Maestría en Ingeniería Civil

Evaluación del uso combinado de fibras metálicas y sintéticas como refuerzo del concreto aplicado al soporte y revestimiento de túneles

Jenny Paola Acero Pachón

Bogotá, D.C., 4 de agosto de 2017

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO

Evaluación del uso combinado de fibras metálicas y sintéticas como refuerzo del concreto aplicado al soporte y revestimiento de túneles

Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en geotecnia

Ing. Ramiro Gutiérrez

Director

Bogotá, D.C., 4 de agosto de 2017

ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO

La tesis de maestría titulada “Evaluación del uso combinado de fibras metálicas y sintéticas como refuerzo del concreto aplicado al soporte y revestimiento de túneles”, presentada por Jenny Paola Acero Pachón, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.

Director de la tesis

Ing. Ramiro Gutiérrez

Jurado

Ing. Xavier Laloum

Jurado

Ing. Guillermo Pabón

Bogotá, D.C., 4 de agosto de 2017

Dedicatoria

A mi mamá, mi hermano y mi sobrinita María Antonia.

Agradecimientos

A mi familia por su paciencia, apoyo y consejos.

A Ing. Yanneth Martínez, Ing. Alejandro Ruíz, Ing. Dairo Puentes, Adm. Nelson López e Ing. Armando Cortés por su invaluable ayuda.

Al ingeniero Ramiro Gutierrez por su guía compartiendo sus conocimientos y experiencia.

Al personal de los laboratorios de Geotecnia y Materiales de la Escuela Colombiana de Ingeniería por su colaboración.

A ing. Oskar Ruíz de Sika, ing. Natalia Carvajal de Bekaert e ing. Eduardo Claros de Argos por su colaboración y orientación.

Resumen

Con el paso del tiempo ha aumentado el empleo de fibras como refuerzo del concreto lanzado que se emplea para soporte y revestimiento de túneles. En el mercado existen numerosos tipos de fibras y cada uno de ellos proporciona ciertas características al compuesto que forma con el concreto.

Generalmente, se emplea cada tipo de fibras por separado y se tiene poco conocimiento del efecto producido al combinarlas teniendo como aplicación el soporte de túneles. Con el fin de evaluar el uso combinado de las macrofibras empleadas en soporte de túneles, se llevaron a cabo una serie de ensayos de laboratorio sobre muestras de concreto reforzado con combinación de fibras, que permitieron establecer el efecto producido por la adición de manera combinada de macrofibras metálicas (acero) y sintéticas (polipropileno) al concreto que generalmente se emplea para soporte de túneles. La investigación incluyó ensayos de resistencia a compresión, módulo de elasticidad, relación de Poisson, tenacidad, tracción indirecta método Barcelona, flexotracción en viga, ensayos de permeabilidad y durabilidad.

A través de la investigación fue posible establecer, que las características como: resistencia a compresión, módulo de elasticidad y relación de Poisson que no se ven afectadas empleando cada tipo de fibra por separado, tampoco se modifican cuando se emplean las fibras de manera combinada. Así mismo, se estableció que la combinación de macrofibras y concreto produce un compuesto en el cual cada tipo de fibra aporta características de manera similar a como lo haría por separado, pero proporcionalmente a la dosis empleada.

PALABRAS CLAVE: TÚNEL, SOPORTE, REVESTIMIENTO, CONCRETO LANZADO, FIBRAS, TENACIDAD, RESISTENCIA A COMPRESIÓN, TRACCIÓN, FLEXIÓN.

Índice general

Introducción **23**

Capítulo 1 Conceptos generales sobre túneles **24**

1.1. Conceptos generales sobre túneles *24*
1.1.1 Conceptos básicos 24
1.1.2 Antecedentes históricos 28
1.1.3 Tipos de terreno 29
1.1.4 Suelos 31
1.1.5 Roca intacta o matriz rocosa 33
1.1.6 Macizo rocoso 37
1.1.7 Comparación entre tipos de terreno 47

1.2. Distribución de esfuerzos en túneles *48*
1.2.1 Esfuerzos en suelos y rocas blandas 48
1.2.2 Esfuerzos en rocas duras 48

1.3. Resistencia del terreno *50*
1.3.1 Resistencia de suelos y rocas blandas 50
1.3.2 Resistencia de rocas duras 51
1.3.3 Mecanismos de falla del terreno 52
1.3.4 Modelos constitutivos o criterios de falla 57

Capítulo 2 Diseño de soporte y revestimiento de túneles **61**

2.1 Diseño del soporte *61*
2.1.1 Tipos de soportes 62
2.1.2 Generalidades de diseño de soportes 65
2.1.3 Métodos empíricos de diseño de soportes 66
2.1.4 Métodos analíticos o curvas características en diseño de soportes 70
2.1.5 Métodos numéricos para diseño de soportes 78
2.1.6 Cálculo de asentamientos 81
2.1.7 Método observacional o Nuevo Método Austriaco de Túneles (NATM) 82
2.1.8 Diseño de soporte en concreto lanzado 89

2.2 Diseño del revestimiento *92*
2.2.1 Diseño estructural 93
2.2.2 Revestimiento con concreto vaciado en obra 96
2.2.3 Revestimiento con paneles prefabricados 99
2.2.4 Revestimiento con paneles metálicos 99
2.2.5 Revestimiento con dovelas de concreto prefabricadas 99
2.2.6 Revestimiento con concreto lanzado 103
2.2.7 Selección del tipo de revestimiento 104

2.3 Reparación de túneles con concreto lanzado *105*

Capítulo 3 Concreto reforzado con fibras para túneles **106**

3.1 Conceptos generales sobre concreto y fibras *106*
3.1.1 Antecedentes 106
3.1.2 Concreto 107
3.1.3 Fibras 114

3.2 Concreto Reforzado con Fibras para Túneles *116*
3.2.1 Aplicaciones de concreto reforzado con fibras 118
3.2.2 Mecánica del refuerzo con fibras 119
3.2.3 Propiedades 123
3.2.4 Dosificación y fabricación 144
3.2.5 Comparación de refuerzo con fibras metálicas vs sintéticas 145

3.3 Ensayos en concreto reforzado con fibras *149*
3.3.1 Tracción Directa Uniaxial 151
3.3.2 Tracción Indirecta – Resistencia a tensión 151
3.3.3 Tracción Indirecta – Resistencia a flexión 155
3.3.4 Deformación viscosa (creep) 165
3.3.5 Exposición al fuego 165
3.3.6 Comparación entre ensayos para concreto reforzado con fibras 166
3.3.7 Correlaciones entre ensayos para concreto reforzado con fibras 168

3.4 Especificaciones para concreto de túneles *172*
3.4.1 Especificación para concreto reforzado con fibra ASTM C1116 173
3.4.2 Especificaciones para Concreto Lanzado Subterráneo ACI 506.5R 174
3.4.3 Especificaciones para Concreto Reforzado con Fibra ACI 544.3R-08 177
3.4.4 Especificaciones para concreto lanzado EFNARC 179
3.4.5 Especificación para concreto Reforzado con Fibra NTC 5541 181
3.4.6 Especificaciones particulares empleadas generalmente en Colombia 183
3.4.7 Comparación y análisis de especificaciones 184

3.5 Cálculo de la cuantía de fibras *187*
3.5.1 Conceptos generales sobre diseño a flexión 187
3.5.2 Metodologías de diseño 194
3.5.3 Comparación y análisis de métodos 206

3.6 Casos históricos de túneles con soporte en concreto *209*
3.6.1 Túnel de Buenavista, vía Bogotá - Villavicencio 211
3.6.2 Túnel de La Línea, Vía Bogotá - Buenaventura 212
3.6.3 Túneles Sistema Chingaza 214
3.6.4 Túnel Alterno de Usaquén 214
3.6.5 Túnel de fuga, Central Hidroeléctrica del Guavio 215
3.6.6 Túneles reforzados con fibras a nivel internacional 216
3.6.7 Túneles con revestimiento en concreto lanzado 217
3.6.8 Conclusiones sobre los casos 218

Capítulo 4 Combinación de fibras **219**

4.1 Combinación de fibras o concreto reforzado con fibras híbridas *219*
4.1.1 Conceptos generales sobre fibras combinadas o híbridos 219
4.1.2 Combinación de microfibras sintéticas y macrofibras metálicas 220
4.1.3 Combinación de macrofibras metálicas y macrofibras de polipropileno 226

4.2 Análisis de investigaciones sobre combinaciones de fibras *228*
4.2.1 Análisis sobre combinación de macro y micro fibras 228
4.2.2 Análisis sobre combinación de macro fibras metálicas y sintéticas 229

Capítulo 5 Metodología **230**

5.1 Caracterización de materiales *231*
5.1.1 Cemento 231
5.1.2 Agregados 231
5.1.3 Agua 231
5.1.4 Fibras 231
5.1.5 Aditivos 234
5.1.6 Ensayos de verificación de calidad de los agregados 234

5.2 Diseño de mezcla *236*
Ensayos para diseño de la mezcla de concreto 236

5.3 Muestreo y curado *238*

5.4 Ensayos principales *238*
5.4.1 Determinación de la capacidad de absorción de energía (Tenacidad) de concreto reforzado con fibra. NTC 5721. 239
5.4.2 Resistencia a compresión de cilindros de concreto. INV-E-410-13. 239
5.4.3 Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson del concreto en compresión. INV-E-424-13. 241
5.4.4 Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona. UNE 83515 242
5.4.5 Determinación de comportamiento a flexión de concreto reforzado con fibra (empleando una viga cargada en los tercios). EFNARC 243

5.5 Ensayos secundarios *243*
5.5.1 Ataque químico sulfato de sodio. INV E-220-13 e INV E-410-13. 244
5.5.2 Método de ensayo para determinar la permeabilidad del concreto al agua. NTC 4483. 245

5.6 Criterios de análisis de resultados *246*

5.7 Determinación de la aplicación de la investigación *248*

Capítulo 6 Resultados y aplicación **249**

6.1 Caracterización de los materiales *249*
6.1.1 Cemento 249
6.1.2 Agregados 249

6.1.3 Agua 250
6.1.4 Fibras 250

6.2 Diseño de mezcla 250
6.2.1 Consideraciones para diseño del concreto 250
6.2.2 Resultados del diseño 251

6.3 Muestreo y curado 251

6.4 Resultados y análisis de ensayos principales 253
6.4.1 Determinación de la capacidad de absorción de energía (Tenacidad) de concreto reforzado con fibra. NTC 5721. 253
6.4.2 Resistencia a compresión de cilindros de concreto. INV-E-410-13 280
6.4.3 Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson del concreto en compresión. INV-E-424-13. 283
6.4.4 Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona. UNE 83515 286
6.4.5 Determinación de comportamiento a flexión de concreto reforzado con fibra (empleando una viga cargada en los tercios). EFNARC 293

6.5 Resultados y análisis de ensayos secundarios 296
6.5.1 Ataque químico por sulfato de sodio. INV E-220-13 e INV E-410-13. 296
6.5.2 Permeabilidad 300

6.6 Análisis general de resultados 303
6.6.1 Análisis de resultados de ensayos con combinación de fibras 305
6.6.2 Selección de combinación recomendada 307
6.6.3 Correlación ensayo tenacidad panel y tenacidad Barcelona 312
6.6.4 Comparación de las mediciones con correlaciones bibliográficas 315

6.7 Aplicación de la investigación 316
6.7.1 Aplicación en diseño de soporte y revestimiento de túneles 316
6.7.2 Control de calidad en construcción de soporte y revestimiento de túneles 321

6.8 Recomendaciones y limitaciones 321

Conclusiones 322

Referencias Bibliográficas 327

Índice de tablas

Tabla 1.1-1 Clasificación geológica de las rocas. 34

Tabla 1.1-2 Clasificación de la roca intacta según su grado de meteorización. 35

Tabla 1.1-3 Clasificación mecánica de la roca intacta – Deere & Miller. 35

Tabla 1.1-4 Clasificación mecánica de la roca intacta - Otros autores. 36

Tabla 1.1-5 Clasificación mecánica de la roca intacta según su módulo relativo - Deere & Miller. 36

Tabla 1.1-6 Clasificación del macizo rocoso según el índice RQD. 38

Tabla 1.1-7 Clasificación del macizo rocoso según el índice de velocidad relativa. 38

Tabla 1.1-8 Carta para determinar el valor del índice GSI. 39

Tabla 1.1-9 Parámetros de clasificación del macizo rocoso – RMR (Bieniawski 1989). 41

Tabla 1.1-10 Factores de corrección por orientación de discontinuidades – RMR (Bieniawski). 41

Tabla 1.1-11 Clasificación del macizo rocoso – RMR (Bieniawski). 42

Tabla 1.1-12 Clasificación del macizo rocoso – Q (Barton). 43

Tabla 1.1-13 Índice de diaclasado, Jn – Q (Barton). 43

Tabla 1.1-14 Índice de rugosidad de las discontinuidades, Jr – Q (Barton). 44

Tabla 1.1-15 Índice de alteración de las discontinuidades, Ja – Q (Barton). 45

Tabla 1.1-16 Coeficiente de influencia del estado de esfuerzos, SRF – Q (Barton). 46

Tabla 1.1-17 Factor de reducción por la presencia de agua, Jw – Q (Barton). 47

Tabla 1.3-1 Comportamiento del terreno blando según el factor de estabilidad Ncrit. 53

Tabla 1.3-2 Tipo de falla del terreno según el material que lo compone. 54

Tabla 2.1-1 Tipo de soporte según el terreno. 65

Tabla 2.1-2 Factor ESR. 68

Tabla 2.1-3 Sostenimiento requeridos según RMR (Bieniawski). 70

Tabla 3.3-1 Comparación de ensayos a tracción. 167

Tabla 3.4-1 Tolerancias para asentamiento ASTM C1116-97. 173

Tabla 3.4-2 Recomendaciones sobre materiales. 185

Tabla 3.4-3 Recomendaciones sobre proceso y parámetros de control. 186

Tabla 3.5-1 Factor del número de muestras. 202

Tabla 3.5-2 Comparación de expresiones metodologías cálculo momentos resistentes 207

Tabla 3.5-3 Ejemplo comparativo de metodologías de cálculo 208

Tabla 4.1-1 Resumen de resultados Documento 1 - investigación Gupta 2002. 221

Tabla 4.1-2 Resumen de resultados Documento 2 - investigación Moghimi (2014). 224

Tabla 4.1-3 Resumen de resultados Documento 3 - investigación Othman, Ghazali, Jamerman e Ibrahim (2010). 226

Tabla 4.1-4 Resumen de resultados Documento 4 - investigación Singh, Singh y Bajaj (2010). 227

Tabla 4.1-5 Resumen de resultados Documento 5 - investigación Annadurai y Ravichandran (2016). 228

Tabla 5.1-1 Tenacidad requerida según tipo de terreno. 232

Tabla 5.1-2 Definición de dosificación. 233

Tabla 5.4-1 Número de capas según diámetro del cilindro. 240

Tabla 5.4-2 Número de golpes para compactar según el diámetro del cilindro. 240

Tabla 5.5-1 Grado de permeabilidad. 246

Tabla 6.2-1 Cantidades por metro cúbico. 251

Tabla 6.4-1 Resumen resultados ensayo tenacidad en paneles cuadrados. 266

Tabla 6.4-2 Resumen resultados ensayo resistencia a compresión concreto sin refuerzo. 280

Tabla 6.4-3 Resumen resultados ensayo resistencia a compresión concreto reforzado con fibras 281

Tabla 6.4-4 Resumen resultados ensayo de módulo de elasticidad estático. 284

Tabla 6.4-5 Resumen resultados ensayo de relación de Poisson. 286

Tabla 6.4-6 Resumen resultados ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. 288

Tabla 6.4-7 Resumen de resultados de ensayo de resistencia a flexión. 295

Tabla 6.5-1 Resistencia a compresión en muestras sometidas al ataque químico. 298

Tabla 6.5-2 Resultados de resistencia a compresión de muestras de control y muestras sometidas al ataque químico. 299

Tabla 6.5-3 Resumen resultados ensayo de permeabilidad. 301

Tabla 6.5-4 Resumen resultados ensayos efectuados a las muestras sometidas a ensayo de permeabilidad. 302

Tabla 6.6-1 Resumen general de resultados de ensayos. 304

Tabla 6.6-2 Resumen de resultados. 307

Tabla 6.6-3 Cantidades de fibra por peso y volumen de cada combinación. 310

Tabla 6.6-4 Cantidades de fibra por peso y volumen de la combinación recomendada. 311

Tabla 6.6-5 Comparación resultados y correlaciones existentes. 315

Tabla 6.7-1 Resumen de resultados parámetros del soporte. 319

Índice de figuras

Figura 1.1-1 Sección transversal túneles cortos vía Bogotá - Villavicencio. 24

Figura 1.1-2 Sección transversal típica de túneles con impermeabilización y revestimiento. 26

Figura 1.1-3 Tipos de máquinas tuneladoras. 27

Figura 1.1-4 Sección de túnel carretero excavado con tuneladora. 28

Figura 1.1-5 Puertas Alemanas Mina de sal de Nemocón. 28

Figura 1.1-6 Perfiles de meteorización de diferentes autores. 31

Figura 1.3-1 Evolución del proceso de creep en el tiempo. 57

Figura 1.3-2 Criterio de Mohr Coulomb. 58

Figura 1.3-3 Criterio de Hoek – Brown. 60

Figura 2.1-1 Soporte preliminar – Sistema Q (Barton). 69

Figura 2.1-2 Longitud de avance – RMR (Bieniawski). 69

Figura 2.1-3 Curva característica del terreno y el soporte. 71

Figura 2.1-4 Curva característica del terreno. 72

Figura 2.1-5 Intervalos elástico y plástico de la curva característica. 73

Figura 2.1-6 Curva característica del terreno. 75

Figura 2.1-7 Curva característica del soporte. 76

Figura 2.1-8 Componentes del factor de seguridad. 77

Figura 2.1-9 Modelación con elementos finitos – Programa Phase2. 81

Figura 2.1-10 Cálculo de asentamientos en terrenos duros. 82

Figura 2.1-11 Relación entre curva de soporte y terreno. 91

Figura 2.2-1 Construcción revestimiento en concreto vaciado en obra. 97

Figura 2.2-2 Dovelas de concreto prefabricadas. 100

Figura 2.2-3 Revestimiento en concreto lanzado. 103

Figura 2.3-1 Reparación con concreto lanzado. 105

Figura 3.1-1 Variación de la curva carga – deformación con acero y fibra de refuerzo (EFNARC). 107

Figura 3.1-2 Aplicación de concreto lanzado. 108

Figura 3.1-3 Aplicación de concreto lanzado vía seca. 110

Figura 3.1-4 Aplicación de concreto lanzado vía semihúmeda. 110

Figura 3.1-5 Aplicación de concreto lanzado vía húmeda. 111

Figura 3.1-6 Fibras. 115

Figura 3.1-7 Macrofibras metálicas. 115

Figura 3.1-8 Macrofibras sintéticas. 116

Figura 3.2-1 Mecanismo de refuerzo de las fibras. 120

Figura 3.2-2 Mecanismo de falla de las fibras. 120

Figura 3.2-3 Variación de la ductilidad de acuerdo con la dosificación de fibras. 128

Figura 3.2-4 Comportamiento carga-deflexión con respecto a la dosificación de fibra. 129

Figura 3.2-5 Comportamiento a creep diferentes tipos de fibras. 132

Figura 3.2-6 Fisuras por asentamiento plástico. 133

Figura 3.2-7 Fisuración por contracción térmica. 134

Figura 3.2-8 Efecto de corrosión en CRF. 140

Figura 3.2-9 Incremento de la degradación del hormigón con el aumento de la temperatura. 142

Figura 3.2-10 Comparación de comportamiento de refuerzo con fibras sintéticas y metálicas. 146

Figura 3.2-11 Comparación de comportamiento de refuerzo con fibras sintéticas, metálicas y malla. 147

Figura 3.3-1 Ensayos de caracterización de concreto reforzado con fibras. 150

Figura 3.3-2 Montaje del ensayo de tracción indirecta – Método Brasileño. 151

Figura 3.3-3 Montaje del ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. 152

Figura 3.3-4 Curva típica resultado del ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. 153

Figura 3.3-5 Comportamiento de deformación circunferencial y desplazamiento del pistón, ensayo Barcelona. 154

Figura 3.3-6 Montaje y ejecución del ensayo ASTM C1609. 157

Figura 3.3-7 Curva típica y parámetros resultantes del ensayo ASTM C1609. 158

Figura 3.3-8 Esquema de montaje del ensayo EFNARC. 159

Figura 3.3-9 Curva típica obtenida con el ensayo EFNARC. 159

Figura 3.3-10 Configuración del ensayo NBN B 15-238. 160

Figura 3.3-11 Montaje del ensayo RILEM TC 162-TDF. 161

Figura 3.3-12 Curva de carga vs CMOD ensayo RILEM TC 162-TDF. 161

Figura 3.3-13 Montaje del ensayo UNE-EN 14651:2007+A1. 162

Figura 3.3-14 Montaje para ensayo NTC 5721. 163

Figura 3.3-15 Curva típica del ensayo NTC 5721. 164

Figura 3.3-16 Montaje del ensayo ASTM C1550. 164

Figura 3.3-17 Curva típica obtenida en con el ensayo ASTM C1550. 165

Figura 3.3-18 Muestras de concreto expuestas a fuego. 166

Figura 3.3-19 Correlación entre ensayos y parámetros. 169

Figura 3.3-20 Correlación ensayo ASTM C1609 y Barcelona. 170

Figura 3.3-21 Correlación ensayos NBN B 15-238 y Barcelona. 171

Figura 3.3-22 Correlación ensayos EN 14651 y NBN 15-238. 171

Figura 3.4-1 Franja recomendada de gradación EFNARC. 180

Figura 3.5-1 Viga simplemente apoyada con diagramas de cortante y momento. 187

Figura 3.5-2 Fuerzas y momentos actuantes en sección de viga. 188

Figura 3.5-3 Fuerzas actuantes en sección de viga. 188

Figura 3.5-4 Diagrama de esfuerzos en la cara de la sección transversal de la viga. 189

Figura 3.5-5 Diagrama de deformaciones y esfuerzos en la cara de la sección transversal de la viga. 189

Figura 3.5-6 Diagrama de deformaciones y esfuerzos cerca a la carga última y ficticia. 190

Figura 3.5-7 Diagrama de distribución de esfuerzos y deformaciones a flexión. 192

Figura 3.5-8 Diagrama de distribución de esfuerzos y deformaciones en materiales idealmente elasto-plásticos en la falla. 192

Figura 3.5-9 Espesores preliminares basados en casos históricos. 195

Figura 3.5-10 Diagrama de distribución de esfuerzos real y asumido. 196

Figura 3.5-11 Curva típica y parámetros resultantes del ensayo ASTM C1609. 199

Figura 3.5-12 Curva de carga vs CMOD ensayo RILEM TC 162-TDF. 202

Figura 3.5-13 Diagramas de esfuerzos vs deformaciones unitarias 203

Figura 3.5-14 Diagramas de distribución de esfuerzos RILEM. 203

Figura 3.5-15 Diagrama de distribución de esfuerzos real y asumido. 204

Figura 3.6-1 Sección típica túnel Buenavista. 211

Figura 3.6-2 Sección típica túnel de La Línea. 212

Figura 3.6-3 Sección típica túnel Alterno de Usaquén. 215

Figura 3.6-4 Tratamiento efectuado al túnel. 216

Figura 4.1-1 Combinación con macro fibras de acero y microfibras de polipropileno. 222

Figura 4.1-2 Combinación con macro fibras de polipropileno y microfibras de polipropileno. 223

Figura 4.1-3 Resultados de resistencia a compresión. 224

Figura 4.1-4 Resultados de resistencia a compresión. 225

Figura 5.1-1 Variación de tenacidad – dosificación fibras. 232

Figura 5.1-2 Resultados de ensayos de tenacidad en panel cuadrado existentes. 233

Figura 5.4-1 Ejemplo de parte del cálculo área bajo la curva (Tenacidad). 239

Figura 5.6-1 Criterios de desempeño seguro e inseguro. 247

Figura 5.6-2 Parámetros de evaluación. 247

Figura 6.1-1 Cemento empleado. 249

Figura 6.1-2 Agregados empleados. 249

Figura 6.1-3 Fibras empleadas. 250

Figura 6.3-1 Medios de curado empleados. 253

Figura 6.4-1 Montaje y ejecución del ensayo de tenacidad en panel. 253

Figura 6.4-2 Distribución de las fibras dentro de la mezcla y mecanismo de falla. 254

Figura 6.4-3 Distribución de las fibras en concreto lanzado. 255

Figura 6.4-4 Panel 1 y panel 7 después del ensayo. 256

Figura 6.4-5 Variación de carga y energía panel 1 y panel 7. 256

Figura 6.4-6 Panel 2 y panel 8 después del ensayo. 257

Figura 6.4-7 Variación de carga y energía panel 2 y panel 8. 257

Figura 6.4-8 Panel 3 y panel 9 después del ensayo. 258
Figura 6.4-9 Variación de carga y energía panel 3 y panel 9. 258
Figura 6.4-10 Pane10 después del ensayo. 259
Figura 6.4-11 Variación de carga y energía panel 10. 259
Figura 6.4-12 Panel 11 después del ensayo (Dosificación: 40kg/m3). 260
Figura 6.4-13 Variación de carga y energía panel CHO-40kg/n^3 y panel 11. 260
Figura 6.4-14 Panel 4 y panel 12 después del ensayo (20%-80%; 0.5-33kg/m^3). 261
Figura 6.4-15 Variación de carga y energía panel 4 y panel 12. 261
Figura 6.4-16 Panel 5 y panel 13 después del ensayo (30%-70%; 0.8-22kg/m^3). 262
Figura 6.4-17 Variación de carga y energía panel 5 y panel 13. 262
Figura 6.4-18 Panel 6 y panel 14 después del ensayo (40%-60%; 1.7-20kg/m^3) . 263
Figura 6.4-19 Variación de carga y energía panel 6 y panel 14. 263
Figura 6.4-20 Variación de carga y energía panel PP65-8kg/m^3. 264
Figura 6.4-21 Variación de carga y energía paneles 100% fibra metálica. 265
Figura 6.4-22 Variación de carga y energía paneles 100% fibra sintética. 265
Figura 6.4-23 Carga vs deformación para 1000J. 267
Figura 6.4-24 Carga vs deformación para 1200J. 268
Figura 6.4-25 Definición de puntos de interés. 269
Figura 6.4-26 Comparativo resultados. 270
Figura 6.4-27 Comparativo resultados por combinación A. 272
Figura 6.4-28 Comparativo resultados por combinación B. 273
Figura 6.4-29 Comparativo resultados nivel de tenacidad de 1000J. 274
Figura 6.4-30 Comparativo resultados nivel de tenacidad de 1200J. 276
Figura 6.4-31 Comparativo de tenacidad y carga vs dosificación. 277
Figura 6.4-32 Análisis de alternativas, variación de tenacidad por peso para 1000J. 278
Figura 6.4-33 Análisis de alternativas, variación de tenacidad por peso para 1200J. 278
Figura 6.4-34 Variación de tenacidad y carga con fibra metálica. 279
Figura 6.4-35 Variación de tenacidad y carga con fibra sintética. 279

Figura 6.4-36 Montaje y ejecución del ensayo de resistencia a compresión en cilindros. 280

Figura 6.4-37 Evolución de la resistencia a compresión en el tiempo del concreto simple. 280

Figura 6.4-38 Carga máxima en ensayo de resistencia a compresión. 281

Figura 6.4-39 Resistencia a compresión en concreto reforzado con fibras. 282

Figura 6.4-40 Resistencia a compresión en concreto reforzado con fibras metálicas o sintéticas. 283

Figura 6.4-41 Montaje y ejecución del ensayo de módulo de elasticidad estático. 283

Figura 6.4-42 Variación del módulo de elasticidad. 284

Figura 6.4-43 Curvas esfuerzo – deformación del ensayo de módulo de elasticidad. 285

Figura 6.4-44 Módulo de elasticidad para fibra metálica o sintética. 285

Figura 6.4-45 Relación de Poisson. 286

Figura 6.4-46 Montaje y ejecución del ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. 287

Figura 6.4-47 Variación de la deformación axial en el ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. 288

Figura 6.4-48 Variación de la deformación circunferencial en ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. 289

Figura 6.4-49 Resultados ensayos refuerzo con fibra metálica – Método Barcelona. 289

Figura 6.4-50 Comportamiento refuerzo con fibra metálica – Método Barcelona. 290

Figura 6.4-51 Resultados ensayo refuerzo con fibra sintética – Método Barcelona. 291

Figura 6.4-52 Comportamiento refuerzo con fibra sintética – Método Barcelona. 291

Figura 6.4-53 Resultados nivel de tenacidad de 1000J. 292

Figura 6.4-54 Resultados nivel de tenacidad de 1200J. 292

Figura 6.4-55 Montaje del ensayo. 293

Figura 6.4-56 Proceso de ejecución del ensayo. 294

Figura 6.4-57 Variación de la carga y la deflexión en el ensayo de flexión. 294

Figura 6.4-58 Comparativo de la variación de la carga y la deflexión en el ensayo de flexión. 295

Figura 6.4-59 Resistencia a flexión. 295

Figura 6.5-1 Preparación de la solución y las muestras. 296
Figura 6.5-2 Preparación de las muestras y ejecución del ensayo. 296
Figura 6.5-3 Muestras antes y después del ensayo. 297
Figura 6.5-4 Muestra C4 antes y después del ensayo. 297
Figura 6.5-5 Muestra E2 antes y después del ensayo. 297
Figura 6.5-6 Muestra E10 antes y después del ensayo. 298
Figura 6.5-7 Muestra C13 antes y después del ensayo. 298
Figura 6.5-8 Resistencia a compresión en muestras sometidas al ataque químico. 299
Figura 6.5-9 Comparativo resultados resistencia a compresión. 300
Figura 6.5-10 Montaje del ensayo de permeabilidad y muestras preparadas. 300
Figura 6.5-11 Variación de la profundidad de penetración. 303
Figura 6.6-1 Parámetros de evaluación. 305
Figura 6.6-2 Curva comparativa con combinación de fibras. 305
Figura 6.6-3 Resumen resultados resistencia a compresión y módulo elasticidad. 306
Figura 6.6-4 Análisis económico por dosificación en peso. 308
Figura 6.6-5 Análisis técnico de alternativas, variación de tenacidad por peso para 1000J. 308
Figura 6.6-6 Análisis económico por tenacidad para 1000J. 309
Figura 6.6-7 Análisis técnico de alternativas, variación deformación por peso para 1200J. 309
Figura 6.6-8 Análisis económico por tenacidad para 1200J. 310
Figura 6.6-9 Comparativo tenacidad panel y Barcelona 1000J – fibras metálicas. 312
Figura 6.6-10 Comparativo resultados panel y Barcelona 1000J – fibras sintéticas. 312
Figura 6.6-11 Comparativo carga máxima panel y Barcelona 1000J – fibras metálicas. 313
Figura 6.6-12 Comparativo carga máxima panel y Barcelona 1000J – fibras sintéticas. 313
Figura 6.6-13 Correlación preliminar entre tenacidades. 314
Figura 6.6-14 Carta preliminar de relación tenacidad – dosificación. 315
Figura 6.7-1 Curva característica soporte flexible, rígido y del terreno. 316
Figura 6.7-2 Curva característica de terreno y soporte. 317

Figura 6.7-3 Curva característica soporte con fibras. 317

Figura 6.7-4 Curva característica cuando se presenta creep en el terreno. 318

Figura 6.7-5 Curva característica para concreto con fibras. 318

Figura 6.7-6 Comparación de parámetros del soporte. 320

Índice de anexos

Anexo 1 Ensayos de calidad de los materiales 334
Anexo 2 Diseño de mezcla 337
Anexo 3 Resultados de los ensayos de laboratorio.....342

Introducción

Durante el proceso de excavación de un túnel es necesaria su estabilización por medio de un soporte primario, al que posteriormente se integra un revestimiento que complementa los requisitos necesarios para su operación. El ingeniero geotecnista define el tipo de material y dimensiones tanto del soporte como del revestimiento.

El soporte y revestimiento deben proporcionar apoyo estructural, control del flujo de agua, seguridad en el frente de avance, protección contra fuego, gases, etc. y otros requisitos técnicos tales como ajustarse a una sección de operación.

Tradicionalmente el concreto en túneles se reforzaba con malla, sin embargo, el uso de las fibras ha aumentado debido a que permite disminuir los tiempos de exposición del terreno sin soporte, espesores y costos en mano de obra, logrando así una optimización del ciclo de construcción.

De acuerdo con sus dimensiones y la función que desempeñan, las fibras se dividen en microfibras y macrofibras. Las microfibras previenen la fisuración por contracción plástica del concreto y proporcionan protección contra fuego. Las macrofibras principalmente controlan la fisuración por contracción de secado y proveen ductilidad y tenacidad al concreto. A su vez, las macrofibras, de acuerdo con el material que las compone y geometría entre otras características, imparten en diferentes medidas ciertas características al concreto. Por ejemplo, las macrofibras de acero proporcionan mayor ductilidad, mientras que las macrofibras de polipropileno permiten obtener mayor tenacidad.

En el medio es común el empleo de cada tipo de fibra por separado, pero raramente se han empleado de manera combinada. Por esta razón, la pregunta que motivó la investigación fue:

¿Es posible mejorar el desempeño del concreto lanzado empleado como soporte y revestimiento en túneles, mediante el empleo combinado de fibras metálicas y sintéticas?

El objetivo principal de la investigación fue analizar el comportamiento del concreto reforzado simultáneamente con fibras metálicas y sintéticas.

El proyecto se desarrolló por medio de tres etapas que comprendieron la recolección de información preliminar, ejecución de ensayos de laboratorio y análisis de los resultados obtenidos.

A continuación, se presenta en primer lugar el resultado de la revisión bibliográfica acerca del estado del conocimiento sobre el concreto reforzado con fibras para soporte y revestimiento de túneles, posteriormente, se incluye la metodología empleada y finalmente tanto los resultados como las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

Capítulo 1

Conceptos generales sobre túneles

1.1. Conceptos generales sobre túneles

1.1.1 Conceptos básicos

Un túnel se define como una obra subterránea que comunica dos puntos y está destinada al transporte de personas o materiales (Gil, 2017). Existen túneles viales, férreos, hidráulicos, de redes, mineros, entre otros. Se caracterizan desde el punto de vista de la geotecnia por su sección, perfil longitudinal, trazado, pendientes, excavaciones adyacentes, portales y accesos.

Un túnel se considera micro túnel cuando la máquina perforadora se opera a control remoto, se emplea un sistema de guiado mediante láser o giroscopio, para el avance se utiliza un sistema de gateo y se proporciona una presión continua en el frente para equilibrar las presiones de tierras y agua (Uribe, 2010). Los recubrimientos de este tipo de túneles deben tener la capacidad de ser hincados debido a que los tubos se almacenan cerca de la obra, se ubican en su posición con una grúa y se empujan con gatos hidráulicos.

Los túneles viales proporcionan continuidad del tránsito y reducen la alteración de la estabilidad geotécnica del suelo, en comparación con cortes en cajón y a media ladera que se emplean en los trazados de carreteras.

El diseño geométrico en planta de un túnel vial debe tener en cuenta la localización de los portales y accesos, visibilidad en curvas, distancias de parada, curvas horizontales, conexiones interiores y demás condiciones de operación. La localización de los portales debe hacerse de tal manera que se eviten zonas inestables y lo más perpendiculares a los planos de estratificación, fallas, etc. Así mismo, los portales deben localizarse de tal manera que sean visibles por el usuario al menos 15 segundos antes de su ingreso.

La sección transversal de servicio debe incluir un ancho de calzada adecuado para la circulación de los vehículos, bermas, gálibo (altura libre), andenes, espacios para instalación de equipos, nichos y bahías de parqueo. En la figura 1.1-1 se puede observar la sección típica de los túneles cortos en la vía Bogotá-Villavicencio.

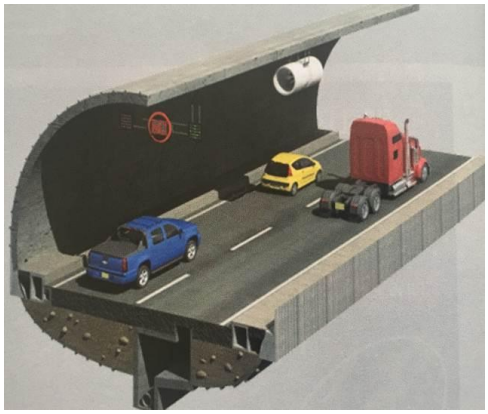


Figura 1.1-1 Sección transversal túneles cortos vía Bogotá - Villavicencio. Fuente: (Dávila, 2010).

El diseño geométrico en perfil de un túnel vial debe tener en cuenta aspectos como el drenaje, emisión de gases y además curvas verticales. Se deben evitar curvas verticales cóncavas que permitan la acumulación de agua. Así mismo, se debe tener en cuenta que la emisión de gases contaminantes aumenta con la pendiente a la vez que se reduce la velocidad de operación.

Cuando se realiza la excavación de un túnel tienen lugar cambios en el estado tensional del terreno por efecto de la pérdida de confinamiento. De acuerdo con el tipo de terreno, es posible que su estabilización sólo pueda garantizarse por medio del empleo de un soporte. Por lo tanto, se define como soporte o sostenimiento al conjunto de elementos que contribuyen a la estabilización de una excavación, teniendo en cuenta el estado de esfuerzos que ésta induce. Generalmente, se colocan inmediatamente después de la excavación con el fin de evitar desprendimientos, limitar convergencias o deformaciones de la superficie, resistir empujes adicionales producidos por nivel freático, empujes de fallas, terrenos expansivos, asegurar funcionalidad y albergar instalaciones. Es decir, que el soporte debe garantizar la estabilidad general de la excavación, así como una estabilidad a corto plazo que garantice la seguridad de los trabajadores durante el avance del frente. Finalmente, los túneles se cubren con una capa llamada revestimiento.

En el diseño de túneles viales se tienen dos conceptos en el mundo: el primero considera que durante la excavación se instalan elementos como concreto lanzado, pernos, anclajes, arcos, etc. como soporte estructural y no se tiene en cuenta el aporte del revestimiento final. En el segundo, se desprecia el aporte del soporte primario y se diseña el revestimiento de manera que resista la totalidad de las presiones del terreno. En Colombia se emplea generalmente, el primer criterio.

El soporte actúa como una membrana que redistribuye las cargas entregadas por el terreno. El incremento en la flexibilidad permite al soporte ajustarse más fácilmente al terreno que se ha desplazado durante la colocación de los elementos que soportan la carga.

Normalmente, el revestimiento se conforma después de que se ha estabilizado con el soporte o sostenimiento, por lo que en el diseño se considera que el revestimiento no soporta cargas a corto plazo, sino a largo plazo, cuando se presenta el deterioro del terreno o los elementos de soporte y además garantiza que el túnel cumpla con la función para la cual fue diseñado, proporcionando un acabado apropiado.

El revestimiento debe contar con un adecuado factor de seguridad o la confiabilidad establecida para la obra, absorbiendo las cargas a largo plazo definidas en el diseño. Cuando de acuerdo con el diseño no se requiera refuerzo para absorber solicitaciones de tracción, se emplea el refuerzo necesario únicamente para controlar la fisuración por retracción.

En la siguiente figura es posible observar una sección típica de túnel con revestimiento en concreto convencional:

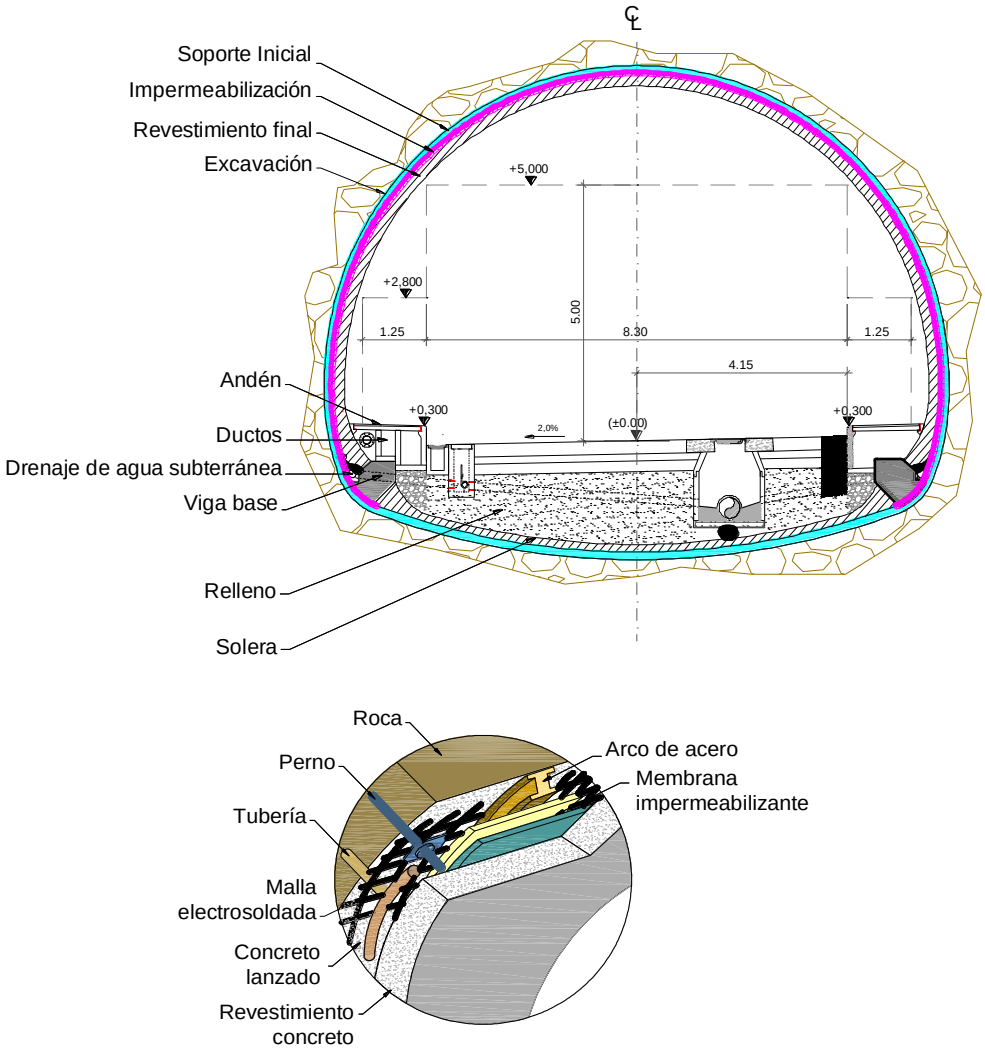


Figura 1.1-2 Sección transversal típica de túneles con impermeabilización y revestimiento. Fuente Adaptado de (Sika,1999).

El cálculo de la estabilidad de un túnel, consiste en la predicción de la convergencia esperada y la subsidencia generada en la superficie. El comportamiento de una excavación depende de:

- Las características geomecánicas del sitio.
- Proceso constructivo adoptado.

El sistema de soporte seleccionado depende del método de excavación, de las condiciones geológicas y geotécnicas del macizo y de la roca intacta. Las dimensiones del soporte y revestimiento se definen teniendo en cuenta consideraciones sobre:

- Agua
- Facilidad constructiva
- Finalidad del túnel

El revestimiento de los túneles hidráulicos depende del tipo de excavación y del diámetro. Cuando se trata de túneles a presión, adicionalmente, debe soportar las presiones internas.

La excavación de un túnel puede llevarse a cabo por medio de perforación y voladura o con tuneladoras. Entre los equipos más eficientes se encuentran las tuneladoras tipo TBM (*Tunnel Boring Machine*) que excavan a sección completa. Cuentan con una cabeza giratoria dotada de elementos de corte de diámetro ligeramente mayor que el túnel, con el fin de instalar posteriormente dovelas que forman anillos de concreto conformando así el soporte y revestimiento del túnel.

Dependiendo del terreno pueden emplearse tuneladoras con o sin escudo. Las tuneladoras con escudo son capaces de excavar en cualquier terreno, bajo nivel freático y a cualquier profundidad; sin embargo, requieren de una inversión inicial alta y el inicio de los trabajos depende de la disponibilidad de la tuneladora en la obra. En la siguiente figura se muestran los diferentes tipos de máquinas tuneladoras empleadas para líneas de conducción de agua:

Figura 1.1-3 Tipos de máquinas tuneladoras. Fuente: (Schmaeh, 2017).

Cuando se realiza la excavación con máquina tuneladora tipo “escudo”, se emplean dovelas prefabricadas. Cuando se excava con máquina tuneladora tipo TBM y excavación tradicional, se emplea un sostenimiento convencional compuesto por concreto lanzado, pernos o anclajes y arcos de acero.

A continuación, se presenta una sección típica de túnel vial excavado con tuneladora:

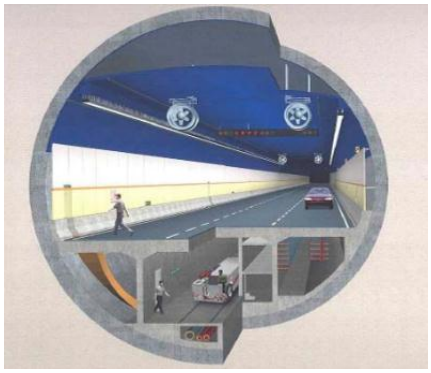


Figura 1.1-4 Sección de túnel carretero excavado con tuneladora. Fuente: (US Department of Transportation FHWA, 2009).

Los tipos de soporte comúnmente empleados en túneles son:

- La masa de roca misma
- Sistemas flexibles: Pernos (esporádicos o sistemáticos), cerchas, concreto lanzado (reforzado con malla o fibra).
- Sistemas semiflexibles: Anillos de secciones prefabricadas.
- Complementarios: Enfilajes e inyecciones.

1.1.2 Antecedentes históricos

El origen de los túneles se remonta a la edad media, cuando para fines de minería se comenzaron a emplear elementos como pilares, marcos de madera, y empalizados (Puertas Alemanas) para el soporte de túneles, pozos y galerías de explotación. En Colombia, las primeras obras de este tipo fueron llevadas a cabo en las Carboneras de San Jorge, en las cuales se explotaba carbón y se emplearon las Puertas Alemanas como soporte. La figura 1.1-5 muestra esquemáticamente la configuración de las Puertas Alemanas.

Figura 1.1-5 Puertas Alemanas Mina de sal de Nemocón. Fuente: La autora.

Los primeros túneles viales se construyeron entre los siglos XVI a XIX entre Sogamoso y Yopal, se trata de dos túneles con longitud inferior a 25m.

El desarrollo ferroviario entre el siglo XIX y XX dio inicio a la construcción de túneles, el más importante de esta época fue el túnel de La Quiebra inaugurado en 1929 con 3.7km de longitud. El concreto se empleó a finales del siglo XIX en túneles férreos y a comienzos del siglo XX en túneles hidráulicos. A raíz del aumento de los automóviles y centros urbanos se comenzaron a desarrollar las carreteras, y debido a la orografía

Colombiana fue necesario el empleo de túneles. En algunos casos se emplearon túneles de antiguas vías férreas adaptados para carreteras de tráfico vehicular.

Las décadas de los 70s y 80s supusieron un gran desarrollo en proyectos hidroeléctricos, que trajeron consigo numerosas vías de acceso y túneles asociados. Los principales túneles de carretera se construyeron como consecuencia de la Central Hidroeléctrica de Chivor y de la Central Hidroeléctrica del Guavio.

A finales del siglo XX y principios del XXI se inauguran los túneles del Boquerón con 2.4km y Buenavista con 4.5km sobre la vía Bogotá – Villavicencio y el túnel de Occidente con 4.6km. Actualmente, los principales túneles carreteros que se encuentran en construcción son los túneles de La Línea y los túneles de la segunda calzada de la vía Bogotá – Villavicencio. Así mismo, se encuentran en fase de diseño y ejecución proyectos como el corredor Mariquita – Manizales, que incluye al menos 50 túneles cortos y túneles largos con longitudes entre 8.1 y 14.4km; el corredor Buenaventura Orinoquía con cerca de 75km de túneles; vía Mulaló – Loboguerrero y Cali – Dagua – Loboguerrero que incluye el túnel de Mulaló con longitud de 3.3km y 8 túneles cortos; Ruta del Sol tramo Tobiagrande – Villeta – El Korán que incluye 8 túneles; el corredor Bucaramanga – Cúcuta que tiene previsto el túnel del Picacho de 1km de longitud; y las Autopistas de la prosperidad que contemplan la construcción de túneles que suman una longitud de al menos 100km.

En los primeros diseños se consideraba el revestimiento como el único elemento estructural. El concreto lanzado fue inventado por *Carl E. Akeley* en 1907. A finales de la Segunda Guerra Mundial, *George Senn* inventó un equipo que permitía llevar a cabo el procedimiento por vía seca. A finales del siglo pasado fue desarrollado el Método Austriaco de Construcción de Túneles – NATM, que se basa en la idea de que el terreno interactúa con los demás elementos, formando parte del soporte.

Los túneles de pequeño diámetro se destinan generalmente al transporte de aguas y redes. Este sistema fue desarrollado por ingenieros japoneses en la década de 1970 como reemplazo de alcantarillados en zonas urbanas. En Suramérica los micro túneles aparecen en 1993 y en Colombia en 1999 para el Interceptor del Río Bogotá.

1.1.3 Tipos de terreno

La descripción del tipo de terreno se basa en el estudio de su estructura geológica (origen, historia geológica, estratificación, etc.), clasificación geológica y mineralogía. Con base en estos estudios se determinan las características del terreno y es posible determinar su respuesta esperable. Por lo tanto, el tipo de terreno determina no solo el tipo de soporte a emplear sino también el método de excavación y el avance del frente.

En geología el término “roca” se refiere a todos los depósitos, y el término “sedimentos no consolidados” (que en túneles se conocen como terrenos blandos), se refiere a depósitos de arcillas, limos, arenas y gravas.

La construcción de túneles en terrenos blandos y en roca es diferente, la principal diferencia es que las propiedades elásticas y de resistencia de la roca no se modifican considerablemente por la presencia de agua y permiten que el túnel sea auto soportante, contrario a lo que ocurre con los túneles en terrenos blandos, en los cuales la resistencia es muy baja y sus propiedades dependen de la presencia y comportamiento del agua en los poros.

Los suelos duros o rocas blandas cuentan con resistencia a compresión simple de muestras de roca intacta inferior a 10MPa, y presentan contenido de vacíos muy superior a una roca común.

Los sedimentos no consolidados son típicos de valles y llanuras en donde es común el establecimiento de ciudades, lo que hace usual la construcción de túneles en terrenos blandos. Dentro del perímetro urbano también se pueden tener túneles a baja profundidad o a través de zonas de relleno. Los túneles en montañas se excavan a través de lugares que han resistido erosión debido a la presencia de roca dura. En túneles bajo cuerpos de agua se puede tener cualquiera de los dos tipos de terreno.

Meteorización

Se conoce como meteorización a la desintegración y/o descomposición de los materiales geológicos en superficie, debido a alteraciones de las características y propiedades de los materiales, producidas por agentes químicos, físicos y biológicos.

Los procesos de meteorización están dados por factores climáticos como temperatura, humedad, precipitación, vientos, etc.

Dentro de los agentes físicos se encuentran:

- Hielo y deshielo.
- Gradientes de temperatura.
- Sales.
- Hidratación.
- Capilaridad.

Los procesos químicos se dan por presencia de agua, en función de la temperatura y son más críticos en zonas tropicales. El proceso incluye la formación de minerales o compuestos a partir de los minerales existentes. Los agentes químicos más comunes son:

- Disolución.
- Hidratación.
- Hidrólisis.
- Oxidación y reducción.

La acción biológica es producida por agentes bacterianos que inducen la putrefacción de materiales orgánicos y al mezclarse con otras partículas actúan como catalizadores.

El resultado de los procesos de meteorización de los macizos son los denominados suelos y se clasifican en:

- Suelos residuales: permanecen en su lugar de origen, se observa una transición gradual a roca.
- Suelos transportados: han sido transportados por procesos aluviales, eólicos, glaciares, etc.

Se denomina **saprolito** al macizo rocoso cuando aún conserva su estructura rocosa, aunque la matriz se haya alterado. La profundidad de meteorización depende de factores como el tipo de roca, el clima y tiempo de exposición a los agentes. El grado de meteorización del macizo se basa en el índice RQD y el valor del índice de velocidad sónica.

La acción de los procesos descritos da lugar al perfil de meteorización. A continuación, se presentan los perfiles propuestos por diferentes autores:

Perfil esquemático	Love (1951) Little (1961)	Vargas (1951)	Sowers (1954, 1963)	Chandler (1969)		Geological Soc. Eng. Group (1970)	Deere y Patton (1971)	
	Rocas ígneas	Ígneas, basálticas y areniscas	Ígneas y metamórficas	Margas y limolitas		Rocas ígneas	Ígneas y metamórficas	
	VI Suelo	Suelo residual	Zona superior	V completamente alterada		VI Suelo residual	Horizonte IA	
				Parcialmente alterada	IV		Suelo	Horizonte IB
	V Completamente alterada	Suelo residual joven	Zona intermedia			V Completamente alterada		Horizonte IC (Saprolito)
					III			
	IV Altamente alterada	Capas de roca desintegrada	Zona parcialmente alterada			IV Altamente alterada	Zona de transición	IIA Transición con roca meteorizada saprolito
	II Moderadamente alterada				II	III Moderadamente alterada		
	II Algo alterada					II Debilmente alterada		IIB Parcialmente meteorizada
						IB Muy poco alterada		
	I Roca sana	Roca Sana	Roca inalterada	I Roca inalterada		IA Roca sana	Roca Sana	

Figura 1.1-6 Perfiles de meteorización de diferentes autores. Fuente: (González, 2002).

1.1.4 Suelos

Los suelos provienen de la meteorización de macizos rocosos. Pueden definirse como un conjunto de minerales, unidos por fuerzas débiles de contacto normales o tangenciales a las superficies de las partículas adyacentes, separables por medios mecánicos de poca energía o por agitación en agua (González, 2002). Se caracterizan por:

- Contener partículas de diverso origen que se consideran indeformables.

- Estar compuestos por granulometrías que varían de gruesos a finos.
- Contar con una fábrica y estructura.
- Presentar poros que pueden contener agua en diferentes niveles.
- Considerarse que las deformaciones del conjunto, se deben a giros y desplazamientos relativos de las partículas y por la expulsión de agua.

Dentro de los componentes del suelo puede haber contenido de materia orgánica que es muy deformable, sales, carbonatos, etc.

La respuesta del suelo depende de:

- La proporción de materia sólida por volumen unitario.
- El tamaño y distribución de las partículas.
- Volumen de poros.
- Tamaño medio de los poros.

En los suelos es necesario analizar:

- Deformabilidad inducida por las cargas y acciones externas.
- Consolidación producida por el flujo del agua al interior del suelo.

El término suelo se aplica a las gravas, arenas, limos, arcillas y depósitos aluviales. Los suelos se clasifican según su granulometría en:

a. Suelos granulares: Gravas y arenas.
b. Suelos finos: Limos y arcillas.
c. Suelos orgánicos.

a. Suelos granulares

Los suelos granulares incluyen las gravas y las arenas:

- ✓ Gravas: cuentan con tamaño de grano entre 76.2mm y 4.75mm, sus granos son observables a simple vista y no retienen el agua.
- ✓ Arenas: el tamaño de las partículas varía entre 4.75mm y 0.75mm, son observables a simple vista y se separan del agua con facilidad.

Los suelos granulares tienden a fluir hasta encontrar su ángulo de reposo y pueden ser arrastrados por agua si no se encuentran cementados, por lo tanto, es necesario emplear algún tipo de soporte. Si se encuentran compactos se desarrollará el efecto de arco. Cuentan con baja o nula resistencia a tensión y cohesión. En túneles, si hay agua fluyendo en el frente puede arrastrar finos y aflojar el terreno, por lo que es importante abatir el nivel del agua.

b. Suelos finos

Los suelos finos están conformados por los limos y las arcillas, cuentan con tamaño de grano inferior a 0.075mm:

- ✓ Limos: sus propiedades cohesivas son sensibles al contenido de humedad y cuentan con rangos de humedad bajos, entre el límite plástico y el límite líquido. Con bajo contenido de humedad se comportan de manera frágil y se desmoronan, en contraste, con alto contenido de humedad se vuelven fluidos. Su permeabilidad permite que el agua se absorba y se expulse fácilmente.

- ✓ Arcillas: formadas por minerales silicatados que permiten el ingreso de agua a las moléculas, por lo que se pueden producir cambios de volumen que se recuperan cuando el agua se evapora; por lo tanto, cuentan con una capacidad de retención de agua elevada. Son materiales problemáticos en ingeniería dado que precisan de tiempos muy elevados de consolidación.

  Estos tipos de suelos cuentan con características de cohesión y de plasticidad favorables para una excavación. Su permeabilidad es baja, pero puede expandirse y ejercer una presión activa sobre el soporte o revestimiento en una excavación. La plasticidad le permite deformarse y fluir en el frente de avance, por lo tanto, se deben emplear elementos que permitan minimizar la deformación, con el fin de no permitir la alteración del terreno y el estado de esfuerzos. La presencia de agua puede ablandar la arcilla.

c. Suelos orgánicos

Pueden ser limos y arcillas orgánicos; se encuentran compuestos por material vegetal en descomposición, cuentan con permeabilidad baja y alta compresibilidad. El contenido orgánico genera gases tóxicos como dióxido de carbono, ácido sulfhídrico o metano; en estos casos es necesario el empleo de ventilación y control ante riesgo de explosión.

1.1.5 Roca intacta o matriz rocosa

Las rocas son agregados naturales duros y compactos de partículas minerales con fuertes uniones cohesivas permanentes, que habitualmente se consideran un sistema continuo. (González, 2002).

Las características de las rocas son:

- Generan mecanismos y superficies de fractura en procesos de deformación.
- Tienen módulos de deformación altos.
- Presentan baja permeabilidad.

Una discontinuidad es un plano de origen mecánico o sedimentario, que independiza bloques de matriz rocosa. Cuenta con baja o nula resistencia a tracción. Su

comportamiento mecánico está dado por su resistencia al corte o la del material de relleno.

La matriz rocosa o roca intacta es el material que no cuenta con discontinuidades o los bloques que quedan entre ellas. Presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo dado por su fábrica y microestructura mineral.

La roca intacta o matriz, se puede clasificar desde el punto de vista geológico o mecánico. La clasificación geológica de la roca intacta aporta información sobre su composición mineralógica, textura, fábrica, isotropía, anisotropía, tamaño de grano y relación de la litología con diferentes procesos geológicos. En el siguiente cuadro se presenta la clasificación de las rocas desde el punto de vista geológico:

Tabla 1.1-1 Clasificación geológica de las rocas.

Rocas sedimentarias	Detríticas	Cuarcita, arenisca, lutita, limolita, conglomerado.
	Químicas	Evaporitas, caliza dolomítica.
	Orgánicas	Caliza, carbón, rocas coralíferas.
Rocas ígneas	Plutónicas	Granito, gabro, diorita.
	Volcánicas	Basalto, andesita, riolita.
Rocas metamórficas	Masivas	Cuarcita, mármol.
	Foliadas o con esquistosidad	Pizarra, filita, esquisto, gneiss.

Fuente: (González, 2002).

Los procesos de meteorización afectan a la roca intacta (matriz rocosa) y al macizo rocoso. El grado de meteorización influye en la resistencia y propiedades mecánicas de la roca intacta y del macizo rocoso.

La meteorización física de la roca intacta produce su rotura y disgregación permitiendo la entrada de agua; mientras que la meteorización química provoca cambios mineralógicos y descomposición. Los efectos de la meteorización dependen de la composición de la roca.

Entre mayores sean las diferencias entre el ambiente de formación de la roca (temperatura y presión) y las condiciones a las que se encuentra expuesta, mayor será su facilidad de meteorización química; sin embargo, pueden ser más resistentes a la meteorización física.

La meteorización química ocasiona la reducción de la resistencia de la roca. La clasificación del grado de meteorización de la roca intacta se basa en descripciones visuales e índices. A continuación, se presenta la clasificación de la roca intacta, según su grado de meteorización:

Tabla 1.1-2 Clasificación de la roca intacta según su grado de meteorización.

Término	Descripción
Fresca	No se observan signos de meteorización en la matriz rocosa.
Decolorada	Se observan cambios en el color original de la matriz rocosa. Es conveniente indicar el grado de cambio. Si se observa que el cambio de color se restringe a uno o algunos minerales se debe mencionar.
Desintegrada	La roca se ha alterado al estado de un suelo, manteniéndose la fábrica original. La roca es friable, pero los granos minerales no están descompuestos.
Descompuesta	La roca se ha alterado al estado de un suelo, alguno o todos los minerales están descompuestos.

Fuente: (González, 2002).

Con el fin de incluir términos cuantitativos, además de la clasificación geológica, se emplea la clasificación mecánica, que incluye parámetros como la resistencia a compresión simple, con la cual se puede incluir el comportamiento mecánico.

Deere & Miller proponen la siguiente clasificación:

Tabla 1.1-3 Clasificación mecánica de la roca intacta – Deere & Miller.

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple	
		MPa	kg/cm²
A	Resistencia muy alta	>225	>2250
B	Resistencia alta	112-225	1120-2250
C	Resistencia media	56-112	560-1120
D	Resistencia baja	28-56	280-560
E	Resistencia muy baja	<28	<280

Fuente: (Gutiérrez, 2015).

Otras clasificaciones mecánicas son las siguientes:

Tabla 1.1-4 Clasificación mecánica de la roca intacta - Otros autores.

<table>
<tr><th>Resistencia a compresión simple (MPa)</th><th>ISRM (1981)</th><th>Geological society of London (1970)</th><th>Bieniawski (1973)</th></tr>
<tr><td><1</td><td colspan="3">Suelos</td></tr>
<tr><td>1-5</td><td>Muy blanda</td><td>Blanda >1.25</td><td rowspan="3">Muy baja</td></tr>
<tr><td>5-12.5</td><td rowspan="2">Blanda</td><td>Moderadamente blanda</td></tr>
<tr><td>12.5-25</td><td rowspan="2">Moderadamente dura</td></tr>
<tr><td>25-50</td><td>Moderadamente dura</td><td>Baja</td></tr>
<tr><td>50-100</td><td>Dura</td><td>Dura</td><td>Media</td></tr>
<tr><td>100-200</td><td rowspan="2">Muy dura</td><td>Muy dura</td><td>Alta</td></tr>
<tr><td>>200</td><td rowspan="2">Extremadamente dura</td><td rowspan="2">Muy alta</td></tr>
<tr><td>>250</td><td>Extremadamente dura</td></tr>
</table>

Fuente: Adaptado de (González, 2002).

Definiendo el módulo relativo como la relación entre el módulo de elasticidad y su resistencia a compresión simple:

$$MR = E/\sigma_c$$

Donde:

MR: Módulo relativo

E: Módulo de Young

σ: Resistencia a compresión simple

Es posible hacer la siguiente clasificación de la roca según Deere & Miller:

Tabla 1.1-5 Clasificación mecánica de la roca intacta según su módulo relativo - Deere & Miller.

Clase	Descripción	Módulo relativo
H	Elevado módulo relativo	>500
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	<200

Fuente: (Gutiérrez, 2015)

1.1.6 Macizo rocoso

Los macizos rocosos son el conjunto formado por los bloques de matriz o roca intacta y los planos de discontinuidad que los separan en bloques. Su comportamiento está dado tanto por la matriz como por las discontinuidades, ya que le proporcionan una naturaleza discontinua con respecto a sus propiedades y comportamiento, así como un comportamiento anisótropo (las propiedades mecánicas varían según la dirección considerada) y heterogeneidad (variación de propiedades físicas y mecánicas en distintas zonas del macizo).

Además de la discontinuidad, anisotropía y heterogeneidad, también afectan el comportamiento mecánico del macizo las estructuras tectónicas como los pliegues, tensiones naturales o estado de esfuerzos *in situ*, las condiciones hidrogeológicas y geoambientales.

Las clasificaciones geomecánicas permiten establecer de manera preliminar los parámetros mecánicos del macizo; sin embargo, se debe tener en cuenta que con dichas clasificaciones se infieren propiedades muy superiores a las reales, en el caso de macizos rocosos blandos, tectonizados y alterados, ya que no se tiene en cuenta su deformabilidad.

Las clasificaciones de macizos rocosos se basan en los siguientes parámetros:

- ✓ Propiedades de la roca intacta.
- ✓ Discontinuidades, grado de fracturación, bloques del macizo, hidrogeología.
- ✓ Grado de meteorización o alteración.
- ✓ Estado de esfuerzos.
- ✓ Presencia de gua

De acuerdo con los anteriores parámetros, se establecen diferentes grados de calidad del macizo. Las clasificaciones geomecánicas más utilizadas son:

a. *Bieniawski*: Rock Mass Rating (RMR)
b. *Barton*: Quality Index (Q)

Existen índices asociados a las clasificaciones como el RQD (*Rock Quality Desgnation*), GSI (Índice de resistencia geológica), el índice de velocidad relativa y el grado de meteorización.

- ✓ Índice RQD

Es la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigo con longitud superior a 10cm, con respecto a la longitud del tramo considerado, es decir:

$$RQD = \frac{\Sigma \text{ Longitud de los trozos de testigo} > 10\text{cm}}{\text{Longitud total}} \times 100$$

La longitud total se refiere a cada maniobra del sondeo, o en cambios de formación o tipo de roca. En general es recomendable que la maniobra del sondeo no supere 1.5m.

Con el valor de RQD es posible describir la calidad de la roca según la siguiente tabla:

Tabla 1.1-6 Clasificación del macizo rocoso según el índice RQD.

Calidad del testigo RQD		**RQD (%)**
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100

Fuente: (González, 2002).

- ✓ Índice de velocidad relativa

Es la relación entre la velocidad de onda longitudinal *in situ* del macizo rocoso y la velocidad medida en muestras de roca intacta en el laboratorio, es decir:

$$\text{Índice de velocidad relativa} = (V_{situ} / V_{lab})^2$$

En un macizo de buena calidad con pocas discontinuidades cerradas, la relación debe ser cercana a 1.

A continuación, se presenta la clasificación del macizo rocoso según el índice de velocidad relativa:

Tabla 1.1-7 Clasificación del macizo rocoso según el índice de velocidad relativa.

Índice de velocidad relativa $(V_F/V_L)^2$	**Calidad del macizo rocoso**
<0.2	Muy mala
0.2-0.4	Mala
0.4-0.6	Media
0.6-0.8	Buena
>0.8	Muy buena

Fuente: (González, 2002).

- ✓ Índice GSI

Es un índice que se obtiene a partir de una gráfica, que incluye parámetros provenientes de observación visual de la estructura del macizo y condiciones de las discontinuidades. Permite obtener parámetros para aplicarlos en simulaciones numéricas, con el fin de establecer características de deformabilidad y resistencia del macizo rocoso, con base en parámetros de la matriz. Es aplicable en macizos de rocas de baja calidad y heterogéneos. El valor del GSI se determina según la siguiente tabla:

Tabla 1.1-8 Carta para determinar el valor del índice GSI.

ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA GSI (Geological strenght index) A partir de la clasificación, seleccionar el cuadro correspondiente al valor medio del índice GSI ESTRUCTURA	CONDICIÓN DEL FRENTE	MUY BUENA (MB) Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosas ligeramente alteradas con oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmentos	MUY POBRE (MP) Superficies de cizalla muy alteradas con rellenos arcillosos
BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar, bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno		80 / 70				
BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado, bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con rellenos con baja proporción de finos			60 / 50			
BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos.				40	30	
FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos					20	10

Fuente: (González, 2002).

Con base en el valor del GSI, es posible establecer un valor aproximado de la resistencia uniaxial a compresión del macizo y el módulo elástico cuando se tiene una compresión simple mayor de 100MPa. Las siguientes son las expresiones que se pueden emplear para determinar dichos parámetros:

Resistencia uniaxial a compresión del macizo

$$\sigma_{cm} = (0.0034mi^{0.8})\ \sigma_{ci}\left[1.029 + 0.025e^{-0.1mi}\right]^{GSI}$$

El módulo elástico para σ_{ci} < 100MPa

$$Em\ (GPa) = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}}\ 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

En las que:

mi: constante de Hoek y Brown, característica de cada roca intacta.

σ_{ci}: resistencia uniaxial a compresión

GSI: valor del GSI

La aplicación de cada sistema de clasificación debe tener en cuenta el tipo de macizo rocoso y los parámetros que incluyen. A continuación, se resume cada sistema de clasificación:

a. Clasificación geomecánica RMR (*Bieniawski*)

Desarrollada en 1973 y modificada en 1979 y 1989, permite relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo. Se basa en los siguientes parámetros:

- ✓ Resistencia uniaxial de la roca intacta.
- ✓ RQD.
- ✓ Separación y características de las discontinuidades.
- ✓ Condiciones hidrogeológicas.
- ✓ Orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación.

Para cada parámetro se establece una puntuación, que se va sumando y luego se corrige de acuerdo con la orientación de las discontinuidades con respecto a la excavación, finalmente, se obtiene un índice de calidad RMR (*Rock Mass Rating*) que varía de 0 a 100.

A continuación, se presenta el detalle de los parámetros de clasificación y corrección:

- ✓ Parámetros de clasificación

Tabla 1.1-9 Parámetros de clasificación del macizo rocoso – RMR (Bieniawski 1989).

1	Resistencia de la matriz rocosa	Ensayo de carga puntual	>10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple (MPa)	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		>2m	0.6-2m	0.2-0.6m	0.06-0.2m	<0.06m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Longitud de la discontinuidad		<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m		
	Puntuación		6	4	2	1	0		
	Abertura		Nada	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm		
	Puntuación		6	5	3	1	0		
	Rugosidad		Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
	Puntuación		6	5	3	1	0		
	Relleno		Ninguno	Relleno duro <5mm	Relleno duro >5mm	Relleno blando <5mm	Relleno blando >5mm		
	Puntuación		6	4	2	2	0		
	Alteración		Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
	Puntuación		6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10m de túnel	Nulo	<10 lt/min	10-25 lt/min	25-125 lt/min	>125 lt/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		

Fuente: (González, 2002).

- ✓ Corrección por la orientación de las discontinuidades

Tabla 1.1-10 Factores de corrección por orientación de discontinuidades – RMR (Bieniawski).

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Fuente: (González, 2002).

- ✓ Clasificación y calidad del macizo rocoso

Tabla 1.1-11 Clasificación del macizo rocoso – RMR (Bieniawski).

Clase	Calidad	RMR
I	Muy buena	100-81
II	Buena	80-61
III	Media	60-41
IV	Mala	40-21
V	Muy mala	<20

Fuente: (González, 2002).

Según la clasificación RMR, un macizo rocoso de **Clase I** es un macizo duro, poco fracturado, con pocas filtraciones y poco meteorizado, que presenta pocos problemas de estabilidad, de capacidad portante alta, permitirá el corte de taludes con pendientes elevadas y no requiere soporte en túneles.

b. Clasificación geomecánica de *Barton*: Quality Index (Q)

Es una metodología desarrollada por *Barton, Lien* y *Lunde* en 1974, permite clasificar macizos, determinar parámetros geotécnicos y diseñar de manera preliminar sostenimientos de túneles. Se basa en la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{Jn} \times \frac{Jr}{Ja} \times \frac{Jw}{SRF}$$

En la cual:

Jn: índice de diaclasado que indica el grado de fracturación del macizo.

Jr: índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.

Ja: índice que representa la alteración de las discontinuidades.

Jw: coeficiente de reducción por la presencia de agua.

SRF (*Stress Reduction Factor*): coeficiente de influencia del estado de esfuerzos del macizo.

A su vez, dentro de la expresión, los factores representan:

RQD/Jn: el tamaño de los bloques.

Jr/Ja: resistencia al corte de los bloques.

Jw/SRF: influencia del estado de esfuerzos.

El valor del índice **Q** oscila entre 0.001 y 1000. La clasificación se obtiene por medio de la siguiente tabla:

Tabla 1.1-12 Clasificación del macizo rocoso – Q (Barton).

Q	Clasificación roca
0.001-0.01	Excepcionalmente mala
0.01-0.1	Extremadamente mala
0.1-1	Muy mala
1-4	Mala
4-10	Media
10-40	Buena
40-100	Muy buena
100-400	Extremadamente buena
400-1.000	Excepcionalmente buena

Fuente: (González, 2002).

A continuación, se describe resumidamente cada uno de los parámetros incluidos dentro de la clasificación Q:

- ✓ Índice de diaclasado, **Jn**

Representa el grado de fracturación del macizo y se obtiene de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 1.1-13 Índice de diaclasado, Jn – Q (Barton).

Índice de diaclasado		J_n
A	Roca masiva, sin diaclasar o con fisuración escasa	0.5-1.0
B	Una familia de diaclasas	2
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
D	Dos familias de diaclasas	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F	Tres familias de diaclasas	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca con terrones, etc.	15
J	Roca triturada, terrosa	20

Fuente: (González. 2002).

En intersecciones de túneles se utiliza la expresión **3Jn.**

En los portales de túneles se emplea la expresión **2Jn**.

- ✓ Índice de rugosidad de las discontinuidades, **Jr**

Tabla 1.1-14 Índice de rugosidad de las discontinuidades, Jr – Q (Barton).

Índice de rugosidad de las discontinuidades		**J_r**
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad. b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10cm		
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3
C	Diaclasas onduladas, lisas	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1.5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1.5
F	Diaclasas planas, lisas	1
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas.	0.5
c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1

Fuente: (González, 2002).

Cuando la separación en la familia principal de discontinuidades es superior a 3m, se debe incrementar el índice **Jr** en una unidad.

En el caso de las diaclasas planas, perfectamente lisas, que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor **Jr** = 0.5.

✓ Índice de alteración de las discontinuidades, **Ja**

Tabla 1.1-15 Índice de alteración de las discontinuidades, Ja – Q (Barton).

Índice de alteración de las discontinuidades		ϕ_r	J_a
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	-	0.75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25º-35º	1
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25º-30º	2
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20º-25º	3
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8º-16º	4
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25º-30º	4
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm)	16º-24º	6
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5mm)	12º-16º	8
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5mm), el valor de Ja depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6º-12º	8-12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6º-24º	6,8 u 8-12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles	-	5
O P R	Zonas o bandas continuas de arclla, de espesor grueso (ver clases G, H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6º-24º	10,13 ó 13-20

Fuente: (González, 2002).

- ✓ SRF (Stress Reduction Factor) o coeficiente de influencia del estado de esfuerzos del macizo

Tabla 1.1-16 Coeficiente de influencia del estado de esfuerzos, SRF – Q (Barton).

Condiciones tensionales de la roca				SRF
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando				
A	Múltiples zonas débiles, contenido de arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)			10
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación < 50m)			5
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50m)			2.5
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)			7.5
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libres de arcillas), roca de controno suelta (a cualquier profundidad)			5.0
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación >50m)			2.5
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)			5.0
b) Rocas competenets, problemas tensionales en las rocas		σ_c/σ_1	σ_0/σ_c	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	>200	<0.01	2.5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0.01-0.3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0.3-0.4	0.5-2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0.5-0.65	5-50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0.65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	<2	>1	200-400
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas			σ_0/σ_c	SRF
O	Presión de deformación baja		1-5	5-10
P	Presión de deformación alta		>5	10-20
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua				SRF
R	Presión de expansión baja			5-10
S	Presión de expansión alta			10-15

Fuente: (González, 2002).

- ✓ Factor de reducción por la presencia de agua, **Jw**

Tabla 1.1-17 Factor de reducción por la presencia de agua, Jw – Q (Barton).

Factor de reducción por la presencia de agua		**Presión de agua (kg/cm²)**	**J_w**
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 lt/min, de forma localizada	<1	1
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2.5	0.66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2.5-10	0.5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2.5-10	0.33
E	momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	>10	0.2-0.1
F	Afluencia excepcioanlmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	>10	0.1-0.05

Fuente: (González, 2002).

1.1.7 Comparación entre tipos de terreno

Comúnmente se emplea el valor de resistencia a compresión simple, para establecer límites entre suelo y roca. En la zona de transición se encuentran los suelos duros y las rocas blandas.

En el caso de los suelos, la resistencia está dada por una gran deformabilidad y no por la fractura de partículas; cuando el terreno corresponde a un macizo rocoso, su respuesta está dada por la resistencia de la roca, zonas de alteración, discontinuidades, etc.

Los macizos rocosos son afectados por juntas tectónicas y planos de debilidad, también se encuentran sometidos a esfuerzos tectónicos, mientras que los suelos están sujetos a estados de esfuerzos debidos a fuerzas litostáticas.

En el suelo, la acción externa produce esfuerzos normales y tangenciales sobre los contactos entre partículas, produciendo una tendencia al movimiento y cambios de volumen aparente, cuando se alcanza una situación extrema se produce la falla, en la cual, el cambio de volumen aparente aumenta ante una variación baja de las cargas. Las propiedades de resistencia de la matriz de roca están dadas por el tipo de roca y su grado de alteración.

1.2. Distribución de esfuerzos en túneles

Los esfuerzos en un macizo rocoso se relacionan con el peso de los estratos y con su historia geológica. En estado natural, la roca se encuentra sometida a un estado de esfuerzos *in situ*, en el que se admite que el esfuerzo principal mayor corresponde a compresión vertical debida al peso del terreno y a los esfuerzos horizontales, que a su vez corresponden a una fracción del vertical. Cuando se excava, estos esfuerzos se redistribuyen y se generan esfuerzos adicionales.

En la parte superior de la excavación (bóveda) se generan esfuerzos a tensión y en las paredes se generan esfuerzos a compresión. Si el terreno corresponde a roca sólida y homogénea, en la excavación se genera un efecto de arco y es posible que no haya necesidad de emplear elementos de soporte. En terrenos blandos se produce un efecto similar a la presión hidrostática, y es necesario el empleo de un sostenimiento que resista la presión de sobrecarga. En zonas con pliegues y fallas los esfuerzos pueden ser elevados e irregulares.

1.2.1 Esfuerzos en suelos y rocas blandas

Para el diseño de túneles en suelos es necesario calcular la magnitud y distribución de los esfuerzos ejercidos sobre la superficie del soporte, esto es complejo debido a que se presenta una interacción suelo – estructura. Una solución aproximada se obtiene empleando modelos numéricos de análisis que simulan la evolución de los esfuerzos del estado inicial, excavación y colocación del soporte.

La distribución de los esfuerzos en suelos depende de (Tamez, 1997):

- Estado inicial de esfuerzos.
- Resistencia al corte y deformabilidad del suelo.
- Proceso de excavación y construcción del soporte.
- Tipo y rigidez de soporte y revestimiento.
- Evolución de esfuerzos después de construido el túnel.

La presión radial ejercida por el suelo es el resultado del proceso de interacción suelo-estructura que implica que debe haber compatibilidad entre el soporte y el suelo

En terrenos blandos, si se permite que el terreno se deforme se pueden esperar cargas mayores y falla progresiva.

1.2.2 Esfuerzos en rocas duras

La distribución de esfuerzos resultante de una excavación depende de factores como el estado tensional anterior a la excavación, el comportamiento mecánico del terreno, el método de excavación, el tipo de sostenimiento y el proceso constructivo.

En las inmediaciones de la excavación, las trayectorias de los esfuerzos principales se desvían, dejando de ser verticales u horizontales. Ya que el terreno se encuentra sometido a compresión uniaxial se presentan zonas de concentración de esfuerzos tanto de tensión como de compresión. En una zona de aproximadamente 3 veces el diámetro, las trayectorias de esfuerzos no se ven influenciadas por la excavación.

La forma y orientación de los esfuerzos pueden inducir condiciones adversas. El radio de curvatura influye sobre las concentraciones de esfuerzos en las esquinas de la excavación. A menor radio de curvatura del límite del perímetro, se tiene mayor concentración de esfuerzos de compresión. La condición más favorable se obtiene con el radio de curvatura más grande para esa periferia; por lo tanto, la forma óptima es un circulo, cuando el radio de curvatura toma el valor más alto posible.

Así mismo, cuando se excava, se pierde confinamiento y hay una disminución de la tensión radial alrededor de la excavación. El nivel de deformación del terreno en la falla y la resistencia dependen del confinamiento.

En algunos casos se inducen esfuerzos que exceden la resistencia de la roca y se presenta su debilitamiento en el perímetro de la excavación, conllevando a la inestabilidad, que se manifiesta con un cierre gradual de la excavación (Convergencia), derrumbes en la bóveda, desprendimientos e incluso estallidos de roca.

A profundidades menores de 500m los esfuerzos horizontales son mayores que los verticales. Los esfuerzos verticales tienden a equilibrarse con los horizontales a profundidades mayores de 1km. Si se presentan grandes diferencias de esfuerzos se generan fracturas, flujo plástico o deformaciones relacionadas con el tiempo, que tienden a reducir la diferencia entre esfuerzos horizontales y verticales. (Hoek y Brown, 1980).

Para calcular los esfuerzos inducidos se emplea la teoría elástica, basada en un sistema de coordenadas polares que divide los esfuerzos en una componente radial, una tangencial y una cortante, en los límites de la excavación el esfuerzo radial y el esfuerzo cortante son cero. Cuando la relación entre el esfuerzo horizontal y el esfuerzo vertical (**k**) es **cero**, los esfuerzos en piso y techo de la excavación son a tensión. Cuando **k**=0.33, los esfuerzos del techo y piso son cero y para valores superiores de **k**, los esfuerzos en la periferia son de compresión. Para una excavación simétrica, los esfuerzos se repiten en cada cuadrante o en cada mitad.

En el perímetro de la excavación, la tensión radial que existe equivale a la que está siendo soportada por el sostenimiento; la excavación será estable si el terreno puede soportar el estado tensional resultante.

La distribución de los esfuerzos alrededor de la excavación varía si el comportamiento del terreno es frágil o dúctil; también depende de la geometría y de los esfuerzos aplicados.

El modelo de esfuerzos es independiente del material, siempre y cuando se trate de un material elástico lineal. Los esfuerzos son independientes del tamaño de la excavación; sin embargo, en el caso de macizos fracturados, la estabilidad de la excavación depende de la relación entre el tamaño de la excavación y el tamaño de los bloques en el macizo.

Es decir, que *"al aumentarse el tamaño de la excavación en una formación de roca típicamente fisurada no aumentarán los esfuerzos, aunque se provocará una disminución de la estabilidad"* (*Hoek Brown* 1980).

Cuando el material se encuentra en el rango de las deformaciones elásticas, al retirar la carga aplicada, se recuperan las deformaciones. A partir de un nivel de deformación dado, la roca no puede mantener el comportamiento elástico y se producen deformaciones plásticas. En este punto, la relación entre el esfuerzo y la deformación deja de ser lineal. Una vez superado el límite de elasticidad, las deformaciones no se recuperan al retirar la carga.

1.3. Resistencia del terreno

Dado que el terreno no es homogéneo, no presenta un comportamiento elástico-lineal durante el proceso de construcción, su comportamiento se encuentra entre frágil y dúctil y en terrenos blandos, es susceptible al efecto producido por la presión de poros. Es necesario tener en cuenta las particularidades de cada tipo de terreno en el cálculo de las deformaciones.

1.3.1 Resistencia de suelos y rocas blandas

Cuando se da lugar a un cambio en el estado de esfuerzos de un suelo, puede ocurrir de manera más habitual la falla por esfuerzo cortante. La resistencia al corte de un suelo depende especialmente del estado de esfuerzos al que se encuentra sometido y de la presión de poros. En suelos, el contenido de vacíos hace que su comportamiento sea sensible al efecto de la presión del agua de poros.

En terrenos blandos, las propiedades obtenidas en ensayos de laboratorio tienden a ser inferiores que las reales, por lo tanto, son más recomendables los ensayos *in situ*. También pueden haber sufrido procesos de sobreconsolidación que permiten obtener módulos de deformación más elevados a niveles de tensión bajos. Esto se debe a que el proceso de sobreconsolidación ha permitido un cambio en el volumen de vacíos proporcionando una rigidez mayor.

Los terrenos blandos son susceptibles a la presión de poros ya que puede superar la resistencia del terreno. El análisis de una excavación bajo el nivel freático debe tener en cuenta el corto, el largo plazo y la transición entre ambos estados.

En rocas blandas, para esfuerzos inferiores a la resistencia máxima se tienen deformaciones plásticas irrecuperables y un incremento bajo de carga puede desencadenar la falla progresiva del material; este mismo efecto es producido por los procesos de meteorización y la acción de una carga constante en el tiempo.

En macizos rocosos blandos, la resistencia está controlada por la resistencia de la matriz o la combinación con la resistencia de las discontinuidades, dado que la resistencia de la matriz puede ser menor que la de las discontinuidades.

1.3.2 Resistencia de rocas duras

En macizos cuya matriz es resistente y se encuentra en buenas condiciones, las familias de discontinuidades controlan la resistencia.

La estabilidad de la excavación a baja profundidad depende en gran medida de las condiciones estructurales y grado de meteorización del macizo. En excavaciones profundas, la estabilidad depende del comportamiento del macizo (resistencia de la roca), con respecto a los esfuerzos inducidos alrededor de la excavación. (*Hoek y Brown* 1980).

Cuando se supera la resistencia máxima de una masa rocosa, se puede esperar uno de los siguientes comportamientos:

- Comportamiento frágil: una vez que se alcanza la tensión máxima pierde súbitamente su resistencia, disminuyendo hasta un valor cercano a cero. Este comportamiento es típico de rocas duras de elevada resistencia, donde la roca presenta una pérdida casi inmediata de resistencia sin ninguna o baja deformación plástica. Se presentan diferencias importantes entre la resistencia máxima y la residual.
- Comportamiento frágil-dúctil: la resistencia decrece hasta cierto valor después de que se alcanzan grandes deformaciones. Este comportamiento se presenta típicamente en las discontinuidades o materiales arcillosos sobreconsolidados.
- Comportamiento dúctil: tan pronto es alcanzada la tensión máxima, se mantiene hasta llegar a una deformación unitaria en la cual se disgrega y se obtienen grandes deformaciones sin perder la resistencia. Las rocas blandas como las sales presentan este comportamiento. En este caso la resistencia pico y la residual son iguales.

La ductilidad aumenta a medida que aumentan la presión de confinamiento y la temperatura, también puede presentarse en macizos muy fracturados y en algunas rocas blandas.

La manera en que inicia y se propaga la fractura, depende de la composición mineralógica de la roca, tamaño de los cristales, su angularidad, orientación de los granos y los materiales cementantes entre los granos.

Tanto en zonas de esfuerzo de confinamiento bajo como en franjas cercanas a las superficies libres de las excavaciones subterráneas, se observa la formación de fracturas paralelas a la dirección del esfuerzo principal mayor.

La resistencia de la roca aumenta a medida que aumenta el esfuerzo principal intermedio, sin embargo, este aumento es despreciable para aplicaciones prácticas.

A medida que aumenta el número de discontinuidades en un macizo rocoso, su comportamiento tiende a ser más isotrópico. Cuando se tienen cuatro o más series de discontinuidades, su comportamiento se puede considerar como isotrópico a menos que una de las discontinuidades sea más importante que las demás.

A medida que aumenta el tamaño de la muestra de roca, disminuye la resistencia; sin embargo, en el caso de macizos fisurados, la variación en resistencia se relaciona con el tamaño y separación de las discontinuidades. (*Hoek, Brown*. 1980).

Cuando se tienen discontinuidades en el terreno, es necesario tener en cuenta el efecto de escala al evaluar las muestras y definir los parámetros de diseño. Es decir, al definir los parámetros de diseño a emplear, se debe tener en cuenta la cantidad de discontinuidades que tiene la muestra con respecto a la cantidad de discontinuidades que tiene la futura excavación. En general, los macizos presentan propiedades inferiores a las que se determinan en el laboratorio.

El comportamiento elástico o plástico depende de las propiedades de la roca y de las condiciones de aplicación de los esfuerzos. El esfuerzo de confinamiento puede hacer que el comportamiento de la roca cambie de frágil a dúctil.

En la post-rotura se produce un fenómeno de dilatancia (incremento de volumen) cuando se comienzan a desarrollar las fisuras debido a la plastificación.

1.3.3 Mecanismos de falla del terreno

Los mecanismos de falla dependen de los niveles de esfuerzos *in situ* y de las características del macizo rocoso.

La excavación de un túnel en una masa de roca intacta es la condición ideal, ya que, en combinación con relativamente bajos niveles de esfuerzos, puede haber pocos o ningunos problemas de estabilidad y el soporte requerido es mínimo.

En rocas fisuradas se presentan problemas de estabilidad en la excavación, relacionados con caídas de bloques en la bóveda y paredes. A baja profundidad los esfuerzos son bajos y no tienen mucho efecto sobre este modo de falla, ya que cuando los esfuerzos en la roca circundante son menores que la quinta parte de la resistencia a compresión uniaxial de la roca, no se presenta este tipo de problema. Cuando aumenta la profundidad o se hacen varias excavaciones cercanas, aumentan los esfuerzos y se pueden producir desprendimientos.

A bajas profundidades, en donde el macizo cuenta con discontinuidades, los problemas de estabilidad se asocian a caídas de bloques o cuñas de la bóveda cuando el confinamiento es bajo.

A medida que la profundidad aumenta, el nivel de esfuerzos aumenta y puede alcanzar un nivel en el que se induce la falla del macizo de tipo descascaramiento, "*slabbing*" y "*rock burst*" (estallido de rocas).

Los suelos cohesivos y las arenas limosas sobre el nivel freático se comportan como material dúctil-plástico uniforme. Para este tipo de materiales o materiales con suficiente cohesión que permita realizar el ensayo de compresión inconfinada, un valor estimado del comportamiento durante la excavación del túnel, se puede derivar de la expresión:

$$N_{crit} = \frac{P_z - P_a}{S_u}$$

En la cual:

Ncrit: Factor de estabilidad

Pz: presión de sobrecapa a la línea central del túnel

Pa: presión uniforme interior aplicada en la superficie

Su: resistencia al corte no drenado

De manera preliminar, se puede predecir el comportamiento del suelo según el cuadro que se presenta a continuación:

Tabla 1.3-1 Comportamiento del terreno blando según el factor de estabilidad Ncrit.

Factor de estabilidad, Ncrit	**Comportamiento de terreno blando**
Suelos cohesivos	
1	Estable
2 - 3	Creep bajo
4 - 5	Creep, usualmente lo suficientemente lento como para permitir la excavación
6	Puede producirse falla general por cortante. Arcilla puede invadir la excavación demasiado rápido como para controlarla
Arenas limosas sobre el nivel freático (Con alguna cohesión aparente)	
1/4 - 1/3	Firme
1/3 - 1/2	Desprendimientos lentos
1/2 - 1	Desprendimientos

Fuente: (US. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2009).

Los mecanismos de falla más comunes y el tipo de terreno en el que se presentan son:

Tabla 1.3-2 Tipo de falla del terreno según el material que lo compone.

Tipo de falla	Material
Empujes de montaña o squeezing	Roca blanda, suelos
Hinchamiento o swelling	Roca blanda
Estallido de rocas (poping, rock burst y slabbing)	Rocas duras
Desprendimientos del terreno	Suelos, túneles superficiales
Cuñas de roca	Roca dura y blanda
Zonas de falla, zonas fracturadas	Roca dura y blanda
Terreno que corre	Suelos, túneles superficiales
Terreno que fluye	Roca blanda, suelos, túneles superficiales
Agresividad	Roca dura
Gases (explosivos y venenosos)	Roca dura y blanda
Subsidencia	Roca blanda, túneles superficiales
Creep	Roca blanda

Fuente: (US. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2009).

a. Empujes de montaña o *squeezing*

Ocurre cuando se produce una redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación que supera la resistencia del macizo rocoso. El terreno irrumpe plásticamente dentro del túnel, sin fractura visible o pérdida de continuidad y sin un incremento perceptible del contenido de humedad. Se produce una fluencia plástica - dúctil y flujo debido a los sobreesfuerzos.

Los esfuerzos radiales caen a cero y los esfuerzos tangenciales incrementan hasta tres veces los esfuerzos de sobrecapa. Si la resistencia a compresión de la roca es menor que el esfuerzo tangencial aumentado, se da lugar a la falla denominada "*squeezing*" o empujes de montaña. Debido a la falla, se reduce la capacidad de carga del terreno y la carga se transfiere por cortante interno al terreno adyacente, hasta que se alcance el equilibrio. Si el terreno desarrolla falla frágil e irrumpe desde las paredes del túnel, entonces no hay resistencia residual al corte del terreno fallado en la redistribución de cargas. Si el terreno es lo suficientemente débil o la sobrecarga demasiado grande, el túnel puede cerrarse completamente.

Desde el punto de vista del diseño de túneles, un macizo rocoso se considera débil cuando su resistencia a compresión uniaxial es significativamente menor que los esfuerzos inducidos actuando sobre el macizo que rodea el túnel.

Se produce en terrenos con baja resistencia friccional, donde la cantidad de deformación depende del grado de sobre-esfuerzos y ocurre a bajas y medias profundidades en arcillas de consistencia muy blanda a media.

b. Hinchamiento o swelling

Se produce por la tendencia a la absorción de agua de algunas rocas, produciendo un aumento de volumen hacia el interior del túnel. Se presenta cuando el terreno cuenta con las siguientes características:

- ✓ Contenido de minerales expansivos
- ✓ Estructura y fábrica de materiales arcillosos
- ✓ Contenido de materiales cementantes.

Las rocas expansivas más comunes son la marga arcillosa, la argilita y la montmorillonita. Las arcillas altamente preconsolidadas con índice de plasticidad superior a 30, generalmente contienen elevados porcentajes de montmorillonita.

Los daños que provoca este fenómeno incluyen el levantamiento y rotura de la solera, rotura de hastiales y clave.

El soporte debe diseñarse para resistir la presión de expansión, que puede determinarse por medio de ensayos de laboratorio. Para reducir los efectos de la expansión se recomienda el empleo de solera curva, anclajes o pernos, relleno con material blando, inyecciones y además conservar seca la excavación por medio de drenajes, túneles de desagüe o bombeo.

Se asocia con el squeezing, pero puede ocurrir sin la formación de una zona plástica. En campo es difícil distinguir entre “squeezing” y “swelling”; ya que el fenómeno de “squeezing” casi siempre se auto-limita, mientras que el “swelling” puede continuar indefinidamente mientras haya agua y minerales de arcilla.

c. Esfuerzos que inducen falla de la roca o estallido de rocas

El estallido de rocas se debe al desprendimiento repentino de rocas fracturadas producido por la liberación rápida de tensiones. A medida que aumenta la profundidad de un túnel, en condiciones de terrenos poco favorables, los esfuerzos que rodean el macizo incrementan y ocurre la falla cuando exceden la resistencia del macizo. Este tipo de falla puede variar de descascaramientos menores o “slabbing” en la superficie de la roca, hasta estallidos o “rockburst” en los cuales ocurre la falla de volúmenes grandes de roca.

d. Desprendimientos del terreno

Ocurre cuando fragmentos de material se desprenden progresivamente de la bóveda o paredes, algunas veces después de que el terreno ha sido expuesto, debido a que durante el avance de la excavación se produce una descompresión que tiende a abrir los sistemas de discontinuidades debilitándolos y produciéndose un aflojamiento.

Los suelos residuales, arcillas rígidas fisuradas o arenas ligeramente cohesivas, limos y arenas finas con cohesión aparente pueden presentar el fenómeno.

e. Cuñas de roca

Se presentan cuando las dimensiones del túnel son mucho mayores que la separación entre las discontinuidades, en este caso, el comportamiento del material depende de las características de las discontinuidades. El diseño consiste en prevenir la tendencia del bloque a desprenderse, ya que ello puede desencadenar el desprendimiento de otros bloques llevando al colapso del túnel; sin embargo, el desprendimiento de algunas cuñas también puede terminar en el equilibrio, pues se detienen los desprendimientos.

Se debe realizar el diseño determinando la cuña que se debe soportar, para que se redistribuyan los esfuerzos y mantener la estabilidad general de la excavación. Esto hace que la roca forme un "efecto de arco" alrededor de la excavación y se redistribuyan las cargas, de manera que el terreno soporte la mayoría de la carga.

Para estabilizar los bloques o cuñas y por tanto la excavación, es necesario determinar el número, orientación y condición de las discontinuidades. El análisis puede realizarse empleando para túneles pequeños y de geometría común, una aproximación de cuerpo libre. Para túneles mayores con geometría y sistemas de discontinuidades complicados, se recomiendan programas de computador como Unwedge.

f. Terreno que corre

Se presenta en materiales no cohesivos como arena seca y grava limpia, que fluyen en el frente de la excavación hasta que encuentran estabilidad según su ángulo de reposo.

Materiales con cohesión aparente o de cohesión ligera pueden permitir al material por períodos breves de tiempo, mantenerse antes de romperse y correr.

g. Terreno que fluye

Se presenta cuando una mezcla de suelo y agua fluye dentro del túnel como un líquido viscoso. Ocurre en materiales no cohesivos como arena seca y grava limpia. El material puede provenir de la bóveda del túnel, paredes, frente y llegar incluso a llenar completamente el túnel.

Puede ocurrir bajo el nivel del agua en limos, arcillas o gravas sin suficiente contenido de arcilla que proporcione cohesión y plasticidad. También puede ocurrir en arcillas altamente sensibles cuando se disturban.

En suelos blandos o a baja profundidad, en suelos con sobrecargas, en roca de mala calidad y meteorizada, la estabilidad de la excavación se encuentra relacionada con suelos en compresión o que fluyen y que cuentan con tiempos de autosoporte muy cortos. En estos casos, es necesario implementar refuerzos de manera inmediata, a medida que avanza el frente de trabajo.

h. Subsidencia

Cuando se lleva a cabo la excavación se produce un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en el terreno alrededor del frente; si el terreno no puede soportar dichos esfuerzos se produce el colapso en el frente, que puede propagarse hacia la superficie del terreno generando un hundimiento o subsidencia.

i. Creep

Es un aumento de las deformaciones bajo esfuerzos constantes que presentan algunos materiales rocosos. El material puede llegar a la rotura cuando se mantienen unas condiciones de carga o deformación constantes en el tiempo. Es un comportamiento típico de las rocas de sal.

En este proceso el material sigue un comportamiento viscoso, es decir, con deformaciones lentas y continuas en el tiempo. Cuando se aplica la carga, se produce una deformación elástica, el proceso comienza con una desaceleración en el tiempo de la deformación o *creep* primario, posteriormente se presenta el *creep* secundario en el cual las deformaciones aumentan y su rango llega a ser constante. Si los esfuerzos actuantes se encuentran cercanos al pico, se puede pasar a un *creep* terciario, en el cual, el nivel de deformaciones aumenta hasta llegar a la rotura.

El *creep* o fluencia se puede producir por micro fisuración o flujo. La siguiente figura ilustra la evolución del proceso de *creep* en el tiempo:

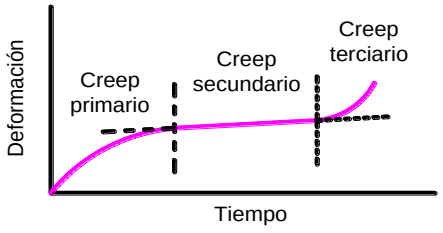


Figura 1.3-1 Evolución del proceso de creep en el tiempo. Fuente: (González, 2002).

