las propiedades mecánicas del FRP y hormigón debido a la exposición directa al fuego y a los incrementos de temperatura consiguientes. El efecto del fuego en las propiedades mecánicas del hormigón está bien documentado, comprobando que el incremento de temperatura provoca el descenso del valor del módulo de elasticidad y una pérdida de la resistencia a la compresión. Lo mismo sucede con el acero empleado como refuerzo, tal y como hemos citado; sin embargo, los datos sobre el efecto de la alta temperatura en el FRP es limitada. Esto puede atribuirse al comportamiento complejo de estos compuestos cuando son sometidos al fuego, así como a la falta de procedimientos de ensayo a fuego normalizados.

10.1.1. PROPIEDADES TERMOMECÁNICAS DE LA MATRIZ.

Dependiendo de la composición específica y propiedades de los constituyentes, las propiedades térmicas y mecánicas y la temperatura de transición vítrea de la matriz puede variar ampliamente. La temperatura de transición vítrea T_g es una propiedad muy importante de los polímeros, como ya hemos mencionado cuando tratamos los conceptos de durabilidad, determinando la temperatura alrededor de la cual las propiedades del polímero muestran un cambio.

De la misma manera que los materiales cristalinos muestran un cambio discontinuo en fusión, las propiedades de los polímeros cambian gradualmente alrededor de los valores de temperatura T_g . Algunos valores típicos para la temperatura de transición vítrea de materiales termoplásticos son 100°C (poliestireno), 105°C (polimetil-metacrilato) o 150°C (policarbonato). A una temperatura más alta (temperatura de flujo, T_f), el polímero se vuelve completamente líquido. La disminución en las propiedades mecánicas alrededor de temperaturas T_g para materiales termoestables depende de la compensación de las cadenas poliméricas que lo conforman (estructuras muy densas exhiben sólo una mínima reducción de sus propiedades mecánicas).

Los materiales termoestables tienen generalmente una resistencia a la temperatura más alta que los materiales termoplásticos debido a la ausencia de una temperatura de flujo (T_f). La temperatura máxima admisible para un material termoestable es su temperatura de descomposición (T_d) a la cual el material se degrada.

Los principales ensayos que se han realizado para evaluar las pérdidas de capacidades de los principales materiales que constituyen las matrices de los FRP corresponden a la determinación de pérdidas sobre la resistencia a compresión, aunque también existen algunas pruebas parciales en las que se evalúan las resistencias a tracción y cortante [Plechnik, J. ASCE 1986]. Por ejemplo, se comprueba que la resistencia a la compresión de la resina epoxi se reduce significativamente en temperaturas próximas a la temperatura de transición vítrea, alcanzando un valor nulo cuando la temperatura supera este límite de transición ($T_g \approx 100^\circ\text{C}$). Estas reducciones resultan similares a las que corresponden a valores de tracción y cortante, que en el caso de este material (epoxi) alcanza pérdidas de hasta un 70% a temperaturas próximas a los 80°C.

10.1.2. PROPIEDADES TERMOMECÁNICAS DE FIBRAS.

El mayor número de ensayos corresponde con las fibras de vidrio, material más abundante en los composites de FRP, obteniendo que los valores resistentes a tracción se reducen prácticamente a la mitad en rangos de temperatura cercanos a los 550°C. No existen pruebas concluyentes o suficientemente extensas como para poder evaluar los resultados correspondientes a otros compuestos (AFRP o CFRP), toda vez que su uso parece más restringido, pero en cualquier caso, estudios como los de Rostasy (Brite Project 4142/BREU-CT 910515), indican que el material más dependiente del régimen térmico resulta la aramida (tracción), mientras que en el caso de fibras de carbono la resistencia a la tracción de las fibras no experimentó apenas modificaciones por temperaturas elevadas de hasta unos 1000 ° C.

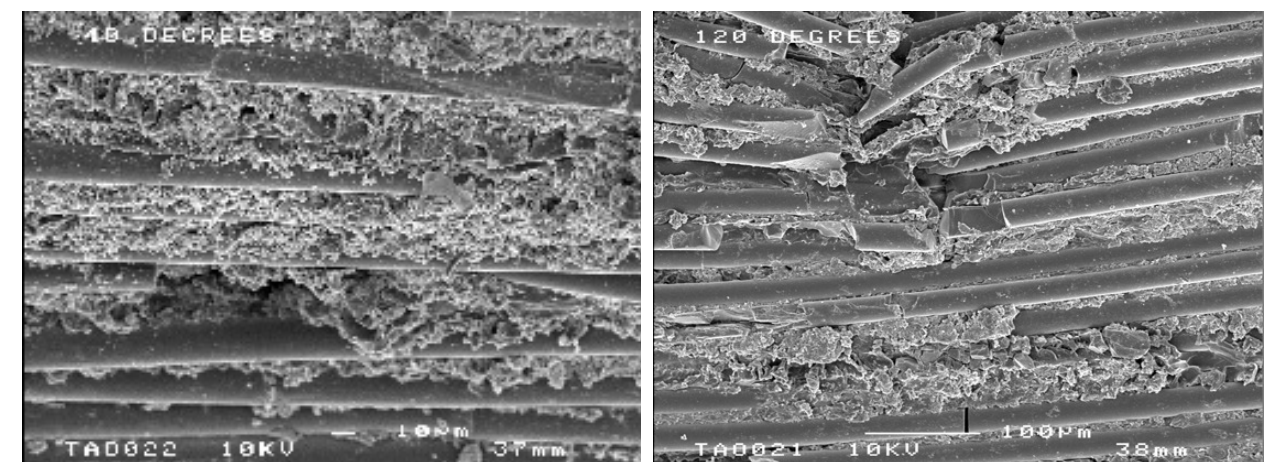
10.1.3. PROPIEDADES TERMOMECÁNICAS DE LOS ELEMENTOS COMPUESTOS.

Durante una prueba de alta temperatura, hay dos factores que pueden afectar los resultados experimentales. El primer factor son las propiedades termomecánicas de los materiales constitutivos, que dependen de la composición química y el proceso de fabricación de las fibras y de la matriz. El segundo factor es la forma del elemento y la textura de la superficie de las barras (fibras rectas o trenzadas, haces de fibras, ...).

Los tipos y características de los ensayos efectuados impide establecer patrones de conducta útiles para una generalidad de casos, lo que obliga a particularizar los resultados, con la única constante de ensayo de conocer que tanto las capacidades a tracción, como el módulo de elasticidad de los materiales experimentarán reducciones muy significativas, especialmente en el primer caso.

Debemos referirnos a ensayos específicos que dada la singularidad de resultados sobrepasan el interés del presente documento, pero a los que sin duda debemos referirnos, destacando especialmente los que resultan citados a continuación.

- Kumahara S et al. Tensile strength of continuous fiber bar under high temperature. (Nanni A, Dolan C, editors) Int. Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures. ACI SP-183, 1993. p. 731-42.
- Rahman A. Evaluation of FRP as reinforcement for concrete bridges. (Nanni A, Dolan C, editors.) Int. Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures. ACI SP-183, 1993. p. 71-86.
- Fujisaki T. Research and Development of Grid Shaped FRP Reinforcement. (Nanni A, Dolan C, editors.) Int. Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures. ACI SP-183, 1993. p. 177-92.
- Tanano H. Tensile properties at high temperatures of continuous fiber bars and deflections of continuous fiber reinforced concrete beams under high temperature loading. In: Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures. Japan Concrete Institute, vol. 2. 1997. p. 43-50.
- Kartz A, Berman N, Bank, L. Effect of cyclic loading and elevated temperature on the bond properties of FRP rebars. In: Int. Conference on the Durability of Fiber Reinforced Polymer (FRP) for Construction, Sherbrooke, Canada, 1998. p. 403-13.
- Nakagawa H. Application of three-dimensional fabrics reinforced concrete to building panel. (Nanni A, Dolan C, editors.) Int. Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures, SP-183, 1993. p. 211-32.
- Tanan H. Fire resistance of continuous fiber reinforced concrete. (Taerwe L, editor.). Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures. RILEM Proceedings 29, 1995. p. 368-75.
- Sakashita M. Deflection of continuous fiber reinforced concrete beams subjected to loaded heating. In: Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures. Japan Concrete Institute, vol. 2. 1997. p. 51-8.



Muestras de la degradación progresiva de la matriz (40°C) y del daño posterior sobre las fibras de vidrio (120°C)

Ambas imágenes se encuentran en el ensayo "Temperature and Environmental Effects on Glass Fibre Rebar: Modulus, Strength and Interfacial Bond Strength with Concrete" (Hamid Abbasi y Paul Hogg, Department of Materials. Queen Mary University of London).

El material empleado corresponde con un compuesto de fibras de vidrio (E-Glass) y una matriz polimérica de resina de polyester.

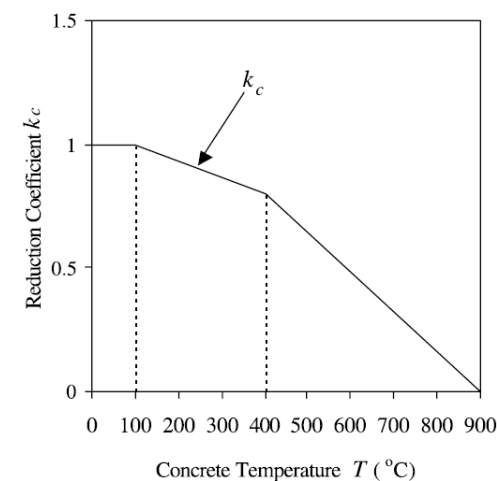
10.1.4. EFECTO DEL FUEGO SOBRE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN.

Inicialmente, el calor aplicado sobre un elemento de hormigón provoca la evaporación de humedad libre en el hormigón. Con una exposición continuada al fuego, la temperatura en el interior de la sección aumenta y la resistencia del hormigón decrece. En ciertos casos, la presión generada por los procesos de reducción de humedad puede ser tan alta que llegue a dañar la capa superficial del hormigón, que puede fisurarse causando una reducción en la resistencia a la compresión de hormigón.

Esta reducción en la resistencia a compresión del hormigón a altas temperaturas se ha tenido en consideración en la mayoría de los códigos de diseño existentes. En nuestro ámbito, los valores de reducción de la resistencia del hormigón expuesto (f_{cT}) derivan de las reglas establecidas en la Parte 1.2 del ENV EC2 (Eurocódigo 2). La reducción en la resistencia a compresión del hormigón en función al incremento de temperatura (T) y los valores de la resistencia del hormigón reducida (f_{cT}) se puede estimar sobre la base de la resistencia del hormigón a la compresión a temperatura normal (f_c) a partir del factor de reducción k_c factor de reducción que resulta de la siguiente ecuación.

$$\frac{f_{cT}}{f_c} = k_c$$

$$\begin{aligned} k_c &= 1 & T \leq 100^\circ\text{C} \\ k_c &= (1067 - 0,00067T) & 100^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ k_c &= (1,44 - 0,16T) & 400^\circ\text{C} \leq T \leq 900^\circ\text{C} \\ k_c &= 0 & 900^\circ\text{C} \leq T \end{aligned}$$



10.2. EFECTO DE LA EXPOSICIÓN AL FUEGO EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS FRP.

La reducción en las propiedades mecánicas de FRP debido a la alta temperatura depende principalmente de la composición específica y propiedades de la matriz y las fibras de refuerzo. El papel estructural de la matriz, manteniendo las fibras de refuerzo en su lugar y distribuyendo las tensiones de transferencia entre ellas, puede verse comprometida cuando la temperatura de exposición del compuesto alcanza la temperatura de transición vítrea T_g del polímero. El resultado inmediato es que los compuestos pierden significativamente su resistencia a la tracción, y su rigidez, tal y como hemos definido, alcanzo el fallo del material cuando la temperatura alcanzada por las fibras determina su degradación.