1.3.4 Modelos constitutivos o criterios de falla

El comportamiento mecánico del terreno depende de su resistencia y del estado de esfuerzos al que se encuentra sometido. El estado de esfuerzos se define con base en los esfuerzos principales mayor, menor e intermedio. La magnitud y dirección de los esfuerzos determina las deformaciones y la falla de la roca. Las rocas fallan en condiciones de esfuerzo diferencial y la relación entre tensiones determina el nivel de deformaciones. Conociendo las relaciones de estado de esfuerzos y deformaciones, es posible predecir el comportamiento del material para un estado de esfuerzos dado. Los

modelos constitutivos o criterios de falla representan la relación entre los componentes del esfuerzo y deformaciones de un material.

Los modelos o criterios de falla más empleados que describen el comportamiento del terreno son:

- Mohr Coulomb
- Hoek-Brown
- Cam-Clay
- Strain-Softening

a. Criterio de Mohr Coulomb

El criterio de falla para suelos más empleado fue propuesto por Coulomb, modificado posteriormente para crear el modelo *Mohr-Coulomb*, que relaciona los esfuerzos efectivos normales y los esfuerzos cortantes que actúan sobre cualquier plano del suelo. También fue empleado para representar la resistencia de la matriz rocosa isótropa; sin embargo, debido a que se trata de un criterio lineal no se ajusta adecuadamente al comportamiento real de la roca, como sí lo hace el criterio *Hoek y Brown*.

De acuerdo con el criterio, para un suelo saturado, la resistencia al corte está dada por:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u)\tan\phi'$$

En la cual:

τ : resistencia al corte del suelo.

σ_n: esfuerzo normal.

u: presión de poros.

c': cohesión efectiva.

ϕ': ángulo de fricción interno efectivo.

La expresión representa una línea o envolvente de falla del suelo que proporciona para cada valor de esfuerzo normal, su máxima resistencia a cortante. El criterio de *Mohr - Coulomb* se representa comúnmente por medio de la siguiente figura:

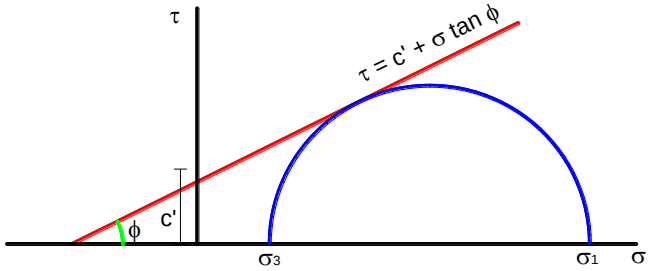


Figura 1.3-2 Criterio de Mohr Coulomb. Fuente: Adaptado de (González, 2002).

b. Criterio de *Hoek-Brown*

Es un criterio empírico que permite describir el comportamiento previo a la falla de todo tipo de rocas en un rango amplio de esfuerzos de confinamiento. Se considera más adecuado para rocas dado que es un criterio no lineal, que se ajusta más a su comportamiento real.

Las expresiones matemáticas del criterio son:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + S \right)^a$$

En la cual:

σ_1: Esfuerzo principal mayor

σ_3: Esfuerzo principal menor

σ_c: Resistencia a compresión simple

m: Parámetro de fricción del terreno

S, a: Constantes que dependen de las características del terreno

$$S = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{C\,MR}}}$$

El parámetro m se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$m = m_i \, e^{\frac{RMR-100}{28}}$$

En donde:

RMR: Índice de Bieniawski

mi: se calcula con la ecuación:

$$m_i = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - \sigma_c}{\sigma_c \, \sigma_3}$$

El parámetro S para el macizo se calcula con la expresión:

$$S = e^{\frac{RMR-100}{5}}$$

Se representa gráficamente de la siguiente manera:

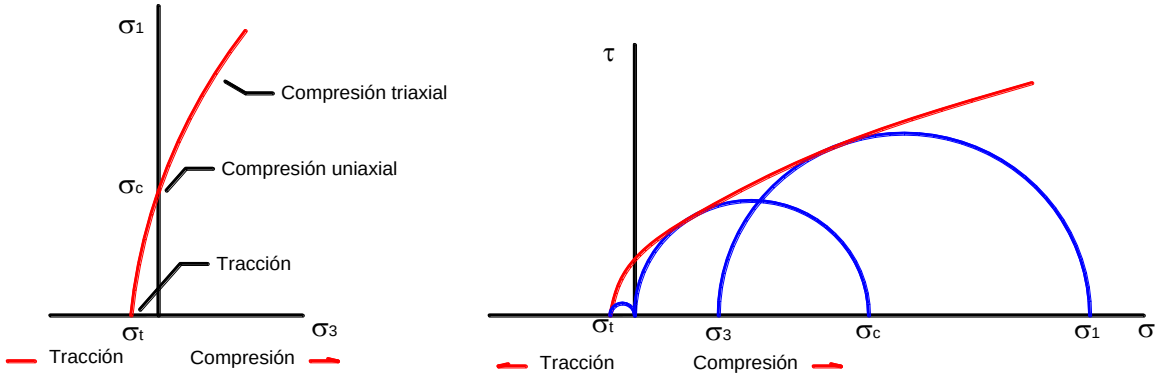


Figura 1.3-3 Criterio de Hoek – Brown. Fuente: (González, 2002).

c. Criterio *Cam-Clay*

El modelo aplica para representar el comportamiento de arcillas y de rocas blandas, ya que estos materiales cuentan con una porosidad mayor que las demás rocas, por lo tanto, son compresibles, de baja resistencia y susceptibles a tener agua en los poros, lo cual produce comportamientos complejos de transferencia de carga del agua al esqueleto mineral.

El modelo tiene en cuenta lo siguiente:

- El módulo del terreno no es lineal en el rango elástico
- En la consolidación, el módulo de deformación varía de acuerdo con la presión a la que está sometido y con respecto a la presión de sobreconsolidación.

Los parámetros que se emplean en el modelo son el ángulo de fricción efectivo, el estado de esfuerzos efectivos y además se requiere conocer la presión de preconsolidación del terreno.

d. Criterio Strain-Softening

El modelo representa el comportamiento en el cual el terreno se plastifica posterior a la falla (*strain-softening*) y hay una disminución de las propiedades de resistencia del terreno a ciertos niveles de deformación unitaria.

El criterio aplica cuando se pueden emplear programas de cálculo, que permiten modelar comportamiento tensión-deformación para incluir las condiciones de reblandecimiento.

Capítulo 2

Diseño de soporte y revestimiento de túneles

2.1 Diseño del soporte

El propósito del soporte es mantener la excavación abierta, estable y segura. Algunas veces se requiere del soporte de manera inmediata. Cuando es necesario un soporte a largo término, pero no de manera inmediata, el soporte puede ser construido a alguna distancia del frente de avance. Aun cuando la inestabilidad o colapso de la excavación no son inminentes puede requerirse de soporte para limitar deformaciones. Grandes deformaciones pueden llevar a asentamientos indeseados en la superficie o interferir con otras construcciones. Las deformaciones de un suelo o macizo rocoso pueden derivar en una reducción en resistencia y cohesión del terreno.

En un macizo con discontinuidades o en rocas débiles, el material de la bóveda tiende a desprenderse y puede ejercer cargas considerables sobre el soporte; estas cargas se reducen si se previene el desprendimiento con un soporte conveniente.

Aunque haya estabilidad inicial, puede haber condiciones en las cuales el equilibrio final no pueda ser alcanzado sin el soporte. Esto puede ocurrir en macizos rocosos sujetos a desprendimientos progresivos, en materiales que presenten *creep, swelling* y materiales en los que la resistencia disminuya con el tiempo. Excepto el caso de *creep*, estos fenómenos están asociados a cambios de volumen.

En terrenos blandos es imposible evitar deformaciones, se requiere algo de deformación para obtener una distribución favorable de las cargas entre el terreno y el soporte. En terrenos duros, los desplazamientos benéficos se producen casi de inmediato y movimientos posteriores llevan a desprendimientos y cargas adicionales; por lo tanto, se requiere del empleo de soportes con rapidez.

En suelos, la excavación de un túnel y la posterior construcción del soporte genera cambios en el estado de esfuerzos en el túnel y en el terreno circundante. Los cambios pueden ser continuos o en etapas, hasta alcanzar un punto al final en el cual se tiene una nueva condición de equilibrio. Cerca al frente de excavación se tiene una distribución de esfuerzos tridimensional, pero se aproxima a una condición en dos dimensiones a medida que el frente avanza. Los cambios en los esfuerzos conllevan a deformaciones, si se emplea un soporte, se deformará también. Siempre hay una deformación inmediata como respuesta a un cambio en las condiciones de equilibrio y comúnmente hay una deformación adicional tiempo-dependiente. En resumen, en suelos, el comportamiento de un túnel y el sistema de soporte dependen del tiempo, del proceso constructivo del soporte y de sus características de deformación.

Los sistemas de soporte deben permitir la deformación controlada de la excavación, para reducir los esfuerzos generados por el terreno de manera eficiente.

La forma del túnel es un elemento de gran importancia en el diseño del soporte en terrenos blandos. Una cavidad circular se distorsiona hasta formar una elipse de eje mayor horizontal. Si se emplea un soporte rígido, resistirá la deformación mientras se ve sometido a esfuerzos de flexión, mientras que uno flexible se adaptará a la forma de la cavidad y se desarrollará una presión pasiva en el terreno tratando de desplazar hacia arriba al terreno. El revestimiento flexible interactúa con el suelo y permite un diseño más delgado y ligero que el rígido.

En cuanto a la geometría del túnel, en general se prefieren formas similares al arco debido a que favorecen el desarrollo del efecto de arco. El arco puede terminar en forma de herradura en los apoyos o con paredes verticales, también puede tener forma de círculo u óvalo.

La forma circular es favorable cuando se tienen cargas de diferentes direcciones y para excavar con escudo o máquinas de sección completa. La forma en herradura es recomendable para rocas autosoportantes, sin embargo, puede ser necesario revestir y el empleo de anclajes cuando se tengan presiones laterales.

2.1.1 Tipos de soportes

El soporte de un túnel puede ser el resultado de la instalación de alguno o la combinación de varios de los siguientes elementos:

a. Refuerzo de la roca: pernos, anclajes.
b. Cerchas.
c. Concreto lanzado.
d. Arcos metálicos.
e. Segmentos prefabricados.
f. Tratamientos complementarios.

La combinación entre pernos, anclajes y concreto lanzado es la más común. El empleo de pernos y anclajes puede proporcionar estabilidad a la roca llevándola a desarrollar el efecto de arco. El concreto lanzado se adiciona cuando hay caída de bloques pequeños cercanos a la superficie; en este caso también se acostumbra a emplear materiales de acero embebidos en el concreto. También en este caso, cuando la calidad de la roca disminuye, se pueden emplear cerchas, ya que se pueden instalar rápidamente. Actualmente se utiliza concreto lanzado reforzado con fibras.

a. Refuerzo de la roca con pernos y anclajes

Este tipo de soporte consiste en introducir un elemento en el interior de la roca de manera que aporte resistencia a tracción y proporcione confinamiento.

Los pernos proporcionan refuerzo pasivo al terreno, de manera que se requiere que haya un desplazamiento en el terreno para ser activados. Cuando ocurre el desplazamiento, los pernos quedan sometidos tanto a esfuerzos cortantes como de tensión. El nivel de esfuerzos depende del terreno alrededor del perno, de las propiedades del material que llena el espacio entre el perno y el terreno, de la resistencia a corte y de la ductilidad del perno.

Los anclajes cuentan con un bulbo que proporciona fricción o anclaje en la roca y son tensionados, de manera que proporcionan una fuerza activa de compresión en el suelo circundante. Esta fuerza axial genera un incremento en la resistencia de las discontinuidades. El sistema requiere de una longitud de anclaje suficiente para permitir la tensión del anclaje; ya que trabajan inmediatamente después de que se hace la tensión, son efectivos antes de que haya desplazamientos en la roca.

b. Soporte con concreto lanzado

Como se ha discutido a lo largo del presente documento, este método consiste en el empleo de concreto que es lanzado a través de una boquilla con contenido de aditivos para ganar resistencia rápidamente y permitir su manejabilidad durante el proceso. Puede contener o no fibras y puede ser lanzado alrededor de barras de acero o cerchas. La calidad y propiedades del concreto lanzado pueden ser iguales a las propiedades del concreto vaciado si se tienen medidas apropiadas de calidad y control durante el proceso constructivo.

La capa inicial de concreto lanzado cuenta con espesores variables entre 10 y 40cm, dependiendo de las condiciones del terreno y dimensiones del túnel. Se refuerza con malla electrosoldada o macro fibras de acero. Ocasionalmente pueden emplearse macro fibras sintéticas en lugar de las metálicas, si se establece que el concreto va a estar sometido a grandes deformaciones y es importante una ductilidad pos-fisura. Cuando la capa de concreto lanzado es superior a 15cm puede requerirse de cerchas.

El concreto lanzado en excavaciones en roca sella las fisuras y otras discontinuidades expuestas durante la excavación, evita el deterioro por meteorización y descompresión. También actúa resistiendo las cargas de la roca al deformarse y evita la caída de cuñas o bloques. En terrenos blandos, la sección puede ser más constante y homogénea.

Cuando la capa de concreto se integra al terreno queda sujeta a solicitaciones de tensión, compresión y cortante. Cuando la función del concreto es únicamente sellar la superficie, no se requiere refuerzo y se pueden emplear espesores mínimos. Para los casos en los cuales se desempeña como elemento de soporte, se refuerza con malla o fibras.

c. Cerchas

Son miembros de soporte elaborados con barras de acero enlazadas en un patrón triangular, y curvadas para tomar la forma de la excavación. Debido a su área, por sí

solas no proporcionan soporte a la excavación; sin embargo, proporcionan los siguientes beneficios:

- Dado que típicamente tienen separaciones similares a las de los pernos, pueden proporcionar soporte temporal para bloques con tendencia a caer.
- Ayudan a asegurar espesores suficientes de concreto.

d. Arcos metálicos

Son perfiles metálicos curvados, planteados para adaptarse a la sección de diseño del túnel y pueden estar divididos en segmentos (para su transporte y manipulación). Los elementos para arcos se encuentran en el mercado con sección I o H. A lo largo del soporte se realiza un arriostrado o apuntalado.

Se emplean en terrenos con bajas presiones y sin expansiones, evitan la caída de bloques, sin embargo, existen arcos que permiten cierto grado de deformación por medio de uniones móviles. En muchos casos son recubiertos con concreto.

e. Segmentos prefabricados

Pueden ser usados como soporte para cargas de roca y presión de agua, generalmente son reforzados con fibras y barras de acero. El anillo usualmente se compone de 5 a 7 segmentos con un segmento llave. Este tipo de soporte se emplea principalmente en proyectos de construcción con TBM y más comúnmente, en túneles con terrenos blandos, porque configuran el soporte inicial y final simultáneamente, a la vez que proporcionan seguridad para el avance de la máquina.

f. Tratamientos complementarios

Se emplean en terrenos con baja resistencia o problemas de estabilidad como filtraciones, hinchamientos, etc. Algunos de estos tratamientos incluyen:

- Enfilajes: son pernos inclinados hacia el frente de avance que evitan la caída de fragmentos de roca; se emplean en rocas muy fracturadas.
- Paraguas: consiste en el empleo de pernos o micro pilotes instalados alrededor de la sección o techo del túnel, con el fin de atravesar zonas muy fracturadas o alteradas.
- Coronas de *jet grouting*: son inyecciones de material con el fin de tratar zonas con material muy suelto.
- Inyecciones: pueden ser de relleno, consolidación o impermeabilización.
- Drenajes: se emplean para captar aguas provenientes de filtraciones.

2.1.2 Generalidades de diseño de soportes

En túneles con terrenos poco competentes y elevadas coberturas se presentan altos desplazamientos, pues el empleo de sistemas rígidos requiere de una capacidad de carga muy elevada. Los elementos dúctiles permiten el control de deformaciones y la disipación plástica de esfuerzos en la estructura del concreto.

El diseño de túneles incluye las siguientes fases:

i. Recolección de información geotécnica preliminar y perfil del anteproyecto.
ii. Estudio geotécnico preliminar.
iii. Proyecto preliminar.
iv. Estudio geotécnico detallado.
v. Análisis de estabilidad del frente.
vi. Definición de procedimiento de excavación.
vii. Diseño del soporte.
viii. Análisis de asentamientos en superficie.

El diseño del soporte se realiza confrontando las presiones actuantes esperadas según las coberturas y condiciones geotécnicas que se tengan, con los valores de resistencia de los soportes disponibles.

Como guía preliminar, la *Federal Highway Administration* (FHWA) hace la siguiente recomendación para la selección del tipo de soporte a emplear:

Tabla 2.1-1 Tipo de soporte según el terreno.

Terreno	Pernos/ anclajes	Pernos/ anclajes y malla	Pernos/ anclajes con concreto lanzado	Cerchas, arcos con concreto lanzado	Concreto vaciado en obra	Segmentos de concreto prefabricados
Roca dura	X	X				
		X	X			
Roca media		X	X	X		
			X	X	X	
Roca blanda				X	X	X
				X	X	X
Suelo				X	X	X

Fuente: (US. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2009).

Ya que el soporte primario se emplea para estabilizar a corto plazo, cuenta con un factor de seguridad relativamente bajo (entre 1.1 y 1.5) o una probabilidad de falla elevada (1 a 5%).

El proceso de dimensionamiento incluye las siguientes etapas:

- Dimensionamiento previo: Siguiendo las metodologías comúnmente empleadas.
- Control del comportamiento: Permite la corrección del dimensionamiento y consiste en medición de esfuerzos y convergencias.

La medición de convergencias se hace con medición de distancias entre puntos opuestos.

El dimensionamiento de los soportes de los túneles se puede llevar a cabo por los siguientes métodos:

- Métodos empíricos: Se basan en la clasificación geomecánica de rocas, obteniéndose una estimación de cargas sobre los soportes.
- Métodos analíticos: Se fundamentan en el comportamiento elástico del macizo hasta cierta deformación, a partir de la cual se tiene un comportamiento plástico (plastificación). También supone una relación entre la presión interna y la deformación radial (convergencia), de acuerdo con una curva característica de la excavación. El soporte se selecciona de manera que haya un equilibrio con la presión interna del terreno y una convergencia dada.
- Métodos numéricos: Se basa en la representación del terreno y excavación por medio de elementos finitos o diferencias finitas, evaluando el estado de esfuerzos en cada fase del proceso constructivo.
- Métodos observacionales: Tienen como base la medición de tensiones y deformaciones durante la excavación, calculando los soportes con apoyo de los métodos empíricos y analíticos. Un ejemplo de este método es el Nuevo Método Austriaco (NATM).

El terreno puede estar constituido por materiales de diferentes propiedades y con respuesta mecánica también diferente; en este caso las soluciones analíticas basadas en medios homogéneos no son aplicables y se debe recurrir a modelos de elementos finitos.

El tiempo de autosoporte se define como el tiempo en el que un terreno es estable sin soporte, es decir, sin que se afecte el resto del terreno, ni haya pérdida de resistencia. En arcillas muy blandas, arena limosa bajo el nivel freático o grava, puede encontrarse alrededor de 5 minutos y en terrenos como arenas o gravas densas puede ser de 24 horas.

En terreno blando se supone que el terreno y el soporte actúan como una estructura compuesta. El suelo tiene características plásticas y elásticas desarrollando esfuerzos que dependen de los antecedentes de esfuerzos, así como del proceso de excavación y soporte. La presencia de agua implica estudios sobre la presión de poros, drenaje y consolidación, entre otros.

2.1.3 Métodos empíricos de diseño de soportes

El pre-diseño del túnel puede hacerse por medio de las clasificaciones geomecánicas. Las aproximaciones de *Barton* (Sistema Q) y *Bieniawski* (RMR) son las más comunes.

La clasificación de *Bieniawski* (RMR) se generó con base en experiencia de túneles a bajas profundidades, la de *Barton* se basa en experiencias en túneles profundos y rocas de mala calidad.

a. Sistema Q - *Barton*

Los soportes obtenidos con las clasificaciones se consideran preliminares, debido a que no permiten establecer factores de seguridad del sostenimiento, ni tener en cuenta el efecto del estado de esfuerzos natural, ni la forma del túnel, las fases de excavación, ni el efecto de la excavación en el terreno circundante. El método Q tiene su mejor aplicación en macizos rocosos donde la inestabilidad es causada por caídas de rocas.

A partir del índice Q es posible estimar la longitud de avance y la carga de roca en la bóveda y hastiales. La longitud de avance se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$\text{Máximo vano (m)} = 2 * ESR * Q^{0.4}$$

La carga de roca en la bóveda es Pf (kp/cm^2):

- Para macizos con menos de tres familias de discontinuidades:

$$P_f = \frac{2\sqrt{Jn}}{3Jr\sqrt[3]{Q}}$$

- Para macizos con tres o más familias de discontinuidades:

$$P_f = \frac{2}{Jr\sqrt[3]{Q}}$$

La carga de roca en los hastiales es P_h (kp/cm^2):

Para $Q > 10$	$P_h = 5Q$
Para $0.1 < Q < 10$	$P_h = 2.5Q$
Para $Q < 0.1$	$P_h = Q$

En las cuales:

Jn: índice de diaclasado

Jr: índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas

El diseño del sostenimiento incluye los siguientes pasos:

- Clasificar el terreno.
- Establecer el parámetro Q de Barton.
- Determinar el ESR.
- Con los valores de Q y ESR, determinar el sostenimiento requerido.

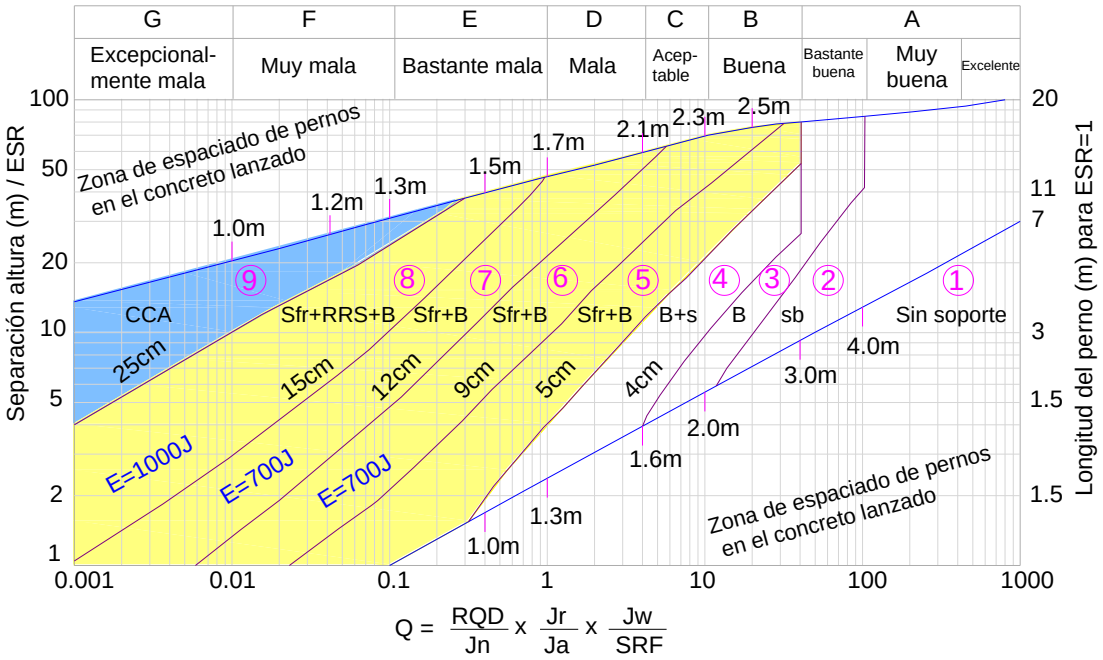
Para determinar el valor del factor ESR (*Excavation Support Ratio*) se emplea la siguiente tabla:

Tabla 2.1-2 Factor ESR.

	Tipo de excavación	**ESR**
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	2 - 5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1.6 - 2.0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1.2 - 1.3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0.9 - 1.1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0.5 - 0.8

Fuente: (González, 2002).

A continuación, se presenta la carta para establecer el soporte preliminar del túnel según el sistema Q:



Concreto lanzado reforzado con fibra

1 Sin soporte
2 Pernos de anclaje puntuales, sb

3 Pernos de anclaje sistemáticos, B
4 Pernos de anclaje sistemáticos y concreto lanzado simple 4–10 cm, B+s
5 Concreto lanzado reforzado con fibras y pernos de anclaje 5-9cm, Sfr+B
6 Concreto lanzado con fibras y pernos de anclaje 9-12cm, Sfr+B
7 Concreto lanzado con fibras y pernos de anclaje 12-15cm, Sfr+B
8 Concreto lanzado con fibras >15cm, costillas de refuerzo y pernos de anclaje, Sfr+RRs+B
9 Revestimiento de concreto vaciado, CCA

Figura 2.1-1 Soporte preliminar – Sistema Q (Barton). Fuente: Adaptado de (BEKAERT, 2008).

b. RMR (*Bieniawski*)

A partir de la clasificación RMR de *Bieniawski* es posible estimar la longitud de avance sin sostenimiento y la carga de roca. La longitud de avance se obtiene por medio de la siguiente figura:

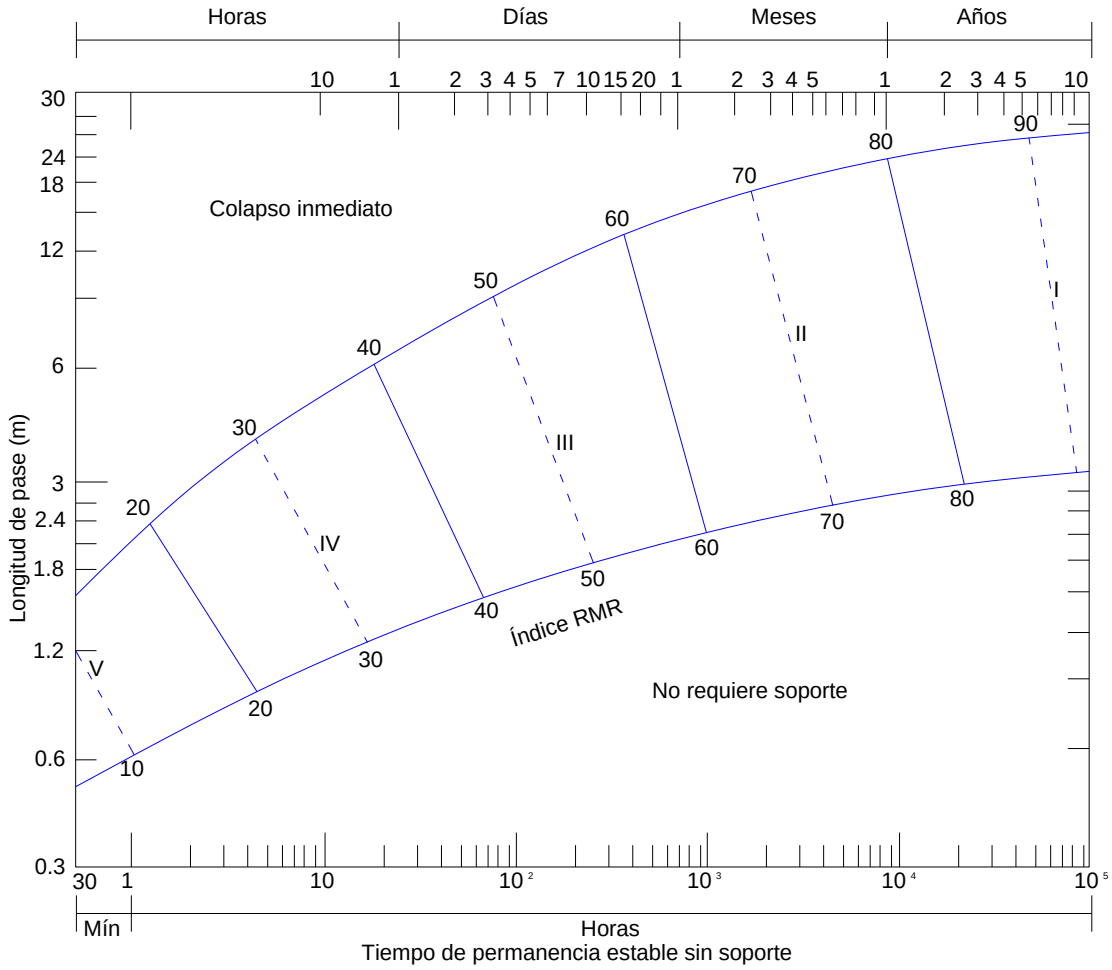


Figura 2.1-2 Longitud de avance – RMR (*Bieniawski*). Fuente: (González, 2002).

La carga de roca se calcula por medio de la expresión:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B$$

En la cual:

γ: peso unitario

RMR: índice RMR

B: ancho del túnel

Los sostenimientos se establecen a partir del siguiente cuadro:

Tabla 2.1-3 Sostenimiento requeridos según RMR (Bieniawski).

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Pernos	Concreto lanzado	Cerchas
1 100-81	Sección completa. Avances de 3m	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.	No.	No.
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1.5m	Pernos locales en bóveda, con longitudes de 2-3m y separación de 22.5m, eventualmente con malla.	5cm en clave para impermeabilización	No.
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1.5 a 3m. Completar sostenimiento a 20m del frente.	Pernado sistemático de 3-4m con separaciones de 1.5 a 2m en bóveda y hastiales. Malla en bóveda.	5 a 10 en clave y 3cm en hastiales	No.
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1 a 1.5m. Sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10m del frente.	Pernado sistemático de 4-5m con separaciones de 1-1.5m en clave y hastiales con malla.	10 a 15 cm en clave y 10cm en hastiales. Apliación según avanza la excavación.	Cerchas ligeras espaciadas 1.5m cuando se requieran.
V <20	Fases múltiples. Avances de 0.5-1m. Concreto lanzado inmediatamente en el frente después de cada avance.	Pernado sistemático de 5-6m, con separaciones de 1-1.5m en clave y hastiales con malla. Pernos en solera.	15-20cm en clave, 15cm en hastiales y 5cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0.75m con blindaje de chapas y cerradas en solera.
Túneles de sección en herradura, ancho máximo de 10m, máxima tensión vertical 250kp/cm²				

Fuente: (González, 2002).

2.1.4 Métodos analíticos o curvas características en diseño de soportes

En la condición inicial (antes de excavar) los esfuerzos actuantes son los geostáticos. Cuando se realiza la excavación disminuyen las presiones de soporte alrededor del túnel, porque se producen deformaciones radiales en el perímetro de la excavación. Las deformaciones inicialmente se encuentran dentro del rango elástico y posteriormente pueden pasar al rango plástico. A partir de este punto, el terreno alrededor de la

excavación desarrolla el máximo arqueo posible, si no se alcanza el equilibrio se demandará de presión de soporte adicional. Esta zona es inestable; por tanto, requerirá mayor presión de soporte y se puede producir el colapso parcial o total del túnel.

El estado de esfuerzos puede ser calculado empleando soluciones analíticas cerradas, aplicables a formas geométricas simples y modelos de materiales limitados, además, son una herramienta útil para comprobar resultados obtenidos de análisis numéricos.

La interacción entre el soporte y el terreno circundante puede describirse por medio de la curva característica, que relaciona la presión de soporte interna con la convergencia de la pared del túnel.

La curva característica define la evolución del comportamiento de la presión de soporte, contra la deformación en el perímetro del túnel, desde la etapa anterior a la excavación hasta la redistribución de los esfuerzos producidos por la excavación. La curva característica debe determinarse para la bóveda, paredes y solera del túnel.

A continuación, se presenta de manera esquemática la curva característica típica del terreno y el soporte:

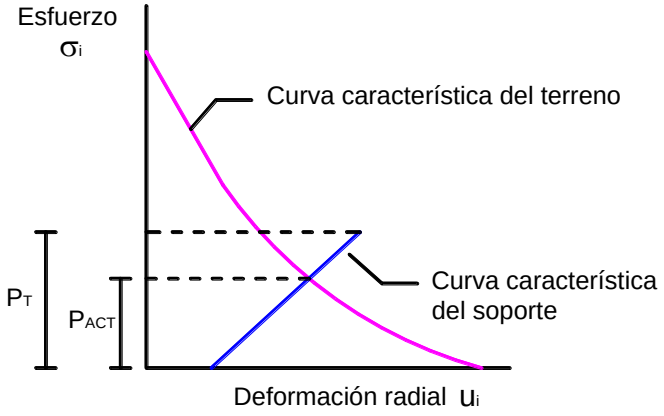


Figura 2.1-3 Curva característica del terreno y el soporte. Fuente: Adaptado de (López, 2000).

El diseño del soporte, se basa en la comparación de la curva característica del terreno con la curva del soporte y posteriormente se calcula un factor de seguridad.

El punto donde se cruzan las curvas características del terreno y del soporte es el punto de equilibrio de la excavación.

El factor de seguridad se calcula como:

$$FS = P_T/P_{ACT}$$

La excavación genera una descompresión del terreno, siendo posible permitir una relajación parcial, de manera que cuando se coloque el soporte se tenga una presión de equilibrio relativamente baja.

Las curvas características se pueden obtener empleando:

- Soluciones analíticas
- Métodos numéricos

a. Curvas características del terreno

La convergencia total es igual al doble del desplazamiento radial y durante la construcción solo se puede medir una parte. La siguiente figura representa la curva característica del terreno:

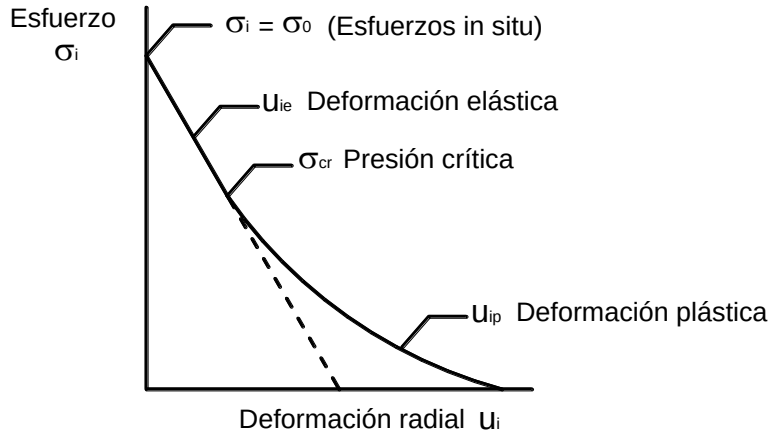


Figura 2.1-4 Curva característica del terreno. Fuente: Adaptado de (López, 2000).

✓ ***Curvas características del terreno con soluciones analíticas***

Consisten en la obtención de las curvas características por medio de expresiones matemáticas deducidas bajo ciertas hipótesis.

<u>Terrenos blandos</u>

Empleando teorías de elasticidad y plasticidad es posible obtener valores aproximados de la deformación radial esperada en la periferia del túnel, con base en las propiedades mecánicas del suelo y la presión desarrollada en el contacto entre el soporte y el suelo.

Las formulaciones para el rango elástico son válidas tanto para terrenos duros como para terrenos blandos. El desplazamiento radial en el tramo elástico u_e, está dado por:

$$u_e = \frac{R(1+\nu)}{E}(\sigma_0 - \sigma_i)$$

En donde:

R: radio de la excavación

E: módulo de Young del terreno

v: Relación de Poisson del terreno

σ_i: Presión radial interna de la excavación o presión de contacto

$\sigma_o = \gamma H_o$: estado inicial de esfuerzos

Cuando se sobrepasa la zona elástica comienza la plastificación del suelo alrededor del túnel, y los desplazamientos radiales aumentan con incrementos bajos de presión, hasta llegar al colapso en el techo de la excavación. La siguiente figura muestra el tramo elástico y plástico de la curva característica:

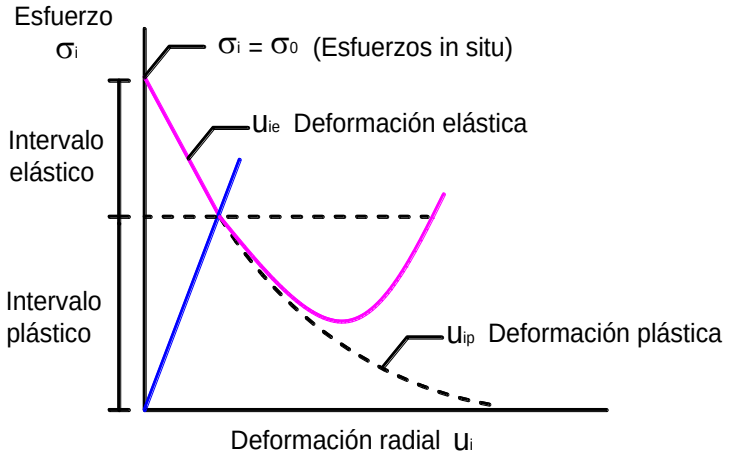


Figura 2.1-5 Intervalos elástico y plástico de la curva característica. Fuente: Adaptado de (Tamez, Rangel y Holguín,1997).

El desplazamiento radial se puede calcular por medio de la siguiente expresión:

$$U_p = r\left[1 - \sqrt{\frac{1}{1 + A}}\right]$$

En la que el parámetro A depende del tipo de suelo así:

Suelos cohesivos:

$$A = \frac{2(1 + \nu)}{E} C_u \left(\frac{R_p}{r}\right)^2$$

Suelos cohesivo-friccionantes:

$$A = \frac{2(1+\nu)}{E}(\gamma H_o + T)\,\text{sen}\phi \left(\frac{R_p}{r}\right)^2$$

En las cuales:

C_u: resistencia al esfuerzo cortante de ensayo triaxial rápido (no drenada)

r: radio del túnel

Rp: radio de plastificación (Rp – r = zona plastificada)

$T = C_u * \cot\phi$

El radio de plastificación también depende del tipo de suelo y se calcula de la siguiente manera:

Suelos cohesivos:

$$R_p = r\, e^{1/2\left(\frac{\gamma H_o - Pa}{C_u} - 1\right)}$$

Suelos cohesivo-friccionantes:

$$R_p = r\left[(1-\text{sen}\phi)\ \frac{\gamma H_o + T}{P_a + T}\right]^{\frac{1-\text{sen}\phi}{2\text{sen}\phi}}$$

En las cuales:

Pa: presión de apoyo.

Cuando la deformación del suelo en la bóveda del túnel supera el valor de la deformación u_f (deformación en la cual se presenta el colapso de la bóveda) comienza un proceso de falla progresiva en el cual la presión de apoyo P_a, aumenta. Este fenómeno se presenta cuando hay sobrexcavación o caída de fragmentos que no se contienen apropiadamente. También se presenta cuando hay deformación excesiva, debida a falta de apoyo de la bóveda de concreto lanzado, marcos de acero y dovelas.

Cuando se produce el aflojamiento del terreno, la presión vertical aumenta sobre el soporte, induciéndole esfuerzos y deformaciones que pueden llevar a su colapso y al de la excavación, así como asentamientos superficiales; por lo tanto, es recomendable llenar los espacios entre el suelo y la estructura de manera inmediata y la construcción de zapatas de apoyo para los soportes. Es de resaltar, que el fenómeno de aflojamiento debido a espacios entre la estructura de soporte y el suelo no se presenta cuando se emplea concreto lanzado.

Terrenos duros

Hoek et al. (1995) desarrollaron expresiones analíticas para calcular la curva característica de una excavación en terrenos duros, basadas en las siguientes hipótesis:

- ✓ Excavación circular de radio R.
- ✓ Estado de esfuerzos hidrostático.
- ✓ Criterio de falla de *Mohr-Coulomb* ajustado al de *Hoek-Brown* con comportamiento dúctil.

Los componentes de la curva característica se presentan nuevamente a continuación:

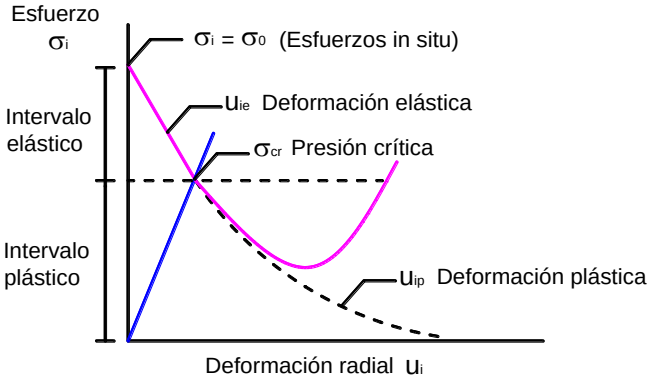


Figura 2.1-6 Curva característica del terreno. Fuente: Adaptado de (Tamez, Rangel y Holguín,1997).

El tramo lineal de la curva característica se define como:

$$u_e = \frac{R(1+\nu)}{E}(\sigma_0 - \sigma_i)$$

En donde:

E: Módulo de Young del terreno.

v: Relación de Poisson del terreno.

σ_i: Presión radial interna de la excavación.

El tramo elasto-plástico está dado por la expresión:

$$\sigma_{iCR} = \frac{2\sigma_0 - \sigma_{CM}}{1+K_0}$$

En la cual:

$\sigma_{icr} = P_{icr}$: Presión crítica de soporte.

$\sigma_o = P_o$: Esfuerzos hidrostáticos.

σ_{CM}: Resistencia a compresión simple del macizo rocoso.

$K_0 = (1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi)$.

El tramo curvo que representa el comportamiento plástico se obtiene con la ecuación:

$$U_p = \frac{R(1+\nu)}{E}\left[2(1-\nu)(\sigma_0-\sigma_{iCR})\left(\frac{R^*}{R}\right)^2 - (1-2\nu)(\sigma_0-\sigma_i)\right]$$

En la cual:

R: Radio de la excavación.

R*: Radio de plastificación, se calcula como:

$$R^* = R\left[\frac{2(\sigma_0(K_0-1)+\sigma_{CM})}{(1+K_0)\left[(K_0-1)\sigma_i+\sigma_{CM}\right]}\right]^{\frac{1}{K_0-1}}$$

b. Curvas características del soporte

Dado que los elementos de sostenimiento no se plastifican, la curva característica del sostenimiento se asemeja a una línea recta definida por el esfuerzo máximo resistente del soporte, el desplazamiento radial de la excavación con el soporte y el desplazamiento máximo admisible del soporte.

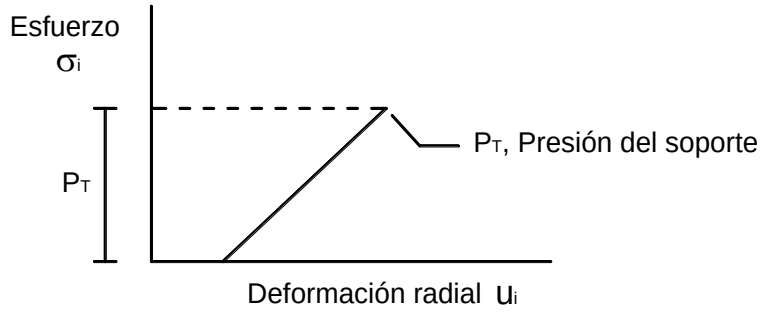


Figura 2.1-7 Curva característica del soporte. Fuente: Adaptado de (López, 2000).

✓ **Curvas características con métodos numéricos**

La curva característica puede determinarse con programas de cálculo debido a que se trata de coordenadas que corresponden al desplazamiento cuando se alcanza el equilibrio, después de aplicar una presión radial.

La curva característica se obtiene a partir de un modelo de elementos finitos en el cual se resuelven los problemas esfuerzo-deformación para diferentes niveles de esfuerzos radiales, incluyendo el caso de la excavación sin sostenimiento. El empleo de métodos numéricos proporciona las siguientes ventajas:

- Permite trabajar en cualquier estado de esfuerzos.
- Es posible calcular la curva característica para cualquier geometría de excavación.
- Se pueden tener en cuenta las diferentes fases de excavación.
- Es posible modelar cualquier tipo de terreno.

La curva característica se calcula siguiendo el siguiente procedimiento:

i. Elaboración de la malla.
ii. Aplicación de esfuerzo constante en la frontera superior de la malla, equivalente al esfuerzo geostático presente al centro del túnel.
iii. Aplicación de un esfuerzo en la periferia del túnel.
iv. Obtener la deformación promedio en la bóveda, paredes y solera del túnel.
v. Construcción de la curva.

c. Factor de seguridad

El factor de seguridad corresponde a la relación entre la presión máxima del soporte y la presión radial ejercida por el terreno. En la siguiente figura se observan la presión máxima del soporte y la presión radial ejercida por el terreno:

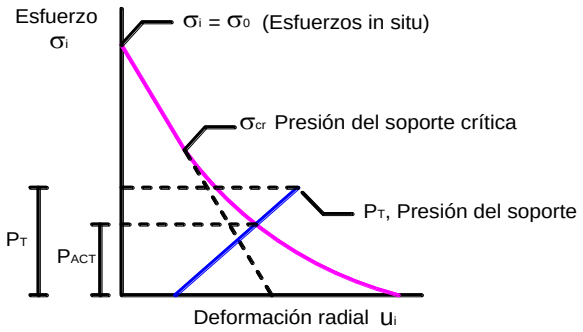


Figura 2.1-8 Componentes del factor de seguridad. Fuente: Adaptado de (López, 2000).

Cuando la curva del soporte se encuentra más a la izquierda, se tiene un soporte más rígido e instalado más pronto, cuando el soporte se encuentre más a la derecha, corresponde un soporte instalado en un lapso mayor después de la excavación y menos rígido.

Cuando la presión del soporte es mayor que la presión de soporte crítica y menor que los esfuerzos *in situ*, ocurre desplazamiento elástico y de esta manera el desplazamiento del túnel está controlado.

Cuando la presión de soporte es menor que la presión crítica, ocurre un desplazamiento plástico. Una vez que el soporte es instalado y entra en completo contacto con el terreno, el soporte comienza a deformarse elásticamente hasta alcanzar una presión y desplazamiento máximos, a partir de allí se presenta la cedencia del soporte.

El factor de seguridad se calcula como:

$$FS = P_T/P_{ACT}$$

En donde:

P_T: Presión que resiste el soporte

P_{ACT}: Presión ejercida por el terreno

d. Efecto del frente de excavación

Dado que el soporte no se instala inmediatamente se excava, se tienen tramos sin sostenimiento que son estables de manera temporal. El método supone que en el frente de la excavación hay un efecto de confinamiento representado por un esfuerzo radial ficticio, cuyo valor disminuye en función de la distancia al frente.

2.1.5 Métodos numéricos para diseño de soportes

Comúnmente se emplean programas de cómputo que permiten simular modelos con elementos finitos, permitiendo evaluar deformaciones en cada fase de la excavación.

La aplicación de soluciones analíticas es restringida cuando la variación de las magnitudes de los esfuerzos es significativa desde la bóveda hasta la solera, y las hipótesis planteadas en las soluciones analíticas no son válidas. En estos casos deben usarse métodos numéricos para simular la interacción suelo-estructura.

La FHWA recomienda seguir los siguientes pasos para realizar un análisis numérico:

i. Definir el objetivo del análisis numérico.
ii. Establecer si se requiere una aproximación 2D ó 3D y el programa adecuado.
iii. Crear un esquema del análisis.
iv. Crear una geometría y mallas de elementos finitos.
v. Seleccionar y aplicar condiciones de frontera.
vi. Determinar y aplicar el modelo constitutivo y los materiales.
vii. Llevar a cabo la simulación.
viii. Revisar los resultados.
ix. Interpretar los resultados.

El diseño del túnel puede realizarse empleando modelos elasto-plásticos, por medio de elementos finitos o análisis de esfuerzos con diferencias finitas. Este tipo de análisis proporciona la capacidad de analizar materiales complejos y variedades de tipos de soportes.

Existen múltiples programas disponibles en el mercado para llevar a cabo los análisis. Los programas requieren del conocimiento del usuario sobre modelos numéricos y leyes constitutivas. Los métodos incluyen elementos finitos (FEM – *Finite Element Method*), diferencias finitas (FDM – *Finite Difference Method*), elementos límite (BEM – *Boundary Element Method*), elementos discretos (DEM – *Discrete Element Method*) e hidrocódigos.

a. Análisis continuo

Los métodos FEM, FDM y BEM son llamados métodos de análisis continuos porque se asume un medio continuo. Son usados para análisis de excavaciones subterráneas, con el fin de tener en cuenta la presencia de discontinuidades, propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca, en ellos es necesario llevar a cabo mediciones de muestras intactas. Programas como: PHASE2®, FLAC® y PLAXIS® entre otros, son comunes para análisis continuos. En suelos son aceptados los análisis del continuo.

Elementos finitos

El método consiste en representar el terreno con elementos de geometría regular interconectados entre sí, por medio de puntos nodales ubicados en sus esquinas. Los elementos se consideran finitos porque son limitados en tamaño y grados de libertad. Al conjunto se le denomina malla de elementos finitos. A cada elemento de la malla se le asigna una ley constitutiva o relación esfuerzo-deformación que represente el comportamiento del medio. El análisis consiste en calcular los desplazamientos de los nodos y posteriormente, los esfuerzos del elemento a partir de las relaciones esfuerzo-deformación; también, permite simular condiciones complejas como heterogeneidades y discontinuidades, además del proceso constructivo.

Requiere hacer simplificaciones para facilitar la interpretación de los resultados, por ejemplo: utilizar secciones para análisis bidimensional, simétricas, simplificar leyes constitutivas y simplificación del proceso constructivo.

A mayor número de elementos incrementa la exactitud del análisis; sin embargo, requiere mayores costos y tiempo de elaboración. Para la construcción de la malla se recomienda: (Tamez, 1997).

- Emplear una separación mínima de 5 veces la mayor dimensión del túnel, entre el túnel y la frontera, con el fin de no inducir alteraciones en el estado de esfuerzos alrededor del túnel.
- Relación largo/ancho del elemento finito menor de 3.

- Densificar la malla en zonas donde se esperen grandes cambios en el estado de esfuerzos, por ejemplo, alrededor de la periferia de la excavación y en los apoyos.

Los elementos se definen por nodos y líneas rectas; en cada nodo se tienen grados de libertad o componentes de desplazamiento y de rotación.

El comportamiento esfuerzo-deformación de los elementos en primer lugar es elástico lineal, posteriormente pasa a seguir un criterio de plastificación. También, se involucran parámetros como el criterio de cedencia y reglas de endurecimiento y flujo.

La selección de la ley constitutiva depende del comportamiento observado en campo y laboratorio del terreno en estudio. En suelos muy plásticos es común un comportamiento viscoso, en suelos duros o compactos se considera un comportamiento elástico con falla frágil, especialmente a bajos niveles de esfuerzo.

En el macizo rocoso, las leyes constitutivas están dadas por sus discontinuidades, por lo que es recomendable considerar un comportamiento elástico-lineal con falla frágil en condiciones de esfuerzos de confinamiento bajos y en el caso contrario el empleo de una ley elastoplástica. En suelos se emplean comúnmente los criterios de cedencia de *Mohr-Coulomb*, *Tresca* y Esfuerzo cortante octaédrico, y en macizos rocosos, *Hoek-Brown*.

El análisis encierra como primera medida el estudio del estado de esfuerzos y deformaciones producidos por la excavación, evaluando su estabilidad y caracterizando las zonas plastificadas. En segundo lugar, se construyen las curvas características del terreno y del soporte y finalmente, se determinan las características del soporte. El análisis incluye:

- Definición del modelo: geometría, propiedades del terreno, estado de esfuerzos.
- Revestimiento: Necesidad o no del revestimiento.
- Análisis de estabilidad de la excavación: definición de la sección del túnel y longitud máxima de excavación sin soporte.
- Diseño revestimiento
- Diseño del procedimiento constructivo
- Deformaciones esperadas

El resultado del análisis de esfuerzos es la definición de las zonas inestables o plastificadas.

Durante el análisis, en primer lugar, se realiza la modelación de la malla sin la excavación y se realiza el cálculo para obtener las deformaciones en la superficie del terreno.

A continuación se presenta la modelación con elementos finitos:

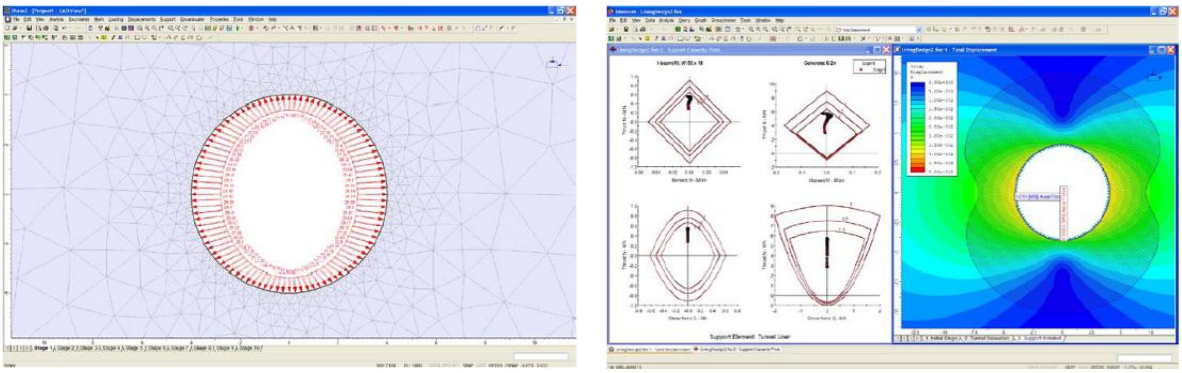


Figura 2.1-9 Modelación con elementos finitos – Programa Phase2. Fuente: (Rocscience, 2017a).

b. Análisis de elementos discretos

Si predominan planos de debilidad continuos y orientados de manera desfavorable a la excavación, es necesario considerar incorporar las características de esos planos en el diseño, debido a que en este caso la resistencia y conductividad hidráulica de las discontinuidades puede diferir con respecto a la roca intacta. Entonces, se debe considerar para diseño el empleo de métodos de elementos discretos (DEM – *Discrete Element Method*). Estos modelos permiten tener en cuenta deformaciones, así como realizar análisis de esfuerzos de un conjunto de cuerpos deformables o rígidos, los cuales interactúan con contactos friccionantes y, permiten realizar análisis de redes de flujo.

Este análisis requiere detalles de flujo, apertura, planos de debilidad bien identificados, y demás propiedades. Dentro de los programas de elementos discretos se encuentra UDEC.

2.1.6 Cálculo de asentamientos

a. Terrenos blandos

Los asentamientos en terrenos blandos no pueden ser determinados con exactitud. Los asentamientos pueden estimarse con métodos numéricos, especialmente cuando se tiene una geometría irregular. Es posible recurrir a la experiencia y a métodos empíricos para aproximaciones iniciales.

El asentamiento es función de la técnica de excavación, profundidad del túnel, diámetro y condiciones del terreno.

b. Terrenos duros

La teoría elástica también permite calcular de manera aproximada los desplazamientos del terreno en roca alrededor del túnel. El desplazamiento radial aproximado en un punto alrededor del túnel se puede calcular con la siguiente expresión:

$$u = \frac{P_z (1 + \nu)}{E} \frac{a^2}{r}$$

En la cual:

u: movimiento radial

Pz: esfuerzo en el terreno.

v: relación de Poisson.

E: módulo del macizo.

a: radio de la excavación

r: radio al punto de interés.

El esquema de los parámetros involucrados en la expresión se presenta a continuación:

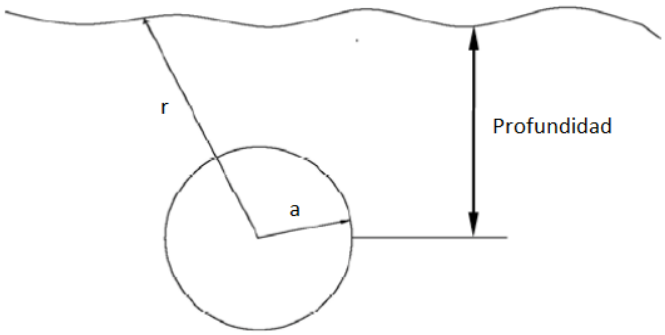


Figura 2.1-10 Cálculo de asentamientos en terrenos duros. Fuente: (US. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2009).

2.1.7 Método observacional o Nuevo Método Austriaco de Túneles (NATM)

El Método Secuencial de Excavación (SEM – *Sequential Excavation Method*) o comúnmente conocido como Método Austriaco de Túneles (NATM – *New Austrian Tuneling Method*) es un método patentado en 1958, que considera que el terreno se integra a los elementos de soporte, formando parte de la estructura y llevando a un revestimiento óptimo económicamente.

La metodología se basa en determinar y controlar el desarrollo de los esfuerzos y deformaciones, así como su interacción con el soporte y revestimiento, de manera que maximicen el desarrollo de la capacidad de autosoporte del terreno; es decir, aprovechar el hecho de que todo tipo de terreno tiene la habilidad de autosoportarse durante un lapso. Cuando se permiten deformaciones del terreno de manera controlada, se moviliza la resistencia al corte del terreno limitando la tendencia del terreno a invadir el túnel, por tanto, reduciendo la carga sobre el soporte.

Los principios fundamentales del método son (López, 2000):

a. Se concibe el sostenimiento como un sistema combinado entre el terreno y los elementos de soporte.
b. El estado tridimensional de esfuerzos es compatible con las propiedades del terreno.
c. Se deben tener en cuenta ensayos de muestras, in situ, su variabilidad y efecto del agua.
d. El sostenimiento debe tener cierto grado de elasticidad.
e. El soporte se debe colocar en el momento apropiado.
f. El tiempo sin sostenimiento es función de la presión del terreno.
g. Se requiere de instrumentación e inspección visual durante la construcción con el fin de ajustar las operaciones.
h. El revestimiento definitivo estará dado por los cambios de presión resultantes y la resistencia del sostenimiento.

Según el NATM, los túneles están conformados por soportes duales o en dos capas, la exterior es una capa primaria de soporte compuesta por pernos, anclajes, refuerzo, arcos y concreto lanzado. La capa interna (incluyendo la solera) se construye con concreto vaciado en sitio. En medio de las dos capas se emplea un sistema impermeabilizante que puede consistir en una membrana flexible continua.

El éxito en el empleo de una capa delgada reside en emplear formas que eviten concentraciones de esfuerzos y permitan el contacto entre el soporte y el terreno alrededor, minimizando las cargas actuantes sobre el soporte; por esta razón, la sección debe ser curva o evitando formas rectas y bordes angulares. La sección típica es la forma de herradura con solera curva o recta, según el tipo de terreno. El método recomienda el empleo de solera curva (o cierre de anillo) en terrenos blandos y terrenos que presentan *squeezing*, mientras que es posible emplear solera recta en terrenos competentes.

En el NATM los pernos se localizan radialmente con una separación predeterminada y se completa con concreto lanzado. La deformación radial se reduce por los pernos, y los desprendimientos se previenen con el concreto lanzado. El soporte inicial en concreto lanzado permite una deformación controlada del terreno que moviliza la resistencia cortante y la redistribución de cargas. El refuerzo del concreto puede hacerse con malla o fibras. Con demandas mayores de soporte se emplean cerchas embebidas en el concreto.

La metodología plantea realizar mediciones para determinar cuándo se alcanza la estabilidad y cuándo se debe colocar el revestimiento. Los resultados teóricos son

comparados con la situación real, no solo para ajustar los parámetros de soporte del terreno, sino para intervenir áreas inestables. Las mediciones a efectuar por medio de extensómetros son:

- Asentamientos en la superficie
- Convergencia dentro del túnel
- Deformación dentro del terreno

La función del concreto lanzado es crear una capa semi rígida en la superficie excavada, por lo tanto, debe tener una resistencia inicial, para que haya una buena adherencia entre la superficie del terreno y el concreto, así como un grado de ductilidad y tenacidad para absorber y contener el movimiento de las rocas. Esto permite alcanzar un factor de seguridad mayor y el uso de una estructura más delgada.

Se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

a. Procedimientos de excavación cuidadosos.
b. Selección de geometría del túnel que se adapte a las condiciones del terreno.
c. Sistema de excavación que se adecúe a las condiciones del terreno (método de excavación y longitud de avance).

El esfuerzo inicial $\boldsymbol{\sigma_o}$ (Antes de la excavación) depende principalmente de la cobertura y el peso unitario. Cuando se lleva a cabo la excavación, los esfuerzos tangenciales incrementan cerca de la superficie de excavación. Si el esfuerzo tangencial $\boldsymbol{\sigma_t}$ y radial $\boldsymbol{\sigma_r}$ alrededor de la excavación exceden la resistencia del terreno, ocurrirá la fluencia y se creará una zona de plastificación.

La capacidad del soporte primario se selecciona con el fin de satisfacer un factor de seguridad deseado. Cuando se trata de túneles en zonas rurales, se busca encontrar el equilibrio con el terreno de la forma más económica posible; por otra parte, en las zonas urbanas, para túneles de baja profundidad y terreno blando se busca minimizar el impacto en la superficie del terreno, es decir, minimizar asentamientos.

Las principales aplicaciones del NATM son túneles rurales, túneles con geometrías complejas, cortos, largos, cavernas, túneles en áreas urbanas y de bajas profundidades.

El soporte primario en concreto lanzado cuenta con espesores entre 10 y 40cm, dependiendo de las condiciones del terreno y el tamaño de la excavación. Puede reforzarse con malla electrosoldada o fibras metálicas. Cuando el espesor de la capa de concreto es superior a 15cm incluye cerchas.

En túneles vehiculares, las membranas impermeabilizantes comunes cuentan con espesores de 2 a 3mm, dependiendo de las dimensiones del túnel. Bajo condiciones especiales de agua subterránea contaminada, se requiere de membranas especiales, acompañadas con un geotextil que actúa como capa protectora y sistemas de drenaje. Previo a la instalación de los sistemas de impermeabilización deben haber cesado las deformaciones. El agua se conduce hacia perforaciones a lo largo de las paredes y posteriormente a tuberías principales de drenaje. Para la colocación de la membrana es necesario que las paredes del soporte primario tengan una rugosidad dada. También es

posible el empleo de concreto impermeable; sin embargo, se requieren mayores cuidados durante la construcción y curado con el fin de evitar la fisuración.

El revestimiento final, según NATM puede componerse de concreto lanzado y puede ser reforzado o no. El concreto lanzado generalmente es reforzado con fibra. La membrana impermeabilizante separa el soporte primario del revestimiento final y ayuda a reducir la fisuración por contracción del revestimiento. Para asegurar el contacto entre el soporte primario y el revestimiento final se rellenan los espacios con inyecciones de contacto.

Cualquier deterioro o debilitamiento del soporte conlleva a un incremento en la carga sobre el soporte final (Revestimiento). El concreto vaciado se instala en longitudes máximas de 10m con el fin de limitar la superficie fisurada, especialmente si el concreto a emplear no contiene refuerzo. No se recomienda emplear refuerzo continuo para permitir movimientos relativos, especialmente los producidos por cambios térmicos.

El concreto lanzado se puede emplear como alternativa al concreto vaciado en obra. Se aplica contra la membrana impermeabilizante y con espesores mínimos de 30cm.

Bajo condiciones especiales es posible emplear una capa de soporte única de concreto lanzado y una capa adicional para soportar las cargas a largo plazo. La capa final debe aplicarse en múltiples ciclos. Este tipo de soporte debe emplearse únicamente cuando las condiciones de flujo de agua no representen riesgo de deterioro del concreto producto de la infiltración.

La metodología del NATM puede incluir la clasificación de los macizos rocosos de acuerdo con el sistema Q, y el sistema RMR (*Rock Mass Rating*) para efectos de definir previamente parámetros y establecer un primer marco de referencia. No obstante, el método NATM se basa en el análisis de líneas de reacción del terreno e interacción con el soporte mediante métodos inicialmente concebidos, de tipo analítico. Los sistemas de soporte a emplear deben corresponder al análisis de una respuesta esperada. La definición del soporte puede responder al análisis de modelos geológicos, geotécnicos y de soporte de la siguiente manera:

- El modelo geológico es el punto de partida del programa de investigación.
- El modelo geotécnico es la evaluación de la combinación de los resultados de la investigación del terreno en campo y laboratorio versus el modelo geológico y con respecto al método de excavación y geometría del túnel. Se obtienen parámetros como sobrecarga, condiciones ambientales y de agua subterránea. El modelo geotécnico permite obtener zonas de respuesta similar.
- El modelo de soporte del túnel es la definición del soporte que se requiere, la excavación, la secuencia constructiva, etc.

De acuerdo con el NATM, se debe desarrollar un perfil longitudinal del túnel que debe contener información geológica, respuesta del terreno, tipos de excavación y soporte, hipótesis y metodologías de diseño.

En la metodología del NATM se proporciona soporte temprano. En terrenos blandos se instala inmediatamente después de la excavación y antes de la siguiente etapa. En

terrenos duros el soporte inicial se instala cerca al frente. El fin es proporcionar soporte estructural y condiciones de seguridad, pues el soporte se define con base en criterios de economía, seguridad, manejo del riesgo, manejo de asentamientos, etc.

Elementos de soporte considerados en el método

Concreto lanzado

Cuando se aplica el concreto lanzado, éste llena las fisuras y proporciona soporte inmediato a la excavación, reduce el movimiento relativo de partículas de suelo o bloques de roca y limita las caídas en el terreno expuesto. Las rocas secas deben humedecerse antes de la aplicación del concreto lanzado. El polvo o infiltraciones de agua reducen la adherencia entre el concreto y la superficie. Las fibras incrementan la adhesión y cohesión del concreto fresco. Cuando el concreto es demasiado adherente tiende a acumularse alrededor de las barras de refuerzo ocasionando vacíos por detrás del refuerzo.

Es posible emplear el concreto lanzado para estabilizar pequeñas cuñas. Así mismo, puede emplearse una capa delgada con fibras para controlar efectos de desecación, humedad en material sensitivo, etc., sin que se considere parte del soporte. También puede requerirse de una capa de concreto lanzado temporal en el frente de excavación para restringir el movimiento del terreno hacia la excavación.

En ciertas condiciones, debido a las condiciones del terreno o la sección transversal puede ser necesario el empleo de una capa temporal de concreto lanzado, antes de la colocación del soporte primario.

La capa de soporte de concreto lanzado cuenta con espesores entre 10 y 40cm, dependiendo de las condiciones del terreno y tamaño del túnel. El concreto lanzado puede soportar elevadas cargas de terreno y conforma un sistema de soporte algo flexible; en estos casos es donde se espera que experimente elevadas deformaciones y cobra importancia su ductilidad. Al deformarse permite que las propiedades inherentes de autosoporte del terreno se desarrollen y se redistribuyan los esfuerzos entre el terreno y el soporte. Durante la deformación, los esfuerzos dentro del soporte en concreto se transfieren al terreno que lo rodea. Este proceso genera una reacción del terreno que ayuda al soporte. El diseño del soporte en concreto está dado por los requisitos de soporte, deformaciones del terreno admisibles, cargas esperadas y aspectos económicos. La resistencia de la capa de concreto lanzado debe aumentar a medida que aumentan las restricciones de deformación.

En túneles de baja profundidad se requiere restringir las deformaciones en la superficie, en este caso se requiere que el soporte asimile elevadas cargas en las etapas iniciales, aunque en general se tienen bajos esfuerzos producidos por la cobertura.

En túneles con elevada cobertura la deformación en la superficie cobra poca importancia. Cargas excesivas en suelos con squeezing y presiones tectónicas activas pueden ser criterios de diseño; en estos casos, permitir deformaciones moviliza esfuerzos de cortante que pueden ser limitados debido a que el terreno asume parte de la función de soporte y que parte de las cargas del terreno se disipan antes de que el soporte asuma cargas. Para túneles en roca bajo elevadas coberturas la resistencia inicial no es necesaria, pero la resistencia final del sistema completo cobra importancia.

El refuerzo de la roca aumenta la resistencia del terreno alrededor, controla la deformación y limita las cargas del terreno, actuando sobre la capa de concreto lanzado. El refuerzo de la roca y el concreto lanzado se diseñan como un sistema integrado durante la secuencia de excavación y soporte.

La fricción entre el soporte y el terreno es importante debido a que reduce los movimientos diferenciales de las partículas de terreno en la superficie y contribuye a la interacción suelo-estructura.

En terrenos de buena calidad no se requiere cerrar el anillo, en terrenos de baja calidad (roca blanda y suelo) se deben tener en cuenta el tiempo de soporte, la longitud de avance, el tiempo transcurrido entre la excavación de la parte superior y de la solera para controlar el terreno y la deformación. Para reducir la deformación y la falla potencial del terreno, la secuencia de excavación debe diseñarse como anillo cerrado. Así mismo, se debe excavar por partes en el frente, se puede comenzar por la parte superior, luego la parte media (banca) y finalmente la parte inferior (solera).

Refuerzo de la roca

El refuerzo de la roca y la roca se consideran como un sistema donde los elementos individuales interactúan. La resistencia del sistema está dada por características como las discontinuidades y la contribución proporcionada por los elementos de refuerzo. El refuerzo de la roca puede lograrse con pernos y anclajes.

Cerchas y arcos

Las cerchas se usan en conjunto con el concreto lanzado y una vez instaladas, actúan como un soporte de concreto lanzado reforzado. El diseño de los arcos se lleva a cabo definiendo su sección y propiedades. Los arcos proporcionan soporte inmediato y control de la geometría.

Consideraciones de diseño del NATM

En general, se emplean modelos en dos dimensiones para el diseño de túneles, cuando se tienen condiciones especiales como intersecciones, es necesario el uso de modelos en tres dimensiones.

La excavación causa un cambio en el estado inicial de esfuerzos y crea un régimen tridimensional de esfuerzos con la forma de un bulbo alrededor del frente. A una distancia lo suficientemente alejada del frente, se configura una condición de esfuerzos en dos dimensiones.

La modelación se lleva a cabo en etapas, en las cuales es importante tener en cuenta que antes de los 28 días el concreto no ha ganado la resistencia requerida, se puede modelar esta situación reduciendo a 1/3 el módulo de elasticidad del concreto.

La instalación del revestimiento se hace cuando todas las deformaciones han cesado. El revestimiento soportará cargas únicamente en el largo plazo, como resultado del deterioro parcial del soporte inicial. Además de las cargas del terreno, el revestimiento debe diseñarse para cargas hidrostáticas.

El diseño es un proceso iterativo en el que se busca satisfacer los requisitos dados por las especificaciones o códigos de diseño del país donde se localiza el proyecto, esto se logra aumentando las dimensiones o incrementando el refuerzo. Así mismo, se comparan los esfuerzos y fuerzas con la capacidad de cada perno o anclaje de manera individual.

Instrumentación y monitoreo

Una parte integral de la metodología de diseño es la verificación por medio de monitoreo de las hipótesis de diseño, considerando la interacción entre el terreno y el soporte como respuesta al proceso de excavación.

La instrumentación apunta a una medición sistemática detallada de la deformación del soporte. Además, se miden los esfuerzos cuando se tienen condiciones especiales como esfuerzos inusuales.

Los datos se toman, procesan e interpretan para evaluar la correcta selección del tipo de soporte, instalación, secuencia de excavación, estabilización del terreno, comportamiento del terreno debido a la técnica de excavación, esfuerzos, deformaciones a largo plazo y parámetros de diseño asumidos.

La instrumentación de la superficie puede incluir marcas para medir asentamiento de la superficie, inclinómetros, extensómetros y piezómetros.

La instrumentación del túnel se lleva a cabo por medio de puntos en la bóveda y a lo largo de las paredes para monitorear deformaciones verticales, horizontales y longitudinales. El número de puntos y su localización dependen del tamaño y secuencia de excavación. La medición de esfuerzos se lleva a cabo con celdas.

Los dispositivos de monitoreo se agrupan en secciones transversales.

Los resultados del monitoreo se deben acompañar por observación visual con el fin de identificar grietas. Estos resultados se analizan elaborando gráficas de variación de la deformación con respecto al tiempo.

La curva de asentamiento muestra un comportamiento asintótico y llega a ser casi horizontal, mostrando que no hay más deformaciones asociadas con la excavación y soporte en el terreno e indicando equilibro y estabilidad del terreno.

2.1.8 Diseño de soporte en concreto lanzado

El diseño empleando concreto lanzado con fibras y el convencional (reforzado con malla) básicamente son los mismos, pero las propiedades del material pueden ser significativamente diferentes, permitiendo de este modo, considerables diferencias de espesores de concreto lanzado y cantidad de refuerzo.

El diseño de un soporte de concreto reforzado con fibra se puede llevar a cabo calculando su resistencia equivalente a flexión, con respecto a un soporte de concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada. La equivalencia se establece con base en la resistencia a preso-flexión entre una placa de concreto reforzado con una malla en la mitad y una placa de concreto reforzado con fibra.

El diseño estructural del soporte reforzado con fibra entonces, consiste en establecer la dosificación de las fibras que garantice una resistencia a tracción equivalente a la de la sección reforzada con malla; esto se establece con base en la correlación experimental o referencial, entre la dosificación y la resistencia equivalente a tracción por flexión del concreto a emplear.

Las tracciones esperadas en los soportes bajo las condiciones geotécnicas, geométricas y de cobertura más usuales se encuentran entre 1MPa y 1.5MPa; este valor puede alcanzarse con una dosificación mínima de fibras metálicas de 25kg/m^3.

a. Curvas características del soporte con soluciones analíticas

- ✓ **Terrenos blandos**

El desplazamiento radial del soporte de concreto tiene tres componentes (Tamez, 1997):

- Compresión elástica del concreto (u_c) bajo presión uniforme p_a.
- Deflexión (u_d) producida por la diferencia de presiones horizontal y vertical.
- Desplazamiento vertical (u_z) de la bóveda de concreto lanzado, cuando el soporte es abierto en el fondo y apoyado en zapatas longitudinales.

<u>Compresión Elástica, u_c</u>

El desplazamiento u_c que se produce en un anillo de concreto sometido a presión radial uniforme p_a es:

$$u_c = \frac{P_a \ D_m^2}{4t \ E_c}$$

En la cual:

Dm: diámetro medio del anillo.

t: espesor del anillo de concreto.

Ec: módulo de elasticidad del concreto en compresión.

El desplazamiento u_c es despreciable en comparación con los demás componentes.

Deflexión, u_d

La distribución de esfuerzos en el terreno antes de excavar corresponde a $\sigma_{ho}=k_o\sigma_{vo}$. Si se excava y coloca un soporte perfectamente flexible pero que no soporta momentos flectores como el concreto simple, se produce un ovalamiento del anillo con respecto al eje mayor horizontal. Los desplazamientos radiales en el suelo hacen que disminuya el esfuerzo vertical σ_{vo} y aumente el horizontal hasta que el esfuerzo vertical llega a ser aproximadamente la mitad del esfuerzo vertical inicial. La única manera de mantener los esfuerzos sin cambio con respecto al estado inicial sería empleando un soporte infinitamente rígido, por lo tanto, siempre se produce deformación y redistribución de presiones que depende de la rigidez relativa del soporte y del suelo.

En un revestimiento flexible, el valor máximo de deformación puede estimarse con la expresión:

$$u_{dmáx} = \frac{1}{2}(1 - K_o)\gamma H_o \frac{(1+\nu)D}{2k}$$

Donde:

K: rigidez del sistema suelo-revestimiento.

Ko: 0.5 para gravas y arenas, 0.6 para limos arenosos, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad y 0.7 para arcillas de plasticidad alta.

ν: relación de Poisson.

D: diámetro de la excavación.

Ho: profundidad al centro de la excavación.

Y: peso unitario.

En el caso de un revestimiento rígido la deflexión es pequeña.

Cuando se emplean soportes prefabricados de concreto y quedan espacios entre el soporte y el terreno que no se rellenan inmediatamente, el suelo circundante se desplaza hasta ocupar el espacio, sumándose al desplazamiento inicial del frente. Cuando se rellena el espacio entre el terreno y el soporte, se evitan desplazamientos adicionales y posibles asentamientos superficiales.

La siguiente figura muestra la relación entre el soporte y el terreno:

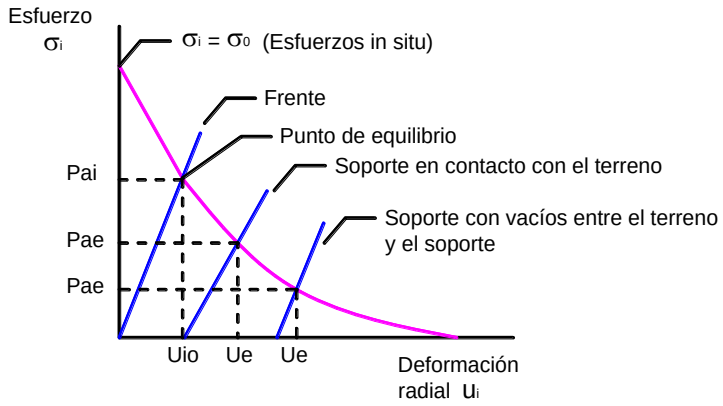


Figura 2.1-11 Relación entre curva de soporte y terreno. Fuente: (Tamez, Rangel y Holguín, 1997).

La intersección entre el frente de excavación y la curva del terreno representa el equilibrio antes de la colocación del soporte. En ese momento el desplazamiento es Uio, si se coloca un soporte flexible en contacto con el terreno, la presión que actúa sobre el soporte es nula, pero evoluciona a medida que avanza la excavación del frente. Cuando el frente se encuentra a una distancia superior a 5m, se pierde el efecto tridimensional producido por el frente y se tiene un estado de equilibrio bidimensional. La intersección entre la línea de soporte sin espacios y la curva del terreno representa el equilibrio de la presión radial de apoyo entre el soporte y el terreno. Cuando el soporte se deja con vacíos, el terreno sufre un desplazamiento adicional hasta alcanzar el equilibrio y produce un asentamiento en la superficie.

En un soporte flexible, la presión de equilibrio es prácticamente uniforme, haciendo que los esfuerzos de flexión sean bajos y que los esfuerzos de compresión sean los más importantes.

La presión inicial evoluciona con el tiempo, llegando en unos casos a sobrepasar el valor inicial de la presión total del suelo al nivel del túnel. Esta evolución está relacionada con la compresibilidad del terreno y con el cambio en el estado de esfuerzos efectivos en el tiempo.

Las soluciones analíticas para calcular la rigidez del soporte y máxima presión de soporte para concreto o concreto lanzado son las siguientes:

Rigidez del soporte:

$$K = \frac{E_c \left[r_i^2 - (r_i - t_c)^2 \right]}{(1 + \nu_c)\left[(1 - 2\nu_c)\, r_i^2 + (r_i - t_c)^2 \right]}$$

Máxima presión de soporte:

$$P_{máx} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right]$$

En las cuales:

K: rigidez del soporte

Pmáx: máxima presión de soporte

Ec: módulo de Young del concreto

tc: espesor del concreto

r_i: radio interno del túnel

σ_{cc}: resistencia a compresión uniaxial del concreto o concreto lanzado

v_c : relación de Poisson del concreto

b. Modelación del concreto lanzado con métodos numéricos

Los programas de cálculo permiten modelar la capa de concreto ingresando parámetros como espesor, resistencia a compresión, resistencia a tracción, relación de Poisson y módulo de Young.

2.2 Diseño del revestimiento

El revestimiento es un sistema estructural instalado después de la excavación para proporcionar soporte, mantener la abertura del túnel, limitar el ingreso de agua y proporcionar el acabado superficial o garantizar estabilidad a largo plazo. El revestimiento puede conformarse por:

- Concreto vaciado en obra
- Segmentos prefabricados de concreto
- Paneles metálicos
- Concreto lanzado

Cuando las condiciones geomecánicas y geoestáticas de la excavación se encuentran en valores no críticos y cuando los requerimientos funcionales del túnel lo permiten, es posible emplear el concreto lanzado reforzado con fibra como única estructura permanente y entonces es necesario emplear valores de factor de seguridad mayores.

El revestimiento de un túnel puede ser o no reforzado. El revestimiento cumple una función estructural cuando:

- Cuando se tienen rocas con RMR<50, a medio y largo plazo, debido a la acción del agua o agentes físicos-químicos, que pueden originar un aumento en los empujes y que deberá asumir el revestimiento.

- En terrenos expansivos ya que puede desarrollarse el potencial expansivo tiempo después de su construcción.
- Cuando el revestimiento es impermeable debido a que puede presentarse presión hidrostática alrededor del túnel.
- Cuando se realizan nuevas excavaciones cercanas al túnel porque se produce un cambio en el campo de esfuerzos y el desarrollo de nuevos empujes.

Cuando se trata de rocas de buena calidad geotécnica (clases I, II y III, con RMR>50) el revestimiento no tendría función estructural, sino únicamente estética o funcional. En estos casos es común emplear paneles prefabricados u otros sistemas.

La metodología de diseño empleada para soporte primario, puede emplearse, teniendo en cuenta el empleo de factores de seguridad y confiabilidad, propios de una estructura permanente.

El revestimiento se selecciona de manera que se cumpla con los siguientes requisitos:

a. Obtener una sección interna necesaria para transmitir la fuerza axial y minimizar el momento flector.
b. El espesor determinado depende del comportamiento del terreno, la capacidad estructural, el método de construcción y la vida útil esperada del proyecto.

Para el diseño del revestimiento en concreto se deben aplicar criterios de flexibilidad y compresibilidad con el fin de hacer dicho elemento hábil para resistir cargas desequilibradas y de esa forma reducir momentos flectores y esfuerzos cortantes.

2.2.1 Diseño estructural

El diseño de los revestimientos se puede llevar a cabo empleando la metodología LRFD (Load and Resistance Factor Design) de la Federal Highway Administration (FHWA), basada en la guía de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) para diseño estructural de puentes, que tiene en cuenta la variabilidad de la predicción de las cargas y el comportamiento de los elementos estructurales.

a. Generalidades

Los revestimientos son sistemas estructurales que difieren de otras estructuras debido a la interacción con el terreno. La pérdida en capacidad de soporte del terreno puede llevar a la falla al revestimiento. La flexibilidad del revestimiento le permite deformarse a medida que el terreno se deforma, durante y después de la excavación. Con la deformación se moviliza resistencia y el terreno se estabiliza, permitiendo también la distribución de los momentos y haciendo que la carga principal dentro del túnel sea axial. El revestimiento de túneles más eficiente es el que cuente con elevada flexibilidad y ductilidad.

Cuando la carga se aplica en una zona del revestimiento, éste comienza a deformarse y se desarrolla una presión pasiva en las demás zonas del revestimiento. Esta presión

pasiva previene el pandeo o colapso. La formación de grietas en concreto reforzado y las juntas en revestimientos segmentados proporcionan ductilidad, pues permiten la creación de puntos de giro que liberan momentos y ayudan a que la carga sea axial.

Es necesario el tratamiento de las juntas de tal manera que haya una correcta transmisión de cargas, de lo contrario se transmitirían únicamente esfuerzos de compresión y se crearía una discontinuidad frente a acciones perpendiculares a la sección; por lo tanto, se requiere dotar a las juntas de formas tipo machihembrado o pasadores.

b. Cargas y combinaciones de cargas

En túneles, aplica el concepto de cargas permanentes, dentro de ellas se encuentran:

- Carga muerta: incluye las cargas de peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.
- Presión de tierras horizontal: se deriva de la investigación geotécnica.
- Sobrecargas: se presenta cuando haya relleno sobre el nivel inicial del terreno.
- Presión vertical de tierras.

Las cargas transientes son:

- *Creep*.
- Fuerza de colisión vehicular.
- Sismo.
- Cargas de vehículos en movimiento.
- Sobrecargas.
- Peatones.
- Contracción.
- Temperatura.
- Carga de agua.

Los túneles se ven poco o nada afectados por sismos.

Combinaciones de carga: La metodología de la AASHTO define cuatro estados límites: servicio, fatiga y fractura, resistencia y eventos extremos.

c. Criterios de diseño

Los criterios para diseño son los siguientes:

- Diseño a carga de servicio o esfuerzos admisibles: trata cada carga en términos de su probabilidad de ocurrencia. El factor de seguridad para este método se basa en la capacidad del material de soportar la carga.
- Diseño por factor de carga: se basa en el potencial de variabilidad de las cargas aplicando factores de carga. La carga aplicada corresponde al valor resultante de

aplicar un factor de reducción a la resistencia de máxima capacidad del miembro estructural.

- Diseño por carga y factor de resistencia: tiene en cuenta la variación estadística de la resistencia de los miembros estructurales y la magnitud de cargas aplicadas.

Las cargas actuantes deben ser inferiores a la resistencia máxima del material que conforma cada elemento. La ecuación fundamental que relaciona las cargas es la siguiente:

$$\Sigma \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_{rç}$$

η_i : modificador de carga relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia.

γ_i : factor aplicado a la fuerza actuante Q.

Q_i : fuerza actuante sobre los miembros diseñados.

ϕ : factor de resistencia, para concretos reforzados es 0.9 para flexión y corte, 0.70 para apoyos y 0.75 para compresión axial.

R_n : resistencia nominal del miembro diseñado.

R_n :resistencia reducida calculada del miembro diseñado.

d. Análisis estructural

El diseño estructural se puede realizar por medio de los métodos que se mencionan a continuación:

- Modelos viga – resorte: el modelo se construye ubicando un nodo en los puntos a lo largo del centroide del revestimiento, estos nodos son unidos por segmentos rígidos apoyados que aproximan la forma del revestimiento. El terreno se modela como un resorte en cada nodo y los resortes pueden ubicarse en direcciones radiales. La constante del resorte se calcula con base en el módulo de reacción del terreno, afectado por la contribución de cada segmento de revestimiento.
  Posteriormente, se aplican las cargas y se verifican los desplazamientos en cada nodo, los nodos que se muevan hacia afuera del centro (hacia el terreno) se dejan activos y cuando el desplazamiento ocurre hacia adentro el nodo se hace inactivo o se remueve; el proceso se repite hasta que los desplazamientos coincidan con la condición del resorte en el nodo y una vez que el modelo converge, los cortantes y cargas axiales se usan para el diseño del revestimiento. El modelo viga-resorte asume que el terreno es homogéneo, contrario a la realidad del material. Estos modelos se realizan con ayuda de programas como SAP2000 u otros.

- Modelos tridimensionales: cuando se presentan casos como intersecciones entre túneles, se requiere el empleo de modelos tridimensionales, analizados por medio de elementos finitos. El modelo se construye de manera similar a los modelos viga-

resorte, y se debe extender el análisis al menos un diámetro más allá del punto analizado. El programa MIDAS GTX permite realizar este tipo de análisis.

- Métodos empíricos para terrenos blandos: son expresiones desarrolladas por investigadores, pero deben ser usadas en conjunto con otros tipos de análisis.
  Para túneles circulares, *Muir Wood* desarrolló las siguientes expresiones:
  El empuje del revestimiento se puede calcular así:

$$T = wR$$

  En la cual:
  T: empuje en el revestimiento
  w: presión de tierras debida a las cargas
  R: radio del túnel

  El momento flector en el revestimiento se calcula de la siguiente manera:

$$M = 3EI / R * \Delta R/R$$

  M: momento calculado
  R: radio al centroide del revestimiento
  ΔR: variación del radio
  E: módulo de elasticidad del material del revestimiento
  I: momento de inercia efectivo del revestimiento

- Métodos numéricos: se utilizan con programas de computador que permiten llevar a cabo análisis de continuo o discontinuo, utilizando aproximaciones de elementos o diferencias finitas. Pueden usarse para verificar resultados de modelos viga-resorte. Algunos programas empleados usualmente son: PHASE2, FLAC, y ABACUS.

2.2.2 Revestimiento con concreto vaciado en obra

Generalmente se instalan sobre algún tipo de soporte primario. Pueden ser reforzados o no y se emplean en terrenos duros y blandos. Su geometría depende del uso, método de excavación y condiciones del terreno, así:

- Terrenos de buena calidad

En terrenos de buenas características, el revestimiento puede conformarse por arcos de medio punto con hastiales rectos y espesores no inferiores a 30cm. La conformación del revestimiento se recomienda a sección completa, posterior a la excavación del túnel.

- Terrenos de calidad intermedia

En terrenos de condiciones medias se recomienda la forma de herradura y se deben comprobar las tensiones en los apoyos. Se recomienda la construcción de bóveda, posteriormente las paredes y finalmente la solera o contrabóveda.

- Terrenos de mala calidad

En terrenos de comportamiento pobre donde se presentan empujes a medio y largo plazo, es necesario el empleo de formas cerradas con solera plana o curva. En terrenos expansivos se recomienda el empleo de solera curva. Se requiere la colocación del concreto a medida que avanza el frente de excavación.

Usualmente, se instala algún sistema de impermeabilización o drenaje entre el soporte inicial y el concreto vaciado en el sitio. Este sistema de impermeabilización permite aislar las dos capas de concreto reduciendo la fisuración por contracción en el revestimiento.

Para asegurar el contacto entre soporte y revestimiento, una vez se alcanza la resistencia a los 28 días, se emplean lechadas de contacto, con esto se asegura la transferencia de cargas entre el soporte y el revestimiento cuando el soporte inicial sufra algún deterioro. En la siguiente fotografía se muestra el proceso constructivo del concreto vaciado en obra:

Figura 2.2-1 Construcción revestimiento en concreto vaciado en obra. Fuente La autora.

El concreto vaciado en obra se instala en longitudes menores a 10m para limitar superficies de fisuración y es obligatorio cuando se emplea concreto sin refuerzo. Las juntas permiten el movimiento relativo entre los elementos, en particular, deformaciones producidas por efectos térmicos.

Algunas de las ventajas de este tipo de revestimiento son:

- Se puede emplear con cualquier método de soporte inicial.
- Corrige irregularidades en la excavación.
- Permite lograr cualquier sección de túnel.
- Proporciona un acabado regular.
- Proporciona una estructura durable y de bajo mantenimiento.

Las desventajas son:

- Dificultad de construcción en cuanto a vibración y refuerzo.
- Cuando se emplea refuerzo, este es susceptible de corrosión que puede acelerarse debido al contenido de agentes en el agua subterránea.
- La fisuración permite infiltración de agua que reduce la vida del revestimiento.
- Ataques químicos de ciertos suelos pueden reducir la vida del revestimiento.
- Su construcción hace necesaria una segunda etapa posterior a la excavación.

a. Consideraciones de diseño

Para maximizar la flexibilidad, el concreto vaciado in situ (o convencional) debe tener el mínimo espesor posible. Según varios autores como Brekke (1987), para que el concreto quede bien colocado (vibrado) el espesor mínimo debe ser 20cm; no obstante, en túneles viales dado el diámetro, el espesor empleado frecuentemente es del orden de 30cm. El empleo de refuerzo en capas de bajo espesor dificulta el ingreso del concreto y puede dañar las membranas de impermeabilización. El diseño debe efectuarse como si se tratara de concreto simple y teniendo en cuenta que la presencia de una membrana impermeabilizante, impide la transmisión de cargas entre el soporte y el revestimiento. La premisa básica de diseño, es que el revestimiento soporta cargas a largo plazo, sin contribuir al soporte inicial.

Se debe estudiar la química del agua subterránea con el fin de prever ataques químicos al concreto. Se debe considerar el comportamiento en caso de fuego debido a que el fenómeno de "*spalling*" puede producir pérdida de resistencia del refuerzo generando cambios en la forma del revestimiento, redistribución de esfuerzos y posible falla estructural. El revestimiento se debe proteger contra el fuego.

b. Materiales

Las mezclas para concreto vaciado en túneles deben tener asentamientos elevados, la FHWA recomienda 12.7cm, así como el empleo de inclusores de aire y resistencia a compresión variable entre 24 y 31MPa.

c. Consideraciones constructivas

El concreto debe ser curado y debe tener una resistencia mínima antes de ser desmoldado. El curado puede ser húmedo o aplicando productos para este propósito. La longitud de los segmentos se define tratando de minimizar la fisuración por contracción de secado del concreto.

La construcción del revestimiento con forma curva conlleva a un vacío en la parte superior central, que se debe llenar después de que el concreto se ha secado, a través de bombeo.

d. Geometría y construcción del revestimiento

La geometría del revestimiento generalmente es similar a la forma de la excavación. La conformación del revestimiento se hace por medio del vaciado del concreto entre la superficie de la excavación y la formaleta. De acuerdo con el tipo de roca, puede construirse simultáneamente con la excavación, pero se recomienda hacer inyecciones con lechada o mortero (especialmente en la bóveda), con el fin de rellenar los vacíos que queden entre la roca y el hormigón.

Cuando se construye por fases es necesario tener en cuenta que las juntas únicamente transfieren carga a compresión, por lo tanto, de acuerdo con el caso, puede ser necesario el empleo de machihembrado en las juntas o el empleo de barras pasantes.

e. Refuerzo

En general, los revestimientos pueden no contar con armaduras o acero de refuerzo debido al ambiente húmedo del túnel y en consecuencia, no se requiere refuerzo para controlar el fenómeno de retracción de secado.

Cuando el terreno es expansivo es necesario el empleo de armadura en la solera y arranque de las paredes, de igual manera se requiere acero de refuerzo en túneles en zonas de falla o en algunas juntas.

f. Cargas

Las cargas verticales oscilan entre 0 y 2.5Dγ, en donde D es el diámetro y γ el peso unitario del material. Para las cargas horizontales se emplea la expresión Ko=v/(1-v), siendo v la relación de Poisson, se debe tener en cuenta que si bien la expresión no describe el comportamiento real del terreno, se encuentra por el lado de la seguridad. Lo anterior aplica para el caso de túneles en suelos o materiales de roca muy fracturada o alterada que se comporta como suelo. Con rocas compactas la relación k de esfuerzos depende de la cobertura, de la topografía en el sitio y del campo de esfuerzos geotécnico. En estas evaluaciones hay que tener en cuenta si el túnel es previamente excavado y soportado desde el momento de construir un revestimiento y si la deformación que se induce ya se encuentra estabilizada.

2.2.3 Revestimiento con paneles prefabricados

No proporcionan resistencia estructural. Generalmente se encuentran compuestos por fibra de cemento, aluminio, porcelana de acero, concreto reforzado con fibra de vidrio y concreto reforzado en paneles. Ofrecen resistencia contra el fuego y fácil limpieza.

2.2.4 Revestimiento con paneles metálicos

Son un tipo de paneles metálicos, con forma de arcos ensamblados dentro del escudo de una TBM, para formar un anillo. Los paneles metálicos forman el soporte y revestimiento.

2.2.5 Revestimiento con dovelas de concreto prefabricadas

Son segmentos con forma de arcos que forman un anillo. Cada segmento tiene forma recta o de tronco de cono, por lo que pueden configurar una alineación curva. Se

emplean en túneles circulares que son excavados por medio de tuneladoras tipo TBM. Pueden emplearse en terrenos blandos y duros. Los segmentos se ensamblan en la parte posterior de la tuneladora, de tal manera que una vez avanza la distancia equivalente a la longitud de las dovelas, el corte se detiene para colocar un nuevo anillo. Cuentan generalmente con espesores de 20 a 30cm, así como ancho entre 1 y 1.5m.

Los revestimientos de segmentos prefabricados pueden emplearse como soporte inicial con un revestimiento final en concreto vertido o pueden utilizarse como soporte y revestimiento. Los segmentos usados como soporte generalmente son ligeramente reforzados, sin anclaje entre sí y sin impermeabilizar. Los segmentos se colocan en la TBM que los empuja al avanzar y se rellenan los vacíos con el fin de asegurar el contacto con el terreno. En la siguiente figura se pueden observar dovelas en concreto prefabricadas:

Figura 2.2-2 Dovelas de concreto prefabricadas. Fuente (Gomezjurado, 2010).

Los segmentos empleados como soporte inicial y final a la vez, se construyen con altas tolerancias y calidad. Generalmente son reforzados, con juntas a prueba de agua y anclados para comprimir las juntas durante el avance de la TBM. En este caso también se rellenan los espacios dejados por el escudo, proporcionando contacto continuo entre el anillo y el terreno. El empuje de la TBM es suficiente para cerrar las juntas. La fricción entre el terreno y los segmentos mantiene a los segmentos en su lugar.

Algunas ventajas de los segmentos prefabricados son:

- Proporcionan un soporte completo y listo para uso inmediato.
- Los materiales se pueden transportar y manejar fácilmente dentro del túnel.
- No se necesita trabajo adicional como curado y formaleta.
- Provee una superficie regular.
- Proporciona una estructura durable de bajo mantenimiento.

Las desventajas del sistema son:

- Los segmentos deben tener grandes tolerancias.
- El refuerzo debe ser fabricado y colocado para proveer altas tolerancias.
- Se requiere de un lugar para almacenamiento de los segmentos.
- Los segmentos se pueden dañar por la manipulación.
- El refuerzo es susceptible de corrosión.
- La fisuración permite la infiltración de agua reduciendo la vida del revestimiento.
- Son susceptibles de ataque químico.

a. Características de las dovelas

El número de las dovelas y la calidad de los materiales dependen de la geometría y diseño del túnel, se acostumbra a utilizar anillos universales formados por 6 a 11 dovelas, que incluyen una de menor tamaño empleada para cerrar el anillo. Los moldes deben contar con alta precisión ya que la tolerancia de los anillos es de pocos milímetros. Las dovelas tienen puntos de conexión que permiten instalar pasadores que aseguran la posición y continuidad a las dovelas. Así mismo, cuentan con ranuras para localizar barras guía que permiten ensamblar las dovelas, empaques de caucho perimetrales que trabajan a compresión y permiten evitar infiltraciones y almohadillas que distribuyen de manera uniforme los esfuerzos en el perímetro, en las zonas de empuje de los gatos de avance.

La fabricación de las dovelas se lleva a cabo por el siguiente proceso: armado de canastas, vaciado del concreto, aplicación de vapor (para acelerar la resistencia), desmolde, colocación de accesorios (empaques, barras de ensamble y almohadillas de empuje) y transporte a la obra. La armadura de refuerzo puede reemplazarse por macro fibras de refuerzo.

b. Consideraciones de diseño

Los segmentos empleados como soporte inicial generalmente se diseñan como concreto simple, el refuerzo se incluye para resistir la manipulación y almacenaje. El refuerzo generalmente está compuesto por mallas o acero de refuerzo.

Los segmentos pueden fabricarse con juntas rectas o sesgadas y se rotan, de manera que de anillo a anillo no coincidan las líneas de las juntas.

Los anillos segmentados cuentan con gran resistencia y flexibilidad siempre y cuando se encuentren en contacto con el terreno, por lo tanto, es común el empleo de inyecciones o selladores. Su capacidad de impermeabilización varía y la sección circular es la más común.

El diseño estructural se lleva a cabo por medio de los métodos descritos. Cuando se emplea análisis estructural, el modelo debe incluir rotulas en las juntas del anillo. El empleo de rotulas proporciona la flexibilidad requerida para ajustar las cargas, obteniendo como resultado el predominio de las cargas axiales. Esta es una aproximación del comportamiento del revestimiento ya que las juntas transfieren algo de momento. El comportamiento real de un revestimiento por segmentos prefabricados puede ser limitado por modelos que tienen cero o completa rigidez en las juntas. Las juntas cóncavas o convexas facilitan la rotación en la junta, permitiendo al segmento deformarse y disipar momentos. Las juntas planas son más eficientes transfiriendo carga axial y pueden resultar en menos refuerzo final. En ambos casos, los extremos de los segmentos que forman las juntas pueden reforzarse para facilitar la transferencia de carga de un segmento a otro, sin fisurarse ni descascararse.

La presencia de sistemas de impermeabilización impide la transferencia entre el soporte primario y el revestimiento final. La hipótesis básica de diseño, es que el revestimiento final soporta las cargas a largo plazo sin contribución del soporte inicial.

Las cargas principales soportadas por los segmentos son cargas axiales inducidas por las fuerzas del terreno, hidrostática y otras fuerzas actuando en la circunferencia del anillo; sin embargo, las cargas ejercidas durante la construcción deben tenerse en cuenta durante el diseño. Las fuerzas ejercidas por la TBM son significativas y pueden dañar los segmentos. Los cuales deben revisarse para transferencia, compresión y pandeo proveniente de las TBM. Así mismo, deben diseñarse para soportar el almacenaje, transporte, izado, ataques químicos del agua subterránea y acción del fuego. La presión de llenado de los espacios vacíos también debe ser resistida por los segmentos y se recomienda una presión de relleno máxima de 69kPa.

Cuando se emplean segmentos para revestimiento final (soporte a largo plazo), se diseña como concreto reforzado. El refuerzo ayuda a resistir las cargas y limita la fisuración del concreto. A su vez, el limitar la fisuración ayuda a hacer el segmento impermeable.

c. Materiales

El concreto para segmentos prefabricados no requiere consideraciones especiales de diseño, la resistencia en el caso de soporte inicial puede encontrarse entre 27 y 35MPa. Cuando se trata de soporte único la resistencia debe encontrarse entre 34 y 38MPa. El curado se lleva a cabo en ambientes controlados.

En segmentos prefabricados el refuerzo puede ser compuesto por fibras, puesto que proporciona ductilidad, hace aumentar la tenacidad y los hace menos propensos al daño durante construcción.

Pueden definirse dos tipos de anillos:

- ✓ Anillos rectos
- ✓ Anillos troncocónicos

Las dovelas componen los anillos. La trabazón se consigue por medio del empleo de un elemento final llamado dovela de clave, que puede ser longitudinal o radial.

Existen varios tipos de dovelas:

- ✓ Dovela de solera
- ✓ Dovelas corrientes
- ✓ Dovelas contrallave: son adyacentes a la llave
- ✓ Dovela llave

Las juntas pueden ser machihembradas, cóncavas-convexas. La impermeabilización en esos sistemas se logra con la colocación de bandas de impermeabilización en la junta, inyecciones o una capa de impermeabilización posterior.

2.2.6 Revestimiento con concreto lanzado

Este tipo de revestimiento puede ser diseñado y construido en conjunto con el soporte primario y se aplica en capas hasta alcanzar el espesor requerido. Las áreas para usuarios y refugio en túneles vehiculares son excavadas después del túnel principal, dada su forma y área típicamente son revestidas con concreto lanzado. En la siguiente figura se muestran dos casos de revestimiento en concreto lanzado:

Estación Radhuset, Real metro de Estocolmo.

T-Centralen, Estación principal de la red del metro de Estocolmo.

Figura 2.2-3 Revestimiento en concreto lanzado. Fuentes: (Bergsten, 2010) y (Huynh, 2010).

Su superficie puede ser adaptada al fin del proyecto. Cuando se utiliza como revestimiento final su aplicación debe hacerse contra la membrana impermeabilizante. El espesor del revestimiento debe ser de 20 a 30cm o más para aplicación en túneles viales y su aplicación debe llevarse a cabo en capas, con un tiempo entre ellas, tal que permita al concreto ajustarse y endurecerse. Para acercar el comportamiento a una forma monolítica es importante limitar el tiempo entre capas y asegurar la limpieza de la superficie antes de aplicar la siguiente. Se acostumbra a limitar la aplicación entre capas a 24 horas.

Las capas de revestimiento están compuestas por cerchas y mallas hacia el lado de la membrana de impermeabilización. Este sistema puede actuar completamente o parcialmente como un refuerzo estructural del revestimiento, dicho refuerzo estructural puede acompañarse de fibras.

El concreto lanzado reforzado con fibras debe poseer características mecánicas superiores, como una resistencia a tracción de mínimo 1.5MPa. La dosificación de fibras de acero es de mínimo 30kg/m^3.

En contraste con la presión hidrostática que genera el concreto durante el vaciado, la aplicación de concreto lanzado no desarrolla presiones sobre la membrana y es posible asegurar que no habrá espacios entre el soporte y el revestimiento para ser llenados con lechada.

2.2.7 Selección del tipo de revestimiento

a. Concreto vaciado en obra o convencional

Se puede emplear en cualquier túnel con cualquier método de excavación. Requiere un soporte inicial para mantener la excavación abierta mientras el revestimiento se encuentra dentro de la formaleta y es curado. Usualmente se emplea en terrenos duros excavados con explosivos y en terrenos blandos cuando se emplea excavación secuencial. Permite dar cualquier forma al túnel y se usa en cualquier tipo de terreno empleando TBM (*Tunnel Bored Machine*).

b. Segmentos prefabricados de concreto

Se emplean en terreno blando y en túneles en los que se excava con TBM. Una capa única proporciona el soporte requerido durante la excavación y da la forma del revestimiento final. Este sistema necesita juntas en el borde de cada segmento, donde los segmentos deben ser manufacturados para resistir altas tolerancias, se requieren equipos especializados para manipularlos e izarlos dentro del túnel; una vez izados y en su lugar, el revestimiento está completo.

c. Paneles metálicos

Pueden usarse en cualquier terreno con cualquier método de excavación. Conforman soporte y revestimiento una vez colocados en su lugar. El sistema también requiere de juntas. Los segmentos deben ser manufacturados para resistir altas tolerancias. Se requieren equipos especializados para manipularlos e izarlos dentro del túnel. Los segmentos generalmente son delgados y poco rígidos en el sentido longitudinal. Esta carencia de rigidez limita la cantidad de empuje que puede ser usado para el avance de la TBM. Condiciones difíciles de terreno que requieren grandes empujes de la TBM pueden imposibilitar el uso de los paneles metálicos. Problemas de corrosión pueden reducir severamente la vida del revestimiento.

d. Concreto lanzado

Puede emplearse como revestimiento final cuando se tienen túneles relativamente cortos y sección relativamente ancha (longitud de 150 a 250m, ancho 8 a 11m), también cuando existe dificultad de acceso y la instalación por etapas es problemática o en los casos en que se tiene una geometría del túnel compleja, intersección de túneles, bifurcaciones, etc.

2.3 Reparación de túneles con concreto lanzado

Para llevar a cabo la reparación en túneles, una vez que los elementos de acero estructural han sido limpiados y revestidos, se instala la malla sobre el área donde se va a aplicar el concreto lanzado. La malla se localiza dentro de 2 pulgadas del límite de reparación. La malla ancla al refuerzo existente y al terreno empleando ganchos. El propósito de la malla es ayudar a la acumulación del concreto lanzado y proporcionar una reparación monolítica que llegue a ser parte de la estructura original. Después de que el área se rellena con el concreto, se da el acabado a la superficie y posteriormente se aplica el curado. Este procedimiento también puede llevarse a cabo con concreto lanzado con fibras. En la siguiente figura se presenta el esquema de la geometría de una reparación superficial, recomendada por la FHWA:

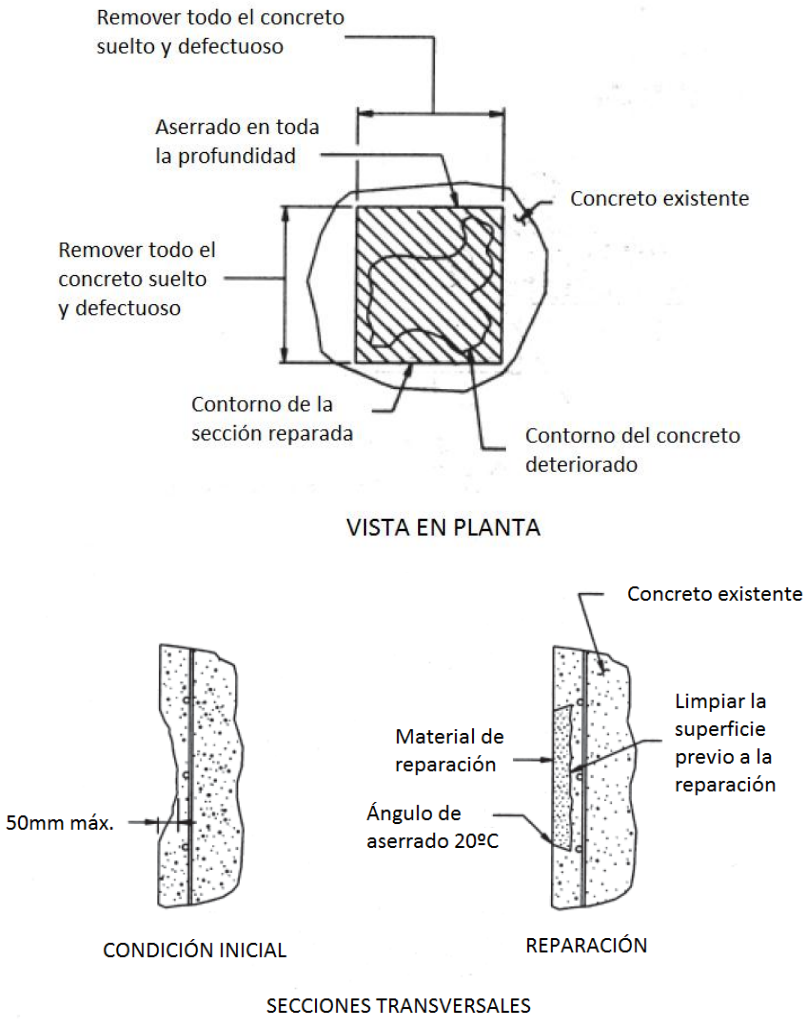


Figura 2.3-1 Reparación con concreto lanzado. Fuente (FHWA, 2009).

Capítulo 3

Concreto reforzado con fibras para túneles

3.1 Conceptos generales sobre concreto y fibras

3.1.1 Antecedentes

Antiguamente se empleaban en construcción fibras naturales como el pasto, fique, junco y pelo de animal, agregadas al adobe para disminuir su tendencia a la fisuración y mejorar el desempeño del material frente a esfuerzos de tensión.
El refuerzo del concreto con fibras ha cobrado importancia desde hace varias décadas, cuando se desarrollaron aplicaciones modernas de fibras metálicas, de vidrio, de carbón, orgánicas, minerales, de polipropileno, nylon, poliéster y otras.

El concreto lanzado permite alcanzar de forma rápida y efectiva lugares de difícil acceso. Se emplea principalmente en:

- Túneles
- Minas
- Taludes
- Excavaciones para fundaciones

Tradicionalmente, el concreto lanzado que se emplea para la construcción de túneles se refuerza con una malla metálica, con el fin de conferir al concreto cierta resistencia a flexión, controlar fisuración por retracción, facilitar adherencia a las paredes y techo de la excavación, así como limitar el rebote. La fibra permite obtener estas características de manera más eficiente.

El uso de fibra metálica tiene las siguientes ventajas sobre las mallas:

- Disminuye espesores y permite un mejor control del mismo.
- Disminuye el tiempo de exposición del terreno sin soporte.
- Proporciona un aumento del rendimiento en la colocación del refuerzo.
- Permite la reducción de costos de mano de obra.
- La corrosión y posterior expansión volumétrica del acero de refuerzo de las mallas puede producir desprendimiento y agrietamiento considerables, el concreto con fibras no es susceptible de este fenómeno.
- El concreto reforzado con fibra desarrolla mayor cantidad de fisuras en comparación con el concreto reforzado con malla, sin embargo, las fisuras que se generan con la malla son de mayor espesor y profundidad; por lo tanto, con el refuerzo con malla se obtiene un concreto con mayor permeabilidad y como consecuencia, de menor durabilidad.
- Las fibras le proporcionan al concreto la posibilidad de pasar de ser un material de comportamiento frágil a uno de comportamiento dúctil, dándole al revestimiento una

capacidad de carga superior y agrietamiento a más largo plazo; lo que da como resultado, el aumento de la seguridad en la fase de construcción.

- Debido a que proporciona un compuesto homogéneo, es capaz de resistir esfuerzos de tensión y cortante en cualquier parte de la sección transversal.
- Cuando se emplea un robot para la aplicación, se puede hacer desde afuera del área no segura, al contrario de lo que sucede con la instalación de malla.

En la siguiente figura es posible apreciar que las fibras de acero proporcionan una mejora en la capacidad de carga con respecto al concreto reforzado con malla:

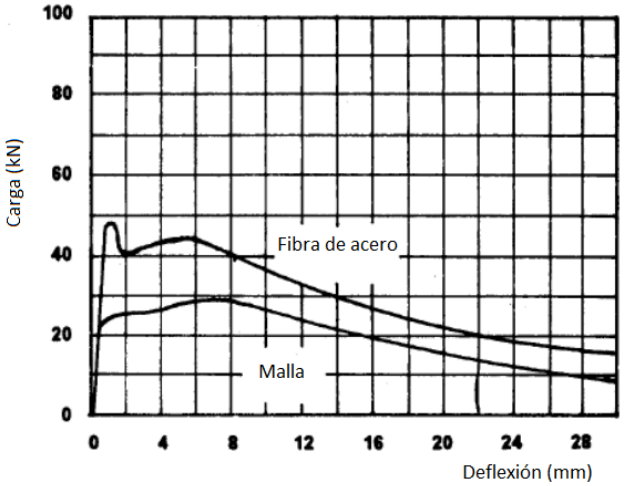


Figura 3.1-1 Variación de la curva carga – deformación con acero y fibra de refuerzo (EFNARC). Fuente (EFNARC, 1996).

En túneles viales existe un riesgo latente con respecto a incendios, por lo tanto, el diseño de estructuras resistentes al fuego es de gran relevancia. La protección contra el fuego empleada en un túnel debe proporcionar el tiempo necesario para la evacuación de los usuarios, y asegurar resistencias mecánicas que permitan el ingreso de bomberos para extinguir el fuego.

El diseño de la protección depende del tipo de vehículos que transitarán por el túnel, ya que de ello dependerá el material que origine el fuego. La protección pasiva del túnel debe asegurar la conservación de la capacidad portante, controlar la emisión de gases, evitar disipación de llamas o gases y aislamiento térmico hacia el interior de los elementos estructurales.

3.1.2 Concreto

En túneles es común el empleo del concreto lanzado para el soporte y el concreto vaciado para conformar el revestimiento.

a. Concreto Lanzado

Se le conoce como concreto neumático o proyectado. De acuerdo con el documento ACI 506 (ACI 506 committee, 2016), es un concreto o mortero impulsado y transportado a través de una manguera, que posteriormente es proyectado neumáticamente a alta velocidad contra una superficie. Su colocación y compactación se hacen simultáneamente debido a la fuerza del chorro que impacta en la superficie, permitiendo su autosoporte sin resbalar o caer. Se utiliza principalmente en construcción de secciones delgadas (espesores entre 10 y 30cm) y ligeramente reforzadas.

El concreto lanzado empleado para soporte de túneles debe contar con alta resistencia inicial y final, baja permeabilidad y alta durabilidad.

Figura 3.1-2 Aplicación de concreto lanzado. Fuente (Rey, 2006).

b. Propiedades

De acuerdo con el “Manual de diseño de túneles” (López, 2000), el concreto lanzado tiene las características que se resumen a continuación:

- Aspecto: Su acabado presenta una superficie rugosa que depende del tamaño del agregado empleado y la técnica de lanzado.
- Color: Pueden aparecer diferentes tonalidades, especialmente en el lanzado por vía seca.
- Adherencia: La mezcla impacta en la superficie llenando irregularidades, fisuras y poros, a la vez que se forma una capa en la cual se incrustan los agregados gruesos. La resistencia al desprendimiento está dada por el puente de cemento entre la superficie y los agregados, puede variar entre 0.3 - 2.0 N/mm².
- Porosidad: Cuenta con una porosidad baja debido a que en su elaboración se emplea una mayor cantidad de agregados finos en relación con el concreto convencional. Si adicionalmente la relación agua/cemento es baja y el asentamiento alto, se crean poros pequeños que no se comunican entre sí.
- Densidad aparente: Está dada por el contenido de cemento y la porosidad.
- Resistencia a compresión: Debido al tamaño de los agregados tiende a producir resistencias inferiores que el concreto convencional, alcanza resistencias superiores a

30MPa a los 28 días. Una característica de este tipo de concreto es la evolución de las resistencias en el tiempo debido a su contenido elevado de cemento, puede alcanzar 50MPa a los 12 meses y 60MPa a los cuatro años.

- Resistencia a tracción: La resistencia a tracción varía entre 1.6 - 2.1MPa a los 28 días y a 3.3 - 5.3MPa a los tres años.
- Permeabilidad: Un concreto se considera estanco con una permeabilidad *Darcy* de $50x10^{-10}$m/s, el concreto lanzado alcanza valores de 10 - $25x10^{-10}$m/s.
- Módulo de elasticidad: El módulo varía entre 28000 y 33000 N/mm².
- Dosificación: Se recomienda en general, que la relación agua/cemento se encuentre entre 0.40 - 0.50 y módulos de finura del agregado grueso de 3.26 y de 2.49 para el agregado fino, el tamaño de los agregados debe ser inferior a 25mm.
- Resistencias iniciales y finales: Presenta resistencias iniciales mayores y resistencias finales menores debido al empleo de aditivos acelerantes. Es importante definir resistencias iniciales e intermedias y a 28días. Los ensayos a realizar son:
    - ✓ Hasta 6N/mm² (60kg/cm²), medidor PROCTOR - Penetrómetro. (0-8 horas)
    - ✓ Hasta 12N/mm² (120kg/cm²), medidor HILTI-KAINDL/MEYCO – Arrancamiento (8-24 horas)
    - ✓ A partir de 12N/mm² (120kg/cm²), probetas testigo (24 horas – 365 días).

c. Proceso constructivo

El concreto lanzado se puede aplicar a través de procesos de mezcla de vía seca, semi-húmeda o vía húmeda:

- Vía seca: se mezclan el cemento y los agregados, posteriormente se transportan con aire por medio de una manguera flexible, hasta una boquilla especial que pulveriza agua a presión e hidrata la mezcla, que sale disparada a gran velocidad.
  Este proceso es más apropiado para lanzar a una mayor distancia y para el uso de aditivos acelerantes de fraguado instantáneo. Presenta las siguientes desventajas:
    - Mayor cantidad de polvo.
    - Mayor cantidad de rebote de concreto y fibras (hasta en un 50% de fibras).
    - Propenso a variación en la dosificación del agua, homogeneidad y resistencia de la mezcla.
    - Bajo rendimiento en la colocación.

  Cuenta con las siguientes ventajas:

    - Permite mayor longitud de tubería.
    - Velocidad de proyección alta (80-100m/s).

En la siguiente figura se esquematiza el proceso vía seca:

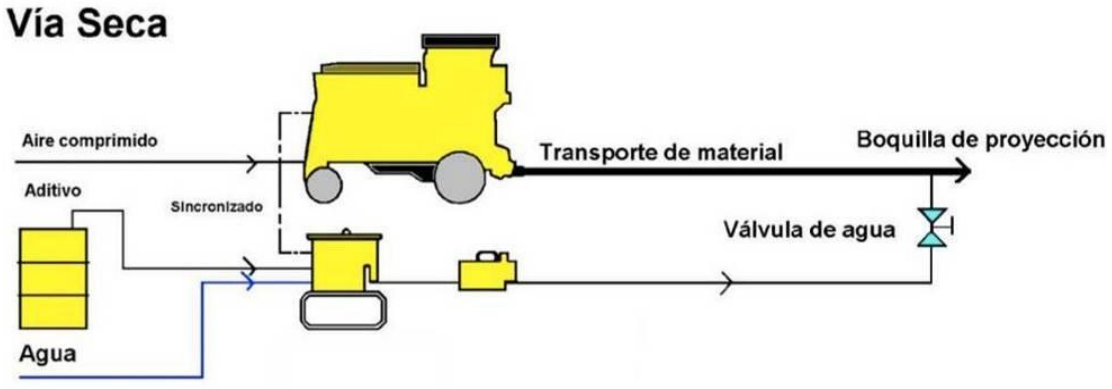


Figura 3.1-3 Aplicación de concreto lanzado vía seca. Fuente (Rey, 2006).

- Vía semi-húmeda: en sus primeras fases es igual al proceso vía seca, pero la dosificación de agua se hace aproximadamente 5m antes de la boquilla. A lo largo de los 5m la mezcla se hace más homogénea y con relación agua/cemento adecuada.

La siguiente figura muestra el proceso vía semi-húmeda:

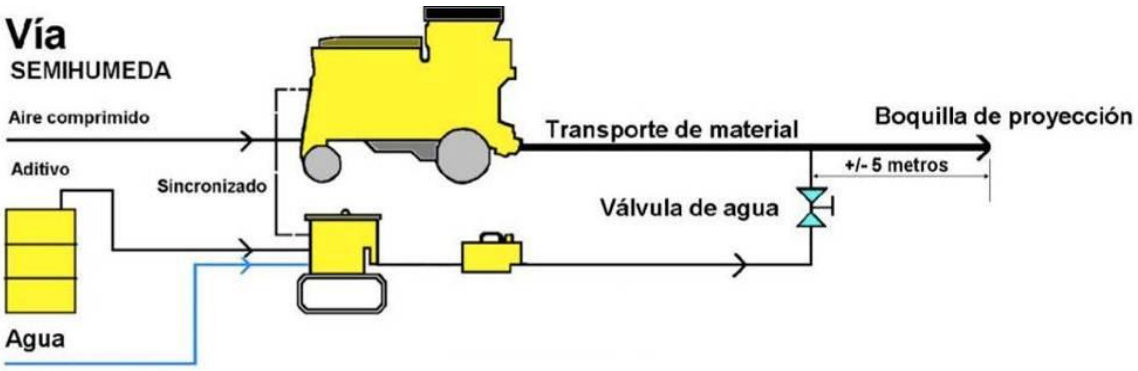


Figura 3.1-4 Aplicación de concreto lanzado vía semihúmeda. Fuente (Rey, 2006).

- Vía húmeda: Los componentes se mezclan previamente con el agua como en el concreto convencional, y posteriormente son impulsados con la ayuda de aire comprimido a través de una manguera a alta velocidad. Presenta las siguientes ventajas:
  - Dosificación por peso y más exacta.
  - Permite el empleo de aditivo plastificante reductor de agua.
  - Se disminuyen las pérdidas de cemento y generación de polvo.
  - Se producen mezclas más homogéneas, con mayor resistencia a compresión y mejor adherencia.
  - Se obtienen rebotes menores.
  - Mayor rendimiento en comparación con los sistemas secos.
  - Menores requisitos de aire comprimido

Cuenta con las siguientes desventajas:

- El aditivo solo puede incorporarse en la boquilla
- Menor velocidad de proyección (60-70m/s).

A continuación, se presenta de manera esquemática el proceso vía húmeda:

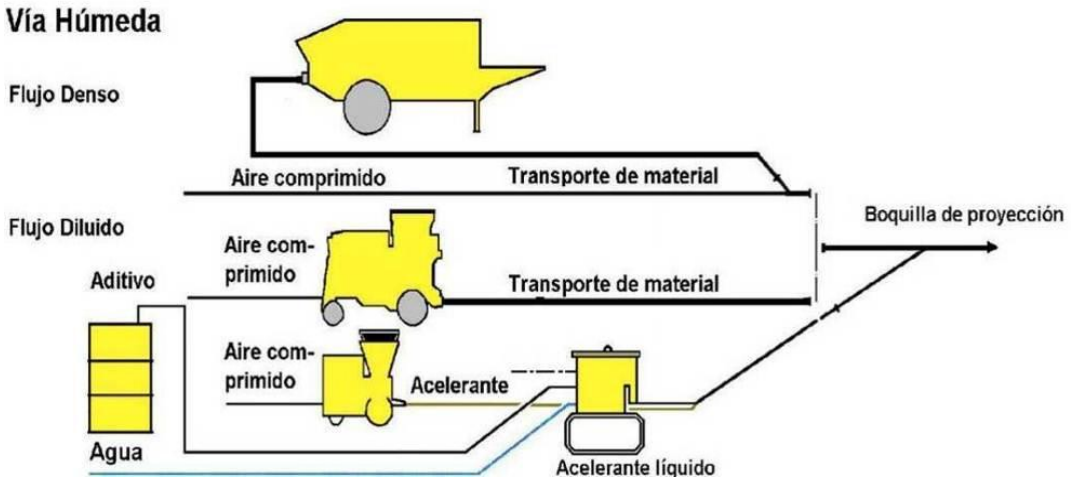


Figura 3.1-5 Aplicación de concreto lanzado vía húmeda. Fuente (Rey, 2006).

La calidad del concreto lanzado depende de los materiales, dosificación, lugar de lanzado, condiciones de trabajo y equipo empleado.

En el diseño se deben definir la resistencia a 24 horas, 7 días y 28 días para cumplir las necesidades de sostenimiento. El concreto lanzado presenta resistencias iniciales mayores dadas por el empleo de acelerantes, es por esta misma razón que presenta resistencias finales inferiores.

La mezcla debe ser lo suficientemente fluida para evitar atascos en la manguera, por lo tanto, generalmente se recomienda el empleo de aditivos para aumentar la fluidez del concreto durante el bombeo.

El material lanzado que no queda adherido a la superficie se conoce como rebote. La cantidad de rebote depende de:

- Cantidad de cemento.
- Caudal de aire comprimido.
- Longitud de las mangueras.
- Distancia a la pared.
- Ángulo de proyección.
- Abertura de la boquilla.

El ángulo de incidencia con que el concreto impacta la superficie debe ser perpendicular, para evitar rebote excesivo; por esta razón, la boquilla de la manguera debe ubicarse perpendicular a la superficie.

Entre mayor sea la velocidad de salida del concreto de la boquilla, mayor debe ser la distancia de la boquilla a la superficie, esto se debe a que una velocidad de concreto muy alta, produce un exceso de rebote y el caso contrario ocasiona que el concreto no se fije a la superficie. La distancia óptima para lanzar es de 1.2 a 1.5m.

La proporción de rebote también aumenta cuando el chorro se dirige a las armaduras. Una capa amortiguadora reduce el rebote, por lo tanto, los espesores gruesos tienen un porcentaje de rebote menor en comparación con los espesores delgados. El humo de sílice permite reducir la cantidad de rebote.

d. Cemento

Actúa como aglutinante en la mezcla. Debe tener propiedades de tiempos de fraguado corto y alta resistencia a temprana edad.

El cemento Portland se puede clasificar dentro de alguno de los siguientes tipos:

- Tipo 1: normal.
- Tipo 2: resistencia moderada a los sulfatos.
- Tipo 3: alta resistencia inicial.
- Tipo 4: bajo calor de hidratación.
- Tipo 5: resistencia elevada a los sulfatos.

e. Agregados

Los agregados determinan propiedades del concreto fresco y endurecido tales como: homogeneidad de la mezcla, requerimiento de cantidad de agua, resistencia a abrasión, permeabilidad, acción climática, manejabilidad y durabilidad. Se obtienen de manera natural o a través de procesos de trituración.

El tamaño máximo del agregado depende del espesor de la capa y del acabado de superficie requerido. En concretos lanzados se acostumbra el uso de agregados con tamaños máximos de 15mm. Se debe tener en cuenta que las arenas más finas favorecen la retracción y las más gruesas incrementan el porcentaje de rebote. Se recomienda que las partículas superiores a los 8mm no superen el 10%, debido a que en caso contrario se puede producir rebote excesivo.

En la curva granulométrica, ninguna de las fracciones de agregados debe superar el 30% del peso total. Los agregados más finos (Tamiz No.0.125) deben estar entre el 4% y el 9%, con el fin de evitar segregaciones y atascos en la manguera.

f. Agua

El agua del concreto incluye el agua adicionada durante su producción y la humedad presente en el agregado. Debe ser limpia y libre de sustancias nocivas. Es la encargada de iniciar la reacción química del cemento, produciendo el fraguado y posterior endurecimiento del concreto.

g. Aditivos

Son sustancias orgánicas y/o inorgánicas en estado líquido o polvo que se agregan antes, durante o después del mezclado del concreto, y que reaccionan con la hidratación del cemento, modificando sus propiedades de acuerdo con las necesidades de diseño o construcción. Los aditivos se clasifican de la siguiente manera:

- Reductores de agua y fluidificantes: mejoran la bombeabilidad o fluidez del concreto, ya que permiten mantener una relación agua/cemento baja sin segregación ni pérdida de resistencia, mejorando las características del concreto.
- Retardantes: retardan el tiempo de fraguado. Su efecto se detiene cuando se agrega el acelerante en la boquilla.
- Aditivos para control de hidratación: permiten mantener manejabilidad, extender tiempo de transporte y mejorar su aplicación sin reducir la calidad del concreto.
- Aditivos acelerantes: reducen la consistencia (de fluida a seca) en el momento de lanzarlo, esto permite su adherencia a la superficie e incrementar el espesor de la capa. En concreto lanzado se requiere agregar mayor cantidad de aditivo acelerante en la boquilla, su comportamiento varía de acuerdo con la clase y tipo de cemento, cantidad de agua y temperatura de la mezcla. El acelerante incrementa la resistencia inicial y disminuye la final. En túneles se emplean generalmente acelerantes a base de aluminato o libres de álcali, debido a los problemas de adherencia a las armaduras que presentan los acelerantes a base de silicato, y por la disminución de resistencias finales que producen.

En el caso del concreto lanzado, los aditivos se utilizan para aumentar la velocidad de fraguado, mejorar la manejabilidad y la distribución de los agregados, reducir el rebote y disminuir el contenido de agua. Los aditivos más empleados para concreto lanzado por vía húmeda son los acelerantes (líquidos o en polvo), los superplastificantes, el humo de sílice (polvo o lechada), los estabilizadores de fraguado, los reductores de rebote y las cenizas volantes.

En comparación con el concreto convencional, el concreto lanzado cuenta con una baja relación agua/cemento (generalmente entre 0.40 y 0.50), menor cantidad de agua, menor cantidad de cemento y tamaño de agregado máximo menor (máximo 15mm).

La dosificación de los materiales se hace por peso. De manera preliminar, la dosificación del cemento es de 400kg/m^3 aproximadamente. La dosificación de los acelerantes de fraguado es de 4 a 5%. La adición a base de humo de sílice varía entre 4 y 10% y las cenizas entre 15 y 20%.

3.1.3 Fibras

Son filamentos finos, elongados y discontinuos en forma de haz, malla o trenza, compuestos de material natural o manufacturado, que puede ser distribuido en una mezcla de concreto fresco.

Las fibras se clasifican de acuerdo con la materia prima de la cual están producidas en:

- Metálicas: aceros y aluminio.
- Naturales: amianto (asbesto), celulosa y carbón.
- Sintéticas: nylon, polipropileno, poliacrilo nitrilo, y polivinil alcohol.

Existen fibras de diferente geometría, propiedades, efectividad y costo. Las más comunes son las fibras metálicas, polímeros orgánicos, de vidrio, carbono, asbesto y celulosa. Para soporte y revestimiento de túneles las más empleadas son las fibras metálicas y las fibras poliméricas.

Las fibras de vidrio se emplean principalmente para algunos productos pre-fabricados. Las fibras de carbono son muy efectivas en concretos reforzados con fibra, pero su costo es elevado. Otras fibras naturales como el yute cuentan con bajos módulos y tienden a deteriorarse en ambientes húmedos o alcalinos sin tratamientos especiales. Las fibras de celulosa requieren de procesos especiales para ser empleadas como refuerzo.

Para diferenciar una fibra de otra se emplean las características de relación de aspecto o esbeltez, tipo de anclaje y resistencia a la tracción. La relación de aspecto se define como la relación entre la longitud de la fibra y su diámetro equivalente. El diámetro equivalente es el diámetro de un circulo con igual área transversal de la fibra.

De acuerdo con sus características físicas y la labor que desempeñan en el concreto se clasifican en microfibras y macrofibras. Las fibras con diámetros equivalentes mayores que 0.3mm son conocidas como macro fibras y las de diámetro equivalente menor de 0.3mm, se conocen como micro fibras.

- Microfibras: reducen la segregación de la mezcla de concreto y previenen la formación de fisuras durante las primeras horas de colocación, o mientras la mezcla permanece en estado plástico (retracción plástica). Pueden estar hechas de plástico, polipropileno, polietileno y nylon. Las más frecuentes son las fibras de polipropileno. Cuentan con diámetros entre 0.023mm a 0.05mm, pueden ser monofilamento o fibriladas.

- Macrofibras: se usan como refuerzo secundario, con el fin de prevenir o reducir la fisuración en estado endurecido, es decir, durante la vida útil del elemento y permitir su funcionamiento en estado fisurado. Incrementan la ductilidad, tenacidad del concreto, la resistencia al impacto y proporcionan mayor resistencia a la fatiga. Las macrofibras no aumentan la resistencia a compresión y muy levemente alteran la resistencia a tensión y flexión. Sus diámetros varían entre 0.05mm a 2.0mm.

La siguiente figura muestra algunos de los diferentes tipos de fibras:

Figura 3.1-6 Fibras. Fuente (www.ecopore.com, 2016), La autora.

a. Macrofibras metálicas

Las fibras pueden ser manufacturadas por al menos tres procesos:

1) Corte de alambre trefilado en frío.
2) Lámina de acero cortada.
3) Extracción de acero fundido.

Inicialmente se fabricaban lisas, pero debido a que no desarrollaban suficiente adherencia con la matriz cementicia, actualmente se fabrican con dobleces en su longitud o extremos. Existen fibras de diferentes calidades de acero, longitudes y formas. En la siguiente fotografía se presentan diferentes tipos de macrofibras metálicas:

Figura 3.1-7 Macrofibras metálicas. Fuente (CTES, 2016).

Las características de la fibra metálica se distinguen por su:

- Diámetro equivalente.
- Número de fibras por kilogramo.
- Relación de aspecto.
- Resistencia a tracción.
- Ductilidad de una fibra o de su semitrabajado.
- Proceso productivo.
- Composición química.
- Revestimiento superficial.

Las propiedades en estado fresco se encuentran influenciadas por la relación de aspecto de la fibra, geometría, fracción volumétrica, proporciones de la matriz y las características de la superficie de contacto entre la matriz y la fibra.

La tendencia a producir apelmazamientos de fibras en la mezcla fresca es función del tamaño máximo, gradación total, relación de aspecto, fracción de volumen, forma de la fibra y método de adicionar las fibras en la mezcla. Entre mayor tamaño de agregado y relación de aspecto se tenga, menor cantidad de fibras pueden ser agregadas sin la tendencia de aglomerarse. Actualmente se fabrican fibras de acero encoladas con un agente que reacciona al contacto con el agua, esto controla la tendencia a apelmazarse de las fibras.

Las formas más frecuentes de las fibras son: de sección circular, rectas, con ganchos en los extremos, dobles ganchos en los extremos, rizadas, con extremos aplastados y extremos ovalados y entorchados.

Las fibras metálicas comúnmente cuentan con longitudes entre 30 y 40mm de longitud y 0.5mm de diámetro. Las fibras largas son más efectivas que las cortas.

b. Macrofibras sintéticas

La mayoría de las fibras sintéticas cuentan con un módulo de elasticidad menor que el del concreto. Se emplean en volúmenes menores a 0.5%, su efectividad consiste principalmente en el aumento de la tenacidad del compuesto, también proporciona un aumento en la resistencia al impacto. A continuación, se pueden observar varios tipos de fibras de polipropileno:

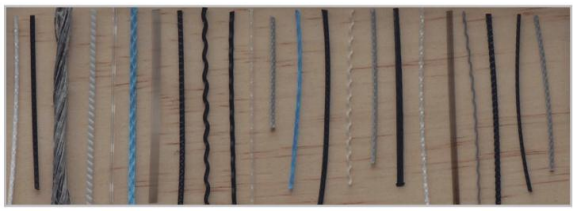


Figura 3.1-8 Macrofibras sintéticas. Fuente (CTES, 2016).

3.2 Concreto Reforzado con Fibras para Túneles

El concreto reforzado con fibras puede ser definido como un concreto al que se le han incorporado fibras en cantidad baja y continua, creando dentro de la matriz una armadura tridimensional, aumentando la resistencia mecánica posterior a la fisuración del concreto. Dicho concreto puede ser lanzado a altas velocidades sobre la superficie del terreno.

En general, las barras de refuerzo en un concreto se usan para incrementar la capacidad de carga a flexión de miembros estructurales, mientras que las fibras son más efectivas para control de fisuras.

La fisuración en el concreto puede aparecer en diferentes etapas a lo largo de su vida útil, las fibras son útiles como refuerzo para control de:

- Contracción plástica.
- Contracción de secado.
- Capacidad de carga posterior a la fisuración.
- Largo plazo: Fatiga, creep, fuego, envejecimiento.

La malla empleada con el concreto lanzado en túneles tiene como fin evitar la fisuración producida por esfuerzos térmicos y retracción, también contribuye a distribuir las cargas. En concretos para túneles, las fibras pueden sustituir a la malla electrosoldada. Su empleo permite un ahorro en el volumen de concreto debido a que se pueden asegurar estrictamente los espesores diseñados.

La inclusión de macrofibras en el concreto, mejora su ductilidad, tenacidad, resistencia a impacto, resistencia a fatiga y en bajo grado su resistencia a compresión y resistencia a flexión. El tipo y cantidad de mejora depende de la clase, tamaño, configuración y cantidad de fibras.

Hay dos tipos diferentes de arreglos en el concreto reforzado con fibra:

a. Refuerzo continuo.

b. Fibras discretas cortas: menores de 50mm de longitud.

Los arreglos también pueden clasificarse según la dispersión de las fibras en la matriz como: 1D, 2D y 3D. Si la relación entre la longitud de la fibra y el espesor del elemento es suficientemente grande, las fibras asumen una distribución en 2D, este es el caso de las secciones delgadas. Cuando hay distribución aleatoria de las fibras, se trata de arreglos 3D y los arreglos 1D se dan cuando las fibras se encuentran alineadas en un sentido.

La distribución uniforme de las fibras es sensible al proceso de mezclado y vibrado. El lanzado del concreto tiende a orientar las fibras en planos paralelos a la superficie en la que está siendo aplicado, esta orientación es beneficiosa para las propiedades de flexión de la capa de concreto.

En concretos reforzados con fibra, las fibras actúan como refuerzo secundario y la producción se puede llevar a cabo con medios convencionales. Cuando se emplean volúmenes superiores al 5% puede requerirse de métodos de producción especiales.

La adición de fibras reduce el asentamiento de la mezcla de concreto. La reducción aumenta con la relación de aspecto o la cantidad de fibras adicionadas; sin embargo, la

pérdida de asentamiento no significa pérdida de manejabilidad, por lo tanto, es recomendable el ensayo de cono invertido para medir la trabajabilidad.

Las fibras metálicas de elevadas relaciones de aspecto (longitud/diámetro) son más efectivas para mejorar el comportamiento posterior al pico, debido a su elevada resistencia al arrancamiento de la matriz. La desventaja de emplear relaciones de aspecto altas es que hay mayor tendencia a apelmazarse durante el mezclado.

Para determinar los espesores de concreto requeridos en túneles, se tienen en cuenta la carga ejercida por el terreno, el tipo de terreno y la geometría de la excavación.

3.2.1 Aplicaciones de concreto reforzado con fibras

En términos generales, las fibras no sustituyen el refuerzo convencional de elementos estructurales. Las aplicaciones del concreto reforzado con fibra incluyen:

a. Elementos de espesores delgados, en los cuales las barras de refuerzo no pueden ser utilizadas. En este caso las fibras se consideran como refuerzo primario y cuentan con elevadas concentraciones (superior a 5% en volumen de fibras de polipropileno). En estos casos se habla de concreto reforzado con fibra de alta resistencia. En esta aplicación el contenido de fibra debe exceder un valor de volumen crítico para obtener aumento en resistencia y tenacidad. Una mejora considerable en comportamiento puede obtenerse reduciendo el diámetro de la fibra de polipropileno e incrementando su longitud. Sin embargo, las fibras de monofilamento lisas no son tan buenas como las fibras desarrolladas para aumentar la adherencia y compatibilidad con la matriz cementicia.

b. Elementos en los que se debe controlar la fisuración inducida por humedad o variaciones de temperatura como losas y pavimentos. En este caso las fibras forman parte del refuerzo secundario, pero no para aplicaciones estructurales de capacidad de carga. El contenido de fibra es bajo (menor de 0.5% en volumen de fibras de polipropileno). Las fibras se adicionan como fibras cortas en un concreto convencional. Este material se conoce como concreto convencional reforzado con fibra. El polipropileno es el más comúnmente usado en contenidos mucho menores que el crítico (<1,3%), su función es principalmente actuar como refuerzo secundario para controlar fisuras debidas a efectos ambientales. Se recomiendan bajos contenidos (0.1% aproximadamente) para controlar adecuadamente y reducir la contracción plástica del concreto fresco. El polipropileno se adiciona como fibras cortas discontinuas con longitudes entre 6 a 60mm.

c. Elementos (semiestructurales) que deben soportar cargas elevadas o deformaciones como soportes de túneles, pilotes prefabricados o estructuras resistentes a impactos. Cuenta con dosificaciones de 0.5% o más en volumen de fibras de polipropileno. Nuevas generaciones de fibras de polipropileno en moderados contenidos (0.2 a 0.6% del volumen) se usan frecuentemente para proporcionar control de fisuras en concreto endurecido.

Algunos ejemplos de aplicación de concreto reforzado con fibras son:

- Soporte de túneles, minas, galerías de drenaje y exploratorias.
- Estabilización de taludes, soporte y excavación de fundaciones, en conjunto con anclajes.
- Canales, protección de contrafuertes y estabilización de flujo de detritos.
- Rehabilitación de estructuras marinas deterioradas como faros, mamparos, pilas, muros, etc.
- Rehabilitación de estructuras de concreto reforzado como puentes, plantas químicas, etc.
- Secciones prefabricadas para revestimiento de túneles, en las cuales los segmentos se encuentran sometidos a grandes cargas durante la producción, manejo e izado y fuerzas ejercidas por la máquina tuneladora.

3.2.2 Mecánica del refuerzo con fibras

La principal función de las fibras es controlar la fisuración del concreto en servicio, y modificar el comportamiento del concreto de frágil a dúctil, una vez ocurren las fisuras en la matriz; es decir que previenen la falla súbita. Las fibras tienen una influencia mínima en la resistencia a compresión y tensión; pero permiten que los esfuerzos se liberen en muchas microfisuras antes de que se desarrollen las fisuras visibles y transfieren las cargas a través de las fisuras, proporcionando mayor ductilidad, tenacidad y capacidad de carga posterior al fisuramiento del concreto reforzado con fibras.

La ductilidad puede llegar a ser considerable en la medida que la resistencia de las fibras también lo sea. Las fibras influyen en todos los modos de falla, especialmente en aquellos que se relacionan con la fatiga y esfuerzos a tensión, como tensión directa, flexión, impacto y corte. También mejoran el comportamiento en aplicaciones sísmicas y la durabilidad del concreto.

El efecto en las propiedades mecánicas de la matriz frágil depende de la interacción entre la fibra y la matriz. La interacción entre las fibras y la matriz se da en la superficie de contacto debido a:

a. Adhesión química y física
b. Fricción
c. Anclaje mecánico

En concretos convencionales donde la relación agua/cemento es 0.4 o superior y el diámetro de la fibra es 0.1mm o más, no es posible que el efecto se dé por adhesión o fricción y es necesario el empleo de un anclaje mecánico.

En compuestos de matriz frágil, la transferencia de esfuerzos debe considerarse tanto en la etapa previa a la fisuración como en la posterior. Antes de que la fisuración tenga lugar, la transferencia de esfuerzos es elástica y los desplazamientos longitudinales de la fibra y la matriz son compatibles. En este caso el esfuerzo desarrollado en la superficie de contacto es un esfuerzo cortante entre las fibras y la matriz y las deformaciones de las dos componentes en la superficie de contacto permanecen iguales. Dado que el esfuerzo no es uniforme, en etapas avanzadas de carga se comienza a perder la unión en la superficie de contacto. En este punto el proceso que controla la transferencia de carga comienza a ser un deslizamiento friccionante y tienen lugar desplazamientos relativos entre la fibra y la matriz. En la zona pos-fisura las fibras forman un puente entre las fisuras. La figura 3.2-1 muestra la mecánica general del refuerzo con fibras.

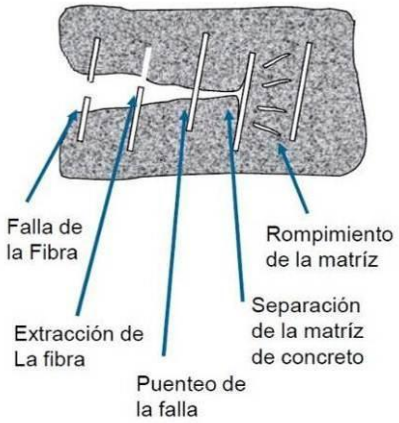


Figura 3.2-1 Mecanismo de refuerzo de las fibras. Fuente: (Acero, 2007).

El principal mecanismo de falla del concreto reforzado con fibras es el arrancamiento de las fibras de la matriz ya que esto requiere menos energía que romper las fibras. El enlace con las fibras depende del tipo de fibra. Es común incluir dobleces en la longitud de las fibras o en sus extremos ya que esto mejora el comportamiento posterior a la fisuración. A mayor número de fibras, se obtiene un mejor desempeño del refuerzo. Las fibras con mejores características frente al arrancamiento son más efectivas que las fibras lisas de igual longitud y diámetro, por lo tanto, la cantidad de fibras lisas requerido es mayor con relación a las fibras con ondulaciones o anclajes.

Propiedades como la resistencia última y deformación del compuesto son controladas por el modo de transferencia de esfuerzos. La transición de transferencia de esfuerzos de elástica a friccionante se da cuando el esfuerzo cortante en la superficie de contacto entre la matriz y la fibra supera al esfuerzo cortante del compuesto fibra-matriz. Cuando se supera este esfuerzo comienza el deslizamiento entre fibra y matriz y el esfuerzo cortante comienza a actuar entre la superficie de contacto desligada. La siguiente figura ilustra el proceso de pérdida de adhesión fibra-matriz (a y b) y arrancamiento:

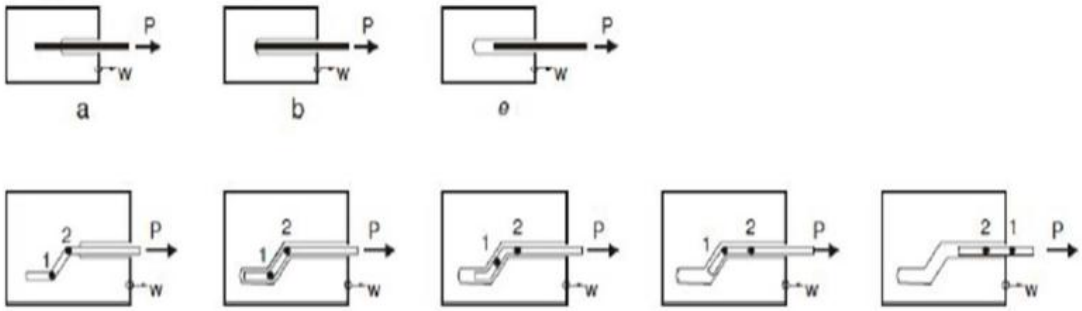


Figura 3.2-2 Mecanismo de falla de las fibras. Fuente: (Chioma, 2015).

El esfuerzo cortante toma un valor máximo en los extremos de la fibra y cae a cero en el centro. En los extremos, los esfuerzos se transfieren de la matriz a la fibra, acumulando esfuerzos en la fibra. Los esfuerzos a tensión incrementan desde la fibra moviéndose hacia adentro, alcanzando su máximo en el centro.

El deslizamiento puede darse antes de la fisuración de la matriz y este comportamiento puede afectar la forma de la curva esfuerzo – deformación antes de la fisuración. Cuando la resistencia de la matriz es alta, se puede esperar que ocurra el deslizamiento antes de la fisuración de la matriz. En compuestos con matriz de baja resistencia, la fisuración puede preceder al deslizamiento.

Por otra parte, las fibras pueden orientarse dentro de la matriz manteniendo un ángulo constante en toda su longitud o presentar una flexión localizada en la superficie de la fisura. La flexión local induce esfuerzos a flexión dentro de la fibra y al mismo tiempo lleva a esfuerzos de compresión en la matriz. Si la fibra es dúctil y de bajo módulo se dobla fácilmente produciendo un efecto de pasador que conlleve a una resistencia adicional al arrancamiento. Si la fibra es frágil y de alto módulo de elasticidad, puede haber una falla prematura de la fibra debida a la acumulación de esfuerzo a flexión en la fibra.

Las fibras cumplen dos funciones:

a. Incrementar la resistencia a tracción directa del compuesto proporcionando medios de transferencia de esfuerzos y cargas a través de las fisuras.

b. Aumentan la tenacidad del compuesto proporcionando mecanismos de absorción de energía, relacionados con el proceso de deslizamiento y arrancamiento de las fibras que puentean las fisuras.

La primera fisura que se presenta en el compuesto no lleva a la falla súbita, pero desencadena una redistribución de la carga entre la matriz y las fibras. Es decir, que las cargas pasan a ser tomadas por las fibras que atraviesan las fisuras y la matriz alrededor libera esfuerzos. Una carga adicional resulta en fisuras adicionales, hasta que la matriz se divide en un número de segmentos separados por fisuras. Este proceso se conoce como fisuración múltiple.

El comportamiento mecánico del concreto reforzado con fibras puede describirse en términos de etapas de una curva esfuerzo-deformación así:

- Etapa 1: Rango elástico: hasta el punto de la primera fisura, cuando la matriz y la fibra se encuentran en su rango elástico.
- Etapa 2: Fisuración múltiple: rango en el cual el compuesto excede la deformación última de la matriz.
- Etapa 3: Posterior a fisuración múltiple: rango durante el cual las fibras están siendo estiradas o arrancadas de la matriz fisurada.

- ✓ **Fibras metálicas**

El uso de mesas vibratorias hace que las fibras tiendan a alinearse en planos horizontales. La vibración interna ejerce una influencia menor sobre la alineación de la fibra, pero vibración excesiva puede llevar a orientación horizontal y segregación. Las fibras generalmente muestran alineación preferencial cerca al fondo o paredes de las formaletas, paralela a ellas. El "efecto pared" también lleva a concentraciones de fibra cerca de las caras de las muestras. Es recomendable que muestras pequeñas provengan del aserrado de muestras de mayor tamaño para eliminar el "efecto pared". La inserción de vibrador también puede reducir la concentración local de fibras. El tipo de vibración y la dirección del vaciado pueden tener considerable efecto sobre la resistencia a flexión.

La probabilidad de una distribución no homogénea aumenta para bajos contenidos de fibra (menores de 25kg/m^3 de fibras, aproximadamente el 0.3% del volumen). Así mismo, el mínimo contenido requerido para obtener una distribución homogénea se encuentra entre 30 y 40kg/m^3.

La eficiencia de la fibra incrementa con el aumento de la relación de aspecto. La adherencia fibra-matriz también incrementa con el incremento de la resistencia de la matriz. En un concreto reforzado con fibra típico, la falla se produce en primer lugar por arrancamiento, incluso con fibras deformadas. El comportamiento posterior a la fisura depende de la geometría de las fibras, debido a que la geometría de las fibras gobierna la fuerza de arrancamiento en comparación con las relaciones de desplazamiento de las fibras.

- ✓ **Fibras sintéticas**

Para incrementar la resistencia de los compuestos, las fibras deben tener un módulo de elasticidad mayor que el de la matriz. Para materiales cementicios con módulo de elasticidad variable de 15 a 40Gpa es difícil encontrar fibras que cumplan el requisito; por lo tanto, han sido desarrolladas algunas fibras de alta tenacidad, es decir, con un módulo de elasticidad elevado y acompañado por alta resistencia. Sin embargo, con fibras de bajos módulos pueden obtenerse mejoras considerables con respecto a capacidad de deformación, tenacidad, resistencia a impacto y control de fisuras.

Las fibras de polipropileno de bajo módulo son producidas en una gran variedad de formas, tamaños y con diferentes propiedades. La mayor ventaja de estas fibras es su resistencia a los álcalis. Sus desventajas son baja resistencia al fuego, sensibilidad a la luz solar, oxigeno, bajo módulo de elasticidad (1 a 8Gpa) y baja adherencia con la matriz. Estas aparentes desventajas no son críticas ya que el embebimiento en la matriz proporciona una capa protectora que ayuda a minimizar la sensibilidad al fuego y otros efectos ambientales. Las propiedades mecánicas, en particular el módulo de elasticidad y adherencia pueden ser elevados.

Las fibras de polipropileno pueden tener diferentes geometrías, para refuerzo se utilizan monofilamentos, multifilamento y fibriladas. La adherencia no es solo resultado de

adhesión en la superficie de contacto, sino que la mayor contribución está dada por anclaje mecánico o trabazón. Para obtener un compuesto con espaciamiento entre fisuras adecuado (5mm o menos) se ha calculado que es necesario un valor de adherencia de 0.23MPa, que puede alcanzarse fácilmente incluso con monofilamentos.

El módulo de elasticidad de las fibras sintéticas se encuentra en el rango de 3 a 5 GPa y la resistencia a tensión entre 140 a 690 MPa. Las fibras de monofilamento y las fibriladas tienen aproximadamente el mismo módulo de elasticidad y resistencia. En términos de su habilidad para contrarrestar fisuras, las fibras de monofilamentos son más efectivas que las fibriladas. Hay suficiente adhesión entre el polipropileno y la matriz cementicia para inducir acción de compuesto, tanto para fibras fibriladas como de monofilamento. Las fibras de alto módulo llevan a menor deformación de múltiple fisuración.

Si las fibras deben actuar como refuerzo primario, es decir, para incrementar la resistencia y la tenacidad, su contenido debe exceder un volumen crítico, que se encuentra alrededor del 3% para una fibra típica de polipropileno y una matriz cementicia (resistencia a tensión de 400 a 800MPa y 2 a 6MPa respectivamente).

La capacidad de refuerzo de la fibra depende del grado en que los esfuerzos pueden ser transferidos desde la matriz, el grado de transferencia depende de:

- Las fibras: geometría, relación de aspecto que permita una buena capacidad de absorción de esfuerzos, contenido, orientación, distribución, módulo elástico, resistencia (con resistencias a la tracción típicas del orden de los 11000kg/cm²) y capacidad de resistir deformaciones superiores que la matriz y propiedades de enlace.
- La matriz: resistencia, dimensión máxima de los agregados y módulo de elasticidad.
- La superficie de contacto fibra – matriz: adherencia adecuada. La fibra debe tener una relación de Poisson menor que la matriz para aumentar la fricción de adherencia.
- Las probetas: dimensiones, geometría y metodología de ensayo.

3.2.3 Propiedades

El comportamiento e influencia de las fibras en el concreto fresco y endurecido es bastante diferente, por lo tanto, algunas características deben ser consideradas por separado: concreto fresco, control de fisuración en estado plástico o endurecido y propiedades de concreto endurecido.

a. Reología

La adición de fibras reduce la manejabilidad del concreto. Las pruebas de asentamiento en concretos reforzados con fibra aparentan bajo asentamiento, sin embargo, el concreto puede ser bastante manejable en campo. La manejabilidad del concreto se ve afectada

por la dosificación y la geometría de las fibras. El ensayo más adecuado para medir su fluidez es el ensayo de cono invertido.

El estudio de la Reología del concreto reforzado con fibra en estado fresco permite establecer el flujo o deformación bajo esfuerzos con base en parámetros como la trabajabilidad, flujo, capacidad de bombeo, colocación, compactación, etc. Existen ensayos cualitativos, cuantitativos-empíricos y cuantitativos fundamentados. Los primeros son subjetivos, los ensayos cuantitativos empíricos proporcionan información limitada a ciertas condiciones y los cuantitativos fundamentados estudian propiedades reales del flujo del material. Dentro de la segunda categoría se incluyen los ensayos de asentamiento-flujo "vebe" y cono invertido. En la última categoría se emplean mediciones con reómetros, que se dificultan debido a que se debe contar con reómetros especiales o con muestras pequeñas y de elevada fluidez.

✓ Reología empírica

Las características físicas, contenido de fibra, propiedades de la matriz, contenido de agregado y los métodos de procesamiento tienen efecto sobre el comportamiento de flujo.

De acuerdo con (ACI comittee 544. 2010), dos de los factores más determinantes sobre el flujo son la relación de aspecto y el contenido en volumen de fibras. El efecto combinado de estos dos parámetros se define como el "índice de refuerzo", o "factor fibra":

$$(l/d)*V_f$$

donde

l: longitud de fibra

d: diámetro de las fibras

V_f: volumen de fibras

La trabajabilidad decrece proporcionalmente con la expresión: $(l/d)^{1/2} * Vf$. A medida que el índice incrementa, la trabajabilidad disminuye y la tasa de cambio se encuentra directamente relacionada con el tipo de fibra. Las fibras rizadas proporcionan ligeramente mayor trabajabilidad que otras geometrías (rectas y con ganchos).

Con el fin de mejorar las propiedades del concreto reforzado con fibras en estado fresco, se desarrollaron las fibras encoladas, estas fibras tienen ganchos en los extremos y se pegan unas a otras empleando un pegante reactivo al agua. Debido a que las fibras se encuentran pegadas inicialmente, tienen menor relación de aspecto, facilitando el mezclado. La dispersión de las fibras mejora con el uso de fibras encoladas. Tiempos de mezclado cortos mejoran la manejabilidad, pero no son suficientes para separar las fibras.

- ✓ **Reología cuantitativa**

Por medio de reómetros especiales, se ha encontrado que la reología del mortero se encuentra influenciada por el contenido de fibra, la relación entre el volumen de fibra, la densidad de empaquetamiento de las fibras, el radio y longitud de las fibras, así como las propiedades de la matriz. La viscosidad decrece con el aumento del contenido de fibras.

b. Resistencia a compresión

La resistencia se define como una habilidad para hacer frente a esfuerzos, se consideran generalmente la resistencia a compresión, tracción, flexión y corte. El concreto simple soporta elevados esfuerzos a compresión y tiene baja resistencia a tracción y flexión.

El refuerzo con fibras no aumenta la resistencia debido a que el contenido de fibra se encuentra bajo el volumen crítico, sin embargo, pueden ocurrir pequeños incrementos tanto para flexión como para compresión (del orden del 25%) con elevados porcentajes de fibras (mayores que el 1.5%). En las curvas esfuerzo-deformación de ensayos a compresión, es posible observar el incremento en la resistencia máxima del concreto cuando se emplean fibras. El modo de falla a compresión puede cambiar de frágil a dúctil, dependiendo del tipo y cantidad de fibra empleada.

Cuando el concreto simple es sometido a compresión se fractura y falla tras la aparición de la primera grieta, las fibras impiden el efecto manteniendo unido el concreto. Esta característica es útil para prevenir una falla súbita de la estructura.

En concretos reforzados con fibra, la resistencia decrece con el incremento del tamaño máximo y proporción de agregado grueso. Para grandes cantidades de fibras, la carga máxima y la carga de aparición de la primera fisura son diferentes, cuando se emplean bajos volúmenes de fibra, la carga de aparición de la primera fisura puede ser también la misma carga máxima.

c. Resistencia a tracción y flexión

La resistencia a tracción está relacionada con el agrietamiento del concreto debido a esfuerzos inducidos por la contracción de fraguado o cambios de temperatura, que generan esfuerzos internos de tracción que superan la resistencia del concreto. Así mismo, cuando un elemento se somete a flexión se produce una zona en la cual el concreto se encuentra sometido a esfuerzos de tracción y otra a esfuerzos de compresión.

En tensión directa, la mejora en resistencia es significativa, con incrementos del orden del 30 al 40%, con una adición mayor al 1.5% del volumen de fibra. Sin embargo, no existe un ensayo normalizado ya que las dimensiones de la muestra influyen considerablemente en el resultado. Debido a la dificultad de realizar ensayos de tracción directa, se acostumbra a llevar cabo ensayos de tracción indirecta o flexión, con el fin de determinar de manera indirecta la resistencia a tracción.

La resistencia a flexión se evalúa por medio de ensayos de flexión sobre vigas. Generalmente se reportan dos valores de resistencia a flexión: la resistencia a flexión en la primera fisura que corresponde a la carga en la cual la curva carga-deformación deja de ser lineal; el otro valor corresponde a la carga máxima alcanzada, llamada comúnmente la resistencia última a flexión o módulo de rotura.

La resistencia a flexión o módulo de rotura se calcula con la expresión:

$$f = PL / bd^2$$

En la cual:

f: módulo de rotura.

P: carga de rotura.

L: luz entre apoyos.

b: ancho de la viga.

d: altura de la viga.

La resistencia a tracción se ve altamente influenciada por la presencia de las fibras, principalmente en la fase posterior a la primera fisuración.

Los incrementos en resistencia a flexión son mayores que en tracción o compresión debido al comportamiento dúctil del concreto reforzado con fibra (CRF). La resistencia a flexión del CRF es entre un 50% y 70% mayor que en concreto reforzado convencional, para el ensayo de viga cargada en los tercios.

El incremento en resistencia a flexión es particularmente susceptible no solo al volumen de fibra, sino también a la relación de aspecto, ya que relaciones de aspecto altas, llevan a mayores incrementos en resistencia. Las fibras deformadas o con relaciones de aspecto altas proporcionan mayores tenacidades que las fibras lisas o rectas en las mismas concentraciones.

d. Corte y torsión

La resistencia del concreto a esfuerzos cortantes es baja. Las fibras metálicas podrían emplearse en conjunto con refuerzo de acero convencional para mejorar la resistencia a cortante de elementos estructurales. Debido a los puentes que forman las fibras a través de las fisuras se ayuda a mantener la integridad del material, así mismo se produce una mejora en la resistencia residual de la matriz que a su vez lleva a un incremento de la resistencia a cortante.

La información sobre el aporte de las fibras en resistencia a corte y torsión es dispersa y contradictoria, es probable que esto se deba a diferencias en tamaños de las muestras y procedimientos de ensayo ya que no hay ensayos normalizados para estos parámetros, así como de la alineación de las fibras en la zona de corte.

e. Resistencia residual

Describe el desempeño de un material posterior a su fisuración. En el concreto reforzado con fibras, es la habilidad de retener integridad estructural.

f. Módulo de elasticidad y relación de Poisson

El módulo de elasticidad corresponde a la relación entre el incremento del esfuerzo y la variación de la deformación en la parte inicial o de comportamiento elástico de la curva esfuerzo vs deformación. Un elemento que cuente con elevada deformación al ser sometido a una fuerza contará con menor módulo de elasticidad. Así mismo, la relación de Poisson es la relación entre la deformación lateral y la deformación vertical de un elemento sometido a carga axial.

El módulo de elasticidad y la relación de Poisson prácticamente no varían con porcentajes de fibra menores al 2% en volumen.

El efecto de refuerzo se obtiene cuando el módulo de Young del material de refuerzo es superior al de la matriz. El Módulo de Young del concreto endurecido puede ser de 30GPa, el módulo de Young del concreto fresco es menor de 5GPa. El módulo de Young de las microfibras sintéticas es 4GPa, el módulo de las macro fibras sintéticas varía de 3 a 10GPa y módulo macro fibras metálicas 210GPa. Con respecto al módulo de elasticidad del concreto, entre mayor sea el módulo de Young de la fibra, ofrecerá mayor control de la fisuración, en términos de longitud de la fisura y espesor.

g. Fatiga

La resistencia a la fatiga se puede definir como el nivel máximo de esfuerzo que el concreto reforzado con fibras puede resistir, para un determinado número de ciclos de carga antes de la rotura, o como el número máximo de ciclos de carga necesario para ocasionar la ruptura a un nivel de esfuerzo dado.

La resistencia a fatiga por flexión en un concreto reforzado con fibras se incrementa debido al efecto de amarre que mantiene las fisuras cerradas, e inhibe la extensión de las fisuras durante los ciclos de carga. También se requiere mayor energía para extraer las fibras de la matriz, por lo que se proporciona resistencia a descascaramiento y fragmentación bajo cargas rápidas. Cuando se refuerza con fibras, es posible obtener entre 3 y 10 veces la resistencia a cargas explosivas, impacto, fatiga y tensión (ACI 544.4R. 2016). No existen normas establecidas para ejecución de ensayos a fatiga.

h. Ductilidad

Se define la ductilidad como la capacidad que tiene un material de soportar deformaciones conservando buena resistencia. La ductilidad puede ser considerable en la medida en que la resistencia de las fibras y su cantidad sea elevada. La siguiente

figura permite apreciar el aumento de la ductilidad a medida que aumenta la cantidad de fibras, con respecto al concreto simple:

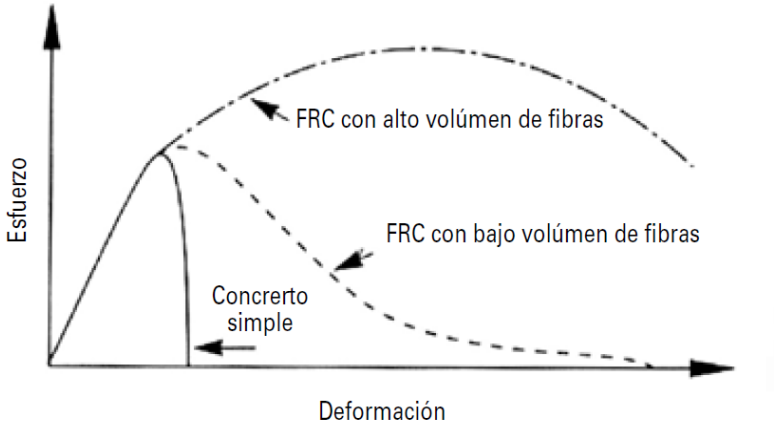


Figura 3.2-3 Variación de la ductilidad de acuerdo con la dosificación de fibras. Fuente: (IMCYC, 2006).

Se requieren grandes deformaciones para causar la separación completa de fragmentos de CRF (concreto reforzado con fibra) y continúa soportando carga antes de separarse. Esta resistencia residual se ha denominado ductilidad en concretos reforzados con fibra y se considera una ventaja en aplicaciones donde puede haber relativamente elevadas deformaciones como en túneles.

i. Tenacidad

La tenacidad es la capacidad de un material de oponerse a la propagación de la fisuración por efecto de su capacidad tanto para resistir una carga como para deformarse simultáneamente, es decir, su capacidad de absorber energía durante una deformación plástica antes de llegar a la rotura. Se expresa en unidades de fuerza por distancia.

En concretos, es la característica que distingue más claramente un concreto reforzado con fibra de un concreto convencional. Las fibras aumentan la tenacidad con respecto al concreto simple, controlando el agrietamiento y si este tiene lugar, le confieren la propiedad de continuar transfiriendo carga después de la fisuración.

Se define la tenacidad en concretos reforzados con fibra como la capacidad de absorción de energía después de la fisuración, es decir, por más que el elemento se fisure, podrá seguir resistiendo carga y deflectándose sin colapsar, debido a que se proporcionan mecanismos de absorción de energía, a través de los puntos de desunión y estiramiento de las fibras en las grietas.

La tenacidad se determina en ensayos de flexión sobre vigas o placas, registrando tanto la carga como la deformación y se calcula como el área bajo la curva de carga-

deformación. Se emplea para caracterizar la habilidad de soportar fracturas cuando es sometido a tensiones estáticas, dinámicas o impacto.

La fibra actúa como un puente a través de las grietas desarrolladas a medida que es cargado. Si las fibras tienen suficiente resistencia y rigidez y logran un buen enlace con la matriz, el espesor de las grietas tenderá a ser bajo y será posible resistir esfuerzos de tensión grandes bajo una relativamente gran capacidad de deformación en la etapa posterior al fisurado.

Los ensayos para determinar la tenacidad involucran simples o múltiples aplicaciones de cargas a tasas elevadas o una simple aplicación de carga a una tasa lenta. La técnica preferida para determinar la tenacidad es por carga a flexión. Esta refleja la condición de esfuerzos en la mayoría de aplicaciones como pavimentos, pisos y túneles. La flexión lenta es también es preferible para determinar la tenacidad porque los resultados son límites inferiores, seguros para usar en diseño.

La cantidad de energía requerida para causar falla del concreto reforzado con fibra debido a separación completa, varía con el tipo y cantidad de fibra. Así mismo, la carga máxima de rotura depende de la esbeltez de las fibras y su proporción.

En las siguientes figuras se observa el comportamiento carga-deflexión a medida que se aumenta el contenido de fibra sintética. A la derecha se observa como a mayor cantidad de fibra, se tiene mayor área bajo la curva.

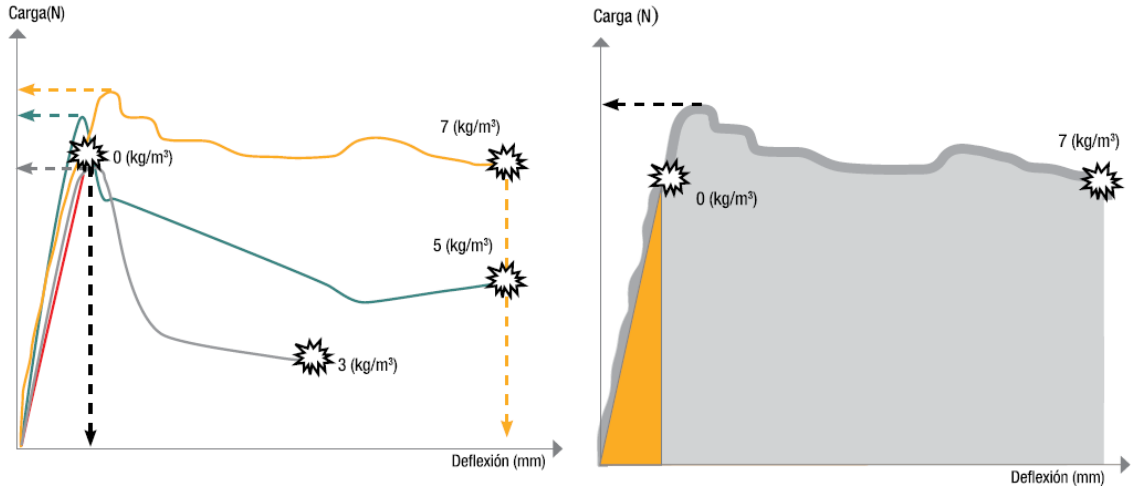


Figura 3.2-4 Comportamiento carga-deflexión con respecto a la dosificación de fibra. Fuente: (Sika,2014).

j. Resistencia al impacto

La resistencia al impacto corresponde a la energía de rotura debida a una carga impulsiva. Los túneles son susceptibles a cargas de impacto causadas por voladuras o el fenómeno de "*rock burst*", dicho fenómeno imparte grandes valores de cargas de impacto que pueden llevar a la falla si el concreto no posee adecuada resistencia al impacto.

Reforzar el concreto con fibras es una manera efectiva de incrementar la resistencia al impacto del concreto.

Para caracterizar el comportamiento del concreto bajo cargas de impacto, los dos parámetros más importantes son la resistencia y la energía de fractura. Para cargas de impacto, la resistencia pico del concreto reforzado con fibras es mayor en aproximadamente un 40% en comparación con el concreto simple. Las fibras incrementan la energía de fractura bajo impacto en un factor de 2.5 (ACI committee 544, 2009).

k. Conductividad térmica y eléctrica

✓ Propiedades eléctricas

La conductividad eléctrica del concreto se debe al transporte de iones a través de una red de poros interconectados. Pueden adicionarse fibras de carbono o de acero en volúmenes de 0.5 a 3% para incrementar la conductividad del compuesto. El estado mecánico del compuesto cementicio puede afectar las propiedades eléctricas del compuesto. Las mediciones de las propiedades eléctricas pueden ser usadas como ensayos indirectos no destructivos para compuestos cementicios, haciendo posible la detección de daños solo con el uso de un equipo eléctrico. Esta habilidad se basa en la hipótesis de que la cantidad de resistividad eléctrica del compuesto depende de la generación y propagación de fisuras bajo esfuerzos. La presencia de fibras altamente conductivas orientadas en una matriz relativamente pobre conductora inducen cambios en la impedancia, que pueden ser asociados con la longitud de la fibra, orientación y volumen. La resistencia a corriente directa (DC) o baja frecuencia depende casi enteramente de la matriz, mientras que la resistencia a altas frecuencias (corriente alterna, AC) depende casi solamente de las propiedades de la fibra y geometría.

✓ Conductividad térmica

La conductividad térmica se ha medido a través de ensayos a flujo estable. El incremento de la conductividad térmica depende de la porosidad del concreto y movimiento del agua. La conductividad térmica también depende del tipo de agregado. Se ha determinado que hay ligeros incrementos en la conductividad térmica del concreto en estado fresco cuando se refuerza con fibra. (ACI committee 544, 2009).

l. Fricción y resistencia al deslizamiento

El coeficiente de resistencia a fricción es independiente del contenido de fibra metálica.

m. Abrasión y cavitación

La erosión en una estructura puede producirse por abrasión o cavitación. La abrasión se presenta cuando hay fricción o impacto, desgastando la superficie. La cavitación se produce en contacto con corrientes de agua y geometrías que propician zonas de baja presión (que puede llegar a ser menor que la presión de vapor) ocasionando la formación de burbujas de vapor que estallan generando ondas similares a las explosivas.

La resistencia a la abrasión está relacionada con la resistencia a compresión del concreto, un concreto con mayor resistencia a compresión, tiene más resistencia a abrasión. El tipo de agregado y el acabado de la superficie también tienen influencia sobre la resistencia a la abrasión.

El agua de exudación varía menos cuando se emplean fibras, la relación agua/cemento es más constante en la superficie y, por tanto, se obtendría una mayor resistencia a la abrasión. Sin embargo, las fibras metálicas no tienen mayor efecto sobre la resistencia a la abrasión del concreto.

El concreto reforzado con fibras presenta mayor resistencia a las fuerzas de cavitación producidas por flujos de agua a altas velocidades y el daño causado por el impacto de detritos de gran tamaño a alta velocidad. Sin embargo, es importante resaltar que no se observa mejora en la resistencia a cavitación producida por partículas a bajas velocidades. Esto se debe a que para el empleo de fibras se requieren tamaños de agregado grueso menores y por lo tanto hay un incremento en la cantidad de pasta de cemento.

n. Creep

Se define al creep o fluencia como un incremento de deformación de un elemento bajo la acción de una carga constante. En el concreto, la fluencia depende del contenido de pasta de cemento, contenido de agregado y algunas de sus propiedades como módulo de elasticidad y porosidad. El efecto del creep se manifiesta como un incremento en la deformación con el tiempo, con respecto a las deformaciones sufridas a corto plazo. Estas deformaciones pueden comprometer la funcionalidad del elemento.

La deformación por creep en concreto convencional puede ser 1.3 a 4.2 veces la deformación elástica inicial bajo condiciones normales (ACI 544, 2016). En condiciones como altas temperaturas y ambientes de baja humedad relativa el fenómeno de creep puede ser mayor.

El coeficiente de creep (Ct) se define como la relación entre la deformación por creep y la deformación elástica inicial después de un tiempo t, de aplicación de la carga. Por medio de la siguiente expresión es posible predecir el comportamiento a creep en concretos en los cuales la resistencia a compresión sostenida, es menor o igual que el 50% de la resistencia del concreto (ACI 209R, 2016):

$$Ct = \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} \, Cu \, Qcr$$

t: tiempo.

Cu: coeficiente último de creep.

Qcr: factor de corrección por condiciones no normales.

La deformación a flexión posterior a la fisuración es menor para concretos reforzados con macrofibras metálicas que para concretos reforzados con macrofibras sintéticas. La deformación por creep no es solo función de la composición de la fibra, sino de propiedades como la dosificación. Por otra parte, el potencial de ruptura por creep en concreto lanzado que contiene fibras de acero con gancho depende del ancho de las fisuras iniciales. Si el espesor de las fisuras iniciales es bajo y las fibras permanecen embebidas en el gancho, el potencial de ruptura por creep es bajo; pero si la grieta inicial supera 2.5mm, los ganchos son arrancados por las porciones curvas, y más adelante la resistencia al deslizamiento entre la fibra y el concreto será baja.

Debido a la dosificación de fibras usualmente empleada en el concreto, (0.1 a 1% del volumen), la presencia de fibras tiene un efecto mínimo o despreciable sobre el comportamiento ante creep del concreto a compresión.

Los compuestos que contienen fibras metálicas de acero son menos susceptibles al fenómeno de creep, en comparación con los compuestos que cuentan con fibras sintéticas de polipropileno. En la siguiente figura es posible apreciar el comportamiento ante creep de concreto reforzado con diferentes tipos de fibras:

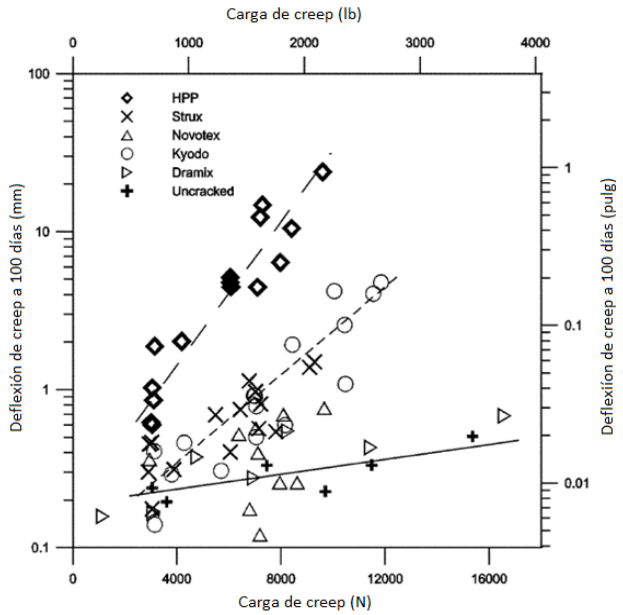


Figura 3.2-5 Comportamiento a creep diferentes tipos de fibras. Fuente: (Bernard,2010).

o. Retracción o contracción plástica (A corto plazo)

A partir del momento del vaciado comienza a darse la exudación o ascenso del agua del interior del concreto a la superficie y su evaporación, llevándolo a pasar del estado líquido a sólido. Cuando el concreto se encuentra en estado plástico puede presentar fisuras debidas a asentamiento plástico y contracción plástica.

Durante las primeras 3 horas después del vaciado se produce el asentamiento plástico o la tendencia de los agregados segregarse, cuando se presenta alguna restricción (presencia de acero de refuerzo o agregado grueso) se producen asentamientos diferenciales que inducen fisuras. En la figura 3.2-6 se observa de manera esquemática de este fenómeno.

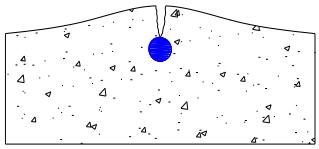


Figura 3.2-6 Fisuras por asentamiento plástico. Fuente: (Calavera,2005).

La contracción plástica ocurre durante el periodo inicial (1 a 6 horas desde el vaciado), cuando la resistencia de la pasta es baja. El inicio de la hidratación y la pérdida de agua de mezclado en la superficie del concreto (por evaporación, un sustrato absorbente o cambios térmicos) producen un diferencial de humedad y rigidez entre la superficie y el interior, formando planos de debilitamiento y tensiones que pueden exceder a la resistencia del concreto y que se manifiestan con la aparición de fisuras.

La adición de microfibras sintéticas o de celulosa permiten obtener un incremento en la resistencia y en la capacidad de deformación durante la etapa inicial, por lo que el potencial de fisuramiento bajo esfuerzos de tensión generado por contracción se minimiza.

El volumen y el diámetro del refuerzo con fibras son los dos parámetros que tienen mayor influencia en el control de fisuras por contracción plástica del concreto. Para un volumen dado de fibras, variar la longitud o relación de aspecto no tiene un efecto notable en la fisuración por contracción plástica, mientras que reducir el diámetro de la fibra o aumentar el número de fibras mejora significativamente el control de contracción plástica.

La eficiencia del refuerzo para bajos volúmenes y fibras de bajos módulos serán mayores en la mezcla fresca, cuando la matriz del concreto es aún débil y de menor rigidez que las fibras. En esta etapa, el volumen crítico de fibra es menor (alrededor de 0.1% en volumen); por lo tanto, un volumen de microfibras de 0.1 a 0.3% en volumen y de diámetro bajo, proporciona un control razonable de la fisuración por contracción plástica, reduciéndola aproximadamente entre 10 y 40%. Este es uno de los principales usos de microfibras de polipropileno actualmente.

Las microfibras de polipropileno transfieren esfuerzos a tensión, entonces ocurren muchas fisuras finas en lugar de pocas fisuras largas, también ayudan a mantener uniforme la exudación de agua (el sangrado) y proporcionan un sistema interno de soporte que impide la formación de grietas por el asentamiento de los agregados, eliminando el daño de los capilares de sangrado y previniendo un incremento en presiones inter granulares en el concreto en estado plástico. Así mismo, el concreto reforzado mantiene resistencia residual incluso si las fisuras ocurren, por medio del bloqueo mecánico proporcionado por

las fibras. En algunos casos, la transferencia de esfuerzos puede ocurrir por un largo tiempo, permitiendo el sellado de las fisuras.

Las microfibras con sección circular producidas por trefilado tienen un efecto más pronunciado sobre la resistencia a fisuración por contracción plástica, en comparación con las microfibras de polipropileno con sección rectangular fibriladas. Las microfibras de polipropileno con sección en Y son ligeramente más efectivas reduciendo la fisuración por contracción plástica, en comparación con las fibras trefiladas.

El comportamiento de fibras de polipropileno para fisuración de contracción plástica es útil para compensar dificultades constructivas, pero donde se pueden lograr un buen acabado y curado, su influencia es pequeña.

En el caso de fibras de monofilamento, la efectividad en la adhesión tiene una marcada influencia en el comportamiento. Con un incremento en longitud, reducción en espesor y rugosidad de la superficie se aumenta el control de fisuración.

Durante el proceso de mezclado de concreto y fibras fibriladas, las últimas tienden a separarse en filamentos individuales. La dispersión de estas unidades en la matriz tiene una influencia considerable en las propiedades de la mezcla fresca, en particular sobre la trabajabilidad y fisuración por contracción plástica.

p. Contracción a largo plazo (térmica e hidráulica)

La contracción por secado o hidráulica se produce por cambios de volumen después de que el concreto endurece. Durante esta etapa también se pueden presentar esfuerzos debidos a cambios térmicos, ciclos de humedecimiento y secado o cargas externas de trabajo que generan fisuras.

La retracción hidráulica es la disminución de volumen debida a la reducción de humedad y reacciones químicas. Este tipo de retracción aumenta con la relación agua/cemento, contenido de cemento y ambientes secos. La retracción se produce entre 15 días y 1 año después del vaciado, si la estructura no tiene libertad para contraerse, se desarrollan esfuerzos de tracción que pueden superar la capacidad resistente del material causando fisuras.

La contracción térmica inicial (1 a 5 días después del vaciado) se produce por el calor derivado de la reacción de hidratación del cemento. El interior del elemento presenta mayor temperatura que la superficie y tarda en disipar el calor e igualarlo al del ambiente. Durante este tiempo se produce una contracción y si el concreto tiene restricción de movimiento, se presentan fisuras. El proceso de fisuración se esquematiza en la figura 3.2-8.

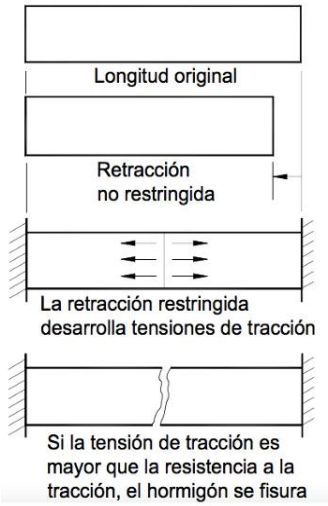


Figura 3.2-7 Fisuración por contracción térmica. Fuente: (ACI 224, 2001).

El control de los esfuerzos se ha realizado mediante el empleo de cuantías adicionales de refuerzo o mallas electrosoldadas. Adicionar macrofibras proporciona una capacidad de carga después de endurecido, controlando las fisuras por contracción de secado.

Las fibras son una manera efectiva de controlar la contracción plástica y de secado, ya que no solo retardan la formación de las fisuras, sino que también reducen los espesores y áreas fisuradas. La geometría de la fibra tiene una gran influencia en la capacidad de controlar las fisuras.

"El concreto reforzado con fibras que tienen el mismo valor V_f * A, siendo V_f el volumen de fibra y A la relación de aspecto, proporcionan el mismo nivel de control de fisuras". (ACI committee 544, 2016).

La contracción de un compuesto cementicio reforzado con fibra se encuentra influenciada por el módulo de elasticidad de la fibra y de la matriz, así como la longitud y diámetro de las fibras. Las microfibras de bajo módulo de elasticidad fabricadas en polipropileno en contenidos de alrededor del 0.1% en volumen empleadas para control de contracción plástica, no son efectivas para control de fisuración en concreto endurecido. Para el control de fisuración se necesita el empleo de fibras con módulos altos.

q. Durabilidad

En los documentos ACI-201 y ACI-116 (2016), se define la durabilidad como la habilidad para resistir la acción del medio ambiente, ataque químico, abrasión y cualquier otro proceso de deterioro o escenario de servicio, manteniendo su forma, calidad, condiciones de servicio originales, características y propiedades a lo largo de su vida útil.

La porosidad del concreto es resultado de la formación de canales como consecuencia de la evaporación del agua durante el fraguado, de la permeabilidad del agregado y de la reducción de volumen de la pasta cuando ocurre la reacción química entre el agua y el cemento. El concreto lanzado contiene más cantidad de agregados finos y mayor cantidad de cemento que los concretos convencionales, por lo tanto, su porosidad es menor.

La propiedad cuantificable que con mayor frecuencia se asocia a la durabilidad es la permeabilidad, o tasa a la cual se permite el movimiento de agua a través del concreto.

La relación agua/cemento es el factor de mayor influencia en la durabilidad del concreto, la permeabilidad de concretos con relación agua/cemento menor o aproximadamente de 0.45 es prácticamente despreciable cuando no cuenta con fisuras. Sin embargo, la aparición de fisuras incrementa la permeabilidad En el concreto lanzado, entre menor sea el contenido de agua, mayor es su durabilidad si hay un curado adecuado. El empleo de acelerantes reduce la resistencia final, por lo que se recomienda el empleo de acelerantes libres de álcalis.

Las fisuras producen deterioros y concretos menos durables, el incremento de permeabilidad causado por la fisuración puede acelerar otros procesos como degradación

debida a corrosión, reacciones álcali-sílice, ataques por sulfatos, congelamiento-deshielo y otros mecanismos que resultan del ingreso de agua, reduciendo su durabilidad.

El refuerzo con fibras tiene influencia en la manera como se desarrollan las fisuras en el concreto y puede impartir una mejora en la resistencia al crecimiento de las fisuras, incremento en la rugosidad de la superficie de cada fisura y una gran probabilidad de desarrollar múltiples fisuras. El concreto reforzado con fibras es ligeramente menos permeable que el concreto simple. La distribución uniforme de las fibras contribuye a la no formación de grandes capilares, causados por el movimiento del agua de exudación (sangrado) hacia la superficie.

Debido a que el cemento tiene un comportamiento dependiente del tiempo con cambios volumétricos, pueden producirse espacios llenos de agua alrededor de las fibras, debidos a exudación de agua alrededor de las fibras o insuficiente recubrimiento de cemento en la superficie de la fibra.

Para lograr una baja permeabilidad se recomienda:

- Empleo de material bien gradado, para obtener curados más densos.
- Correcto contenido de cemento (Entre 400 y 500kg/m³ y no inferior a 350kg/m³) y de alto grado de finura.
- Baja relación agua/cemento (Inferior a 0.45), puede requerirse el empleo de plastificantes o súper plastificantes.
- Control de microfisuras: puede lograrse con el uso de microfibra ya que mejora los procesos de autocurado.
- Uso de aditivos controladores de hidratación.
- Aplicación de buenos sistemas de curado, esto hace que el tamaño de vacíos se reduzca, ya que no se presentarán fisuras ni redes capilares a través de las cuales circule agua y sustancias agresivas.

Los agentes que afectan la durabilidad del concreto pueden ser internos o externos. Los externos son causados por el medio ambiente o condiciones de servicio como los iones de cloruro, dióxido de carbono, sulfatos, bacterias, abrasión y ciclos de congelamiento y deshielo. Los agentes internos se encuentran en el mismo concreto, como los iones de cloruro o álcalis de cemento que reaccionan con algunos agregados.

Los agentes también se pueden clasificar como de origen químico o físico (Ataque químico o ataque físico). Generalmente, algunos de los fenómenos se presentan de manera simultánea y se manifiestan como manchas, eflorescencias o fisuras.

✓ Ataques químicos

La degradación de las fibras por ataque químico puede derivar de dos procesos:

- Ataque directo de la matriz.
- Ataque debido a agentes externos que penetran a través de la matriz.

Un ejemplo de ataque químico debido a la matriz ocurre en fibras de vidrio y naturales que se degradan por una reacción alcalina. El ataque debido a agentes externos es más usual en fibras metálicas donde cloruros penetran, pueden despasivar el acero y llevarlo a su corrosión. El resultado de estos ataques es una reducción en la resistencia y tenacidad en el tiempo.

Dentro de los ataques químicos a que puede verse sometido el elemento se encuentran:

- Ataque por ácidos

El concreto no tiene la capacidad de resistir los ácidos. Los ácidos reaccionan con el hidróxido de calcio y posteriormente con los hidrosilicatos e hidroaluminatos de calcio del cemento, formando sales de calcio. El cemento deteriorado por los ataques de ácidos se descompone en productos que pueden ser disueltos. Además del deterioro producido, se puede ocasionar corrosión si los ácidos alcanzan el acero de refuerzo. El ataque por ácidos se puede contrarrestar por medio del empleo de capas protectoras en la superficie de concreto expuesta.

- Ataque por sulfatos

El agua que corre por el suelo y algunos minerales como la pirita cuentan con sulfatos de sodio, potasio, magnesio o álcalis que pueden deteriorar el concreto y acelerar la corrosión del acero de refuerzo. El grado de deterioro del concreto depende de los materiales que componen el concreto y de la concentración del sulfato. Los sulfatos de magnesio y amonio son los más dañinos para el concreto y los más solubles son los más perjudiciales. La severidad del ataque aumenta si el agua se encuentra fluyendo. El ataque más intenso se presenta cuando el concreto se encuentra expuesto a ciclos de humedecimiento y secado, con respecto a cuando el concreto se encuentra completa y continuamente sumergido en la solución. Así mismo, el ataque se incrementa cuando se eleva la presión o se incrementa la velocidad de la reacción con la temperatura. Otros factores que influyen en el grado de ataque son el contenido de cemento, la relación agua cemento, el empleo de aditivos y las prácticas constructivas.

El deterioro puede deberse a la reacción de los sulfatos con la cal y el aluminato de calcio durante la hidratación del cemento, formando sulfato de calcio (yeso) y sulfoaluminato de calcio (etringita) respectivamente, que ocasionan una expansión que a su vez genera esfuerzos de tracción internos, resultando en fisuras y rompimiento del concreto. El cemento Portland que cuenta con menos del 5% de aluminato tricálcico (C_3A) es resistente a los sulfatos. Para contrarrestar el ataque se puede emplear cemento tipo 2 o tipo 5. Los sulfatos y los químicos raramente atacan el concreto cuando ya se encuentra en estado sólido, para que ocurra un daño, los sulfatos deben estar en solución y encontrarse en un grado de concentración mínimo.

Para obtener un concreto resistente a sulfatos debe emplearse un contenido mínimo de cemento y resistente a sulfatos. De igual manera, la resistencia a los sulfatos se incrementa cuando se disminuye la permeabilidad del concreto; por lo tanto, una relación agua-cemento baja, aumenta la resistencia a los sulfatos debido a que se disminuye la permeabilidad del concreto. Por otro lado, los aditivos que producen una reducción de la relación agua-cemento o incrementan la manejabilidad pueden aumentar la resistencia a sulfatos; sin embargo, los aditivos que contienen cloruro de calcio pueden afectar de manera opuesta la resistencia a sulfatos. El proceso de colocación, vibración y curado también afecta la permeabilidad del concreto, por lo que es necesario llevar a cabo buenas prácticas y dar un acabado de manera que se obtenga una superficie densa y uniforme con el fin de mejorar la resistencia a sulfatos.

En el caso del agua con álcalis en contacto con concreto, los cristales de sulfato llenan algunos poros, posteriormente se puede presentar el crecimiento de los cristales en los poros desarrollando presiones que ocasionan la rotura del concreto. El ataque se puede controlar empleando concretos de muy baja permeabilidad, con relación agua/cemento baja, inclusión de aire y con cementos puzolánicos. Las fibras de polipropileno son conocidas por su alta resistividad a álcalis y por lo tanto retienen su resistencia en una matriz con elevada alcalinidad.

- Reacción álcali-agregado

Es una reacción que provoca expansiones, se presenta entre agregados con contenido de óxido de sílice inestables y el cemento. Los agregados provenientes de rocas con elevado contenido de sílice reaccionan con el álcali del cemento. Cuando el contenido de sílice no supera el 0.6%, no hay daño apreciable.

- Carbonatación del cemento

Es una reacción que ocurre entre el hidróxido de calcio ($Ca(HO)_2$) de la pasta de cemento, en presencia de agua con dióxido de carbono (CO_2) produciendo $CaCO_3$ (Carbonato de calcio) y generando pérdida de volumen. La carbonatación se presenta en la superficie del concreto y lleva a su descascaramiento. La presencia de fibras no influye en el fenómeno de carbonatación.

- Meteorización y desprendimientos

Se tiene poco conocimiento sobre el mecanismo de las sales. Es claro que este fenómeno sólo afecta pocos milímetros de la superficie y la microestructura de esta capa puede ser diferente que la del concreto. Las fibras afectan de manera indirecta principalmente a través de su efecto negativo en la manejabilidad ya que pueden hacer las operaciones de acabado más difíciles. A su vez, puede afectar la microestructura de la superficie que controla. Estudios demostraron que ni la presencia de fibras ni su tipo tienen alguna influencia significativa sobre la resistencia a los desprendimientos, sin embargo, hay otras investigaciones que mostraron un efecto menos pronunciado de desprendimientos por sales en los concretos reforzados con fibra.

Para sistemas de matriz de igual composición, las muestras reforzadas con fibras muestran menor tasa de corrosión y menor fisuración inicial. De igual manera, a mayor contenido de cemento y menor relación agua/cemento, el concreto no experimentó desprendimientos.

Muchas fibras como las de vidrio, poliméricas y naturales pierden resistencia a largo plazo debido a la meteorización.

- Corrosión del acero de refuerzo

Es producida por efectos electroquímicos en presencia de oxígeno y soluciones acuosas de sales, bases o ácidas en el concreto.

Existen numerosos casos reportados de túneles con descascaramientos debidos a infiltración de agua y corrosión de las barras de refuerzo. El empleo de fibras en lugar de malla evita la expansión en el concreto producida cuando se oxida la malla, por esta razón han sido usadas en combinación o como reemplazo del refuerzo para control de contracción.

Las causas primarias de corrosión en concretos reforzados convencionales aplican a los concretos reforzados con fibras metálicas. Estas son: corrosión inducida por cloruros y corrosión causada por la reducción del pH de la matriz de concreto debida a carbonatación. La disponibilidad de oxígeno y humedad son esenciales para los procesos de corrosión. Los límites de concentraciones de ion cloruro que causan la despasivación del refuerzo en el concreto han sido establecidos en el rango entre 0.15% y 0.6% del peso de cemento. No se presenta corrosión en ambientes marinos cuando se emplean fibras galvanizadas, a concentraciones del ion cloruro superiores al 2% del peso en cemento. Las fibras provenientes de material fundido permanecen libres de corrosión a mayores niveles de concentraciones de ion cloruro.

En concretos reforzados con fibras metálicas, algunas fibras quedan expuestas en la superficie del concreto sin protección del ambiente que las rodea, la corrosión se presenta en las fibras expuestas en la superficie, mientras que las fibras internas no presentan corrosión, ya que el medio alcalino proporcionado por el concreto evita su oxidación. Además, puesto que las fibras no son continuas, son cortas y raramente se tocan una con otra, no existe continuidad en el fenómeno corrosivo, ni una ruta corrosiva. Por lo tanto, la corrosión de las fibras es mínima y sin efectos sobre la resistencia a flexión.

La corrosión de las fibras puede ser más intensa si el concreto se encuentra fisurado. Las fisuras permiten el ingreso de agua y sales a las fibras. Posterior a la fisuración, en concretos reforzados con fibra de acero, el espesor de la grieta tiene influencia en el grado de deterioro sufrido por el acero de la fibra. Las fisuras de espesor superior a 0.1mm llevan a elevadas tasas de deterioro. Los espesores de fisuras permisibles son de 0.15mm para fibras de acero con carbono y de 0.2mm para fibras extraídas de fundición.

Cuando se usan fibras en combinación con barras, el inicio del deterioro se retrasa significativamente.

Los lineamientos para evaluar la corrosión del concreto reforzado con fibras pueden basarse en la determinación del ion cloruro en el concreto y en carbonatación. Las propiedades mecánicas a largo plazo del concreto reforzado con fibra como resistencia a flexión y tenacidad (basadas en curvas carga-deformación), proporcionan ensayos convenientes para la evaluación de la corrosión en CRF.

Las fibras pueden incrementar la robustez de los segmentos durante el manejo y eliminan la posibilidad del descascaramiento. En la siguiente figura se observa el efecto producido por agentes oxidantes en concreto reforzado con fibra sintética (izquierda) y metálica (derecha):

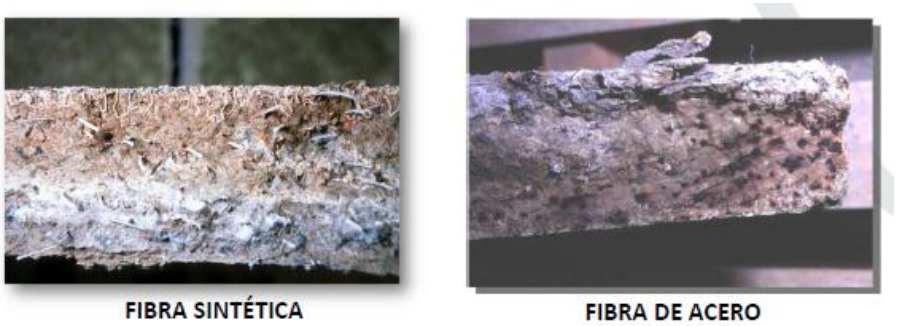


Figura 3.2-8 Efecto de corrosión en CRF. Fuente: (Chima, 2015).

- Fragilización

El incremento en módulo de elasticidad de la matriz en el tiempo puede llevar a un incremento en el volumen crítico de fibra. Para compuestos con un volumen de fibra marginalmente mayor que el crítico, el envejecimiento del compuesto puede resultar en una situación en la cual el contenido de fibra crítico en volumen incrementa más allá del contenido actual de fibra, cambiando el modo de falla de dúctil (fisuración múltiple) a frágil (una fisura). Estos cambios en las propiedades de la matriz pueden tener una influencia significativa en el comportamiento a largo plazo del concreto reforzado con fibra, incluso si permanece intacto.