Ya hemos abordado el hecho de que esta situación queda en manos de cada uno de los materiales concretos que conformen el composite, pero de una forma genérica podemos asegurar que el material más sensible resultará el compuesto por fibra de vidrio, siendo el más resistente el compuesto por fibras de carbono. De la misma manera que la temperatura de daño de las fibras de vidrio se puede situar en torno a 550°C, es posible establecer que sus compuestos experimentan pérdidas de sus propiedades resistentes desde valores de temperatura relativamente bajos, en todo caso menores a 100°C. Por el contrario, en el caso de aramidas (AFRP) y carbono (CFRP) resulta preciso alcanzar una temperatura superior a esos 100°C para poder observar una cierta pérdida de propiedades, aunque una vez superado este valor la caída de resistencia, especialmente a tracción, resulta muy significativa, con distribuciones lineales hasta el agotamiento.

Basándose en estas condiciones de ensayo resulta posible establecer valores de resistencia reducida a la tracción (f_{fuT}) y de reducción del módulo de elasticidad (E_{fT}) en barras de FRP barras, debido al

incremento de temperatura en base a las siguientes ecuaciones propuestas en su día por Blontrok et al. (Fourth International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, ACI, 1999).

$$\frac{f_{fuT}}{f_{fu20^\circ\text{C}}} = k_f \quad \frac{E_{fT}}{E_{f20^\circ\text{C}}} = k_E$$

En donde:

f_{fu} resistencia en rotura a tracción de las barras FRP a 20°C.
 f_{fuT} resistencia en rotura a tracción de las barras FRP a T°C.
 $E_{f20^\circ\text{C}}$ módulo de elasticidad de las barras de FRP a 20°C
 E_{fT} módulo de elasticidad de las barras de FRP a T°C.

Los factores de reducción de la resistencia a la tracción (k_f) y del módulo de elasticidad (k_E) pueden ser determinados para cada material.

- Factor de reducción de la resistencia a la tracción (k_f).

- Barras de refuerzo **GFRP**.

$$\begin{aligned} k_f &= 1 - 0,0025 \cdot T & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ k_f &= 0 & 400^\circ\text{C} \leq T \end{aligned}$$

- Barras de refuerzo **AFRP**

$$\begin{aligned} k_f &= 1 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ k_f &= 1,333 - 0,00333 \cdot T & 100^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ k_f &= 0 & 400^\circ\text{C} \leq T \end{aligned}$$

- Barras de refuerzo **CFRP**

$$\begin{aligned} k_f &= 1 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ k_f &= 1,267 - 0,00267 \cdot T & 100^\circ\text{C} \leq T \leq 475^\circ\text{C} \\ k_f &= 0 & 475^\circ\text{C} \leq T \end{aligned}$$

- Barras de **Acero**.

$$\begin{aligned} k_f &= 1 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 350^\circ\text{C} \\ k_f &= 1,899 - 0,00257 \cdot T & 350^\circ\text{C} \leq T \leq 700^\circ\text{C} \\ k_f &= 0,24 - 0,0002 \cdot T & 700^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \\ k_f &= 0 & 1200^\circ\text{C} \leq T \end{aligned}$$

- Factor de reducción del módulo de elasticidad (k_E).

- Barras de refuerzo **GFRP y AFRP**.

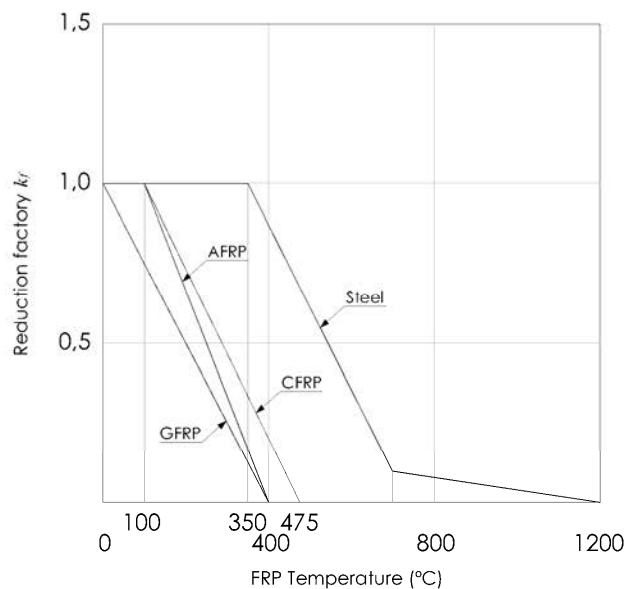
$$\begin{aligned} k_E &= 1 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ k_E &= 1,25 - 0,0025 \cdot T & 100^\circ\text{C} \leq T \leq 300^\circ\text{C} \\ k_E &= 2 - 0,005 \cdot T & 300^\circ\text{C} \leq T \leq 400^\circ\text{C} \\ k_E &= 0 & 400^\circ\text{C} \leq T \end{aligned}$$

- Barras de refuerzo **CFRP**.

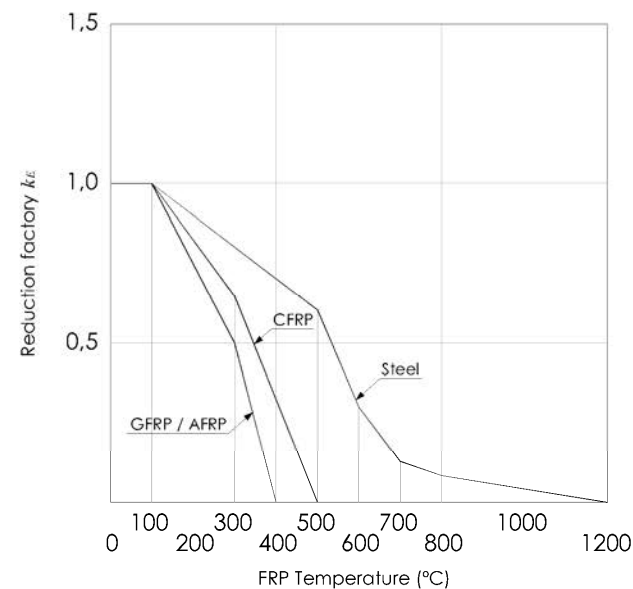
$$\begin{aligned} k_E &= 1 & 0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \\ k_E &= 1,175 - 0,00175 \cdot T & 100^\circ\text{C} \leq T \leq 300^\circ\text{C} \\ k_E &= 1,625 - 0,00325 \cdot T & 300^\circ\text{C} \leq T \leq 500^\circ\text{C} \\ k_E &= 0 & 500^\circ\text{C} \leq T \end{aligned}$$

• Barras de **Acero**.

| | |
|---------------------------------|--|
| $k_E = 1$ | $0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C}$ |
| $k_E = 1,10 - 0,001 \cdot T$ | $100^\circ\text{C} \leq T \leq 500^\circ\text{C}$ |
| $k_E = 2,05 - 0,0029 \cdot T$ | $500^\circ\text{C} \leq T \leq 600^\circ\text{C}$ |
| $k_E = 1,39 - 0,0018 \cdot T$ | $600^\circ\text{C} \leq T \leq 700^\circ\text{C}$ |
| $k_E = 0,41 - 0,004 \cdot T$ | $700^\circ\text{C} \leq T \leq 800^\circ\text{C}$ |
| $k_E = 0,27 - 0,000225 \cdot T$ | $800^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C}$ |
| $k_E = 0$ | $1200^\circ\text{C} \leq T$ |



Factor de reducción de la resistencia a tracción de los FRP.



Factor de reducción del módulo de elasticidad de los FRP.

10.3. TEMPERATURA EN SECCIONES RECTANGULARES REFORZADAS CON FRP.

El aumento de la temperatura en el interior de una sección rectangular de hormigón, como respuesta a su exposición exterior a una intensa temperatura depende de un gran número de factores tales como el contenido de humedad en el hormigón y la composición del cemento y el árido. Además, el desarrollo de la temperatura en una sección depende de otras condiciones físicas, tales como el flujo del proceso de calentamiento y las características de transferencia de calor del entorno (ambiente).

Aún ante esta variabilidad de factores pueden ser aplicadas algunas normas generales que tratan de abordar de una forma aproximada el mecanismo de transmisión de temperatura, generalmente referidos a elementos de sección rectangular y particularmente al caso de elementos con tres de sus caras expuestas. El desarrollo de las pruebas empíricas llevadas a cabo a demostrado que las isoclinas de temperatura que se generan en estos casos se distribuyen de manera "paralela" a las caras expuestas y proporcional a la intensidad de exposición que corresponde a esas tres caras.

Para esta sección rectangular expuesta por tres de sus caras (viga) resultan tres los factores que determinan la transmisión de temperatura (T °C) en su interior, a lo largo de cualquier contorno situado a una distancia "x" de dichas caras expuestas.

- (t) La temperatura ambiente, una función del periodo de exposición al fuego [min.]
- (b) El ancho de la sección transversal [mm.]
- (r) La relación entre el canto total y el ancho [mm.]

En función de estas variables resulta posible establecer la siguiente ecuación cúbica que fue inicialmente propuesta por Desai, S. (Design of reinforced concrete beams under fire conditions. Magazine of Concrete Reswarch. N° 50. 1998)

$$T = (D - A_x + B_x^2 - C_x^3) / r^{0,25}$$

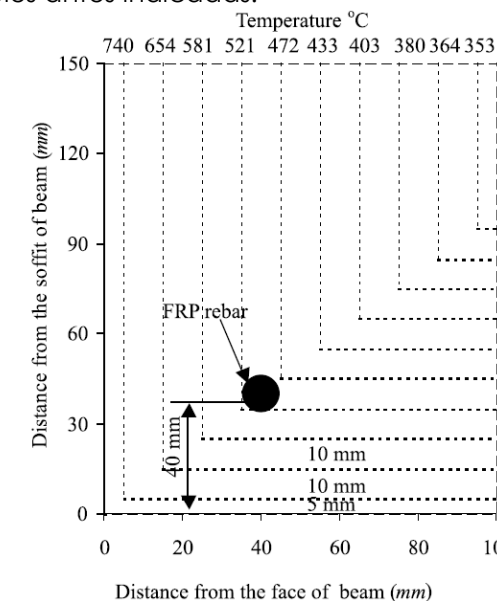
Para los casos más habituales, establecidos con la limitación de que el ancho (b) de la sección verifique la condición $100 \leq b \leq 300$ mm. y la relación entre el canto total y este ancho (r) se encuentre en rangos comprendidos entre $1 \leq r \leq 3$, esta formulación resulta sumamente efectiva, siendo A, B, C y D factores que resultan de la combinación de las tres variables antes indicadas.