En concretos reforzados con fibra de acero, se presenta esta pérdida de ductilidad o fragilización debida al efecto de aumento de resistencia mencionado y al endurecimiento de la unión entre el concreto y la fibra. Esta condición puede reducir la capacidad a largo plazo para redistribuir las cargas en respuesta a movimientos del terreno; por lo tanto, para obras diseñadas a largo plazo como túneles, es recomendable considerar la resistencia última del concreto y su efecto en el mecanismo de falla de las fibras contenidas, cuando se evalúa el material para el refuerzo del concreto.

- ✓ **Ataques físicos**

Dentro de los ataques físicos se encuentran los siguientes:

- Congelamiento – deshielo

El agua que se encuentra dentro de los poros aumenta de volumen cuando se congela, produciendo expansión y fisuras en el concreto. Este efecto es acumulativo y se torna crítico cuando el ciclo de congelamiento - deshielo es repetitivo.

El contenido de aire es el factor de mayor significado para la resistencia al hielo-deshielo del concreto reforzado con fibras metálicas. La adición de aire incluido mejora la resistencia al hielo-deshielo del concreto. El módulo de rotura del concreto disminuye con los ciclos de hielo-deshielo, tanto para el concreto reforzado como para el concreto simple. La reducción es menor para el concreto reforzado con fibras metálicas. Las fibras metálicas no afectan significativamente la resistencia al congelamiento y deshielo, pero pueden reducir la severidad de las fisuras y el descascaramiento que resulta de concretos con inadecuado contenido de vacíos con aire.

Las fibras sintéticas fibriladas no tienen influencia en hielo-deshielo. Las fibras sintéticas de poliolefina permiten una menor reducción de la resistencia a flexión después de ciclos de hielo-deshielo, con relación al concreto sin refuerzo. La tenacidad también se reduce en menor grado que para muestras sin refuerzo.

- Humedecimiento – secado

El humedecimiento – secado en el concreto produce expansiones y contracciones que generan grietas y descascaramiento del concreto. El fenómeno se manifiesta con eflorescencias en la superficie del concreto que resultan de la percolación de agua a través del material. Las eflorescencias se componen de sales lixiviadas del concreto y cristalizadas por la evaporación de agua e interacción con dióxido de carbono de la atmósfera. La eflorescencia en exceso aumenta la porosidad, disminuye la resistencia y aumenta la vulnerabilidad a químicos agresivos.

- Otros

Otros ataques físicos incluyen los que se mencionan a continuación y que se describen con más detalle en secciones posteriores:

- Cambios de temperatura
- Abrasión
- Fuego

En zonas con estaciones, la durabilidad se ve afectada por el deterioro generado por el agua durante los procesos de congelamiento y deshielo. En climas tropicales el deterioro del concreto es producido por el ingreso de agentes agresivos (soluciones ácidas o sulfatos). La humedad también produce corrosión del acero que aumenta de volumen originando fisuras y descascaramientos.

r. Exposición al fuego

El concreto es más resistente a temperaturas extremas que la madera y el acero debido a que cuenta con una conductividad térmica baja, elevada capacidad de calentamiento y a que no genera combustión cuando se expone al fuego. Constituyentes como el Clinker y algunos agregados tienden a ser química y mecánicamente estables a elevadas temperaturas. Otros constituyentes, son menos resistentes a altas temperaturas y son afectados por la pérdida de humedad, microfisuración y daños por expansión diferencial.

En un incendio en el interior de un túnel, las llamas se encuentran en contacto directo con el concreto de la estructura y se alcanzan temperaturas muy elevadas, como consecuencia ocurre el deterioro de la estructura, se alteran sus características físicas y mecánicas, reduciendo su funcionalidad estructural.

El concreto pierde una considerable fracción de su resistencia cuando se expone prolongadamente a altas temperaturas. Generalmente, el concreto se degrada a una temperatura alrededor de 204ºC, a esta temperatura se produce descascaramiento debido al deterioro de los enlaces entre pasta de cemento y agregados. Posteriormente se da la aparición de fisuras, a 427ºC el concreto mantiene cerca del 50% de su resistencia a compresión. Una vez la temperatura interna excede los 927ºC, hay alrededor del 90% de pérdida de integridad del concreto. La variación de la degradación se puede representar por medio de la siguiente figura:

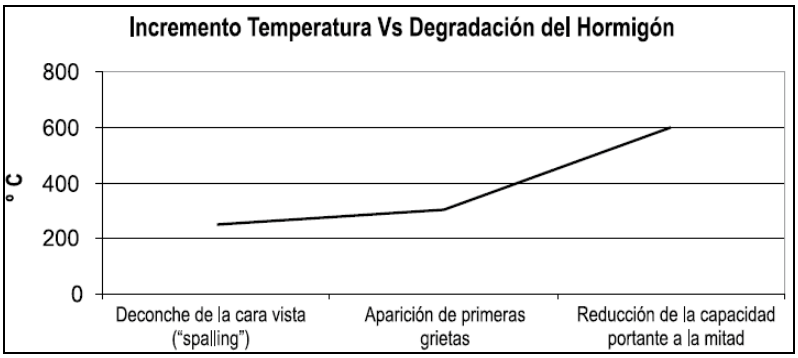


Figura 3.2-9 Incremento de la degradación del hormigón con el aumento de la temperatura. Fuente: (MACCAFERRI, 2007).

Hay dos tipos de descascaramiento debido al fuego:

a) Descascaramiento gradual de la superficie del concreto de manera no violenta: ocurre generalmente en fuego causado por bajas tasas de aumento de temperatura. En este caso la degradación del concreto es lenta e involucra la deshidratación de la matriz de cemento, seguida por la pérdida de contacto entre los agregados y la matriz. Cuando el aumento de temperatura del concreto es lento, el agua en el concreto tiene tiempo de migrar desde el lado expuesto al calor y la acumulación de presión es mínima.
b) Descascaramiento explosivo "*spalling*": fragmentos de la superficie del concreto son expulsados violentamente debido al aumento de presión de vapor. Típicamente hay exceso de agua en las mezclas de concreto debido a la trabajabilidad, transporte, etc., gran parte del exceso de agua permanece como contenido de humedad en los poros

de la estructura de la pasta de cemento hidratada. El contenido de humedad también varía según la exposición ambiental. Cuando el concreto se expone al fuego y hay un rápido incremento de la temperatura como ocurre en fuego provocado por hidrocarburos, la temperatura incrementa lo suficiente para transformar el contenido de humedad interior en vapor, creando presión dentro del concreto. Si no hay mecanismos para liberar la presión, cuando las temperaturas superficiales aumentan, el vapor de agua intenta dirigirse hacia el interior donde las temperaturas son inferiores, aumentando la presión en la matriz hasta alcanzar el punto en el que se supere la resistencia del concreto, produciendo el fenómeno de "spalling" o descascaramiento. Un aumento rápido de expansión termal de algunos agregados también puede causar descascaramiento explosivo.

Se han identificado cuatro zonas de contenidos de agua en el concreto sometido a fuego: 1) seco o vapor supercalentado; 2) parcialmente saturado; 3) físicamente saturado y 4) segundo parcialmente saturado.

El descascaramiento se produce como una serie de explosiones violentas durante los primeros 20 minutos del incendio; por lo tanto, es el fenómeno al que mayor atención se debe prestar. El fenómeno de "*spalling*" explosivo es particularmente importante debido a al potencial de pérdida súbita de sección transversal y la pérdida en capacidad portante de los componentes estructurales. El daño por "*spalling*" puede penetrar más de 150mm dentro del concreto debido a descascaramientos sucesivos de la superficie expuesta.

Los factores principales que determinan la extensión del daño debido al descascaramiento explosivo "*spalling*" son: el contenido de humedad, la permeabilidad del concreto y la tasa de incremento de calor. Para un desarrollo de fuego lento, los concretos de baja resistencia son más propensos al fenómeno de "*spalling*" que los de alta resistencia y baja permeabilidad. Los concretos con agregados menos densos son más susceptibles al fenómeno que los concretos que contienen agregados más densos, debido a que los agregados menos densos pueden absorber más agua que puede vaporizarse. El fuego de alta intensidad como el ocasionado por hidrocarburos, casi siempre resulta en descascaramiento explosivo (*spalling*) del concreto.

Los incendios en edificios pueden ser inicialmente menos intensos ya que comienzan lentamente, mientras que el fuego por hidrocarburos es instantáneamente intenso. Dentro de las condiciones que agravan el "*spalling*" se encuentran: concretos de alta resistencia, pobre calidad del agregado, matriz de concreto densa, exposición al fuego por una cara únicamente, cargas de servicio, elevado contenido de humedad y su migración en el concreto, rápido incremento en la temperatura como el caso del fuego por hidrocarburos y duración del fuego.

La densificación de la microestructura del concreto lleva a mejoras en propiedades importantes como permeabilidad y resistividad eléctrica, pero el material también tiende a ser más vulnerable a comportamiento frágil durante la carga en el fuego.

La adición de fibra no previene la falla bajo tales condiciones extremas, pero las fibras han sido exitosas extendiendo el tiempo de seguridad de exposición al fuego para muchas

aplicaciones prácticas. Extender el tiempo de seguridad a exposición proporciona más tiempo para evacuar las estructuras y para extinguir el fuego con seguridad.

A temperaturas elevadas, por debajo de 600ºC, el concreto reforzado con fibras de acero se comporta mejor que el concreto simple, especialmente, se presenta una mejor retención de la resistencia.

Se observa una reducción marcada en la resistencia a flexión en volúmenes de fibra de polipropileno del 10% cuando la temperatura excede 120ºC aproximadamente. El módulo de elasticidad del compuesto también se reduce con el incremento en la temperatura.

Una prolongada exposición a temperaturas entre 100 y 200ºC lleva a una reducción en la resistencia a flexión y capacidad de carga posterior al pico de concretos con fibras fibriladas. Sin embargo, no hay efecto cuando se expone a temperaturas bajo 100ºC. Los compuestos funcionan apropiadamente a temperaturas ambiente en climas de 40 a 50ºC.

Las microfibras de polipropileno pueden reducir significativamente el fenómeno de "*spalling*". A medida que la matriz de concreto que contiene fibras sintéticas se calienta, el polipropileno se expande a diferente tasa que la matriz, causando ligeras fisuras entre la matriz y las fibras. Estas fisuras son suficientes para comenzar a liberar la presión de vapor de los poros del concreto. Cuando la temperatura del polipropileno alcanza 165ºC (330ºF) al menos el 99% de las fibras se derriten y proporcionan aún mayores conductos para la liberación de la presión. Una dosificación de 0.4 kg/m³ reduce la caída de fragmentos y el "*spalling*". La efectividad de las fibras de polipropileno en reducir el riesgo de "*spalling*" depende no solo del volumen de fibra sino de la longitud y diámetro de las fibras. En general, fibras con bajos diámetros (diámetros menores de 33µm y de longitudes menores de 12mm) proporcionan mejor resistencia a "*spalling*".

Típicamente se adiciona 2kg/m³ o entre el 0.1 y 0.25% de fibras de polipropileno en concretos de alta resistencia para prevenir el fenómeno de "*spalling*" (Maccaferri, 2007). A mayor contenido de fibras, se obtiene mayor efectividad en cuanto a protección ante el fuego. Las fibras deben tener un diámetro equivalente menor que 0.0013pulg o 33µm, y para ser empleado en túneles debe tener una dosificación de 1 a 2 kg/m³ (ACI committee 506, 2008).

3.2.4 Dosificación y fabricación

Generalmente se emplean volúmenes menores del 1% para fibras metálicas y menores del 0.5% para fibras sintéticas. La dosificación aproximada de fibras de acero para concretos lanzados es de 40kg/m³ y no debe ser inferior a 20 ó 25kg/m³. Para las aplicaciones más exigentes puede alcanzar los 40 u 80 kg/m³ (0.5-1% en volumen) (Maccaferri, 2007). La dosificación de las macrofibras sintéticas se encuentra entre 5 y 9kg/m³ (0.2 y 1%) y la dosificación para microfibras sintéticas se encuentra entre 0,6 y 2,4kg/m³ (0.05 y 0.2%) (ACI committee 544, 2009).

Las proporciones de las mezclas del concreto son las mismas empleadas para concreto simple y son dadas por la relación agua-cemento; sin embargo, la adición de fibras reduce

la manejabilidad del concreto, esto se puede compensar incrementando la relación de agregados finos (mayor contenido de arena), aumentando el contenido de material cementicio o adicionando materiales puzolánicos. También puede ser compensada usando aditivos reductores de agua o incrementando el contenido de agua. El último método, sin embargo, lleva a una relación agua/cemento mayor y menor calidad de la matriz.

El concreto reforzado con fibras se fabrica de la misma manera que el concreto simple, sin embargo, se debe garantizar que las fibras estén distribuidas uniformemente en el concreto. La tendencia a formar apelmazamientos de las fibras metálicas durante la mezcla incrementa a medida que aumenta el tamaño máximo del agregado, la relación agregado grueso a fino, la relación de aspecto, la cantidad y tasa de adición de fibras a la mixer.

Dadas las dosis empleadas para túneles, las fibras pueden ser adicionadas directamente en el vehículo mezclador o en la banda transportadora de agregados. Cuando se agregan las fibras en una mixer, deben ser adicionadas a una tasa de 45kg/minuto para fibras metálicas y 4.5kg/minuto para sintéticas, mientras la mixer está rotando a máxima velocidad. Se debe ejecutar una rotación mínima de 40 revoluciones después de la adición de las fibras (Acero, 2007).

Con el incremento de la relación de aspecto (L/D) disminuye, dentro de ciertos límites, la cantidad de fibras necesaria para alcanzar un determinado resultado, debido a que se incrementa la resistencia a tracción, como directa consecuencia del incremento de la longitud de fibra a extraer.

El rebote es menor en procesos de vía húmeda, por lo tanto, para obtener el mismo comportamiento, las dosificaciones son generalmente menores que para procesos vía seca.

3.2.5 Comparación de refuerzo con fibras metálicas vs sintéticas

Las macro fibras proporcionan las siguientes características al concreto reforzado con fibra, en comparación con el concreto convencional:

- Controlan en bajo grado la fisuración por contracción plástica.
- Controlan fisuración a largo plazo o contracción de secado (hidráulica).
- Mejora de su ductilidad.
- Aumento de la tenacidad.
- En bajo grado, incrementa su resistencia a compresión.
- Incrementan resistencia a corte y torsión.
- Aumentan la resistencia mecánica posfisura del concreto.
- Incremento de resistencia a flexión.
- Aumenta Resistencia a fatiga (cargas cíclicas) mayor al 50%.
- Aumenta Resistencia a impacto mayor al 50%.
- Reduce el asentamiento de la mezcla de concreto.

- Evita la fisuración producida por expansión del refuerzo cuando se oxida la malla del concreto.
- Las macro fibras disminuyen la permeabilidad porque previenen la aparición de fisuras y restringen su espesor.
- Mejoran la durabilidad.

a. Fisuración por contracción plástica y de secado

Las macro fibras metálicas y sintéticas controlan en igual medida, pero en bajo grado la fisuración por contracción plástica. Las macro fibras sintéticas proporcionan reducción de fisuras en proceso de fraguado (largo plazo) con dosis de 5 a 8kg/m³. Las microfibras sintéticas reducen la contracción no restringida, plástica y por secado con contenidos de 0.1 a 0.3% de volumen.

Las fibras metálicas controlan mejor que las sintéticas las fisuras por contracción por secado en cuanto a espesor y longitud de la fisura.

b. Comportamiento a diferentes niveles de deformación

El concreto reforzado con fibras metálicas trabaja mejor a bajas deformaciones y el concreto reforzado con fibras sintéticas trabaja mejor a grandes deformaciones. Las macro fibras sintéticas requieren una dosificación muy elevada para obtener el mismo comportamiento que con las fibras de acero a bajas deflexiones. A deflexiones medias, las fibras sintéticas y metálicas proporcionan similar tenacidad a dosificaciones económicas. A grandes deflexiones y grandes espesores de fisura (10-15mm) las fibras sintéticas más largas resisten cargas mejor que las fibras metálicas. Las fibras sintéticas son más efectivas en estructuras que pueden tolerar grandes deformaciones y grandes espesores de fisura. En las siguientes figuras de carga vs deformación, se puede observar este comportamiento:

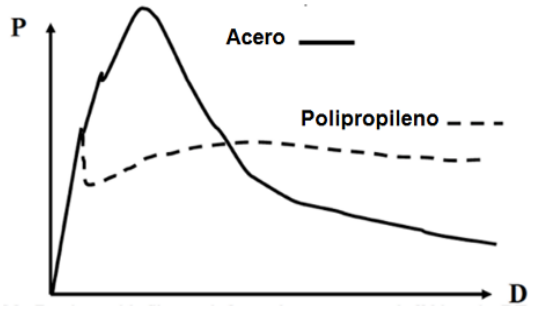


Figura 3.2-10 Comparación de comportamiento de refuerzo con fibras sintéticas y metálicas. Fuente: (Novak, 2007).

En la curva es posible apreciar que las fibras metálicas proporcionan una resistencia máxima (carga de agrietamiento) superior; sin embargo, las fibras sintéticas imparten una resistencia residual mayor.

En la siguiente figura se presentan resultados de ensayos de panel redondo, en ella es posible observar un comportamiento similar al de la figura anterior y se ha adicionado un ensayo en panel reforzado con malla. La malla proporciona una resistencia máxima y residual inferior que cuando se emplean fibras.

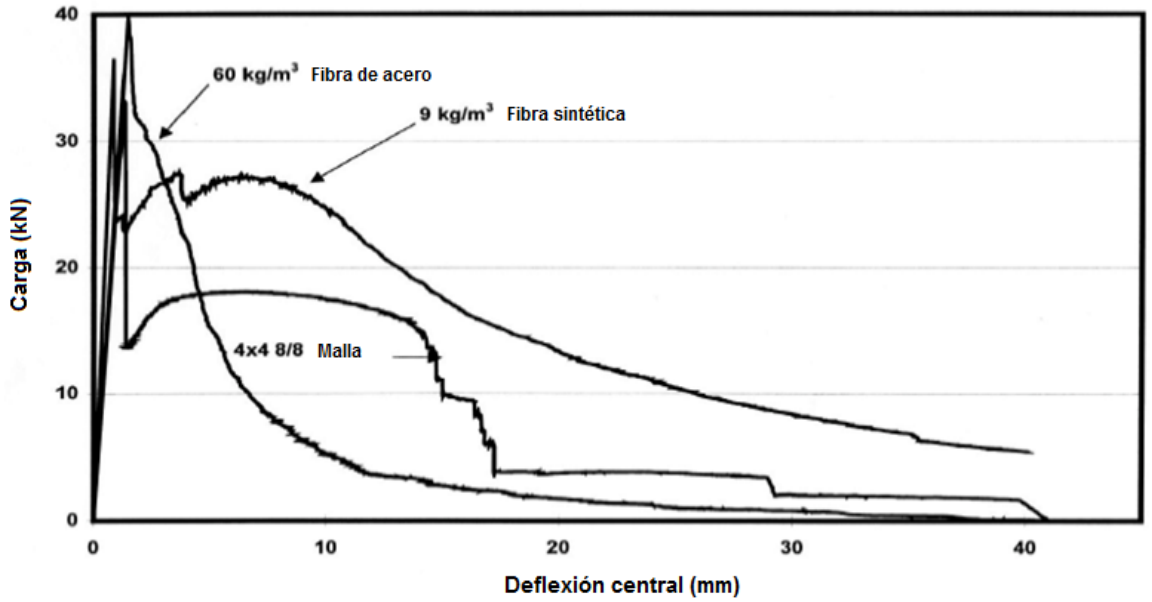


Figura 3.2-11 Comparación de comportamiento de refuerzo con fibras sintéticas, metálicas y malla. Fuente: (Vargas, 2007).

c. Ductilidad

Con fibras de alta resistencia a tensión se obtiene mayor ductilidad, por lo tanto, con las fibras metálicas se obtiene mayor aumento en la ductilidad.

Las fibras metálicas tienen alta resistencia a tensión (0.5-2.0 GPa) y alto módulo de elasticidad (200GPa) que proporcionan una característica dúctil y plástica en esfuerzo-tensión y una baja fluencia. Las fibras sintéticas tienen baja resistencia a tensión y bajo módulo de elasticidad.

El mayor módulo de Young de las fibras metálicas permite una elongación menor de las fibras y por lo tanto menores aberturas (0.5mm) antes de que la fibra comience a trabajar.

d. Tenacidad

La capacidad de absorción de energía proporcionado por las fibras sintéticas es bastante mayor que el suministrado por las metálicas. Las fibras sintéticas proporcionan una tenacidad superior a 1.000 julios con elongación máxima de 25mm con dosificaciones de 7kg/m³.

e. Resistencia a impacto y fatiga

Las fibras metálicas aumentan más la resistencia al impacto. El módulo de elasticidad relativamente bajo de las fibras sintéticas aportan a la capacidad de absorción de choques o impactos. Las fibras metálicas proporcionan mayor resistencia a fatiga.

f. Resistencia al fuego

Las fibras metálicas tienen características térmicas compatibles con el concreto, se funden a mucha mayor temperatura que las sintéticas y a mayor temperatura que la conversión de agua en vapor. La fibra metálica mantiene su comportamiento a temperaturas superiores a 350ºC y tienen un punto de fusión a 1500ºC. Las fibras sintéticas comienzan a perder sus propiedades cuando la temperatura alcanza 50ºC y tienen su punto de fusión a 160ºC por lo que dejan de actuar como refuerzo a altas temperaturas.

Las fibras de acero han sido empleadas para mantener la resistencia residual después de ser cargado a altas temperatura, pero se necesitan volúmenes del orden del 2%. Las losas reforzadas con fibras de acero soportan de tres a nueve veces la carga de muestras de control sin fibras.

Las microfibras sintéticas eliminan el fenómeno de "*spalling*", es decir que proporcionan resistencia pasiva al fuego (dosis de 2kg/m³).

Entre -20ºC y 165ºC, las fibras sintéticas tienen comportamiento visco-elástico, es decir que su comportamiento no es solo tiempo-dependiente sino también depende de la temperatura.

g. Durabilidad

El empleo de concreto reforzado con fibras, evita la fisuración producida por expansión del refuerzo cuando se oxida la malla del concreto.

Las fibras metálicas necesitan un recubrimiento de 1 a 2mm, comparado con el recubrimiento de 30 a 40mm que se requiere para mallas. La corrosión de las fibras en la superficie puede causar decoloración, pero no se afectan las propiedades de las estructuras de concreto reforzadas con fibras. Cuando se requiere concreto sin manchas, pueden emplearse fibras galvanizadas. Sin embargo, cuando el concreto se encuentra fisurado y hay ingreso de agua o sales, se puede producir la oxidación de las fibras metálicas. Así mismo, a largo plazo, se produce un fenómeno de fragilización del concreto debido al aumento de resistencia y al endurecimiento de la adhesión entre la matriz y la fibra metálica.

En contraste, las fibras sintéticas no se corroen y son más estables químicamente a cualquier tipo de ataque. Las macro y micro fibras sintéticas son resistentes a la mayoría

de ácidos y ambientes alcalinos. Las macro fibras sintéticas se degradan por acción de rayos UV y a largo plazo pueden presentar el fenómeno de creep.

Las micro fibras sintéticas reducen la permeabilidad debido a la reducción de fisuras plásticas y la disminución de la capilaridad por exudación.

h. Comportamiento a creep de las fibras

Las fibras poliméricas son más susceptibles a creep que las fibras metálicas debido a que las fibras poliméricas se consideran con comportamiento viscoelástico. Las fibras poliméricas tienden a responder a corto plazo a esfuerzos en el rango elástico. Si un esfuerzo relativamente alto se mantiene por un tiempo considerable, los materiales poliméricos tendrán un comportamiento viscoso y se producirá creep. La deformación en la falla es usualmente lo suficientemente alta como para producir una redistribución y relajación de esfuerzos. Las fibras metálicas no exhiben comportamiento de creep bajo condiciones normales de servicio y temperaturas inferiores a 370ºC.

Las macrofibras sintéticas de altos módulos producen un comportamiento similar que el de las fibras metálicas, mientras que las macrofibras sintéticas de bajo módulo experimentan mayor creep. El creep de la fibra sintética aumenta con temperaturas en el rango de 20ºC a 40ºC. El creep de la fibra lleva a mayores espesores de fisuras.

i. Aspectos constructivos

Sobre los aspectos constructivos se tienen las siguientes diferencias:

- Las fibras sintéticas no desgastan los equipos.
- Las fibras sintéticas rebotan menos.
- Fibras sintéticas son de menor peso.
- Fibras sintéticas proporcionan mayor adherencia.
- Fibras sintéticas requieren menor dosificación en kg/m³
- Las fibras sintéticas son compatibles con todos los aditivos, los vapores de sílice y la química de los cementos.
- Las fibras sintéticas tienden a segregarse durante el proceso de mezclado debido a su baja densidad.

3.3 Ensayos en concreto reforzado con fibras

Para la caracterización del concreto reforzado con fibra es necesario determinar los siguientes parámetros:

- Resistencia a flexión: resistencia al agrietamiento.

- Tenacidad: capacidad de absorber energía antes de fracturarse.
- Resistencia residual: resistencia al desplazamiento después de la fractura.

Estas variables se pueden determinar por medio de ensayos de tracción directa, tracción indirecta y flexotracción en paneles y vigas. A continuación, se muestran de manera esquemática los tipos de ensayos empleados para diseño y control de construcción de concreto reforzado con fibras:

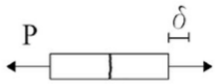
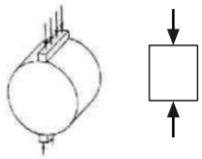
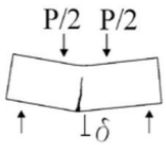
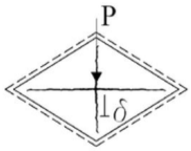
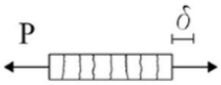
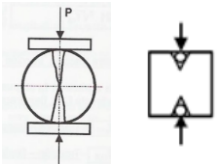
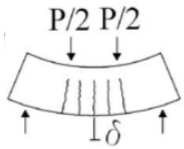
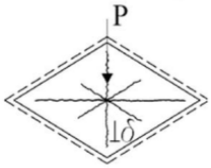
ENSAYO			
Tracción directa	Tracción indirecta	Flexión	
		Viga	Panel
			
			

Figura 3.3-1 Ensayos de caracterización de concreto reforzado con fibras. Fuente: Adaptado de (Carmona, 2014).

Así mismo, en el concreto reforzado con fibra es posible llevar a cabo pruebas tanto en estado fresco como endurecido, tales ensayos son:

En estado fresco:

- ASTM C143/C143M. Consistencia y bombeabilidad: se usa para medir la consistencia del concreto en estado fresco. No hay un método estándar para caracterizar la bombeabilidad de la mezcla.
- Peso unitario y contenido de aire: ASTM C138/C138M. Usado para determinar el peso unitario y el contenido de aire. ASTM C231 y ASTM C173/C173M también pueden usarse para determinar el contenido de aire.

En estado endurecido:

- Ensayo Brasileño: ASTM C496, EN 12390-06, NTC 722
- Ensayo Barcelona: UNE 83515.
- Flexión en vigueta: ASTM C1609, ASTM C1399, ASTM C1018, EFNARC, RILEM. TC 162-TDF, UNE EN 14651 y NBN B15-238.
- Flexión en panel: ASTM 1550, NTC 5721, EFNARC.

3.3.1 Tracción Directa Uniaxial

El ensayo a tracción directa del concreto no es de fácil ejecución ya que es necesario cortar la probeta para localizar la fisura y no existe normativa. Se presentan resultados dispersos debido a la heterogeneidad del material, imperfecciones en la muestra y excentricidades durante el ensayo. Dado que es muy difícil realizar la medición por medio de ensayos de tracción directa, se acostumbra a evaluar la resistencia a tensión del concreto por medio de ensayos que permitan establecer el parámetro de manera indirecta.

3.3.2 Tracción Indirecta – Resistencia a tensión

El ensayo más común es el denominado tracción indirecta o método brasileño, sin embargo, recientemente se ha desarrollado el ensayo método Barcelona, que ha mostrado menor dispersión en los resultados y facilidad de ejecución.

a. Ensayo Brasileño

Está normalizado por las normas ASTM C496, EN 12390-6 y en Colombia por la Norma técnica colombiana NTC 722 "Método de ensayo para determinar la resistencia a tensión indirecta de especímenes cilíndricos de concreto". El ensayo permite determinar la resistencia a tensión indirecta de muestras de concreto. Consiste en aplicar una fuerza de compresión diametral en la longitud de una muestra cilíndrica, con el fin de que ocurra ruptura por alcance de resistencia máxima a tracción, en dirección perpendicular a la fuerza. A partir del valor de carga máxima se obtiene la resistencia a tracción indirecta del concreto reforzado con fibra. En la figura 3.3-3 se puede observar la disposición de la muestra y el montaje para el ensayo.

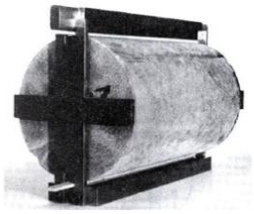


Figura 3.3-2 Montaje del ensayo de tracción indirecta – Método Brasileño. Fuente: (ICONTEC, 2009).

La resistencia a tracción indirecta se calcula por medio de la expresión:

$$T = \frac{2 \times P}{\pi \times l \times d}$$

En la cual:

T: resistencia a la tensión indirecta, kPa.

P: carga máxima aplicada, indicada por la máquina de ensayo, kN.

l: longitud, m.

d: diámetro, m.

b. Ensayo Barcelona

Es un ensayo de reciente aplicación que se ejecuta según la norma UNE 83515 de 2010, “Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción, Método Barcelona”. El ensayo consiste en aplicar una fuerza de compresión axial a una muestra cilíndrica de 15cm de diámetro y 15cm de altura, la carga se aplica a través de unos elementos cilíndricos de diámetro igual a ¼ del diámetro de la muestra. Durante el ensayo se registra la carga y la deformación circunferencial. Típicamente se presentan tres planos de falla radial. En las siguientes figuras se puede observar: (a) el montaje requerido para el ensayo, (b) una muestra con falla típica resultante del ensayo, (c) el esquema con las dimensiones de la muestra y (d) el esquema del mecanismo de falla que se presenta con el ensayo:

Figura 3.3.3.a Montaje del ensayo

Figura 3.3.3.b Muestra ensayada

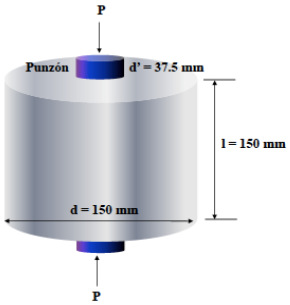


Figura 3.3.3.c Dimensiones

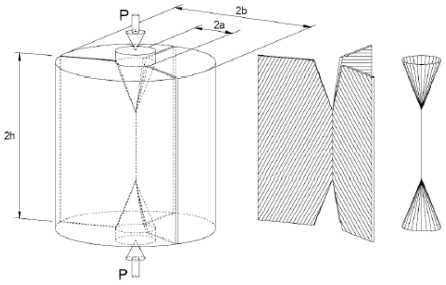


Figura 3.3.3.d Mecanismo de falla

Figura 3.3-3 Montaje del ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. Fuente: (Aire, Aguado y Molins, 2013).

El cálculo de la carga de fisuración se hace mediante la expresión:

$$f_{ct} = \frac{4\,P_f}{9\,\pi\,a\,H}$$

En la cual:

P_f: carga que produce fisuración (N).

a: diámetro del disco de aplicación de la carga (mm).

H: altura de la probeta (mm).

La resistencia residual a tracción del hormigón con fibras para la deformación Rx se calcula por medio de la ecuación:

$$f_{ctRx} = \frac{4P_{Rx}}{9\pi aH}$$

En donde:

P_{Rx}: carga correspondiente a una deformación circunferencial Rx (N).

a: diámetro del disco de aplicación de la carga (mm).

H: altura de la probeta (mm).

La tenacidad para una deformación Rx corresponde al área de la curva carga-deformación circunferencial total, hasta la deformación Rx. A continuación, se presenta la curva típica obtenida con este método de ensayo:

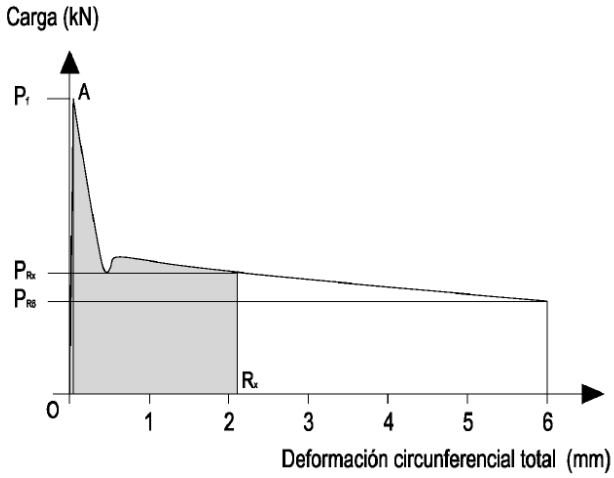


Figura 3.3-4 Curva típica resultado del ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. Fuente: (AENOR, 2010).

De acuerdo con estudios de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (2014), existe una correlación entre los resultados del ensayo de tenacidad obtenidos mediante los ensayos de doble punzonamiento y de flexión. Adicionalmente, el ensayo Barcelona es el que menor variabilidad de los resultados presenta, en comparación con los demás métodos, lo que lo hace una prueba recomendable para control de calidad. El ensayo permite establecer una resistencia promedio a tracción que reduce la dispersión de los resultados.

Pujadas et al. (2014) desarrollaron una correlación entre las mediciones de deformación circunferencial total o TCOD (Total Circumferencial Opening Displacement) a partir de las mediciones de carga y desplazamiento del pistón, con el fin de eliminar el empleo del extensómetro circunferencial que es un dispositivo muy costoso y poco disponible en los laboratorios comunes. Para el desarrollo de la correlación se llevó a cabo un análisis del

comportamiento del concreto reforzado con fibra dividiéndolo en tres fases, y estableciendo para cada etapa la ecuación que relaciona el desplazamiento del pistón con el desplazamiento total circunferencial (TCOD).

La siguiente gráfica muestra las curvas típicas de deformación circunferencial y desplazamiento del pistón con respecto a la carga aplicada, en ella se pueden apreciar las tres etapas empleadas para el análisis y que fueron la base para el desarrollo de la correlación.

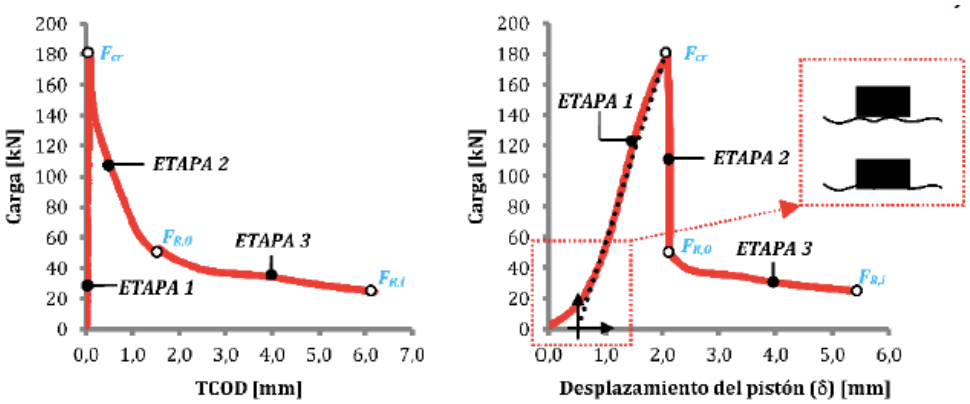


Figura 3.3-5 Comportamiento de deformación circunferencial y desplazamiento del pistón, ensayo Barcelona. Fuente: (Pujadas et al, 2014).

- Etapa 1: corresponde a la fase durante la cual se da la aplicación de la carga, en ella se producen tensiones resistidas por la matriz aún sin fisurar y el comportamiento se aproxima al elástico lineal. En esta etapa el TCOD está descrito por la correlación:

$$TCOD = 0 \qquad \delta \leq \delta_{cr}$$

- Etapa 2: se presenta la formación súbita de las fisuras principales y conos bajo los punzones. El comportamiento corresponde a una etapa de transición. La ecuación que describe el comportamiento es:

$$TCOD = n\frac{a\delta_{R,0}}{2l} sen\frac{\pi}{n}\left(1 - \frac{F}{F_{cr}}\right) \qquad \delta_{cr} < \delta < \delta_{R,0}$$

- Etapa 3: se presenta el deslizamiento entre conos y bloques, representado en el análisis por un mecanismo cinemático que produce la resistencia residual. La correlación entre el desplazamiento del punzón y el TCOD es:

$$TCOD = n\frac{a}{2l} sen\frac{\pi}{n}\left[\delta - \delta_{cr} + \delta_{R,0}\left(1 - \frac{F_{R,0}}{F_{cr}}\right)\right] \qquad \delta \geq \delta_{R,0}$$

En las cuales:

TCOD: deformación total circunferencial (*Total circumferencial Opening Displacement*).

n: número de bloques resultantes tras la fisuración.

a: diámetro del punzón.

δ: desplazamiento axial del pistón.

l: longitud del cono.

3.3.3 Tracción Indirecta – Resistencia a flexión

Existen dos tipos de ensayos de flexión:

- Sobre probeta prismática (vigueta)
- Ensayo de punzonado sobre placa (Circular o cuadrada).

La tenacidad se mide generalmente por medio de ensayos de flexión ya que es el aspecto más comúnmente requerido.

a. Ensayos de flexión sobre vigueta

La prueba consiste en la aplicación de una carga en uno o dos puntos a una probeta simplemente apoyada en dos puntos. En el caso de la carga en un punto, esta se aplica en el centro de la luz y para el caso de los dos puntos, la carga es aplicada en dos puntos resultantes de dividir la luz libre en tres partes iguales.

Los resultados del ensayo se presentan en gráficas de carga vs desplazamiento vertical bajo los puntos de carga, o también carga vs espesor de fisura.

Los ensayos desarrollados para ensayos de flexión sobre viguetas son:

- ASTM C1018 - Método de ensayo para determinar la tenacidad flexural y resistencia a primera fisura de concreto reforzado con fibras (Usando una viga cargada en los tercios).
- ASTM C1399 - Método para determinar la Resistencia residual promedio de concreto reforzado con fibras.
- ASTM C1609 - Método de ensayo para determinar el desempeño del concreto reforzado con fibra (Usando una viga cargada en los tercios).
- EFNARC - Método de ensayo para determinar el desempeño del concreto reforzado con fibra (Usando una viga cargada en los tercios).
- NBN B 15-238. Ensayo sobre concreto reforzado con fibra – Ensayo de flexión sobre muestras prismáticas.

- Métodos de ensayo y diseño para concreto reforzado con fibras metálicas. RILEM TC 162-TDF. Ensayo de viga.
- Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a tracción por flexión (Límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual), UNE-EN 14651:2007+A1.

A continuación, se describe brevemente cada uno de los ensayos listados anteriormente:

- **ASTM C1018 "Método de ensayo para determinar la tenacidad flexural y resistencia a primera fisura de concreto reforzado con fibras (Usando una viga cargada en los tercios)".**

Este método ha sido retirado de los ensayos ASTM. El método evalúa el comportamiento a flexión de parámetros de tenacidad en concreto reforzado con fibras, en términos de áreas bajo la curva de carga vs deformación y consiste en la aplicación de una carga en los tercios de una viga simplemente apoyada.

Se define la primera fisura como el punto de la curva carga-deformación en el cual la forma de la curva deja de ser lineal. El método proporciona unas relaciones llamadas índices de tenacidad que identifican el comportamiento del material bajo un criterio de deformación seleccionado. Los índices se determinan dividiendo el área bajo la curva a una deformación específica, entre el área a la cual se presenta la primera fisura.

Los índices I_5, I_{10} e I_{20}, se obtienen dividiendo el área bajo una deformación igual a 3, 5.5 y 10.5 veces la deformación a la que se presenta la primera fisura.

El método también proporciona factores de resistencia residual $R_{5,10}$ y $R_{10,20}$, que se obtienen a través de las siguientes expresiones:

$$R_{5,10} = 20(I_{10}-I_5)$$

$$R_{10,20} = 10(I_{20}-I_{10})$$

La resistencia a la primera fisura representa el comportamiento del concreto reforzado con fibra hasta el inicio de la fisuración, mientras que los índices de tenacidad muestran el comportamiento después de la primera fisura a ciertas deformaciones. Los factores de resistencia residual se relacionan con el nivel de resistencia retenido después de la primera fisura.

- **ASTM C1399 – Método para determinar la Resistencia residual promedio de concreto reforzado con fibras.**

Ensayo usado especialmente para pisos, en el cual se determina un esfuerzo residual promedio (posfisuración) luego de prefisurar de manera controlada una viga de concreto reforzado con fibra.

La viga de concreto se falla con un plato metálico que no permite la falla completa del elemento, posteriormente, la muestra es cargada nuevamente para obtener un gráfico de la carga vs deflexión. Se determina la resistencia residual promedio de la viga sobre un rango de deflexión.

Limitaciones: para diferentes tipos de concreto reforzado con fibras, las pre fisuras obtenidas con este sistema de carga pueden ser diferentes en longitud, por lo que hacer comparaciones de la capacidad de carga residual entre diferentes vigas puede ser difícil. La teoría de una viga no puede ser utilizada para calcular la resistencia de una sección fisurada.

Ventajas: el método no es sensible a la localización de la primera fisura, a la ocurrencia de deflexiones extrañas o a la inestabilidad en las curvas de carga-deflexión.

En la normativa colombiana, su equivalente es la NTC 5981 “Método de ensayo para determinar el esfuerzo residual promedio del concreto reforzado con fibra”.

- **ASTM C1609 “Método de ensayo para determinar el desempeño del concreto reforzado con fibra (Usando una viga cargada en los tercios)”.**

A diferencia del método descrito en ASTMC1399 no emplea una platina de apoyo sobre la cual prefisurar la muestra, la deformación posfisuración se mide ya que la aplicación de la carga es controlada por la deflexión de la probeta. La siguiente figura ilustra el montaje y ejecución del ensayo:

Figura 3.3-6 Montaje y ejecución del ensayo ASTM C1609. Fuente: (tecservices, 2016).

El método evalúa el comportamiento a flexión del concreto reforzado con fibras. El ensayo se configura de manera que la probeta quede cargada en los tercios. Se aplica la carga hasta que se tenga una deflexión igual a 1/150 veces la separación entre apoyos. El área bajo la curva carga-deflexión, desde el inicio hasta el punto 1/150 de la separación entre apoyos se reporta como la energía absorbida.

El método proporciona el primer pico, el pico de carga y sus correspondientes esfuerzos calculados. El primer pico representa el comportamiento flexural del concreto reforzado con fibra en el comienzo de la fisuración. La primera fisura, la resistencia pico de carga y la resistencia residual determinadas por este método reflejan el comportamiento del concreto reforzado con fibras bajo carga flexural estática.

Los valores de carga y deflexión se obtienen de la curva carga-deflexión obtenida de los datos digitales. La carga de primer pico corresponde al primer punto de la curva carga-deflexión en el cual la pendiente es cero. La primera resistencia pico se calcula con base en la expresión dada en la metodología.

La carga pico es el valor que corresponde al punto de la curva carga-deflexión de mayor carga obtenida antes de alcanzar el punto final de deflexión. Los valores de carga residual corresponden a los valores de deflexiones de 1/600 y 1/150 de la distancia entre apoyos. Con estos valores se calculan las resistencias residuales.

La figura que se presenta a continuación corresponde a la curva típica obtenida con el ensayo, además es posible observar los puntos L/600 y L/150 y sus respectivas cargas P_{600} y P_{150}.

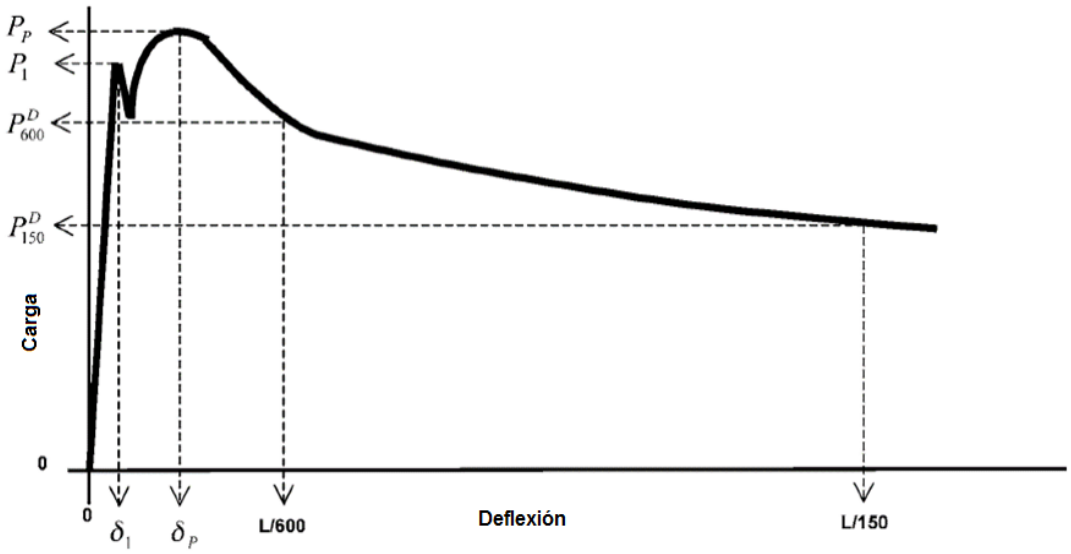


Figura 3.3-7 Curva típica y parámetros resultantes del ensayo ASTM C1609. Fuente: (ASTM, 2007).

La resistencia residual se calcula como:

$$f = PL / (bd^2)$$

Donde:

f: resistencia, MPa.

P: Carga, N.

L: Luz libre, mm.

b: ancho promedio del espécimen en la fractura, mm.

d: altura promedio de la muestra en la fractura, mm.

Sus desventajas son: la dificultad en determinar las deflexiones y la variabilidad de los ensayos.

- **EFNARC "Método de ensayo para determinar el desempeño del concreto reforzado con fibra (Usando una viga cargada en los tercios)".**

El ensayo se efectúa en vigas con dimensiones de 75x125x600mm. Consiste en aplicar una carga en cada tercio a lo largo de 450mm de luz entre apoyos. El montaje para el ensayo se muestra en la siguiente figura:

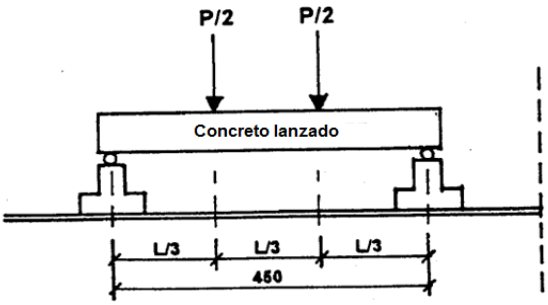


Figura 3.3-8 Esquema de montaje del ensayo EFNARC. Fuente: (EFNARC, 1996).

Se deben registrar las deflexiones en la mitad de la luz. La tasa de deformación de la viga debe ser de 0.25±0.05mm por minuto, hasta una deflexión de 0.5mm, a partir de esta deflexión se puede aumentar la tasa a 1.0mm/min. Los apoyos y puntos de aplicación de la carga deben ser redondeados con diámetros entre 10 y 20mm. El ensayo termina cuando se alcance una deformación en el centro de la luz de 4mm.

La resistencia a flexión se estima a partir de la curva carga-deflexión. Se traza una línea paralela a la porción recta de la curva que incluya datos hasta el 50% de la carga máxima por el punto que se encuentra a 0.1mm de deflexión central. La resistencia a flexión se calcula desde el primer pico de carga alcanzado ($P_{0.1}$) hasta incluir el punto al cual la línea paralela intercepta la curva carga-deformación. La siguiente figura muestra la curva típica resultado del ensayo y los parámetros obtenidos con el procedimiento descrito:

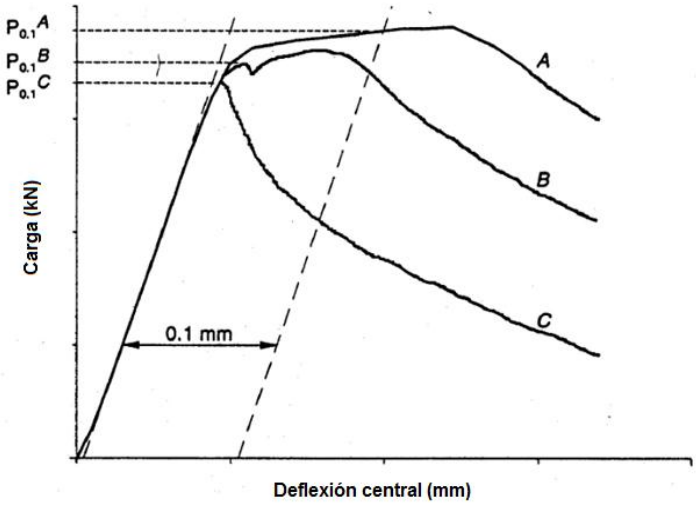


Figura 3.3-9 Curva típica obtenida con el ensayo EFNARC. Fuente: (EFNARC,1996).

La resistencia a flexión puede calcularse como una resistencia a tensión elástica equivalente, con la siguiente expresión:

$$\text{Resistencia a flexión (MPa)} = P_{0.1} \times L/b \times d^2$$

En la cual:

$P_{0.1}$: Primer pico de carga (N).

L: Luz entre apoyos (450mm).

b: Ancho real de la viga (normalmente: 125mm).

d: Profundidad real de la viga (normalmente: 75mm).

- **NBN B 15-238. Ensayo sobre concreto reforzado con fibra- Ensayo de flexión sobre muestras prismáticas.**

El método de ensayo NBN B 15-238 "*Test on fibre reinforced concrete – Bending test on prismatic samples*", el ensayo consiste en aplicar una carga en los tercios de una viga simplemente apoyada de 15 x 15cm de sección y 60cm de longitud. La configuración del ensayo es la siguiente:

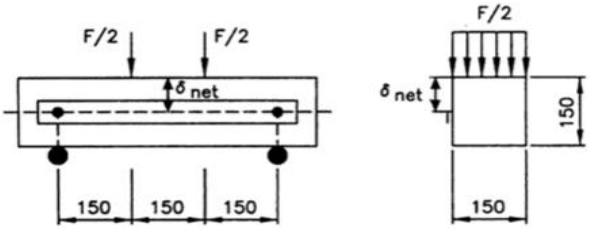


Figura 3.3-10 Configuración del ensayo NBN B 15-238. Fuente: (RILEM, 1999).

En el ensayo se define la tenacidad como el área bajo la curva carga-deformación en la mitad de la luz a una deflexión de l/n, en la cual, l equivale a 450mm y n es igual a 300 y 150. El método recomienda el uso de una resistencia a flexión equivalente de:

$$\mathbf{f_{f,n} = B_n * n / (bh^2)}$$

Donde:

$f_{f,n}$: resistencia a flexión equivalente (N/mm^2).

Bn: tenacidad (Nm).

b: ancho del prisma.

h: altura del prisma.

Además, el esfuerzo a primera fisura f_r y el esfuerzo último a flexión f_u pueden deducirse de la curva carga – deflexión.

- **Métodos de ensayo y diseño para concreto reforzado con fibras metálicas. RILEM TC 162-TDF. Ensayo de viga.**

El método no fue diseñado para aplicarse en el caso del concreto lanzado. Permite evaluar el comportamiento a tensión del concreto reforzado con fibras en términos de áreas bajo la curva carga-deformación, o a través de la capacidad de carga a cierta deflexión o desplazamiento de abertura de fisura (CMOD) en una viga con una fisura aserrada y sometida a carga en tres puntos.

La muestra consiste en una viga de 15 x 15cm de sección transversal y una longitud de 55cm. El ensayo cubre únicamente fibras de 6cm de longitud máxima y agregados menores de 32mm.

El procedimiento consiste en la aplicación de una carga constante, a una velocidad de 0.2mm/min hasta que se alcance la deflexión especificada. Durante el ensayo se registran la carga y la deflexión en el centro de la viga. Se deben evaluar por lo menos 6 muestras en las mismas condiciones. La siguiente figura muestra el montaje requerido para el ensayo de manera esquemática:

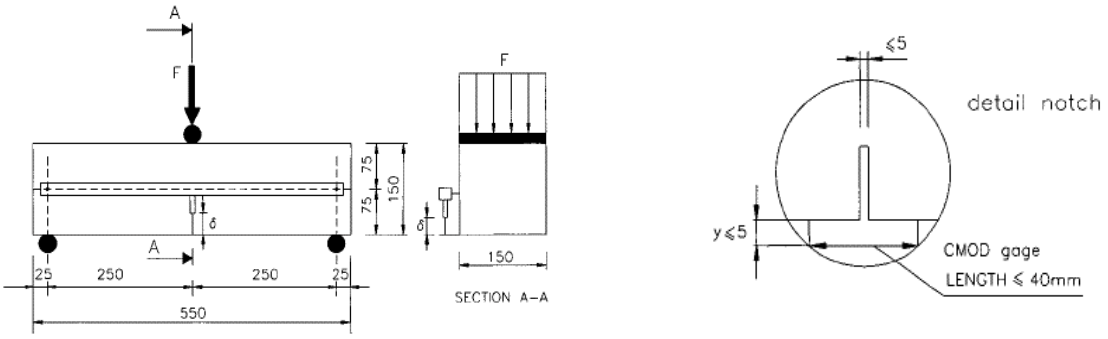


Figura 3.3-11 Montaje del ensayo RILEM TC 162-TDF. Fuente: (RILEM, 2002a).

La carga de proporcionalidad (LOP) y la resistencia residual a flexión se calculan de igual manera que como se indica en la norma UNE-EN 14651. La capacidad de absorción de energía se calcula como el área bajo la carga de la curva carga-deformación. La curva típica se muestra a continuación:

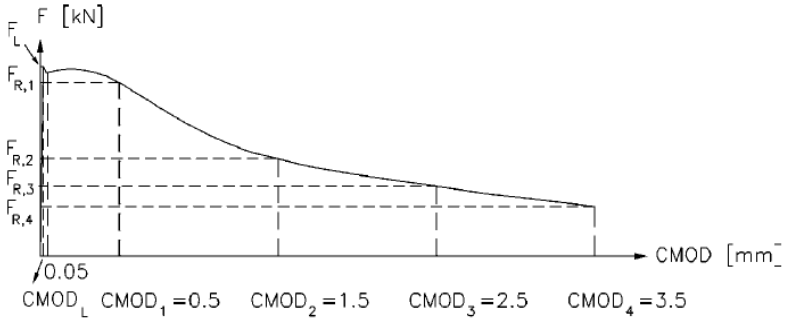


Figura 3.3-12 Curva de carga vs CMOD ensayo RILEM TC 162-TDF. Fuente: (RILEM, 2002a).

- **Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a tracción por flexión (Límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual), UNE-EN 14651:2007+A1**

El método de ensayo desarrollado por RILEM, se normalizó por medio del ensayo UNE-EN-14651. La norma proporciona el método de ensayo para determinar la resistencia a tracción por flexión del concreto con fibras metálicas, así como el límite de proporcionalidad (LOP) y valores de resistencia residual a tracción por flexión.

El método está desarrollado para fibras con longitud máxima de 60mm y para combinación de fibras metálicas con otras fibras.

Las muestras corresponden a prismas de sección cuadrada de 150mm y longitud entre 550 y 700mm a las cuales se les debe realizar un aserrado en su base, en el centro de la luz. El ancho de la entalla o fisura aserrada debe ser menor o igual a 5mm y distancia entre el fondo de la entalla y la parte superior de la probeta debe ser de 125mm ± 1mm.

El montaje se muestra de manera esquemática en la figura 3.3-14.

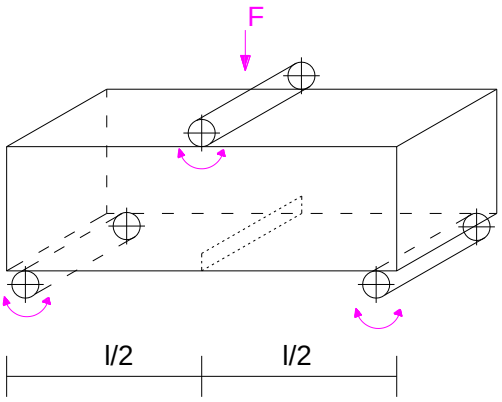


Figura 3.3-13 Montaje del ensayo UNE-EN 14651:2007+A1. Fuente: (AENOR, 2007).

El ensayo consiste en aplicar una carga en el centro de la viga simplemente apoyada en sus extremos mientras se mide la flecha (deflexión) o la abertura de la fisura, COMD (*Crack Mouth Opening Displacement*), la relación entre ambas es:

$$\delta = 0.85\ CMOD + 0.04$$

δ : flecha (mm).

CMOD: abertura de la fisura.

El límite de proporcionalidad LOP $f^{f}_{ct,L}$ se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$f_{ct,L}^{f} = \frac{6M_L}{bh^2_{sp}} = \frac{3F_L l}{2bh^2_{sp}}$$

La resistencia residual a tracción por flexión f_{Rj} (J=1, 2, 3, 4) se calcula por medio de la expresión:

$$f_{R,j} = \frac{6M_j}{bh^2_{sp}} = \frac{3F_j l}{2bh^2_{sp}}$$

Donde:

F_L: Es la carga correspondiente al LOP;

F_j: Es la carga correspondiente al CMODj o a δ (j = 1, 2, 3, 4);

M_L: Es el momento flector correspondiente a la carga en el LOP;

M_i: Es el momento flector correspondiente a la carga Fi (j = 1, 2, 3, 4);

b: Es el ancho de la probeta;

h_{sp}: Es la distancia entre el fondo de la entalla y parte superior de la probeta en la sección de centro de vano.

El equipo a emplear para el ensayo debe permitir que el CMOD aumente a una velocidad constante de 0.05mm/min. Cuando el CMOD=0.1mm, la velocidad debe ser de 0.2mm/min.

b. Ensayos de flexión sobre placa

Este tipo de ensayo consiste en aplicar una carga central a una placa cuadrada o circular con el fin de establecer la energía absorbida para flexión del punto de carga fijado. Los resultados del ensayo con placa cuadrada presentan mayor dispersión estadística con relación a los resultados de los ensayos con placa circular.

Las normas de ensayo más conocidas son:

- NTC 5721 Método de ensayo para determinar la capacidad de absorción de energía (Tenacidad) de concreto reforzado con fibras. (ensayo equivalente a norma EFNARC).
- ASTM 1550 Método de ensayo para determinar la tenacidad a flexión del concreto reforzado con fibras (usando una carga central sobre un panel redondo).

A continuación, se describen brevemente los ensayos mencionados:

- **NTC 5721 "Método de ensayo para determinar la capacidad de absorción de energía (Tenacidad) de concreto reforzado con fibras". (EFNARC).**

La norma colombiana se basa en el ensayo desarrollado por la EFNARC. Consiste en aplicar una carga creciente en condiciones de deflexión controlada a una losa de concreto reforzado con fibra, de largo y ancho de 60cm y 10cm de espesor. El ensayo permite determinar el comportamiento carga vs deflexión en una muestra, con el fin de calcular la capacidad de absorción de energía hasta una deflexión específica. El montaje típico del ensayo se puede observar en la figura 3.3-15.

Figura 3.3-14 Montaje para ensayo NTC 5721. Fuente: (www.nuevastecnologiasymateriales.com, 2017).

A partir de los resultados del ensayo se elabora una gráfica carga vs deformación, posteriormente, se

calcula el área bajo la curva y se dibuja una gráfica energía vs deflexión. La energía absorbida corresponde al área bajo la curva de carga vs deflexión en el rango de 0mm a 25mm de deflexión. La siguiente figura corresponde a la curva típica obtenida para el ensayo:

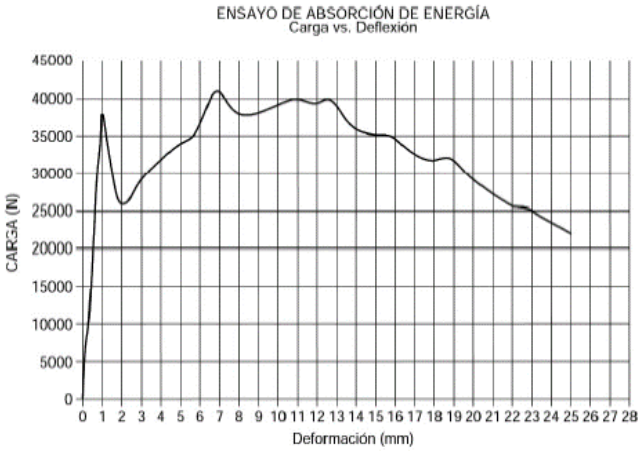


Figura 3.3-15 Curva típica del ensayo NTC 5721. Fuente: (ICONTEC, 2009).

- **ASTM 1550 - Método de ensayo para determinar la tenacidad a flexión del concreto reforzado con fibras (usando una carga central sobre un panel redondo).**

Se emplea una muestra circular apoyada en tres puntos no restringidos, hay una mejor distribución de la carga que en el ensayo EFNARC 14488-5.

El método se emplea para determinar la tenacidad del concreto reforzado con fibra, expresado como la capacidad de absorción de energía después de la fisura, sometiendo un panel redondo apoyado en tres puntos simétricos a una carga central puntual.

Figura 3.3-16 Montaje del ensayo ASTM C1550. Fuente: (www.scielo.com, 2017).

En la figura 3.3-17 se presenta el montaje requerido para llevar a cabo el ensayo.

Con la carga y la deflexión registradas se produce la curva carga-deflexión, el área bajo la curva permite elaborar una curva energía vs deflexión. La energía puede determinarse a deflexiones seleccionadas. El ensayo proporciona un mecanismo de falla similar al comportamiento de estructuras como losas de concreto de pavimentos y capas de concreto lanzado en túneles.

El empleo de la losa redonda proporciona menor dispersión de los resultados. La muestra debe tener un diámetro mínimo de 80cm y un espesor de 75mm. El proceso de fabricación de la mezcla debe hacerse similar al proceso constructivo de la obra.

La absorción de energía se calcula como el área bajo la curva carga-deflexión desde el origen hasta la deflexión central especificada. La tenacidad se define comúnmente a deflexiones centrales de 5, 10, 20 o 40mm. A continuación, se presenta la curva típica obtenida del ensayo. El área sombreada en la figura corresponde a la cantidad de absorción de energía de la muestra:

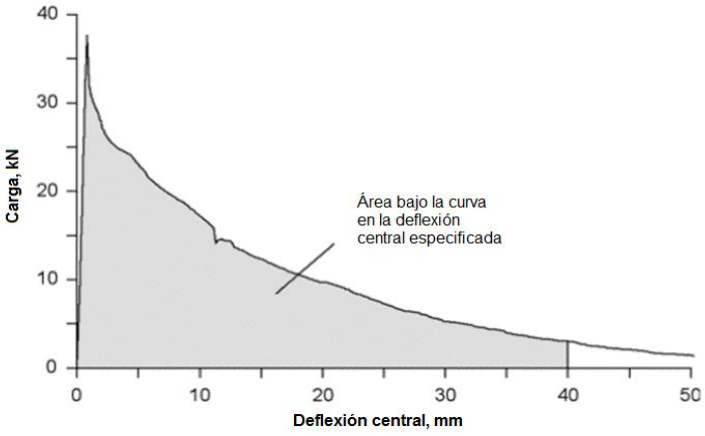


Figura 3.3-17 Curva típica obtenida en con el ensayo ASTM C1550. Fuente: (ASTM, 2004).

Tiene la ventaja de una baja variabilidad y del hecho de que la muestra corresponde al panel y los especímenes no tienen que ser aserrados, lo que elimina un paso. La desventaja es que los resultados del ensayo se reportan en términos de energía (julios), lo cual no es fácilmente usado por los diseñadores. Las correlaciones entre resultados de viga y panel no son válidas. Entonces, los ensayos de viga son usados para determinar la resistencia residual disponible, para dosificaciones dadas, mientras que el panel es empleado para control y aseguramiento de calidad durante construcción.

3.3.4 Deformación viscosa (creep)

La deformación viscosa (creep o fluencia), se determina aplicando una carga constante sobre cilindros de concreto, menor al 40% de la Resistencia a compresión a los 28 días, después de los 28 días, midiendo la deformación en diferentes intervalos de tiempo hasta completar un año. La norma de ensayo es la NTC 3707 – Método de ensayo para la determinación de la fluencia del concreto en compresión o la norma ASTM C512 – *Standard test method for creep of concrete in compression*.

3.3.5 Exposición al fuego

El método de ensayo es el ASTM E 119 "*Standard methods of fire tests of building construction and materials*." En esta prueba, las muestras son expuestas a fuego sobre

una cara durante un tiempo con el fin de obtener una curva tiempo-temperatura. Se evalúa el comportamiento del material para mantener la acumulación del calor en el otro lado bajo una temperatura específica, así como la habilidad para resistir una carga específica durante un tiempo dado.

Se emplea principalmente para determinar la resistencia al fuego de componentes y sistemas, se basa en un aumento lento de temperatura (sobre 3 horas) hasta alcanzar 1093ºC, asemejando una exposición al fuego producido por madera; sin embargo, muchos incendios ocasionados por hidrocarburos tienen un aumento de temperatura mucho más rápido, alrededor de 15 minutos para alcanzar 1093ºC, lo cual puede causar fallas catastróficas. La siguiente figura muestra el estado final de muestras expuestas a fuego, en las cuales es posible observar el descascaramiento o "*spalling*" producido:

Figura 3.3-18 Muestras de concreto expuestas a fuego. Fuente: (Vargas, 2007).

3.3.6 Comparación entre ensayos para concreto reforzado con fibras

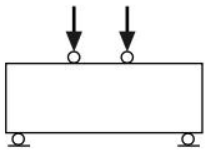
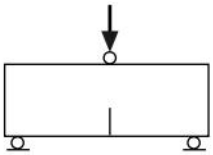
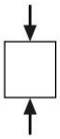
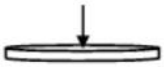
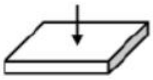
El ensayo de tracción directa ofrece dificultades experimentales como la aplicación de fuerza centrada y alta variabilidad de resultados. Con el ensayo de tracción indirecta no es posible apreciar correctamente el efecto de las fibras debido a que el área de aplicación de la carga no permite el trabajo adecuado de las fibras; por lo tanto, la energía almacenada no se disipa en su totalidad a través de la zona fisurada. El ensayo no se considera adecuado para concreto reforzado con fibras debido a que (Carmona, 1999):

- El área de carga a grandes deformaciones aumenta, lo que produce un incremento de carga después de la fisuración.
- El ensayo es inestable cuando se controla por desplazamiento.
- La fisura puede iniciarse dentro de la longitud, haciendo difícil la medición de la apertura.

Estos inconvenientes se pueden controlar empleando el desplazamiento transversal como la variable de control o reduciendo la longitud de la muestra puesto que esto permite un control estable después del pico de carga y limitando el ancho de la zona de carga. (Carmona, 2014)

La siguiente tabla muestra la comparación de diferentes aspectos para los diferentes ensayos de tracción:

Tabla 3.3-1 Comparación de ensayos a tracción.

Ensayo	Configuración	Dimensiones probeta (mmxmmxmm)	Peso probeta (kg)	Superficie de fractura (m^2)	Coeficiente variación, CV(%)
ASTM C1609		150 x 150 x 500	29	0.013	20
NBN 15 - 238		150 x 150 x 600	32.4	0.0255	12 - 20
EFNARC		125 x 75 x 550	12.4	0.0094	20
RILEM 162 - TDF		125 x 75 x 550	12.4	0,0094	20 - 30
EN - 14651		150 x 150 x 550	29.7	0,019	20 - 30
UNE 83515 (BARCELONA)		150 x f 150	6.4	0,034	<13
ASTM C1550		75 x f 800	90	0,090	4 - 8
NTC 5721 / EFNARC		600 x 600 x 100	86	0,260	9

Fuente: Adaptado de (Carmona, 2009).

Los ensayos de viga presentan dispersiones elevadas, tal es el caso del ensayo ASTM C1018 cuyo índice de tenacidad I_{30} cuenta con un coeficiente de variación del 15%, así mismo el ensayo RILEM cuenta con una dispersión entre el 20 y el 30%.

Los equipos de ejecución de ensayos en concretos reforzados con fibras pierden el control cuando la fisura se abre. Los ensayos de vigas, en general cuentan con una superficie de agrietamiento reducida.

Los ensayos de vigas sin prefisura presentan agrietamiento fuera del plano central, son inestables, se producen errores en la medición de deflexión y la deflexión no se mide sobre el punto de aplicación de la carga. Adicionalmente, la velocidad de deflexión de la viga es aproximadamente la mitad que la abertura de la fisura, por lo que no se tiene proporcionalidad entre la deflexión y la altura de la fisura, se tiene baja superficie de

agrietamiento y puede tenerse un contenido bajo de fibras en la superficie de agrietamiento.

Con los ensayos efectuados en viga con prefisura y control en la abertura de la fisura se obtiene proporcionalidad entre la deflexión y la altura de la fisura, pero se tiene dificultad de ejecución debido a la complejidad de los equipos requeridos. Estos métodos permiten deducir ecuaciones constitutivas del material.

El ensayo Barcelona cuenta con una dispersión baja, muestras de tamaño apropiado para su elaboración y manipulación tanto en obra como en el laboratorio, además, permite obtener valores de tenacidad, resistencia a tracción y resistencia residual, por lo que puede emplearse tanto para diseño como para control de calidad de construcción.

Los ensayos de panel presentan dificultad de manipulación debido al tamaño de las muestras, el manejo inapropiado genera menores valores de tenacidad, además, las fracturas ocurren en un número y posición indeterminada. Presentan menor dispersión en sus resultados. Simulan el efecto en escala 1:1.

En general los ensayos de flexión son inestables en la transición anterior y posterior a la fisuración, se requiere control de la apertura de la fisura, pero se requieren equipos complejos y costosos. Presentan múltiple fisuración.

3.3.7 Correlaciones entre ensayos para concreto reforzado con fibras

A continuación, se recopilan algunas de las correlaciones desarrolladas para determinar parámetros del concreto reforzado con fibras y entre los diferentes ensayos aplicables a este tipo de concreto:

a. Cálculo de propiedades físicas del concreto reforzado con fibra de acero

Carrillo, J. González, G. Gallo, L. (2013) presentaron las siguientes expresiones para calcular las propiedades de concretos con peso normal (masa unitaria entre 2250 – 2350kg/m^3), resistencia a compresión entre 25MPa y 35MPa, fibras de acero con gancho dosificadas entre 15 y 60kg/m^3 y valor del producto Vf(lf/df) entre 7.1 y 36.1:

$$f_{cf} = \left[0.99 - 0.0003\, V_f \left(l_f / d_f\right)\right] f_c$$

$$E_{cf} = \left[4066 - 17.8\left(V_f \left(l_f / d_f\right)\right)\right]\sqrt{f_c}$$

$$\nu = 0.12 - 0.0006\left(V_f \left(l_f / d_f\right)\right)$$

En las expresiones anteriores se define:

f_{cf}: resistencia a compresión del concreto reforzado con fibra.

f_c: resistencia a compresión del concreto simple.

V_f: fracción de volumen de fibras.

L_f/d_f: relación de aspecto.

E_{cf}: módulo de elasticidad del concreto reforzado.

v: relación de Poisson.

b. Correlaciones para concreto reforzado con fibras de acero

Carrillo (2013) propone las correlaciones que se resumen en la siguiente figura, para determinar la relación entre diferentes parámetros de concreto reforzado con fibras metálicas:

Ecuación propuesta	Unidad
$\varepsilon_0 = 0.0037 + 0.00002\left(V_f \times (l_f / d_f)\right)$	---
$E_c = \left[2509 - 11.4\left(V_f \times (l_f / d_f)\right)\right]\sqrt{f_c}$	MPa
$f_t = \left[0.34 + 0.0052\left(V_f \times (l_f / d_f)\right)\right]\sqrt{f_c}$	MPa
$f_r = 0.72\sqrt{f_c}$	MPa
$f_{\max} = \left[0.61 + 0.0034\left(V_f \times (l_f / d_f)\right)\right]\sqrt{f_c}$	MPa
$T = \left[2.78 + 0.21\left(V_f \times (l_f / d_f)\right)\right]\sqrt{f_c}$	Joule
$f_{lf/24} = \left[0.35 + 0.01\left(V_f \times (l_f / d_f)\right)\right]\sqrt{f_c}$	MPa
$f_{lc/300} = \left[0.29 + 0.01\left(V_f \times (l_f / d_f)\right)\right]\sqrt{f_c}$	MPa
$f_{lc/150} = \left[0.19 + 0.01\left(V_f \times (l_f / d_f)\right)\right]\sqrt{f_c}$	MPa

Figura 3.3-19 Correlación entre ensayos y parámetros. Fuente: (Carrillo, 2013).

En la figura:

ε_o: deformación unitaria.

Ec: módulo de Young del concreto.

f_r: resistencia residual al agrietamiento de tensión por flexión.

f_t: resistencia a tensión (compresión diametral).

$f_{máx}$: deformación unitaria asociada a f_r.

$f_{lf/24}$: resistencia residual de tensión por flexión asociada a una deflexión en el centro de la luz equivalente a $l_f/24$.

$f_{lc/300}$: resistencia residual de tensión por flexión asociada a una deflexión en el centro de la luz equivalente a $l_c/300$.

$f_{lf/150}$: resistencia residual de tensión por flexión asociada a una deflexión en el centro de la luz equivalente a $l_c/150$.

T: tenacidad (J).

l_f/d_f: relación de aspecto.

V_f: dosificación en volumen.

En esta investigación se estableció que la relación de Poisson tiende a tomar un valor constante de 0.15 a medida que aumenta la cantidad de fibras metálicas.

c. Ensayo panel redondo y cuadrado

Chioma (2015) presenta la siguiente correlación entre los ensayos de panel cuadrado (EFNARC) y redondo (ASTM C1550):

EFNARC 1996 = ASTM C1550 x 2.5

d. Ensayo Barcelona y ASTM C1609

Carmona (2014) presentó la correlación entre los ensayos que se reproduce a continuación:

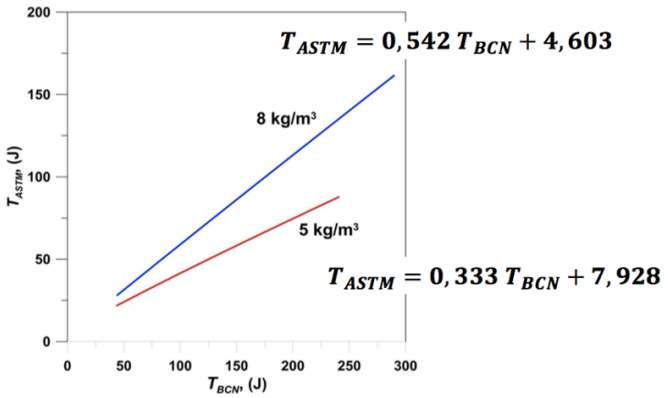


Figura 3.3-20 Correlación ensayo ASTM C1609 y Barcelona. Fuente: (Carmona, 2014).

e. Ensayo Barcelona y NBN 15-238

La correlación entre el ensayo Barcelona y el ensayo de viga NBN es (Carmona 2009):

$$E_{NBN} = 0.302\ E_{BCN} - 20.537\ (N \times mm)$$

Donde:

EBCN: Tenacidad ensayo Barcelona.

ENBN: Tenacidad ensayo de viga.

En la siguiente figura se presenta la correlación entre las tenacidades de los dos ensayos:

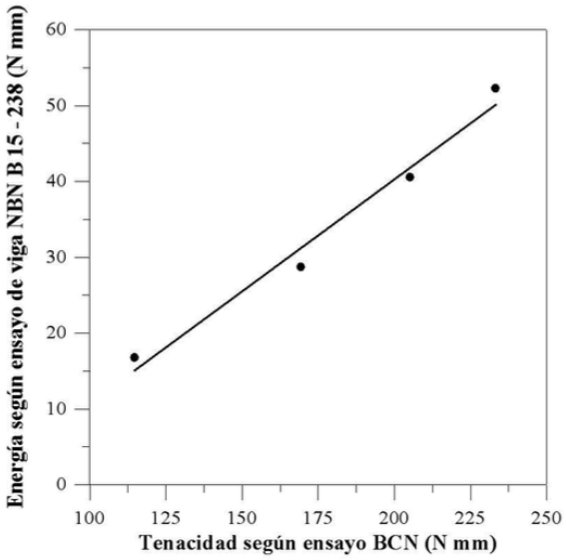


Figura 3.3-21 Correlación ensayos NBN B 15-238 y Barcelona. Fuente: (Carmona 2014).

f. Ensayo Barcelona y EN 14561

La correlación entre el ensayo Barcelona y el EN 14561 consiste en aplicar un factor de 1.5 a la resistencia residual del ensayo Barcelona para una deformación circunferencial de 2.5mm.

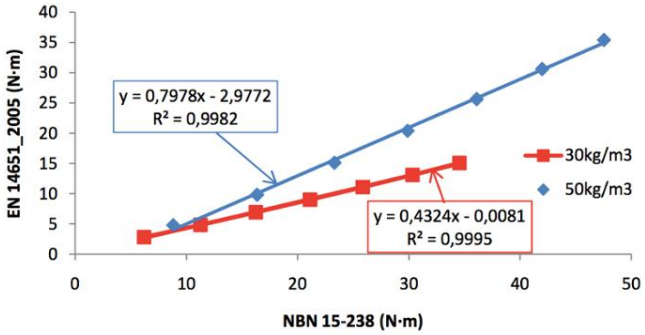


Figura 3.3-22 Correlación ensayos EN 14651 y NBN 15-238. Fuente: (Monsó, 2011).

3.4 Especificaciones para concreto de túneles

Las estructuras diseñadas para los túneles pueden ser: estructurales, no estructurales y temporales o permanentes.

La normativa existente abarca las fases que se mencionan a continuación:

- Diseño de mezcla
- Materiales
- Control de resistencia del material
- Normativas de diseño

Los códigos existentes tienen en cuenta los siguientes factores:

- Tipología de las fibras.
- Calidad del concreto.
- Responsabilidad estructural y funcional de la obra.
- Caracterización mecánica del material.

Los soportes pueden diseñarse bajo el criterio de permitir deformación, hasta alcanzar la estabilización de la excavación o soportes estructurales sin deformación.

En soportes deformables, el control de calidad se encuentra ligado hacia la funcionalidad del soporte, que a su vez se relaciona con el concepto de deformación de la estructura de soporte. En el caso de estructuras donde el criterio de deformación es permitido con amplias tolerancias, sin conducir al colapso de la estructura, el control de calidad se orienta hacia los ensayos de energía absorbida o ensayo de placa tipo EFNARC y/o ASTM 1550. Este criterio busca garantizar una ductilidad del material compatible con las deformaciones previstas, por lo tanto, el ensayo mide el comportamiento para amplias deformaciones, del orden de 25 a 40mm.

En el caso de los soportes concebidos para no generar deformaciones, el concepto ligado es el de resistencia residual que corresponde al criterio de abertura limitada de la grieta en el proceso de post-fisuración del concreto dentro de límites permisibles. El ensayo a ejecutar para este criterio es el de ensayos a flexión tipo ASTM C1018, ASTM C1399, UNE 11039, Euro código pr EN 14487, que permiten obtener una caracterización mecánica del material para ser utilizada con fines de diseño estructural.

En campo es necesaria la ejecución de ensayos para confirmar la homogeneidad de la mezcla según la dosificación de las fibras. Los códigos sugieren criterios de aceptación y/o rechazo del material. Así mismo, clasifican el concreto según el ensayo de placa y posteriormente proponen los controles a llevar a cabo, tales como la determinación del contenido de fibra dentro de la placa.

Las especificaciones o códigos investigados fueron:

- ASTM C1116 Standard Specification for fiber-reinforced concrete.
- ACI 506.5R Guide for specifying underground shotcrete.
- ACI 544.3R-08 Guide for specifying, proportioning, and production of fiber-reinforced concrete.
- EFNARC European specification for sprayed concrete.
- NTC 5541 Concretos reforzados con fibra.
- Especificaciones particulares generalmente empleadas en Colombia.

A continuación, se resumen las principales recomendaciones dadas por la normativa nacional e internacional:

3.4.1 Especificación para concreto reforzado con fibra ASTM C1116

La especificación ASTM C1116 (*Standard Specification for fiber-reinforced concrete*) clasifica el concreto reforzado con fibra de acuerdo con el tipo de fibras adicionadas así:

Tipo I: concreto reforzado con fibras de acero.

Tipo II: concreto reforzado con fibras de vidrio.

Tipo III: concreto reforzado con fibras sintéticas.

En todos los casos, las fibras deben ser resistentes a deterioro a largo plazo, después de encontrarse expuestas a ambientes con presencia de álcalis.

La unidad de medida es el metro cúbico o yarda cúbica en estado fresco.

La especificación presenta parámetros para aceptación del agua que se puede emplear para la mezcla. También plantea tolerancias para asentamiento y contenido de aire de la mezcla. En el caso del contenido de aire se tiene una tolerancia de ±1.5 del valor especificado en porcentaje.

La tolerancia en la prueba de asentamiento cuando se ha especificado un máximo de 75mm o menos es de 0 a 40mm, y para mezclas con asentamiento especificado mayor de 75mm la tolerancia es hasta de 65mm. Cuando la tolerancia no se especifica con un máximo, se tienen las siguientes tolerancias:

Tabla 3.4-1 Tolerancias para asentamiento ASTM C1116-97.

Tolerancias para asentamiento	
Asentamiento especificado	**Tolerancia**
50mm y menores	± 15mm
50 a 100mm	± 25mm
Mayores de 100mm	± 40mm

Fuente: (ASTM,1997a).

- ✓ **Requisitos de comportamiento**

De acuerdo con el documento, los resultados de los ensayos de tenacidad, resistencia a primera fisura, resistencia a flexión o resistencia a compresión deben ser iguales o exceder los valores especificados.

El diseñador debe definir la resistencia a flexión residual requerida, típicamente en especificaciones para soporte de terreno se requiere la resistencia a flexión a 7 días.

Para condiciones en las cuales se esperan bajas deformaciones y se requieren mínimos límites de fisuración, la especificación debe considerar una resistencia residual a baja deflexión como f_{600}^{100}, que es la resistencia a deflexión en el ensayo de viga a 1/600 de la luz. Si se esperan grandes deformaciones y mayores espesores de fisuras en la estructura, entonces la resistencia residual puede ser especificada como f_{150}^{100}, la cual es la resistencia residual en el ensayo de viga a 1/150 veces la luz.

Los valores típicos de resistencia residual especificados para soporte de terreno con concreto lanzado reforzado con fibras son $f_{600}^{100} \geq 50\%$ del módulo de rotura y $f_{150}^{100} \geq 30\%$ del módulo de rotura. En túneles se debe usar una deflexión de 7 a 10mm cuando se especifiquen resultados del ensayo ASTM C1550.

3.4.2 Especificaciones para Concreto Lanzado Subterráneo ACI 506.5R

El documento consultado fue el ACI 506.5R "*Guide for specifying underground shotcrete*", a continuación, se presentan los principales aspectos tratados.

La construcción subterránea y aplicación del concreto lanzado son muy demandantes ya que es necesario cumplir requisitos de seguridad, por lo tanto, se requiere de un apoyo inmediato y efectivo. La resistencia de las primeras 8 horas a 1 día es crítica en el comportamiento del concreto lanzado en obras subterráneas. Las características geológicas y condiciones del agua son muchas veces impredecibles y pueden dar una ventana de aplicación del concreto de minutos u horas. El ciclo de construcción incluye la excavación, extracción e instalación del soporte.

- ✓ **Materiales**

El diseñador puede citar documentos como el ASTM C1436, que incluye todos los materiales empleados en concreto lanzado. El diseñador debe especificar tipos y grados de cemento, agregados, aditivos y longitud, diámetro o relación de aspecto de fibras para refuerzo. Cada componente debe ser especificado en los documentos de diseño.

- Cemento: debe responder a los requisitos dados en ASTM C150, se emplea usualmente tipo I, II o III. Con el tipo II se debe prestar atención a la compatibilidad con el acelerante.
- Humo de sílice: conforme a requisitos de ASTM C1240. Permite reducir el rebote debido al tamaño de las partículas y forma.

- Cenizas volantes: según ASTM C618, clase F o clase C. Solo se acepta su empleo si es posible demostrar el cumplimiento de los requisitos de comportamiento durante la preconstrucción.
- Escorias: según ASTM C989. Solo se acepta su empleo si es posible demostrar el cumplimiento de los requisitos de comportamiento durante la preconstrucción.
- Agregado: debe cumplir los requisitos dados en ASTM C33, con excepción de la granulometría. Debe tener tamaño máximo de 9.2mm (3/8”). Deben ser limpios y libres de materiales objetables. El agregado grueso debe cumplir los requisitos de ASTM C1436, se recomienda la gradación No. 2 para soporte de terreno y para excavaciones.
- Agua: el agua debe ser especificada según ASTM C1602/C1602M. Cuando no sea posible el empleo de agua potable, se debe emplear agua libre de aceite, impurezas orgánicas u otras substancias dañinas para el concreto.
- Aditivos: deben limitarse a los especificados a continuación y deben seguirse las recomendaciones del proveedor. No se deben emplear aditivos con cloruros cuando el concreto contenga elementos estructurales como barras de refuerzo.
    - Incorporadores de aire: deben seguir los requisitos de ASTM C1141. Se emplean usualmente líquidos, en concreto vía húmeda.
    - Reductores de agua, retardantes y controladores de hidratación: conforme a ASTM C1141, pueden ser empleados reductores de agua de medio rango para alcanzar los asentamientos requeridos. También es posible emplear reductores de alto rango para incrementar el asentamiento cuando se tienen grandes distancias de bombeo.
    - Acelerantes: no deben ser más alcalinos que el cemento empleado y no deben presentar riesgos para la salud. El proveedor del acelerante debe especificar el mejor tipo y dosificación para la aplicación. La mayoría de acelerantes reducen la resistencia a los 28 días en comparación con una mezcla de concreto no acelerado. Además, los acelerantes aumentan la porosidad, lo que reduce la durabilidad, también aumentan la permeabilidad, aparición de manchas y disminuyen la resistencia a ataque de sulfatos y acción de hielo-deshielo; por esta razón, se consideran más apropiados acelerantes de endurecimiento rápido.

- Fibras: Las macro fibras se emplean para proporcionar resistencia posfisura.
    - Acero: conforme a ASTM A820/A820M y apropiada para producción de concreto lanzado según ASTM C1116/C1116M tipo I. La fibra debe ser doblada, trefilada en frío, tipo I con resistencia mínima a tensión de 1100MPa (160.000 psi), longitud mínima entre 25 y 35mm (1 a 1.374 pulg) y relación de aspecto mínima de 40. La fibra debe encontrarse libre de aceite, grasa, corrosión u otros contaminantes.
    - Sintética: debe ser apropiada para producción de concreto lanzado según ASTM C1116/C1116M tipo III.

- ✓ **Anclaje y refuerzo**

Se incluyen los sistemas de soporte compuestos y el concreto lanzado reforzado con fibra:

- Sistemas de soporte compuestos: el término se emplea cuando se usan dos o más componentes de soporte. Muchos sistemas emplean concreto lanzado como uno de sus componentes. El concreto lanzado actúa como agente sellante para prevenir el deterioro de la roca, como parte del soporte entre anclajes o arcos y cuando se aplica en capas como parte de los arcos.
- Concreto lanzado reforzado con fibra: como alternativa a la malla se emplea el refuerzo con fibra, con estos materiales se evitan los problemas de instalación de las mallas. En terrenos sometidos a esfuerzos elevados, puede ser necesario reducir los esfuerzos inducidos en la excavación permitiendo un desplazamiento controlado de la sección. Una capa de 50 a 75mm de concreto reforzado con fibra puede controlar la degradación superficial a la vez que proporciona soporte temporal. Se usan típicamente en dosificaciones entre 35 y 60kg/m^3 (0.45 a 0.76% vol.) para proporcionar capacidad de carga posfisura. Las macrofibras sintéticas se emplean cuando se requieren grandes deformaciones de la excavación, como en minería a grandes profundidades en rocas duras. Su dosificación se encuentra entre 6 y 15kg/m^3 para estas aplicaciones. La dosificación típica de las microfibras es de 0.9kg/m^3 para control de contracción plástica y 1.8kg/m^3 para mitigar "*spalling*" explosivo.

- ✓ **Requisitos de comportamiento**

Para condiciones subterráneas los requisitos de comportamiento son función de la aplicación.

- Relación agua/cemento: debe ser lo más baja que sea posible pero consistente con la aplicación y condiciones del túnel, para alcanzar alta resistencia y proporcionar durabilidad. Usualmente se especifica una relación agua/cemento máxima entre 0.40 y 0.45.
- Contenido de aire: el contenido de aire no se especifica normalmente para concreto lanzado subterráneo, a menos que se esperen condiciones de hielo-deshielo. En proceso de vía húmeda, el contenido de aire inicial debe ser lo suficientemente alto (7 a 10%) para proporcionar un espaciamiento adecuado durante el lanzado y un contenido de aire entre 3 y 5% en el impacto.
- Asentamiento (Slump): el asentamiento máximo es función de la distancia de bombeo, la temperatura, la elevación, tiempo de retención y otras condiciones de lanzado; sin embargo, debe encontrarse entre 50 y 100mm.
- Absorción y permeabilidad: el ensayo ASTM C642 permite determinar la cantidad de agua que el concreto puede absorber, con el fin de evaluar la porosidad del concreto. Ambos pueden ser usados como indicadores de la calidad del concreto. El empleo de acelerantes puede incrementar la absorción y permeabilidad en el concreto

endurecido. El tipo y calidad del curado pueden ser factores que afectan la permeabilidad. El lanzado incorrecto (distancias muy grandes o ángulos inadecuados) pueden incrementar los valores de absorción y volumen de vacíos permeables. Los valores de absorción y vacíos permeables se especifican cuando hay requisitos de durabilidad como en túneles y minas permanentes.

- Resistencia a compresión: el requisito mínimo de resistencia a compresión a una edad dada depende de los requisitos de comportamiento de la excavación. Cuando se requiere soporte inmediato es crítica la resistencia a 8 horas o anterior. Cuando la excavación no necesita de una resistencia inicial particular se especifica resistencia a 7 o 28 días. Las especificaciones pueden hacerse para 8 horas, 3 días, 7 días y 28 días. 8 horas es el menor tiempo al cual es posible obtener muestras sin daño para llevar a cabo el ensayo ASTM 1604. Generalmente se especifica una resistencia a 28 días superior a 30MPa. Para aplicaciones permanentes como túneles, se recomienda una resistencia de 40MPa o superior.
- Resistencia a flexión y tenacidad: se especifica empleando el ensayo ASTM 1609/C1609M. También se pueden especificar valores como capacidad de absorción de energía o tenacidad (Joules) según el ensayo ASTM C1550.
- Resistencia a edades tempranas: es un requisito comúnmente empleado para soporte subterráneo. El ensayo proporciona el desarrollo de la resistencia con el tiempo. Testigos a 2, 4, 6, 8 y 12 horas u otras edades son posibles empleando ensayos de placa o ensayos de compresión. Para 24 horas, 72 horas, 7 días y 28 días se emplea el ensayo ASTM C42/C42M.
- Otros ensayos: de acuerdo con las condiciones a las que se encuentre expuesta la excavación, puede ser necesaria la especificación de propiedades adicionales que pueden afectar la durabilidad como: contracción de secado, hielo-deshielo, permeabilidad o adherencia. Las muestras se obtienen de paneles, cubos o extracción de núcleos.
- Resistencia en superficie de contacto: se determina tomando núcleos en los cuales se puedan establecer las características a tensión de la adherencia entre la roca y la capa de concreto. El ángulo de inclinación de la superficie de contacto con respecto al núcleo influye en el resultado de la prueba a tensión.
- Protección antidescascaramiento explosivo ("*spalling*"): Las fibras deben ser fibras de monofilamento con longitud máxima de 12mm (0,5 pulg), diámetro máximo de 32µm (0.0013 pulg) y con dosificación de 1.8kg/m^3.

3.4.3 Especificaciones para Concreto Reforzado con Fibra ACI 544.3R-08

De acuerdo con el documento ACI 544.3R-08 "*Guide for specifying, proportioning, and production of fiber-reinforced concrete*", el concreto reforzado con fibra se especifica generalmente por su resistencia a compresión o a flexión, tipo y contenido de fibra (por peso o volumen).

Los parámetros de resistencia a flexión incluyen la resistencia posfisura residual f_{xxx}^D y tenacidad T_{xxx}^D definidas en ASTM C1609/C1609M, la resistencia residual promedio como

se define en ASTM C1399, la tenacidad definida en ASTM C1550 y la resistencia a flexión equivalente y tenacidad según JSCE SF-4 (Japan Society of Civil Engineers 1983).

Los parámetros dependen de variables como el tamaño de la muestra, la velocidad de realización del ensayo y si la muestra es aserrada o vaciada, por lo tanto, en las normas ASTM C1399 y C1609 se plantea un tamaño mínimo de la muestra.

ASTM C1116/C1116M menciona cuatro tipos de concreto reforzado con fibras:

a. Tipo I: concreto reforzado con fibras de acero.
b. Tipo II: concreto reforzado con fibras de vidrio.
c. Tipo III: concreto reforzado con fibras sintéticas.
d. Tipo IV: concreto reforzado con fibras naturales.

✓ **Materiales**

Con respecto a las fibras y los aditivos, el documento presenta, entre otras, las siguientes recomendaciones:

- Fibras
  - Fibras metálicas: la especificación ASTM A820/A820M incluye los tipos de fibra metálica más usados en concreto y es necesario especificar el tipo de fibra, longitud y diámetro o relación de aspecto, resistencia o deformabilidad y una resistencia última cuando se requiere más de 345MPa. Las fibras se encuentran comúnmente disponibles con resistencias entre 1100MPa y 2068MPa y se deben encontrar libres de óxido, aceite y materiales objetables.
  - Fibras sintéticas: la especificación ASTM C1116/C116M incluye las fibras sintéticas comunes en uso para concreto lanzado y puede referenciarse cuando se especifiquen fibras sintéticas. Bajo esta especificación es necesario especificar el tipo de material y si son de micromonofilamento, macromonofilamento o fibriladas. La longitud y algunas veces el diámetro también deben ser especificados. Para macro fibras sintéticas se debe especificar también la resistencia a tensión y el módulo elástico.
  - Fibras híbridas: se requieren generalmente las proporciones y tamaños.
- Aditivos: bajo esta especificación todos los aditivos que se pueden emplear para concreto o concreto lanzado son susceptibles de usarse para concreto reforzado con fibras.

✓ **Dosificación de la mezcla**

El documento presenta las recomendaciones que se resumen a continuación:

- Asentamiento: el asentamiento de una mezcla de concreto reforzado con fibras se debe evaluar de acuerdo con el ensayo descrito en ASTMC143/C143M. También puede ser apropiado determinar el peso unitario, fluencia y contenido de aire como se

describe en ASTM C138/C138M y C173/C173M o C231. Otros métodos para medir la trabajabilidad se resumen en ACI544.2R. En general, el asentamiento según ASTM C143/C143M debe estar entre 25mm (1pulg) y 175mm (7pulg). Los factores que influyen en el asentamiento son el tipo de fibra, longitud, relación de aspecto, cantidad, contenido de cemento, contenido de agregado fino, forma del agregado y gradación.

- Métodos de dosificación: en la mayoría de los casos no se requiere modificar las proporciones de la mezcla de concreto convencional cuando se adicionan fibras a bajas o moderadas dosificaciones. Cuando se adicionan fibras hasta en un 0.25% del volumen no se requiere ajuste del diseño de mezcla en cuanto a cantidad de cemento y relaciones de agregado grueso. Dependiendo del tipo de fibra puede requerirse de ajustar el contenido de agua o el empleo de aditivos reductores de agua para mantener la trabajabilidad.
- Concreto reforzado con fibras de acero: en la mayoría de los casos únicamente se requiere hacer ajustes para mejorar la trabajabilidad de la mezcla. Una manera de mejorar la manejabilidad del concreto es el empleo de materiales cementicios complementarios como cenizas volantes, escoria y humo de sílice.
- Concreto reforzado con microfibras sintéticas: pueden adicionarse bajas dosificaciones de fibras (menores de 1.8kg/m³) sin modificar el diseño de la mezcla. Para volúmenes elevados se puede requerir de ajustar la relación de agregado fino a grueso.
- Concreto reforzado con macrofibras sintéticas: dado que los volúmenes de fibra pueden llegar a ser mayores de 0.5% en volumen, se requieren ajustes en la relación de agregados y aditivos reductores de agua.
- Concreto reforzado con compuestos híbridos: pueden seguirse las recomendaciones dadas anteriormente y adicionalmente las sugeridas por el proveedor.

3.4.4 Especificaciones para concreto lanzado EFNARC

La especificación EFNARC (*European specification for sprayed concrete*) define al concreto lanzado como una mezcla de cemento, agregados y agua, proyectados neumáticamente desde una boquilla para producir una masa homogénea, puede incluir aditivos y fibras.

El concreto lanzado reforzado con fibra se define como el compuesto formado por cemento, agregados y fibras.

Las pérdidas por rebote se definen como las pérdidas de material que habiendo sido lanzado a través de la boquilla no se adhiere a la superficie.

Los componentes como cemento, agregados, agua de mezclado, barras de refuerzo y aditivos deben seguir los requisitos dados en las especificaciones EN 1008, EN 197, EN 10138 y EN934 o las regulaciones válidas para el lugar en donde se aplica el concreto. Para el caso de las fibras de acero, los requisitos que se deben cumplir se encuentran dados por la especificación ASTM A820 y para las fibras sintéticas se deben seguir los requisitos nacionales validos en el lugar de aplicación del concreto.

La mezcla de concreto debe seguir los lineamientos dados en la especificación EN 206. Los agregados se deben encontrarse dentro de las curvas de gradación siguientes:

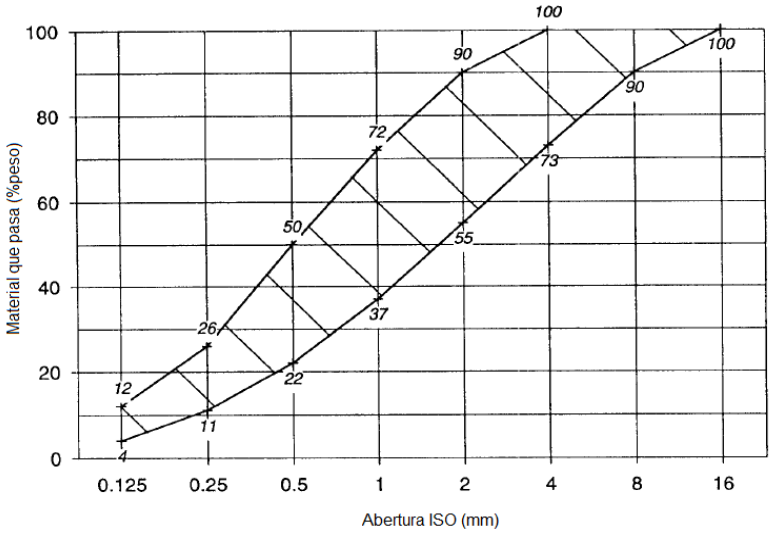


Figura 3.4-1 Franja recomendada de gradación EFNARC. Fuente: (EFNARC, 1996).