$$A = 3,33 \cdot \left(3 + 0,033 \cdot t + \frac{(100 - t)}{b} \right)$$

$$B = 0,085$$

$$C = 0,000221$$

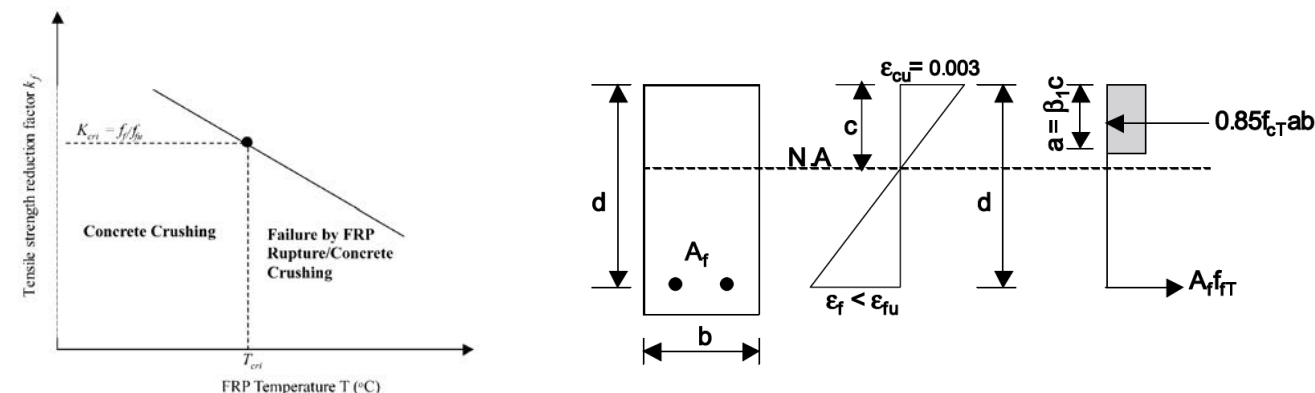
$$D = 475 \cdot r^{7/12} - (b - 105 \cdot t^{1/3})$$



Isoclinas de temperatura estimadas para un tiempo de exposición $t = 90$ min.

10.4. CAPACIDAD DE FLEXIÓN A ALTAS TEMPERATURAS EN SECCIONES REFORZADAS CON FRP.

Las propuestas normativas que recogen esta situación (ACI 440) proponen una metodología de "sobre dimensionado" con el fin de que la sección alcance su fallo por mecanismos análogos a los que concurren en condiciones de exposición a temperatura ambiente, es decir, por agotamiento de la sección comprimida de hormigón. En este tipo de modo de fallo, el esfuerzo de tracción en el FRP (f_f) es menor que la resistencia a la tracción última del material (f_{fu}). En caso de un incendio, el incremento de temperatura hace disminuir la resistencia a la tracción de FRP de manera significativa, con el riesgo de alcanzar un estado de tensión en el refuerzo que haga variar el mecanismo de fallo preferente, que podría pasar a ser la rotura física del refuerzo de FRP, en vez del deseado agotamiento del hormigón. Resulta posible estimar un factor crítico (K_{cri}) en función de la razón entre la tensión en el refuerzo (f_f) y la tensión última (f_{fu}), que determina el valor a partir del cual el modo preferente de fallo pasa de uno a otro estado.



De esta manera resulta la condición implícita que establece que para valores de factor de reducción de la resistencia a la tracción por efecto de la temperatura (k_f) superiores a este valor límite (K_{cri}) el modo preferente de fallo será el agotamiento de la sección de hormigón, lo que nos permite estimar la capacidad nominal a flexión de la sección (M_{nT}), usando simplemente el equilibrio estático de fuerzas que resulta en la sección.

$$M_{nT} = \rho_f \cdot f_{fT} \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_{fT}}{f_{cT}}\right) \cdot b \cdot d^2$$

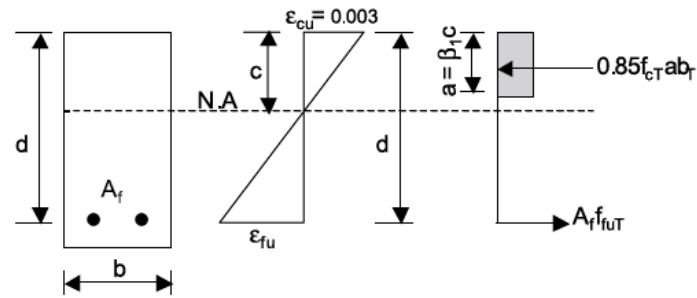
$$f_{fT} = \sqrt{\frac{(E_{fT} \cdot \epsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_{cT}}{\rho_f} E_{fT} - 0,5 \cdot E_{fT} \cdot \epsilon_{cu}}$$

En donde:

- ρ_f es la cuantía del refuerzo de FRP.
- f_{fT} es la tensión en el refuerzo de FRP a una temperatura T °C.
- f_{cT} es la resistencia del hormigón a compresión a una temperatura T °C.
- E_{fT} es el módulo de elasticidad de FRP a una temperatura T °C.
- ϵ_{cu} es deformación unitaria última del hormigón ($\epsilon_{cu} = 0,003$).
- b y d son el ancho y el canto útil, respectivamente, de la sección de hormigón.
- β_1 es la profundidad del bloque equivalente ($\beta_1 = 0,85$).

Sin embargo, cuando el factor de reducción de la resistencia a tracción por efecto de la temperatura (k_f) es menor que el factor de reducción crítico (K_{cri}), el fallo se producirá por la rotura física del refuerzo de FRP, sólo o combinado con el agotamiento del hormigón. En este caso, la capacidad a flexión M_{nT} se calcula utilizando la condición que resulta de contemplar la tensión reducida del FRP (f_{fuT}), la resistencia a compresión reducida (f'_{cT}) y un ancho reducido equivalente de la sección (b_T).

$$M_{nT} = \rho_f f_{fuT} \left(1 - 0,59 \frac{\rho_f f_{fuT}}{f'_{cT}}\right) b_T d^2$$



10.5. CAPACIDAD A CORTANTE A ALTAS TEMPERATURAS EN SECCIONES REFORZADAS CONFRP.

La capacidad nominal a cortante de una sección de hormigón armado de FRP expuesta a altas temperaturas (V_T) se puede estimar mediante la propuesta metodológica del Comité ACI 440, que plantea la siguiente relación:

$$V_T = \frac{E_{fT}}{E_{sT}} \cdot \frac{\sqrt{f_{cT}}}{6} \cdot b_T \cdot d + \frac{A_{f,v} \cdot f_{f,vT} \cdot d}{s}$$

En donde:

- E_{fT} y E_{sT} son el módulo de elasticidad del FRP y acero, respectivamente, a la temperatura T °C.
- f_{cT} es la resistencia a compresión del hormigón a temperatura T °C.
- b_T es la anchura reducida de la viga a temperatura T °C,

- d es el canto útil de la sección.
- $A_{f,v}$ es el área de la sección transversal total de armadura dentro de un espaciamiento s .
- $f_{f,vT}$ es la resistencia a cortante del FRP a una temperatura T °C, que puede ser tomado como el menor valor de $0,002 \cdot E_{fT}$ y la expresión siguiente, en la que se tiene en cuenta la resistencia de la parte curvada del estribo.

$$f_{f,vT} = \left(0,05 + \frac{r}{d_b} + 0,3\right) \cdot f_{fuT} \cdot f_{fuT}$$

Siendo:

- r el radio interno de curvatura de la barra,
- d_b el diámetro nominal de la barra de FRP, y
- f_{fuT} la resistencia a la tracción del FRP a la temperatura T °C.

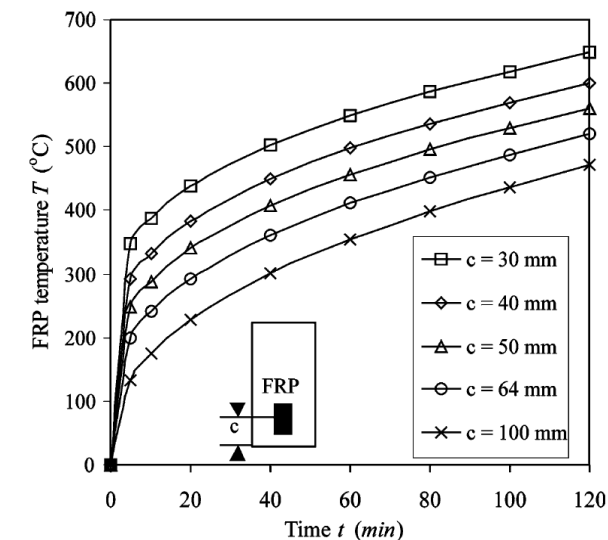
El valor residual o ancho reducido de la sección (b_T) se obtiene eliminando de la sección original la capa de hormigón que presenta una temperatura superior a 700° C.

El valor residual de resistencia a compresión del hormigón (f_{cT}) resulta de los valores obtenidos en función de los contornos de temperatura. Cada porción entre isolíneas se multiplica por la capacidad o resistencia media del hormigón, y la suma del producto se divide por el área total de la viga para obtener la resistencia del hormigón f_{cT} promedio (el área fuera del contorno de 700°C se incluye con su fuerza media de hormigón como cero).

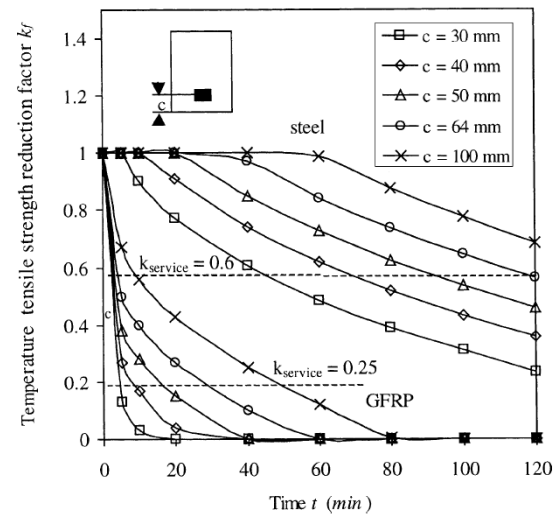
10.6. ESTUDIO PARAMÉTRICO.

Los resultados mostrados corresponden a las experiencias desarrolladas por Mohamed Saafi, en el Department of Engineering Technology de Alabama (A&M University), desarrollados en el año 2002 bajo el título "Effect of fire on FRP reinforced concrete members". Corresponden con el estudio paramétrico una sección de 200 x 300 mm² realizada con un hormigón de resistencia característica f_c 35 MPa y diferentes composiciones materiales para el refuerzo (GFRP, AFRP y CFRP).

Los primeros resultados se refieren a la temperatura alcanzada en el FRP, en diferentes tiempos y en diferentes condiciones de recubrimiento (c) del refuerzo. Se concluye que el recubrimiento tiene poca repercusión en una etapa inicial de exposición ($t \approx 5$ min.), con un rápido incremento de la temperatura en el FRP a partir de esta inicial fase de calentamiento, reduciéndose esta progresión a medida que el recubrimiento del refuerzo resulta mayor.



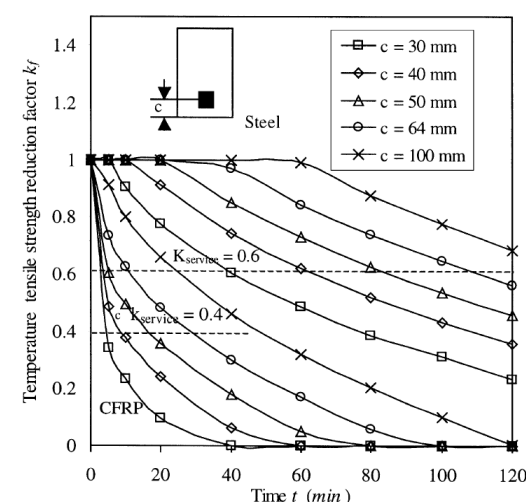
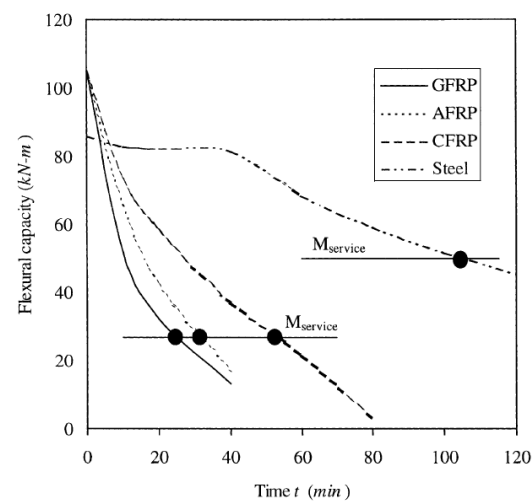
También se presentan los factores de reducción por efecto del incremento de temperatura (k_f) para distintos valores de recubrimiento (c) y para diferentes tiempos de exposición (t). A medida que aumenta el tiempo de exposición se observa que el valor del factor de reducción disminuye, hasta el punto en que es resulta menor que factor de reducción por condiciones de servicio ($k_{service}$) que fija el comité ACI 44.



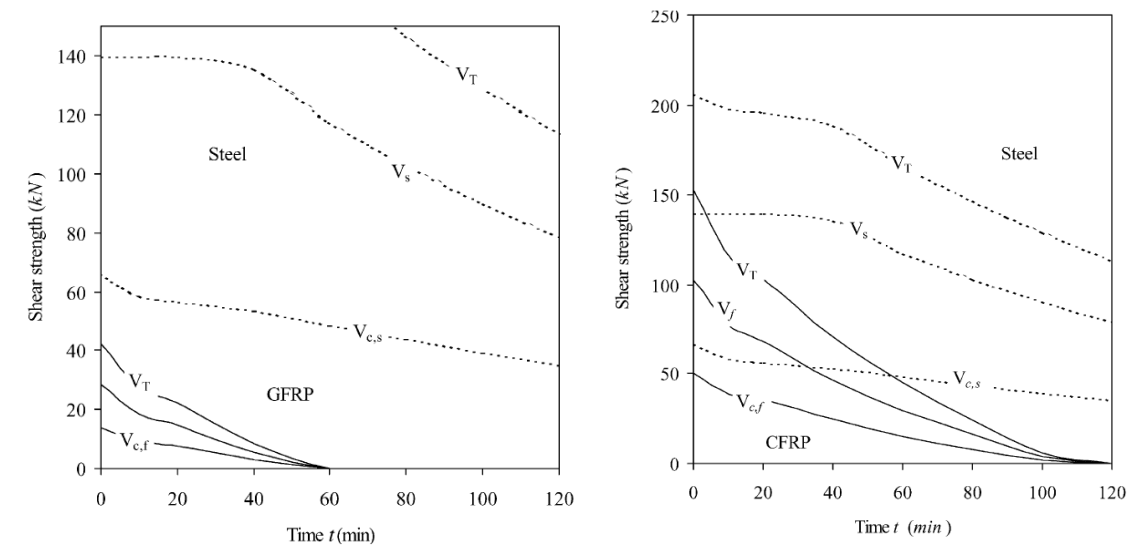
Los siguientes resultados muestran la pérdida de capacidad resistente a flexión y a cortante de la muestra ensayada ($200 \times 300 \text{ mm}^2$) y en la que manteniendo constantes las características del hormigón (f_c 35 MPa) se emplearon refuerzo, dispuestos en una única capa, situada con un recubrimiento de 64 mm., y con cuantías diferentes para cada tipo de material empleado.

| | | |
|--|------------------|-----------------|
| 686 mm ² para el caso de GFRP | $[f_f$ 600 MPa] | $[E_f$ 42 GPa] |
| 336 mm ² para el caso de AFRP | $[f_f$ 1200 MPa] | $[E_f$ 83 GPa] |
| 188 mm ² para el caso de CFRP | $[f_f$ 2070 MPa] | $[E_f$ 152 GPa] |
| 672 mm ² para el caso de un refuerzo de acero | $[f_s$ 414 MPa] | $[E_s$ 200 GPa] |

Todos los diseños de estas secciones se efectuaron en la consideración de que el modo de fallo resultante sería el agotamiento de la sección comprimida de hormigón (excepto para el caso de la sección reforzada con acero). Los tiempos de exposición correspondieron en el caso de GFRP y AFRP con 40 minutos, mientras que en el caso de secciones reforzadas con CFRP y acero se alcanzaron 60 y 100 minutos respectivamente. Como se muestra en la figura adjunta, el efecto de las temperaturas elevadas sobre el comportamiento de las secciones reforzadas con FRP supone la continua disminución de la capacidad en flexión, degradación que resulta proporcional al cambio en las propiedades de refuerzo de FRP debido a estas temperaturas elevadas.



También se realizaron ensayos sobre la pérdida de capacidad resistente a cortante, para lo cual se adoptaron estribos transversales que con un área total de 100,5 mm² fueron dispuestos con una separación de 100 mm. El efecto de las temperaturas elevadas sobre la resistencia a cortante del hormigón ($V_{c,f}$) y sobre el refuerzo (V_f) mostraron resultados similares a los contemplados para el caso de flexión, con un progresivo deterioro de las propiedades de ambos. En el caso de secciones reforzadas con FRP, la contribución del hormigón disminuye linealmente con el tiempo debido al deterioro del refuerzo a la flexión, mientras que, la contribución a cortante del hormigón disminuye de forma constante cuando el refuerzo se efectúa con acero.



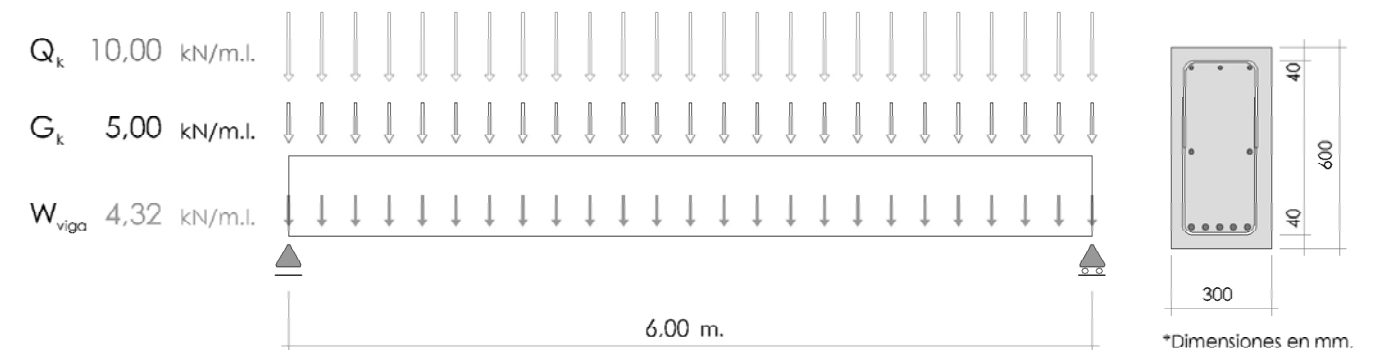
Dos modos de fallo en secciones rectangulares (vigas) sometidas a un test de incendio.

Fire Testing of Concrete Beams With Fibre Reinforced Plastic Rebar
A. Abbasi and P.J. Hogg (Queen Mary, University of London, Department of Materials, London)

11. APLICACIONES PRÁCTICAS.

11.1. EJEMPLO DE ANÁLISIS DE UN ELEMENTO EN FLEXIÓN. (análisis en E.L.U. a corto plazo y E.L.S a largo plazo).

Sea una viga biapoyada de 6,00 m. de luz que se encuentra solicitada por una carga total, uniformemente repartida de 15,00 kN/m.l., de los cuales 5,00 kN/m.l. corresponden a cargas de carácter permanente (G) y los 10,00 kN/m.l. corresponde a cargas de carácter variable (Q).



Se pretende resolver esta viga con una sección de 300 x 600 mm., empleando para ello un hormigón de resistencia característica $f_c = 30 \text{ N/mm}^2$ ($\epsilon_{cu} 0,003$) y un refuerzo con barras de GFRP cuyas propiedades se describirán a continuación, asegurando un recubrimiento no inferior a 40 mm, valor que se considera adecuado para el ambiente interior protegido para el que se diseña el elemento.

| Dimensiones de la Barra (USA) | Diámetro equivalente (mm) | Diámetro Nominal (mm) | Sección Transversal (mm ²) | Resistencia a Tracción (MPa) | Módulo de Elasticidad (Gpa) |
|-------------------------------|---------------------------|-----------------------|--|------------------------------|-----------------------------|
| #2 | 6 | 6,35 | 31,67 | 830 | 40,8 |
| #3 | 10 | 9,53 | 71,26 | 760 | 40,8 |
| #4 | 12 | 12,70 | 126,68 | 690 | 40,8 |
| #5 | 16 | 15,88 | 197,93 | 655 | 40,8 |
| #6 | 20 | 19,05 | 285,02 | 620 | 40,8 |
| #7 | 22 | 22,23 | 387,95 | 585 | 40,8 |
| #8 | 25 | 25,40 | 506,71 | 550 | 40,8 |
| #9 | 28 | 28,58 | 641,30 | 520 | 40,8 |
| #10 | 32 | 31,75 | 791,73 | 480 | 40,8 |

Para el desarrollo del presente documento se ha contemplado el empleo de unas barras corrugadas de GFRP de la serie Aslan™ 100 GFRP (Fiberglass Rebar), cuyas propiedades fundamentales corresponden con los valores tabulados suministrados por el propio fabricante.