El documento recomienda que la longitud de las fibras no exceda 0.7 veces el diámetro interno de las tuberías con el fin de no bloquearlas.

Para que se obtenga un concreto durable es necesario que el concreto siga las recomendaciones dadas por las especificaciones EN 206, que tratan sobre contenido de cloruros y álcalis. Se recomienda además lo siguiente:

- Relación agua/cemento máxima de 0.55.
- Contenido mínimo de cemento de 300kg/m³.

Con respecto a la composición de la mezcla, el diseñador debe definir la resistencia a compresión u otras propiedades. La especificación también debe incluir: mínimo contenido de cemento, máxima relación agua/cemento, resistencia a flexión, tenacidad, resistencia a temprana edad, resistencia máxima, permeabilidad, absorción de agua y adherencia al terreno.

El contratista debe proporcionar información como: tipo y contenido de cemento, relación agua/cemento, tipo y cantidad de fibra, agregados y aditivos. La relación agua/cemento debe encontrarse entre 0.35 y 0.50.

Para la ejecución de los trabajos se recomienda que antes de comenzar el lanzado se prepare la superficie retirando la roca suelta o de baja calidad de la superficie, se deben establecer sectores homogéneos y se deben drenar salidas de agua. Durante la ejecución de los trabajos se recomienda comenzar el proceso de abajo hacia arriba, la dirección de la velocidad y distancia de lanzado deben permitir una adherencia y compactación óptima. El curado puede realizarse empleando métodos que no impidan la adherencia entre una capa y la siguiente. Si se emplea una capa de material para curado,

previa la aplicación de capas posteriores de concreto se debe remover la capa del material de curado empleando agua a presión o procesos similares.

La resistencia a compresión depende del tipo de concreto y puede evaluarse con cilindros, cubos o núcleos; para los cilindros varía entre 24 y 48MPa. La resistencia a flexión evaluada con ensayos de viga se recomienda entre 3.4 y 4.6MPa como valores mínimos, según el tipo de concreto que se emplee. La tenacidad se puede especificar como resistencia residual o absorción de energía. La resistencia residual se recomienda entre 0.5 y 4.5MPa para diferentes puntos de ensayo de viga. Los requisitos de tenacidad se encuentran entre 500 y 1000 J para deflexiones mayores de 25mm.

La adherencia mínima entre concretos debe estar entre 0.5 y 1.0MPa y con la roca debe encontrarse entre 0.1 y 0.5MPa.

Cuando se requiere concreto hermético, el valor máximo de profundidad de penetración de agua debe ser 50mm y el promedio debe ser menor de 20mm. El hermetismo se determina midiendo la permeabilidad, se considera hermético cuando el coeficiente de permeabilidad es menor de 10^{-12}m/s.

Se define el proceso de control como las acciones y decisiones tomadas de acuerdo con especificaciones y revisiones para asegurar que los requerimientos se satisfacen. Se divide en tres clases de control: Control menor, normal y extendido. El tipo de control a emplear está dado por el tipo e importancia del proyecto.

Cuando se trata de concreto para soporte subterráneo el control se hace a través de parámetros como: resistencia a compresión, resistencia a flexión, resistencia residual, capacidad de absorción de energía, adherencia, contenido de fibra y espesor. La frecuencia de los controles se programa teniendo en cuenta el período de diseño, la dificultad de instalación, la clasificación del ambiente y las consecuencias de una falla.

Con respecto a los materiales que conforman la mezcla, la especificación presenta tolerancias para ítems como homogeneidad, color, densidad relativa, valores de pH, etc.

Sobre los materiales que conforman la mezcla, se recomienda el empleo de 500kg±5kg de cemento y 225kg±5kg de agua.

Para el control de la resistencia a compresión se recomienda tomar núcleos a 1, 7, 28 y 90 días con diámetros y altura de 100mm.

3.4.5 Especificación para concreto Reforzado con Fibra NTC 5541

La norma NTC 5541 Concretos reforzados con fibra, toma como referencia la ASTM C1116 y aplica para todas las formas de concreto reforzado con fibra.

La norma define a las fibras como elementos delgados y alargados en forma de haz, malla o trenza de cualquier material, distribuidos a través del concreto mezclado.

La especificación resalta que el desempeño del concreto reforzado con fibra depende de la susceptibilidad de las fibras al daño durante el proceso de mezclado, lanzado, de la

respuesta frente al ambiente alcalino del concreto y de la resistencia a condiciones de servicio a las que se verán expuestas como consecuencia de la fisuración del concreto.

La norma clasifica el concreto de acuerdo con el tipo de fibra incorporada de la siguiente manera:

- Tipo I - concreto vaciado o concreto lanzado reforzado con fibras de acero: contiene fibras de acero inoxidable.
- Tipo II - concreto vaciado o concreto lanzado reforzado con fibras de vidrio: contiene fibras de acero resistentes al álcali.
- Tipo III - concreto vaciado o concreto lanzado reforzado con fibras sintéticas: contiene fibras de polipropileno u otras fibras sintéticas.

La base de compra del concreto es el metro cúbico de material fresco.

El comprador debe especificar el tipo de concreto vaciado o lanzado reforzado con fibra, tipo de cemento, tamaño del agregado grueso, asentamiento o tiempo de flujo requerido en el punto de despacho y contenido de aire. Se especifica asentamiento cuando se prevea que es mayor a 50mm, de lo contrario, se especifica tiempo de flujo. No se especifica asentamiento o tiempo de flujo ni aire incorporado cuando se trate de concreto lanzado por vía seca.

Para determinar las proporciones del concreto reforzado con fibra se deben usar como base las siguientes alternativas:

- Alternativa 1: cuando el comprador asume la responsabilidad del diseño de la mezcla debe especificar el contenido de cemento, adiciones minerales requeridas, máxima cantidad de agua de mezclado, aditivos inclusores de aire, aditivos químicos, tipo de fibras y cantidad.
- Alternativa 2: cuando el fabricante asume la responsabilidad del diseño, el comprador debe especificar los requisitos para los parámetros de tenacidad a flexión, resistencia en primera fisura o ambas de acuerdo con las normas ASTM C1018, ASTM C1399 ó NTC 2871, como opción, se debe especificar la resistencia a compresión. El fabricante debe informar sobre la fuente y parámetros como gravedad específica, análisis granulométrico, masas saturadas superficialmente secas de los agregados, masa seca del cemento, adiciones, tipo y dimensiones de las fibras, aditivos e inclusores de aire y cantidad de agua por metro cúbico.
- Alternativa 3: cuando se requiere que el fabricante asuma la responsabilidad por el diseño con un mínimo contenido de cemento especificado, se pueden especificar los parámetros de tenacidad a flexión o resistencia a primera fisura o ambas, opcionalmente la resistencia a compresión, contenido mínimo de cemento, aditivos requeridos. El fabricante debe informar sobre la fuente y parámetros como gravedad específica, análisis granulométrico, masas saturadas superficialmente secas de los agregados, masa seca del cemento, adiciones, tipo y dimensiones de las fibras, aditivos e inclusores de aire y cantidad de agua por metro cúbico.

Los materiales (cemento, agregados, agua, etc.), procedimientos de elaboración, equipos, procesos de control e instalaciones deben cumplir con los requisitos dados en las normas

NTC para cada uno de ellos. El agua debe ser clara y aparentemente limpia. Las fibras deben cumplir con los requisitos de la norma NTC 5214.

Cuando no se especifiquen para el proyecto, se tiene una tolerancia de ±15mm para asentamientos menores de 50mm, de ±25mm para asentamientos entre 50 y 100mm y de ±40mm para asentamientos mayores a 100mm.

El contenido de aire debe encontrarse dentro de una tolerancia de ±1.5 del valor especificado en porcentaje.

Cuando se emplean los parámetros de tenacidad a flexión, resistencia a primera fisura o el promedio de la resistencia residual, se deberán efectuar de acuerdo con las normas para ensayo ASTM C1018 ó ASTM C1399.

Cuando se emplea la resistencia a flexión como parámetro de aceptación se deben fabricar mínimo tres muestras para cada edad de ensayo y deben efectuarse bajo las normas NTC 3658 (Método para obtención y ensayo de núcleos y vigas aserradas) o NTC 2871 (Método para determinar la resistencia a flexión del concreto utilizando una viga simple con carga en los tercios).

Cuando se emplea como criterio de aceptación la resistencia a compresión, se debe fabricar una serie de al menos dos muestras por edad y ensayar según la norma NTC 673 (Ensayo de resistencia a compresión).

La resistencia a flexión no debe emplearse como único parámetro de aceptación si la tenacidad es importante y la resistencia a compresión en ningún caso debe emplearse como único parámetro de aceptación. El requisito de tenacidad no debe especificarse cuando las fibras se emplean únicamente como control de agrietamiento por retracción plástica.

La frecuencia de los ensayos puede llevarse a cabo cada 115m^2 cuando se trate de producción por tanda o “bachada”, cada 19m^3 cuando se trate de mezclado continuo y cada 38m^2 colocados cuando se trate de concreto lanzado.

Cuando la resistencia a primera grieta, a flexión o compresión son requisitos de desempeño, los resultados del ensayo deben ser iguales o mayores a los valores especificados.

3.4.6 Especificaciones particulares empleadas generalmente en Colombia

A continuación, se resumen algunas de las especificaciones particulares empleadas en el medio por consultores y constructores involucrados en proyectos de túneles.

Con respecto a la mezcla y materiales:

- Tamaño máximo nominal de 12.7mm
- Tiempo máximo para fraguado inicial de 3minutos.

- Resistencia mínima a compresión a 8 horas de 4MPa.
- Relación agua/cemento entre 0.4 y 0.55.
- Asentamiento entre 4 y 8cm.
- Resistencia a compresión a los 28 días de 26MPa.
- Diámetro de fibra entre 0.25 y 0.76mm.
- Relación longitud/diámetro entre 50 y 150.
- Espesor mínimo de 5cm

Sobre los controles a efectuar se recomienda:

- Control del espesor: instalación de varillas de calibración y perforaciones adicionales en sitios aleatorios.
- Ensayos a las mezclas:
    - Resistencia a compresión a 8 horas, 3 días y 28 días.
    - Tenacidad: panel cuadrado con tenacidad mínima 1000J.
    - Flexión de vigas con carga en los tercios. Resistencia residual mínima a 4mm del centro de la luz de 1.5MPa.
- Ensayos durante construcción:
    - Resistencia a compresión.
    - Tenacidad

3.4.7 Comparación y análisis de especificaciones

Con respecto a los materiales a emplear y a las características de la mezcla, es posible observar que las especificaciones ACI 506 y el código EFNARC presentan sugerencias sobre dosificaciones a emplear. En cuanto a la relación agua/cemento, el documento ACI cuenta con un rango menor.

Sobre el asentamiento de la mezcla, se observa que la especificación ASTM cuenta con el menor rango de tolerancia entre la mezcla diseñada y la recibida en obra.

El resumen de algunos de los parámetros recomendados por los diferentes códigos y especificaciones se muestra a continuación:

Las principales recomendaciones en cuanto materiales y características de la mezcla son:

Tabla 3.4-2 Recomendaciones sobre materiales.

Parámetro		ASTM C1116 Concreto reforzado con fibras	ACI 506.5R Concreto lanzado subterráneo	ACI 544.3R-08 Concreto reforzado con fibra	EFNARC Concreto lanzado	NTC 5541 Concreto reforzado con fibra	Especificación particular
Materiales	Fibras	Fibras resistentes a álcalis	Doblada, trefilada en frío, resistencia mínima a tensión de 1100MPa, longitud mínima entre 25 y 35mm, relación de aspecto mínima de 40.	microfibras: máximo 1.8kg/m³			Generalmente metálicas
Mezcla	Relación agua/cemento		máximo 0.4 a 0.45		entre 0.35 y 0.5; máximo 0.55		0.4 a 0.55
	Contenido de fibras		Metálicas: 35 - 60kg/m³ sintéticas: 6 a 15kg/m³ microfibras: 0.9kg/m³ (control fisuración) y 1.8kg/m³ (Spalling)				30 - 40kg/m^3
	Contenido de cemento				500kg/m³ ± 5kg/m³		
	Contenido de agua				225kg/m³ ± 5kg/m³		
	Contenido de aire		vía húmeda: 7 a 10% durante lanzado y 3 a 5% en el impacto.			Tolerancia de ± 1.5 valor especificado	
	Asentamiento	Tolerancia entre 0 y 65mm	50 a 100mm	25 a 175mm		>50mm	40 a 80mm

Fuente: La autora.

Con respecto al proceso y parámetros de control, la especificación EFNARC es la única que recomienda rangos de valores para los parámetros de control como resistencia a compresión, flexión, tenacidad, adherencia y permeabilidad.

En todas las especificaciones se recomienda controlar parámetros como resistencia a compresión, resistencia a primera fisura, resistencia a flexión, resistencia residual y capacidad de absorción. Los parámetros a evaluar dependen del objeto, importancia y complejidad de la obra. La especificación que plantea más parámetros de evaluación es la EFNARC.

Las especificaciones sobre el proceso y parámetros de control se resumen así:

Tabla 3.4-3 Recomendaciones sobre proceso y parámetros de control.

Parámetro		ASTM C1116 Concreto reforzado con fibras	ACI 506.5R Concreto lanzado subterráneo	ACI 544.3R-08 Concreto reforzado con fibra	EFNARC Concreto lanzado	NTC 5541 Concreto reforzado con fibra	Especificación particular
Control	Espesor		50 a 75mm para controlar degradación superficial				mínimo 50mm
	Resistencia a compresión		8 horas, 3 días, 7 días y 28 días Resistencia a 28 días: >40MPa en túneles		24 a 48MPa		8 horas 4MPa
	Resistencia a flexión				Ensayo viga: 3.4 a 4.6MPa		
	Resistencia residual				0.5 a 4.5MPa		mín 1.5MPa
	Tenacidad				500 a 1000J		800 a 1000J
	Adherencia				0.5 a 1.0MPa entre concretos y 0.1 a 0.5MPa con la roca		
	Permeabilidad				Para concreto hermético: penetración máximo 50mm y promedio de 20mm		
Parámetros de control		Resistencia a primera fisura, tenacidad, resistencia a compresión, resistencia residual	Resistencia a compresión, resistencia a flexión, tenacidad,		Resistencia a compresión, resistencia a flexión, resistencia residual, tenacidad, adherencia, contenido de fibra y espesor	Resistencia a compresión, resistencia a primera fisura, resistencia residual, resistencia a flexión, tenacidad	Resistencia a compresión, resistencia a flexión, tenacidad,

Fuente: La autora.

Las especificaciones particulares empleadas por consultores y constructores en el medio en Colombia se encuentran dentro de los rangos dados por las especificaciones internacionales.

El diseño de mezcla se llevó a cabo teniendo en cuenta la norma colombiana NTC.

3.5 Cálculo de la cuantía de fibras

Para determinar el espesor requerido de concreto reforzado con fibras en soporte de túneles, se calcula el espesor equivalente con respecto al necesario cuando se emplea concreto simple o concreto con refuerzo convencional (malla). El espesor equivalente se calcula con base en los resultados de los ensayos a flexión desarrollados por diferentes entidades y estudiados en secciones anteriores.

En esta sección se pretende hacer una revisión y comparación entre las diferentes metodologías que se utilizan para estimar el espesor equivalente entre concreto reforzado con fibras y concreto simple o concreto reforzado con malla. Para este fin, como primera medida se revisa la teoría sobre diseño de vigas reforzadas, posteriormente se realiza una síntesis de las principales metodologías propuestas por diferentes entidades, y que son empleadas para calcular la cantidad de fibras requerida para obtener un espesor dado de concreto reforzado con fibras. Las metodologías revisadas son:

- Metodología Manual Bekaert
- Metodología ACI 506.1R-08
- Metodología RILEM TC 162-TDF

Finalmente, se hace una comparación entre las metodologías y se presentan ejemplos.

3.5.1 Conceptos generales sobre diseño a flexión

Considerando una viga simplemente apoyada y carga en los tercios, con diagramas de cortante y momento como los siguientes:

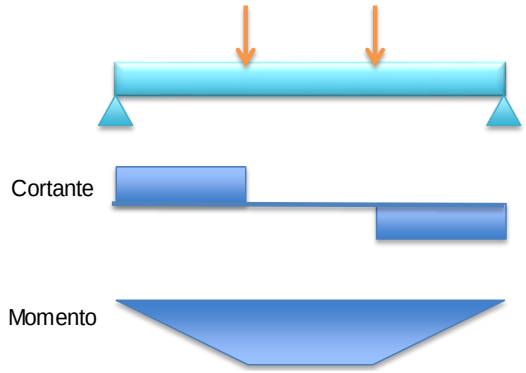


Figura 3.5-1 Viga simplemente apoyada con diagramas de cortante y momento. Fuente: (Nilson, 2001).

En cada sección de la viga se tienen fuerzas de cortante, paralelas a la cara de la sección y momentos flectores así:

Figura 3.5-2 Fuerzas y momentos actuantes en sección de viga. Fuente: (Nilson, 2001).

La sección superior de la viga se encuentra sometida a fuerzas de compresión y la sección inferior a fuerzas de tracción, como se muestra en la siguiente figura:

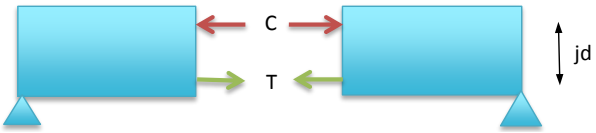


Figura 3.5-3 Fuerzas actuantes en sección de viga. Fuente: (Nilson, 2001).

Para el análisis es necesario definir:

As: área de refuerzo en la zona a tracción.

b: ancho de la viga.

h: altura de la viga.

d: altura efectiva (distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo transversal).

fc: esfuerzo de compresión en el concreto.

f'c: esfuerzo resistente del concreto a compresión a los 28 días.

fs: esfuerzo actuante en el acero de refuerzo.

fy: esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

jd: brazo del par de fuerzas de compresión y tracción.

ε_s: deformación en el acero.

ρ: cuantía del refuerzo (ϕ=As/(bd)).

Mn: momento nominal.

ϕ: factor de reducción de resistencia (ϕ=0.90).

Mu: momento actuante (momento último debido a las cargas).

$\sigma_{máx}$: esfuerzo en el límite de proporcionalidad

En la sección transversal de una viga de concreto simple sin fisurar, es decir, en el rango elástico, se tiene el siguiente diagrama de esfuerzos:

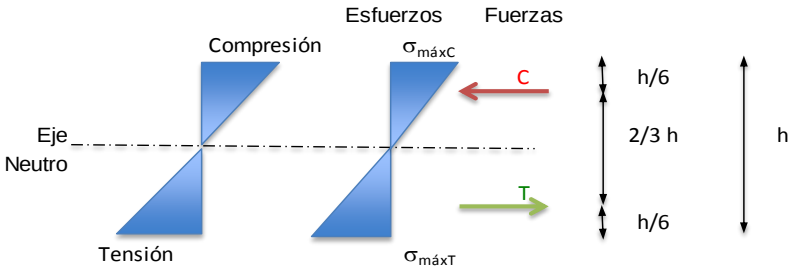


Figura 3.5-4 Diagrama de esfuerzos en la cara de la sección transversal de la viga. Fuente: (Nilson, 2001).

Del diagrama es posible deducir:

El momento resultante es:

$$M = 2/3\ h\ C = 2/3\ hT$$

La resultante de la fuerza a compresión es:

$$C = (\sigma_{máx} * h/2)/2 * b$$

$$C = \sigma_{máx}\ hb\ /4$$

El momento en la sección es:

$$M = C * 2/3\ h$$

$$M = \sigma_{máx} * hb/4 * 2/3\ h$$

$$\mathbf{M = \sigma_{máx} * b\ h^2\ /6}$$

A medida que incrementa la carga, se tiene una primera etapa elástica (no se ha superado la resistencia a tracción del concreto) en la que los esfuerzos y deformaciones son proporcionales y resistidos por el concreto y el refuerzo en conjunto (compatibilidad de esfuerzos y deformaciones). En esta etapa, el comportamiento se asemeja al del concreto simple. Posteriormente, con cargas moderadas que generan esfuerzos a compresión menores de 1/2f'c, el concreto comienza a fisurarse a flexión y deja de transmitir cargas de tensión que son asumidas en su totalidad por el refuerzo. En este punto se tiene el siguiente diagrama:

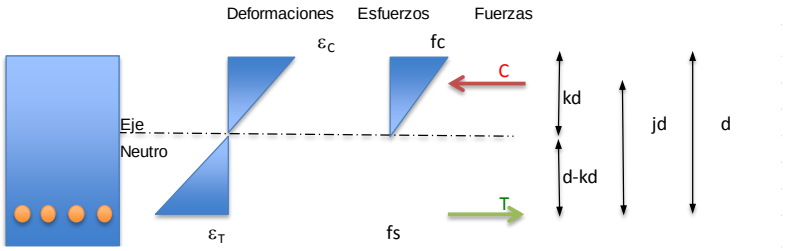


Figura 3.5-5 Diagrama de deformaciones y esfuerzos en la cara de la sección transversal de la viga. Fuente: (Nilson, 2001).

A partir del diagrama es posible establecer:

Fuerzas resultantes:

$C = T$

$C = fc * kd/2 * b$

$T = fs\ As$

$As = \rho bd$

ρ = cuantía refuerzo

$j = 1-k/3$

Momento:

$M = jdC = jdT$

$M = jd\ fs\ As = jd\ fc\ kd/2\ b$

Para un criterio de falla por fluencia del acero fs=fy y se define el momento de fluencia como:

$My = jd\ As\ fy$

Si sigue incrementando la carga (cerca de la carga última a compresión), desaparece la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, el diagrama de esfuerzos a compresión del concreto toma una forma irregular y el eje neutro se desplaza hacia arriba. Siempre y cuando se conozca la magnitud de la resultante de los esfuerzos a compresión (C) y su localización no es necesario conocer la forma del diagrama. Con base en resultados experimentales, se representa la curva del diagrama de esfuerzos a compresión por medio de una forma ficticia equivalente con una geometría regular simple. El siguiente diagrama resume lo anterior:

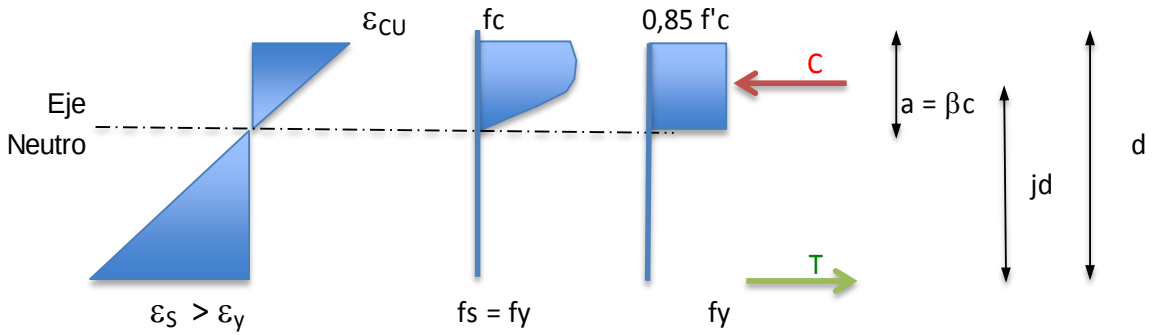


Figura 3.5-6 Diagrama de deformaciones y esfuerzos cerca a la carga última y ficticia. Fuente: (Nilson, 2001).

El momento nominal y el momento último se deducen de la siguiente manera:

Definiendo β como:

$$\beta = 0{,}85 - 0{,}05(f'c-28)/7 \qquad (f'c \text{ en MPa})$$

Cálculo de fuerzas resultantes C y T:

$$C = 0{,}85\ f'c\ a\ b$$
$$T = As\ fy$$

Haciendo C = T, se obtiene:

$$a = As\ fy\ /\ (0{,}85\ f'c\ b)$$
$$jd = d-a/2$$

Momento nominal, Mn

$$Mn = Cjd = Tjd$$
$$Mn = 0{,}85f'c\ ab\ (d-a/2)$$
$$Mn = As\ fy\ (d-a/2)$$

La resistencia nominal de un elemento se modifica por medio de un coeficiente de reducción de resistencia ϕ, para obtener la resistencia de diseño:

$$\phi = 0{,}90$$
$$Mu = \phi Mn$$

$$\mathbf{Mu = \phi\ As\ fy\ (d-a/2)}$$

A partir de las expresiones anteriores se ha desarrollado el cálculo de la cuantía de fibras para capas de concreto reforzado con fibras. Sin embargo, esta teoría no es completamente aplicable al concreto reforzado con fibras después de que ocurren las fisuras, ya que cuando el límite elástico se alcanza en un material idealmente elástico, éste falla, pero el concreto reforzado con fibras tiene un comportamiento elasto-plástico y puede seguir soportando carga adicional posterior a la fisuración. En este punto ocurre un cambio en la distribución de esfuerzos, en la que el esfuerzo a tensión tiende a asemejarse a una forma rectangular acompañado de un desplazamiento del eje neutro hacia la zona de compresión. Por lo tanto; la ductilidad asociada al comportamiento pseudo-plástico lleva al incremento de la capacidad de carga incluso si su resistencia a tensión no es mucho mayor que la del material idealmente elástico. Lo expuesto anteriormente se puede observar en la siguiente figura:

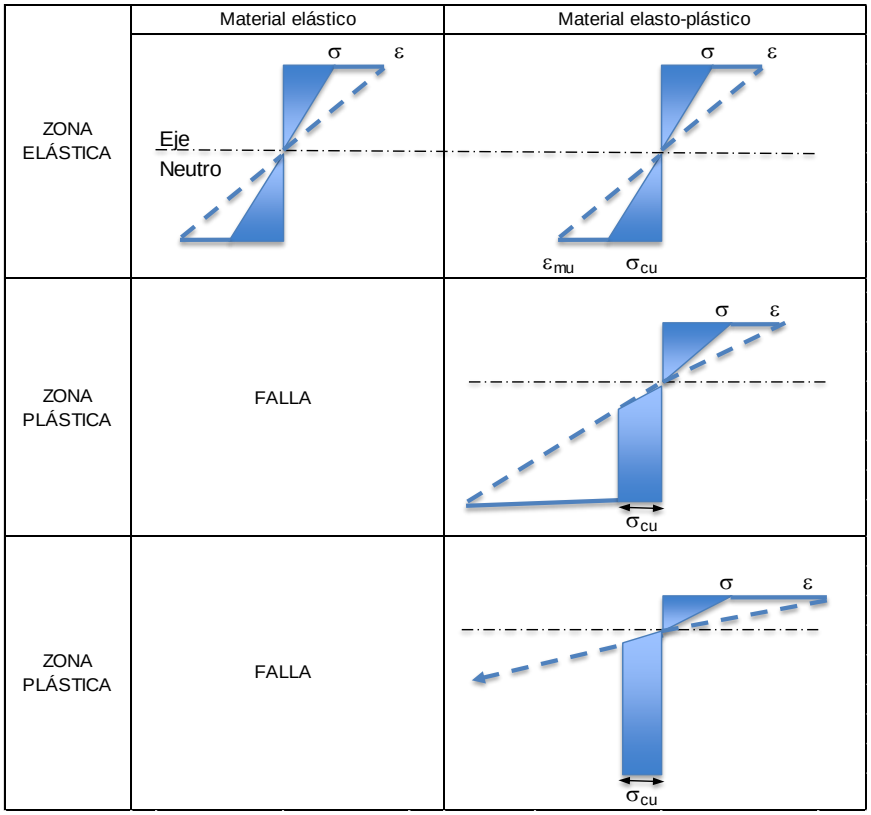


Figura 3.5-7 Diagrama de distribución de esfuerzos y deformaciones a flexión. Fuente: (Bentur y Mindess, 2007).

El esfuerzo $\sigma_{máx}$ es igual a la resistencia última a tensión del material, sin embargo, en un material elasto-plástico dicho esfuerzo es mayor. En concretos reforzados con fibra depende de la resistencia última a tensión y de la ductilidad posterior a la fisuración.

En la última etapa de carga a flexión el eje neutro puede localizarse como máximo a 0.8 de la altura de la viga, como se muestra en la figura:

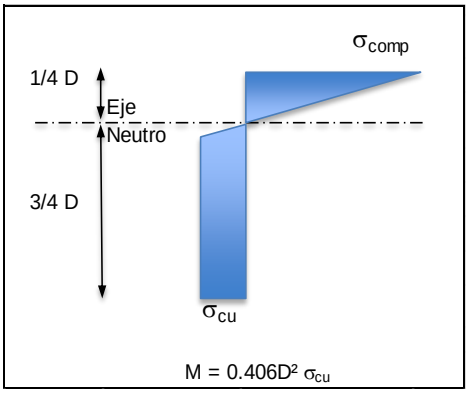


Figura 3.5-8 Diagrama de distribución de esfuerzos y deformaciones en materiales idealmente elasto-plásticos en la falla. Fuente: (Bentur, Mindess, 2007).

Utilizando un valor conservador de 0.75, el límite superior del esfuerzo máximo ($\sigma_{máx}$) puede calcularse como función de la resistencia a tensión (σ_{cu}) como:

$$\sigma_{máx} = 2.44\ \sigma_{cu}$$

Si las fibras proporcionan ductilidad, aunque no lleven a un incremento en la resistencia a tensión, pueden incrementar la capacidad de carga del compuesto a flexión.

La modelación del comportamiento a flexión se puede llevar a cabo de dos maneras:

a. Modelando la curva a tensión y determinando el comportamiento a flexión considerando una viga sometida a flexión con diferentes expresiones para el comportamiento a compresión y a flexión.

b. Modelando el comportamiento a flexión en términos de una fisura que se abre en la mitad de la luz en la zona a tensión, usando las características de puente que ejercen las fibras.

a. Comportamiento a flexión con modelos esfuerzo deformación en tensión

El modelo considera el efecto de la elevación de la resistencia pos-fisura y en ductilidad. Investigadores obtuvieron una relación $\sigma_{máx}/\sigma_u$ variable entre 1.9 y 3, aproximadas a la de 2.44 mencionada anteriormente. Una aproximación similar fue adoptada por RILEM en su método esfuerzo-deformación ($\sigma - \varepsilon$), en el cual se proporciona una guía para la distribución de esfuerzos como función del nivel de carga caracterizado por la deflexión o desplazamiento de la abertura de la fisura. En este caso el eje neutro se encuentra entre el 0.66 y el 0.90 de la altura de la sección de la viga para deflexiones entre 0.46 y 3mm.

Se han calculado curvas carga-deflexión a flexión a partir de curvas esfuerzo a tensión – deformación unitaria, asumiendo que el comportamiento en la zona de pos-fisura a tensión es lineal o curvo, y en los cuales el comportamiento a flexión se expresa en términos de esfuerzos y deformaciones a flexión aparentes.

b. Comportamiento a flexión en términos de la abertura de fisura en la luz

El comportamiento a flexión puede ser calculado en términos de la abertura de la fisura en la zona de tracción con fibras formando un puente. El control de la fisuración se da dimensionando elementos estructurales de manera que el ancho de fisura probable calculado sea menor que un valor permisible. La limitación del ancho de fisura obedece a razones de funcionamiento y apariencia. Los códigos basados en esta metodología también proporcionan, para el caso de barras de refuerzo, cuantías mínimas para obtener espesores de fisuras menores a los admisibles.

3.5.2 Metodologías de diseño

A continuación, se describe brevemente cada metodología consultada:

a. Metodología Manual Bekaert

El manual Bekaert de 1996 presenta una metodología empírica para establecer de manera preliminar los espesores de concreto lanzado reforzado con fibras requeridos para diferentes escenarios.

Generalmente, las consideraciones de diseño de concreto simple pueden usarse para concreto reforzado con fibra con algunas diferencias, que se mencionan a continuación:

Los parámetros de diseño de soportes y revestimientos de concreto incluyen el espesor, refuerzo, ductilidad, tiempo, localización de las fibras y uso de elementos de soporte

El propósito del refuerzo es absorber esfuerzos de contracción y térmicos, mejorar la resistencia a tensión y corte, así como distribuir cargas concentradas en áreas mayores.

Los esfuerzos de tensión pueden ser resultado de esfuerzos térmicos y exceso de esfuerzos en la superficie del terreno. Los esfuerzos de tensión también son el resultado de cargas externas. Los anclajes generan cargas de cortante alrededor del anclaje y momentos flectores entre los anclajes.

En general se recomiendan espesores mínimos de 5cm.

Con base en casos históricos se establecieron los espesores que se presentan a continuación y que pueden servir como una guía preliminar (Wandewalle, 1996):

Experiencia Suiza	
Criterio	Espesor (cm)
Aplicación inicial inmediata si la roca esta altamente fracturada	3-8
Espesor total aplicado si el techo falla o se observa deterioro	10-15

Experiencia de túneles en autopistas	
Condición	Espesor concreto lanzado (cm)
Normal	15cm en la corona
Presiones de deslizamiento	Igual que el anterior más 5-10cm en las paredes

Según parámetros de calidad de roca		
RQD	Espaciamiento promedio entre discontinuidades	Soporte requerido
60%	<30cm	Máximo: aplicación de concreto lanzado múltiple (1); concreto vaciado con arcos; combinación con pernos.
60-80%	30cm-1m	Intermedio: pernos espaciados así: medio (2-5m) a cercano (<2m); aplicación de concreto lanzado sencillo; combinación con pernos en techo
80%	>1m	Mínimo: sin soporte o pernos espaciados así: medio (2-5m) a amplio (>5m).
(1) La aplicación sencilla de concreto corresponde a 4-6cm, la aplicación múltiple corresponde a aplicación repetitiva de capas de estos mismos espesores.		

Soporte temporal bajo cargas de desprendimiento	
Condición del terreno	Aplicación de concreto lanzado
1. Terreno bueno: Donde los problemas de soporte son mínimos, pero por alguna razón el frente de avance se considera inaceptable. RQD generalmente > 75%	5cm de concreto lanzado en el arco del techo
2. Terreno intermedio: cuando las discontinuidades se encuentran poco espaciadas o hay fracturas y el arco requiere soporte pero las paredes son estables. El terreno permite buena adherencia del concreto en el perímetro de la excavación. RQD comunmente de 50% a 75%.	7-8cm en el arco del techo.
3. Terreno pobre: donde las paredes son inestables o donde no se alcanza buena adherencia entre el concreto y la roca. RQD comunmente entre 25% y 50%.	8-10cm de concreto en techo, 7-8cm de concreto en paredes, puede requerirse de apoyos en la base de las paredes. En tuneles circulares el espesor requerido depende de la calidad de la adherencia con la roca. Si la adherencia es buena solo se requiere concreto lanzado por encima de los 270º, si la adherencia es pobre, se requiere cobertura total 360º.
4. Terreno muy pobre: si los problemas de soporte conducen a problemas de pérdida de terreno, el tratamiento es igual que el de terreno pobre pero adicionando 2-3cm de concreto lanzado, proporcionandole 10-12cm al techo y 10cm a las paredes.	

Figura 3.5-9 Espesores preliminares basados en casos históricos. Fuente: (Wandewalle, M, 1996).

A partir de la comparación entre malla y fibras, el manual recomienda reducir los espesores anteriores de un 50 a 65%; sin embargo, no se debe llegar a un espesor inferior a 5cm.

Para considerar el efecto de las fibras de manera independiente de la calidad del concreto, se introdujo el factor de resistencia residual Re:

$$R_e = \frac{f_e}{f_u} 100\ (\%)$$

fu: resistencia a flexión última del concreto

fe: resistencia a flexión equivalente

Cálculo de resistencia a flexión equivalente

Con base en modelos analíticos, el espesor del concreto se diseña como el espesor para soportar una cuña supuesta con un modo de falla asumido.

La presencia de fibras en el concreto produce tensiones en la zona con fracturas. La distribución de los esfuerzos de tensión depende del tipo, cantidad de fibras y magnitud del esfuerzo.

Hipótesis de diseño:

Las fibras permiten resistir esfuerzos de tensión al concreto cuando se fisura. La siguiente figura presenta el diagrama de esfuerzos real (Izquierda) y asumido (Derecha):

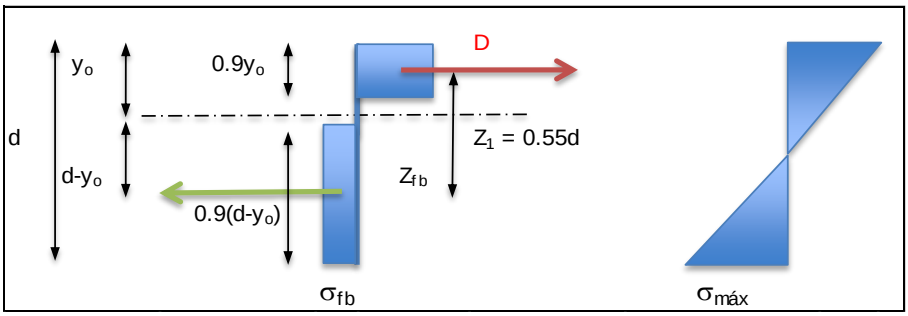


Figura 3.5-10 Diagrama de distribución de esfuerzos real y asumido. Fuente (Wandewalle, 1996).

El momento flector que puede ser absorbido es:

$$M = 4.95\ (d\text{-}yo) * d * b * \sigma_{fb}$$

Dado que no es fácil obtener el valor de la resistencia a tensión de manera directa, para facilitar el diseño, se asume el concreto reforzado como un material homogéneo. El valor del esfuerzo a flexión $\sigma_{máx}$ se calcula como:

$$\sigma_{máx} = M/S$$

Donde S es el módulo de sección de la sección fisurada:

$$S = 1/6 * b*d^2$$

En este caso el momento resistente es:

$$M = \frac{1}{6}\ b\ d^2\ \sigma_{max}$$

En la cual b y d son los valores del ancho y altura de la sección cargada.

Dado que el momento flector debe ser igual al momento resistente, es posible obtener el valor del esfuerzo máximo:

Con d-yo = 0.9d, se tiene:

$$\sigma_{máx} = 2.763\ \sigma_{fb} = f_e$$

Como σ_{fb} es la tensión en la zona fracturada, $\sigma_{máx}$ también tiene que ser representativo del comportamiento dúctil.

El diseño empleando concreto reforzado con fibra se hace igualando los momentos resistentes del concreto simple o con malla con el concreto reforzado con fibras, y despejando el valor del espesor requerido.

El momento flector en concreto simple se calcula como:

$$M_{concreto\ simple} = \frac{f_u}{s}\ b\ \frac{d^2}{6}$$

El momento en concreto lanzado reforzado con fibra (CLRF) se calcula con la expresión:

$$M_{CLRF} = f_e\ b\ \frac{d^2}{6}$$

En las cuales:

s: factor de seguridad.

fu: resistencia a flexión del concreto.

fe: resistencia a flexión equivalente.

b: ancho del área cargada.

d: espesor total de la capa de concreto lanzado.

A continuación, se presenta el ejemplo presentado en el manual de fibras de Bekaert:

Cálculo del momento resistente con el refuerzo con malla

Se asume que la malla se encuentra en la mitad de la capa

El momento último de flexión se calcula como:

$$M_{m,u} = 0.9\ d/2\ As\ s_{s,u}$$

$M_{m,u}$ = Momento último de flexión (Nm/m)

d = espesor de las capas (mm)

As = Sección transversal de la malla (N/mm)

$s_{s,u}$ = Resistencia a tensión de la malla (N/mm^2)

d =	100	mm
As =	131	mm^2
$s_{s,u}$ =	460	N/mm^2
$M_{m,u}$ =	2711700	Nmm/m
$M_{m,u}$ =	2711.7	Nm/m

Diseño con concreto reforzado con fibra

El momento último a flexión se calcula con la expresión:

$$M_{D,1m} = fe\ b\ d^2 / 6$$

$M_{D,1m}$ = Momento flector (Nm/m)

fe = Resistencia residual a flexión (N/mm^2)

b = ancho del área cargada (mm)

d = espesor total de la capa (mm)

$M_{D,1m}$ =	2712	Nm/m
b =	1000	mm
fu =	4	N/mm^2
Re =	0.67	Para $40kg/m^3$

$$fe = Re\ fu$$

fe =	2.68	N/mm^2

El espesor equivalente con conreto reforzado con fibras

$$d^2 = 6\ M_{D,1m} / (fe\ b)$$

d^2 =	6072	mm^2
d =	78	mm

Fuente: (Wandewalle, 1996).

b. Método para estimar la cuantía de fibras según ACI 506.1R-08

De acuerdo con el documento ACI 506.1R-08, un método para estimar la cuantía de fibra requerida, es comparar el momento resistente de una sección de concreto lanzado con refuerzo convencional y el momento resistente de un concreto lanzado reforzado con fibras (CLRF). La sección de concreto convencional se asume fisurada y la malla electrosoldada o las barras soportan completamente la carga a flexión. El momento resistente se calcula con la expresión:

$$Mo.\ Cap\ conv = \varphi\ As\ fy\ (d-a/2)$$

En la cual,

As: área de acero convencional por unidad de ancho

$$a = As\ fy / 0.85\ f'c\ b$$

b: ancho de sección.

d: brazo de momento de la superficie cargada al centro del refuerzo.

fy: esfuerzo de fluencia del refuerzo convencional.

f'c: resistencia a compresión del concreto.

El momento resistente de una sección de concreto lanzado reforzado con fibra (CLRF) que se asume fisurado, puede calcularse de la resistencia residual proveniente del ensayo ASTM C1609/C1609M y el módulo de sección como se indica a continuación:

$$\text{Mo. Cap FRS} = f_{600}^{100}\ bt^2/6$$

En la que:

f_{600}^{100}: resistencia residual de una viga de 100mm de base, a una deformación de 0.5mm (Luz/600) del ensayo ASTM C1609/C1609M.

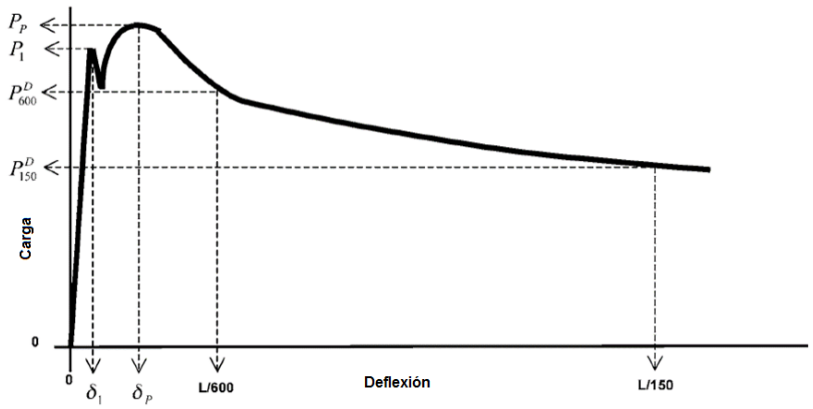


Figura 3.5-11 Curva típica y parámetros resultantes del ensayo ASTM C1609. Fuente: (ASTM, 2007).

La resistencia residual se calcula como:

$$f = PL / (bd^2)$$

t: espesor de la sección de concreto reforzado con fibra

b: ancho de la sección.

Igualando los momentos, es posible calcular la Resistencia residual requerida, y con base en los ensayos, determinar la cuantía de las fibras seleccionadas para proporcionar dicha resistencia residual, y por tanto el momento requerido.

A continuación, se reproduce el ejemplo de cálculo de momentos presentado en el documento del ACI:

Se asume que la malla se encuentra en la mitad de la sección

Espesor concreto lanzado =	102	mm
Resistencia a compresión, f'c =	34.5	MPa
Resistencia a fluencia del refuerzo, fy =	448.3	MPa

Momento flector refuerzo convencional

Se determina con la expresión:

$$Mo.\ Cap_{Conv} = \phi\, As\ fy\ (d - a/2)$$

b = unidad de ancho

As = Área de refuerzo convencional por unidad de ancho

b =	1	m
As =	254.9	mm^2/m
fy =	448.3	N/mm^2
f'c =	34.5	N/mm^2

$$a = As\ fy\ /\ 0.85\ f'c\ b$$

t = espesor de la sección

d = t / 2

a =	3.9	mm
t =	102	mm
d =	51	mm
$Mo.\ Cap_{Conv}$ =	5044690.9	N-mm
$Mo.\ Cap_{Conv}$ =	5.04	kN-m

Resistencia residual requerida:

Empleando la expresión:

$$Mo.\ Cap_{FRS} = f_{600}^{100}\ b\ t^2\ /\ 6$$

f_{600}^{100} = 2.91 N/mm^2

Entonces, un espesor de 102mm de concreto reforzado con fibras con resistencia residual de 2,91N/mm2 proporciona un momento equivalente al de concreto con refuerzo convencional

Fuente: (ACI, 2008).

c. Metodología RILEM TC 162-TDF: "Métodos de ensayo y diseño para concreto reforzado con fibras. Método de diseño σ-ε"

El método de diseño sólo aplica para propósitos estructurales, no aplica para losas sobre piso ni para los casos en los cuales se requiere aumento de resistencia para contracción plástica, abrasión o impacto.

Determinación de la resistencia a flexión

Cuando únicamente se ha determinado la resistencia a compresión, la metodología propone las siguientes expresiones que permiten establecer el valor medio y característico de la resistencia a tensión a flexión de concreto reforzado con fibra metálica:

$$f_{fctm,ax} = 0.3 * (f_{fck})^{2/3} \qquad (N/mm^2)$$

$$f_{fctk,ax} = 0.7 * f_{fctm,ax} \qquad (N/mm^2)$$

$$f_{fct,ax} = 0.6 * f_{fct,fl} \qquad (N/mm^2)$$

$$f_{fctk,fl} = 0.7 * f_{fctm,fl} \qquad (N/mm^2)$$

En las cuales:

f_{fck} : Resistencia a compresión característica (cilindros).

$f_{fctm,fl}$: Resistencia a tensión flexural promedio.

$f_{fctk,fl}$: Resistencia a tensión flexural característica.

Cuando se llevan a cabo ensayos en viga, el valor de límite de proporcionalidad (LOP) se puede calcular de la siguiente manera:

La resistencia a flexo tracción del concreto reforzado con fibras metálicas es el valor máximo obtenido de las siguientes expresiones:

$$f_{fct,ax} = 0.6 * f_{fct,fl} \qquad (N/mm^2)$$

ó

$$f_{fctk} = f_{fctm,L} - k_x S_p \qquad (N/mm^2)$$

En la cual:

$f_{fctk,L}$: valor característico de LOP (N/mm^2)

$f_{fctm,L}$: valor medio de LOP (N/mm^2)

Sp: desviación estándar (N/mm^2), se calcula como:

$$s_p = \sqrt{\frac{\sum \left(f_{fctm,L} - f_{fct,L}\right)^2}{(n-1)}}$$

n: número de muestras

k_x : factor que depende del número de muestras (Ver cuadro siguiente)

Tabla 3.5-1 Factor del número de muestras.

kx como función del número de muestras											
n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
kx conocido	2.31	2.01	1.89	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.68	1.67	1.64
kx desconocido	-	-	3.37	2.63	2.33	2.18	2.00	1.92	1.76	1.73	1.64

Fuente: (RILEM, 2002b).

La resistencia a flexo-tracción residual (f_{Ri}) se calcula considerando una distribución de esfuerzos lineal, está dada por:

$$f_{R,i} = \frac{3\,F_{R,i}\,L}{2\,b\,h_{sp}^2} \qquad (N/mm^2)$$

Donde:

b: ancho del espécimen (mm).

h_{sp}: distancia entre la punta de la muesca y la parte superior de la sección transversal (mm).

L: luz de la muestra (mm).

$F_{R,i}$: carga registrada en $CMOD_i$ o δ_{Ri} (N) (Ver figura a continuación).

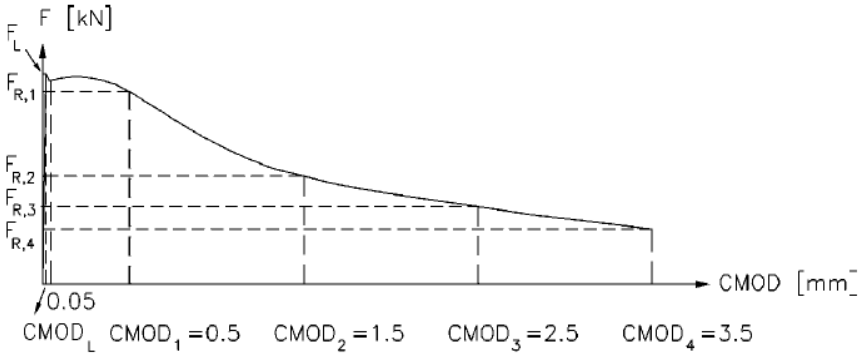


Figura 3.5-12 Curva de carga vs CMOD ensayo RILEM TC 162-TDF. Fuente: (RILEM, 2002a).

Diseño a estados límite últimos

La metodología asume (entre otras suposiciones) que las secciones planas permanecen planas y que los esfuerzos a tensión y compresión se derivan del siguiente diagrama de esfuerzo-deformación unitaria:

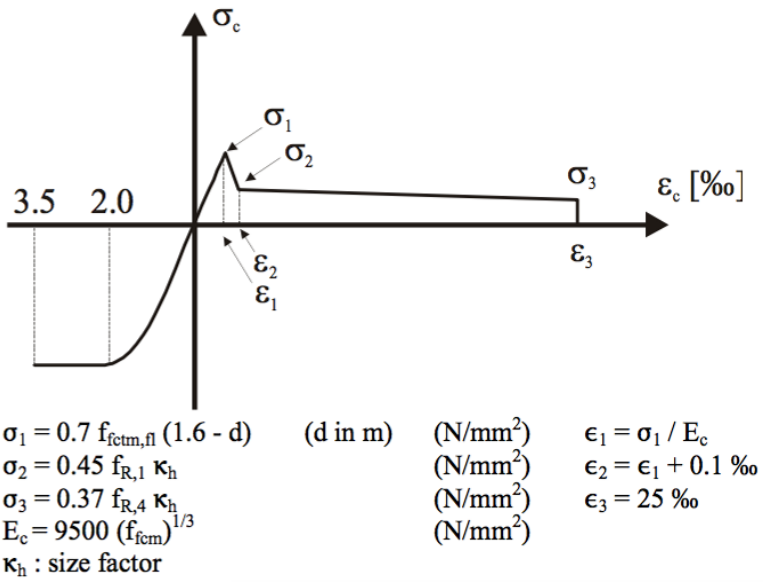


Figura 3.5-13 Diagramas de esfuerzos vs deformaciones unitarias RILEM. Fuente: (RILEM, 2002b).

Adicionalmente se introduce un factor de corrección por dimensiones ya que se estableció que había una sobreestimación de la capacidad de carga en el método de diseño original debida al tamaño de la muestra. El factor se calcula como:

$$\kappa_h = 1.0 - 0.6 \cdot \frac{h\,[\text{cm}] - 12.5}{47.5} \quad \Big|\, 12.5 \le h \le 60\,[\text{cm}]$$

Del diagrama de esfuerzos vs deformaciones unitarias se deriva el siguiente diagrama de esfuerzos y deformaciones:

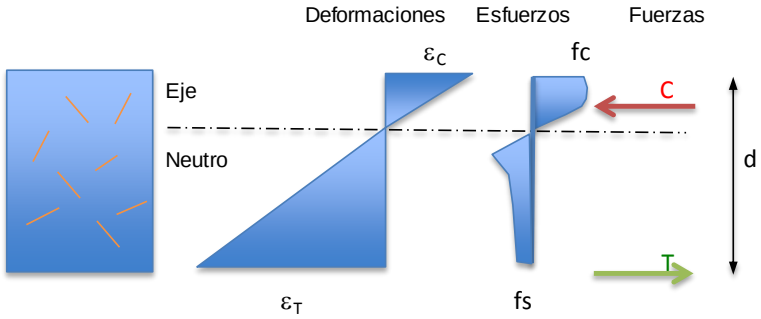


Figura 3.5-14 Diagramas de distribución de esfuerzos RILEM. Fuente: (RILEM, 2002b).

Los esfuerzos σ_2 y σ_3 se basan en la resistencia residual a flexión f_{R1} y f_{R4} que se calculan considerando una distribución elástica de esfuerzos (Parte izquierda de la siguiente figura), sin embargo, en la realidad, la distribución de esfuerzos es diferente. El método hace las suposiciones que se muestran en la parte derecha de la figura para calcular de manera más realista el esfuerzo σ_f.

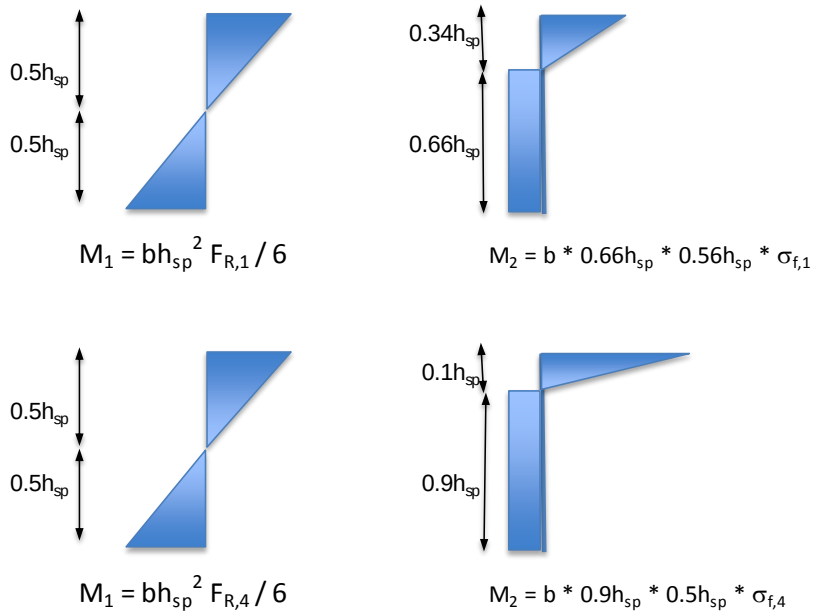


Figura 3.5-15 Diagrama de distribución de esfuerzos real y asumido. Fuente: (RILEM, 2002b).

Los esfuerzos a tensión en la parte fisurada de la sección de concreto reforzado con fibra son constantes. La altura de la fisura es igual a ±0.66hsp en f_{R1}, y a ±0.90hsp en f_{R4} respectivamente.

Haciendo $M_1 = M_2$, se puede expresar $\boldsymbol{\sigma}_f$ como:

$$\boldsymbol{\sigma}_{f1} = 0.45\ f_{R1}$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{f4} = 0.37\ f_{R4}$$

Posteriormente se tiene:

$$\boldsymbol{\sigma}_2 = \sigma_{f1}\ k_h$$

$$\boldsymbol{\sigma}_3 = \sigma_{f4}\ k_h$$

Determinación del momento resistente

El momento resistente a flexión (M_f) se calcula como:

$$M_f = W_1\ \boldsymbol{\sigma}_1$$

En la cual

$\boldsymbol{\sigma}_1$ es el esfuerzo de fisuración.

W_1 es el módulo de sección que se calcula con la expresión:

$$W_1 = bh^2 / 6$$

El siguiente ejemplo ilustra la metodología de cálculo de refuerzo empleando la metodología RILEM

Calculo de esfuerzos en sección de viga

b = Ancho de sección

h = altura de la sección

d = distancia a acero de tensión desde la parte superior de las fibras

b =	150	mm
h =	225	mm
d =	200	mm

Materiales

f'c =	39.2	MPa	(Ensayo de cubos)
γc =	1.5		Factor de seguridad

Refuerzo convencional

fsy =	660	MPa
fsu =	748	MPa
ϕ_s =	6	mm
Es =	200	Gpa
εy = fsy / Es =	3.30E-03	

Fibras Dramix RC-65/35-BN

Volumen fibras =	0.25%	
$\eta_{b\ exp}$ =	0.49	Factor de fibra

Cálculos

Área de refuerzo

Se calcula con la expresión:

$$A_{si} = \pi \phi_s^2 / 4$$

A_{si} =	28.3	mm^2
n =	3	

$$A_{s4} = nA_{si}$$

A_{s4} =	84.8	mm^2

Calculo de resistencia a flexión

Resistencia ensayo cubos

f_{ck4} =	39.2	MPa

Resistencia equivalente cilindros

$$f_{ck.cy14} = 0.8\ f_{ck4}$$

$f_{ck.cy14}$ =	31.36	MPa

Resistencia a tensión flexural promedio

$$f_{ctm4} = 0.3(f_{ck.cy14})^{2/3}$$

f_{ctm4} = 2.983357

Resistencia a tensión flexural

F_1 = 1900 N

F_4 = 1400 N

L = 100 mm Luz libre

b = 150 mm

h_{sp} = 75 mm

f_{R1} = 0.338

f_{R4} = 0.249

$\eta_{b\ viga}$ = 0.54 Factor de efectividad de la viga

$f_{Ri\ viga} = f_{Ri}\ (\eta_{b\ viga} / \eta_{b\ exp})$

$f_{R1\ viga}$ = 0.372

$f_{R4\ viga}$ = 0.274

Esfuerzos residuales

kh = 0.87 Factor de corrección por dimensiones

Esfuerzo residual de servicio de modelo lineal

$\sigma_1 = 0.7\ f_{ctm4}\ (1.6 - d_1)$

σ_1 = 2.924

Esfuerzo residual de servicio de modelo lineal

$\sigma_2 = 0.45\ f_{R1}\ kh$

σ_2 = 0.147

Esfuerzo residual último de modelo lineal

$\sigma_3 = 0.37\ f_{R4\ viga}\ kh$

σ_3 = 0.089

Fuente: (Ammar, 2011).

3.5.3 Comparación y análisis de métodos

Los tres métodos se basan en la teoría diseño a flexión de vigas, con momento resistente del concreto reforzado con fibras calculado como:

$$M = \sigma_{máx}\ b\ d^2 / 6$$

En la cual:

M: momento resistente.

b: ancho de la sección.

h: altura de la sección.

$\sigma_{máx}$: esfuerzo a flexión máximo.

A continuación, se presenta el resumen comparativo de las expresiones empleadas por cada metodología:

Tabla 3.5-2 Comparación de expresiones metodologías cálculo momentos resistentes

Método	Momento resistente concreto reforzado con fibra	Parámetros emlpleados
BEKAERT	$M = fe\ b\ d^2 / 6$	fe = Re fu fe = resistencia a flexión equivalente Re = factor de resistencia residual fu = resistencia a flexión última del concreto b = ancho área cargada d = espesor capa de concreto lanzado
ACI	$M = f_{600}^{100}\ b\ t^2 / 6$	f_{600}^{100} = resistencia residual viga ensayo ASTM C1609 b = ancho de la sección t = espesor sección concreto reforzado con fibra
RILEM	$M = \sigma_1 * b\ d^2 / 6$	$f_{ctm,ax} = 0.3(f_{ck})^{2/3}$ f_{fck}: resistencia característica a compresión $\sigma_1 = 0.7\ f_{ctm,ax}\ (1.6 - d_1)$ d_1: profundidad efectiva d: espesor concreto lanzado b = ancho de la sección

Fuente: La autora.

Posteriormente, se calcula el momento resistente de la viga con refuerzo convencional con barras de acero. La expresión comúnmente empleada para el cálculo del momento resistente de la viga con refuerzo convencional y mencionada anteriormente es:

$$M = \varphi\ As\ fy\ (d - a/2)$$

En la cual:

φ: factor de resistencia a flexión (usualmente φ = 0.9).

As: área del acero de refuerzo.

fy: resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.

d: altura efectiva de la sección transversal.

a = As fy / 0.85 f'c b

f'c: resistencia a compresión del concreto.

b: ancho de la sección.

Finalmente, se igualan el momento resistente de la viga con refuerzo convencional y el momento resistente de la viga con concreto reforzado con fibras y se obtiene el espesor equivalente a emplear cuando se trata de concreto reforzado con fibras.

El siguiente ejemplo ilustra el procedimiento descrito:

Tabla 3.5-3 Ejemplo comparativo de metodologías de cálculo

Refuerzo convencional con malla asumida en la mitad del espesor
Malla ϕ5mm c/150mm en las dos direcciones

$$M_{mu} = 0.9\ d/2\ As\ \sigma_{sult}$$

M_{mu}: Momento flector último refuerzo con malla
d: espesor total de la capa
As: sección transversal de la malla de refuerzo
σ_{sult}: esfuerzo a tensión de la malla de acero

d =	100	mm
As =	131	mm^2
σ_{sult} =	460	N/mm^2
Mum =	2712	Nm/m

Refuerzo con fibras metálicas

Fibra:	65/35	
Dosificación fibras:	40	kg/m^3
b =	1	m

Metodología	Ecuación	Cálculos		
Bekaert	$M = fe\ b\ d^2 / 6$	V_f =	0.5	%
		M =	2711.7	Nm/m
		fe =	2.88	N/mm^2
		d =	75	mm
ACI	$M = f_{600}^{100}\ b\ d^2 / 6$	V_f =	0.5	%
		M =	2711.7	Nm/m
		f_{600}^{100} =	4.5	N/mm^2
		d =	60	mm
RILEM	$M = \sigma_1 * b\ d^2 /6$	V_f =	0.25	%
		f_{ctm4} =	0.372	N/mm^2
		$\sigma_1 = 0.7\ f_{ctm4}\ (1.6 - d_1)$		
		σ_1 =	2.924	N/mm^2
		M =	2711.7	Nm/m
		d =	75	mm

Fuente: Adaptado de cada metodología.

El factor de resistencia residual f_{600} para un volumen de fibra (V_f) de 0.5%, se obtuvo del documento de Othman, Ghazali, Jamerman e Ibrahim (2010) consultado. Los demás valores son bibliográficos procedentes de los ejemplos de cada metodología y expuestos anteriormente.

En conclusión, los métodos varían entre sí en la manera de calcular el esfuerzo a flexión, que en cada caso se encuentra dado por el ensayo efectuado, que, a su vez, ha sido diseñado por cada entidad de manera independiente de las demás. Así mismo, es posible observar que con la metodología RILEM se obtiene un espesor similar que, con las otras dos metodologías, pero empleando la mitad de contenido de fibra.

3.6 Casos históricos de túneles con soporte en concreto

En los túneles más antiguos, de acuerdo con el tipo de terreno, cuando no se requería de soporte, se prescindía del revestimiento. Desde 1973 ya se observa el empleo del concreto lanzado y en los 90's es más frecuente el empleo del concreto lanzado como soporte, y vaciado para el revestimiento. A partir de los años 2000 se comienza a emplear la fibra metálica en el soporte.

Los siguientes casos son algunos ejemplos de túneles de carreteras que muestran la evolución de la construcción de túneles, con respecto a la aplicación de concreto vaciado (formaleteado), concreto lanzado y concreto reforzado con fibras para túneles:

Tabla 3.6-1 Ejemplos de algunos túneles viales con soporte y revestimiento en concreto vaciado o lanzado.

Túnel	**Túnel Buenaventura**	**Túnel La Llana y Túnel de Peñalisa**	**Túnel Argelino Durán Quintero (Túnel Boquerón)**	**Túnel Misael Pastrana Borrero (Túnel Buenavista)**	**Túnel Fernando Gómez Martínez (Túnel de Occidente)**	**Túnel II Centenario (Túnel de la Línea)**	**Túnel Helicoidal**	**Túnel Guillermo León Valencia (Túnel de Sumapaz)**	**Túnel No. 8 Buenaventura**
Túneles	5	2	1	1	1	5	1	1	1
Departamento	Valle del Cauca	Nariño	Cundinamarca	Meta	Antioquia	Quindio - Tolima	Risaralda	Tolima	Valle del Cauca
Carretera	Buenaventura - Buga - Bogotá	Rumichaca - Pasto - Popayán	Bogotá - Villavicencio		Medelín - Golfo de Urabá	Buenaventura - Calarcá - Cajamarca - Bogotá	Pereira - Manizalez	Buenaventura - Girardot - Bogotá	Buenaventura - Buga
Sector	Cisneros - Loboguerrero	Cano - Mojarras	Bogotá - Cáqueza	Pipiral - Villavicencio	Alto de Boquerón	Calarcá, Alto de la Línea, Cajamarca	Dosquebradas - Santa Rosa de Cabal	Melgar - Boquerón	Cisneros - Loboguerrero
Longitud total	1015m	409m	2405m	4520m	4603m	8763m	125m	4200m	300m
Fecha de inicio	1959		1997	1995	1999	2009	2008	2006	2010
Fecha de terminación	1966	1973	1999	2002	2005	En construcción	2009	2010	2013
Área sección transversal	$43m^2$	$50m^2$	$55m^2$	$48m^2$	$76m^2$	$100m^2$	$96m^2$	$77m^2$	$100m^2$
Ancho de calzada	7.2m	7.3m	9m	7.3m	8m	10.5m	9m	8.30m	8.3m
Gálibo libre de operación	4.2m a 4.9m	4.5m	4.7m	4.6m	4.6m	4.9m	4.9m	4.6m	5m
Composición geológica	Rocas ígneas efusivas tipo diabasas y lavas basálticas	Cenizas volcánicas cementadas y aglomerados sueltos	Rocas blandas arcillosas, areniscas del grupo Guadalupe y areniscas de Chipaque	Areniscas cuarzas, limolitas, arcillolitas, lutitas carbonáceas, calizas grises, clastos de cuarzo, liticos, sucesión de cuarcitas, filitas, metareniscas, metaconglomerados	Rocas ígneas y rocas metamórficas, dioritas y granodioritas, esquistos cuarzo - seríticos, cuarcitas, filitas y calizas marmolíticas	Cuarzo, plagioclasa, clorita, sericita, esquistos, gneises y roca paleozóica esquistosa	Cenizas volcánicas meteorizadas, suelo residual derivado de esquistos y anfibolitas, esquistos muy meteorizados, anfibolita meteorizada	Areniscas cuarzosas, lutitas negras e intercalaciones de calizas, conglomerados y areniscas cuarzosas.	Rocas ígneas efusivas tipo diabasas y lavas basálticas, del cretáceo medio de la formación Dagua
Revestimiento	Concreto formaleteado y roca natural	Concreto lanzado	Concreto formaleteado	Concreto lanzado y formaleteado	Concreto formaleteado	Concreto lanzado con fibras metálicas y formaleteado	Concreto lanzado	Concreto formaleteado	Concreto lanzado y formaleteado
Ventilación	Natural	Natural	Longitudinal	Longitudinal (36 ventiladores)	Semitransversal	Longitudinal (56 ventiladores)	Natural	Longitudinal (20 ventiladores)	Natural

Fuente: La autora.

3.6.1 Túnel de Buenavista, vía Bogotá - Villavicencio

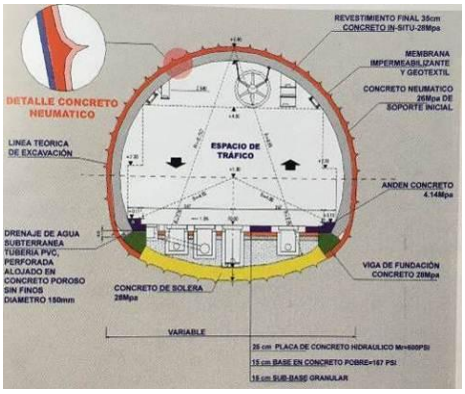
En conjunto con el túnel Argelino Durán Quintero (Túnel Boquerón) y el túnel Bijagual, el túnel Buenavista hace parte de la primera calzada de la vía Bogotá – Villavicencio. Actualmente se encuentra en construcción la segunda calzada que comprende la construcción de 19 túneles que suman 14.5km de longitud.

Tanto para la primera calzada como para la segunda el sostenimiento se determinó con base en el NMA (Nuevo Método Austríaco). La sección del túnel de Buenavista es cerrada con solera en concreto convencional, recomendada para terrenos de malas condiciones geotécnicas.

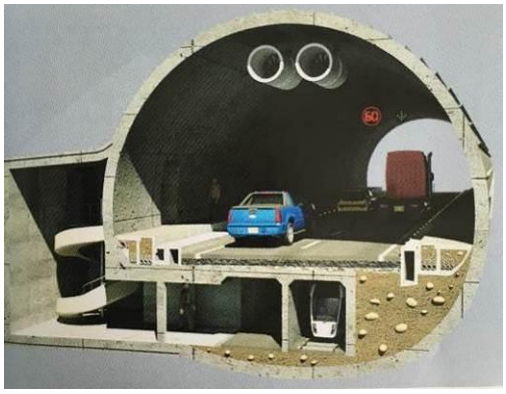
En el túnel de Buenavista el soporte consiste en una capa de concreto proyectado, colocado inmediatamente después de la excavación y posteriormente un revestimiento con concreto vaciado. El concreto proyectado cuenta con una resistencia de 260kg/cm^2 con tiempo de fraguado inicial de 75 segundos y final de 150 segundos y resistencia a los 10 minutos de 70kg/cm^2.

En este caso se aplicó una primera capa de 5cm y posterior a la instalación de los demás elementos de soporte se colocó una segunda capa con espesor variable. Finalmente, se colocó una geomembrana impermeabilizante y el revestimiento en concreto convencional. El refuerzo de la bóveda fue principalmente malla electrosoldada. El concreto convencional cuenta con tamaño máximo de agregados de ¾” y resistencia de 28MPa a los 28 días. En este caso se considera que cumple una función estructural mínima.

La segunda calzada cuenta con túneles definidos como cortos (menores a 1km de longitud, medios (1 a 3km de longitud) y largos (mayores de 1km de longitud). En ellos se emplea concreto lanzado con fibras, arcos, pernos y cerchas como soporte y concreto vaciado como revestimiento. En la siguiente figura se puede apreciar la sección típica del túnel Buenavista y de los túneles largos de la segunda calzada:



Sección túnel Buenavista

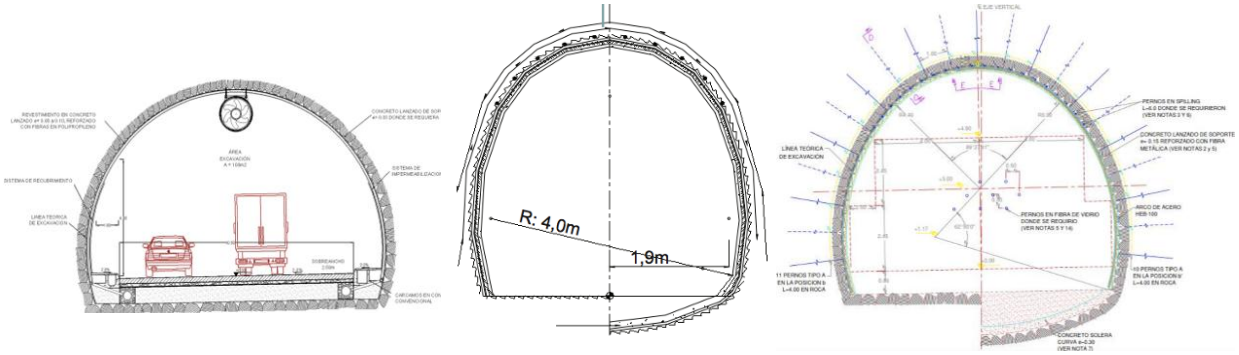


Sección túneles largos segunda calzada

Figura 3.6-1 Sección típica túnel Buenavista. Fuente: (Dávila, 2010).

3.6.2 Túnel de La Línea, Vía Bogotá - Buenaventura

El túnel de La Línea hace parte del proyecto “Cruce de la cordillera central: Túneles del II centenario y segunda calzada Calarcá – Cajamarca” que se encuentra dentro de la vía Bogotá – Buenaventura. Hacen parte de las obras anexas los túneles La Estrella (326m), Los Robles (883m) y Los Chorros (611m). La siguiente figura muestra la sección transversal de diseño geométrico del túnel de La Línea, túnel Piloto y túnel La Estrella:



Sección Túnel de La Línea Sección Túnel Piloto Sección Túnel La Estrella

Figura 3.6-2 Sección típica túnel de La Línea. Fuente: (Noticreto, 2010), (Maccaferri, 2017), (Martínez, 2011).

a. Túnel de La Línea

El túnel de La Línea sirve al flujo vehicular en el sentido Cajamarca – Calarcá y tiene una longitud de 8.8km.

El proceso de excavación se llevó a cabo en dos frentes y con 6 galerías de conexión, empleando el sistema de voladura en terrenos duros y métodos mecánicos en terrenos de baja resistencia. La excavación en terrenos duros se desarrolló en dos etapas: bóveda y banca (parte inferior en excavación sin solera) y en terrenos blandos en tres etapas: bóveda, banca y solera.

El diseño del soporte se llevó a cabo según el método NATM (Método Austríaco). El soporte está compuesto por pernos, arcos, concreto lanzado reforzado con fibra y enfilajes.

b. Túnel piloto

El túnel piloto cuenta con 8.6km de longitud, fue concebido como método exploratorio para la ejecución de los diseños del túnel principal y posteriormente será empleado como túnel de escape del mismo. Actualmente se encuentra en acondicionamiento para túnel de escape. En el túnel piloto se empleó un revestimiento primario en concreto reforzado con fibras.

Así mismo, se definieron 8 tipos de terreno y para cada uno de ellos se estableció el soporte requerido así:

- Terreno tipo I: concreto neumático de 3cm y pernos donde se requiera.
- Terreno tipo IIA: concreto neumático de 5cm y pernos sistemáticos.
- Terreno tipo IIB: concreto neumático de 10cm y pernos sistemáticos.
- Terreno tipo III Sin arco: concreto neumático de 15cm y pernos sistemáticos.
- Terreno tipo III Con arco: concreto neumático de 13cm, pernos y arcos sistemáticos.
- Terreno tipo IV: concreto neumático de 15cm, pernos y arcos sistemáticos.
- Terreno tipo V: concreto neumático de 20cm, pernos y arcos sistemáticos.
- Terreno tipo V mecánico manual: concreto neumático con fibras de 20cm, pernos y arcos sistemáticos (menor separación que en tipo V).

c. Túnel La Estrella

El túnel La Estrella cuenta con una longitud de 236.5m. El sistema de excavación es similar al empleado para el túnel principal, al igual que para el diseño del soporte el terreno se dividió en 5 tipos de material y para cada uno de ellos se definió el tipo de soporte requerido:

- Sección tipo I: concreto lanzado de 5cm de espesor y pernos aleatorios.
- Sección tipo II: concreto lanzado reforzado con fibra metálica de 10cm de espesor y pernos en la bóveda.
- Sección tipo III: concreto lanzado reforzado con fibra metálica de 15cm de espesor, pernos en bóveda y hastiales, arcos de acero, solera curva con concreto de 30cm de espesor y pernos en fibra de vidrio en el frente cuando se requiera.
- Sección tipo IV: concreto lanzado con fibra metálica de 20cm de espesor, pernos en bóveda y hastiales, arcos de acero, solera curva y pernos en fibra de vidrio en el frente cuando se requiera.
- Sección tipo IV A (Suelo): concreto lanzado reforzado con fibra metálica de 25cm de espesor, arcos de acero, solera curva y pernos en fibra de vidrio donde se requiera.
- Sección tipo IV B (Saprolito): pernos en la solera, arcos de acero, solera curva y pernos en fibra de vidrio donde se requiera.

3.6.3 Túneles Sistema Chingaza

El sistema Chingaza se comenzó a construir en 1972, está formado por un embalse y alrededor de 40km de túneles, dentro de los cuales se encuentra el túnel Palacio Rioblanco de 28.5km de longitud y 3.7m de diámetro con tramos a flujo libre y a presión.

El diseño del revestimiento de los túneles consistió en concreto lanzado con espesores de 5 a 20cm, pernos y en algunos sectores se estableció el empleo de concreto convencional de 25cm de espesor. En 1984 se inauguró el proyecto y se presentaron los primeros derrumbes. Ocurrieron derrumbes en 1990,1992, 1993, 1994 y 1997, por lo que fue necesario llevar a cabo un revestimiento en concreto convencional.

La zona por la que transcurre el túnel se encuentra compuesta por rocas sedimentarias compuestas por lutitas, limolitas, areniscas y arcillolitas. Se estableció que durante la construcción se presentaron empujes manifestados como convergencias (fenómeno de squeezing). Así mismo, se determinó que en otros sectores de derrumbes había presencia de lutitas expansivas.

Dado que el revestimiento no era impermeable se presentó fuga de agua del interior del túnel hacia afuera llenando las discontinuidades en las rocas y generando presiones al igual que expansiones de los materiales expansivos provocando la rotura en la clave del túnel. Los tramos revestidos en concreto convencional no presentaron daños. También se presentaron cargas hidráulicas que generaron debilitamiento y meteorización física de los materiales sobre la bóveda, los empujes fueron agrietándola y las cargas hidráulicas produjeron los derrumbes.

Los estudios realizados por diferentes entidades para este caso concluyeron que es recomendable que los túneles a presión cuenten con un revestimiento definitivo impermeable, con el fin de que las fugas de agua no afecten el terreno alrededor del túnel. También concluyeron que es importante controlar la velocidad de vaciado de un túnel, para no generar fenómenos hidráulicos perjudiciales a la integridad del túnel ni del terreno. Finalmente, ya que se presentó el fenómeno de squeezing, queda claro que el tipo de soporte debió incluir elementos adicionales de soporte como refuerzo del concreto, arcos, etc.

3.6.4 Túnel Alterno de Usaquén

El túnel Alterno se planeó con el fin de servir de alternativa para el abastecimiento de agua de la ciudad de Bogotá, a raíz de los problemas presentados por el túnel Palacio Ríoblanco. El túnel Alterno conecta la Planta Francisco Wiesner en Usaquén con las conducciones al túnel de Los Rosales, al Tanque Santa Ana y al Tanque de Suba. Cuenta con una longitud de 2500m, una sección transversal en herradura de 15m^2 y diámetro de 4.3m.

El diseño del túnel se llevó a cabo bajo los lineamientos dados por la metodología del NATM (*New Australian Tunnelling Methods*), por lo cual se definieron tres tipos de terreno:

- Terreno tipo II: rocas de dureza media a alta poco a moderadamente fracturadas, longitud de avance de 3m.

- Terreno tipo IIIA: rocas de dureza media a baja, fracturadas a muy fracturadas.
- Terreno tipo IIIB: terreno muy fracturado y blando, avance con pernos en spilling (en las paredes)

El proceso de avance consistió en concreto neumático primario con malla electrosoldada, pernos de anclaje, arcos metálicos dispuestos según el tipo de terreno y lanzado de concreto neumático secundario. El revestimiento del túnel se llevó a cabo con concreto convencional de 20cm de espesor. La sección típica del túnel es la siguiente:

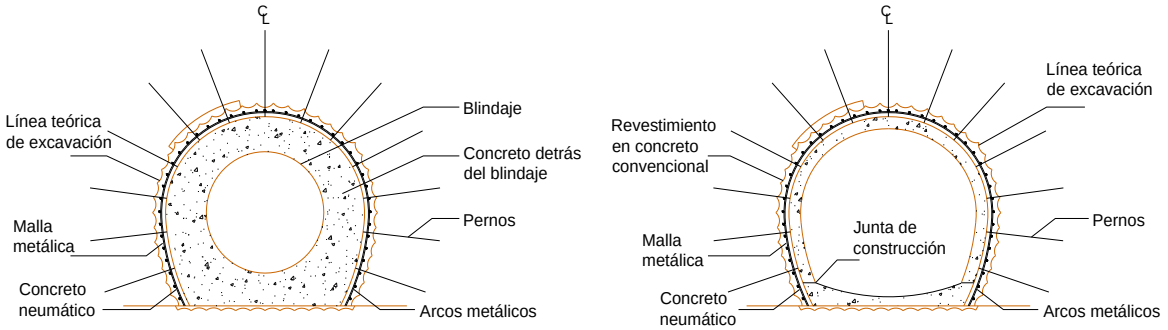


Figura 3.6-3 Sección típica túnel Alterno de Usaquén. Fuente: (Restrepo y Uribe Ltda, 2003).

La excavación en el portal de salida fue de forma manual con martillos neumáticos y posteriormente se empleó una tuneladora Alpine ATM dotada con escudo y voladuras esporádicas. Durante la excavación se presentaron rendimientos inferiores a los planeados, especialmente en el avance en terrenos tipo II, por lo que fue necesario abrir otro frente de trabajo desde el portal de entrada. En este frente la excavación se hizo a través de perforación y voladuras.

3.6.5 Túnel de fuga, Central Hidroeléctrica del Guavio

La Central Hidroeléctrica del Guavio se encuentra localizada en el departamento de Cundinamarca, cerca de las poblaciones de Ubalá, Gachalá y Mámbita. El sistema se compone de una presa de 240m de altura en el río Guavio, un túnel de desviación de 1.1km, un túnel auxiliar de 1.5km, un rebosadero con dos túneles de 0.5km, la bocatoma que cuenta con un túnel de dos ramales y túneles de conducción de agua de los ríos Batatas y Chivor. La central subterránea cuenta con galerías de acceso, servicio, ventilación, etc., un túnel colector y un túnel de paso. El agua se restituye al cauce del río Guavio por medio del túnel de fuga de 5.2km.

El túnel de fuga tiene una sección en herradura de 8.9m de ancho y 7.96m de alto en terrenos definidos como tipo I, II y II. En terrenos tipo IV y V la sección es de 9.1m de ancho y 8.36m de alto. El soporte y revestimiento del túnel se definieron según los tipos de terreno de cada sector e incluyeron la colocación de concreto neumático reforzado con malla electrosoldada, pernos y arcos metálicos TH-21, solera plana y curva en concreto convencional. La excavación inició en 1982 y culminó en 1990.

En el 2007 se identificaron sectores afectados con patologías como desprendimientos de concreto neumático y roca, así como agrietamientos en el concreto de revestimiento producidos por el fenómeno de creep de terreno. Algunos de los sectores reparados presentaron aumento en los daños en el 2008, por lo que fueron monitoreados en el año 2009 e intervenidos en el año 2010.

El mantenimiento consiste en el reemplazo y colocación de concreto lanzado, fibra metálica, pernos de 1" de diámetro con platinas, resina sintética y malla electrosoldada tipo Q4. El control de calidad de la obra se llevó a cabo por medio de ensayos de resistencia a compresión a los 28 días a muestras provenientes de extracción de núcleos de artesas tomadas en campo. Los trabajos pudieron realizarse con rendimientos tales que permitieron la ejecución de trabajos en zonas adicionales en el mismo tiempo previsto para los trabajos iniciales. En la siguiente figura se presenta el esquema de los tipos de tratamiento efectuados en las zonas afectadas:

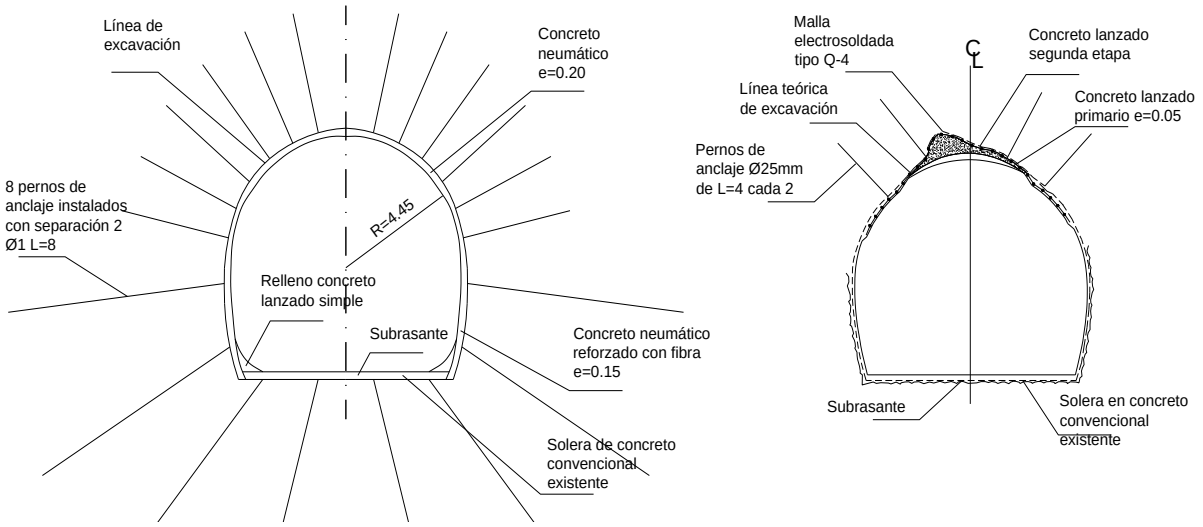


Figura 3.6-4 Tratamiento efectuado al túnel. Fuente: (INGETEC).

3.6.6 Túneles reforzados con fibras a nivel internacional

a. Galerías de túneles de Lorca

Se trata de dos galerías de comunicación entre los túneles carreteros de Lorca, construidos entre 2007 y 2009. Se encuentran localizados en el municipio de Lorca en España, cuentan con una sección de 20m^2 y longitud de 344m. El terreno está compuesto por calizas y margas. El diseño del soporte se llevó a cabo bajo el método NATM, la excavación se ejecutó por medio de una máquina Jumbo y alternando con

voladura. El sostenimiento está compuesto por concreto reforzado con fibras en una dosificación de 45kg/m^3, cerchas tipo TH-21, pernos de 25mm de diámetro, paraguas y micropilotes de 88.9mm de diámetro.

b. Túnel de Adega

Se trata de un túnel de carretera localizado en el municipio de Paradela en Lugo, España construido en el 2006. Cuenta con una sección de 62m^2 y longitud de 30m. El terreno está compuesto por esquistos y gneises tectonizados y meteorizados. Para la excavación se empleó perforación con máquina Jumbo y voladura a sección completa. Debido a la presencia de edificios históricos sobre el túnel fue necesario adoptar medidas especiales de sostenimiento y del proceso de excavación. En el sostenimiento se empleó concreto reforzado con fibras de 30cm de espesor y dosificación de 40kg/m^3, cerchas, paraguas y micropilotes.

c. Túnel del Puerto de Piqueras

Se encuentra ubicado en el municipio de Lumbreras en España y fue construido entre el 2003 y el 2008. El túnel cuenta con una sección de 93m^2 y 2.4km de longitud. El método constructivo y soporte se definieron empleando el método de NATM. El terreno está compuesto por areniscas y limolitas fácilmente excavables con explosivos. Se emplearon máquinas tipo Jumbo para la ejecución de la excavación. El soporte consistió en concreto reforzado con fibras con 40kg/m^3 de dosificación, pernos autoperforantes de 4 a 12m de longitud y cerchas.

3.6.7 Túneles con revestimiento en concreto lanzado

Algunos túneles con revestimiento en concreto han requerido reparación temprana, que puede deberse a la concentración de esfuerzos debidos a las irregularidades de la sección o fenómenos de squeezing, los siguientes son algunos de estos casos:

- Túneles de Solsona (Lérida): se requirió de reparación mediante refuerzo con malla electro-soldada, pernos y capa de concreto lanzado adicional de 15cm en la totalidad de la longitud del túnel.
- Túnel de Lesarri (Bergara. País Vasco): reparación motivada por el agrietamiento del concreto lanzado.
- Galería Evacuación de túnel de Somport (Huesca): presentó desprendimientos del concreto lanzado.
- Túnel Ferroviario de Gordenxola (Bilbao): reparación de infiltraciones de agua.

3.6.8 Conclusiones sobre los casos

A partir de los casos anteriores se pueden establecer las siguientes conclusiones:

El concreto lanzado se ha empleado desde hace décadas y actualmente se emplea en combinación con fibras con resultados satisfactorios en algunos de los proyectos más importantes de Colombia.

Es recomendable que los túneles viales cuenten con un revestimiento en concreto convencional con el fin de controlar infiltraciones, así como para controlar y mejorar condiciones para ventilación e iluminación. En el caso de túneles a presión se requiere el revestimiento para asegurar estabilidad a largo plazo en terrenos de condiciones geológicas y geotécnicas pobres.

En terrenos susceptibles a presentar fallas de tipo squeezing y cargas de desprendimientos es recomendable el empleo de concreto lanzado reforzado acompañado de las demás medidas de soporte que se requieran según el caso (pernos, arcos, etc.).

En caso de desprendimientos de rocas el concreto reforzado con fibras permite entrar a hacer reparaciones antes de que se presenten colapsos, en comparación con el concreto simple.

En determinados tipos de terreno pueden tenerse dificultades que afecten el rendimiento, por lo tanto, cobra importancia el hecho de que el concreto lanzado reforzado con fibras permite rendimientos mayores en el frente de avance.

El concreto lanzado reforzado con fibras puede emplearse para llevar a cabo reparaciones, incluso en túneles construidos con concreto lanzado reforzado con malla permitiendo en estos casos también obtener rendimientos satisfactorios.

La combinación de fibras puede permitir aprovechar la mayor capacidad de soporte residual que tienen las fibras sintéticas en caso de cargas de desprendimientos y empujes.

Capítulo 4

Combinación de fibras

4.1 Combinación de fibras o concreto reforzado con fibras híbridas

Con el fin de direccionar de la mejor manera posible la investigación, se establecieron antecedentes sobre la combinación de fibras. Durante la investigación fue posible obtener investigaciones previas realizadas por diferentes autores sobre combinación de varios tipos de fibras, las primeras de ellas sobre la combinación de microfibras y macrofibras, y las restantes sobre combinación de macrofibras de diferentes materiales.

La información previa obtenida se expone de manera resumida por cada documento, los tres primeros corresponden a combinación de micro y macrofibras y los dos restantes a combinación de diferentes tipos de macrofibras. En los cinco casos se buscaba establecer si la combinación de diferentes tipos de fibras producía una sinergia en algún parámetro involucrado en el diseño con fibras.

A continuación, se presentan algunos conceptos generales sobre combinación de fibras, posteriormente, los resultados de las investigaciones previas realizadas por los diferentes autores sobre combinación de varios tipos de fibras y finalmente, se presenta el análisis efectuado durante el desarrollo de esta investigación.

4.1.1 Conceptos generales sobre fibras combinadas o híbridos

La combinación de fibras de diferentes tamaños, diferentes materiales o ambos ha ido incrementando y se conocen como compuestos híbridos. La combinación de diferentes tipos de fibra permite obtener concretos que respondan a diferentes requerimientos así:

a) Resistentes y poco flexibles utilizando fibras de carbono HM.

b) Resistentes y flexibles utilizando fibras de Aramida, Basalto, Vidrio y metálicas.

c) Menos resistentes y más flexibles utilizando fibras de PVA, macrofibras de polipropileno y olefinas

En compuestos bien logrados hay una interacción positiva entre las fibras, y el comportamiento del compuesto híbrido alcanza un mejor comportamiento que el resultante de la suma de cada tipo de fibra por separado, este fenómeno se conoce como sinergia. Muchas combinaciones producen sinergia, las más comunes son:

a. Híbridos de acuerdo con la respuesta: un tipo de fibra es más rígido y resistente que el otro y proporciona mayor resistencia a la primera fisura y a resistencia

última, mientras que el segundo tipo de fibra es más flexible y lleva a mejorar la capacidad de deformación y tenacidad en la zona posfisura.

b. Híbridos basados en las dimensiones de la fibra: un tipo de fibra es más corta, por lo que controla microfisuras y su crecimiento, proporcionando mayor resistencia a tensión del compuesto. La segunda fibra es más larga y se emplea para reducir la propagación de macrofisuras, conllevando a una mejora de la tenacidad del compuesto.

c. Híbridos basados en la función de la fibra: un tipo de fibra se emplea para mejorar las propiedades en estado fresco como el control de fisuras de contracción plástica, mientras que el segundo tipo de fibras lleva a mejorar las propiedades mecánicas del concreto endurecido.

La combinación de fibras puede llevar al desarrollo de compuestos que proporcionen comportamiento superior, bajo condiciones ambientales y de carga severas a costos razonables, ya que permite controlar fisuras a diferentes edades o niveles de carga.

Combinaciones de fibras de acero y polipropileno fueron empleadas en concretos prefabricados con bajos niveles o sin que se presentara el fenómeno de *spalling* explosivo.

4.1.2 Combinación de microfibras sintéticas y macrofibras metálicas

Con respecto a la combinación de microfibras sintéticas y macrofibras metálicas se obtuvieron tres documentos correspondientes a tesis de grado de diferentes instituciones educativas, los documentos son:

a. "*Hybrid fiber reinforced concrete: fiber synergy in very high setrength concrete*", elaborado por Rishi Gupta (2002): trata sobre combinación de macrofibras de acero, polipropileno y carbono con microfibras.

b. "*Behavior of steel polypropylene hybrid fiber reinforced concrete*", elaborada por Golnaz Moghimi (2014): combinación de macrofibras metálicas y microfibras sintéticas.

c. "*The mechanical properties of hybrid fibre reinforced composite concrete*", elaborado por Othman, Ghazaly, Jameran e Ibrahim (2013): combinación de macrofibras de polipropileno y microfibras metálicas.

A continuación, se presenta el resumen de los principales aspectos, resultados y conclusiones propias de cada documento:

a. “Hybrid fiber reinforced concrete: fiber synergy in very high strength concrete”, Gupta (2002)

De acuerdo con el documento de Gupta (2002), la falla del concreto comienza con la formación de microfisuras, eventualmente aumentan y se unen para formar macrofisuras que se propagan hasta alcanzar una condición inestable que termina en fractura.

Para la investigación se emplearon los ensayos ASTM C1018 y JSCE SF4. El resumen de los resultados obtenidos es el siguiente:

Tabla 4.1-1 Resumen de resultados Documento 1 - investigación Gupta 2002.

Mezcla	Proporción en volumen (%)						Total Volumen (%)	Resistencia a compresión 28días (MPa)	Módulo de ruptura (MPa)	Índice de tenacidad ASTM C-1018		
	S1	P1	P2	C	p1	p2				I_5	I_{10}	I_{20}
N1	-	-	-	-	-	-	-	80.0				
N2	0.5	-	-	-	-	-	0.5	97.4	7.7	4.5	7.9	14.9
N3	0.75	-	-	-	-	-	0.75	92.6	8.4	3.5	6.8	13.7
N4	1.0	-	-	-	-	-	1.0	86.6		2.6	4.0	6.7
N5	-	1.0	-	-	-	-	1.0	84.3	6.5	2.3	3.0	4.5
N6	-	-	1.0	-	-	-	1.0	77.3		2.9	4.4	7.4
N7	0.3	-	-	-	0.2	-	0.5	102.4		3.3	5.2	8.6
N8	0.3	-	-	-	-	0.2	0.5	76.3		2.9	4.3	7.1
N9	0.5	-	-	-	0.25	-	0.75	83.2	8.4	2.9	4.7	8.3
N10	0.5	-	-	-	-	0.25	0.75	82.3		2.7	4.3	7.4
N11	0.75	-	-	-	0.25	-	1.0	97.0	10.2	3.5	6.4	12.0
N12	0.75	-	-	-	-	0.25	1.0	94.5		3.7	6.2	11.0
N13	-	0.5	-	0.25	0.25	-	1.0	77.3	7.0	2.6	3.7	6.1
N14	-	0.5	-	0.25	-	0.25	1.0	77.0				
N15	-	1.0	-	0.15	0.15	-	1.3	71.0	7.1			
N16	-	1.0	-	0.15	-	0.15	1.3	70.0				
N17	-	-	0.5	0.25	0.25	-	1.0	86.3		2.7	3.7	5.7

Fuente: Adaptado de (Gupta, 2002).

En el cuadro, S1 corresponde a macro fibras de acero, P1 y P2 son macro fibras de polipropileno, C representa fibras de carbono, p1 y p2 son micro fibras sintéticas.

Las conclusiones del documento se resumen así:

- La trabajabilidad de la mezcla es mayor para mezclas con mayores contenidos de aire, así mismo, la resistencia a compresión y flexión decrecen con un incremento en el contenido de aire. La densidad de las mezclas no varía significativamente cuando el volumen de fibras y aire cambia. La densidad no cambia con el incremento en contenido de aire debido a la mejora en la manejabilidad con el aumento de contenido de aire.

- Con respecto a las propiedades de la mezcla en estado endurecido, la adición de fibras o el cambio de tipo de fibras no representa un cambio significativo en la resistencia a compresión. Cuando se emplean compuestos híbridos se observa un incremento alrededor del 10% en el módulo de ruptura.

- En los ensayos de tenacidad a flexión se concluye que la respuesta posterior al pico de los compuestos híbridos es pobre cuando hay una elevada liberación de energía en el pico. Para las mezclas que contenían macro fibras metálicas la respuesta siguió una tendencia suave después de la carga pico, como se puede observar en la siguiente figura:

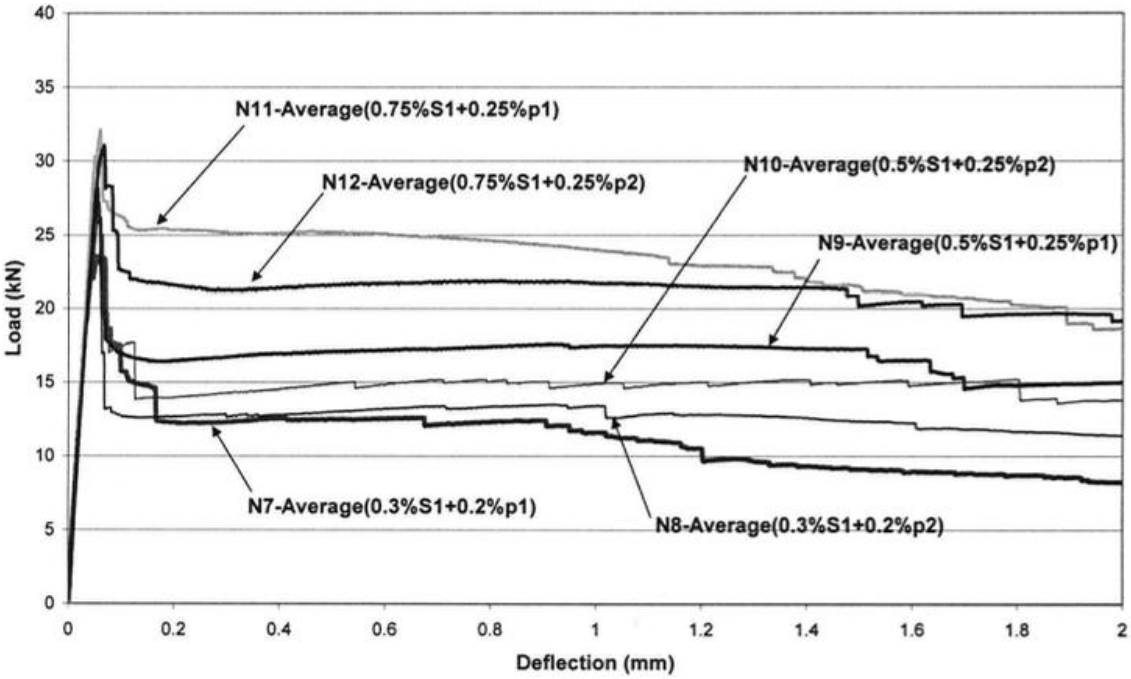


Figura 4.1-1 Combinación con macro fibras de acero y microfibras de polipropileno. Fuente: (Gupta, 2002).