La correspondiente deformación unitaria en rotura corresponde para todos los casos con un valor de $\epsilon_{fu} = 0,014$

11.1.1. CONSIDERACIÓN DE ACCIONES.

Determinamos en primer lugar el peso propio de la sección (viga) para lo que asumimos un peso específico del hormigón armado de valor 24,00 kN/m³.

$$W_{viga} = b \cdot h \cdot \gamma_H = 0,30 \cdot 0,60 \cdot 24,00 = 4,32 \text{ kN/m.l.}$$

Adoptando los coeficientes de ponderación de acciones referidos en la normativa en vigor (DB-SE) para cada tipo de acción y para en análisis en condiciones de ELU, obtendremos:

$$q_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,35 \cdot (5,00 + 4,32) + 1,50 \cdot 10,00 = 27,582 \text{ kN/m.l.}$$

Estas acciones en valor correspondiente al análisis en condiciones de ELS, determinarán:

$$q = \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q = 1,00 \cdot (5,00 + 4,32) + 1,00 \cdot 10,00 = 19,32 \text{ kN/m.l.}$$

11.1.2. CÁLCULO EN FLEXIÓN (E.L.U.).

La determinación del momento solicitante resulta inmediata, habiendo establecido con anterioridad el factor de carga correspondiente.

$$M_d = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{27,582 \cdot 6,00^2}{8} = 124,12 \text{ mKN}$$

Podemos determinar la cuantía que determina la condición de equilibrio de la sección (ρ_{fb}) a partir de la expresión:

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \beta_1 \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}}$$

Para lo cual debemos de obtener en primer lugar el valor correspondiente a la resistencia última del refuerzo (f_{fu}), para lo cual debe ser ponderada por el correspondiente factor de exposición ambiental (C_E), que en este caso corresponde a un ambiente interior protegido. Como valor característico de la resistencia a tracción del material adoptaremos el correspondiente a una barra de diámetro $\varnothing 20$ mm. (#6) que, de acuerdo al fabricante, corresponde con $f_{fu,k} = 620$ N/mm²

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu,k}$$

$$f_{fu} = 0,80 \cdot 620 = 496 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \beta_1 \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} = 0,85 \cdot \frac{30,00}{496,00} \cdot 0,85 \cdot \frac{40800 \cdot 0,003}{(40800 \cdot 0,003) + 496,00} = 0,0086$$

$$\rho_{fb} = \frac{A_f}{b \cdot d} \quad \rightarrow \quad A_f = \rho_{fb} \cdot b \cdot d = 0,0086 \cdot 300 \cdot (600 - 40) = 1445 \text{ mm}^2$$

Si adoptamos el criterio de empleo de barras de diámetro $\varnothing 20$ mm. (#6) el número de barras necesario resultará:

$$A_f = n \cdot \left(\frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \right) \quad \rightarrow \quad n > 4,60 \text{ barras} \rightarrow 5 \varnothing 20 \text{ mm.} \quad \rightarrow \quad A_{f,r} = 1570 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad \rho_f = \frac{A_{f,r}}{b \cdot d} = 0,0093$$

Podemos evaluar la condición resistente que resulta de asumir esta cuantía, de tal manera que:

$$f_f = \left[\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{\rho_f}} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} \right]$$

$$f_f = \left[\sqrt{\frac{(40800 \cdot 0,003)^2}{4} + \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 40800 \cdot 0,003}{0,0093}} - 0,5 \cdot 40800 \cdot 0,003 \right] = 476,40 \text{ N/mm}^2$$

La condición de diseño en flexión que conduce a que el modo de fallo responda al agotamiento de la sección comprimida de hormigón resultaba de la expresión siguiente, que también habíamos contemplado para el caso de análisis en condición de incendio, computando los valores correspondientes al incremento de temperatura (T).

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_f}{f'_c} \right) \cdot b \cdot d^2$$

$$M_n = 0,0093 \cdot 496 \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{0,0093 \cdot 496}{30} \right) \cdot 300 \cdot 560^2 = 394,60 \text{ mKN.}$$

Debemos computar ahora el factor de reducción de resistencia, teniendo en cuenta la cuantía dispuesta en relación con la cuantía estricta.

$$\rho_{fb} < \rho_f \leq 1,4 \cdot \rho_{fb} \quad \rightarrow \quad \phi = 0,30 + \frac{\rho_f}{4 \cdot \rho_{fb}} = 0,30 + \frac{0,0093}{4 \cdot 0,0086} = 0,57$$

Ponderando el valor de momento (M_n) anteriormente obtenido y comprobando que se verifica la condición correspondiente a ELU (corta duración).

$$\phi \cdot M_n \geq M_d$$

$$0,57 \cdot 394,60 = 224,92 \text{ mKN} \geq M_d = 124,12 \text{ mKN.}$$

11.1.3. CÁLCULO A CORTANTE (E.L.U.).

Podemos estimar el esfuerzo correspondiente sin más que acudir a los conceptos de la mecánica clásica, estableciendo el cortante pésimo (V_d) a partir de la expresión siguiente.

$$V_d = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{27,582 \cdot 6,00}{2} = 82,746 \text{ kN.}$$

El cómputo de la colaboración de la sección de hormigón (V_{cu}) queda establecido en función de las propiedades de la sección y de la capacidad resistente del material (f_{cv})

$$V_{cu} = [0,10 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_f \cdot f_{cv})^{1/3}] \cdot b \cdot d \quad [f_{cv} = f'_c]$$

Siendo:

$$\xi = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{560}} \right) = 1,597$$

$$V_{cu} = [0,10 \cdot 1,597 \cdot (100 \cdot 0,0093 \cdot 30)^{1/3}] \cdot 300 \cdot 560 = 81,37 \text{ kN} < V_d$$

Por tanto resulta necesario disponer armadura transversal, que podemos determinar como estribos verticales, fijando como diámetro de análisis ϕ 6 mm. (#2). La condición pésima de tensión a cortante que corresponde a este tipo de elementos se produce en la zona curvada, en base a las particularidades del FRP, de tal manera que debemos estimar esta condición restrictiva, en base a la siguiente formulación.

$$f_{fb} = \left(0,05 \cdot \frac{r_b}{d_b} + 0,3\right) \cdot f_{fu}$$

Asumiendo que el radio de curvatura (r_b) de una barra cualquiera no puede ser inferior a tres (3) diámetros (d_b) podemos determinar:

$$f_{fb} = \left(0,05 \cdot \frac{3 \cdot 6}{6} + 0,3\right) \cdot 496 = 223,2 \text{ N/mm}^2$$

Debemos asegurar que la tensión de diseño de los estribos de FRP verifique la condición siguiente.

$$f_{fv} = 0,004 \cdot E_f \leq f_{fb}$$

$$f_{fv} = 0,004 \cdot 40800 = 163,2 \text{ N/mm}^2 \leq f_{fb}$$

La separación (s) requerida para estos estribos de FRP se puede determinar a partir de la expresión siguiente, en la que se tiene en cuenta la contribución del hormigón (V_{cu}).

$$s = \frac{\phi \cdot A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d}{(V_d - \phi \cdot V_{cu})} \leq \frac{d}{2}$$

$$s = \frac{0,75 \cdot (2 \cdot 31,67) \cdot 163,2 \cdot 560}{(82,746 - 0,75 \cdot 81,37) \cdot 10^3} = 200 \text{ mm} < \frac{560}{2} = 280 \text{ mm}.$$

11.1.4. COMPROBACIÓN DE LA ABERTURA DE FISURA (E.L.S.).

Establecemos la consideración de cargas en servicio, en valor característico, de acuerdo al carácter permanente o variable, de tal manera que:

$$q_G = G + W_{viga} = 5,00 + 4,32 = 9,32 \text{ kN/m.l.} \quad \rightarrow M_G = \frac{q_G \cdot l^2}{8} = \frac{9,32 \cdot 6,00^2}{8} = 41,94 \text{ mkN}$$

$$q_Q = Q = 10,00 \text{ kN/m.l.} \quad \rightarrow M_Q = \frac{q_Q \cdot l^2}{8} = \frac{10,00 \cdot 6,00^2}{8} = 45,00 \text{ mkN}$$

$$\rightarrow M_{G+Q} = M_G + M_Q = 86,94 \text{ mkN}$$

Para poder determinar la abertura de fisura (w) podemos emplear la expresión:

$$w = 2 \cdot \left(\frac{f_f}{E_f}\right) \cdot \beta \cdot k_b \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$$

k es un factor que se obtiene en función de las cuantías dispuestas y de las relaciones de deformación entre materiales (n_f).

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2} - \rho_f \cdot n_f$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} = 1,43$$

$$E_c = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} = 8500 \cdot \sqrt[3]{(30+8)} = 28577 \text{ MPa}$$

$$E_f = 40800 \text{ MPa}$$

$$k = \sqrt{2 \cdot 0,0093 \cdot 1,43 + (0,0093 \cdot 1,43)^2} - 0,0093 \cdot 1,43 = 0,150$$

f_f la tensión en servicio del refuerzo, que puede ser obtenida a partir del esfuerzo solicitante antes calculado

$$f_f = \frac{M_{G+Q}}{A_f \cdot d \cdot (1 - k/3)} =$$

$$f_f = \frac{86,94 \cdot 10^6}{1570 \cdot 560 \cdot \left(1 - \frac{0,15}{3}\right)} = 104,09 \text{ N/mm}^2$$

β la razón entre la distancia desde el eje neutro a la fibra extrema y la distancia desde el eje neutro al centro del refuerzo.

$$\beta = \frac{h - k \cdot d}{d \cdot (1 - k)}$$

$$\beta = \frac{600 - 0,150 \cdot 560}{560 \cdot (1 - 0,150)} = 1,084$$

d_c la dimensión de recubrimiento medida desde el la fibra extrema en tracción al centro de la barra de tracción.

$$d_c = h - d - \frac{d_b}{2} = 600 - 540 - 10 = 50 \text{ mm}.$$

s representa el espaciamiento entre barras y puede ser inicialmente estimado mediante la relación siguiente.

$$s = b - 2 \cdot d_c = 300 - 2 \cdot 50 = 200 \text{ mm}.$$

k_b resulta un factor tabulado que, dado que desconocemos las propiedades de adherencia de los materiales resulta en valor 1,40.

Podemos afrontar ya el cálculo de la abertura de fisura (w), trasladando todos los valores obtenidos.

$$w = 2 \cdot \left(\frac{104,09}{40800}\right) \cdot 1,084 \cdot 1,40 \cdot \sqrt{50^2 + \left(\frac{200}{2}\right)^2} = 0,43 \text{ mm} < w_{max}$$

11.1.5. DEFORMACIÓN A LARGO PLAZO (E.L.S.).

El análisis de la deformación exige en primer lugar la determinación de la inercia equivalente (I_e), correspondiente, que podemos determinar a partir de los valores de momento de inercia de la sección bruta (I_b) y de la sección fisurada (I_f).

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \cdot I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f$$

La evaluación del momento de inercia de la sección bruta (I_b) resulta inmediato.

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{300 \cdot 600^3}{12} = 5400 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Calculamos las propiedades de la sección fisurada ($f_{ct,m}$) y el momento de inercia correspondiente a dicha sección (I_f).

$$f_{ct,m} = \max \left[\frac{(1,6 - h)}{1000} \cdot f_{ct,m}; f_{ct,m} \right]$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_c^{2/3} = 0,30 \cdot (30)^{2/3} = 2,90 \text{ N/mm}^2$$

$$M_f = f_{ct,m} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = 2,90 \cdot \frac{300 \cdot 600^2}{6} = 52,20 \text{ mkN}$$

$$I_f = \frac{b \cdot d^3}{3} \cdot k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 \cdot (1 - k)^2$$

$$I_f = \frac{300 \cdot 600^3}{3} \cdot 0,150^3 + 1,43 \cdot 1570 \cdot 560^2 \cdot (1 - 0,150)^2 = 581,58 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Considerando que el momento solicitante (M_a) corresponde con el anteriormente contemplado para el análisis de las condiciones de abertura de fisura (M_{G+Q}), podemos determinar el valor de la inercia equivalente (I_e).

$$M_a = M_{G+Q} = M_G + M_Q = 86,94 \text{ mkN}$$

$$I_e = \left(\frac{52,20}{86,94} \right)^3 \cdot 5400 \cdot 10^6 + \left[1 - \left(\frac{52,20}{86,94} \right)^3 \right] \cdot 581,58 \cdot 10^6 = 1624,52 \cdot 10^6$$

Podemos contemplar las condiciones de análisis de la Mecánica Clásica, y contemplando las propuestas de Branson (1966) resultará que la deformación instantánea (Δ_i) se expresa en base a la ecuación siguiente.

$$\Delta_i = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_a \cdot l^2}{E_c \cdot I_e}$$

$$\Delta_i = \frac{5}{48} \cdot \frac{86,94 \cdot 10^6 \cdot 6000^2}{28577 \cdot 1624,52 \cdot 10^6} = 7,02 \text{ mm.}$$

Resulta posible determinar las fracciones de esta deformación que corresponde a cada uno de los tipos de carga contemplada (de carácter permanente o de carácter variables), sin más que establecer un factor de relación entre cada una de las cargas y la total.

$$q_a = W_{viga} + G + Q = 4,32 + 5,00 + 10,00 = 19,32 \text{ kN/m.l.}$$

$$\alpha_w = \frac{W_{viga}}{q_a} = \frac{4,32}{19,32} = 0,22 \quad \rightarrow (\Delta_i)_{viga} = \alpha_w \cdot \Delta_i = 0,22 \cdot 7,02 = 1,57 \text{ mm.}$$

$$\alpha_G = \frac{G}{q_a} = \frac{5,00}{19,32} = 0,26 \quad \rightarrow (\Delta_i)_G = \alpha_G \cdot \Delta_i = 0,26 \cdot 7,02 = 1,82 \text{ mm.}$$

$$\alpha_Q = \frac{Q}{q_a} = \frac{10,00}{19,32} = 0,52 \quad \rightarrow (\Delta_i)_Q = \alpha_Q \cdot \Delta_i = 0,52 \cdot 7,02 = 3,63 \text{ mm.}$$

Podemos acercarnos al análisis de la deformación a largo plazo, teniendo en cuenta el factor ξ de ponderación por efecto de carga sostenida (duración de la carga), contenido tanto en el código europeo (EC-2), su traslación nacional a la EHE-08 e incluso en el genérico ACI-318.

$$t > 5 \text{ años} \quad \rightarrow \quad \xi = 2,00$$

Podemos aceptar la propuesta de método simplificado propuesto de manera genérica a partir de la definición de un factor (λ) que establece el valor de flecha diferida (Δ_i) sin más que afectar el valor de la flecha instantánea (Δ_i) por dicho valor. De esta manera, el valor de la flecha total (Δ_t) a plazo infinito ($t > 5$ años), resultará de la suma de ambos valores, la flecha instantánea y la diferida como consecuencia de la duración sostenida de la carga.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

En donde ρ' corresponde con la cuantía dispuesta en la cara comprimida de la sección de referencia, valor al que podemos acercarnos a partir de la determinación de la cuantía geométrica mínima a disponer indicada, pudiendo aceptar el valor normativo correspondiente a un acero de límite elástico semejante al del material empleado. Asumiendo por tanto que la armadura en compresión (A_2) no debe ser inferior al 30% de la cuantía mínima indicada para la cara en tracción y que ésta resulta en valor de 0,28 %, podemos determinar:

$$\lambda = \frac{2,00}{1 + 50 \cdot (0,30 \cdot 0,0028)} = 1,92$$

Por tanto la flecha total a plazo infinito, puede ser evaluada, obteniendo el siguiente valor.

$$\Delta_t = (\Delta_i)_Q + \lambda \cdot ((\Delta_i)_{viga} + (\Delta_i)_G + 0,20 \cdot (\Delta_i)_Q)$$

$$\Delta_t = 3,63 + 1,92 (1,57 + 1,82 + 0,20 \cdot 3,63) = 11,53 \text{ mm.}$$

11.1.6. CONDICIONES DE TENSION INFERIORES A LA ROTURA (CREEP) (E.L.S.).

Evaluamos inicialmente el momento flector que resulta de computar todas las cargas que pueden ser consideradas como "sostenidas", correspondientes al conjunto de las cargas permanentes y al 20% de las cargas de carácter variable, tal y como hemos contemplado para el análisis de la deformación o flecha total a plazo infinito.

$$M_s = \frac{(W_{viga} + G) + 0,20 \cdot Q}{W_{viga} + G + Q} \cdot M_a = \frac{(4,32 + 5,00) + 0,20 \cdot 10,00}{4,32 + 5,00 + 10,00} \cdot 86,94 = 50,94 \text{ mkN.}$$

Resulta posible determinar el nivel de tensión en las barras de FRP, correspondiente a estas cargas sostenidas a partir de la siguiente expresión.

$$f_{f,s} = \frac{M_s}{A_f \cdot d \left(1 - k/3\right)} \leq 0,20 \cdot f_{fu}$$

$$f_{f,s} = \frac{50,94 \cdot 10^6}{1570 \cdot 560 \cdot \left(1 - \frac{0,150}{3}\right)} = 60,98 \text{ N/mm}^2 \leq 0,20 \cdot 496 = 99,20 \text{ N/mm}^2$$

11.1.7. CONDICIONES DE ARMADO Y ANCLAJE DE LAS BARRAS.

Las condiciones de correcta disposición del armado quedan determinadas mediante la verificación de las restricciones que resultan de la aplicación de la siguiente formulación.

$$l_d = \frac{\alpha \cdot \frac{f_{fr}}{0,083 \cdot \sqrt{f'_c}} - 340}{13,6 + \frac{r_r}{d_b}} \cdot d_b$$

f_{fr} representa el valor de la tensión a desarrollar en la zona de máxima sollicitación de la barra, que en este caso resultará ($l_e = l/2$), y que deberá verificar la condición:

$$f_{fr} < f_{fe} = \frac{0,083 \cdot \sqrt{f'_c}}{\alpha} \cdot \left[0,0535 \cdot \left(13,6 \cdot \frac{l_e}{d_b} + \frac{r_r}{d_b} \cdot \frac{l_e}{d_b} \right) + 2,45 \cdot 340 \right] \leq f_{fu}$$

El coeficiente α depende de las adecuadas condiciones de confinamiento de la barra, que para nuestro caso, correspondiente a barras situadas en la cara inferior de la sección y con buen recubrimiento (superior a dos diámetros de la barra longitudinal), resulta $\alpha = 1,00$

El recubrimiento efectivo (r_r) puede ser determinado en función de las condiciones geométricas de la sección y de las barras constituyentes del refuerzo.

$$r_r = \min \left[\left(c + d_{bv} + \frac{d_{bl}}{2} \right); s_L \right] = \left[\left(40 + 6 + \frac{20}{2} \right); \frac{300 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 6 - 5 \cdot 20}{4} \right] = 27 \text{ mm.}$$

Por tanto podemos determinar el valor de la tensión en el centro del vano.

$$f_{fe} = \frac{0,083 \cdot \sqrt{30}}{1,00} \cdot \left[0,03937 \cdot \left(13,6 \cdot \frac{3000}{20} + \frac{27}{20} \cdot \frac{3000}{20} \right) + 2,50 \cdot 340 \right] = 426,55 \text{ N/mm}^2 < f_{fu} = 496 \text{ N/mm}^2$$

Las condiciones de anclaje correspondiente a esta zona de momento flector positivo se puede determinar entonces a partir de la expresión antes indicada, pudiendo extrapolar esta condición para cualquier otro valor de momento solicitante.

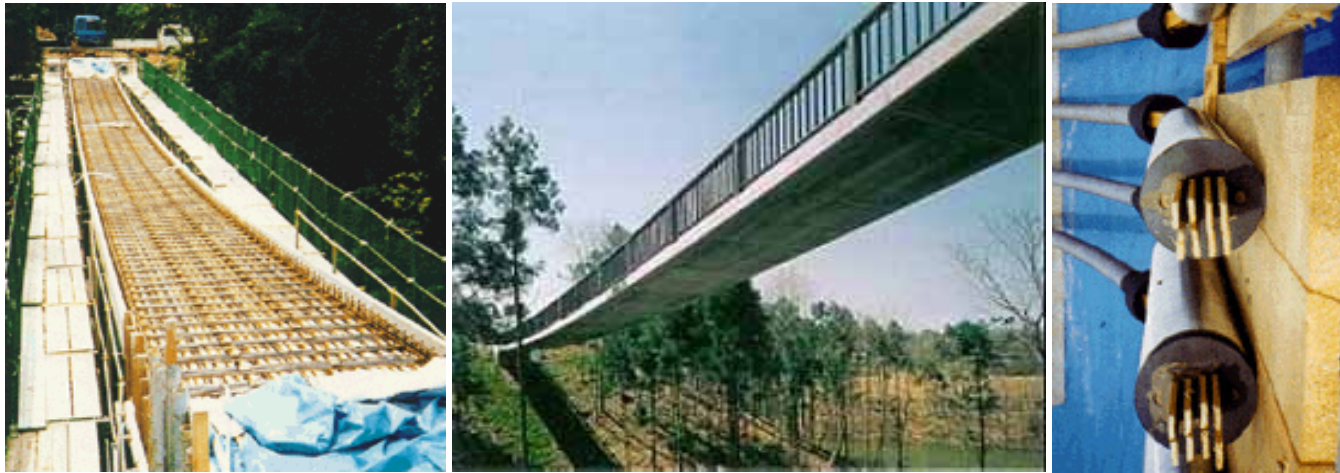
$$f_{fr} = f_{fe}$$

$$l_d = \frac{1,00 \cdot \frac{426,55}{0,083 \cdot \sqrt{30}} - 340}{\left(13,6 + \frac{27}{20} \right)} \cdot 20 = 800 \text{ mm.}$$

11.2. REALIZACIONES CONCRETAS.

11.2.1. OBRA CIVIL. AMBIENTE EXTERIOR AMBIENTAL AGRESIVO.

Birdie Bridge. Ibaragi Prefecture (Japón. 1990).



Arched Pedestrian Bridge. Ottawa (Canadá.).



Wotton Bridge. Québec (Canadá. 2001).



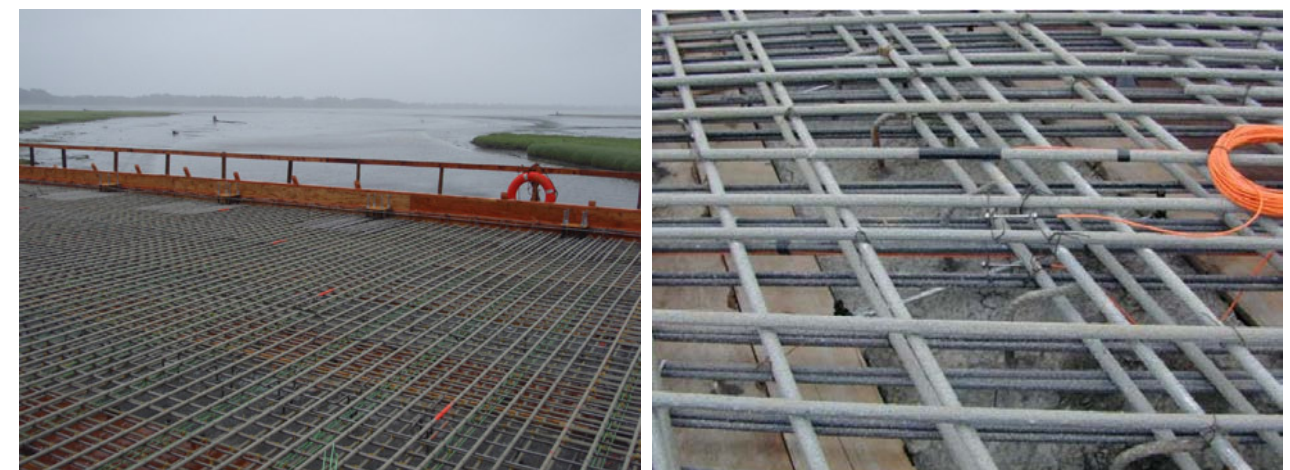
Crow Creek Bridge. City of Bettendorf, Iowa (USA. 2006)



Floodway Bridge. Winnipeg Manitoba (Canadá. 2006).