- Para las mezclas con macro fibras de polipropileno hubo un incremento en la capacidad de carga posterior al pico cuando las fisuras aumentaron de espesor, esto se debe a que el módulo elástico de las fibras sintéticas es bajo y requiere grandes deformaciones para lograr esfuerzos próximos a la resistencia. En la siguiente figura se observa el comportamiento mencionado:

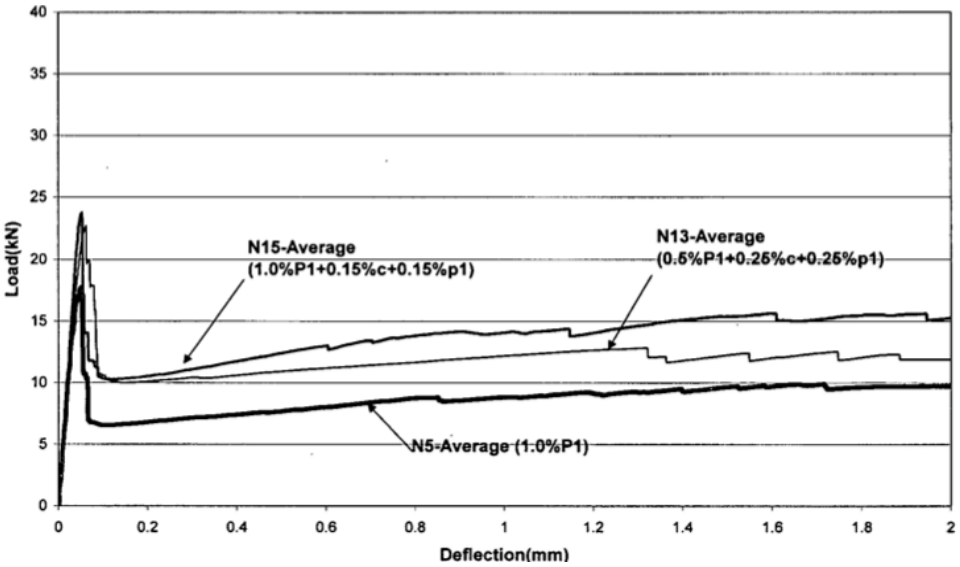


Figura 4.1-2 Combinación con macro fibras de polipropileno y microfibras de polipropileno. Fuente: (Gupta, 2002).

- Para macro fibras metálicas, la proporción 0.75% de volumen fue la proporción en la cual se presentó la máxima capacidad de carga en el pico y posterior al pico, por lo que se consideró la óptima del estudio.
- Finalmente, los compuestos híbridos permiten reducir la fisuración por contracción plástica e incluso con bajas dosificaciones de fibras la fisuración puede ser eliminada.

b. "Behavior of steel polypropylene hybrid fiber reinforced concrete", Moghimi (2014)

Moghimi (2014) plantea las siguientes ventajas sobre el empleo de la combinación de fibras en la matriz de concreto:

- Las micro fibras tienen efecto sobre las micro fisuras, mientras que las macro fibras controlan la propagación de macro fisuras. El control de macro y micro fisuras resulta en un aumento en la resistencia a tensión y tenacidad del compuesto.
- El refuerzo con fibras flexibles y dúctiles mejora la tenacidad y esfuerzo en la zona pos-fisura, mientras que fibras más rígidas mejoran la deformación hasta primera fisura y la resistencia última.
- Las fibras con elevada durabilidad incrementan la tenacidad y relación de resistencia en el tiempo, mientras que fibras con baja durabilidad garantizan el comportamiento a corto plazo de los elementos durante el transporte e instalación.

El resumen de los resultados obtenidos en la investigación es el siguiente:

Tabla 4.1-2 Resumen de resultados Documento 2 - investigación Moghimi (2014).

Mezcla	Proporción (%) Metálica/ sintética	Proporción en volumen (%)			Resistencia a compresión a 28 días	Resistencia a flexión	Índice de tenacidad ASTM C-1609	Energía de impacto (J)
		Metálica	Sintética	Total	Promedio (MPa)	Promedio (MPa)		
1	100	1.5	-	1.500	50.23	2.9	38.8	618.4
2	100	-	0.150	0.150	36.95	4.8	37.3	176.7
3	50-50	0.75	0.075	0.825	30.43	5.5	39.7	309.2
4	30-70	0.45	0.105	0.555	25.38	3.8	27.5	265.0
5	20-80	0.30	0.120	0.420	21.33	4.0	25.6	242.9
6	10-90	0.15	0.135	0.285	20.43	4.4	26.7	132.5

Fuente: Adaptado de (Moghimi, 2014).

Las conclusiones del documento se resumen así:

- La adición de fibras de polipropileno en un porcentaje bajo tiene un ligero efecto en la resistencia a compresión. Cuando se presentan apelmazamientos de fibras de polipropileno disminuye la trabajabilidad del concreto disminuyendo la resistencia a compresión debido a problemas de contenido de aire, compactación y consolidación. Lo anterior se puede observar en la siguiente figura:

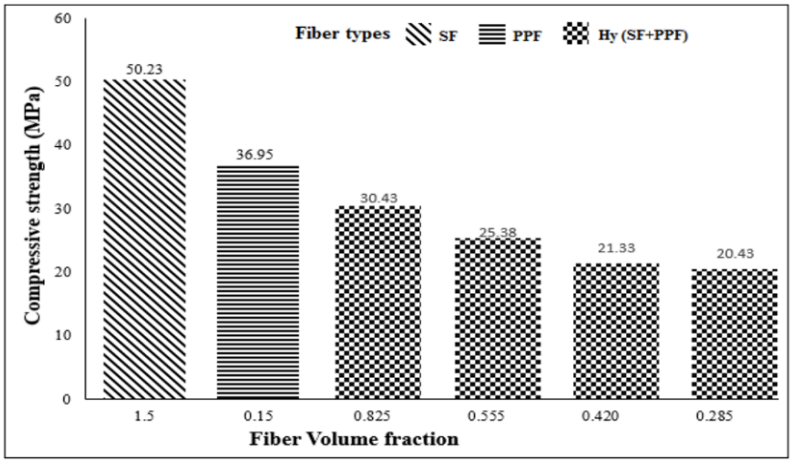


Figura 4.1-3 Resultados de resistencia a compresión. Fuente: (Moghimi, 2014).

- En el caso de la resistencia a compresión, el mejor resultado proviene del empleo de un solo tipo de fibra, con lo cual se concluye que elevados porcentajes de volumen de fibras tienen significativa incidencia en la resistencia a compresión, en comparación con bajos volúmenes de fibras.

- Para el ensayo de resistencia a flexión, el tipo y porcentaje de volumen de fibra tienen efecto en la resistencia a flexión porque cuando las fibras son más resistentes, se

mejora la resistencia a la primera fisura; por otra parte, las fibras de menor tamaño funcionan mejor para controlar el crecimiento de las fisuras durante la contracción plástica.

- La combinación de 50% de cada tipo de fibra proporciona los mejores resultados en cuanto a resistencia a flexión e índice de tenacidad, en comparación con las demás combinaciones. La siguiente figura muestra el resumen de los resultados del ensayo a flexión para las diferentes combinaciones:

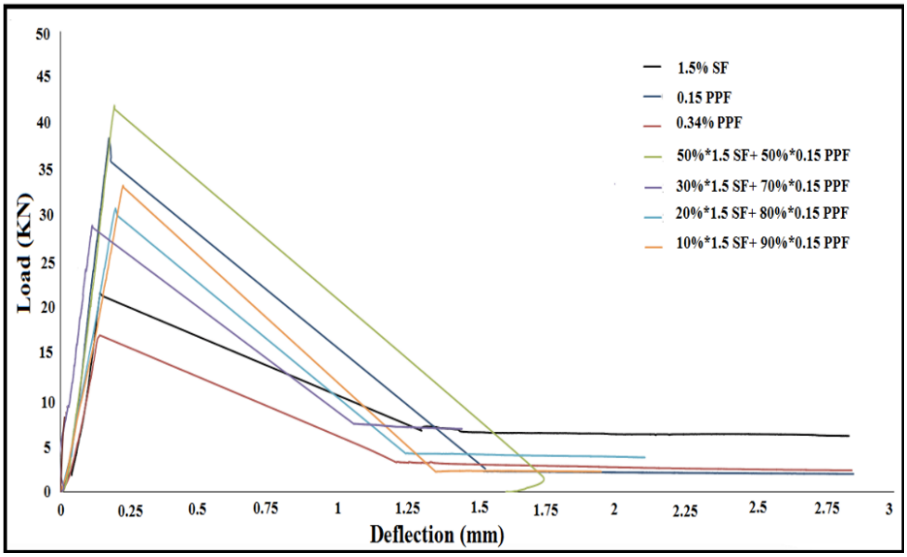


Figura 4.1-4 Resultados de resistencia a compresión. Fuente: (Moghimi, 2014).

c. "The mechanical properties of hybrid fibre reinforced composite concrete", Othman, Ghazaly, Jameran e Ibrahim (2013)

Othman, Ghazali, Jamerman e Ibrahim (2010) investigaron a cerca de las propiedades mecánicas del concreto reforzado con la combinación de macro y micro fibras en estado fresco y endurecido, así como su tenacidad y ductilidad.

En el estudio se empleó un volumen de 0.5% de fibras, las fibras sintéticas se encontraban compuestas por polipropileno y contaban con una relación de aspecto entre 100 y 200, mientras que las fibras metálicas de acero presentaban una relación de aspecto entre 55 y 60. Se empleó una relación agua/cemento de 0.55. Las fibras se dosificaron en las siguientes proporciones: 0-100%, 25-75%, 50-50%, 75-25% y 100-0% de fibra metálica y sintética respectivamente.

Con el fin de evaluar las propiedades mecánicas del concreto reforzado, se llevaron a cabo ensayos de compresión, tensión a flexión, tensión indirecta y tenacidad.

Los resultados obtenidos se resumen a continuación:

Tabla 4.1-3 Resumen de resultados Documento 3 - investigación Othman, Ghazali, Jamerman e Ibrahim (2010).

Proporción en volumen (%)		Resistencia a compresión a 28 días	Resistencia a flexión	Índice de tenacidad ASTM C-1609	
Metálica	**Sintética**	**Promedio (MPa)**	**Promedio (MPa)**	**T_{600}**	**T_{150}**
-	-	41.78	5.65	7.625	29.5
100	0	41.38	6.00	7.750	27.7
75	25	37.80	6.32	8.625	31.2
50	50	34.36	5.57	4.875	17.6
25	75	34.85	5.44	6.375	23.5
0	100	34.58	5.25	4.750	17.5

Fuente: Adaptado de (Othman, Ghazali y Jameran, 2013).

Los valores máximos de tenacidad a flexión fueron obtenidos para la combinación 75%-25% (Acero-Polipropileno).

En el documento se concluyó que el concreto reforzado con combinación de macro y micro fibras cuenta con mayor durabilidad, debido a que se producen menos grietas y se consiguen capacidades de soporte de carga elevadas antes de la falla, lo que conlleva a menores requerimientos de mantenimiento. Así mismo, se concluyó que las microfibras redujeron la ocurrencia de fisuras de contracción plástica y sangrado, que las fibras de acero comenzaron a actuar cuando las muestras se sometieron a la acción de la carga y que el concreto absorbió más energía antes de fallar. Finalmente, se estableció que el exceso de microfibras de polipropileno llevó a obtener un concreto seco y a una baja manejabilidad del mismo, debido a que la fibra absorbe parte del agua en el concreto.

4.1.3 Combinación de macrofibras metálicas y macrofibras de polipropileno

De manera similar al caso de las combinaciones entre macro y micro fibras, fue posible obtener resultados sobre investigaciones previas de combinación de macrofibras. En este caso se analizaron los siguientes documentos:

a. “Strength and flexural toughness of concrete reinforced with steel – polypropylene hybrid fibers”, Elaborado por Singh, Singh y Bajaj (2010): trata sobre la combinación de macrofibras de acero y polipropileno en un volumen del 1%.

b. “Flexural behavior of hybrid fiber reinforced high strength concrete”, Elaborada por Annadurai y Ravichandran (2016): combinación de macrofibras metálicas, sintéticas y humo de sílice para volúmenes de 1 y 2% de fibras.

A continuación, se resumen los principales aspectos, resultados y conclusiones obtenidas por los investigadores:

a. "Strength and flexural toughness of concrete reinforced with steel – polypropylene hybrid fibers", Singh, Singh y Bajaj (2010)

Singh, Singh y Bajaj (2010) llevaron a cabo una investigación consistente en la elaboración de muestras con diferentes combinaciones de macro fibras metálicas (acero) y sintéticas (polipropileno) para una dosificación en volumen del 1%. En la investigación se contó con una relación agua/cemento de 0.46, una relación arena/cemento de 1.52 y una relación agregado grueso/cemento de 1.88. En el documento se evaluó la resistencia a compresión a 28 días de cubos de concreto, la resistencia a flexión y se determinó el índice de tenacidad. Los resultados se resumen a continuación:

Tabla 4.1-4 Resumen de resultados Documento 4 - investigación Singh, Singh y Bajaj (2010).

Proporción en volumen (%)		Resistencia a compresión a 28 días		Carga máxima (kN)	Resistencia a flexión		Índcie de tenacidad ASTM C-1018			Índcie de tenacidad ASTM C-1609	
Metálica	Sintética	Promedio (MPa)	Incremento (%)		Promedio (MPa)	Incremento (%)	I_5	I_{10}	$R_{5,10}$	T_{600}	T_{150}
-	-	40.2	0	9.3	4.2	0					
0	100	35.1	-13	8.64	3.9	-7	2.90	4.78	37.4	3.61	7.57
25	75	39.2	-2	13.22	6.0	42	3.38	5.22	37.42	5.30	20.63
50	50	45.6	14	14.53	6.5	55	3.24	5.15	38.22	4.98	25.32
75	25	47.4	18	16.82	7.6	80	3.84	6.32	49.65	6.47	31.62
100	0	42.7	6	13.04	5.9	40	3.40	4.96	31.17	4.04	22.02

Fuente: Adaptado de (Singh, Singh y Bajaj, 2010).

Los autores de la investigación concluyeron que:

- Para un volumen de fibras constante, las propiedades de resistencia a compresión, flexión y tenacidad incrementan para la proporción que contiene un 75% de fibras metálicas y 25% de fibras sintéticas.
- A medida que aumenta el contenido de fibras sintéticas (porcentajes superiores a 75%), disminuye la resistencia a compresión con respecto al concreto simple. De igual manera, la resistencia a flexión disminuye a medida que aumenta el contenido de fibra sintética con respecto al concreto simple.
- Los índices de tenacidad y el factor de resistencia residual más altos se presentan para la combinación compuesta por 75% de fibras metálicas y 25% de fibras sintéticas.

b. “Flexural behavior of hybrid fiber reinforced high strength concrete”, Annadurai y Ravichandran (2016)

Annadurai y Ravichandran (2016) realizaron una investigación empleando diferentes combinaciones de macro fibra metálica de acero de 35mm de longitud y macro fibra sintética de poliolefina de 54mm de longitud. Para la mezcla se empleó cemento Portland, agregado fino de río y agregado grueso triturado. Así mismo, se adicionó humo de sílice para mejorar las propiedades del concreto en estado fresco y endurecido. También se empleó un reductor de agua de alto rango para mejorar la manejabilidad del concreto. El ensayo efectuado corresponde a la especificación ASTM C78 “Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a flexión del concreto (Utilizando viga simplemente apoyada con carga en los tercios de la luz)”. Los resultados de la investigación son los siguientes:

Tabla 4.1-5 Resumen de resultados Documento 5 - investigación Annadurai y Ravichandran (2016).

Proporción en volumen (%)		Contenido de fibra Volumen (%)	Ductilidad	Índice de tenacidad ASTM C-1018		
Metálica	Sintética			I_5	I_{10}	I_{30}
-	-	0	1.11	1	1	1
100	0	1	1.39	4.66	11.65	24.42
80	20	1	1.2	4.96	12.40	25.99
60	40	1	1.16	4.63	11.58	24.26
100	0	2	1.2	7.14	17.85	37.41
80	20	2	3.36	7.34	18.35	38.46
60	40	2	0.8	7.22	18.05	37.83

Fuente: Adaptado de (Annadurai y Ravichandran, 2016).

En el documento se concluyó que la capacidad de carga última, la ductilidad y la tenacidad incrementan con el aumento en contenido de fibra. La combinación con la cual se obtuvieron los mejores resultados fue con 80% de contenido de fibra metálica y 20% de fibra sintética.

4.2 Análisis de investigaciones sobre combinaciones de fibras

4.2.1 Análisis sobre combinación de macro y micro fibras

A partir de los antecedentes de combinaciones de macro y micro fibras fue posible establecer que permite el control de la retracción de fraguado; sin embargo, un exceso de contenido de micro fibras puede conllevar a la reducción de la resistencia a compresión a los 28 días. También es posible observar que el aporte a la capacidad de absorción de energía es proporcionado por las macro fibras; por lo tanto, al disminuir el contenido de macrofibras, disminuyen los valores de tenacidad.

4.2.2 Análisis sobre combinación de macro fibras metálicas y sintéticas

Los antecedentes de combinación se efectuaron para volúmenes de fibras de 1 y 2%, estos valores son muy superiores a los que se emplean en soporte y revestimiento de túneles, cuyos valores oscilan generalmente entre 0.4 y 0.5% para fibras metálicas y entre 0.3 y 0.9% para fibras sintéticas.

En los casos estudiados se realizaron combinaciones en las cuales se parte de un volumen inicial de fibra metálica y posteriormente se hace una sustitución de parte de la cantidad de fibra metálica en términos de peso o de volumen arbitrariamente, sin tener en cuenta el aporte en tenacidad que hace cada tipo de fibra.

Dado que se requiere menor cantidad de fibra sintética (en peso) para obtener la misma tenacidad que con la fibra metálica, pero en términos de volumen sucede al contrario; es posible deducir que el aumento en tenacidad que se observa en las combinaciones con mayor cantidad de fibra sintética, se debe principalmente a que se empleó mayor cantidad de fibra sintética de la que se demandaba para obtener la tenacidad originalmente requerida; es decir, que se puede tener un excedente aportado por la fibra sintética.

Capítulo 5

Metodología

El propósito de la investigación es evaluar el desempeño del concreto para soporte y revestimiento de túneles, cuando se emplean combinaciones de fibras metálicas y sintéticas como refuerzo. Para lograr este propósito se requiere:

- Establecer el estado del arte sobre concreto reforzado con fibras para soporte y revestimiento de túneles.
- Ejecutar pruebas de comportamiento en muestras conformadas por concreto reforzado con diferentes combinaciones de fibras.
- Analizar los resultados obtenidos en las pruebas de comportamiento y establecer relaciones entre las dosificaciones empleadas en las pruebas, y las diferencias de desempeño del concreto reforzado con fibras metálicas y sintéticas.

Para establecer el estado del arte se llevó a cabo la revisión bibliográfica referente al diseño, construcción de soporte y revestimiento de túneles, empleando concreto reforzado con macrofibras sintéticas y/o metálicas. Esta información se presentó en los capítulos previos.

Con base en la información obtenida de los proveedores de las fibras, se definieron las dosificaciones de fibras a emplear y los criterios de desempeño a tener en cuenta para el análisis de los resultados.

La fase de ensayos y análisis de resultados de la investigación consta de los siguientes pasos:

a. Caracterización de materiales: consiste en establecer las características de cada material requeridas para la definición de la dosis de fibras a emplear y los ensayos aplicables.
b. Diseño de mezcla: comprende la ejecución de los ensayos necesarios para la determinación de las proporciones de los materiales que componen la mezcla.
c. Muestreo y curado: se determina el tipo de curado según los tipos de muestras a elaborar.
d. Ensayos de laboratorio: se definieron unos ensayos principales y secundarios que permiten evaluar el comportamiento de las combinaciones de fibras así:
    - Ensayos principales: tenacidad, resistencia a compresión, módulo de elasticidad, relación de Poisson, tracción indirecta método Barcelona, resistencia a flexión en viga.
    - Ensayos secundarios: indicador de resistencia a sulfatos, permeabilidad.
e. Análisis de los resultados: realización de gráficas, tablas, etc.
f. Contribución: discusión sobre la aplicación de los resultados obtenidos enfocados en el soporte y revestimiento de túneles.

5.1 Caracterización de materiales

Los materiales a emplear comprenden agregados extraídos de río, cemento estructural, aditivos, así como macrofibras metálicas y sintéticas.

5.1.1 Cemento

El cemento a emplear es Portland normal. El contenido mínimo de cemento es 400kg por m^3.

5.1.2 Agregados

Se emplearon agregados gruesos y finos provenientes de río. El agregado grueso cuenta con tamaño máximo de 3/8".

5.1.3 Agua

El agua empleada para curado fue proveniente del acueducto. La relación agua/cemento fue 0.45.

5.1.4 Fibras

Las fibras empleadas son:

- **Fibra sintética: Sika Fiber PP65.**

Son macro fibras de poliolefina formada a partir de polipropileno. Dimensiones:

- ✓ Material: polímero de poliolefina.
- ✓ Punto de fusión: 170ºC.
- ✓ Gravedad específica: 0.92 kg/lt.
- ✓ Longitud: 65mm.
- ✓ Resistencia a tracción: 550MPa.
- ✓ Consumo: 3 a 10kg por metro cúbico de concreto.
- ✓ Presentación: cajas de 5kg.

- **Fibra metálica: Sika Fiber CHO/65/35.**

Son fibras de acero encoladas. Cumplen con la norma ASTM A820 "Steel fibers for reinforced concrete". Dimensiones:

- ✓ Longitud: 35mm.
- ✓ Diámetro: 0.54mm.

- ✓ Relación largo/diámetro: 65.
- ✓ Resistencia a tracción: 1200MPa min.
- ✓ Consumo: 25 a 50kg por metro cúbico de concreto.
- ✓ Presentación: sacos de 20kg.

- **Fibra metálica: Dramix 3D65/35BG**

Son fibras de acero encoladas. Cumple con la norma ASTM A820 "Steel fibers for reinforced concrete". Dimensiones:

- ✓ Longitud: 35mm.
- ✓ Diámetro: 0.55mm.
- ✓ Relación largo/diámetro: 64.
- ✓ Resistencia a tracción: 1345N/mm².
- ✓ Consumo: 25 kg por metro cúbico de concreto.
- ✓ Presentación: sacos de 20kg.

De acuerdo con el tipo de terreno, se acostumbra a emplear las siguientes tenacidades mínimas:

Tabla 5.1-1 Tenacidad requerida según tipo de terreno.

Tipo de terreno	Soporte requerido	Tenacidad mínima (J)
Bueno	Baja deformación	800
Medio	Moderado grado de soporte	1000
Pobre	Elevado grado de soporte, alta ductilidad	1200

Fuente: Adaptado de Chioma (2015).

Con respecto a la capacidad de absorción de energía, se obtuvo información de algunos proveedores de fibras y se elaboraron las siguientes gráficas, que permiten observar la variación de la tenacidad con respecto a la cantidad de fibras:

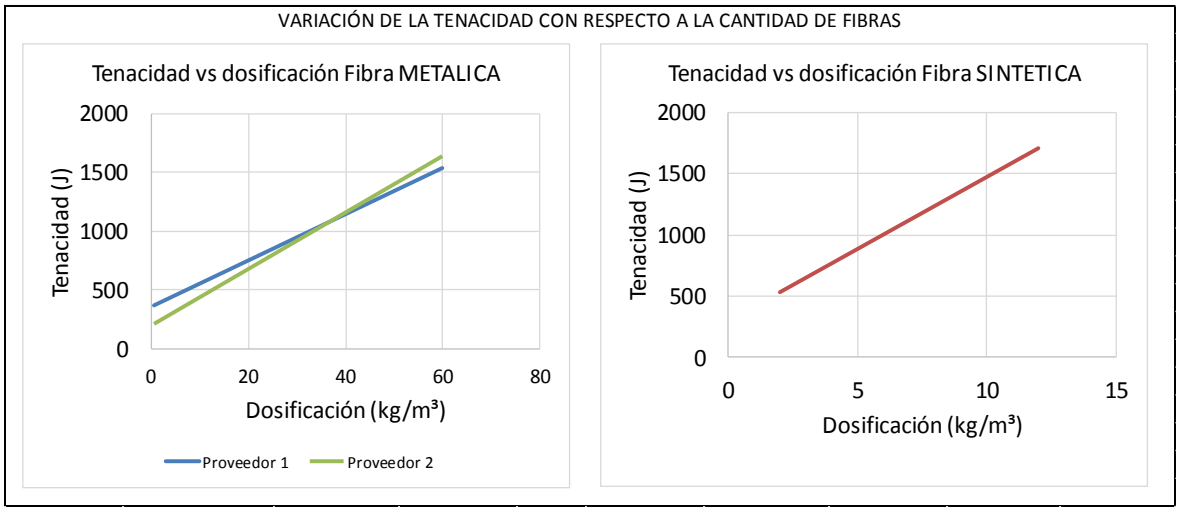


Figura 5.1-1 Variación de tenacidad – dosificación fibras. Fuente: Proveedores de fibras.

En las gráficas se observa que es necesario emplear una mayor cantidad en peso de fibras metálicas para obtener una capacidad de absorción de energía dada, en comparación con las fibras sintéticas. Así mismo, se observa que el comportamiento de los dos tipos de fibras metálicas es muy similar. Con base en estas gráficas se establece la dosificación necesaria en cada combinación para obtener un valor de tenacidad de 1000J y 1200J, empleados comúnmente cuando se tienen terrenos medios y blandos. La dosificación se hizo como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 5.1-2 Definición de dosificación.

No. Combinación	Código	Tenacidad esperada (J)	Tenacidad que aporta cada tipo de fibra (J)		Dosificación (% de tenacidad)		Dosificación (kg/m^3)	
			Sintética	Metálica	Sintética	Metálica	Sintética	Metálica
1	**0-100**	1000	0	1000	0	100	0	30
2	**20-80**	1000	200	800	20	80	0.5	22
3	**40-60**	1000	400	600	40	60	0.8	12
4	**100-0**	1000	1000	0	100	0	6.0	0
5	**0-100**	1200	0	1200	0	100	0	40
6	**20-80**	1200	200	1000	20	80	0.5	33
7	**30-70**	1200	400	800	30	70	0.8	22
8	**40-60**	1200	500	700	40	60	1.7	17
9	**100-0**	1200	1200	0	100	0	8	0

Fuente: La autora.

Además, se obtuvo la información sobre ensayos de capacidad de absorción de energía que se presenta en la siguiente figura:

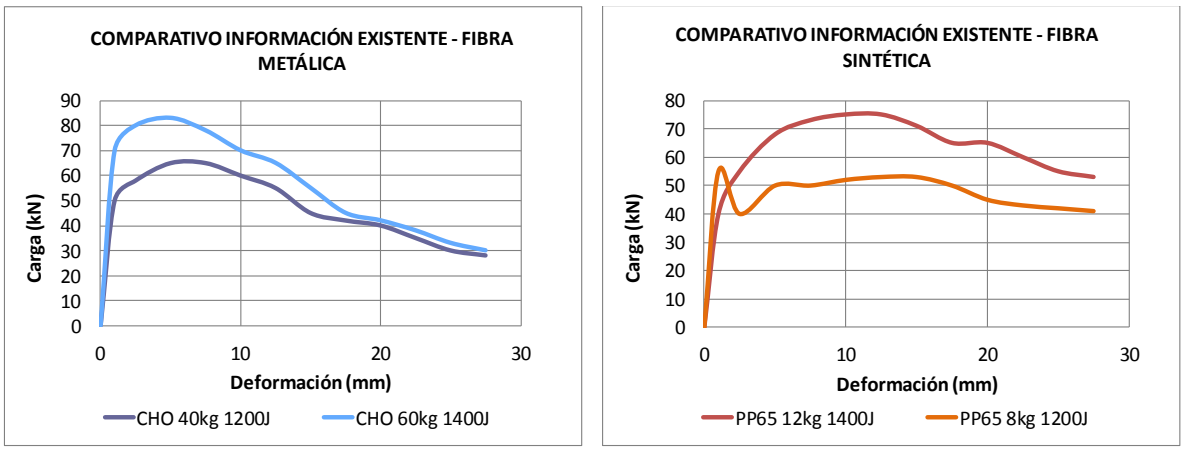


Figura 5.1-2 Resultados de ensayos de tenacidad en panel cuadrado existentes. Fuente: Proveedor de fibras.

En la figura es posible constatar la diferencia de comportamiento que ofrecen las fibras metálicas y sintéticas. Por ejemplo, se observa que se logran mayores valores de carga máxima cuando se emplean fibras metálicas. También se observa que cuando se emplean fibras sintéticas se obtiene un menor decrecimiento de la capacidad de carga

posterior a la rotura en la carga máxima. Para estas dosificaciones, durante la presente investigación no se elaboraron muestras tipo panel cuadrado y se empleó la información existente.

5.1.5 Aditivos

Dado que la adición de fibras afecta la fluidez del concreto, en caso de requerirse, se dispuso del aditivo superplastificante reductor de agua de alto rango SikaPlast MO, compuesto por resinas sintéticas y polímeros con las siguientes características:

- ✓ Aspecto: líquido color café.
- ✓ Densidad: 1.07kg/l ± 0.02kg/l.
- ✓ pH: 4.0 ± 1.5.

5.1.6 Ensayos de verificación de calidad de los agregados

Con el fin de que los materiales empleados se ajusten a los que se utilizan en la construcción en Colombia, se verificó el cumplimiento de los parámetros especificados en la norma NTC 174 para concretos. El procedimiento a seguir en los ensayos efectuados se describe brevemente a continuación:

a. Análisis granulométrico de los agregados gruesos y finos (INV.E-213, INV.E-214)

El ensayo consiste en lavar una muestra seca sobre el tamiz No. 200, posteriormente se vuelve a secar y con la diferencia de masa final e inicial, se determina el porcentaje que pasa el tamiz No. 200 (75 µm).

La distribución de tamaños de las demás partículas, se lleva a cabo separando el material que pasa a través de diferentes tamices con aberturas progresivamente menores. La masa mínima de la muestra después de secada para el tamaño máximo de 12.5mm (½") es de 2kg (4lb).

Se calculan los siguientes porcentajes:

a. Cantidad de material que pasa el tamiz de 75µm:
   A = (B-C)/B x 100
   En la cual:
   A: porcentaje de material fino que pasa el tamiz No. 200.
   B: masa original de la muestra seca.
   C: masa de la muestra seca después de lavada.
b. Porcentaje que pasa.
c. Porcentaje total retenido.
d. Porcentaje de fracciones de diferentes tamaños con precisión de 0.1%.

e. Módulo de finura: Suma de porcentajes retenidos de tamices y mayores:
   - ✓ No. 100 (150µm).
   - ✓ No. 50 (300µm).
   - ✓ No. 30 (600µm).
   - ✓ No. 16 (1.18mm).
   - ✓ No. 8 (2.36mm).
   - ✓ No. 4 (4.75mm).
   - ✓ No. 3/8” (9.5mm).
   - ✓ No. 3/4” (19.0mm).
   - ✓ No. 1/2” (37.5mm).

b. Determinación de terrones de arcilla y partículas deleznables en los agregados (INV.E-211)

El ensayo permite determinar de manera aproximada la cantidad de terrones de arcilla y partículas deleznables en los agregados, a partir del material que quede después de la conclusión del ensayo para la determinación de materiales finos que pasan el tamiz No. 200. La muestra de agregado fino seco incluye partículas más gruesas que el tamiz No. 16 y su masa debe ser menor de 25g. La muestra para el ensayo no debe tener una masa inferior a 1000g para tamaños entre 4.75-9.5mm (No. 4 – 3/8”).

El porcentaje de terrones de arcilla y partículas deleznables en los agregados finos o en los tamaños individuales de los agregados gruesos se calcula como:

$$P = (M-R)/M \times 100$$

En la cual,

P: porcentaje de terrones de arcilla y partículas deleznables.

M: masa de la muestra de ensayo. Para agregados finos, es la masa de porción más gruesa que el tamiz No. 16 y para los agregados gruesos corresponde a la masa de la fracción respectiva.

R: masa de las partículas retenidas sobre el tamiz designado para remover el residuo.

c. Solidez de los agregados frente a la acción de soluciones de sulfato de sodio o magnesio (INV.E-220)

Las fracciones de la muestra se sumergen en la solución de sulfato y posteriormente se someten a secado en horno durante un número de ciclos dado. La muestra se lava haciendo circular agua a 43ºC y se tamiza registrando la masa del material retenido, la diferencia de masa inicial y final para cada fracción es la pérdida durante el ensayo, y se expresa como un porcentaje de la masa inicial.

5.2 Diseño de mezcla

El diseño de la mezcla se efectuó con base en la metodología del *Note Road Test Laboratory*. Para realizar el diseño es necesario llevar a cabo los ensayos que se resumen a continuación:

Ensayos para diseño de la mezcla de concreto

a. Densidad bulk (peso unitario) y porcentaje de vacíos de los agregados en estado suelto y compacto (INV.E-217)

Consiste en determinar la masa de una muestra de agregado que se ha compactado dentro de un molde en tres capas por medio de varillado (25 golpes de la varilla). Adicionalmente se establece la masa del recipiente vacío y su volumen. La densidad bulk se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$M = (G - T) / V$$

En la cual,

M: densidad bulk del agregado, kg/m³.

G: masa del agregado más el recipiente, kg.

T: masa del recipiente de medida, kg.

V: volumen del recipiente de medida, m³.

F: factor de medida, 1/m³.

b. Densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del agregado fino (INV.E-222)

500g de muestra de agregado en condición saturada y superficialmente seca se introducen dentro de un picnómetro con agua (previamente aforado), se determina la masa de la muestra en el picnómetro y posteriormente se seca al horno para determinar su masa seca. La densidad aparente (gravedad específica aparente) y la absorción se calculan por medio de las siguientes expresiones:

$$\text{Densidad aparente, kg/m}^3 = 997.5\ A / (B + A - C)$$

$$\text{Absorción, \%} = (S - A) / A * 100$$

Donde,

A: masa al aire de la muestra seca al horno, g.

B: masa del picnómetro aforado lleno de agua, g.

C: masa total del picnómetro aforado con la muestra y lleno de agua, g.

S: masa de la muestra saturada y superficialmente seca, g.

c. Densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del agregado grueso (INV.E-223)

Se determina la masa de una muestra de agregado grueso en condición saturado y superficialmente seco, posteriormente, se determina el volumen de la muestra por el método de desplazamiento de agua y finalmente, se establece la masa de la muestra seca al horno. La densidad aparente y la absorción se calculan por medio de las siguientes expresiones:

$$\text{Densidad aparente, kg/m}^3 = 997.5\ A / (A - C)$$

$$\text{Absorción, \%} = (B - A) / A * 100$$

Donde,

A: masa al aire de la muestra seca al horno, g.

B: masa de la muestra saturada y superficialmente seca, g.

C: masa aparente de la muestra saturada en agua, g.

d. Contenido total de agua evaporable de los agregados por secado (INV.E-216)

Consiste en determinar la masa de la muestra, posteriormente se seca al horno y se establece nuevamente su masa. El contenido de humedad se calcula así:

$$Wp = (W - D) / D * 100$$

En la cual,

Wp: humedad evaporable de la muestra, %.

W: masa original de la muestra, g.

D: masa de la muestra seca, g.

e. Densidad del cemento hidráulico (INV.E-307)

Se agrega a un frasco de Le Chatelier con kerosene deshidratado o nafta, una cantidad conocida de cemento (en masa), se libera el aire del cemento, se toman lecturas iniciales y finales. La diferencia de lecturas corresponde al volumen del líquido desplazado por la masa de cemento. La densidad del cemento se calcula como:

Densidad, ρ = Masa de cemento / volumen desplazado

Gravedad específica = Densidad del cemento / Densidad del agua a 4ºC

La densidad del agua a 4ºC es 1Mg/m³.

5.3 Muestreo y curado

Para la ejecución de los ensayos se llevaron a cabo diferentes combinaciones de fibras. En cada combinación se mantuvieron constantes las proporciones de agregados, agua y cemento que componen la mezcla de concreto. La dosificación de las fibras se realizó de manera tal que cada tipo de fibra aporta un porcentaje del total de capacidad de absorción de energía definido de 1000 y 1200Joules, comúnmente empleados en túneles.

Las muestras cilíndricas se llevaron a curado húmedo en piscinas y las muestras para el ensayo de tenacidad se llevaron a curado en cámara de curado.

5.4 Ensayos principales

Se efectuaron los siguientes ensayos:

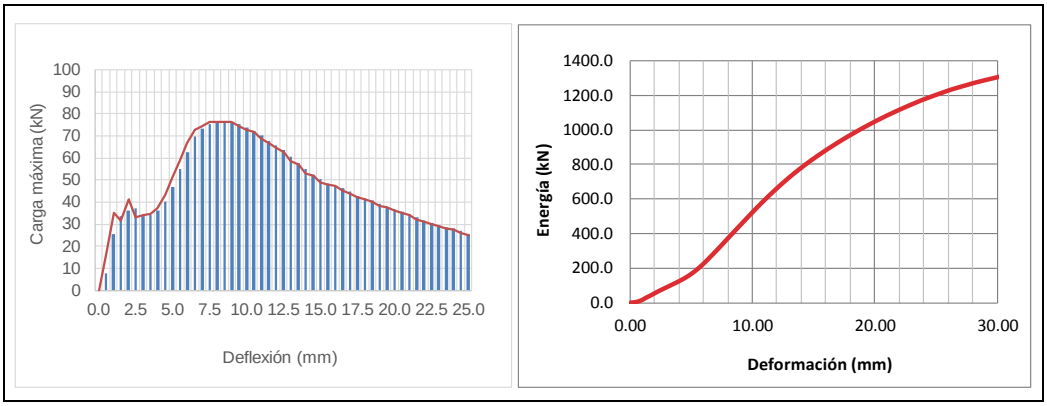
- Determinación de la capacidad de absorción de energía (Tenacidad) de concreto reforzado con fibra. NTC 5721.
- Resistencia a compresión de cilindros de concreto. INV-E-410-13.
- Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson del concreto en compresión, INV-E-424-13.
- Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona. UNE 83515.
- Determinación de comportamiento a flexión de concreto reforzado con fibra (empleando una viga cargada en los tercios). EFNARC.

5.4.1 Determinación de la capacidad de absorción de energía (Tenacidad) de concreto reforzado con fibra. NTC 5721.

El ensayo consiste en aplicar una carga en el centro de un panel cuadrado de concreto reforzado con fibras simplemente apoyado perimetralmente. Durante el ensayo se registran la carga y deformaciones. La capacidad de absorción de energía que se reporta corresponde al área bajo la curva carga-deformación hasta una deformación de 25mm.

La máquina empleada para el ensayo es la máquina universal SHIMADZU, modelo UH-1000kNX, de 1000kN de capacidad.

El área bajo la curva carga-deformación se determinó dividiendo el área en rectángulos y sumando sus áreas. La siguiente figura muestra el concepto aplicado en parte de un ensayo:



No.	Lectura (mm)	Deformación (mm)	Carga		Cálculo energía (Área bajo la curva)			Energía acumulada (J)	Observaciones
					Base (x_{i+1} - x_i)	Altura (y_{i+1} - y_i)	Energía (J) (Área rectángulo)		
			kgf	kN	m	N			
1	19.74	0	0	0	0	0	0	0	
2	19.80	0.06	200	2.0	0.00006	981	0.1	0.1	
3	19.87	0.13	400	3.9	0.00007	2942	0.2	0.3	
4	19.94	0.20	600	5.9	0.00007	4903	0.3	0.6	

Figura 5.4-1 Ejemplo de parte del cálculo área bajo la curva (Tenacidad). Fuente: La autora.

La altura del rectángulo corresponde al promedio de dos mediciones de carga consecutivas y la base del rectángulo a la diferencia entre las dos correspondientes deformaciones.

5.4.2 Resistencia a compresión de cilindros de concreto. INV-E-410-13.

El ensayo consiste en aplicar una carga axial uniformemente repartida a cilindros de concreto provenientes de vaciado o de extracción de núcleos, hasta llevarlos a la falla. La resistencia a compresión se determina dividiendo la carga máxima soportada por la muestra entre el área promedio de su sección transversal.

Las dimensiones del cilindro deben tener una relación longitud/diámetro de 2:1. El diámetro del espécimen cilíndrico debe ser por lo menos 3 veces mayor que el tamaño máximo nominal del agregado grueso utilizado en la mezcla.

El mezclado se puede hacer de manera manual cuando se trata de bachadas menores de 0.007m³, o cuando se trata de concretos sin aire incluido o con asentamiento no medible (mezclas muy fluidas).

El molde se debe llenar con el número de capas adecuado al diámetro, según la siguiente tabla:

Tabla 5.4-1 Número de capas según diámetro del cilindro.

Número de capas requeridas por espécimen		
Diámetro cilindro (mm)	**Método de consolidación**	**Número de capas**
75 a 100	Apisonado	2
150	Apisonado	3
225	Vibración	4

Fuente: (INVIAS, 2013).

El método de compactación se determina de acuerdo con el asentamiento; para un asentamiento igual o mayor de 25mm se puede emplear un método de apisonado (varillado) o de vibración, para asentamientos menores de 25mm se debe usar el método de vibración. El método de compactación por varillado consiste en apisonar cada capa con la varilla redondeada, en un número de golpes dado por la siguiente tabla:

Tabla 5.4-2 Número de golpes para compactar según el diámetro del cilindro.

Diámetro de varilla y número de golpes por capa		
Diámetro cilindro (mm)	**Diámetro varilla (mm)**	**Número de golpes**
75 a 150	10 (3/8")	25
150	16 (5/8")	25
200	16 (5/8")	50
250	16 (5/8")	75

Fuente: (INVIAS, 2013).

Los golpes deben atravesar la capa y penetrar la capa inferior alrededor de 25mm. Luego de apisonar cada capa, se golpean ligeramente los lados del molde con 10 a 15 golpes empleando el mazo de caucho, para liberar las burbujas de aire atrapadas.

Finalmente, se remueve el exceso de concreto y se nivela de manera que haya una manipulación mínima y protuberancias o depresiones menores de 3mm.

El curado de la muestra se efectúa cubriendo las muestras después del acabado, el molde se remueve en un lapso de 24±8 horas después de su elaboración, posteriormente se lleva a curado húmedo por inmersión en un tanque con agua.

5.4.3 Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson del concreto en compresión. INV-E-424-13.

El ensayo proporciona la relación esfuerzo – deformación unitaria y una relación entre las deformaciones unitarias transversal y longitudinal para el concreto endurecido. Se deben emplear especímenes duplicados para determinar como primera medida la resistencia a compresión.

Se coloca la muestra con el espécimen y el equipo medidor de deformaciones (deformímetros mecánicos) instalado en la máquina de ensayo. Se aplica la carga y se registran tanto la carga aplicada como la deformación unitaria longitudinal en los instantes en que la deformación unitaria longitudinal es 50 millonésimas y cuando la carga aplicada es igual al 40% de la carga última. Para calcular la relación de Poisson, se registra la deformación unitaria transversal en los mismos puntos. Si se desea obtener la curva esfuerzo – deformación, se toman lecturas en dos o más puntos intermedios sin interrupción de la carga. Inmediatamente después de alcanzar la carga máxima, excepto en la carga final, se reduce la carga hasta cero a la misma velocidad con que fue aplicada.

El <u>módulo de elasticidad</u> se determina con la expresión:

$$E = (S_2 - S_1) / (\boldsymbol{\varepsilon}_2 - 0.000050)$$

Donde:

E: módulo de elasticidad, MPa

S_2: esfuerzo correspondiente al 40% de la carga última, MPa.

S_1: esfuerzo correspondiente a la deformación unitaria longitudinal, ε_1, de 50 millonésimas, MPa.

ε_2: deformación unitaria longitudinal producida por el esfuerzo S_2.

La <u>relación de Poisson</u>, con una aproximación de 0.01 se calcula así:

$$\mu = (\varepsilon_{t2} - \boldsymbol{\varepsilon}_{t1}) / (\boldsymbol{\varepsilon}_2 - 0.000050)$$

μ: Relación de Poisson.

ε_{t2}: deformación unitaria transversal en la mitad de la altura del espécimen, producida por el esfuerzo S_2.

ε_{t1}: deformación unitaria transversal en la mitad de la altura del espécimen, producida por el esfuerzo S_1.

5.4.4 Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona. UNE 83515

Consiste en aplicar carga axial por medio de dos punzones a una muestra cilíndrica de diámetro igual a su altura, produciendo su falla por tracción. Durante el ensayo se registran carga y desplazamiento del pistón axial. Debido a que no se cuenta con el deformímetro circunferencial, en este caso es necesario el empleo de las correlaciones entre el pistón y la deformación presentadas en el marco teórico. El detalle sobre el procedimiento de ensayo se puede consultar en el marco teórico, en la sección sobre ensayos en concreto reforzado con fibras (Tracción indirecta – resistencia a tensión). Las correlaciones entre desplazamiento del pistón y deformación circunferencial total empleadas se resumen a continuación:

$$\begin{cases} TCOD = 0 & \delta \leq \delta_{cr} \\ TCOD = n\dfrac{a\delta_{R,0}}{2l} sen\dfrac{\pi}{n}\left(1 - \dfrac{F}{F_{cr}}\right) & \delta_{cr} < \delta < \delta_{R,0} \\ TCOD = n\dfrac{a}{2l} sen\dfrac{\pi}{n}\left[\delta - \delta_{cr} + \delta_{R,0}\left(1 - \dfrac{F_{R,0}}{F_{cr}}\right)\right] & \delta \geq \delta_{R,0} \end{cases}$$

Donde:

TCOD: deformación total circunferencial (*Total circumferencial opening displacement*).

n: número de bloques resultantes tras la fisuración.

a: diámetro del punzón.

δ: desplazamiento axial del pistón.

l: longitud del cono.

Con las deformaciones TCOD se determina la curva carga-TCOD y a partir de ella es posible establecer la capacidad de absorción como el área bajo la curva y la resistencia a tracción por medio de la expresión:

$$f_{ct} = \frac{4\,P_f}{9\,\pi\,a\,H}$$

En la cual

P_f: carga que produce fisuración (N)

a: diámetro del disco de aplicación de la carga (mm)

H: altura de la probeta (mm)

La resistencia residual a tracción del hormigón con fibras para la deformación Rx se calcula por medio de la ecuación:

$$f_{ctRx} = \frac{4P_{Rx}}{9\pi aH}$$

En donde:

P_{Rx}: carga correspondiente a una deformación circunferencial Rx (N).

a: diámetro del disco de aplicación de la carga (mm).

H: altura de la probeta (mm).

5.4.5 Determinación de comportamiento a flexión de concreto reforzado con fibra (empleando una viga cargada en los tercios). EFNARC

Consiste en aplicar una carga en el centro de una viga apoyada en los extremos, se mide la deflexión en el centro y se elabora un diagrama carga vs deflexión central, y a partir de ella se calcula la resistencia flexión con la expresión:

$$\text{Resistencia a flexión (MPa)} = P_{0.1} \times L/b \times d^2$$

En la cual:

$P_{0.1}$: Primer pico de carga (N)

L: Luz entre apoyos (450mm)

b: Ancho real de la viga (normalmente: 125mm)

d: Profundidad real de la viga (normalmente: 75mm)

El detalle sobre el procedimiento de ensayo se puede consultar en el marco teórico, en la sección sobre ensayos en concreto reforzado con fibras (Tracción indirecta – resistencia a flexión).

5.5 Ensayos secundarios

Como complemento a la investigación se efectuaron ensayos para determinar la resistencia frente a ataque químico por sulfatos y permeabilidad. Los procedimientos llevados a cabo se describen a continuación:

5.5.1 Ataque químico sulfato de sodio. INV E-220-13 e INV E-410-13.

El agua subterránea puede contener sulfatos que producen deterioro por ataque químico debido a reacción de los sulfatos con los componentes de la pasta de cemento durante la hidratación; sin embargo, bajo una concentración dada, pueden llegar a afectar la resistencia a compresión del concreto en estado sólido. La severidad del ataque producido por sulfatos se puede incrementar cuando se ve sometido a ciclos de humedecimiento – secado y la velocidad de la reacción aumenta con el incremento de la temperatura. El ataque por sulfatos puede resultar en una disminución de la resistencia a compresión del concreto. Estos puntos son la base para el diseño del procedimiento del ensayo realizado.

Con el fin de simular un ataque químico por sulfato de sodio se emplea parte del procedimiento del ensayo de solidez (Solidez de los agregados frente a la acción de soluciones de sulfato de sodio o de magnesio. INV E-220-13.) y posteriormente se evalúa la resistencia a compresión (Resistencia a compresión de cilindros de concreto. INV-E-410-13) para establecer si se observa un decrecimiento en este parámetro.

El procedimiento llevado a cabo consiste en:

a. Preparación de muestras cilíndricas de 10cm de diámetro y 20cm de altura según la norma para ensayo de resistencia a compresión de cilindros de concreto. Las muestras se llevan a curado húmedo durante 28 días.

b. Se prepara una solución de sulfato de sodio para sumergir las muestras. La solución consiste en disolver 350g de sulfato de sodio por litro de agua. Se prepara una cantidad tal que permite sumergir completamente las muestras a ensayar.

c. Las muestras se sumergen en la solución durante un período entre 16 y 18 horas a 21ºC durante todo el período de inmersión, luego de la inmersión las muestras se sacan de la solución y se llevan a un horno con temperatura de 110ºC hasta que se obtiene masa constante. El proceso de inmersión y secado se repite hasta completar cinco ciclos.

d. Después del último ciclo las muestras se lavan hasta retirar los excesos de sulfato de sodio empleando cloruro de bario y se dejan secar al aire libre.

e. Finalmente, se procede a realizar el ensayo de resistencia a compresión.

f. Antes del primer ciclo se registran las dimensiones y peso de las muestras al igual que antes de realizar el ensayo de resistencia a compresión.

5.5.2 Método de ensayo para determinar la permeabilidad del concreto al agua. NTC 4483.

Con el fin de evaluar el efecto de las fibras en la permeabilidad del concreto, es necesario llevar a cabo ensayos para determinar la profundidad de penetración del agua en el concreto reforzado con fibra, esta parte de la investigación se realizó en colaboración con el ingeniero Luis Alejandro Ruíz, durante la elaboración de su tesis para optar al título de Mestría en Ingeniería Civil denominada "Estado del arte en la impermeabilización de túneles en roca, casos, aplicaciones y recomendaciones".

El ensayo permite establecer el coeficiente de permeabilidad (k) del concreto endurecido. La determinación del coeficiente para concretos de alta permeabilidad puede hacerse por el método de flujo constante y para concretos de baja permeabilidad por el método de profundidad de penetración. Las muestras de ensayo son cilindros de concreto de 10cm de altura y 10cm de diámetro. La preparación de la muestra y el curado se efectúan de acuerdo con la NTC 1377.

La determinación de la permeabilidad por flujo constante se realiza aplicando sobre una de las caras horizontales una presión constante de 0.5MPa durante 4 días. Una vez saturada la muestra se presenta flujo por la cara opuesta. Cuando el flujo llega a ser constante, se determina el volumen de agua que atraviesa la muestra durante un tiempo dado con el fin de determinar el caudal (Q=Volumen de agua/Unidad de tiempo). El coeficiente de permeabilidad del concreto se determina con la expresión:

$$K = \rho L g Q / (PA)$$

En la cual:

K: coeficiente de permeabilidad, m/s.

ρ: densidad del agua, kg/m^3.

L: longitud de la muestra, m.

g: aceleración de la gravedad, m/s^2.

Q: caudal de agua en m^3/s.

P: presión del agua N/m^2.

A: área transversal de la muestra, m^2.

Cuando se cumple con el período de ensayo (4 días) y no se ha producido flujo constante o no ha aparecido agua en la cara opuesta de la muestra, se procede a establecer el coeficiente de permeabilidad por medio de la determinación de la profundidad de penetración. Para esto se secciona el espécimen de manera perpendicular a la cara sobre la cual se aplicó presión de agua y se mide la profundidad promedio de penetración.

Con la profundidad promedio de penetración se determina el coeficiente de permeabilidad a través de la siguiente expresión:

$$K = D^2 v / (2Th)$$

En la cual:

K: coeficiente de permeabilidad, m/s.

D: profundidad de penetración, m.

T: tiempo para penetrar la profundidad D, s.

h: cabeza de presión, m.

v: porosidad del concreto.

Para que a partir de la profundidad de penetración se pueda determinar el coeficiente de permeabilidad es necesario que el flujo sea unidireccional, es decir, que la profundidad de penetración sea considerablemente inferior en comparación con el diámetro de la muestra.

El grado de permeabilidad del concreto está relacionado con el coeficiente de permeabilidad así:

Tabla 5.5-1 Grado de permeabilidad.

Determinación	Unidades	Permeabilidad		
		Baja	Media	Alta
Coeficiente de permeabilidad al agua	m/s	$< 10^{-12}$	10^{-12} a 10^{-10}	$>10^{-10}$
Profundidad de penetración	mm	< 30	30 a 60	> 60

Fuente: (NTC 4483, 2017).

5.6 Criterios de análisis de resultados

En el análisis de resultados se empleó el tratamiento estadístico de los resultados, graficas, tablas, etc.

Para evaluar el desempeño de las fibras en el concreto, se emplea el criterio de desempeño “seguro”, en el cual se llega a una resistencia máxima y a partir de allí, a medida que aumenta la deformación decrece la capacidad de carga progresivamente. De igual manera, se considera como un desempeño “inseguro”, en el que se obtiene una

carga máxima y posteriormente una caída en la capacidad de carga del elemento, como se muestra en la siguiente figura:

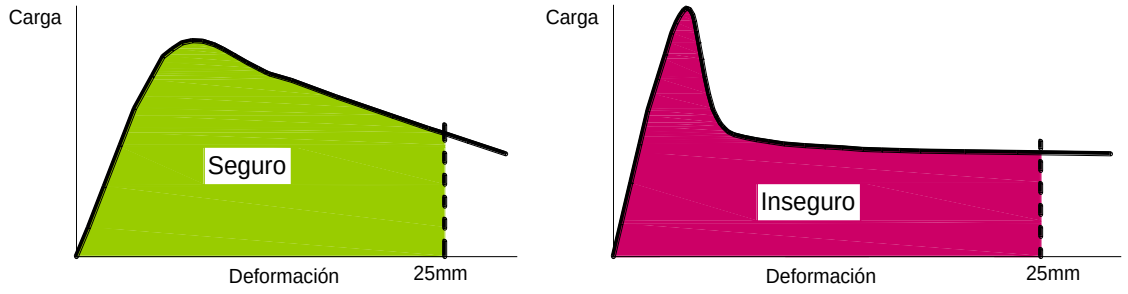


Figura 5.6-1 Criterios de desempeño seguro e inseguro. Fuente: (Frutos, 2015).

Con base en los criterios de diseño, se define la combinación óptima, como la dosis en la cual se obtenga la tenacidad requerida sin pérdida de valor de carga máxima, que presente un comportamiento definido como seguro, es decir, una baja tasa de decrecimiento de capacidad de carga.

De manera similar, se establecieron ciertos puntos en la gráfica de carga-deflexión del ensayo de tenacidad, de tal manera que permitan comparar el comportamiento de cada combinación. En la siguiente gráfica se define el punto ($Def_{Pmáx}$, Pmáx), en el cual se alcanza la carga máxima y su respectiva deflexión. También se muestra el punto ($Def_{90\%Pmáx}$, 90%Pmáx) que corresponde a la deflexión obtenida cuando la carga máxima ha decrecido hasta el 90%, y finalmente, el punto (25mm, P25mm) en el cual termina el ensayo y responde al valor de carga logrado cuando la deflexión en el centro del panel es de 25mm.

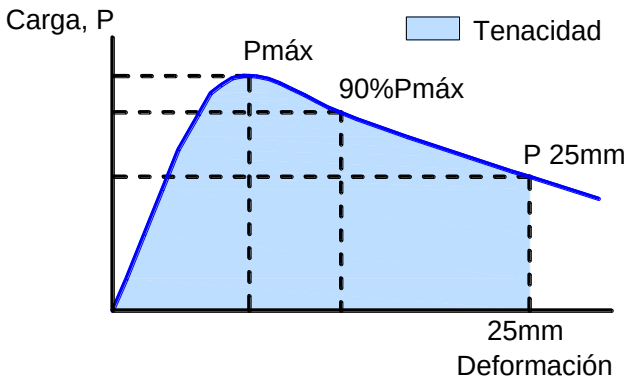


Figura 5.6-2 Parámetros de evaluación. Fuente: La autora.

Para establecer la aplicabilidad de la combinación óptima, se llevó a cabo un análisis técnico y económico, así como la comparación de la rigidez y deformación admisible de un soporte típico de túnel vial con sección circular, aplicando las expresiones de los métodos analíticos de diseño de soporte en concreto lanzado.

5.7 Determinación de la aplicación de la investigación

La aplicación de la investigación consiste en presentar elementos que permitan evaluar (de acuerdo con las particularidades de cada proyecto) y establecer una combinación de macrofibras que conlleve a aprovechar las cualidades de los dos tipos de fibras, teniendo en cuenta su desempeño y costos en el área de túneles.

Adicionalmente se propone de manera preliminar una correlación y una carta de diseño que relaciona las dosificaciones con la capacidad de absorción de energía, empleando fibras sintéticas y metálicas para los ensayos de panel cuadrado (NTC 5721) y método Barcelona (UNE 83515).

Capítulo 6

Resultados y aplicación

En esta sección se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados para establecer la caracterización de los materiales, el diseño de mezcla, los ensayos de laboratorio principales, secundarios, su análisis, la aplicación al diseño y control de calidad de construcción tanto de soporte como revestimiento de túneles.

6.1 Caracterización de los materiales

Los materiales empleados corresponden a agregados extraídos de río, cemento estructural, aditivos, así como macrofibras metálicas y sintéticas.

6.1.1 Cemento

El cemento empleado es Portland tipo normal. La siguiente fotografía muestra el cemento empleado:

Figura 6.1-1 Cemento empleado. Fuente: La autora.

6.1.2 Agregados

Se emplearon agregados gruesos y finos provenientes de río. El agregado grueso cuenta con tamaño máximo de 1/2” y tamaño máximo nominal de 3/8”. La siguiente figura muestra los agregados empleados:

Agregado grueso

Agregado fino

Figura 6.1-2 Agregados empleados. Fuente: La autora.

Los agregados cumplen con los requisitos dados en la NTC 174 para concretos. El detalle de los ensayos para verificar la calidad del agregado se presenta en el Anexo 1.

6.1.3 Agua

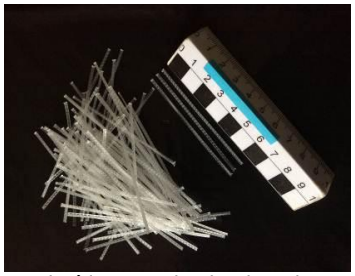
El agua empleada para curado fue proveniente del acueducto. La relación agua/cemento fue 0.45.

6.1.4 Fibras

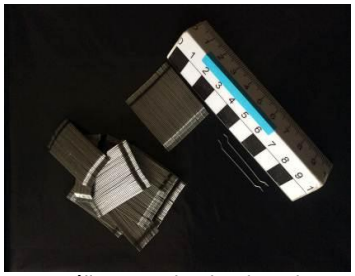
Las fibras empleadas son:

- Fibra sintética: Sika Fiber PP65
- Fibra metálica: Sika Fiber CHO/65/35
- Fibra metálica: Dramix 3D65/35BG

Las fibras se muestran a continuación:



Fibras sintéticas empleadas (escala en cm)



Fibras metálicas empleadas (escala en cm)

Figura 6.1-3 Fibras empleadas. Fuente: La autora.

6.2 Diseño de mezcla

6.2.1 Consideraciones para diseño del concreto

El diseño de la mezcla se llevó a cabo teniendo en cuenta los siguientes requisitos:

- Asentamiento: 8 a 10cm.
- Resistencia a compresión mínima: 28MPa.
- Relación agua/cemento: 0.40 a 0.45
- Tamaño máximo nominal 3/8”

6.2.2 Resultados del diseño

El diseño de la mezcla se llevó a cabo teniendo en cuenta los siguientes requisitos:

- Proporciones de agregados:
  - Arena: 55% - Grava: 45%.
- Las cantidades por metro cúbico obtenidas son:

Tabla 6.2-1 Cantidades por metro cúbico.

Material	Peso, W kg/m^3	Densidad, D kg/m^3	Volumen, V m^3/m^3
Cemento	498	3072	0.162
Agua	225	1000	0.225
Aire	0	0	0.030
Grava	704	2680	0.263
Arena	861	2688	0.320
Total	**2288**		**1.00**

Fuente: La autora.

El detalle del diseño de la mezcla puede consultarse en el Anexo 2.

La siguiente figura ilustra el proceso de elaboración de la mezcla:

Elaboración muestras

Mezcla

Figura 6.2-1 Proceso de elaboración de la mezcla. Fuente: La autora.

6.3 Muestreo y curado

La dosificación de las fibras se llevó a cabo de manera tal, que cada tipo de fibra aportara una parte (en porcentaje) del total de capacidad de absorción energía considerado de 1000 y 1200Joules, comúnmente empleados en túneles. Se elaboraron probetas con las siguientes dosificaciones:

Tabla 6.3-1 Dosificación de fibras empleada, combinación fibras proveedor 1 - 1000J.

1000 Joules						
No.	% (Tenacidad)		Tenacidad (Joules)		Dosificación (kg/m³)	
	Sintética-Metálica		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica
1	0	- 100	0	1000	0	33
2	20	- 80	200	800	0,5	22
3	40	- 60	400	600	0,8	12

Fuente: La autora.

Tabla 6.3-2 Dosificación de fibras empleada, combinación fibras proveedor 1 - 1200J.

1200 Joules						
No.	% (Tenacidad)		Tenacidad (Joules)		Dosificación (kg/m³)	
	Sintética-Metálica		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica
4	20	- 80	200	1000	0,5	33
5	30	- 70	400	800	0,8	22
6	40	- 60	500	700	1,7	17

Fuente: La autora.

Tabla 6.3-3 Dosificación de fibras empleada, combinación fibras proveedor 2 - 1000J.

1000 Joules						
No.	% (Tenacidad)		Tenacidad (Joules)		Dosificación (kg/m³)	
	Sintética-Metálica		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica
7	0	- 100	0	1000		33
8	20	- 80	200	800	0,5	25
9	40	- 60	400	600	0,8	18

Fuente: La autora.

Tabla 6.3-4 Dosificación de fibras empleada, combinación fibras proveedor 2 - 1200J.

1200 Joules						
No.	% (Tenacidad)		Tenacidad (Joules)		Dosificación (kg/m³)	
	Sintética-Metálica		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica
11	0	- 100	0	1200		41
12	20	- 80	200	1000	0,5	33
13	30	- 70	400	800	0,8	25
14	40	- 60	500	700	1,7	22

Fuente: La autora.

El curado de las muestras se llevó a cabo empleando una piscina de curado en el caso de las muestras cilíndricas, y en el caso de los paneles se empleó una cámara de curado. Las siguientes fotografías muestran los medios de curado:

Curado húmedo

Cámara de curado

Figura 6.3-1 Medios de curado empleados. Fuente: La autora.

6.4 Resultados y análisis de ensayos principales

6.4.1 Determinación de la capacidad de absorción de energía (Tenacidad) de concreto reforzado con fibra. NTC 5721.

Para la determinación de la capacidad de absorción de energía, se elaboraron 14 paneles con diferentes combinaciones de fibras, con el fin de lograr tenacidades de 1000J y 1200J, que se emplean comúnmente en el medio para terrenos de calidad media a baja. Durante el ensayo se controla la deformación. A continuación, se presentan los resultados y análisis realizados:

Las siguientes imágenes ilustran el proceso de ejecución del ensayo:

Vista frontal del montaje durante la ejecución del ensayo

Vista inferior del panel durante la ejecución del ensayo

Figura 6.4-1 Montaje y ejecución del ensayo de tenacidad en panel. Fuente: La autora.

En las fotografías que se muestran en seguida, es posible apreciar la distribución que toman las fibras y su mecanismo de falla por arrancamiento:

Corte de panel ensayado

Corte de panel ensayado

Detalle del mecanismo de falla del concreto reforzado con fibras

Detalle del mecanismo de falla del concreto reforzado con fibras

Figura 6.4-2 Distribución de las fibras dentro de la mezcla y mecanismo de falla. Fuente: La autora.

La distribución de las fibras en campo, en un concreto lanzado con fibra metálica con dosificación de 30kg/m³ se muestra en la siguiente figura:

Figura 6.4-3 Distribución de las fibras en concreto lanzado. Fuente: Ing. Armando Cortés.

Los resultados de cada combinación se presentan a continuación:

Paneles con 100% fibra metálica - 1000J

La siguiente figura muestra los paneles ensayados:

Panel 1

Panel 7

Figura 6.4-4 Panel 1 y panel 7 después del ensayo. Fuente: La autora.

Los dos paneles presentan fracturación predominante en 4 partes casi paralelas a los bordes. La siguiente figura muestra los resultados del ensayo:

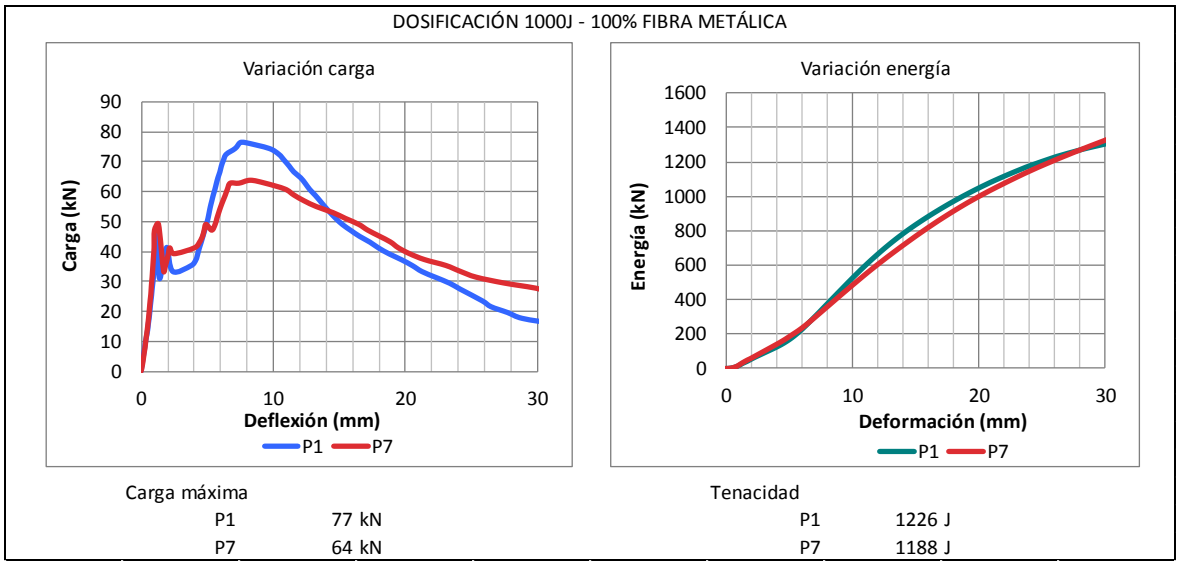


Figura 6.4-5 Variación de carga y energía panel 1 y panel 7. Fuente: La autora.

En el caso de los paneles para tenacidad de 1000J, las muestras con contenido de 100% de fibra metálica (30kg/m^3) presentan una dispersión baja entre los resultados de las dos muestras. La gráfica presenta el comportamiento típico de este tipo de fibras, en el cual se alcanza una carga máxima y el posterior decrecimiento gradual de capacidad de carga a medida que aumenta la deformación. En ambos casos se superó la tenacidad esperada de 1000J.

Paneles con 20% fibra sintética y 80% fibra metálica - 1000J

A continuación, se observan las muestras después de ensayadas:

Panel 2

Panel 8

Figura 6.4-6 Panel 2 y panel 8 después del ensayo. Fuente: La autora.

Los dos paneles presentan fracturación con dirección sesgada con respecto a los bordes del panel, el patrón de las grietas es similar en ambos paneles. Se dividieron en 4 y 5 partes. En la siguiente figura se resumen los resultados del ensayo:

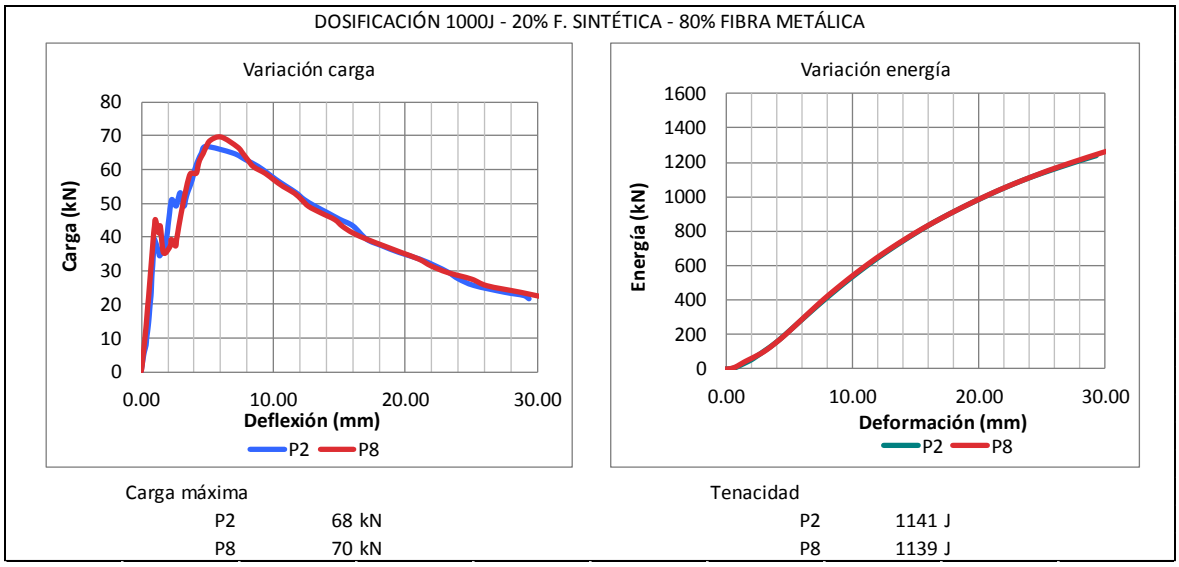


Figura 6.4-7 Variación de carga y energía panel 2 y panel 8. Fuente: La autora.

La combinación con 80% de fibra metálica (1kg/m^3 sintética – 22kg/m^3 metálica) muestra una dispersión muy baja entre los resultados de las dos muestras, así mismo, presenta un comportamiento muy similar al de las muestras con contenido del 100% de fibra metálica. En ambos casos se superó levemente la tenacidad esperada de 1000J.

Paneles con 40% fibra sintética y 60% fibra metálica - 1000J

En la siguiente figura es posible observar el estado de las muestras posterior al ensayo:

Panel 3

Panel 9

Figura 6.4-8 Panel 3 y panel 9 después del ensayo. Fuente: La autora.

Los dos paneles presentan fracturación con dirección sesgada con respecto a los bordes, el patrón de las grietas es similar en ambos paneles. Se dividieron en 4 y 5 partes. En la siguiente figura se resumen los resultados obtenidos:

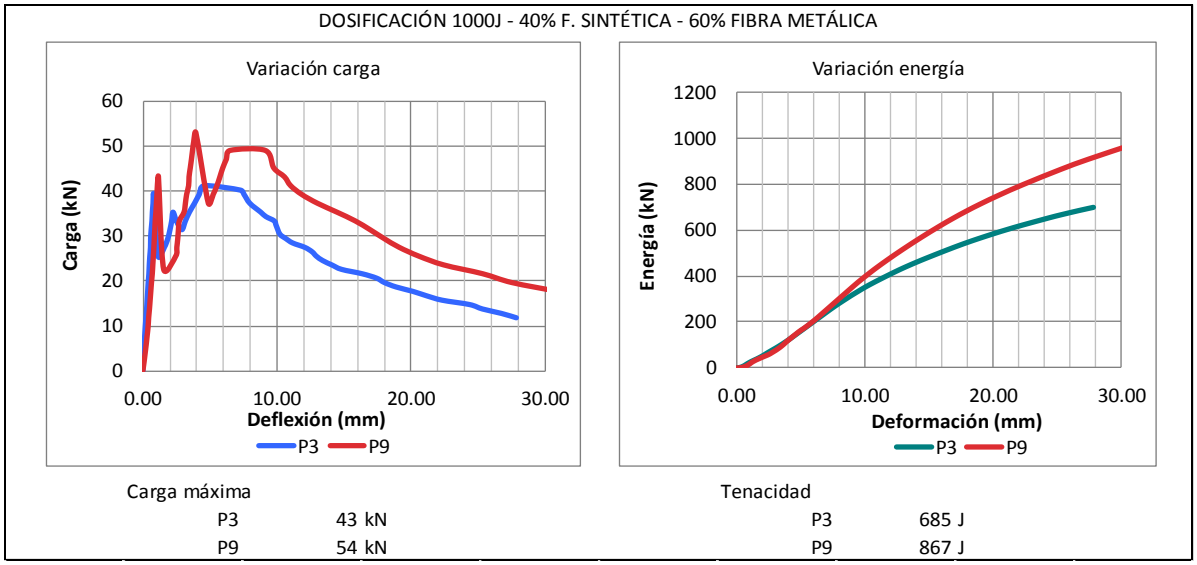


Figura 6.4-9 Variación de carga y energía panel 3 y panel 9. Fuente: La autora.

Las muestras con la combinación 40-60 (0.8kg/m^3 sintética – 12kg/m^3 metálica) presentan una mayor dispersión en comparación con las combinaciones anteriores; el panel 3 presentó una carga máxima y capacidad de absorción de energía muy inferior a las del panel 9. Es posible observar un comportamiento influenciado por las fibras sintéticas, ya que se mantiene la capacidad de carga durante un lapso a medida que aumenta la deformación. En ninguno de los dos casos se alcanzó la tenacidad esperada de 1000J.

Paneles con 100% fibra sintética - 1000J

La siguiente figura muestra el panel 10 después de la ejecución del ensayo:

Panel 10

Figura 6.4-10 Pane10 después del ensayo. Fuente: La autora.

El panel se fracturó también de manera sesgada con respecto a los bordes y se dividió en 5 partes. A continuación, se presenta de manera gráfica el resultado del ensayo:

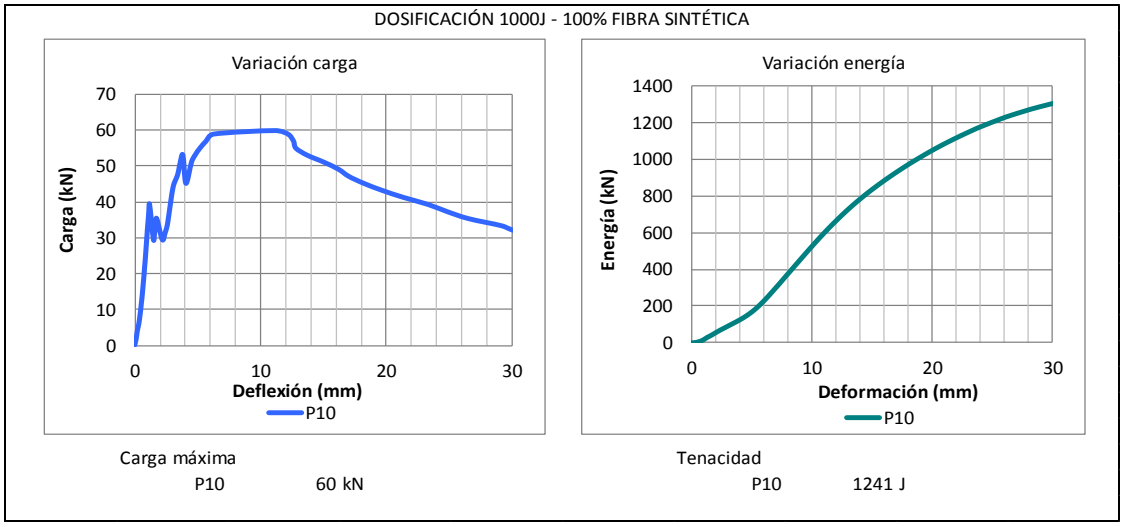


Figura 6.4-11 Variación de carga y energía panel 10. Fuente: La autora.

La muestra con contenido del 100% de fibra sintética (6kg/m^3) muestra que, al llegar a la carga máxima, el panel mantiene su capacidad de carga a medida que aumenta la deformación; sin embargo, la carga máxima obtenida es inferior a la que presentaron los paneles con contenido de 100% de fibra metálica. En el ensayo se superó el nivel tenacidad teórico de 1000J. En el caso del empleo de 100% de fibra metálica o sintética se obtuvo una capacidad de absorción de energía aproximada de 1200J.

Paneles con 100% fibra metálica - 1200J

A continuación, se puede observar la muestra después de ensayada:

Panel 11

Figura 6.4-12 Panel 11 después del ensayo (Dosificación: 40kg/m3). Fuente: La autora.

El panel nuevamente se fracturó sin seguir la alineación de los bordes y se dividió en 6 partes. En la siguiente figura se presentan los resultados del ensayo:

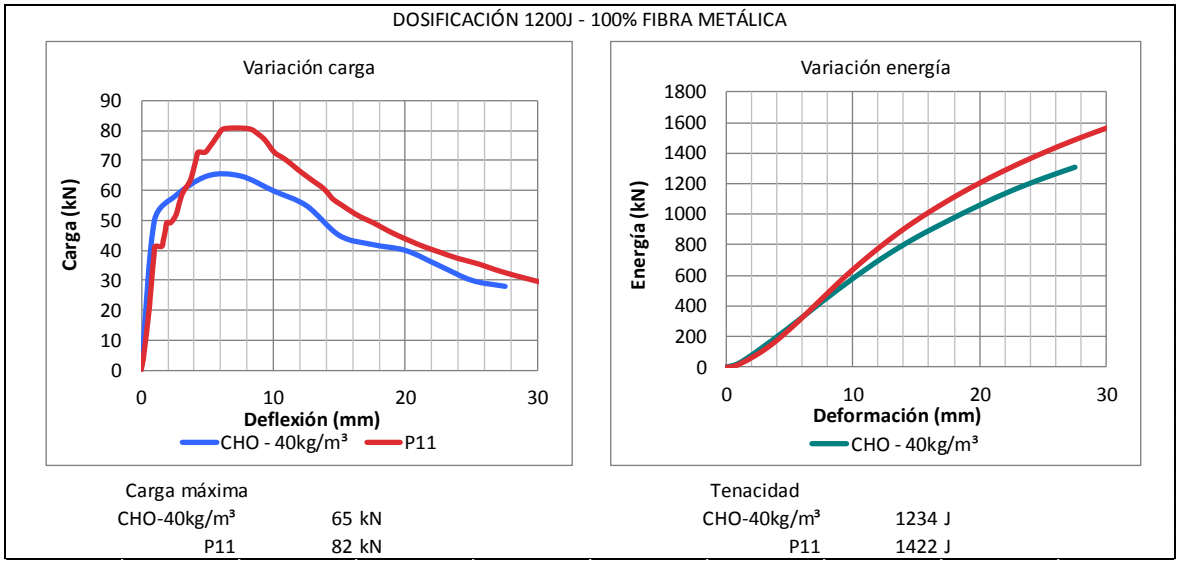


Figura 6.4-13 Variación de carga y energía panel CHO-40kg/n^3 y panel 11. Fuente: La autora.

En el caso de las muestras de 1200J con 100% de contenido de fibra metálica (40kg/m^3), nuevamente se observa la dispersión de los ensayos y el comportamiento típico de la fibra metálica. En ambos casos se superó el nivel de tenacidad esperado de 1200J.

Paneles con 20% fibra sintética y 80% fibra metálica - 1200J

En la siguiente figura es posible apreciar los paneles ensayados:

Panel 4 Panel 12

Figura 6.4-14 Panel 4 y panel 12 después del ensayo (20%-80%; 0.5-33kg/m^3). Fuente: La autora.

El panel 12 se dividió en 6 partes, mientras que el panel 4 se fracturó en 4 partes. También se observa diferencia en la alineación de las fracturas. A continuación, se presentan los resultados del ensayo:

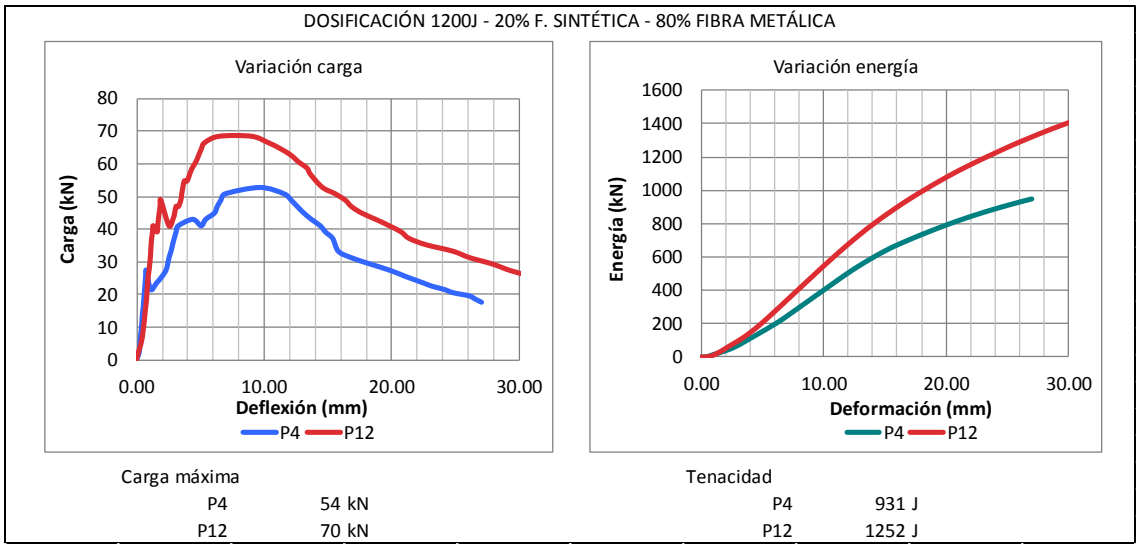
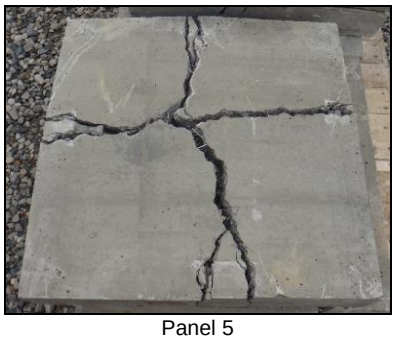


Figura 6.4-15 Variación de carga y energía panel 4 y panel 12. Fuente: La autora.

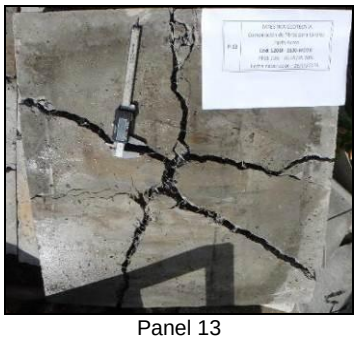
Para la combinación con 80% de fibra metálica y 20% fibra sintética (0.5kg/m^3 sintética – 33kg/m^3 metálica) se observa la dispersión de los ensayos entre las dos muestras y se observa que al alcanzarse la carga máxima se mantiene un poco la capacidad de carga, en comparación con las muestras con 100% de contenido de fibra metálica. Con la muestra P4 no se alcanzó el nivel de tenacidad teórico de 1200J y no se encuentra dentro de la tendencia observada por el conjunto de paneles.

Paneles con 30% fibra sintética y 70% fibra metálica - 1200J

A continuación, se presentan las muestras ensayadas:



Panel 5



Panel 13

Figura 6.4-16 Panel 5 y panel 13 después del ensayo (30%-70%; 0.8-22kg/m^3). Fuente: La autora.

El panel 5 se fracturó en 4 partes aproximadamente, alineadas con el sentido de los bordes, mientras que el panel 13 se dividió en 5 partes con un patrón similar al del panel 5. En la siguiente figura se resumen los resultados obtenidos:

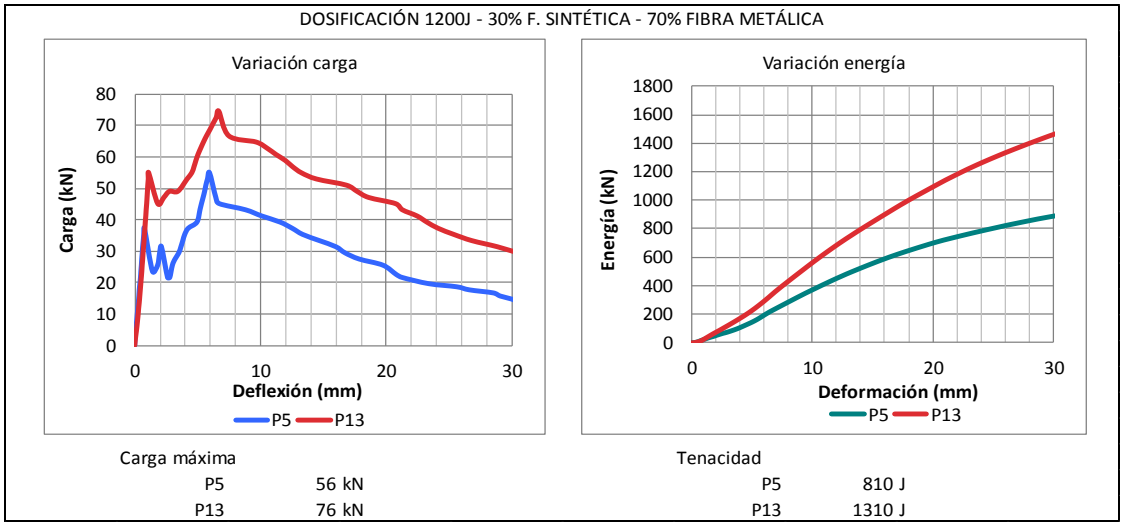
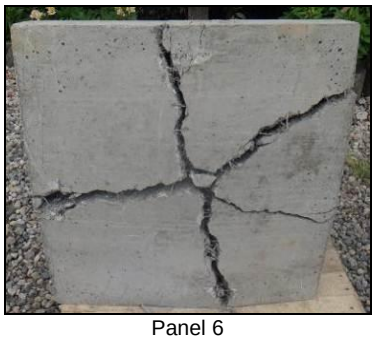


Figura 6.4-17 Variación de carga y energía panel 5 y panel 13. Fuente: La autora.

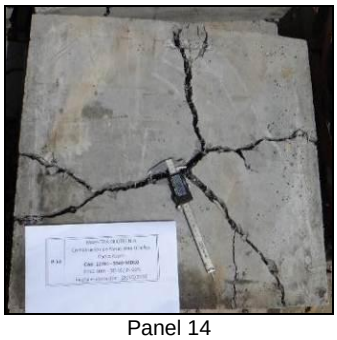
Los paneles con combinación 30-70 (1kg/m^3 sintética – 22kg/m^3 metálica) presentan una elevada dispersión y el panel 5 alcanza un valor de carga máxima muy inferior al obtenido con el panel 13; ambos presentan un comportamiento similar, en el cual se presenta una caída de capacidad de carga y el posterior decrecimiento gradual, a medida que aumenta la deformación; sin embargo, el panel 5 no se encuentra dentro de la tendencia observada por el conjunto de paneles. Con la muestra P5 no se alcanzó el nivel de tenacidad esperado de 1200J.

Paneles con 40% fibra sintética y 60% fibra metálica - 1200J

La siguiente figura muestra los paneles ensayados:



Panel 6



Panel 14

Figura 6.4-18 Panel 6 y panel 14 después del ensayo (40%-60%; 1.7-20kg/m^3) . Fuente: La autora.

Se observa en los dos paneles un patrón similar de fracturas, sin embargo, el panel 14 se fracturó en más partes, algunas de ellas de tamaño pequeño. A continuación, se resumen los resultados del ensayo:

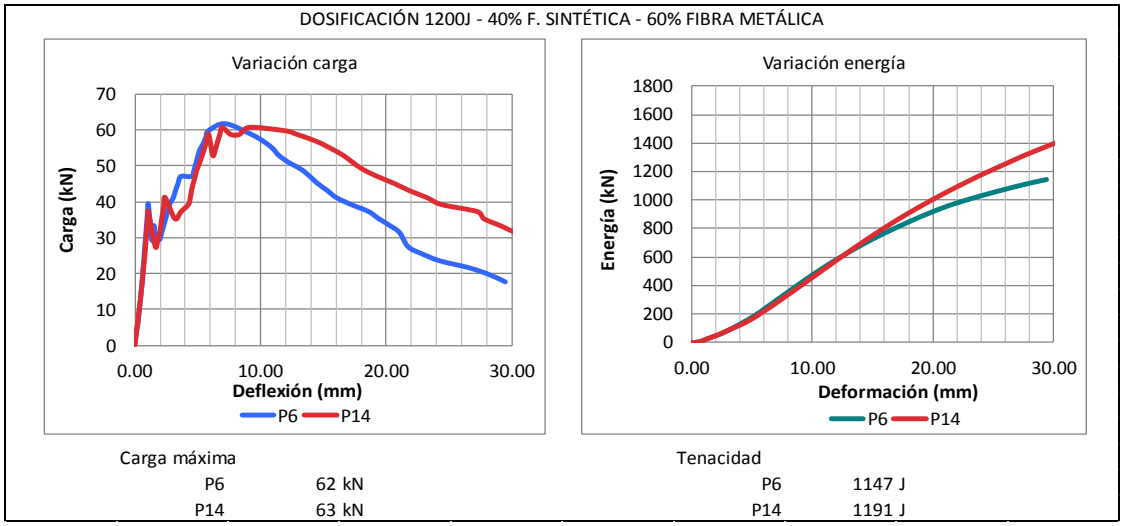


Figura 6.4-19 Variación de carga y energía panel 6 y panel 14. Fuente: La autora.

Las muestras de la combinación 40-60 (1.7kg/m^3 sintética – 20kg/m^3 metálica) presentan dispersión al final del proceso de carga; la carga máxima fue similar y en el panel 14 se observa el efecto de la fibra sintética al mantener la capacidad de carga durante un tiempo, a medida que aumenta la deformación en el panel P14. En los dos se alcanzó un valor levemente inferior al valor de tenacidad teórico esperado de 1200J.

Paneles con 100% fibra sintética - 1200J

La siguiente figura presenta los resultados de ensayo proporcionados por el proveedor para obtener una tenacidad de 1200J:

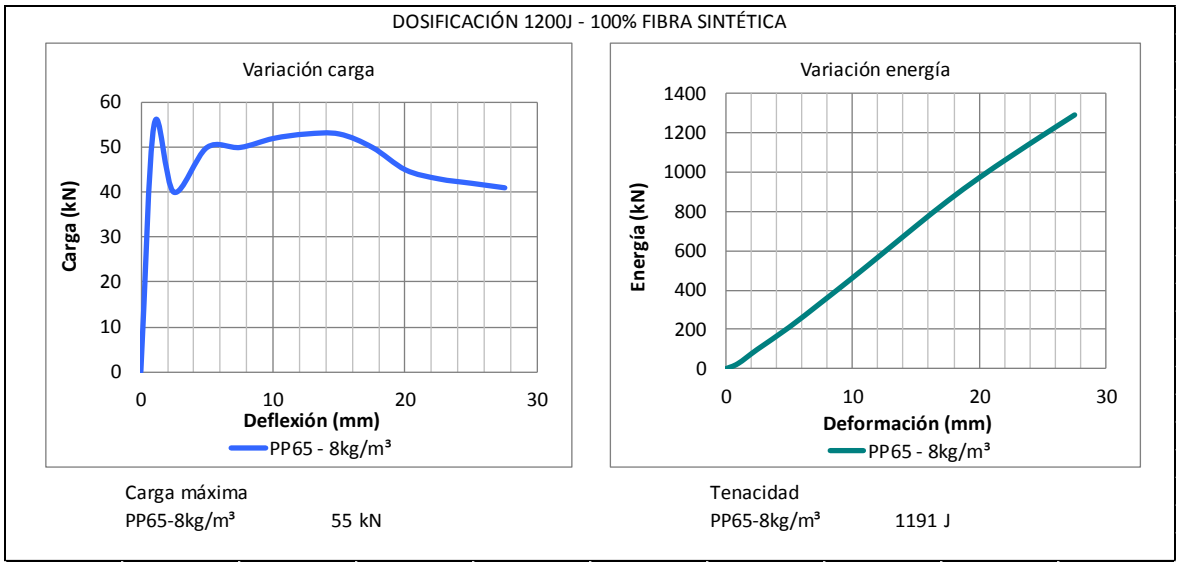


Figura 6.4-20 Variación de carga y energía panel PP65-8kg/m^3. Fuente: Proveedor de fibras.

En el caso del empleo del 100% de fibra sintética (8kg/m^3) se observa nuevamente que se mantiene la capacidad de carga, a medida que aumenta la deformación; sin embargo, tal como se encontró en la investigación bibliográfica, la carga máxima obtenida con un contenido total de fibra sintética, es inferior a la obtenida con fibra metálica. El nivel de tenacidad esperado de 1200J se obtuvo aproximadamente.

A continuación, se lleva a cabo un comparativo por dosificación empleada:

Paneles con 100% fibra metálica

En la siguiente figura se presenta el comparativo de resultados para los paneles con 100% contenido de fibra metálica para obtener tenacidades de 1000J y 1200J. En ella, los paneles P1 y P7 corresponden a losas con 30kg/m^3 de dosificación, y P11 y CHO-40kg/m^3 corresponden a 40kg/m^3. En ella es posible apreciar que a mayor cantidad de fibras se obtiene mayor carga máxima, resistencia residual y tenacidad, también es posible observar que al final del proceso de carga (cerca de los 25mm) todas las curvas decrecen hasta valores similares de carga.

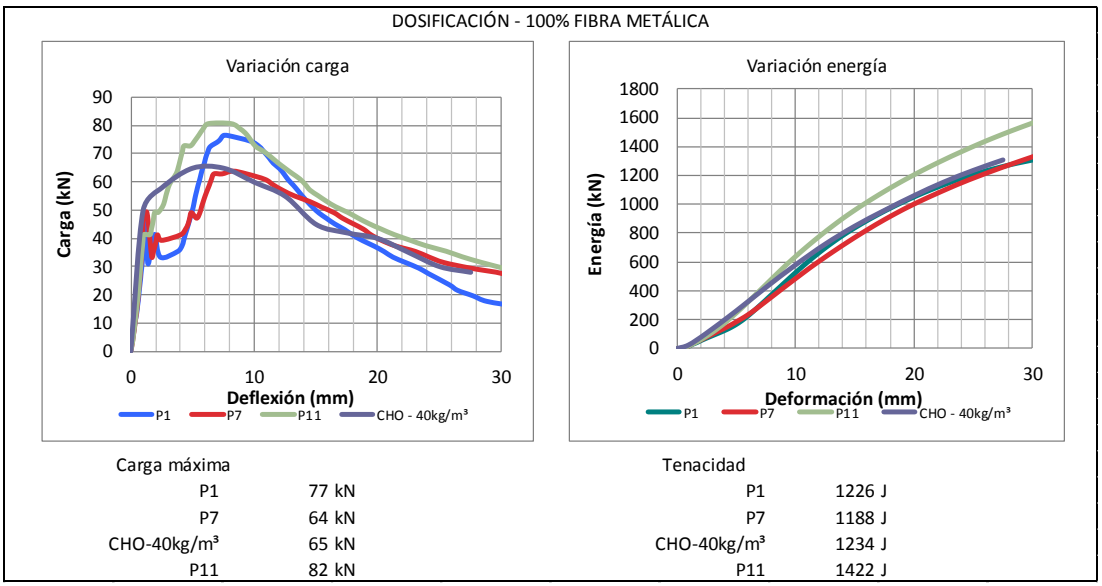


Figura 6.4-21 Variación de carga y energía paneles 100% fibra metálica. Fuente: La autora.

Paneles con 100% fibra sintética

A continuación, se presenta el comparativo para paneles reforzados en su totalidad con fibra sintética. En el panel P10 se empleó una dosis de 6kg/m³ y en el panel PP65-8kg/m³ una dosificación de 8kg/m³:

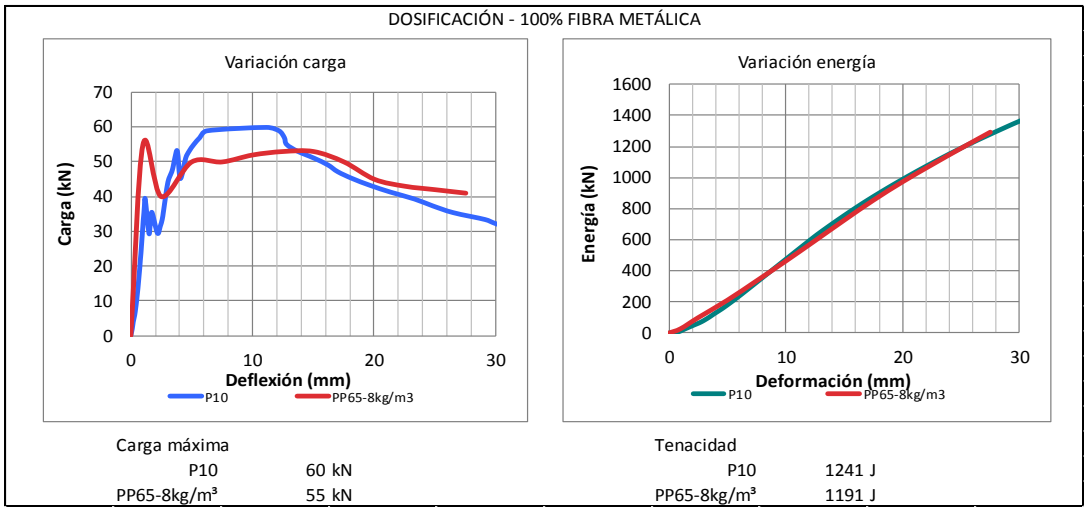


Figura 6.4-22 Variación de carga y energía paneles 100% fibra sintética. Fuente: La autora.

En las gráficas es posible observar que a mayor cantidad de fibra sintética se obtiene una resistencia máxima ligeramente menor; sin embargo, se obtiene una tenacidad aproximadamente igual entre las dos dosis debido a que se presenta una resistencia residual mayor a medida que se aumenta la cantidad de fibras sintéticas.

Resumen general de resultados

Los resultados obtenidos se resumen de la siguiente manera:

Tabla 6.4-1 Resumen resultados ensayo tenacidad en paneles cuadrados.

Muestra	Tenacidad esperada (J)	Dosificación (% Tenacidad)		Dosificación (kg/m^3)		Carga máxima (kN)	Tenacidad obtenida (J)	Cantidad Partes fractura	Alineación respecto a los bordes
		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica				
P1	1000	0	100		33	77	1226	4	Paralelo
P7	1000	0	100		33	64	1188	4	Paralelo
P2	1000	20	80	0.5	22	68	1141	6	Diagonal
P8	1000	20	80	0.5	25	70	1139	5	Diagonal
P3	1000	40	60	0.8	12	43	685	4	Diagonal
P9	1000	40	60	0.8	18	54	867	5	Diagonal
P10	1000	100	0	6		60	1241	5	Diagonal
P11	1200	0	100		41	82	1422	6	Diagonal
P4	1200	20	80	0.5	33	54	931	4	Paralelo
P12	1200	20	80	0.5	33	70	1252	6	Diagonal
P5	1200	30	70	0.8	22	56	810	4	Paralelo
P13	1200	30	70	0.8	25	76	1310	5	Paralelo
P6	1200	40	60	1.7	17	62	1147	4	Paralelo
P14	1200	40	60	1.7	22	63	1191	5	Paralelo

Fuente: La autora.