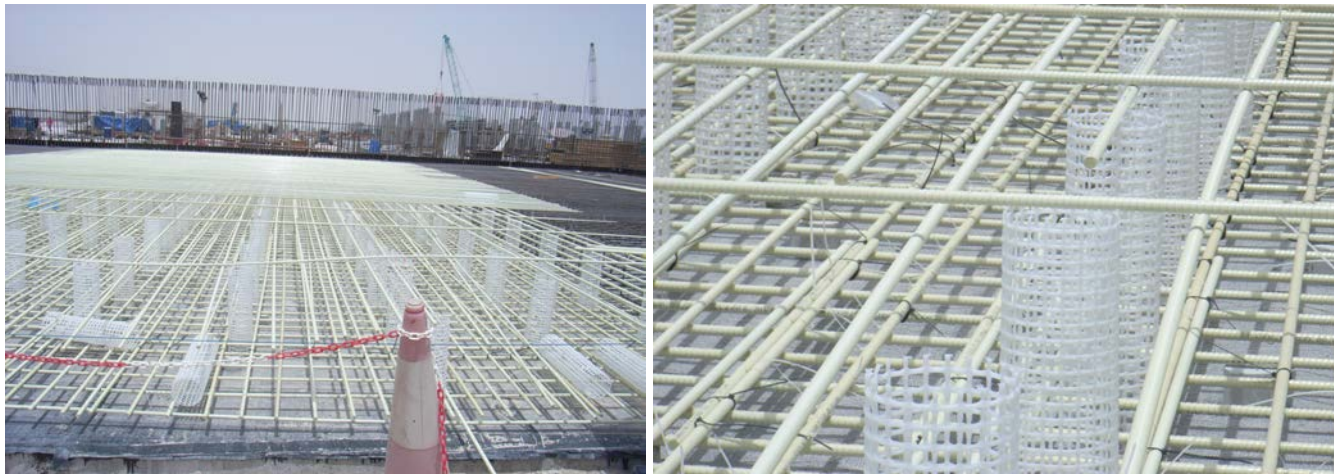


Millport Slough. Lincoln City, Oregon (USA)



11.2.2. OBRA CIVIL. CONTACTO DIRECTO CON MEDIO AGRESIVO.

Qatalum Project. (Qatar).



Dubai Metro. (United Arab Emirates).



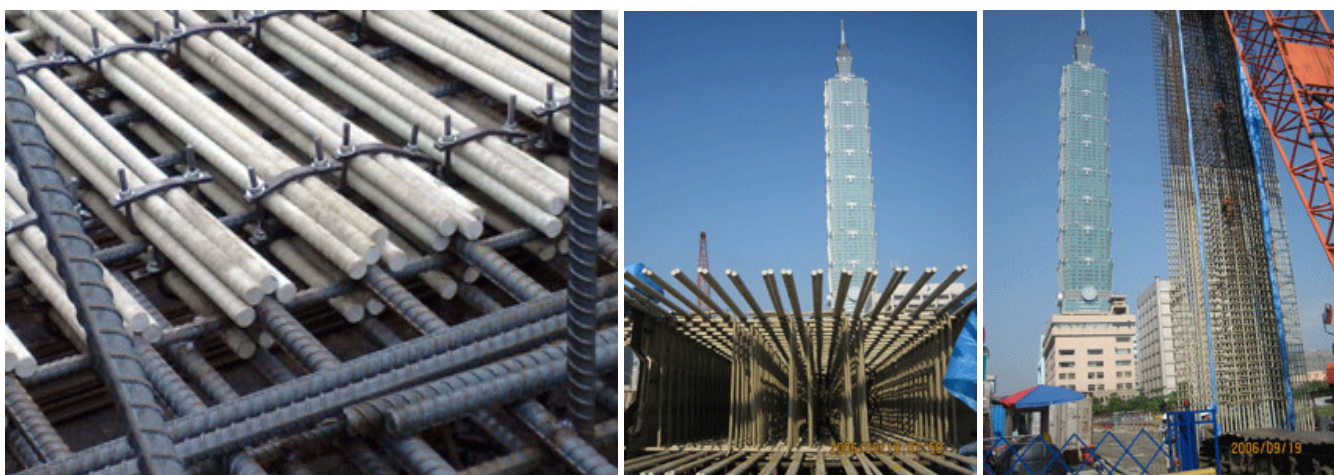
Weingartshof Depot. Linz (Austria. 2010).



Kowloon (Hong Kong.)



Taipei Metro. Taiwán (China. 2006)



Dubai Dock. (United Arab Emirates).



11.2.3. RECUPERACION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON.

Perl Harbour Dry Dock. Hawaii (USA).



Parking-Garaje. Newton. MA (USA)



Florida Key Brigde. Florida (USA).



Refuerzo de Planta Parking. Kansas City (USA)



I-75 Brigde. Tampa. Florida (USA)



Casino de Macao. (China)



11.2.4. RECUPERACION DE OBRAS DE FÁBRICA.

St Trudo Cathedral. Brabant (Belgica).



Rudland Castle. Gales. (Gran Bretaña)



St Pietersheim Fortress. (Bélgica.)



11.2.5. ESTRUCTURAS PRETESAS Y POSTESADOS.

Proceso de postesado exterior en una lámina de hormigón.



Reparación y refuerzo de postesado



Pretensado





12. REFERENCIAS COMERCIALES

Aslan FRP (Hughes Brothers, Inc.)

210 N. 13th Street
Seward NE 68434 (USA)

Tel. (1) 402-643-2991
(1) 800-869-0359

<http://aslanfrp.com/>

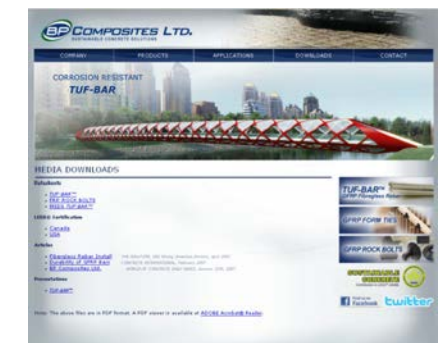


BP Composites Ltd.

5522 - 36 St, Edmonton
Alberta,
Canada

Tel. (1) 888-99-REBAR

<http://www.bpcomposites.com>



CPPI Concrete Protection Products Inc.

P.O. Box 786
Oak Ridge, NC 27310 (USA)
627-C Graves Street
Kernersville, NC 27284

Tel. (1) 336-993-2461
Fax (1) 336-996-2732

<http://www.fiberglassrebar.com/>



Ekipage Technological Groupe

Kharkov 61022 p/b 4585
Ukraine

Tel. (38) 050 980 08 52
(38) 050 806 40 62
Fax. (38) 057 764 03 95

<http://frp-rebar.com>



FORTEC Stabilization System

7190 Huron River Drive
Dexter
Michigan 48130 (USA)
Tel. (1) 800-207-6204
Fax. (1) 734-424-9498

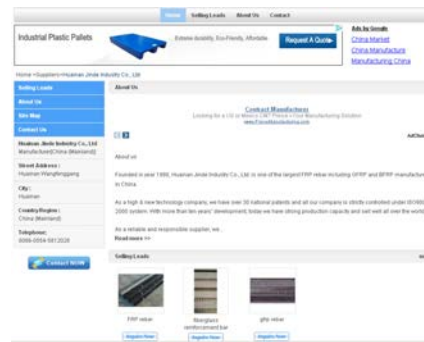
<http://www.fortecstabilization.com>



Huainan Jinde Industry Co., Ltd.

West Dongshan Road
Huainan City
Anhui Province (China)
Tel. (0086) 0554-581-2028

<http://anhuihuainan.en.china.cn/>



ICP

#101, Brigade Road,
Bangalore - 560 025,
India
Tel. (91) 80 - 25543817
(91) 80 - 25367762,
Fax. (91) 80 - 25571903.

http://www.icp-india.com/FRP_Pultruded_Profiles.htm



IVERNA 2000

C/ Turiaso, 26.
Polígono Plaza
50197 Zaragoza
Tel. (34) 976.107.977
Fax. (34) 976.108.290

http://www.iverna2000.com/web/web_ok/index2.htm



Mbrace

Mbar 165/2500
MBar GALILEO AR.
Basf. L'Hospitalet de Llobregat
Barcelona
Tel. (34) 902 030 125

<http://www.mbrace.es/refuerzo-estructuras>



Ollearis S.A

Moli,S/N
Polígono Industrial Martorelles
08107 MARTORELLES
Apartado de correo 127
E-mail:ollesa@ollearis.org

Tel. (34) 93-5796520
Fax. (34) 93-5933616

<http://www.ollearis.org>

Ollearis.S.A

Polígono Industrial El Pílero
Manzana S, Parcelas 8,9,10
Cordeleros, 9-11
41410 CARMONA (Sevilla)
Apartado de correos 223
E-mail: olleariscarmona@ollearis.org

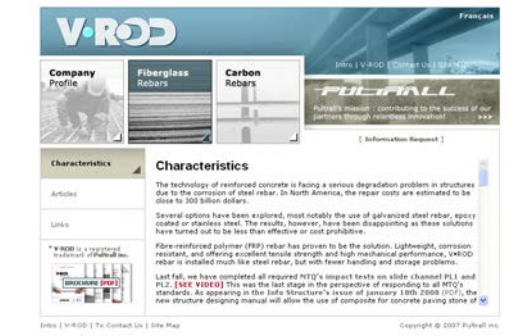
Tel. (34) 93-4196220
Fax. (34) 93-4196221



Pultrall Inc.

700, 9th Street North
Thetford Mines, Quebec
Canada
Tel. (1) 418-335-3202
Fax. (1) 418-335-5117

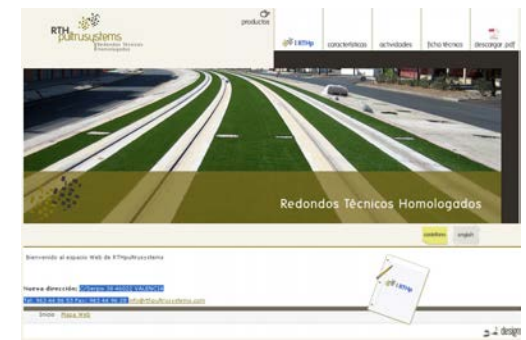
<http://www.pultrall.com>



RTH Pultrusystems

C/Serpis 38 46022
VALENCIA
Tel. (34) 963 44 86 53
Fax. (34) 963 44 96 28

<http://www.rthpultrusystems.com/>



SanChuang FRP Products.