En las siguientes figuras (Figura 6.4-23 y Figura 6.4-24) se presentan los resultados obtenidos para cada panel, por grado de tenacidad y posteriormente se llevará a cabo el análisis separando los resultados en grupos para mayor claridad:

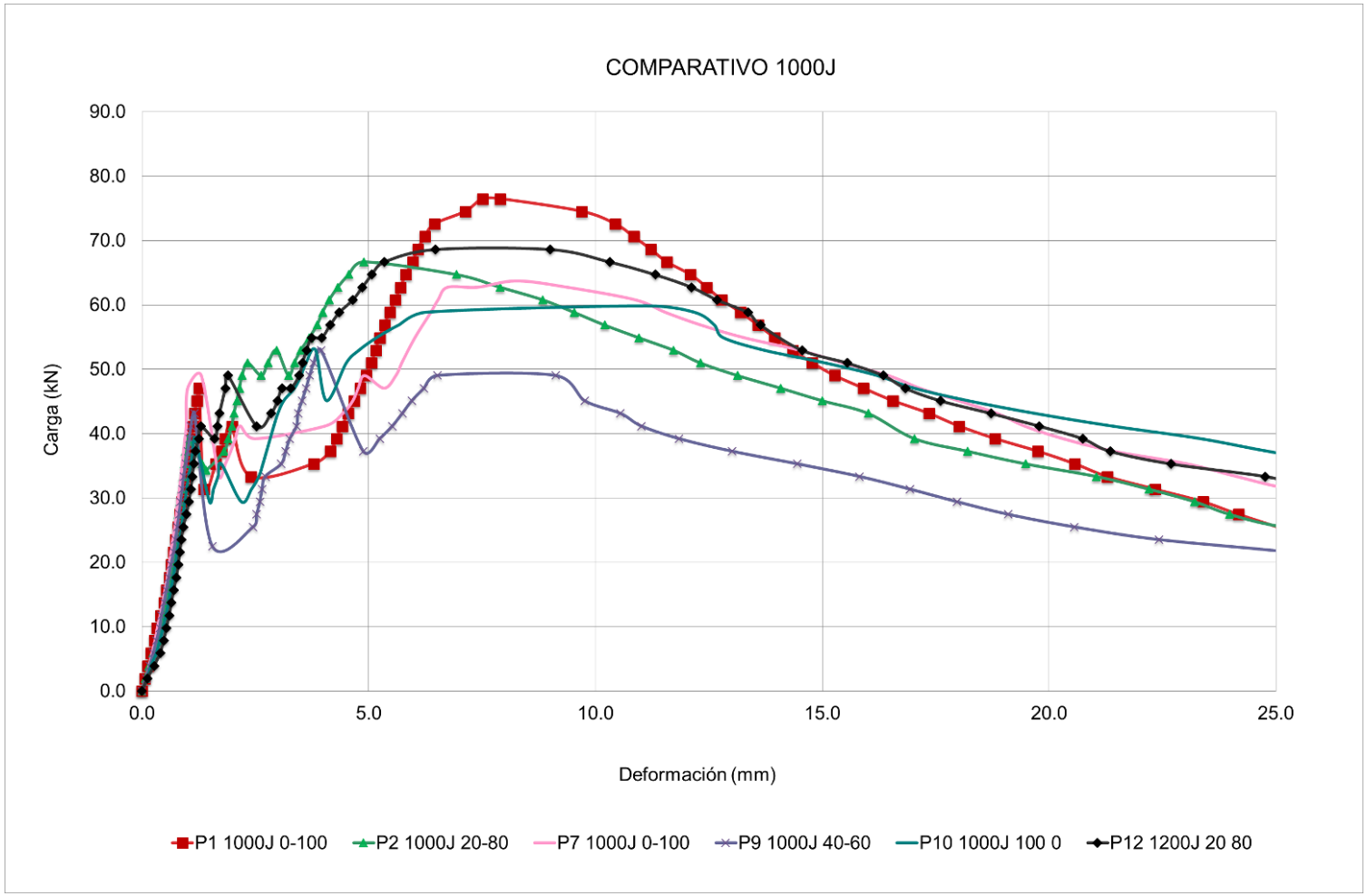


Figura 6.4-23 Carga vs deformación para 1000J. Fuente: La autora.

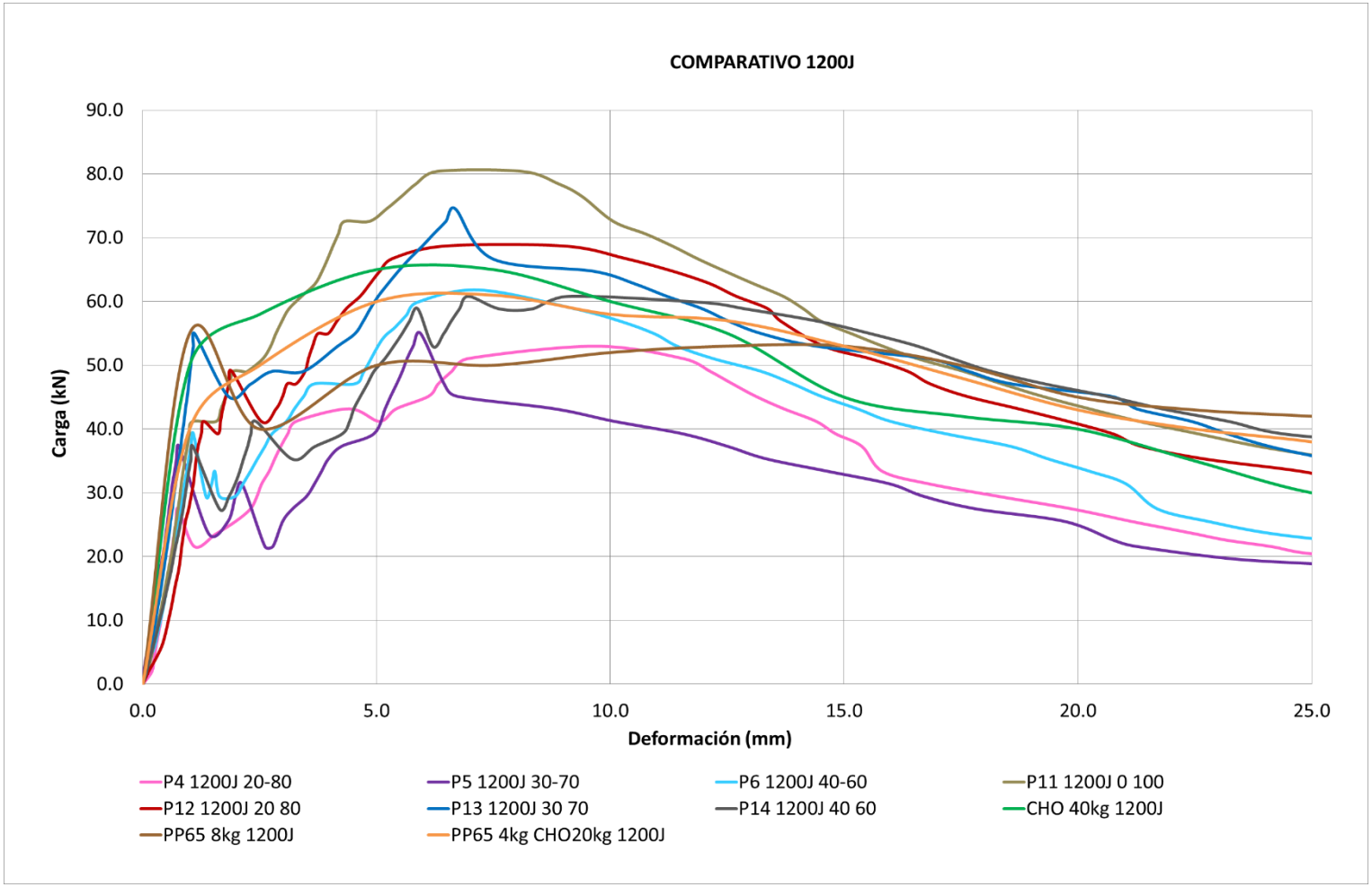


Figura 6.4-24 Carga vs deformación para 1200J. Fuente: La autora.

Para el análisis, se definieron en la metodología (Capítulo 2) los siguientes puntos de interés:

- Punto ($Def_{Pmáx}$, Pmáx): en el cual se alcanza la carga máxima y su respectiva deflexión.
- Punto ($Def_{90\%Pmáx}$, 90%Pmáx): corresponde a la deflexión obtenida cuando la carga máxima ha decrecido hasta el 90%
- Punto (25mm, P25mm): en el cual termina el ensayo y responde al valor de carga logrado cuando la deflexión en el centro del panel es de 25mm.
- Tenacidad: área bajo la curva hasta una deformación de 25mm.

Los puntos se muestran en la siguiente figura:

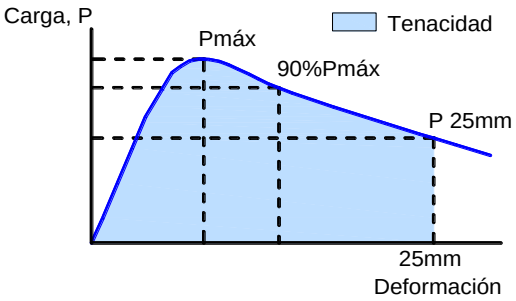
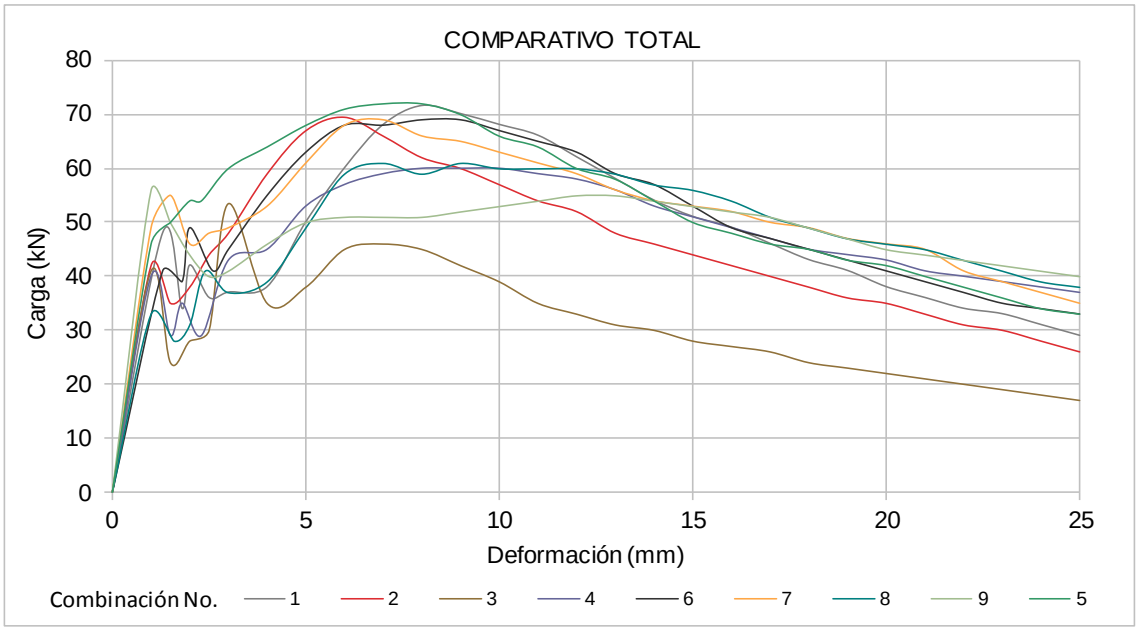
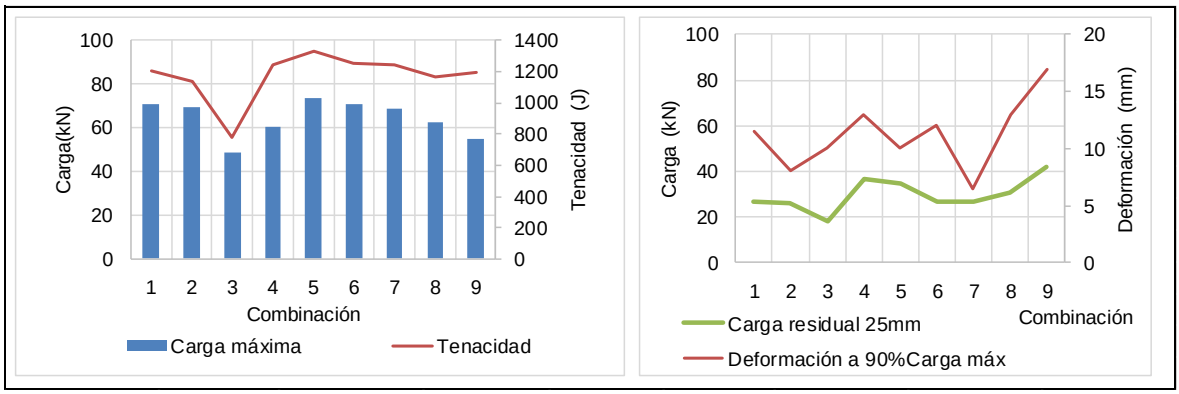


Figura 6.4-25 Definición de puntos de interés. Fuente: La autora.

Análisis general por combinaciones

Con el fin de realizar la comparación se trazó una curva promedio por cada combinación, el resultado se presenta a continuación:





No. Combinación		Tenacidad esperada (J)	Dosificación (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m^3)		Carga máx prom (kN)	Tenacidad prom (J)
			Sintética	Metálica	Sintética	Metálica		
	1	1000	0	100	0	30	71	1207
	2	1000	20	80	0.5	23	69	1140
	3	1000	40	60	0.8	15	49	776
	4	1000	100	0	6	0	60	1241
	5	1200	0	100	0	40	74	1328
	6	1200	20	80	0.5	30	70	1252
	7	1200	30	70	0.8	23	69	1244
	8	1200	40	60	1.7	20	62	1169
	9	1200	100	0	8	0	55	1191

Figura 6.4-26 Comparativo resultados Fuente: La autora.

En la figura 6.4-26 se observa que las combinaciones 1 y 5 (100% de fibra metálica) admiten una mayor deflexión antes de que se presente la carga máxima; es la curva que más se aproxima al comportamiento dúctil. Esto coincide con la revisión bibliográfica en la cual se encontró que las fibras metálicas aumentan la ductilidad en mayor medida que las fibras sintéticas.

De manera similar, las combinaciones 4 y 6 (100% fibra sintética) presentan los valores más bajos de carga de agrietamiento (carga máxima) y los valores más altos de resistencia residual.

La combinación 3 (40-60 1000J) presenta una carga máxima muy inferior a la que presentan las demás combinaciones y no se obtienen los valores de tenacidad teóricos pero es posible apreciar el aporte de las fibras sintéticas en la capacidad de carga y comportamiento en la fase residual. Es la segunda combinación que admite mayor deformación manteniendo una capacidad de carga cercana a la máxima, después de las muestras con contenido 100% fibra sintética.

La combinación 7 (30-70 1200J) presenta un pico de carga máxima, pero cae rápidamente y se mantiene la capacidad de carga durante un intervalo de deformación, para continuar decreciendo gradualmente.

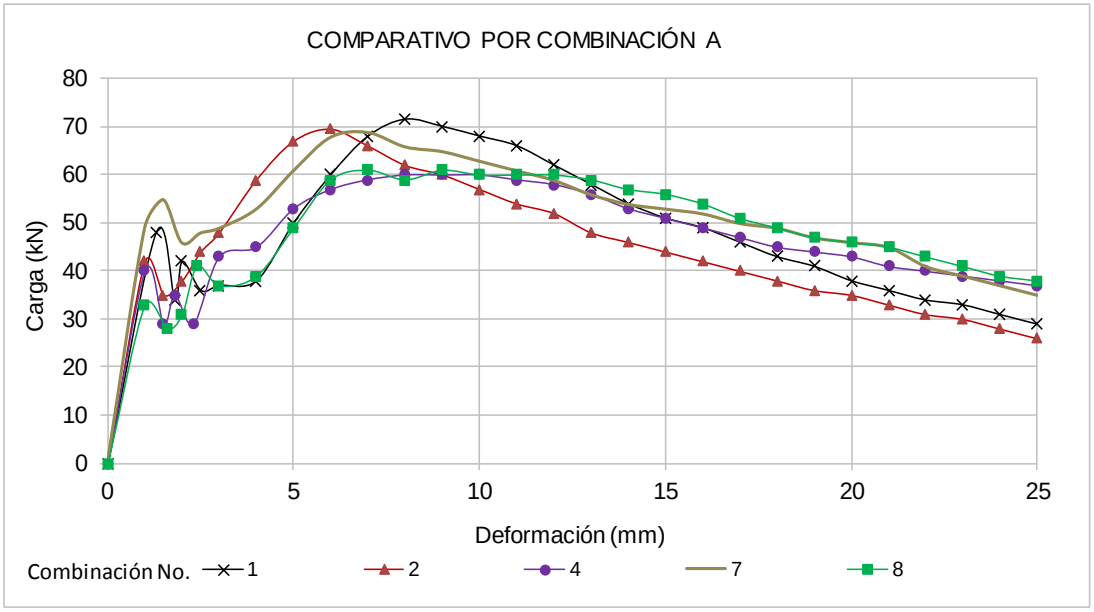
El mayor valor de tenacidad hasta el punto donde se presenta la carga máxima (tenacidad carga máx) se presenta para el caso en que se emplea fibra sintética como único refuerzo del panel y en segundo lugar se encuentra el panel reforzado con fibra metálica únicamente.

La deformación en el punto donde la carga decrece hasta el 90% de su valor máximo (Deformación a 90% Carga máx) es mayor en los casos con 100% de contenido de fibra sintética (combinaciones 4 y 9), la combinación 6 (20-80% 1200J) permite permite mantener la capacidad de soporte a medida que aumenta la deformación.

Sobre los resultados de la cantidad de fracturas y alineación de las grietas con respecto a los bordes, es posible observar que los paneles se fracturan de 4 a 6 partes y que la orientación de las grietas puede variar desde casi paralela a los bordes hasta diagonal a ellos. Así mismo, a mayor cantidad de fibras, se observa una tendencia a la fractura en mayor cantidad de partes. El espesor de las grietas osciló aproximadamente entre 1.5 y 2.5cm.

El comportamiento de la parte inicial del proceso de carga, cuando se tienen deformaciones inferiores a 1.5mm, es decir antes de que se presenten las primeras fisuras, es muy similar en todos los casos.

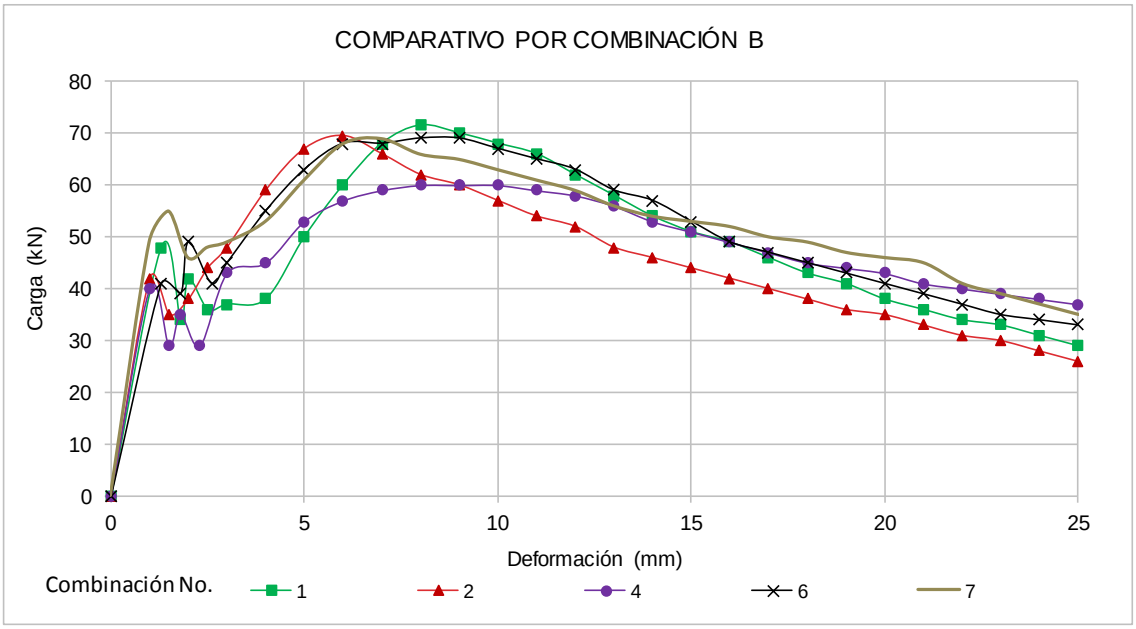
En la siguiente figura (comparativo por combinación A) se presenta el detalle con las combinaciones 2, 7 y 8, que presentan similar contenido de fibra metálica (20kg/m³ aprox), en las combinaciones 7 y 8 aumenta el contenido de fibra sintética (0.8 a 1.7 kg/m³), en ellas es posible observar como a medida que aumenta la cantidad de fibra sintética, aumenta la resistencia residual:



No. Combinación		Tenacidad esperada (J)	Dosificación (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m^3)		Carga máx prom (kN)	Tenacidad prom (J)
			Sintética	Metálica	Sintética	Metálica		
	1	1000	0	100	0	30	71	1207
	2	1000	20	80	0.5	23	69	1140
	4	1000	100	0	6	0	60	1241
	7	1200	30	70	0.8	23	69	1244
	8	1200	40	60	1.7	20	62	1169

Figura 6.4-27 Comparativo resultados por combinación A. Fuente: La autora.

La siguiente figura muestra el detalle de las combinaciones 1, 2, 4, 6 y 7, las combinaciones 1 y 6 por una parte, y por otra las combinaciones 2 y 7 cuentan con la misma cantidad de fibra metálica, en estos casos también es posible observar que a medida que aumenta el contenido de fibra sintética, su aporte consiste en modificar el comportamiento residual, tendiendo a un comportamiento parecido al de los casos en que se emplea únicamente fibra sintética (combinación 4).



No. Combinación		Tenacidad esperada (J)	Dosificación (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m^3)		Carga máx prom (kN)	Tenacidad prom (J)
			Sintética	Metálica	Sintética	Metálica		
	1	1000	0	100	0	30	71	1207
	2	1000	20	80	0.5	23	69	1140
	4	1000	100	0	6	0	60	1241
	6	1200	20	80	0.5	30	70	1252
	7	1200	30	70	0.8	23	69	1244

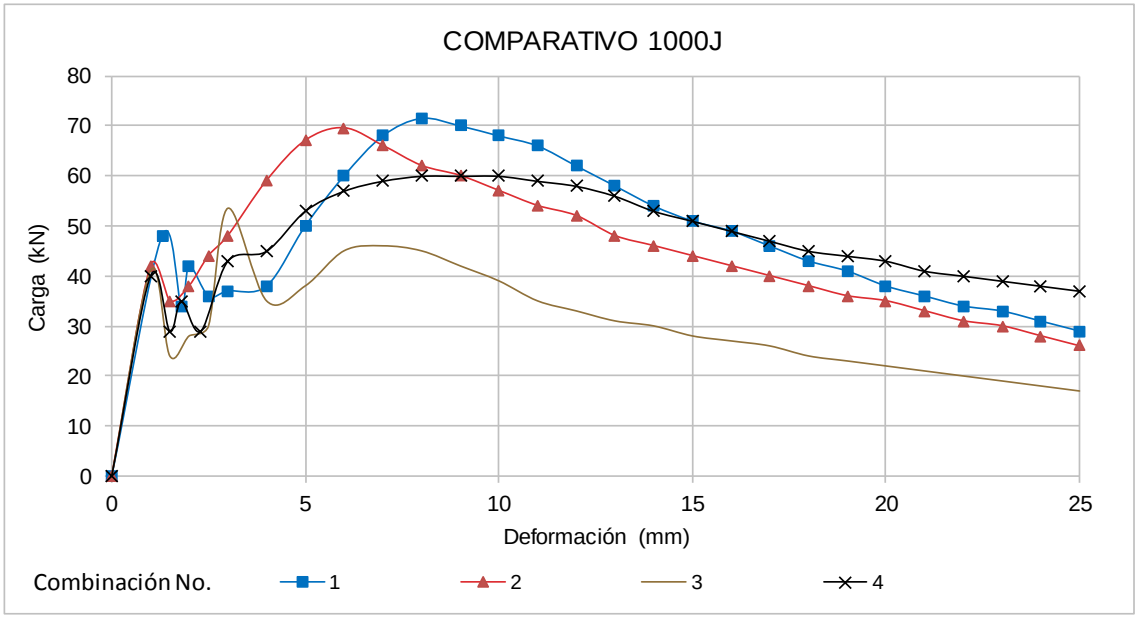
Figura 6.4-28 Comparativo resultados por combinación B. Fuente: La autora.

Con las combinaciones 2 y 6 (20% F. sintética – 80% F. metálica) se obtiene un valor de carga máxima cercano al valor que se obtiene con la combinación 1 (100% fibra metálica). En cuanto a capacidad de carga, a medida que aumenta la deformación, se tiene un comportamiento similar al que se tiene cuando se emplea únicamente fibra metálica e incluso al final del proceso de carga, se obtienen valores similares; sin embargo, esta combinación admite una deformación menor antes de que se presente el valor de carga máxima y una pequeña tendencia a mantener la capacidad de carga en el valor máximo de carga (combinación 6).

Análisis por tenacidad

- **Tenacidad de 1000J**

A partir de los resultados anteriores se establecieron curvas representativas de cada combinación y se obtuvieron las siguientes gráficas comparativas para la tenacidad teórica de 1000J planteada:



No. Combinación		Dosificación (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m^3)		Carga máx prom (kN)	Tenacidad prom (J)
		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica		
	1	0	100	0	30	71	1207
	2	20	80	0.5	23	69	1140
	3	40	60	0.8	15	49	776
	4	100	0	6	0	60	1241

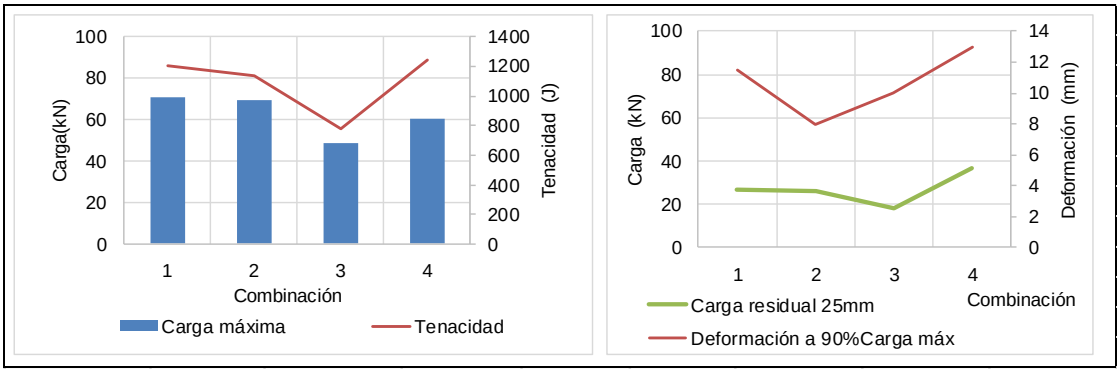


Figura 6.4-29 Comparativo resultados nivel de tenacidad de 1000J. Fuente: La autora.

De la anterior figura se deriva el siguiente análisis:

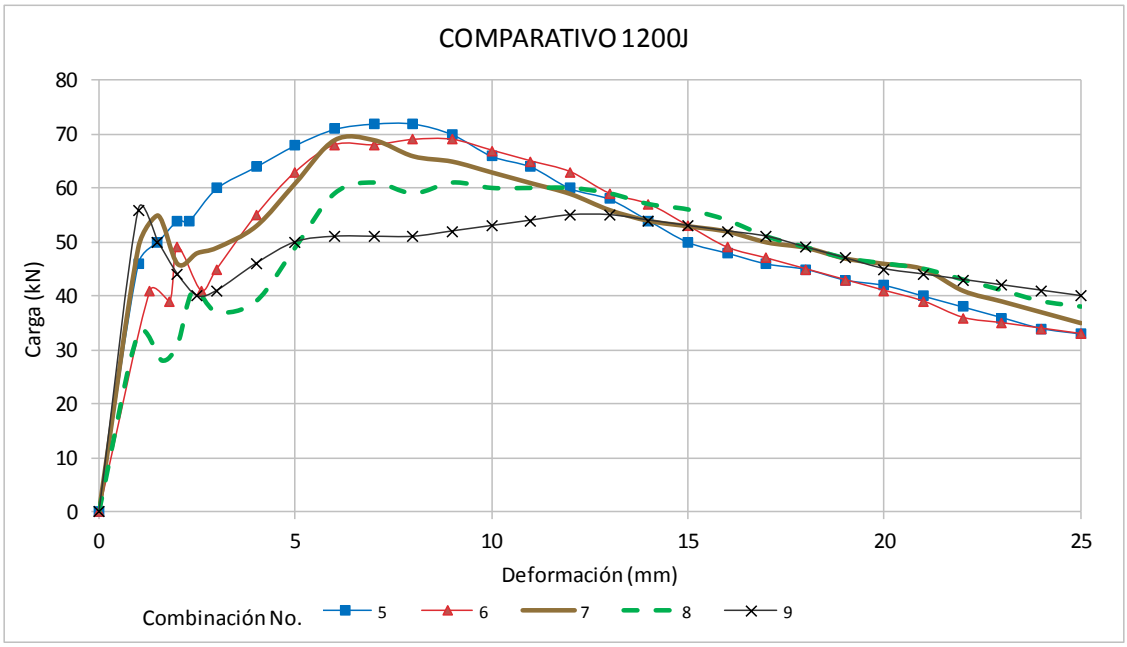
Con la combinación 2 (20% F. sintética – 80% F. metálica) se obtiene un valor de carga máxima próximo al de la combinación 1 (100% fibra metálica) pero con una menor deformación. Con la combinación 3 no se obtiene la tenacidad esperada.

El mayor valor de tenacidad hasta el punto donde se presenta la carga máxima se presenta para el caso en que se emplea fibra sintética como único refuerzo del panel (combinación 4) y en segundo lugar se encuentra el panel reforzado con fibra metálica únicamente (combinación 1).

El panel con 100% de fibra metálica (combinación 1) admite una mayor deflexión antes de que se presente la carga máxima.

- **Tenacidad de 1200J**

De manera similar que para las combinaciones de tenacidad 1000J, a partir de los resultados de los ensayos se establecieron curvas representativas de cada combinación y se obtuvieron las gráficas comparativas para la tenacidad de teórica de 1200J que se presentan a continuación (Figura 6.4-30):



No. Combinación		Dosificación (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m^3)		Carga máx prom (kN)	Tenacidad prom (J)
		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica		
	5	0	100	0	40	74	1328
	6	20	80	0.5	30	70	1252
	7	30	70	0.8	23	69	1244
	8	40	60	1.7	20	62	1169
	9	100	0	8	0	55	1191

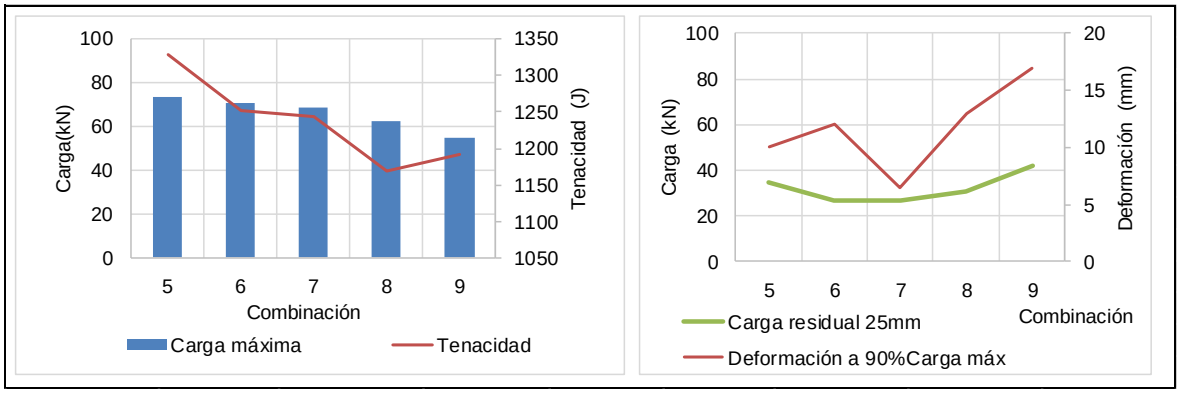


Figura 6.4-30 Comparativo resultados nivel de tenacidad de 1200J. Fuente: La autora.

Para el caso del nivel de capacidad de absorción de energía de 1200J se observa que la combinación 8 (40% F. sintética – 60% F. metálica) presenta una mayor carga máxima que cuando se emplea únicamente fibra sintética (combinación 9) y la capacidad de carga decrece gradualmente, pero a una tasa menor que con las demás combinaciones, es decir, que es posible observar el aporte de las fibras sintéticas al comportamiento de la muestra. Es la combinación que presenta mayor capacidad de absorción de energía antes de presentarse la carga máxima, esto se debe a que en este caso se mantiene la capacidad de carga máxima a medida que aumenta la deformación.

La combinación 7 (30% F. sintética – 70% F. metálica) presenta un pico de carga máxima, pero cae rápidamente para continuar decreciendo gradualmente. Es decir que configura un comportamiento “inseguro” en una parte del proceso de carga.

Con la combinación 6 (20% F. sintética – 80% F. metálica) se obtiene un valor de carga máxima cercano al valor que se obtiene con la combinación 5 (100% fibra metálica). En cuanto a capacidad de carga, a medida que aumenta la deformación, se tiene un comportamiento similar al que se tiene cuando se emplea únicamente fibra metálica e incluso al final del proceso de carga, se obtienen valores similares; así mismo, esta combinación admite una deformación mayor antes de que se presente el valor de carga máxima y una pequeña tendencia a mantener la capacidad de carga en el valor máximo de carga.

Análisis general por dosificación

Con base en la totalidad de los resultados del ensayo de tenacidad se elaboró la siguiente figura (Figura 6.4-31), que resumen y comparan la dosificación de cada tipo de fibra empleado, los resultados de tenacidad, carga máxima o de agrietamiento, carga residual a una deformación de 25mm y deformación posterior al pico cuando ha decrecido al 90% del valor máximo:

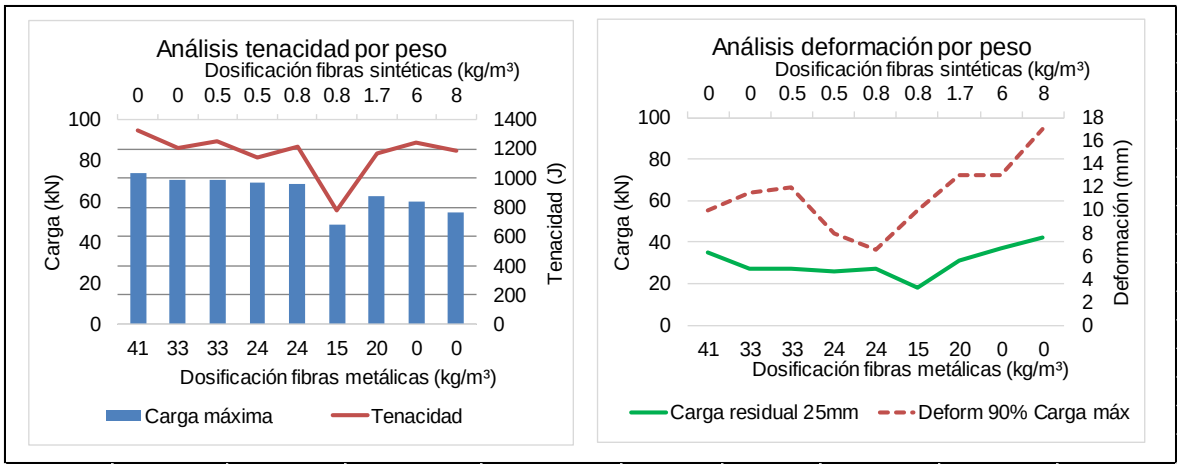


Figura 6.4-31 Comparativo de tenacidad y carga vs dosificación. Fuente: La autora.

A medida que disminuye la cantidad de fibras metálicas, disminuye la carga máxima o de agrietamiento, así mismo, a medida que aumenta el contenido de fibras sintéticas, aumenta la resistencia residual del compuesto. De igual manera, se observa que a medida que aumenta el contenido de fibras sintéticas, aumenta la deformación que puede admitir el compuesto antes de que su capacidad de carga descienda hasta el 90% del valor de la carga máxima.

En resumen, se observa que a medida que disminuye el contenido de fibra metálica y aumenta el contenido de fibra sintética, el comportamiento del compuesto tiende a ser similar al del compuesto cuando se emplea únicamente fibra sintética. Así mismo, a medida que aumenta el contenido de fibra metálica y disminuye el contenido de fibra sintética, el comportamiento del compuesto tiende a parecerse al del compuesto cuando se emplea únicamente fibra metálica.

Análisis por dosificación y tenacidad

Para el conjunto de combinaciones con tenacidad teórica de 1000J se observa que la combinación que contiene 24kg/m³ de fibra metálica y 0.5kg/m³ de fibra sintética alcanza valores un poco menores que las de los paneles con 100% fibra metálica (33kg/m^3) en cuanto a tenacidad y resistencia residual a 25mm, en la siguiente figura (Figura 6.4-32) se puede apreciar esto:

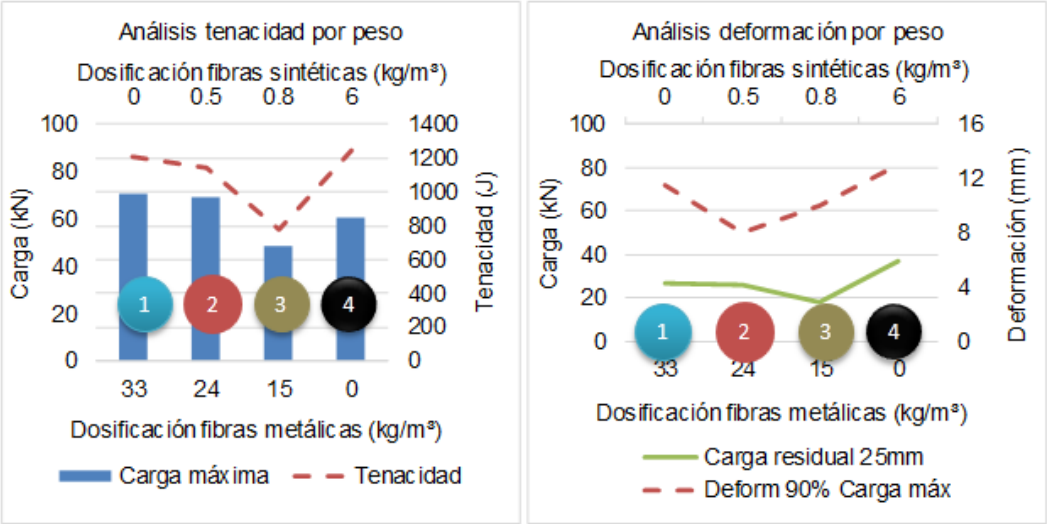


Figura 6.4-32 Análisis de alternativas, variación de tenacidad por peso para 1000J. Fuente: La autora.

La siguiente figura muestra la variación de los parámetros definidos para la tenacidad de 1200J, en ella es posible observar que con la combinación que contiene 33kg/m³ de fibra metálica y 0.5kg/m³ de fibra sintética se obtienen los mejores resultados, ya que es la combinación con la cual disminuyen en menor medida el valor de carga máxima y residual a la vez que permite mantener la carga máxima:

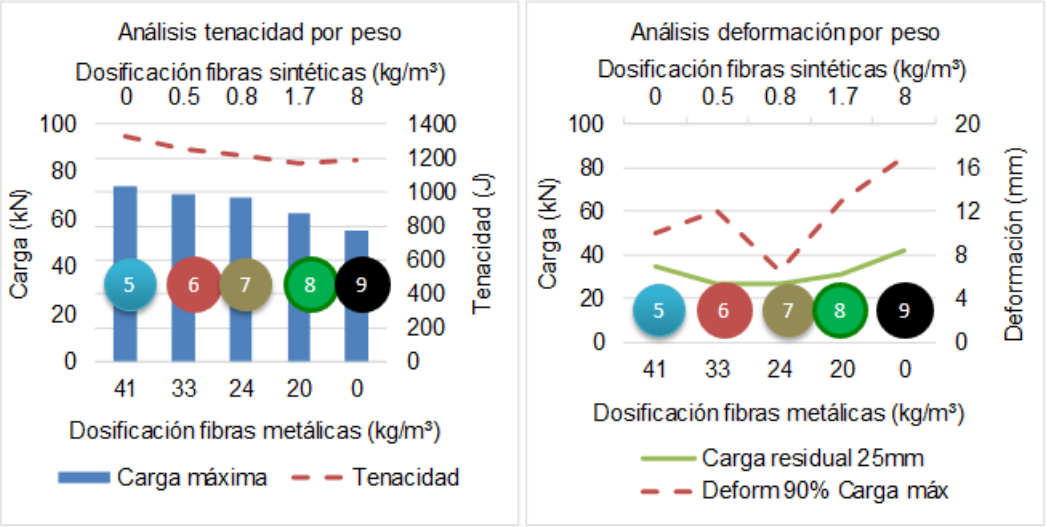


Figura 6.4-33 Análisis de alternativas, variación de tenacidad por peso para 1200J. Fuente: La autora.

Análisis por tipo de fibra

Con respecto a los resultados de tenacidad, carga máxima y capacidad de carga residual a una deformación de 25mm cuando se emplea el 100% de cada tipo de fibra, se tienen los siguientes resultados:

Para paneles con contenido de 100% fibra metálica:

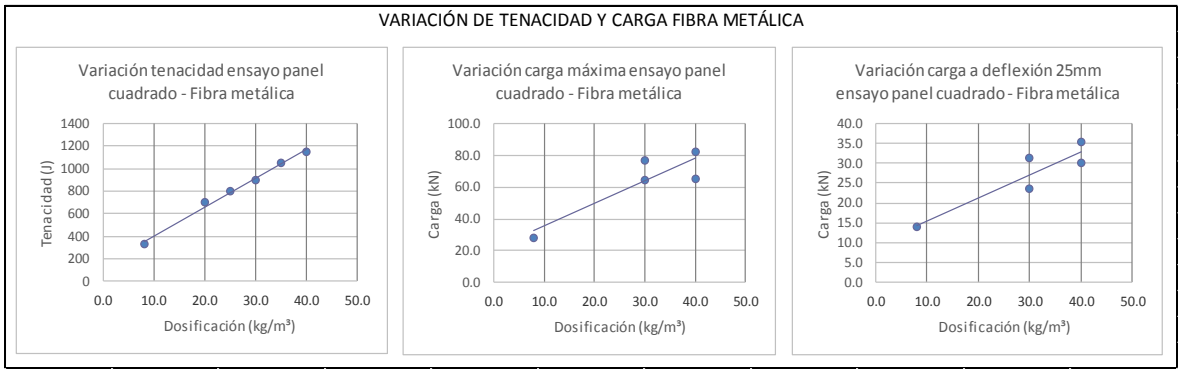


Figura 6.4-34 Variación de tenacidad y carga con fibra metálica. Fuente: La autora.

Paneles con contenido de 100% fibra sintética:

La tenacidad presenta una tendencia con baja dispersión, los valores de carga máxima y residual presentan una mayor dispersión.

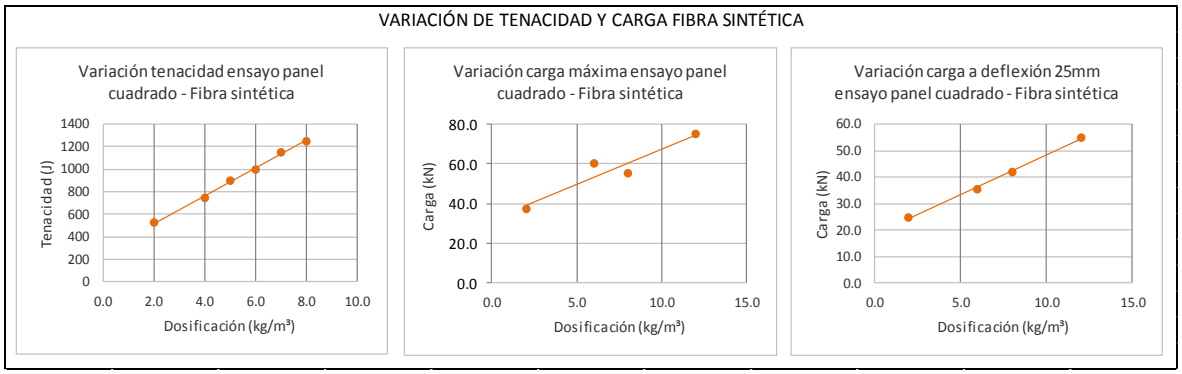


Figura 6.4-35 Variación de tenacidad y carga con fibra sintética. Fuente: La autora.

Al igual que para el caso de las fibras metálicas, los valores de tenacidad presentan una tendencia lineal. Los valores de carga máxima y residual presentan una dispersión menor que para el caso de las fibras metálicas.

6.4.2 Resistencia a compresión de cilindros de concreto. INV-E-410-13

Con el objeto de evaluar el efecto en la resistencia a compresión de las muestras con fibras combinadas, se elaboraron y fallaron probetas, como lo muestra la siguiente figura (Figura 6.4-36):

Figura 6.4-36 Montaje y ejecución del ensayo de resistencia a compresión en cilindros. Fuente: La autora.

Por una parte, se llevaron a cabo ensayos de resistencia a compresión en muestras de concreto simple con el fin de observar la evolución de la resistencia en el tiempo, los resultados obtenidos se resumen de la siguiente manera:

Tabla 6.4-2 Resumen resultados ensayo resistencia a compresión concreto sin refuerzo.

No.	Edad (Días)	Carga máxima (kgf)	Carga máxima (kN)	Área (cm²)	Resistencia a compresión, f'c	
					kg/cm²	MPa
28-2	14	25000	245	80,7	310	30,4
28-5	14	26100	256	81,9	319	31,2
28-3	28	30500	299	79,5	384	37,6
28-4	28	29800	292	82,0	364	35,6
E13	113	31510	309	83,3	378	37,1
R28-2	191	45200	443	78,5	576	56,4

Fuente: La autora.

De manera gráfica, los resultados se expresan así:

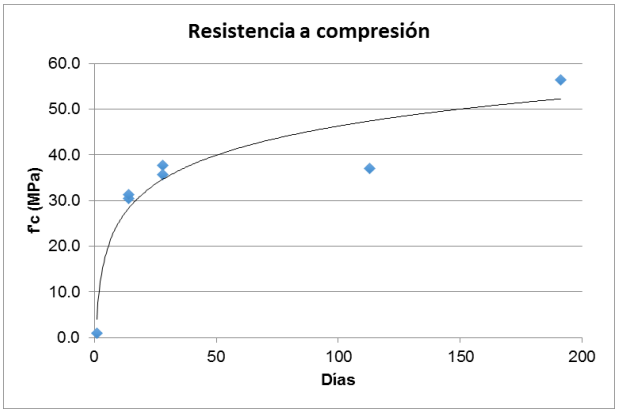


Figura 6.4-37 Evolución de la resistencia a compresión en el tiempo del concreto simple. Fuente: La autora.

La gráfica muestra un comportamiento típico de la resistencia a compresión de los concretos de elevada resistencia, en el cual el concreto sigue aumentando su resistencia en el tiempo, en mayor medida que en concretos de baja resistencia.

Los resultados de los ensayos de resistencia a compresión para las diferentes combinaciones de fibra se resumen como sigue:

Tabla 6.4-3 Resumen resultados ensayo resistencia a compresión concreto reforzado con fibras

No.	Proporción (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m³)		Tenacidad esperada (J)	Carga máxima (kN)	Diametro promedio (cm²)	Área (cm²)	Resistencia a compresión, f'c	
	Sintética	Metálica	Sintética	Metálica					kg/cm²	MPa
E1	0	100	0	33	1000	300	10.2	81.9	373	36.6
E4	0	100	0	33	1000	327	10.2	82.0	406	39.9
C2	20	80	0.5	25	1000	307	10.2	81.4	385	37.8
C5	20	80	0.5	22	1000	325	10.1	79.4	418	41.0
E11	40	60	0.8	18	1000	284	10.1	80.2	361	35.4
E12	40	60	0.8	12	1000	307	10.3	83.3	376	36.9
C3	100	0	6	0	1000	295	10.2	81.5	368	36.1
C6	0	100	0	41	1200	300	10.2	81.7	375	36.8
C9	0	100	0	40	1200	315	10.3	83.3	385	37.8
C7	20	80	0.5	33	1200	306	10.3	83.3	375	36.7
C10	20	80	0.5	33	1200	289	10.1	80.1	368	36.1
E8	100	0	8	0	1200	277	10.2	81.7	346	33.9
E13	SIN REFUERZO		0	0	-	309	10.3	83.3	378	37.1

Fuente: La autora.

Para mayor facilidad de análisis, se presentan de manera gráfica los resultados de variación de la carga máxima:

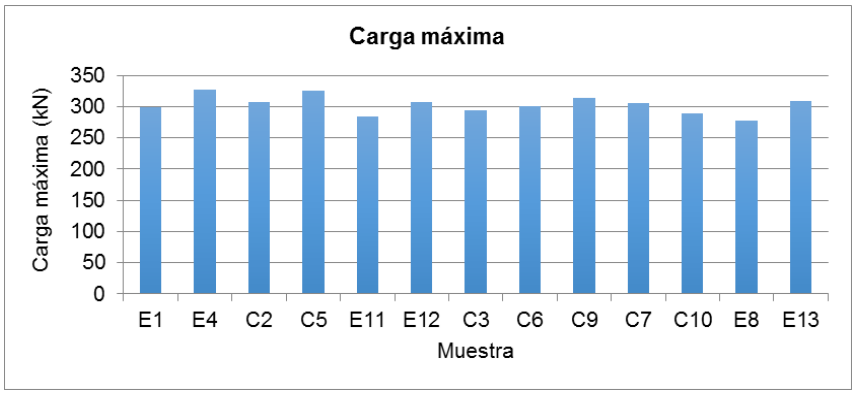
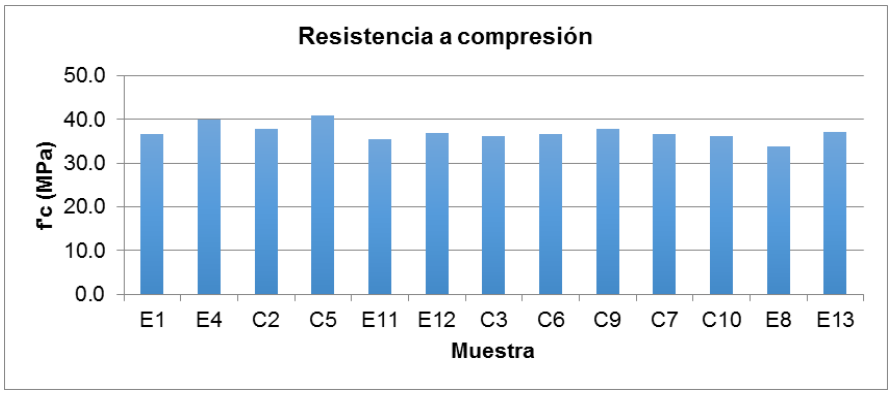


Figura 6.4-38 Carga máxima en ensayo de resistencia a compresión. Fuente: La autora.

Los valores de carga máxima varían entre 277 y 327 kN, con un promedio de 303kN, la desviación estándar obtenida es de 15kN y el coeficiente de variación es 4.9%. En concordancia con la investigación bibliográfica, el contenido de fibras no afecta considerablemente los valores de carga máxima del concreto; sin embargo, se observa

una leve disminución (que no es significativa en términos de resistencia) en el caso en que se emplearon las fibras sintéticas en un 100% (Muestras C3 y E8). En la siguiente figura (Figura 6.4-39) se presenta la variación de la resistencia a compresión obtenida:



Muestra		E1	E4	C2	C5	E11	E12	C3	C6	C9	C7	C10	E8	E13
Proporción (%)	Sintética	0	0	20	20	40	40	100	0	0	20	20	100	0
	Metálica	100	100	80	80	60	60	0	100	100	80	80	0	0
Dosificación (kg/m³)	Sintética	0	0	1	1	1	1	6	0	0	1	1	8	0
	Metálica	33	33	25	22	18	12	-	41	40	33	33	0	0
f'c (MPa)		37	40	38	41	35	37	36	37	38	37	36	34	37
Tenacidad esperada (J)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1200	1200	1200	1200	1200	0

Figura 6.4-39 Resistencia a compresión en concreto reforzado con fibras. Fuente: La autora.

Los valores de resistencia a compresión varían entre 34 y 40MPa, con un promedio de 37MPa, la desviación estándar obtenida es de 2MPa y el coeficiente de variación es 4.9%. El contenido de fibras no afecta significativamente la resistencia a compresión del concreto; sin embargo, a medida que aumenta el contenido de fibra (metálica, sintética o combinadas), disminuye la resistencia a compresión. En las muestras con 100% de contenido de fibra sintética, se observa una mayor disminución de la resistencia a compresión. Lo anterior coincide con la investigación bibliográfica efectuada, en la que se estableció que para las dosis de fibra comúnmente empleadas en soporte y revestimiento de túneles, la resistencia a compresión no se afecta de manera considerable (Ver sección sobre concreto reforzado con fibras para túneles). Adicionalmente, se observa que la combinación (40-60) también proporciona valores bajos de resistencia a compresión. Esto puede deberse a la disminución del contenido de fibra metálica y el aumento de fibra sintética.

Para diferentes dosis de fibra metálica y fibra sintética por separado se tiene la siguiente relación:

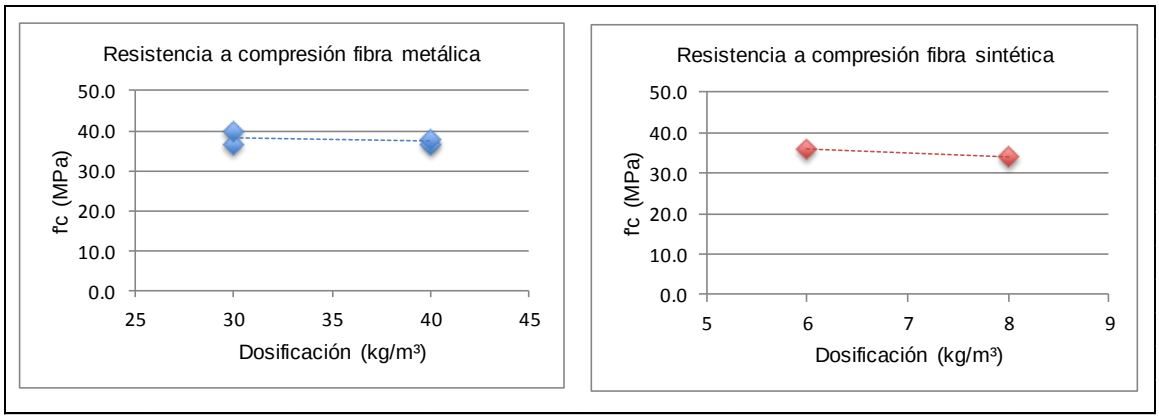


Figura 6.4-40 Resistencia a compresión en concreto reforzado con fibras metálicas o sintéticas. Fuente: La autora.

En la figura anterior (Figura 6.4-40) es posible constatar un decrecimiento no significativo en la resistencia a compresión a medida que aumenta la cantidad de fibra. Lo mismo ocurre en el caso de la combinación de fibras, en las combinaciones que involucran menor cantidad de fibras, o sea, las de tenacidad esperada de 1000J, cuentan con mayores valores de resistencia a compresión que las muestras con tenacidad esperada de 1200J (Ver Figura 6.4-39).

6.4.3 Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson del concreto en compresión. INV-E-424-13.

El proceso de evaluación de la combinación de fibras continuó con la ejecución del ensayo de determinación de módulo de elasticidad y relación de Poisson, en la siguiente figura se muestra el montaje requerido:

Montaje y ejecución del ensayo de módulo de elasticidad

Montaje y ejecución del ensayo de Relación de Poisson

Figura 6.4-41 Montaje y ejecución del ensayo de módulo de elasticidad estático. Fuente: La autora.

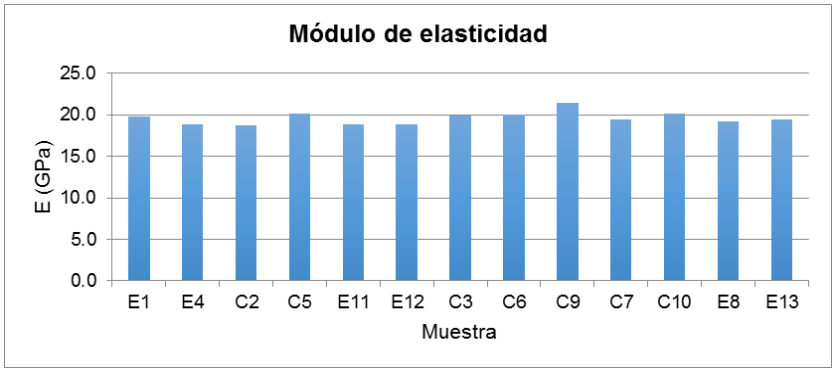
El resumen de los resultados de ensayo de módulo de elasticidad es el siguiente:

Tabla 6.4-4 Resumen resultados ensayo de módulo de elasticidad estático.

No.	Proporción (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m³)		Tenacidad esperada (J)	Carga máxima (kN)	Diametro promedio (cm²)	Área (cm²)	Resistencia a compresión, f'c	Módulo de elasticidad laboratorio	
	Sintética	Metálica	Sintética	Metálica					MPa	kg/cm²	GPa
E1	0	100	0	33	1000	300	10.2	81.9	36.6	201727	19.8
E4	0	100	0	33	1000	327	10.2	82.0	39.9	191929	18.8
C2	20	80	0.5	25	1000	307	10.2	81.4	37.8	190480	18.7
C5	20	80	0.5	22	1000	325	10.1	79.4	41.0	205103	20.1
E11	40	60	0.8	18	1000	284	10.1	80.2	35.4	192478	18.9
E12	40	60	0.8	12	1000	307	10.3	83.3	36.9	192752	18.9
C3	100	0	6	0	1000	295	10.2	81.5	36.1	203140	19.9
C6	0	100	0	41	1200	300	10.2	81.7	36.8	204325	20.0
C9	0	100	0	40	1200	315	10.3	83.3	37.8	218686	21.4
C7	20	80	0.5	33	1200	306	10.3	83.3	36.7	198800	19.5
C10	20	80	0.5	33	1200	289	10.1	80.1	36.1	205054	20.1
E8	100	0	8	0	1200	277	10.2	81.7	33.9	195799	19.2
E13	SIN REFUERZO		0	0	-	309	10.3	83.3	37.1	197657	19.4

Fuente: La autora.

Los valores de módulo de elasticidad varían de 19 a 21GPa y un promedio de 20GPa. La desviación estándar obtenida es de 0.8GPa y el coeficiente de variación es 3.9%. Los valores son acordes para el tipo de concreto evaluado.



Muestra		E1	E4	C2	C5	E11	E12	C3	C6	C9	C7	C10	E8	E13
Proporción (%Tenacidad)	Sintética	0	0	20	20	40	40	100	0	0	20	20	100	0
	Metálica	100	100	80	80	60	60	0	100	100	80	80	0	0
Dosificación (kg/m³)	Sintética	0	0	0.5	0.5	0.8	0.8	6	0	0	0.5	0.5	8	0
	Metálica	33	33	25	22	18	12	-	41	40	33	33	0	0
E (Gpa)		20	19	19	20	19	19	20	20	21	20	20	19	19
Tenacidad esperada (J)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1200	1200	1200	1200	1200	0

Figura 6.4-42 Variación del módulo de elasticidad. Fuente: La autora.

La muestra E13 corresponde a concreto simple, en las gráficas puede observarse el comportamiento muy similar entre las diferentes combinaciones y el concreto simple, es decir que, a bajos niveles de carga, cuando el material se comporta elásticamente, la variación del esfuerzo con respecto a la deformación es muy similar; por lo tanto, la adición de fibras no modifica en gran medida el módulo de elasticidad del concreto. Sin embargo, se observa que se presentan valores ligeramente mayores cuando se emplea fibra metálica en un 100% (muestras E1, E4, C6 y C9).

También es posible notar que, de manera muy leve, para las combinaciones con mayor cantidad de fibras en peso, es decir, las muestras con valor de tenacidad teórica de 1200J, se tienen valores de módulo de elasticidad mayores que en las combinaciones con menor cantidad de fibras y valor de tenacidad teórico de 1000J.

La siguiente figura muestra la superposición de curvas esfuerzo vs deformación unitaria obtenidas durante el proceso de carga. En ellas es posible apreciar la baja variación del módulo de elasticidad:

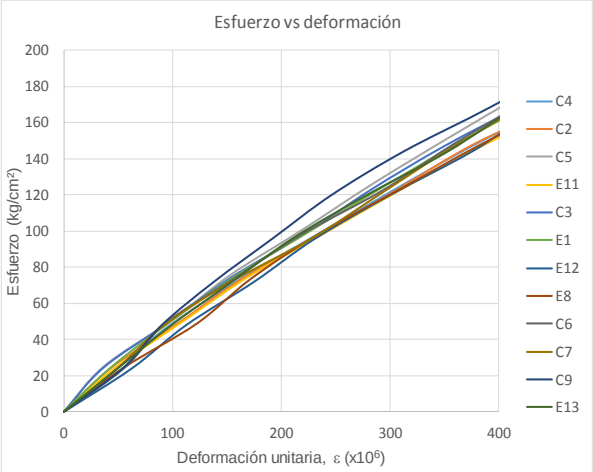


Figura 6.4-43 Curvas esfuerzo – deformación del ensayo de módulo de elasticidad. Fuente: La autora.

Para las diferentes dosis de fibra metálica y fibra sintética por separado, se tiene la siguiente figura:

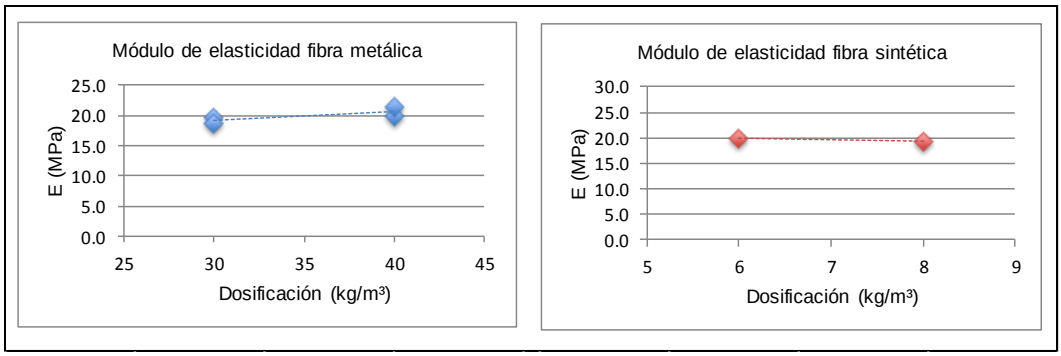


Figura 6.4-44 Módulo de elasticidad para fibra metálica o sintética. Fuente: La autora.

De acuerdo con la figura anterior, a medida que aumenta el contenido de fibra metálica, aumenta levemente el módulo de elasticidad, caso contrario ocurre en el caso del empleo de fibra sintética, en el que a medida que aumenta la cantidad de fibra sintética, disminuye levemente el módulo de elasticidad. Este resultado es acorde con la revisión bibliográfica efectuada.

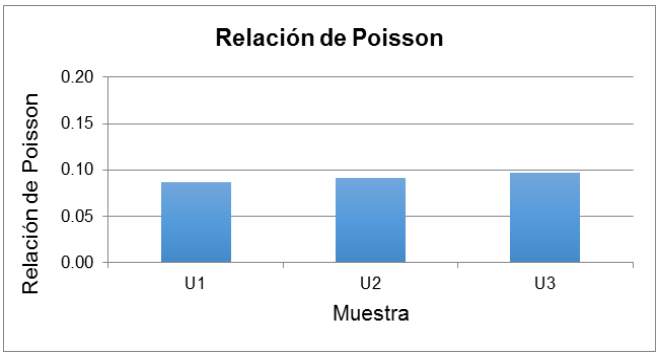
El resumen de los resultados del ensayo de Relación de Poisson es el siguiente:

Tabla 6.4-5 Resumen resultados ensayo de relación de Poisson.

No.	Proporción (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m³)		Tenacidad esperada (J)	Resistencia a compresión, f'c (Mpa)	Módulo de elasticidad laboratorio (Gpa)	Relación de Poisson, υ
	Sintética	Metálica	Sintética	Metálica				
U1	SIN REFUERZO		-	-	-	41	18.2	0.09
U2	20	80	0.5	26	1000	41	21.5	0.09
U3	20	80	0.5	33	1200	38	22.3	0.10

Fuente: La autora.

La siguiente figura permite observar la variación de la relación de Poisson para el caso sin refuerzo y las dos combinaciones analizadas:



Muestra		U1	U2	U3
Proporción (%)	Sintética	0	20	20
	Metálica	0	80	80
Dosificación (kg/m³)	Sintética	0	0.5	0.5
	Metálica	0	26	33
Relación Poisson, v		0.09	0.09	0.10
Tenacidad esperada (J)		1000	1000	1200

Figura 6.4-45 Relación de Poisson. Fuente: La autora.

En la figura es posible observar la baja variación en la relación de Poisson cuando se emplean fibras combinadas con respecto al concreto simple; esto se debe a que antes de la fisuración la matriz gobierna el comportamiento del compuesto y tiene un comportamiento elástico.

6.4.4 Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona. UNE 83515

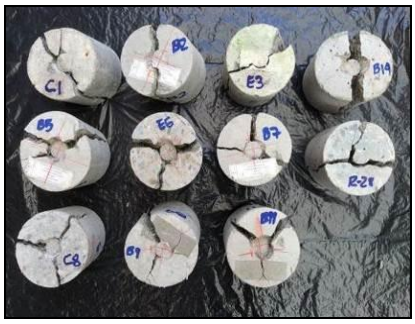
De manera adicional a la evaluación del comportamiento de las diferentes combinaciones de fibras, y con el fin de comparar con los resultados del ensayo de tenacidad en paneles, se ejecuta de manera aproximada el ensayo de tracción indirecta método Barcelona. Para mayores detalles del ensayo se puede consultar la sección 3.3.2 del marco teórico

correspondiente a los ensayos en concreto reforzado con fibras, particularmente, sobre los ensayos de tracción indirecta.

La realización de este ensayo también permite contribuir al estado del conocimiento sobre ensayos para diseño y control de concreto reforzado con fibras en Colombia.

La siguiente figura (Figura 6.4-46) muestra el montaje empleado y las probetas ensayadas:

Montaje y ejecución del ensayo Barcelona



Muestras ensayadas

Figura 6.4-46 Montaje y ejecución del ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. Fuente: La autora.

Debido a que no se cuenta con el deformímetro circunferencial, se emplearon las siguientes correlaciones entre desplazamiento del pistón y deformación circunferencial total:

$$\begin{cases} TCOD = 0 & \delta \leq \delta_{cr} \\ TCOD = n\dfrac{a\delta_{R,0}}{2l} sen\dfrac{\pi}{n}\left(1 - \dfrac{F}{F_{cr}}\right) & \delta_{cr} < \delta < \delta_{R,0} \\ TCOD = n\dfrac{a}{2l} sen\dfrac{\pi}{n}\left[\delta - \delta_{cr} + \delta_{R,0}\left(1 - \dfrac{F_{R,0}}{F_{cr}}\right)\right] & \delta \geq \delta_{R,0} \end{cases}$$

Donde:

TCOD: deformación total circunferencial (*Total circumferencial opening displacement*).

n: número de bloques resultantes tras la fisuración.

a: diámetro del punzón.

δ: desplazamiento axial del pistón.

l: longitud del cono.

El resumen de los resultados obtenidos es:

Tabla 6.4-6 Resumen resultados ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona.

No.	Dosificación	Tenacidad 6mm (J)	Resistencia residual 6mm (N/mm²)	Carga de fisuración, Pf (kN)	Carga unitaria de fisuración, fct (N/mm²)
B2	20 kg/m³	76,5	0,3	49,6	2,8
C1	30 kg/m³	115,0	0,5	58,1	3,3
E6	40 kg/m³	114,1	0,5	56,3	3,2
B7	4 kg/m³	83,9	0,4	54,9	3,0
E3	6 kg/m³	82,2	0,2	62,1	3,6
B9	8 kg/m³	111,8	0,7	50,2	2,8
B14	20-80 1000J	117,5	0,5	54,7	3,1
B11	20-80 1200J	128,1	0,6	58,9	3,2
R28-3	Sin refuerzo	42,8	0,0	49,7	2,9

Fuente: La autora.

De manera gráfica los resultados se pueden expresar de la siguiente manera (Figuras 6.4-47 y 6.4-48):

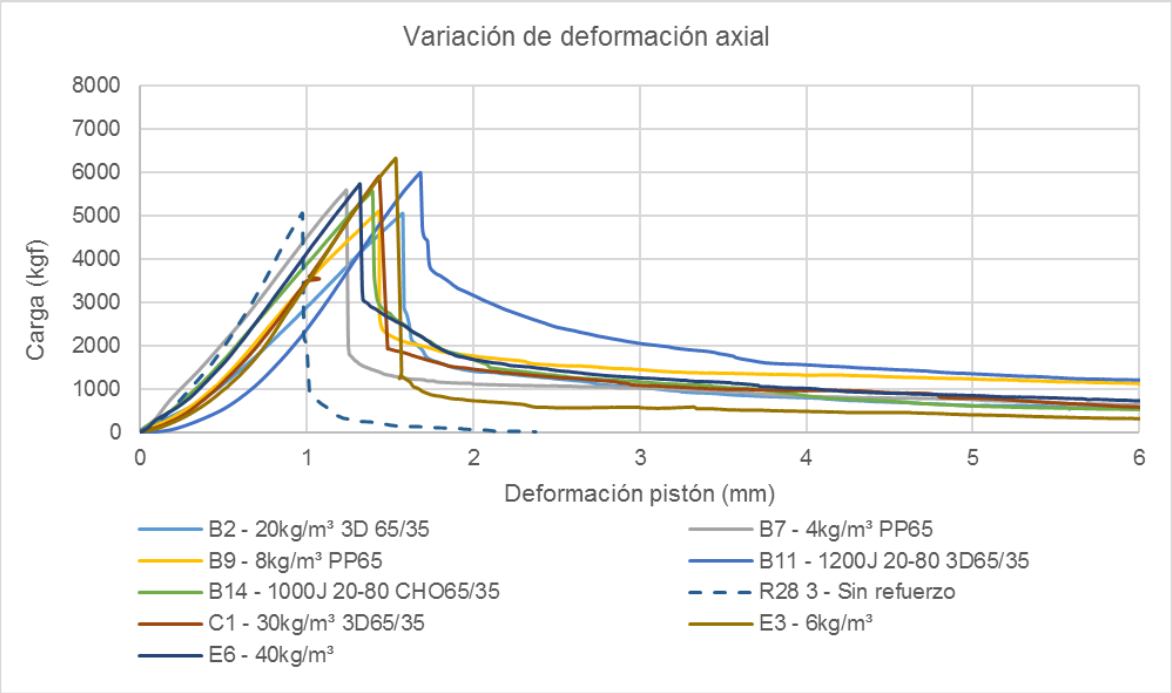


Figura 6.4-47 Variación de la deformación axial en el ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona.
Fuente: La autora.

Las curvas tienen la forma típica que resulta de la ejecución del ensayo Barcelona.

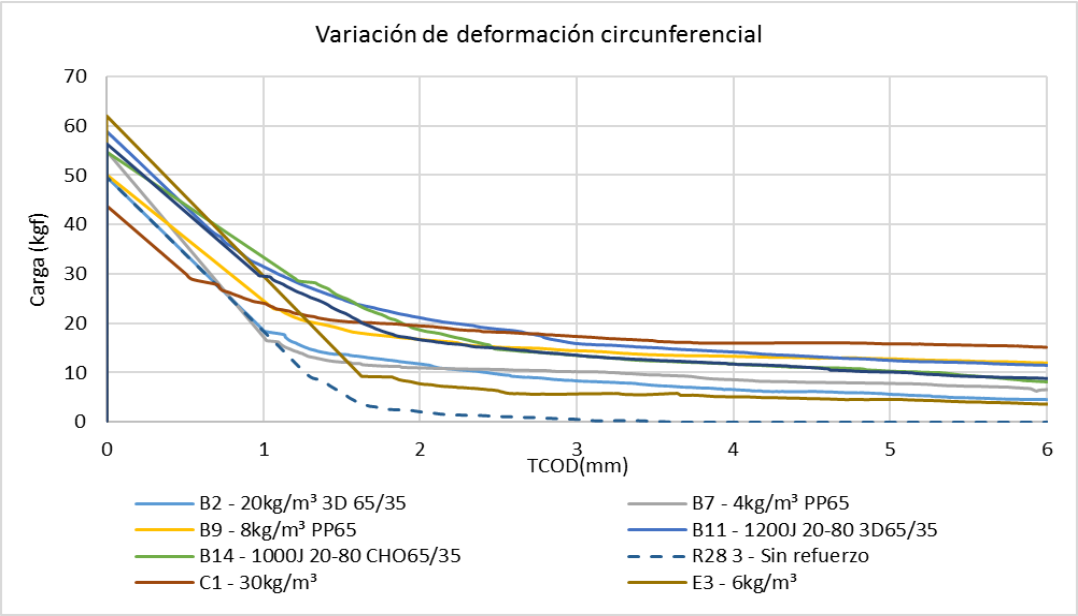
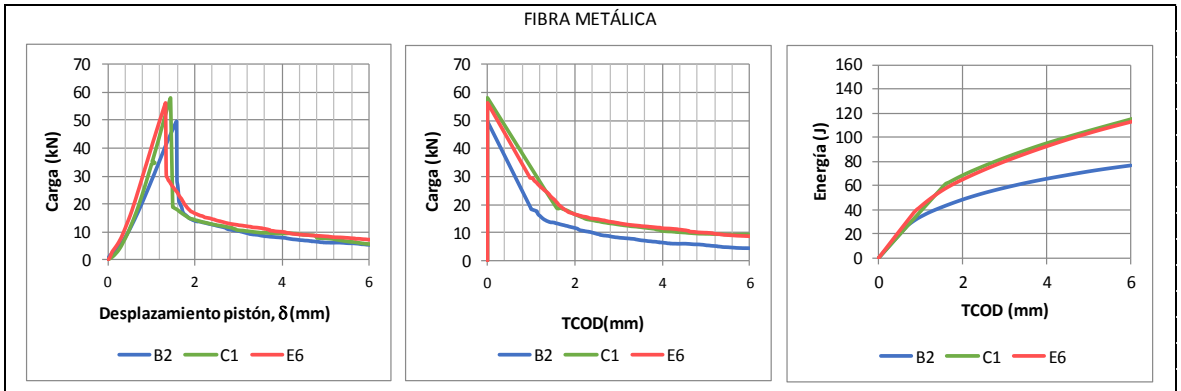


Figura 6.4-48 Variación de la deformación circunferencial en ensayo de tracción indirecta – Método Barcelona. Fuente: La autora.

Con el fin de facilitar el análisis de los resultados, se presentan las siguientes gráficas que permiten hacer una comparación de los resultados obtenidos:

Refuerzo con fibra metálica en diferentes dosis

Las siguientes figuras muestran el comportamiento axial, circunferencial y de capacidad de absorción de energía en el ensayo Barcelona para diferentes dosis de fibra metálica:



Resistencia residual

B2	20kg/m³	0.3	N/mm²
C1	30kg/m³	0.5	N/mm²
E6	40kg/m³	0.5	N/mm²

Tenacidad

B2	76.5	J
C1	115.0	J
E6	114.1	J

Figura 6.4-49 Resultados ensayos refuerzo con fibra metálica – Método Barcelona. Fuente: La autora.

Los resultados de los cilindros reforzados con fibra metálica en un 100% muestran un comportamiento similar a los resultados de los ensayos de tenacidad con paneles; se observa que a menor cantidad de fibras, se obtiene una menor carga máxima. Después de la rotura, la capacidad de carga decrece de manera gradual y casi paralela entre las muestras siendo mayor la resistencia residual en las muestras con mayor cantidad de fibras.

Con respecto a la variación de la carga con respecto a la deformación circunferencial (TCOD), se observa la correspondencia de los resultados entre deformación axial y circunferencial. Las muestras con mayor cantidad de fibras cuentan con mayor carga máxima y con mayor resistencia residual.

Finalmente, la capacidad de absorción de energía es mayor en las muestras con mayor cantidad de fibras.

La siguiente figura (Figura 6.4-50) presenta la variación de capacidad de absorción de energía, carga máxima y resistencia residual a una deformación de 6mm:

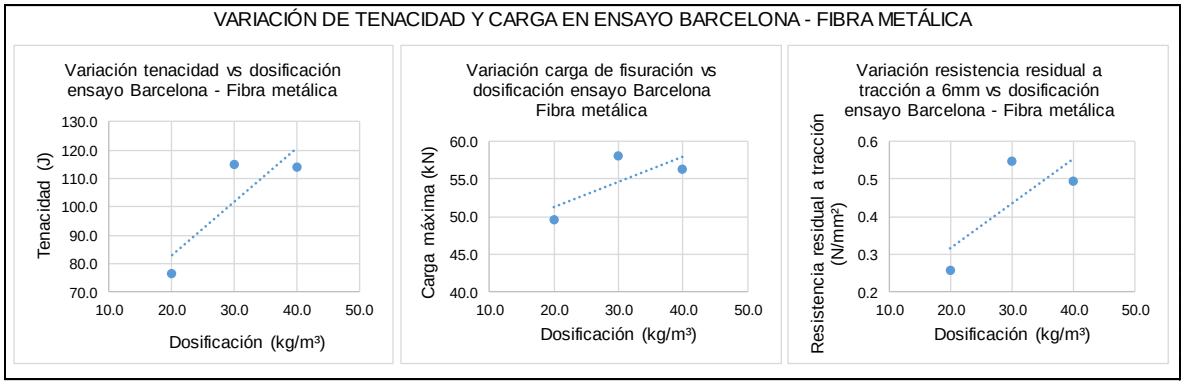


Figura 6.4-50 Comportamiento refuerzo con fibra metálica – Método Barcelona. Fuente: La autora.

Los resultados muestran que a medida que aumenta la cantidad de fibras metálicas, aumenta la capacidad de absorción de energía, la magnitud de la carga máxima y la resistencia residual a deformación TCOD de 6mm.

Refuerzo con fibra sintética en diferentes dosis

La siguiente figura muestra el comportamiento de las muestras reforzadas en su totalidad con fibra sintética:

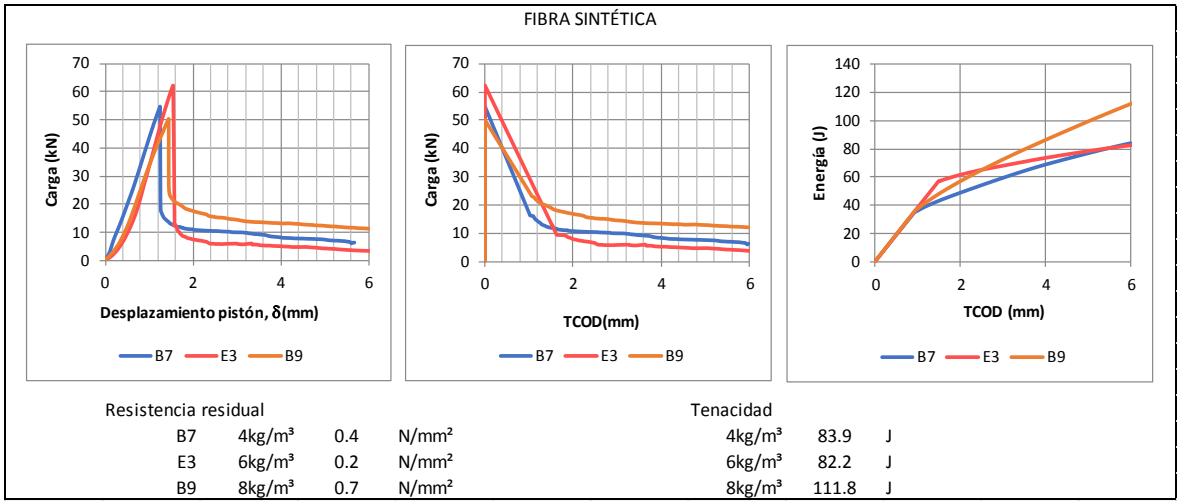


Figura 6.4-51 Resultados ensayo refuerzo con fibra sintética – Método Barcelona. Fuente: La autora.

Al igual que en el caso de los paneles, se observa una leve disminución de la carga máxima cuando se emplea una dosis de 8kg/m³.

No se observa relación entre el comportamiento posterior a la carga de fisuración con respecto a la dosis de fibras.

El valor de capacidad de absorción de energía aumenta a medida que aumenta la cantidad de fibras.

La siguiente figura muestra el comportamiento de la tenacidad, carga máxima y resistencia residual en concreto con refuerzo de fibra sintética:

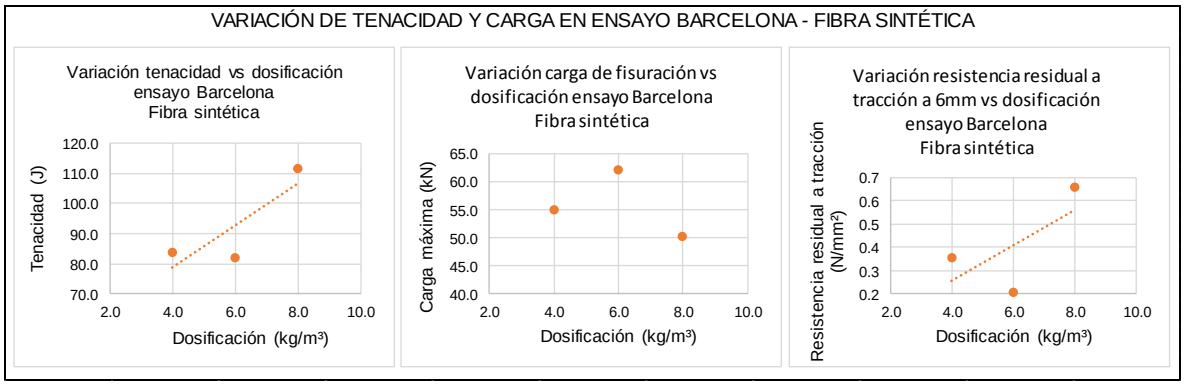
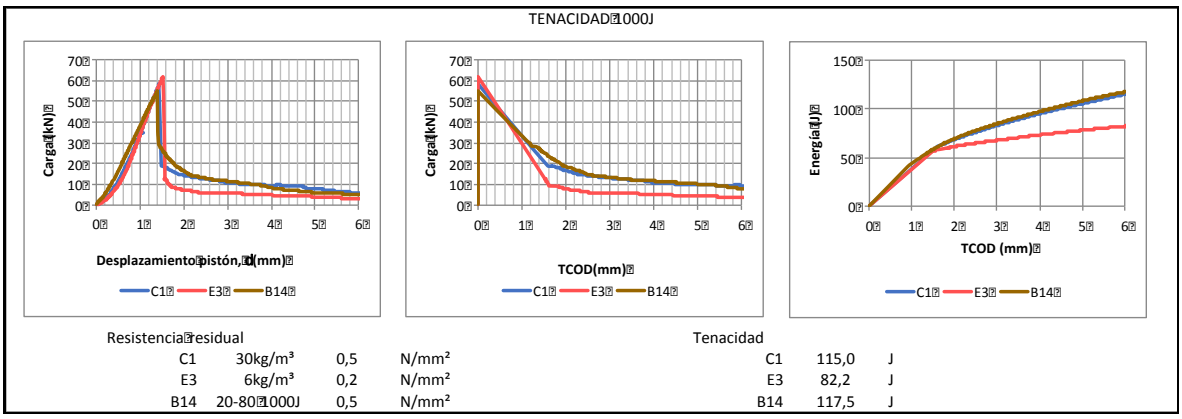


Figura 6.4-52 Comportamiento refuerzo con fibra sintética – Método Barcelona. Fuente: La autora.

En el caso de la fibra sintética, se observa que a medida que aumenta la cantidad de fibras, aumenta la capacidad de absorción de energía y la resistencia residual a tracción a 6mm, no así la magnitud de carga máxima (carga de fisuración).

Refuerzo para 1000J

Las siguientes gráficas permiten realizar la comparación entre el comportamiento combinando y sin combinar fibras para una tenacidad de 1000J, pero desde el punto de vista de los ensayos Barcelona:



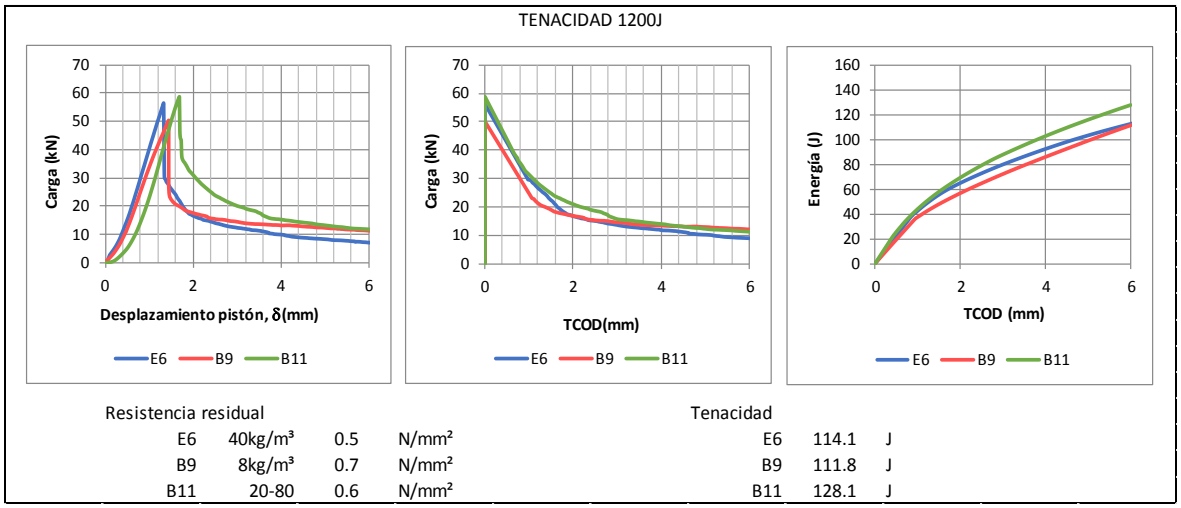
Resistencia residual					Tenacidad		
C1	30kg/m³	0,5	N/mm²		C1	115,0	J
E3	6kg/m³	0,2	N/mm²		E3	82,2	J
B14	20-80 1000J	0,5	N/mm²		B14	117,5	J

Figura 6.4-53 Resultados nivel de tenacidad de 1000J. Fuente: La autora.

En las gráficas se observa que al igual que en el ensayo de paneles, la combinación 20-80 de 1000J (Muestra B14) permite obtener una carga máxima similar a la que se obtiene empleando únicamente fibra metálica, con una resistencia residual ligeramente menor y una tenacidad muy similar.

Refuerzo para 1200J

A continuación (Figura 6.4-54) se muestra el resumen de los resultados obtenidos con el ensayo método Barcelona:



Resistencia residual					Tenacidad		
E6	40kg/m³	0.5	N/mm²		E6	114.1	J
B9	8kg/m³	0.7	N/mm²		B9	111.8	J
B11	20-80	0.6	N/mm²		B11	128.1	J

Figura 6.4-54 Resultados nivel de tenacidad de 1200J. Fuente: La autora.

Para el nivel de tenacidad de 1200J se observa que la muestra con 100% de fibra sintética (B9) presenta menor valor de carga máxima en comparación con las muestras en las que se emplea 100% fibra metálica (E6) y combinación de ambas fibras (B11). También es posible establecer que la muestra B9 (100% fibra sintética) permite una mayor deformación axial en comparación con la muestra E6 (100% fibra metálica) antes de producirse la rotura por carga máxima.

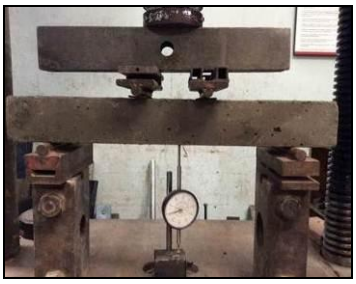
Así mismo, se observa una menor caída de capacidad de carga cuando se emplea fibra sintética (B9) y se observa un menor decrecimiento de capacidad de carga posterior a la fisuración, con respecto a las otras dos muestras, lo que es consistente con la fundamentación teórica consultada (ver marco teórico).

La muestra con combinación de fibras B11 (20% F. sintética – 80% F. metálica) presenta carga máxima próxima a la obtenida con 100% fibra metálica, además admite una mayor deformación axial antes de llegar a la carga máxima, cuenta con la menor caida de capacidad de carga posterior a la falla y decrecimiento de capacidad de carga posterior a dicha rotura. También, presenta un valor de resistencia residual a 6mm aproximado al proporcionado por el uso de 100% de fibra sintética (E6). Finalmente, con esta combinación es posible obtener un mayor valor de capacidad de absorción de energía (Ver Figura 6.4-54).

6.4.5 Determinación de comportamiento a flexión de concreto reforzado con fibra (empleando una viga cargada en los tercios). EFNARC

Se llevó a cabo el ensayo recomendado por EFNARC dado que permite establecer espesores equivalentes entre el concreto reforzado con fibras y el concreto simple. La descripción detallada del ensayo se presenta en el marco teórico en la sección de ensayos de tracción por flexión.

En las siguientes figuras se presenta el montaje requerido para la ejecución del ensayo:



Montaje para ejecución del ensayo

Figura 6.4-55 Montaje del ensayo. Fuente: La autora.

A continuación, se muestra el proceso de ejecución del ensayo:

Muestra V1, sin refuerzo | Muestra V2 combinación 20-80, 1000J | Muestra V3 combinación 20-80, 1200J

Figura 6.4-56 Proceso de ejecución del ensayo. Fuente: La autora.

La muestra de concreto simple presenta una falla frágil y las dos muestras reforzadas con fibras presentan una capacidad de soporte residual. En la siguiente figura (Figura 6.4-57) se presentan los resultados del ensayo:

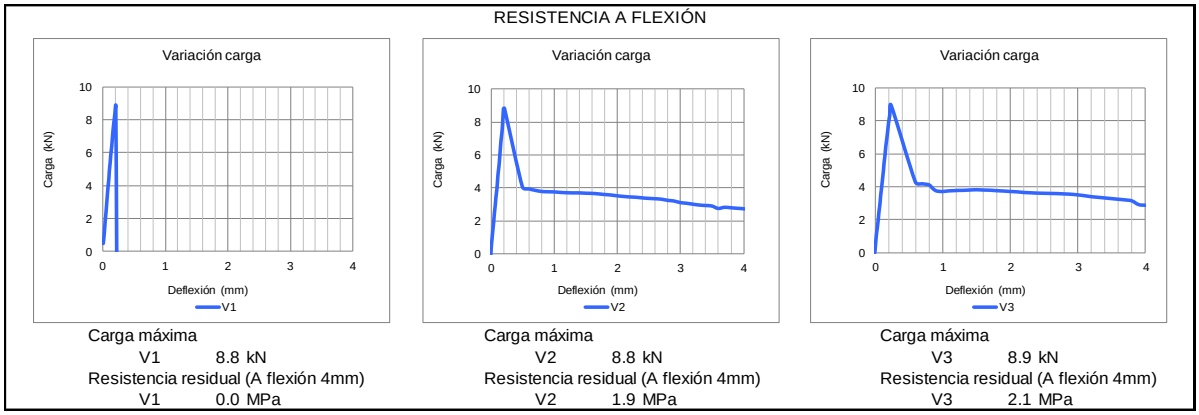


Figura 6.4-57 Variación de la carga y la deflexión en el ensayo de flexión. Fuente: La autora.

En la siguiente figura (Figura 6.4-58), puede observarse el comparativo de los resultados obtenidos y las muestras después del ensayo, en ellas es clara la utilidad de las fibras al impedir una falla súbita de la viga en el momento de formación de la fisura, en el caso de la viga de concreto simple se observan los fragmentos separados:

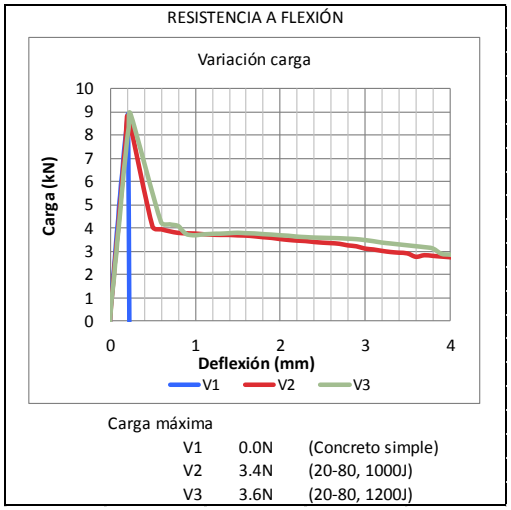


Figura 6.4-58 Comparativo de la variación de la carga y la deflexión en el ensayo de flexión. Fuente: La autora.

En la siguiente tabla (Tabla 6.4-7) se presentan de manera resumida los resultados obtenidos:

Tabla 6.4-7 Resumen de resultados de ensayo de resistencia a flexión.

Muestra	Dosificación (kg/m^3)		Tenacidad esperada (J)	Carga máxima (kN)	Resistencia a flexión (MPa)	Resistencia residual a flexión (MPa)
	Sintética	Metálica				
V1	0	0	-	8.8	4.9	0.0
V2	0.5	25	1000	8.8	4.9	1.9
V3	0.5	33	1200	8.9	5.3	2.1

Fuente: La autora.

A continuación (Figura 6.4-59), es posible observar que la resistencia a flexión del compuesto se incrementa levemente con respecto al concreto simple.

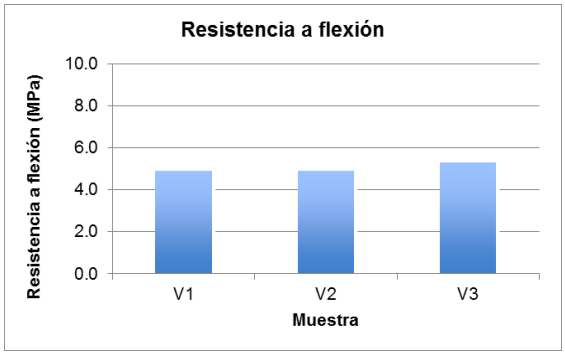


Figura 6.4-59 Resistencia a flexión. Fuente: La autora.

El ensayo no permite observar claramente la diferencia de comportamiento entre las diferentes dosis de fibras.

6.5 Resultados y análisis de ensayos secundarios

Como complemento a la investigación se efectuaron los siguientes ensayos:

- Ataque químico por sulfato de sodio. Adaptado de INV E-220-13 e INV E-410-13.
- Método de ensayo para determinar la permeabilidad del concreto al agua. NTC 4483.

6.5.1 Ataque químico por sulfato de sodio. INV E-220-13 e INV E-410-13.

Las muestras se prepararon de acuerdo con los requisitos para la realización del ensayo de resistencia a compresión de cilindros de concreto, se sometieron a curado húmedo durante 28 días, posteriormente se sometieron a cinco ciclos de inmersión durante 16 a 18 horas y secado en la solución de sulfato de sodio. Las siguientes fotografías (Figura 6.5-1) muestran parte del ensayo:

Sulfato de sodio

Inmersión de las muestras C13 y E10

Figura 6.5-1 Preparación de la solución y las muestras. Fuente: La autora.

Posteriormente, se diluyeron 350g de sulfato de sodio por cada litro de agua empleado, se sumergieron las muestras y se llevaron a un horno con temperatura constante de 20ºC. La siguiente figura muestra esta fase del ensayo:

Inmersión de las muestras C4 y E2

Muestras a 20ºC

Figura 6.5-2 Preparación de las muestras y ejecución del ensayo. Fuente: La autora.

Al final del quinto ciclo se llevó a cabo el lavado de las muestras con el cloruro de bario. Las siguientes fotografías (Figura 6.5-3) muestran la condición inicial y posterior al quinto ciclo:

Antes del ensayo

Después de los cinco ciclos de inmersión-secado

Figura 6.5-3 Muestras antes y después del ensayo. Fuente: La autora.

Al final de los ciclos de inmersión-secado y lavado con el cloruro de bario, a simple vista no se aprecian cambios importantes en la superficie del concreto, únicamente se observa un leve desgaste superficial.

Para finalizar, se realizó el ensayo de resistencia a compresión. En las siguientes fotografías (Figuras 6.5-4 a Figura 6.5-7) se puede observar el proceso en cada muestra:

Muestra C4

Antes del ensayo

Después de los 5 ciclos y lavado

Ensayo resistencia a compresión

Figura 6.5-4 Muestra C4 antes y después del ensayo. Fuente: La autora.

Muestra E2

Antes del ensayo

Después de los 5 ciclos y lavado

Ensayo resistencia a compresión

Figura 6.5-5 Muestra E2 antes y después del ensayo. Fuente: La autora.

Muestra E10

Antes del ensayo

Después de los 5 ciclos y lavado

Ensayo resistencia a compresión

Figura 6.5-6 Muestra E10 antes y después del ensayo. Fuente: La autora.

Muestra C13

Antes del ensayo

Después de los 5 ciclos y lavado

Ensayo resistencia a compresión

Figura 6.5-7 Muestra C13 antes y después del ensayo. Fuente: La autora.

Las muestras se elaboraron en parejas con el fin de comparar los resultados de resistencia a compresión posterior a los ciclos de inmersión-secado contra los de probetas de control falladas a 28 días. Los valores obtenidos se resumen a continuación:

Tabla 6.5-1 Resistencia a compresión en muestras sometidas al ataque químico.

No.	Proporción (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m³)		Tenacidad esperada (J)	Carga máxima (kN)	Área (cm²)	Resistencia a compresión, f'c	
	Sintética	Metálica	Sintética	Metálica				kg/cm²	MPa
C13	Sin refuerzo		-	-	-	281	78.5	365	35.8
C4	0	100	-	33	1000	317	81.7	395	38.8
E2	20	80	0.5	25	1000	303	80.1	386	37.8
E10	20	80	0.5	33	1200	312	80.1	397	38.9

Fuente: La autora.