Road Chikan Industrial Estate, Shipai Town.
Dongguan City, Guangdong.
China
Tel. (0086) 0769-86554662
Fax. (0086) 0769-86554661

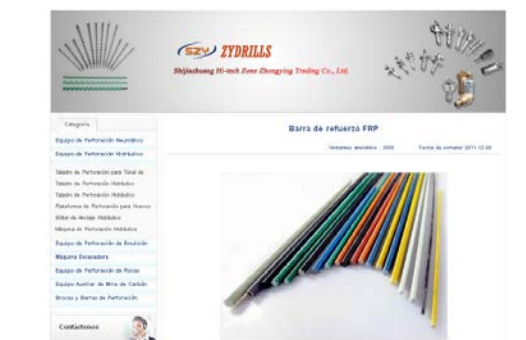
<http://www.frpsc.com/indexe.asp>



Shijiazhuang Hi-tech Zone Zhongying Trading Co., Ltd

No.266, Tianshan Street, Hi-tech Zone
Shijiazhuang, Hebei,
China.
Tel. (0086) 311-66685579

<http://www.zydrills.com/en/index.htm>

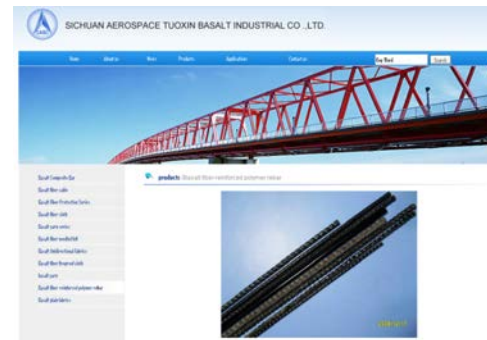


Sicuan Aerospace Tuoxin Basalt Industrial Co., Ltd.

No.618 Chenglong Avenue, Longquanyi district Chengdu.
Sichuan.
China.

Tel. (0086) 86-28-8487 4487
Fax. (0086) 86-28-8487 4032

<http://www.basaltfiber.com.cn>

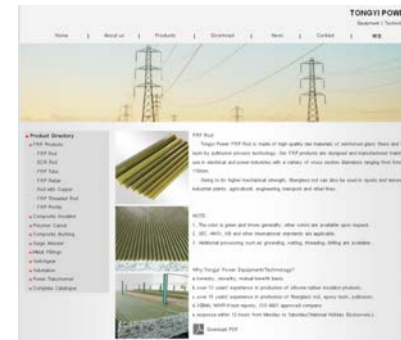


Zhejiang Tongyi Power Equipment Co.

Donglian Street, Xietang Town
Shangyu City, Zhejiang Province
China

Tel. (0086) 575-82072584
Fax. (0086) 575-8207863

<http://www.zitongyi.com/>

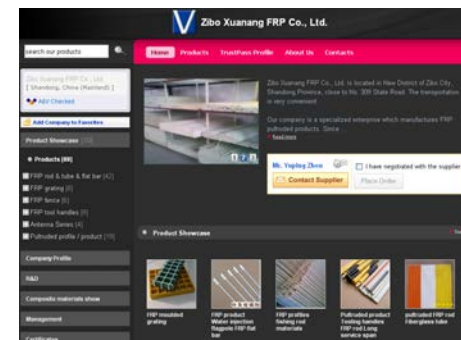


Zibo Xuanang FRP Co., Ltd.

Wujia Industrial Park, Nanjiao Town, Zhoucun District
Zibo City, Shandong Province
China.

Tel. (0086) 0533-6066501
Fax. (0086) 0533-6066500

<http://www.xuanangfrp.cn>





BIBLIOGRAFÍA.

MAESTRE HEREDIA, Jorge

"Estudio teórico-experimental de vigas de hormigón armadas con barras de material compuesto por matriz polimérica reforzada con fibras (FRP)"
Julio 2009

HOTA VS GANGA RAO, NARENDRA TALY y P.V. VIGÍA

"Reinforced Concrete Desing with FRP Composites"
CRC Press. Taylor & Francis Group. Boca Raton 2007
ISBN: 978-0-8247-5829-5

DEPARTMENT OF DEFENSE USA

"Composite Materials Handbook"
Volume 2 Polymer Matrix Composites Materials
Department of Defense USA. June 2002

HELENE, Paulo y PEREIRA, Fernanda

"Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón. Reparación, Refuerzo y Protección"
Editores Paulo Helene y Fenanda Pereira. Sao Paulo, Septiembre 2003

PARÍS C., Federico. CAÑAS D., José y MARÍN V., Juan Carlos

"Introducción al análisis y diseño con materiales compuestos"
Universidad de Sevilla. Escuela Superior de Ingenieros Industriales. Sevilla, 2006

MIJANGOS, Carmen y MOYA, José Serafin

"Nuevos materiales en la sociedad del siglo XXI"
Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 2007
ISBN: 978-84-00-08453-0

MOLINA, Maritzabel. CRUZ, Juan José. OLLER, Sergio. BARBAT, Alex H. y GIL Lluís

"Comportamiento de la interfaz concreto-epoxi-FRP utilizando la teoría de mezclas serie/paralelo"
Ingeniería e investigación vol. 31. Diciembre 2011.

ACHÜRCH, Marc y JOST Peter

"GFRP Soft-Eye for TBN Breakthrog: Possibilities with a Modern Construction Material"
Basler & Hofmann Singapore Pte Ltd. Singapore, February 2006

SERRANO S., Guillermo

"Aplicaciones en obras de hormigón de altas prestaciones"
Seminarios Torroja sobre Tecnología de la construcción y de sus materiales. Mayo 2002



GÓMEZ P., Maria Dolores y SOBRINO A. Juan A.
 “Criterios de Diseño para el Refuerzo de Estructuras con Materiales Compuestos con Fibra de Carbono”
 Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes

BASF the Chemical Company
 “Mbar Leonardo HTG”
 Basf Construction Chemicals Italy Spa. Treviso Italy, Septiembre 2009

ALSAYED, Saleh H. y ABDULRHMAN M.
 “Ductility of concrete beams reinforced with FRP bars and steel fibers”
 Civil Eng. Department, College of Eng. KSU. Riyadh, Saudi Arabia

BASF the Chemical Company
 “Mbrace Mbar Galileo AR”
 Basf Construction Chemicals España. Barcelona

PAWEL B., Potyrala
 “Use of Fibre Reinforced Polymer Composites in Bridge Construction.
 State of the Art in Hybrid and All-Composite Structure”
 Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

RTHp
 “Redondos Técnicos Homologados”
 RTH pultrusystems, Valencia

ANCI, Asociación Nacional de Constructores Independientes
 “Ancinfor”
 Servicios Técnicos de ANCI. Madrid, Abril de 2010

FORTIUS
 “Aslam 100 GFRP”
 FORTIUS, BK Internaltional, Belgium

WANG, Y.C., WONG, P.M.H. y KODUR, V.
 “Mechanical properties of fibre reinforced polymer reinforcing bars at elevated temperatures”
 SFPE/ASCE Specialty Conference: Designing Structures for Fire. Baltimore, September 2003

CONCRETE PROTECTION PRODUCTS
 “Fiberglass Rebar”
 Concrete Protection Products, Inc. Kemersville

RECUERO, Alfonso. GUTIERREZ, José Pedro. MIRAVETE, Antonio y CUARTERO, Jesús
 “Refuerzos de Estructuras con Composites Avanzados”
 Informes de la Construcción, Vol. 49. Noviembre y Diciembre 1997

CALVO H., Ignacio
 “Desarrollo de Infraestructura en Materiales Compuestos”
 Acciona, 11 de marzo 2011

MATTA, Fabio y NANNI, Antonio
 “Structural Response of FRP Reinforced Concrete Softeyes for Túnel Excavation”
 Intenational Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Arlington, August 2008

MORCOUS, George y HENIN, Eliya
 “Determining the Bond-Dependent Coefficient of Glass
 Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars”
 University of Nebraska, August 2011

MIRAVETE, Antonio y CHIMINELLI, Agustín
 “Una nueva fibra de características ideales para su uso en la construcción”
 Informes de la Construcción, Vol. 57. Julio y Agosto 2005

ABBASI A. y HOGG P.J.
 “Fire Testing of Concrete Beams with Fibre Reinforced Plastic Rebar”
 Queen Mary, University of London, Department of Materials, London

MAPEI, Productos químicos para la construcción
 “FRP y FRG System: los sistemas para el refuerzo y adecuación estática de las estructuras”
 Ibermapei S.A. Barcelona

HAWILEH, Rami A.
 “Heat Transfer Analysis of Reinforced Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars”
 American University of Sharjah, United Arab Emirates

MASTER BUILDERS TECHNOLOGIES
 “Composites FRP”
 MAC spa Modern Advanced Concrete. Treviso Italy, Enero 2000

SAAFI, Mohamed
 “Effect of fire on FRP reinforced concrete members”
 ELSEVIER. Department of Engineering Technology, Alabama A & M University, USA

BASF the Chemical Company
 “Mbar Galileo HTG”
 Basf Construction Chemicals Italy Spa. Treviso Italy, Septiembre 2009

ABBASI, Hamid y HOGG, Paul
 “Temperature and Environmental Effects on Glass Fibre Rebar:
 Modulus, Strength and Interfacial bond strength with Concrete”
 Queen Mary University of London, England.



ACI Committee Reported
 ACI 440.1R-06 "Guide for the Design and Construction of
 Structural Concrete Reinforced with FRP Bars"
 The American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2006

Committee E-701 Material for Concrete Construction
 ACI Education Bulletin E2-00 "Reinforcement for concrete material and applications"
 The American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.

TASK GROUP 9.3
 "FRP reinforcement in RC structures"
 fib CEB.FIP, September 2007

BAKIS C.E., BANK L.C., BROWN L., COSENZA E., DAVALOS J.F., LESKO J.J., MACHIDA A.,
 RIZKALLA S.H. y TRIANTAFILLOU T.C.
 "Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction-State of the Art Review"
 American Society of Civil Engineers

CNR Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction
 "Guide for the Design and Construction of Concrete Structures
 Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars"
 CNR-DT, June 2007

BASF the Chemical Company
 "Norma europea EN 1504"
 Basf Construction Chemicals España. Barcelona

SUBRAT KUMAR PATRO y PARITOSH UPADHYAY
 "Failure Characterization of FRP by Scanning Electron Microscope Technique"
 Department of Metallurgical and Materials Engineering National Institute of Technology. Rourkela, 2008

GALAN G., Isabel
 "Carbonatación del hormigón: combinación de CO₂ con las
 fases hidratadas del cemento y frente de cambio de pH"
 Universidad Complutense de Madrid, Facultad de Ciencias Químicas
 ISBN: 978-84-695-09968

VIJAY P.V.
 "Aging and desing of concrete members reinforced with GFRP Bars"
 Department of Civil Engineering, West Virginia University, 1999

BARRIS P., Cristina
 "Serviceability beahaviour of fibre reinforced polymer reinforced concrete beams"
 Universitat de Girona, 2010
 ISBN: 978-84-694-2636-4

FICO, Raffaello
 "Limit states design of concrete structures reinforced with FRP bars"
 University of Naples Federico II

ALMERICH C., Ana Isabel
 "Diseño, según estados límites, de estructuras de hormigón
 armado con redondos de fibra de vidrio GFRP"
 Universidad Politécnica de Valencia, 2010

BAENA M., Marta
 "Study of bond behaviour between FRP reinforcement and concrete"
 Universitat de Girona, 2010
 ISBN: 978-84-694-2484-1