De manera gráfica, los valores de resistencia a compresión para las muestras sometidas a inmersión-secado-compresión son los siguientes:

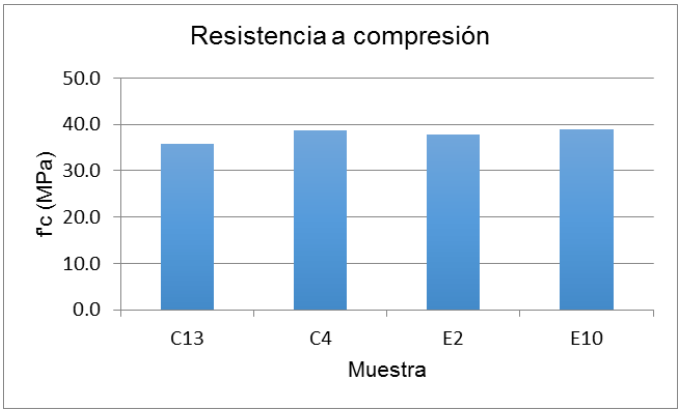


Figura 6.5-8 Resistencia a compresión en muestras sometidas al ataque químico. Fuente: La autora.

Comparando las muestras sometidas a inmersión-secado-compresión, se observa que a medida que aumenta el contenido de fibras en peso, aumenta levemente la resistencia a compresión; sin embargo, este efecto puede deberse al aumento en la resistencia a compresión suministrado por la fibra.

Los valores de resistencia a compresión comparativos entre las muestras control y las muestras sometidas a inmersión-secado-compresión son los siguientes:

Tabla 6.5-2 Resultados de resistencia a compresión de muestras de control y muestras sometidas al ataque químico.

No.	Proporción (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m³)		Tenacidad esperada (J)	Carga máxima (kN)	Área (cm²)	Resistencia a compresión, f'c	
	Sintética	Metálica	Sintética	Metálica				kg/cm²	MPa
E13	Sin refuerzo		-	-	-	309	83.3	378	37.1
C13	Sin refuerzo		-	-	-	281	78.5	365	35.8
E4	0	100	-	33	1000	327	82.0	406	39.9
C4	0	100	-	33	1000	317	81.7	395	38.8
C2	20	80		25	1000	307	81.4	385	37.8
E2	20	80	0.5	25	1000	303	80.1	386	37.8
C10	20	80	0.5	33	1200	289	80.1	368	36.1
E10	20	80	0.5	33	1200	312	80.1	397	38.9

Fuente: La autora.

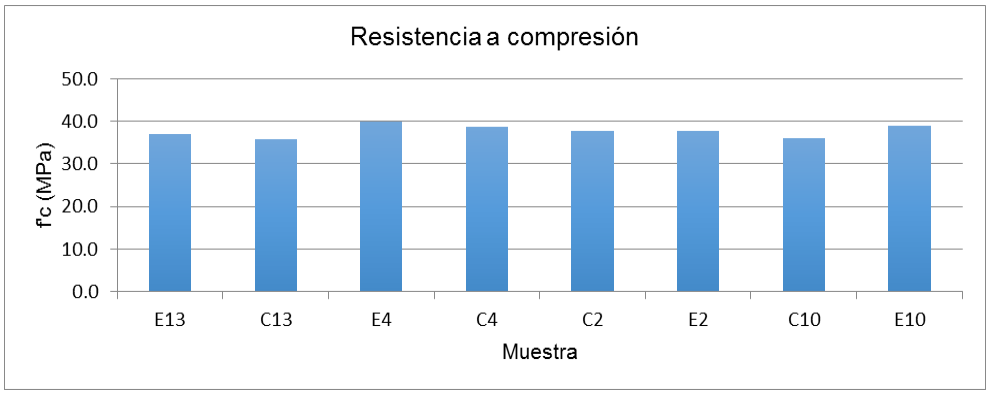


Figura 6.5-9 Comparativo resultados resistencia a compresión. Fuente: La autora.

Haciendo el comparativo entre cada muestra sometida al proceso de inmersión-secado-compresión, con respecto a las muestras de control, se observa una disminución en la resistencia a compresión posterior al ataque químico; sin embargo, debido a que la variación es baja, se requiere de mayor investigación al respecto haciendo una pre-carga que produzca fisuración con el fin de que sea posible amplificar el efecto del sulfato.

6.5.2 Permeabilidad

Con el fin de evaluar el efecto de las fibras en la permeabilidad del concreto, se llevaron a cabo ensayos para determinar la profundidad de penetración del agua en concreto reforzado con fibra, como se mencionó anteriormente, esta parte de la investigación fue realizada en colaboración con el ingeniero Luis Alejandro Ruíz. En las siguientes fotografías se puede apreciar el montaje de las muestras para el ensayo, así como las muestras ensayadas:

Montaje ensayo permeabilidad en concreto

Muestras ensayadas

Figura 6.5-10 Montaje del ensayo de permeabilidad y muestras preparadas. Fuente: (Ruíz, 2017).

El resumen de los resultados obtenidos es el siguiente (Tabla 6.5-3):

Tabla 6.5-3 Resumen resultados ensayo de permeabilidad.

Muestra		Cr 1			Cr 2			Cr 3		
Longitud del espécimen (mm)		96.32	96.10	96.32	96.70	96.32	97.10	99.43	99.57	99.40
Diámetro del espécimen (mm)		102.37	102.02	101.96	102.35	102.31	101.25	102.59	102.55	102.51
Presión de agua - Mpa		0.50			0.50			0.50		
Inicio prueba a presión	Fecha	9/11/16			9/11/16			9/11/16		
	Hora	7:00 AM			7:25 AM			7:30 AM		
Culminación prueba a presión	Fecha	12/11/16			12/11/16			12/11/16		
	Hora	7:00 AM			7:25 AM			7:30 AM		
Tiempo de presión (Horas)		96.00			96.00			96.00		
Profundidad penetración de agua (mm)		28.50	28.90	32.30	28.50	25.50	25.20	24.70	21.30	27.44
		29.90			26.40			24.48		

Muestra		Rc 28- 1			Rc 28 -2		
Longitud del espécimen (mm)		100.10	101.50	101.50	100.20	100.10	101.00
Diámetro del espécimen (mm)		99.80	99.50	99.30	98.70	98.50	98.00
Presión de agua - Mpa		0.50			0.50		
Inicio prueba a presión	Fecha	17/03/17			17/03/17		
	Hora	7:30 AM			7:45 AM		
Culminación prueba a presión	Fecha	20/03/17			20/03/17		
	Hora	7:30 AM			7:45 AM		
Tiempo de presión (Horas)		96.00			96.00		
Profundidad penetración de agua (mm)		51.45	54.00	49.24	54.62	48.60	50.29
		51.56			51.17		

Muestra		E5			E7			C11		
Longitud del espécimen (mm)		110.34	108.61	109.97	104.44	105.60	105.65	107.88	106.07	107.10
Diámetro del espécimen (mm)		102.54	103.18	103.41	102.50	103.49	103.34	103.22	102.74	103.90
Presión de agua - Mpa		0.50			0.50			0.50		
Inicio prueba a presión	Fecha	17-02-20			17-02-20			17-02-20		
	Hora	9:00 AM			9:10 AM			9:25 AM		
Culminación prueba a presión	Fecha	17-02-24			17-02-24			17-02-24		
	Hora	1:00 PM			1:15 PM			1:30 PM		
Tiempo de presión (Horas)		96.00			96.00			96.00		
Profundidad penetración de agua (mm		5.32	4.30	5.26	9.54	8.12	11.52	7.84	6.92	7.30
		4.96			9.73			7.35		

Fuente: (Ruíz, 2017).

Los resultados de los ensayos se resumen de la siguiente manera (Tabla 6.5-4):

Tabla 6.5-4 Resumen resultados ensayos efectuados a las muestras sometidas a ensayo de permeabilidad.

No.	Relación a/c	Dosificación (kg/m³)		Tenacidad esperada (J)	Profundidad de penetración (mm)
		Sintética	Metálica		
Cr 1	0.49	-	-	-	29.9
Cr 2	0.49	-	-	-	26.4
Cr 3	0.49	-	-	-	24.5
RC 28-1	0.45	-	-	-	51.6
RC 28-2	0.45	-	-	-	51.2
C11	0.45	0.8	18	1000	7.35
E5	0.45	0.5	22	1000	4.96
E7	0.45	0.5	33	1200	9.73

Fuente: Adaptado de (Ruíz, 2017).

La siguiente figura muestra de manera gráfica los resultados obtenidos:

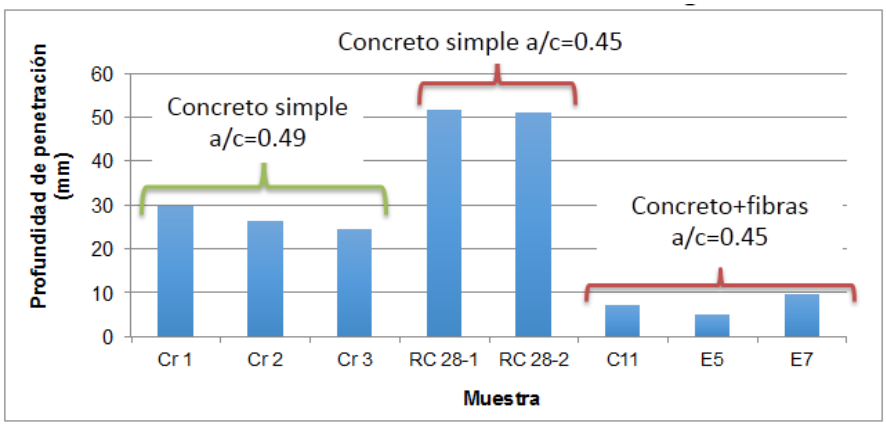


Figura 6.5-11 Variación de la profundidad de penetración. Fuente: Adaptado de (Ruíz, 2017).

En las probetas efectuadas con combinación de fibras, no se observa relación entre el contenido de fibras y el aumento o disminución de la profundidad de penetración. En todos los casos se observa una profundidad de penetración inferior a 10mm, lo que hace que el concreto se catalogue como de baja permeabilidad.

Con respecto a las probetas sin refuerzo, es de resaltar que la relación a/c se relaciona con la permeabilidad; por lo tanto, el concreto con relación a/c mayor cuenta con mayor permeabilidad. En los ensayos efectuados se obtuvo un resultado contradictorio pues el concreto con menor relación a/c permitió una mayor penetración de agua. Sin embargo, el concreto con fibras permitió la penetración de la menor profundidad de agua. Es recomendable la ampliación de la investigación en este sentido con el fin de establecer el efecto real de las fibras en cuanto a la permeabilidad.

6.6 Análisis general de resultados

El análisis general se lleva a cabo a partir de la siguiente tabla, en la cual se resumen los resultados obtenidos en todos los ensayos realizados:

Tabla 6.6-1 Resumen general de resultados de ensayos.

Muestra							Dosificación (%Tenacidad)		Tenacidad esperada (J)	Carga máxima panel (kN)	Tenacidad panel (J)	Resistencia a compresión, f'c (MPa)	Módulo de elasticidad (Gpa)	Relación de Poisson, υ	Resistencia a flexión EFNARC (MPa)	Resistencia residual EFNARC (MPa)	Tenacidad Barcelona 6mm (J)	Carga de fisuración Barcelona, Pf (kN)	Carga unitaria de fisuración Barcelona, fct (N/mm²)	Resistencia residual Barcelona 6mm (N/mm²)	Resistencia a compresión, sulfato sodio f'c (MPa)	Profundidad penetración (mm)
f'c y E	Ataq. quím	Permeabil	U	Viga	Barcelona	Panel	Sintética	Metálica														
					B2			20 kg/m³	700								76.5	49.6	2.8	0.3		
E4	C4					P1	0	100	1000	77	1226	39.9	18.8								38.8	
E1					C1	P7	0	100	1000	64	1188	36.6	19.8				115.0	58.1	3.3	0.5		
C5		E5			B14	P2	20	80	1000	68	1141	41.0	20.1				117.5	54.7	3.1	0.5		5.0
C2	E2		U3	V2		P8	20	80	1000	70	1139	37.8	18.7	0.10	5.3	2.1					37.8	
E12						P3	40	60	1000	43	685	36.9	18.9									
E11						P9	40	60	1000	54	867	35.4	18.9									
C3		C11			E3	P10	100	0	1000	60	1241	36.1	19.9				82.2	62.1	3.6	0.2		7.4
					B7			4 kg/m³	800								83.9	54.9	3.0	0.4		
C9						CHO-40kg/m³	0	100	1200	65	1234	37.8	21.4									
C6					E6	P11	0	100	1200	82	1422	36.8	20.0				114.1	56.3	3.2	0.5		
C10	E10					P4	20	80	1200	54	931	36.1	20.1								38.9	
C7		E7	U2	V3	B11	P12	20	80	1200	70	1252	36.7	19.5	0.09	4.9	1.9	128.1	58.9	3.2	0.6		9.73
						P5	30	70	1200	56	810											
						P13	30	70	1200	76	1310											
						P6	40	60	1200	62	1147											
						P14	40	60	1200	63	1191											
					B9	PP65-8kg/m³	100	8 kg/m³	1200								111.8	50.2	2.8	0.7		
E8						PP65-8kg/m³	100	8 kg/m³	1200	55	1191	33.9	19.2									
E13	C13		U1	V1	R28-3		SIN REFUERZO					37.1	19.4	0.09	4.9	0.0	42.8	49.7	2.9	0.0	35.8	

Fuente: La autora.

6.6.1 Análisis de resultados de ensayos con combinación de fibras

Los parámetros definidos para analizar las combinaciones fueron los siguientes:

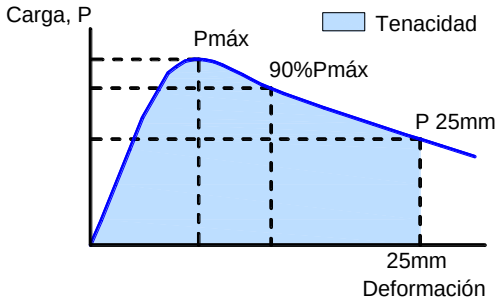


Figura 6.6-1 Parámetros de evaluación. Fuente: La autora.

En la figura 6.6-1, en el punto ($Def_{Pmáx}$, Pmáx) se alcanza la carga máxima y su respectiva deflexión, el punto ($Def_{90\%Pmáx}$, 90%Pmáx) corresponde a la deflexión obtenida cuando la carga máxima ha decrecido hasta el 90%, y finalmente, en el punto (25mm, P25mm) termina el ensayo y responde al valor de carga logrado cuando la deflexión bajo el centro del panel es de 25mm.

Con base en los ensayos de resistencia a tracción y flexión fue posible establecer que a medida que se reduce el contenido de fibra metálica, disminuye el valor de carga máxima. Así mismo, a medida que aumenta la cantidad de fibra sintética en la combinación, incrementan la resistencia residual del compuesto, expresada como el valor de carga a una deformación de 25mm, al igual que la deformación que admite el compuesto hasta el punto donde la carga máxima decrece al 90%, es decir, que el compuesto es capaz de soportar la carga máxima durante un lapso antes de comenzar a perder capacidad de soporte mientras se deforma.

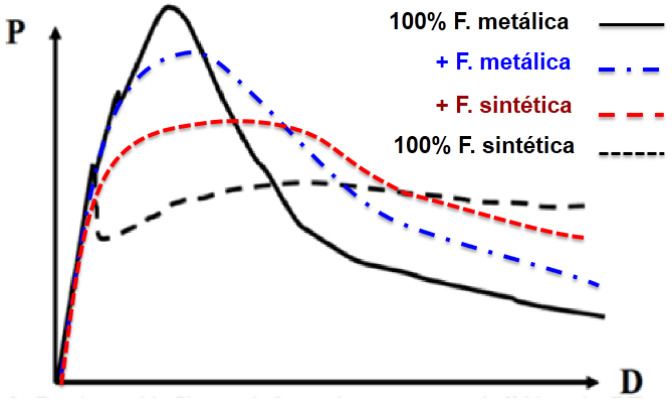


Figura 6.6-2 Curva comparativa con combinación de fibras. Fuente: La autora.

Por otra parte, el comportamiento de la parte inicial del proceso de carga, cuando se tienen deformaciones inferiores a 2.0mm, es decir, antes de que se presenten las primeras fisuras, es muy similar en todos los casos, esto es consistente con los resultados

del ensayo de módulo de elasticidad, en los cuales fue posible establecer que en el rango elástico, el compuesto se comporta de manera similar que el concreto simple.
A partir de estos ensayos también fue posible establecer que cuando se refuerza con fibras sintéticas, se obtienen menores valores de módulo de elasticidad que cuando se emplean fibras metálicas. En la siguiente figura (Figura 6.6-2) se resumen los resultados de los ensayos de resistencia a compresión y los ensayos de módulo de elasticidad y se puede apreciar lo expuesto:

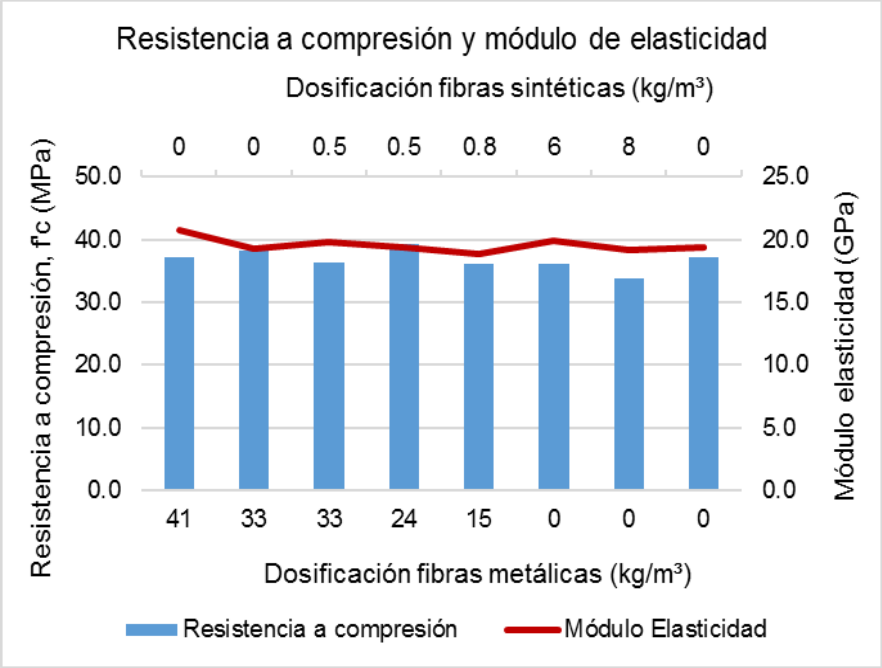


Figura 6.6-3 Resumen resultados resistencia a compresión y módulo elasticidad. Fuente: La autora.

El contenido de fibras no afecta considerablemente la resistencia a compresión del concreto ni cuando se adicionan por separado ni en combinación; sin embargo, a medida que aumenta el contenido de fibra, disminuye levemente la resistencia a compresión, especialmente cuando se trata de fibras sintéticas. Los valores menores de resistencia a compresión y carga de agrietamiento del ensayo de flexión en paneles se presentaron para los casos con mayor contenido de fibras sintéticas.

Por medio de los ensayos fue posible observar la baja variación en la relación de Poisson cuando se emplean fibras combinadas con respecto al concreto simple.

Los resultados del ensayo Barcelona muestran un comportamiento similar al observado en el ensayo de paneles cuadrados, en el que a medida que aumenta la cantidad de fibras metálicas, aumenta la capacidad de absorción de energía, la magnitud de la carga máxima (carga de rotura) y la resistencia residual. En el caso de la fibra sintética se observa que a medida que aumenta la cantidad de fibras, aumenta la capacidad de absorción de energía y la resistencia residual, no así la magnitud de carga máxima.

Mediante el ensayo de viga es posible observar que la resistencia a flexión del compuesto incrementa levemente con respecto al concreto simple. El ensayo no permite observar claramente la diferencia de comportamiento entre las diferentes dosis de fibras.

Se requiere de mayor investigación sobre el efecto de la combinación de fibras en parámetros como permeabilidad del concreto y la resistencia del concreto endurecido al ataque químico por sulfatos.

En resumen, se observa que a medida que disminuye el contenido de fibra metálica y aumenta el contenido de fibra sintética, el comportamiento del compuesto tiende a ser similar al del compuesto cuando se emplea únicamente fibra sintética. Así mismo, a medida que aumenta el contenido de fibra metálica y disminuye el contenido de fibra sintética, el comportamiento del compuesto tiende a parecerse al del compuesto cuando se emplea únicamente fibra metálica.

6.6.2 Selección de combinación recomendada

Con el fin de seleccionar la mejor combinación, se llevó a cabo un análisis técnico y económico. Para realizar el análisis económico, en la siguiente tabla (Tabla 6.6-2) se presenta el comparativo por peso con respecto al costo en dólares de cada tipo de fibra por separado y para las diferentes combinaciones:

Tabla 6.6-2 Resumen de resultados.

No. Combinación	Tenacidad esperada (J)	Dosificación (%Tenacidad)		Dosificación (kg/m^3)		Carga máx prom (kN)	Tenacidad prom (J)	Carga residual 25mm prom (kN)	Costo promedio (USD)
		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica				
1	1000	0	100	0	30	71	1207	27	95
2	1000	20	80	0.5	23	69	1140	26	77
3	1000	40	60	0.8	15	49	776	18	53
4	1000	100	0	6.0	0	60	1241	37	57
5	1200	0	100	0	40	82	1422	35	116
6	1200	20	80	0.5	30	70	1252	27	104
7	1200	30	70	0.8	23	69	1244	27	77
8	1200	40	60	1.7	20	62	1169	31	75
9	1200	100	0	8	0	55	1191	42	76

Fuente: La autora.

La siguiente figura muestra la variación de la carga máxima (barras azules) y la carga residual (línea verde) para todas las dosificaciones, con respecto al costo (línea roja):

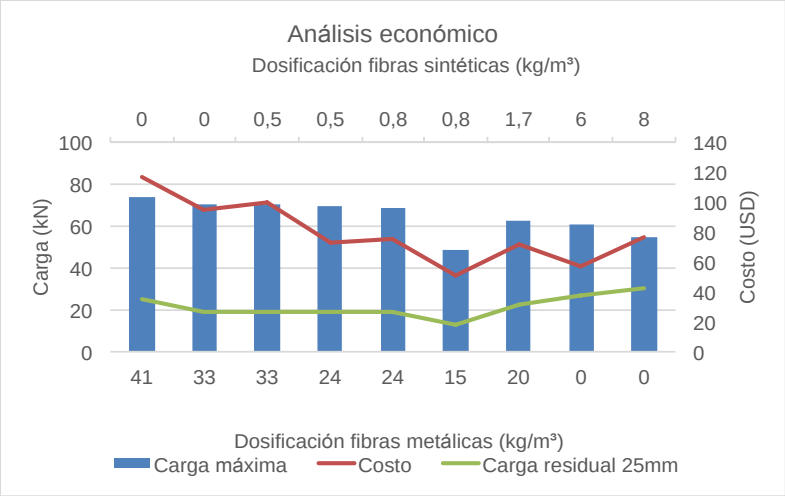


Figura 6.6-4 Análisis económico por dosificación en peso. Fuente: La autora.

En la figura es posible apreciar que el empleo de 100% fibra sintética resulta en menores costos con respecto a la fibra metálica; sin embargo, no permite obtener valores de carga altos y permite una mayor deformación y fisuración que puede ir en contra de la durabilidad de la estructura.

También se observa que a medida que disminuye el contenido de fibra metálica, disminuye el costo, llegando hasta un punto en el cual es posible nivelar los costos proporcionados por la fibra sintética.

La siguiente figura (Figura 6.6-4) corresponde a la variación de los parámetros principales en los casos en que se esperaba la tenacidad de 1000J:

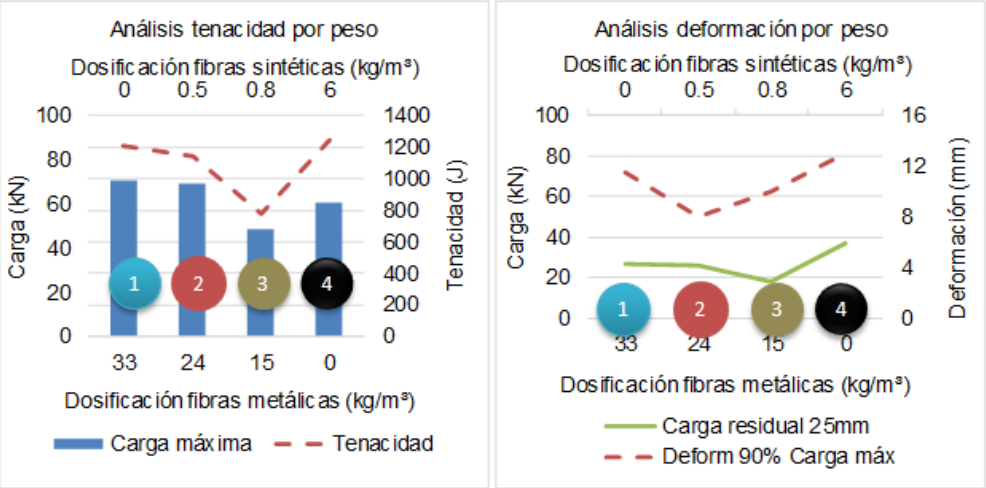


Figura 6.6-5 Análisis técnico de alternativas, variación de tenacidad por peso para 1000J. Fuente: La autora.

Desde el punto de vista técnico, la mejor combinación para obtener 1000J de tenacidad es la que contiene 24kg/m³ de fibra metálica y 0.5kg/m³ de fibra sintética. En ella se mantiene el valor de tenacidad requerido y la resistencia residual, aunque disminuye

ligeramente la carga máxima que soporta el panel. Desde el punto de vista económico, la siguiente figura muestra la variación de la carga máxima y la carga residual, con respecto al costo:

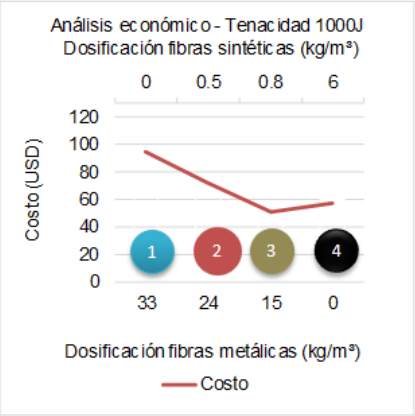


Figura 6.6-6 Análisis económico por tenacidad para 1000J. Fuente: La autora.

La alternativa con contenido de 24kg/m³ de fibra metálica y 0.5kg/m³ de fibra sintética muestra una disminución del costo, con respecto a la alternativa empleando únicamente fibra metálica, permitiendo a la vez obtener una carga máxima mayor con respecto al empleo de 100% fibra sintética. Esta alternativa permite disminuir el costo por m³ en un 23% manteniendo propiedades de tenacidad y carga.

Para el caso de 1200J de tenacidad la mejor combinación fue la compuesta por 33kg/m³ de fibra metálica y 0.5kg/m³ de fibra sintética, como se muestra a continuación:

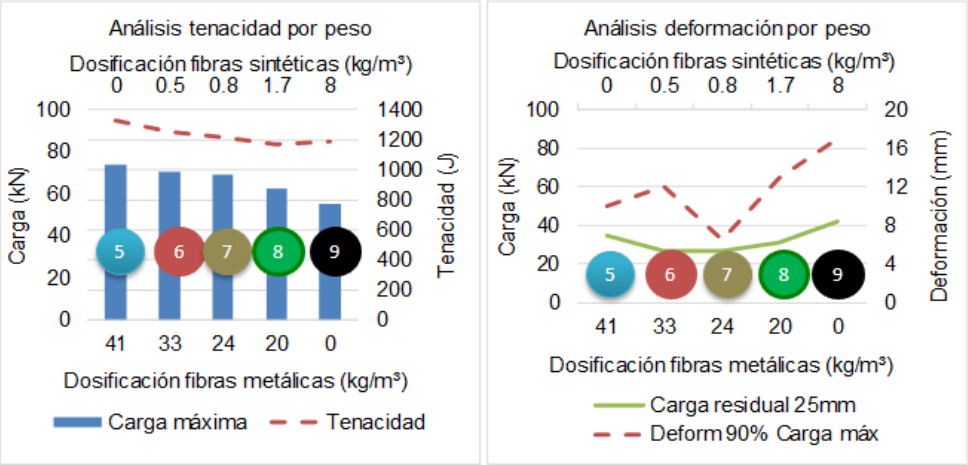


Figura 6.6-7 Análisis técnico de alternativas, variación deformación por peso para 1200J. Fuente: La autora.

En la combinación mencionada se observa que es posible obtener la tenacidad requerida de 1200J, a la vez que se mejora el comportamiento residual ya que se obtiene una mayor deformación cuando la carga máxima decrece hasta el 90% de su valor. Esto significa que el compuesto es capaz de mantener la carga máxima durante un lapso. Desde el punto de vista económico esta alternativa también permite disminuir costos con

respecto al uso de 100% fibra metálica, como se muestra en la siguiente figura (Figura 6.6-7):

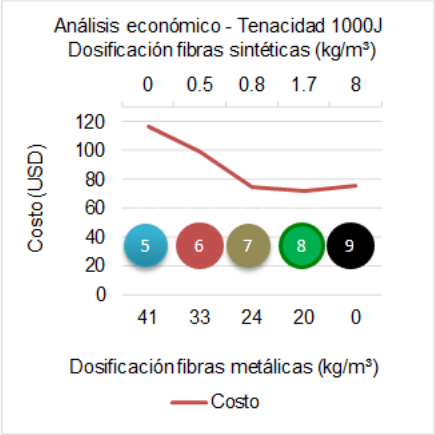


Figura 6.6-8 Análisis económico por tenacidad para 1200J. Fuente: La autora.

En este caso, la alternativa compuesta por 33kg/m³ de fibra metálica y 0.5kg/m³ de fibra sintética permite reducir en un 15% el costo por m³, manteniendo propiedades de carga y mejorando su comportamiento residual.

Una reducción de 200J de tenacidad también permitiría disminuir costos; sin embargo, esta posibilidad debe evaluarse cuidadosamente dependiendo del tipo de terreno.

Dado que las combinaciones se establecieron con base en la tenacidad, es necesario convertir los porcentajes aportados por cada tipo de fibra a términos que sean prácticos en campo. Para esto se definieron los porcentajes empleados de cada tipo de fibra en términos de porcentaje de peso y volumen de fibras empleado así:

Tabla 6.6-3 Cantidades de fibra por peso y volumen de cada combinación.

Densidad fibras metálicas	7850 kg/m³
Densidad fibras sintéticas	910 kg/m³

No. Comb.	Combinación	(1) Dosificación (kg/m³)		(2) Dosificación (%Peso)			(3) Dosificación (%Volumen fibra)			(4) Dosificación (%Volumen fibra total)		
		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica	Total	Sintética	Metálica	Total	Sintética	Metálica	Total
1	S0-M100	0	33		100	100	0	0.42	0.42		100	100
2	S20-M80	0.5	24	2	71	73	0.05	0.30	0.35	13	71	84
3	S40-M60	0.8	15	2	45	48	0.09	0.19	0.28	21	45	66
4	S100-M0	6	0	18	0	18	0.66	0	0.66	157	0	157
5	S0-M100	0	40		100	100	0	0.51	0.51		100	100
6	S20-M80	0.5	33	1	83	84	0.05	0.42	0.48	11	83	93
7	S30-M70	0.8	24	2	59	61	0.09	0.30	0.39	17	59	76
8	S40-M60	1.7	20	4	49	53	0.19	0.25	0.44	37	49	85
9	S100-M0	8	0	20	0	20	0.88	0	0.88	173	0	173

Fuente: La autora.

En la tabla anterior, la columna (1) de dosificación (kg/m³) corresponde a la dosis empleada de cada tipo de fibra. La columna (2) de dosificación en porcentaje de peso muestra el porcentaje de cada tipo de fibras con respecto al caso donde se emplea el 100% de fibra metálica. Las combinaciones 1 a 4 pertenecen al grupo con tenacidad teórica de 1000J y el total de referencia es la dosificación de 100% fibra metálica de 33kg/m³. Las combinaciones 5 a 9 cuentan con tenacidad teórica de 1200J y el total de referencia es la dosificación de 100% fibra metálica de 40kg/m³. Para hacer más comparables las cantidades de fibra, se acostumbra a emplear el volumen de fibra en lugar del peso, por lo tanto, la columna (3) contiene la dosificación en porcentaje de volumen de fibra y la columna (4) corresponde al porcentaje de volumen de cada tipo de fibra con respecto a los volúmenes cuando se emplea 100% fibra metálica.

Las combinaciones recomendadas son la 2 y la 6 que cuentan con las siguientes dosificaciones:

Tabla 6.6-4 Cantidades de fibra por peso y volumen de la combinación recomendada.

Comb No.	Tenacidad teórica (J)	Dosificación (kg/m³)		Dosificación (%Peso)			Dosificación (%Volumen fibra)		Dosificación (%Volumen fibra total)		
		Sintética	Metálica	Sintética	Metálica	Total	Sintética	Metálica	Sintética	Metálica	Total
2	1000	1	24	2	71	73	0.05	0.30	13	71	84
6	1200	1	33	1	83	84	0.1	0.4	11	83	93

Fuente: La autora.

En resumen, para obtener una tenacidad de 1000J es necesario emplear 33kg/m³ (0.42% en volumen) de fibra metálica. La combinación más favorable obtenida es la compuesta por 24kg/m³ de fibra metálica y 1kg/m³ de fibra sintética, que sumados corresponden al 73% de la dosis de fibra metálica (2% sintética - 71% metálica). Con respecto al volumen se tendría un total de 0.35% (0.05 sintética – 0.3 metálica) resultante de combinar 13% de fibra sintética y 71% de fibra metálica. Con esta alternativa es posible lograr una reducción del 23% en el costo, manteniendo las propiedades de tenacidad.

A su vez, para obtener una tenacidad de 1200J se requiere emplear 40kg/m³ (0.51% en volumen) de fibra metálica. La combinación más favorable obtenida es la compuesta por 33kg/m³ de fibra metálica y 1kg/m³ de fibra sintética, que sumados corresponden al 84% de la dosis de fibra metálica (1% sintética - 83% metálica). En términos de volumen se tendría un total de 0.48% (0.05 sintética – 0.42 metálica) resultante de combinar 11% de fibra sintética y 83% de fibra metálica. Esta alternativa permite reducir el costo en un 15%.

6.6.3 Correlación ensayo tenacidad panel y tenacidad Barcelona

a. Comparación de tenacidad ensayos panel y Barcelona

Con el fin de llevar a cabo el análisis de los resultados de los ensayos Barcelona y panel se prepararon las siguientes figuras (Figuras 6.6-8 y 6.6-9):

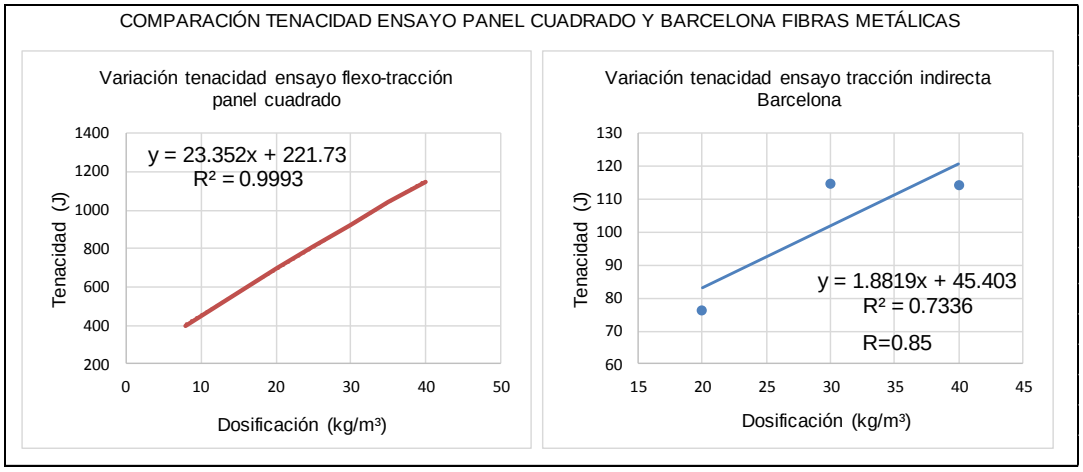


Figura 6.6-9 Comparativo tenacidad panel y Barcelona 1000J – fibras metálicas. Fuente: La autora.

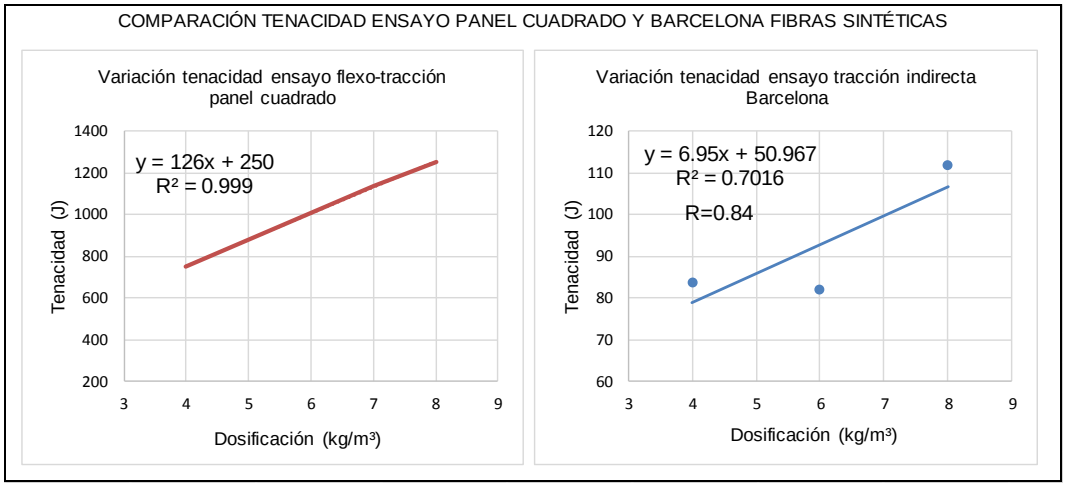


Figura 6.6-10 Comparativo resultados panel y Barcelona 1000J – fibras sintéticas. Fuente: La autora.

El comportamiento de la capacidad de absorción de energía en los dos ensayos es similar, es decir que a medida que aumenta la cantidad de fibras, aumenta la tenacidad obtenida con cualquiera de los dos ensayos.

En las graficas anteriores también es posible observar que el valor de capacidad de absorción de energía difiere entre el ensayo de tenacidad con panel cuadrado y el método Barcelona en al menos diez veces.

b. Comparación de carga máxima ensayos panel y Barcelona

La siguiente figura (Figura 6.6-10) muestra el comparativo de los resultados obtenidos para las cargas máximas obtenidas con los ensayos de panel y de Barcelona para diferentes dosis de fibras metálicas:

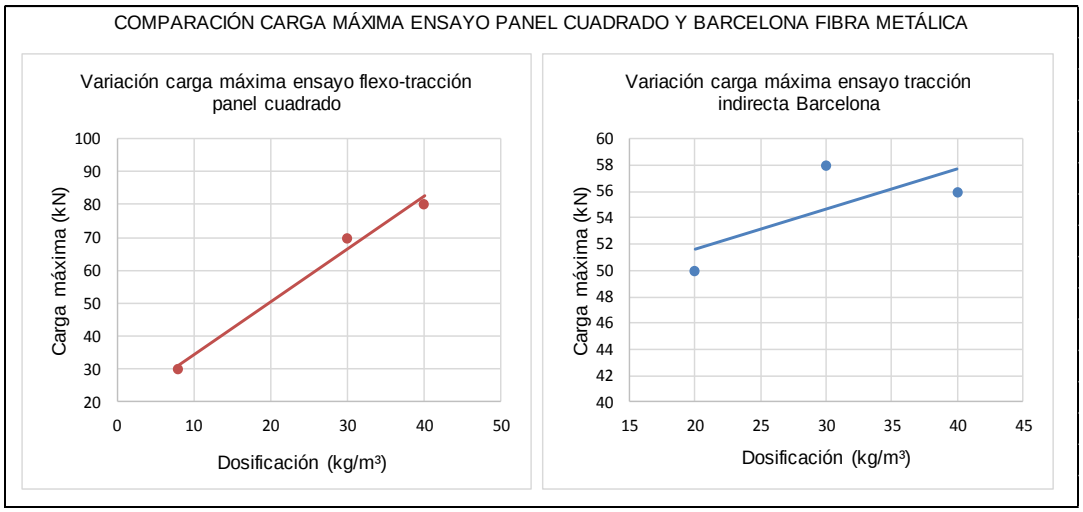


Figura 6.6-11 Comparativo carga máxima panel y Barcelona 1000J – fibras metálicas. Fuente: La autora.

Los valores de carga máxima aumentan a medida que aumenta la cantidad de fibras en el concreto; sin embargo, en el ensayo de Barcelona, los valores de carga máxima se encuentran en un rango menor con respecto a los valores obtenidos en el ensayo de panel.

Para el caso de las fibras sintéticas se tiene la siguiente figura (Figura 6.6-11):

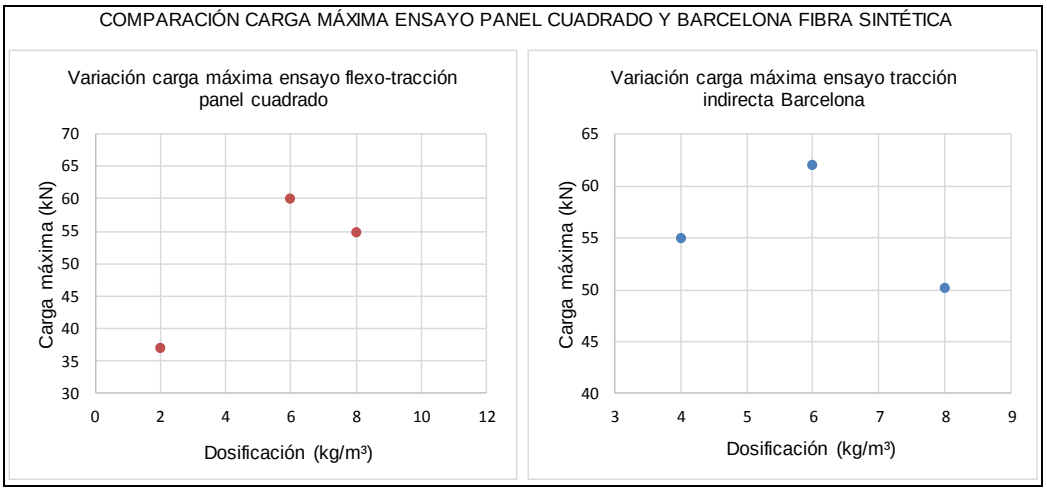


Figura 6.6-12 Comparativo carga máxima panel y Barcelona 1000J – fibras sintéticas. Fuente: La autora.

Los valores de carga máxima en las dosificaciones 4 y 6kg/m^3 aumentan a medida que aumenta la cantidad de fibra sintética; sin embargo, para la dosificación de 8kg/m^3 se observa un decrecimiento en el valor de carga máxima.

Los valores de carga máxima obtenidos con los dos ensayos difieren en menor medida que los de tenacidad.

c. Correlación preliminar ensayos panel y Barcelona

Con base en los resultados y comparaciones efectuadas entre los ensayos para determinar la capacidad de absorción de energía, es posible obtener una primera aproximación para lo que sería una correlación entre el ensayo de determinación de la tenacidad por medio de panel cuadrado y el ensayo método Barcelona. La correlación se obtuvo en términos de la relación entre la tenacidad del panel cuadrado y la tenacidad Barcelona. La siguiente figura muestra la correlación obtenida para cada tipo de fibra:

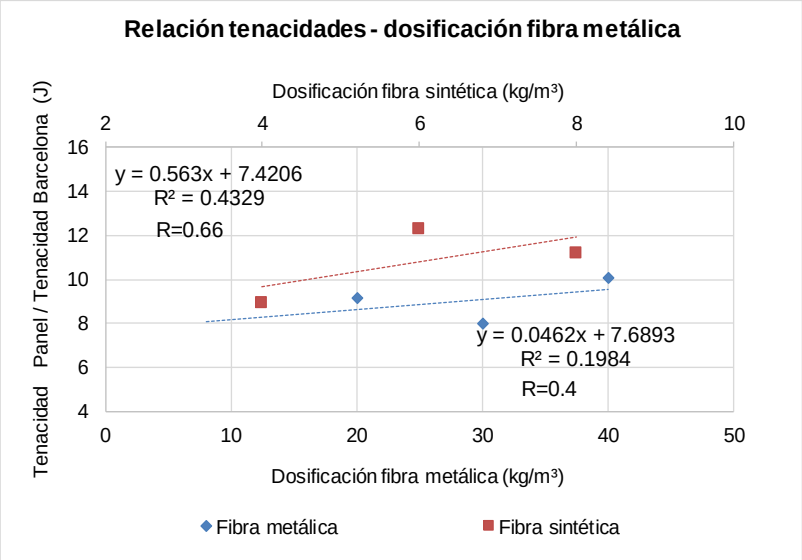


Figura 6.6-13 Correlación preliminar entre tenacidades. Fuente: La autora.

Con base en la correlación es posible obtener también una primera aproximación a una carta que puede ser útil para correlacionar diferentes dosificaciones y tipos de fibra con valores de tenacidad en ensayo de panel cuadrado y método Barcelona. La carta preliminar es la siguiente (Figura 6.6-13):

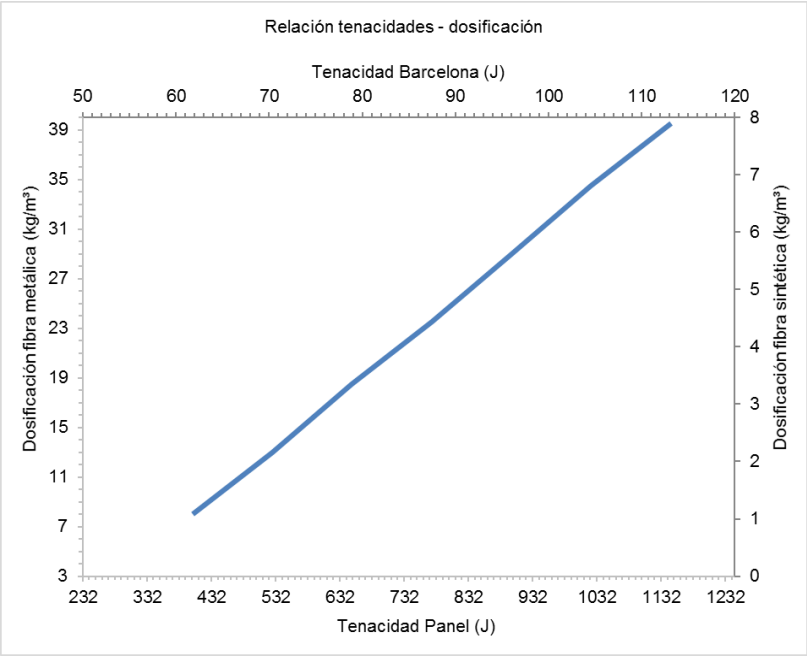


Figura 6.6-14 Carta preliminar de relación tenacidad – dosificación. Fuente: La autora.

6.6.4 Comparación de las mediciones con correlaciones bibliográficas

En la siguiente tabla (Tabla 6.6-5) se presenta la comparación de los resultados teóricos de resistencia a compresión, módulo de elasticidad y relación de Poisson dados por la correlación de Carrillo y González (2013) para concretos reforzados con fibra metálica y los resultados medidos en laboratorio:

Tabla 6.6-5 Comparación resultados y correlaciones existentes.

Densidad fibras metálicas, ρ_{fm} = 7850 kg/m³
Densidad fibras sintéticas, ρ_{fs} = 910 kg/m³

No.	Dosificación, Df (kg/m³)		Volumen fibra, Vf = Df/ρ*100 (%)	Tenacidad teórica (J)	Resistencia a compresión medida, f'c (MPa)	Resistencia a compresión, Carrillo-González f'c (MPa)	Módulo de elasticidad medido (GPa)	Módulo de elasticidad teórico, Carrillo-González (GPa)	Relación de Poisson medida, υ	Relación de Poisson teórica, Carrillo-González, u
	Sintética	Metálica								
E13					37.1				0.09	
E1	0	33	0.42	1000	36.6	36.4	20	22		0.10
E4	0	33	0.42	1000	39.9	36.4	19	23		0.10
C6	0	40	0.51	1200	36.8	36.3	20	21		0.10
C9	0	41	0.52	1200	37.8	36.3	21	21		0.10
U2	0.5	26	0.39	1200	36.7	36.4	21	22	0.09	0.10
U3	0.5	33	0.48	1000	36.1	36.4	22	21	0.10	0.10

Fuente: La autora.

Las correlaciones se ajustan de manera bastante aproximada a los resultados obtenidos.

6.7 Aplicación de la investigación

La importancia de esta investigación es que proporciona información sobre las características del comportamiento, del concreto reforzado con combinación de fibras aplicado a la excavación de túneles.

6.7.1 Aplicación en diseño de soporte y revestimiento de túneles

Como se mencionó en el marco teórico, los soportes pueden diseñarse para permitir deformación hasta alcanzar la estabilización de la excavación o como soportes sin deformación. Los soportes deformables permiten una disipación de energía a través de un soporte dúctil. En el caso de soportes rígidos el concepto que prima es una abertura de grieta mínima. Las fibras metálicas permiten una abertura menor de la fisura que las sintéticas debido a que cuentan con un módulo de elasticidad mayor.

En la siguiente figura (Figura 6.7-1) es posible observar una curva característica del terreno y las curvas de un soporte rígido y uno flexible. El soporte flexible admite una mayor deformación que el rígido; por lo tanto, el soporte rígido debe ser capaz de proporcionar una mayor presión de soporte (Pmáx) que el soporte flexible, para obtener el mismo factor de seguridad de la excavación.

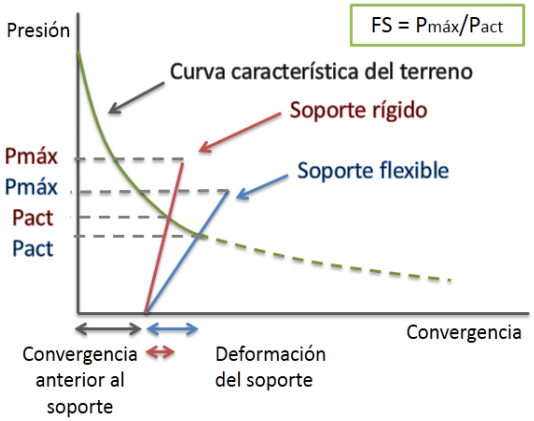


Figura 6.7-1 Curva característica soporte flexible, rígido y del terreno. Fuente: La autora.

La combinación de las fibras mostró que es posible obtener combinaciones en las cuales se conservan las características proporcionadas por las fibras metálicas (Carga de fisuración, comportamiento dúctil, etc.) a la vez que se obtienen elevados niveles de deformación conservando una buena capacidad de soporte cuando se alcanza la carga máxima y posterior a la fisuración.

En un túnel, si la presión de soporte es superada por la presión ejercida por el terreno se tiene un factor de seguridad inferior a 1, si el soporte es frágil, se presentará el colapso parcial o total de la excavación. Cuando se emplea un soporte dúctil, capaz de mantener

la capacidad de carga máxima durante un lapso y con posterior resistencia residual, es posible lograr una estabilidad de la excavación durante un tiempo mayor en comparación con el soporte de comportamiento frágil y puede ser posible programar obras de reparación, antes de que se presente colapso parcial o total. La siguiente figura (Figura 6.7-2) ilustra lo expuesto:

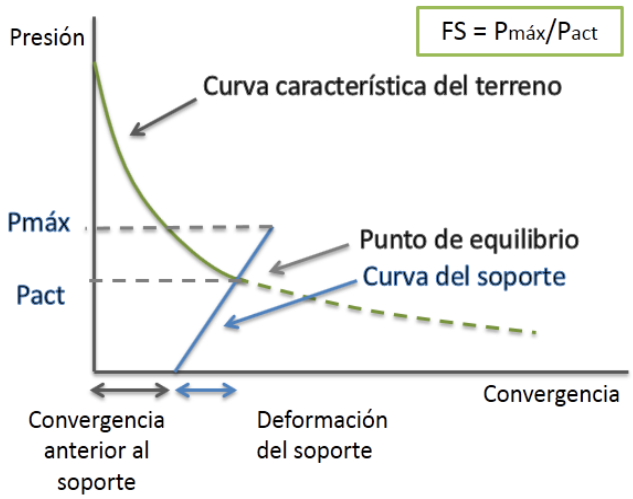


Figura 6.7-2 Curva característica de terreno y soporte. Fuente: Adaptado de (López, 2000).

En la siguiente figura puede observarse la representación del soporte proporcionado por el concreto reforzado con fibra metálica y sintética, en ella es posible observar que el refuerzo con fibra metálica suministra un factor de seguridad mayor que el que se obtiene con fibra sintética.

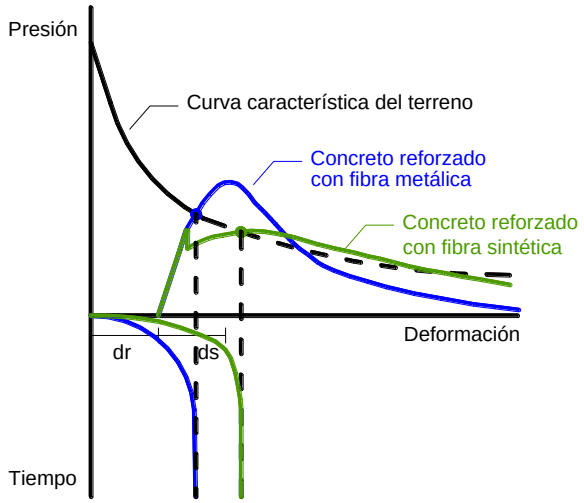


Figura 6.7-3 Curva característica soporte con fibras. Fuente: Adaptado de (López, 2000).

Cuando se presenta el fenómeno de creep, la curva del terreno se desplaza como se muestra en la siguiente figura. El refuerzo con fibra metálica suministra mayor seguridad a largo plazo ante este fenómeno. En esta situación el empleo de fibra sintética puede ser contraproducente.

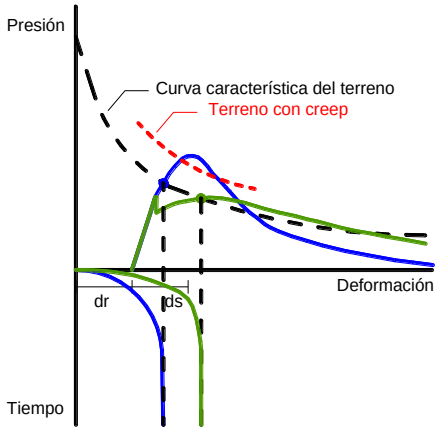


Figura 6.7-4 Curva característica cuando se presenta creep en el terreno. Fuente: Adaptado de (López, 2000).

Aunque es posible emplear fibra sintética para obtener mayor economía, se tendría una condición cercana al límite de seguridad. Además, la fibra sintética permite una fisuración de mayores espesores y por lo tanto una menor durabilidad del concreto. El empleo de fibra sintética solo es práctico si el túnel es revestido completamente, en este caso se debe analizar si el revestimiento se verá sometido a cargas de terreno debidas a deficiencias del soporte.

Con base en los resultados obtenidos, para el mejor de los casos estudiados, se tendría el siguiente esquema de comportamiento:

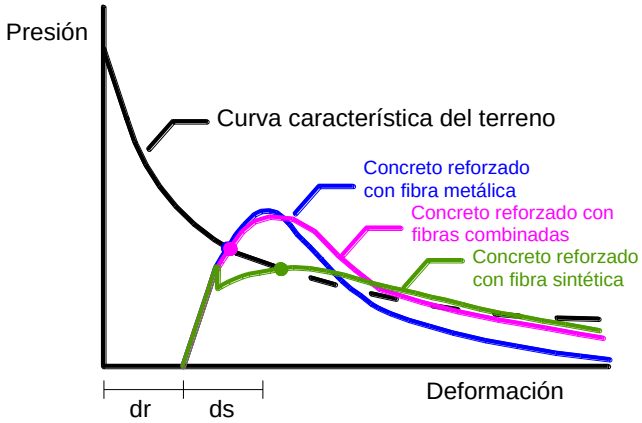


Figura 6.7-5 Curva característica para concreto con fibras. Fuente: Adaptado de (Collazos, 2012).

La combinación de fibras provee un factor de seguridad similar al que proporciona el soporte con refuerzo con fibra metálica.

Por otra parte, con base en los métodos analíticos, se procede a evaluar la variación de la carga máxima, rigidez y deformación admisibles del concreto lanzado para soporte de túneles, a partir de los resultados de los ensayos de laboratorio efectuados.

Las soluciones analíticas empleadas para calcular la rigidez del soporte y máxima presión de soporte para concreto lanzado son las dadas por la *U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration* (2009):

Rigidez del soporte:

$$K = \frac{E_c \left[r_i^2 - (r_i - t_c)^2 \right]}{(1 + \nu_c)\left[(1 - 2\nu_c)\, r_i^2 + (r_i - t_c)^2 \right]}$$

Máxima presión de soporte:

$$P_{máx} = \frac{\sigma_{cc}}{2}\left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right]$$

En las cuales:

K: rigidez del soporte.

Pmáx: máxima presión de soporte.

Ec: módulo de Young del concreto.

tc: espesor del concreto.

r_i: radio interno del túnel.

σ_{cc}: resistencia a compresión uniaxial del concreto o concreto lanzado.

v_c : relación de Poisson del concreto.

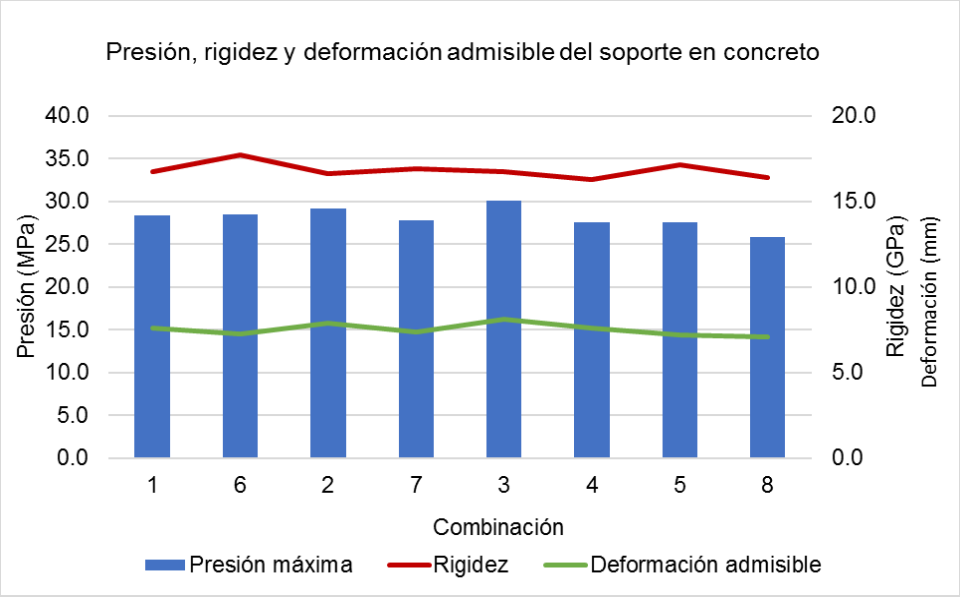
Para el caso de un túnel circular de 4.5m de radio y espesor de concreto de 15cm, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 6.7-1 Resumen de resultados parámetros del soporte.

No.	Combinación (%Tenacidad)		Combinación (kg/m³)		Tenacidad (J)	Pmáx (MPa)	k (GPa)
	sintética	metálica	sintética	metálica			
1	Sin refuerzo		0	0	-	28.3	16.7
6	0	100	0	40	1200J	28.5	17.7
2	0	100	0	33	1000J	29.2	16.6
7	20	80	0.5	33	1200J	27.8	16.9
3	20	80	0.5	25	1000J	30.1	16.7
4	40	60	0.8	15	1000J	27.6	16.3
5	100	0	6	0	1000J	27.6	17.2
8	100	0	8	0	1200J	25.9	16.4

Fuente: La autora.

En la siguiente figura (Figura 6.7-6) se resumen los resultados obtenidos en términos del número de combinación y de dosificación:



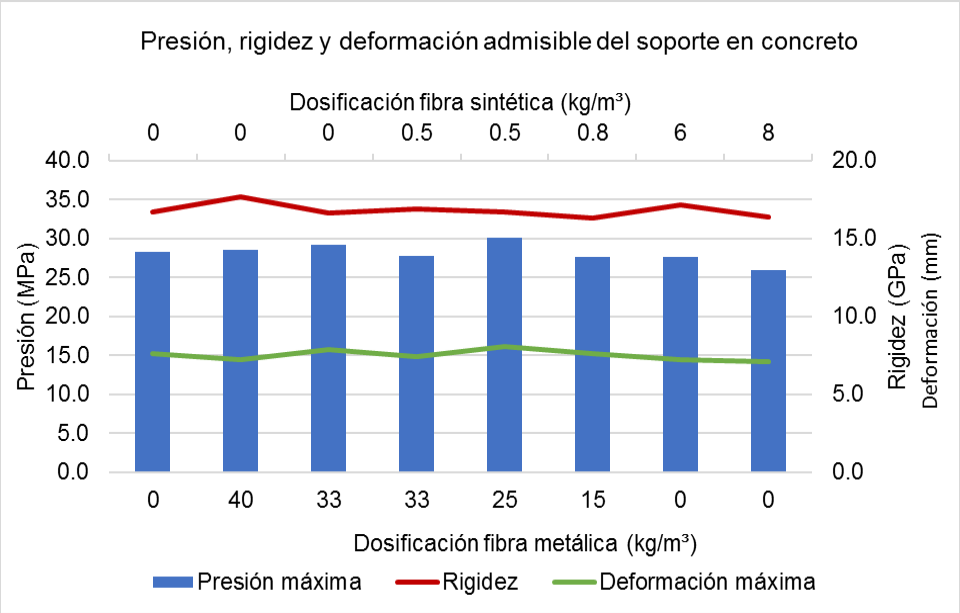


Figura 6.7-6 Comparación de parámetros del soporte. Fuente: La autora.

En la figura, la primera columna corresponde al caso de concreto sin refuerzo. En ella es posible observar que a medida que se reduce la cantidad de fibra metálica, disminuye ligeramente la presión máxima de soporte y la rigidez, pero aumenta levemente la deformación admisible. También se observa que a medida que incrementa la cantidad de fibra sintética, se reduce la presión máxima de soporte y no se observa claramente relación entre la cantidad de fibra sintética y la rigidez o la deformación admisible.

6.7.2 Control de calidad en construcción de soporte y revestimiento de túneles

Como se mencionó en el marco teórico, el control de calidad de la construcción se realiza por medio de ensayos que permiten determinar la resistencia a compresión, tracción y tenacidad. El ensayo comúnmente empleado en Colombia para determinar la tenacidad es el de panel cuadrado. La tenacidad determinada con ensayos de panel implica dificultades de manipulación de las muestras y dificultades para evaluar la tenacidad en alguna zona particular del soporte construido. El ensayo Barcelona cuenta con la ventaja de poderse ejecutar sobre probetas provenientes de toma de núcleos y debido a las dimensiones requeridas para ejecutar el ensayo, es posible tomar una mayor cantidad de muestras que con el panel, además de presentar resultados menos dispersos. Así mismo, permite establecer valores de resistencia a tracción.

Una carta que relacione los ensayos de tenacidad en panel con los resultados de ensayo Barcelona permitiría el empleo de este ensayo para control de calidad de construcción en túneles de manera más práctica, con menores coeficientes de variación y la posibilidad de evaluar zonas específicas del soporte.

De manera similar, podrían desarrollarse metodologías de diseño que involucren la resistencia a tracción obtenida con este ensayo como alternativa a las metodologías que involucran ensayos a flexión con viga.

6.8 Recomendaciones y limitaciones

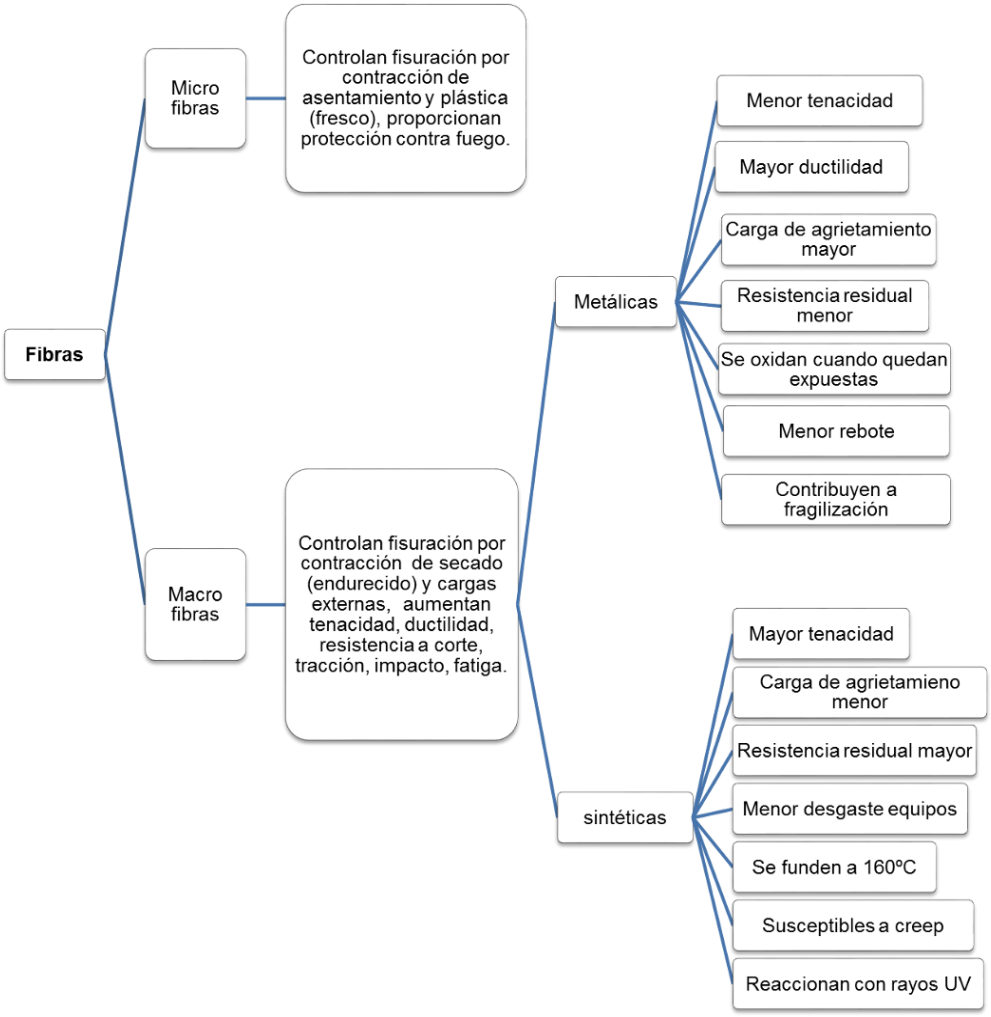
La investigación permitió evidenciar que es posible disminuir costos combinando fibras, por lo tanto, se recomienda ampliar la investigación empleando combinaciones cercanas a las dosis recomendadas. De igual manera, se recomienda ampliar la investigación con respecto al efecto de las fibras en concretos sometidos a ataque de sulfatos y sobre durabilidad en términos de permeabilidad.

El estudio se limitó a hacer una aproximación preliminar sobre el ensayo método Barcelona debido a que su aplicación no era el tema principal de investigación, sin embargo, se pudo establecer que el ensayo presenta muchas ventajas con respecto a los demás ensayos y, por lo tanto, es recomendable una mayor investigación para el desarrollo de una correlación que permita su aplicación en Colombia tanto para investigación como para control de calidad.

Conclusiones

Del análisis efectuado se derivan las siguientes conclusiones:

- Cada tipo de fibra tiene unos usos determinados, así como ciertas ventajas y desventajas que deben ser conocidas por el diseñador con el fin de aprovecharlas al máximo, y seleccionarlas apropiadamente de acuerdo con el proyecto que se esté evaluando. En la siguiente figura se resumen las características principales de cada tipo de fibra:



Tipos de fibras y características. Fuente: La autora.

- Existen numerosas metodologías de ensayos para determinar la resistencia a tensión del concreto simple y reforzado con fibras, algunas de ellas más o menos complejas que las demás; sin embargo, en cuanto al concreto reforzado con fibras aún se tienen ensayos con resultados muy dispersos, tal es el caso de los ensayos de flexión de

vigas, que son los que finalmente se emplean para diseñar. Así mismo, se tienen ensayos que cuentan con un grado de dificultad para la elaboración y manipulación de muestras, como es el caso de los paneles. También se tienen ensayos como el ensayo método Barcelona, con posibles ventajas sobre los demás y aplicabilidad, tanto para diseño como para control de construcción pero que no han sido estudiados a fondo.

- El empleo de fibras puede mejorar algunas características del compuesto, sin embargo, es recomendable no emplear dosis muy elevadas de fibras ya que pueden afectarse características como la manejabilidad de la mezcla y la resistencia a compresión.

- La combinación de micro y macro fibras permite controlar la contracción plástica y de secado, proporciona protección contra fuego y un aumento de tenacidad, ductilidad, resistencia a impacto y fatiga. Es de resaltar, que cada tipo de fibra hace un aporte en el compuesto según sus características, es decir, las micro fibras ayudan a controlar el agrietamiento por contracción plástica y protección contra fuego; mientras que las macro fibras suministran ductilidad, tenacidad, resistencia al impacto y fatiga. Por lo tanto, a mayor cantidad de macro fibras aumenta la resistencia a flexión, resistencia residual, impacto y fatiga.

- Con base en la revisión bibliográfica de casos de combinación de fibras fue posible establecer que la combinación de macrofibras dosificando por volumen, es decir, sin tener en cuenta el aporte que realiza cada tipo de fibra en la tenacidad, conlleva a emplear valores adicionales a los que se requieren para alcanzar un valor de tenacidad dado.

- Los soportes pueden diseñarse para permitir deformación hasta alcanzar la estabilización de la excavación o como soportes sin deformación. Los soportes deformables permiten una disipación de energía a través de un soporte dúctil, por lo tanto, en los ensayos se evalúa el comportamiento a elevadas deformaciones (25 a 40mm). En el caso de soportes rígidos el concepto que prima es una abertura de grieta mínima. Las fibras metálicas permiten una abertura menor de la fisura que las sintéticas debido a que cuentan con un módulo de elasticidad mayor. La combinación de las fibras mostró que es posible obtener combinaciones en las cuales se conservan las características proporcionadas por las fibras metálicas y se obtienen elevados niveles de deformación conservando una buena capacidad de soporte posterior a la fisuración.

- De las especificaciones consultadas para concreto lanzado y obras subterráneas, se considera apropiado resaltar las siguientes recomendaciones:

  - ✓ Concreto: relación agua/cemento entre 0.4 y 0.45, contenido de cemento mínimo 500kg/m^3, contenido de agua máximo 225kg/m^3 y asentamiento entre 50 y 175mm

  - ✓ Contenido de macrofibras: metálicas de 30 a 40kg/m^3 y sintéticas de 4 a 8kg/m^3.

- ✓ Contenido máximo de microfibras: 0.9kg/m^3 (control fisuración) y 1.8kg/m^3 (*spalling*).
- ✓ Principales parámetros de control de construcción: resistencia a compresión, resistencia a flexión, resistencia residual y tenacidad.
- ✓ Control: resistencia a compresión entre 24 y 48MPa, resistencia a flexión entre 3.4 y 4.6MPa, resistencia residual 0.5 a 4.5MPa y tenacidad mínima 500J.

- De acuerdo con la revisión de las diferentes metodologías de diseño, el diseño con concreto reforzado con fibras básicamente consiste en determinar el espesor equivalente entre una capa de concreto reforzado con malla y el concreto reforzado con fibras. La equivalencia se lleva a cabo empleando la teoría de cálculo de refuerzo de vigas de concreto con refuerzo convencional, con base en el esfuerzo máximo a tensión que se determina por medio de los diferentes ensayos de viga a flexión. Cuando se emplean los ensayos que miden la deflexión de la viga se obtienen espesores equivalentes mayores que cuando se emplean resultados de ensayos en los que se mide la variación de la abertura de la fisura.

- Para selección del tipo de soporte de un túnel se deben tener en cuenta el tipo de terreno, su geometría, uso, método de excavación, etc., con el fin de establecer el más adecuado en cuanto a rendimientos, seguridad en el frente de avance y estabilidad en el tiempo de la obra. Para la selección de los materiales se debe tener en cuenta que el concreto reforzado con fibra permite mayores rendimientos en el frente de avance. Así mismo, es posible hacer reparaciones antes de que se presente una falla súbita.

- En terrenos susceptibles a presentar fallas de tipo squeezing y cargas de desprendimientos es recomendable el empleo de concreto lanzado reforzado, acompañado de las demás medidas de soporte que se requieran según el caso (pernos, arcos, etc.).
- Es recomendable en los túneles viales el empleo de revestimientos con el fin de controlar infiltraciones y mejorar condiciones para ventilación e iluminación. En túneles a presión se requiere el empleo de revestimiento para asegurar estabilidad a largo plazo en terrenos de condiciones geológicas y geotécnicas pobres.
- El concreto lanzado reforzado con fibras permite llevar a cabo reparaciones, incluso en túneles construidos con concreto lanzado reforzado con malla, permitiendo en estos casos también obtener rendimientos satisfactorios.
- La combinación de fibras puede permitir aprovechar la mayor capacidad de soporte residual que tienen las fibras sintéticas en caso de cargas de desprendimientos y empujes; esta ventaja se debe evaluar para cada caso particular.

- El contenido de fibras (sintética y metálica por separado o en combinación) no afecta considerablemente la resistencia a compresión del concreto; es de resaltar, que dadas las dosis evaluadas (inferiores al 2.5%), la resistencia a compresión disminuye ligeramente a medida que se tiene mayor cantidad de fibras, ya sean por separado o en combinación; y la disminución es mayor a medida que aumenta el contenido de fibra sintética.

- A niveles de carga previos a la carga máxima a compresión, cuando el material se comporta elásticamente, la variación del esfuerzo con respecto a la deformación es muy baja; por lo tanto, la adición de fibras (por separado o combinadas) no modifica considerablemente el módulo de elasticidad del concreto. Sin embargo, se observa que se presentan valores ligeramente mayores cuando se emplea mayor contenido de fibra, a su vez, dentro de este incremento, el módulo es mayor cuando se emplea fibra metálica que cuando se emplea fibra sintética.

- Durante la investigación fue posible apreciar la baja variación en la relación de Poisson cuando se emplean fibras combinadas con respecto al concreto simple, esto se debe a que antes de la fisuración la matriz gobierna el comportamiento del compuesto y tiene un comportamiento elástico, al tiempo que las fibras proporcionan confinamiento.

- Se requiere mayor investigación con respecto a la resistencia al ataque por sulfatos empleando probetas fisuradas.

- Dado el número de probetas ensayadas, no fue posible observar la relación entre las diferentes combinaciones de fibras y el aumento o disminución de la profundidad de penetración del ensayo de permeabilidad. De igual manera, con respecto a muestras sin refuerzo, si bien es cierto que se reduce la permeabilidad, se requiere de mayor investigación sobre el efecto de las fibras en la permeabilidad.

- Los resultados del ensayo de panel cuadrado y el ensayo método Barcelona mostraron tendencias de comportamiento similares, mientras que el ensayo de viga no permitió observar claramente la diferencia de comportamiento entre las diferentes dosis de fibras.

- Tanto en los ensayos método Barcelona como en los de panel se observa que las muestras con refuerzo 100% en fibra sintética presentan menor carga máxima a tracción indirecta y flexotracción que las muestras con 100% de contenido de fibra metálica. También se observa una mayor caída de capacidad de carga a medida que aumenta la deflexión cuando se emplea fibra metálica.

- El comportamiento de la capacidad de absorción de energía en los ensayos de tenacidad en panel cuadrado y tracción método Barcelona es similar, ya que en ambos, a medida que aumenta la cantidad de fibras, aumenta la tenacidad obtenida con cualquiera de los dos ensayos, por lo que se planteó la correlación presentada en el capítulo de aplicación de la investigación.

- En las combinaciones efectuadas se observó que a medida que aumenta la cantidad de fibra metálica, aumenta levemente el valor de carga máxima o de agrietamiento a flexión que soporta el compuesto y su ductilidad. Así mismo, a medida que aumenta el contenido de fibra sintética, se mantiene la capacidad de carga posterior a la fisuración en un mayor rango de deformación y se obtiene una capacidad de soporte residual mayor, con respecto al obtenido cuando se emplea únicamente fibra metálica.

- En compuestos con fibra combinada, a medida que disminuye el contenido de fibra metálica y aumenta el contenido de fibra sintética, el comportamiento del compuesto tiende a ser similar al que se presenta cuando se emplea únicamente fibra sintética. De igual manera, a medida que aumenta el contenido de fibra metálica y disminuye el contenido de fibra sintética, el comportamiento del compuesto tiende a parecerse al que se obtiene cuando se emplea únicamente fibra metálica.

- Desde el punto de vista económico resulta más favorable el empleo de fibra sintética; sin embargo, el empleo en su totalidad de fibra sintética puede representar una disminución en la durabilidad del soporte. Por lo tanto, dadas las ventajas de la fibra metálica en cuanto a que aporta una mayor capacidad de carga contra fisuración, la posibilidad del empleo de fibras metálicas y sintéticas de manera combinada, se convierte en una posibilidad de disminuir costos sin disminuir el desempeño del soporte.

- La combinación de fibras permite reducir la cantidad de fibra a emplear, con respecto a una alternativa inicial empleando únicamente fibra metálica.

- Para obtener una tenacidad de 1000J es necesario emplear 33kg/m^3 (0.42% en volumen) de fibra metálica. La combinación más favorable obtenida es la compuesta por 24kg/m^3 de fibra metálica y 1kg/m^3 de fibra sintética, que sumados corresponden al 73% de la dosis de fibra metálica (2% sintética - 71% metálica). Con respecto al volumen se tendría un total de 0.35% (0.1 sintética – 0.3 metálica) resultante de combinar 13% de fibra sintética y 71% de fibra metálica. El costo se reduce en un 23% con respecto al empleo de 100% fibra metálica.

- Para obtener una tenacidad de 1200J se requiere emplear 40kg/m^3 (0.51% en volumen) de fibra metálica. La combinación más favorable obtenida es la compuesta por 33kg/m^3 de fibra metálica y 1kg/m^3 de fibra sintética, que sumados corresponden al 84% de la dosis de fibra metálica (1% sintética - 83% metálica). En términos de volumen se tendría un total de 0.48% (0.05 sintética – 0.42 metálica) resultante de combinar 11% de fibra sintética y 83% de fibra metálica, permitiendo reducir costos en un 23% con respecto al empleo de 100% fibra metálica.

- La investigación permitió evidenciar que es posible disminuir costos combinando fibras, por esta razón, se recomienda ampliar la investigación empleando combinaciones cercanas a las dosis recomendadas.

- El estudio se limitó a hacer una aproximación preliminar sobre el ensayo método Barcelona debido a que su aplicación no era el tema principal de investigación, sin embargo, se pudo establecer que dicho ensayo presenta muchas ventajas con respecto a los demás ensayos y, por lo tanto, es recomendable una mayor investigación para el desarrollo de una correlación que permita su aplicación en Colombia, tanto para investigación como para control de calidad.

Referencias Bibliográficas

Acero, J. (2007). Tipos de fibras. Seminario usos y aplicaciones de fibras en el concreto. En: Usos y aplicaciones de las fibras en el concreto, derrocando mitos. Sistema de información (CD). Primera edición. Bogotá D.C. : Asocreto.

ACI committee 224, (2001). ACI 224-01 Control de la fisuración en estructuras de hormigón. ACI.

ACI committee 506, (1998). ACI 506.1R-98 Report on fiber Reinforced shotcrete. ACI.

ACI committee 506, (2016a). ACI 506.1R-08 Report on fiber Reinforced shotcrete. ACI.

ACI committee 506, (2016b). ACI 506.5R-09 Guide for specifying underground shotcrete. ACI.

ACI committee 544, (2016a). ACI 544.4R-08 Design considerations for steel fiber reinforced concrete. ACI.

ACI committee 544, (2016b). ACI 544.3R-08 Guide for Specifying, proportioning, and production of fiber-reinforced concrete. ACI.

ACI committee 544, (2009c). ACI 544.1R-96 (Reaproved 2009) Report on fiber Reinforced concrete. Manual of concrete practice 2015. ACI.

ACI committee 544, (2016). ACI 544.5R-10 Report on the physical properties and durability of fiber-reinforced concrete. ACI.

AENOR. (2007). Norma Española. UNE 14652:2007+A1. Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual. AENOR.

AENOR. (2010). Norma Española. UNE 83515. Determinación de la resistencia a fisuración, tenacidad y resistencia residual a tracción. Método Barcelona. AENOR.

Aire, C., Aguado, A., Molins, C (2013). Método de doble punzonamiento de tracción indirecta para concreto reforzado con fibra: Ensayo Barcelona. Primera edición. México D.F. : Universidad Nacional Autónoma de México Instituto de Ingeniería.

Ammar, K. (2011). Design of fibre reinforced concrete beams and slabs. Chalmers University of Technology.

Annadurai, A. Ravichandran, A (2016). Flexural behavior of hybrid fiber reinforced high strength concrete. Indian Journal of Science and Tecnology Vol 9, pp. 1 - 5.

Ardila E. Rodríguez A., (2011). Central Hidroeléctrica del Guavio, Mantenimiento preventivo del túnel de fuga. *Revista Noticreto*, 105, pp. 40-43.

Ardila E. Rodríguez A., (2013). Túneles viales de carretera en colombia: Una luz para la competitividad en nuestra movilidad. *Revista Noticreto*, 119, pp. 64-67.

Ardila E. Rodríguez A., (2017). Reflexiones desde la ingeniería de consulta, el concreto en el diseño de túneles y obras subterráneas. *Revista Noticreto*, 140, pp. 6-10.

Asocreto, (2007a). Fibras metálicas en concreto lanzado. En: Usos y aplicaciones de las fibras en el concreto, derrocando mitos. Sistema de información (CD). Primera edición. Bogotá D.C. : Asocreto.

Asocreto, (2007b). Nuevas tendencias en los revestimientos de túneles. En: Usos y aplicaciones de las fibras en el concreto, derrocando mitos. Sistema de información (CD). Primera edición. Bogotá D.C. : Asocreto.

ASTM. (1997a). ASTM C 1116-97. Standard specification for fiber – reinforced concrete and shotcrete. ASTM.

ASTM. (1997b). ASTM C 1018-97. Standard test method for flexural toughness and first crack strength of fiber – reinforced concrete (Using beam with third-point loading). ASTM.

ASTM. (2004). ASTM C 1550-04. Standard test method for flexural toughness of fiber reinforced concrete (Using centrally loaded round panel). ASTM.

ASTM. (2007). ASTM C 1609/C 1609M-07. Standard test method for flexural performance of fiber – reinforced concrete (Using beam with third-point loading). ASTM.

Bentur, A. Mindess, S. (2007). *Fibre reinforced cementitious composites*. Trowbridge: Taylor & Francis Group.

Bergsten. (2010). *Estación Radhuset Stokholm. Red Metro de Estocolmo*. Recuperado de Revista Noticreto No. 103.

Calavera, J. (2005). *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado*. Madrid : INTEMAC.

Carmona, S. Aguado, A. Molins, C. et al. (2009). Control de la tenacidad de los hormigones reforzados con fibras usando el ensayo de doble punzonamiento (ensayo Barcelona). Revista Ingeniería de Construcciói n Vol. 24 No. 2, pp 119-140.

Carmona, S. (2014). Ensayos para la caracterización y control de shotcrete reforzado con fibras- uso del ensayo Barcelona como alternative para el control de HRF. En Seminario Soluciones y avances tecnológicos para proyectos de túneles. Unversidad Técnica Federico Santa María. Valparaiso. Recuperado de www.cdt.cl/download/6118 el 13 de abril de 2017.

Carrillo, J (2013). Correlaciones entre las propiedades mecánicas del concreto reforzado con fibras de acero. *Revista Ingeniería Investigación y Tecnología*, 3, pp. 435-450.

Carrillo, J. González, G. Gallo, L. (2013). Comportamiento del concreto reforzado con fibras de acero ZP-306 sometido a esfuerzos de compresión. Bogotá. Universidad Militar Nueva Granada.

Chioma, P. (2015). Ventajas en el uso de fibra sintética estructural BARCHIP en sostenimiento de túneles. En: IX Seminario andino de túneles y obras subterráneas, 2015. ACTOS. Bogotá. Recuperado de http://docslide.net/engineering/ventajas-del-uso-de-fibra-sintetica-estructural-en-sostenimiento-de-tuneles-en-el-mediano-y-largo-plazo.html el 24 de abril de 2017.

Collazos, J. (2012). Fibras de refuerzo para hormigón proyectado. En Simposio internacional: túneles y tecnologías de hormigón proyectado, 2012. Corporación de desarrollo tecnológico. Santiago. Recuperado de www.cdt el 24 de abril de 2017.

CTES Comité de túneles y espacios subterráneos de Chile. (2016). Guía de materiales y productos para túneles y espacios subterráneos. Santiago de Chile. CTES.

Dávila, E. (2010). Túneles como solución a los problemas geológicos geotécnicos de la vía Bogotá Villavicencio. *Revista Noticreto*, 103, pp. 14-19.

Frutos, C. (2015). Concreto lanzado y colado en sitio para túneles reforzados con fibras. En Seminario regional túneles carreteros. Amivtac. Acapulco. Recuperado de www.amivtac.org el 18 de abril de 2017.

Gallovich, A. Rossi B, et al. (2007). Fibras como elemento estructural para el refuerzo del hormigón Manual técnico : MACCAFERRI.

Gil C. Alba X., (2017). Control de calidad en túneles. *Revista Noticreto*, 140, pp. 40-45.

Gomezjurado J., (2010). Dovelas para túneles. *Revista Noticreto*, 103, pp. 46-49.

Gonzalez, L. (2002). Ingeniería Geológica. España: Prentice Hall.

Gupta, R. (2002). Hybrid fiber reinforced concrete: Fiber synergy in very high strength concrete. The University of British Columbia.

Gutierrez, R. (2015). Módulo 1 – Antecedentes y aspectos generales. En Cursos de maestría, Ingeniería de rocas. Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá. Recuperado de material de clase agosto de 2015.

Hilerio, I. González F. (2003). Abrasión en concreto de alta resistencia. Revista Ciencia e Ingeniería partamento de materiales Vol 24, pp. 25 - 28.

Hoek, E. Brown E.T. (1980). *Excavaciones subterráneas en roca*. Mexico : McGraw Hill.

Huynh, D. (2010). *T-Centralen. Estación Principal de la Red del Metro de Estocolmo*. Recuperado de Revista Noticreto No. 103.

ICONTEC. (2000). Norma técnica colombiana. NTC 722. *Método de ensayo para determinar la resistencia a la tensión indirecta de especímenes cilíndricos de concreto*. ICONTEC.

ICONTEC. (2007a). Norma técnica colombiana. *NTC 4483. Método de ensayo para determinar la permeabilidad del concreto al agua*. ICONTEC.

ICONTEC. (2007b). Norma técnica colombiana. *NTC 5541. Concretos reforzados con fibra*. ICONTEC.

ICONTEC. (2009). Norma técnica colombiana. NTC 5721. Método de ensayo para la determinación de la capacidad de absorción de energía (tenacidad) de concreto reforzado con fibra. ICONTEC.

IMCYC. (2006). El concreto en la obra. Problemas, causas y soluciones. Primera edición. Mexico D.F. : IMCYC.

INVIAS. (2013). Normas de ensayo de materiales para carreteras. INVIAS.

INVIAS. (2015). Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera. Primera edición. Bogotá D.C. : INVIAS.

Lambrechts, A. (2009). Steel – and synthetic fibre reinforced concrete. Which fibre to be used for wich application and why?: BEKAERT.

Lobo-Guerrero, A. (1998). Los derrumbes ocurridos durante 1997 en túneles del acueducto de Chingaza. En VII Congreso Colombiano de Geotecnia, 1998. Socidedad Colombiana de Geotecnia. Bogotá. Recuperado de http://www.logemin.com/eng/Download/pdf/27_Derrumbes_tuneles_acueducto_Chingaza.pdf el 13 de abril de 2017.

López, C. (2000). Manual de túneles y obras subterráneas. Madrid : U.D. Proyectos.

López, J. (2014). Geología aplicada a la ingeniería civil. Madrid : El Duende.

Martínez, J. (2011, diciembre). Análisis del concreto lanzado como revestimiento definitivo para túneles (tesis de pregrado). Facultad de Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Javeriana.

Marulanda, C. (2014). Experiencias de excavación de túneles con métodos convencionales y máquinas TBM en la Cordillera de Los Andes. Casos históricos. En Conferencias preliminaries túneles en suelo y roca, 2014. Escuela Colombiana de Ingeniería. Bogotá. Recuperado de http://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/promo/tuneles-en-suelos.pdf el 13 de abril de 2017.

Megaw, T. Bartlett, J. (1990) Túneles. Planeación, diseño y construcción. Volumen 2.

Mindess, S. (2003). *Concrete*. New Jersey : Prentice Hall.

Ministerio de transporte. (2010). *Los túneles carreteros en Colombia*. Bogotá : Impresol.

Moghimi, G. (2014). Behavior of Steel-polyropylene hybrid fiber reinforced concrete. Eastern Mediterranean University.

Molano, M. (2012). Manual de ensayos de laboratorio en materiales de construcción para obras civiles (tesis de maestría). Maestría en Ingeniería Civil. Escuela Colombiana de Ingeniería.

Monsó, A. (2011, julio). Análisis del comportamiento del hormigón reforzado con fibras para el ensayo Barcelona y de flexotracción (tesis de especialidad). Ingeniería de la construcción. Universidad Politécnica de Catalunya.

Navarrete, J. Salazar J. (2009, agosto). Concreto reforzado con fibras metálicas y sintéticas (tesis de especialización). Especialización en Estructuras. Escuela Colombiana de Ingeniería.

National Ready Mixed Concrete Association, (2007). ¿Qué, por qué y cómo? Fibras sintéticas para el concreto. El concreto en la práctica. En: Usos y aplicaciones de las fibras en el concreto, derrocando mitos. Sistema de información (CD). Primera edición. Bogotá D.C. : Asocreto.

Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá : McGraw-Hill Interamericana.

Novak, J. (2007). Structure design using fiber reinforced concrete. Seminario internacional de usos y aplicaciones de las fibras en el concreto 2007. En: Usos y aplicaciones de las fibras en el concreto, derrocando mitos. Sistema de información (CD). Primera edición. Bogotá D.C. : Asocreto.

Osorio J., (2010). Concreto lanzado en túneles. *Revista Noticreto*, 103, pp. 36-41.

Othman F, Ghazali A, Jameran A. (2013). *The mechanical properties of hybrid fibre reinforced composite concrete*. Recuperado de http://hdl.handle.net/2115/54296 el día 12 de mayo de 2016.

Pérez, D. (2012, junio). Propuesta técncia para la determinación del comportamiento del terreno en excavaciones subterráneas con base en un túnel exploratorio. Caso: Túnel de La Línea (tesis de maestría). Maestría en Ingeniería – Geotecnia. Universidad Nacional de Colombia.

Pujadas, P. Et al. (2014). *Correlación entre TCOD y desplazamiento axial en el ensayo Barcelona*. En VI Concreso de ACHE. Universidad Politècnica de Catalunya. Madrid. Recuperado de www.fing.edu.uy el 14 de abril de 2017.

Ramirez J. Santacruz A., (2003). El concreto como respuesta integral a un proyecto: Túnel de Buenavista. *Revista Noticreto*, 66, pp. 40-43.

Rey, A. (2006). Hormigón proyectado. Dosificacióin, fabricación y puesta en obra. En I Jornada sobre hormigón proyectado, 2006. Madrid. Recuperado de www.concreteonline.com el 6 de mayo de 2017.

Rey A., (2007a). Concreto lanzado: dosificación, fabricación y puesta en obra (Parte 1). *Revista Noticreto*, 85, pp. 30-38.

Rey A., (2007b). Concreto lanzado: dosificación, fabricación y puesta en obra (Parte 2). *Revista Noticreto*, 86, pp. 34-41.

Restrepo y Uribe. (2003). Informe final de interventoría túnel alterno de Usaquén y obras anexas. Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. Recuperado de http://eacennt09.acueducto.com.co:8085 el 12 de abril de 2017.

RILEM. (1999). *Third International Workshop on High performance fiber reinforced cement composite (HPFRCC3)*. Mainz : RILEM.

RILEM. (2002a). RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Bending test. RILEM.

RILEM. (2002b). RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. σ-ε Design method. RILEM.

Rispin M. (2012). Buenas prácticas y futuro potencial en hormigón proyectado. En Simposio internacional: túneles y tecnologías de hormigón proyectado, 2012. Corporación de desarrollo tecnológico. Santiago. Recuperado de www.cdt el 24 de abril de 2017.

Rocscience (2017a). Tutorial Manual Phase2 v.8.0, 2017. Rocscience. Recuperado de www.rocscience.com el 11 de mayo de 2017.

Rocscience (2017b). Tutorial Manual Unwedge v.3.0, 2017. Rocscience. Recuperado de www.rocscience.com el 11 de mayo de 2017.

Ruíz, L. (2017, julio). Estado del arte en la impermeabilización de túneles en roca, casos, aplicaciones y recomendaciones (tesis de maestríaI. Maestría en Ingeniería civil. Escuela Colombiana de Ingeniería.

Sabogal C., (2017). Túneles y viaductos: una combinación sana, económica y segura. *Revista Noticreto*, 140, pp. 30-33.

Sanchez De Guzman, D. (2011). Tecnología del concreto. Bogotá D.C. : Asocreto.

Schmaeh P., (2017). Túneles mecanizados en proyectos hidroeléctricos. *Revista Noticreto*, 140, pp. 12-18.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2016). Manual de diseño y construcción de túneles de carretera. México D.F. : SCT.

Segura, L. (2016). Ensayos y control de calidad en hormigones con fibras. En 2a jornada de avances en diseño y tecnología del hormigón. Universidad de la República. Montevideo. Recuperado de http://tycho.escuelaing.edu.co/contenido/promo/tuneles-en-suelos.pdf el 13 de abril de 2017.

SI Concrete Systems, (2007). F.E.D. No. 9. The anti-spalling effects of polypropylene fiber on concrete during fires. En: Usos y aplicaciones de las fibras en el concreto, derrocando mitos. Sistema de información (CD). Primera edición. Bogotá D.C. : Asocreto.

Singh S., Singh A., Bajaj V. (2010). Strength and flexural toughness of concrete reinforced with steel- polypropylene hybrid fibres. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), Vol 11, No. 4, pp 495-507.*

Stefan E. (2008). Embrittlement of fiber-reinforced shotcrete. *Shotcrete*, pp. 16-21.

Stefan E. (2010). Influence of fiber type on Creep deformation fo cracked fiber reinforced shotcrete panels. *ACI Materials Journal*, No. 107, pp. 474-480.

Subcomité Fibras ICONTEC, (2007). Explorando el concreto reforzado con fibras CRF. *Revista Noticreto*, 84, pp. 42-50.

Subcomité Fibras ICONTEC, (2010). Evaluación de la absorción de energía (tenacidad) de concreto reforzado con fibra. *Revista Noticreto*, 98, pp. 54-57.

Tamez, E. Rangel, J. Holguín, E. (1997). *Diseño geotécnico de túneles*. México D.F. : TGC Geotecnia.

Trujillo, J. (2011, diciembre). Evaluación de recomendaciones de diseño para túneles excavados en materiales volcánicos y suelos residuales (tesis de maestría). Maestría en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Javeriana.

Uribe J. Maldonado L., (2010). Túneles de pequeños diámetros en suelos urbanos. *Revista Noticreto*, 103, pp. 8-13.

US. Department of Transportation Federal Highway Administration. (2009). Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements. New York. : National Highway Institute.

Vargas, G. (2007). Fiber reinforced concrete: Why, when and where to use fibers in concrete. En: Usos y aplicaciones de las fibras en el concreto, derrocando mitos.

Wandewalle, M. (1996). Tunnelling the world : BEKAERT.

Wandewalle, M. (2005). Tunnelling is an art : BEKAERT.

Anexo 1 Ensayos de calidad de los materiales

ENSAYOS DE VERIFICACIÓN DE CALIDAD DE LOS AGREGADOS

a. Análisis granulométrico de los agregados gruesos y finos (INV.E-213, INV.E-214)

Agregado grueso:

Wrecipiente 2=	287.5 g
Wrecipiente 2 + grava seco sucio=	1435.1 g
Wgrava seco sucio =	1147.6 g
W recipiente 2 + grava seco limpio =	1413.1 g
Wgrava seco limpio =	1125.6 g
% Finos =	1.9 %

Tamiz		W retenido	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasa
Nominal	mm				
1/2"	12.50	0.0	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.50	306.5	26.7	26.7	73.3
No. 4	4.75	683.6	59.6	86.3	13.7
No. 8	2.36	98.9	8.6	94.9	5.1
No. 16	1.18	12.9	1.1	96.0	4.0
No. 30	0.60	5.3	0.5	96.5	3.5
No. 50	0.30	4.6	0.4	96.9	3.1
No. 100	0.15	6.4	0.6	97.4	2.6
No. 200	0.075	7.0	0.6	98.0	2.0
Fondo		0.4	2.0	100.0	0.0

Agregado fino:

Wrecipiente B13 =	100.5 g
Wrecipiente B13 + arena seco sucio =	666.4 g
Warena seco sucio =	565.9 g
Wrecipiente No.10 =	104.6 g
W recipiente No. 10 + arena seco limpio =	641.7 g
Warena seco limpio =	537.1 g
% Finos =	5.1 %

Tamiz		W retenido	% Retenido	% Retenido acumulado	% Pasa
Nominal	mm				
1"	25.40	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.00	0.0	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.50	0.0	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.50	0.0	0.0	0.0	100.0
No. 4	4.75	0.0	0.0	0.0	100.0
No. 8	2.36	51.1	9.0	9.0	91.0
No. 16	1.18	87.1	15.4	24.4	75.6
No. 30	0.60	129.7	22.9	47.3	52.7
No. 50	0.30	131.9	23.3	70.6	29.4
No. 100	0.15	103.9	18.4	89.0	11.0
No. 200	0.075	33.1	5.8	94.9	5.1
Fondo		0.3	5.1	100.0	0.0

El término “limpio” se refiere al material después de lavado sobre tamiz 200 y el término “sucio” se refiere al material antes del lavado.

b. Determinación de terrones de arcilla y partículas deleznables en los agregados (INV.E-211)

Para la muestra del material estudiado, se obtiene:

Para las gravas:

Fracción	M (g)	R (g)	P (%)	Respecto a muestra total (%)
3/4"	2000.3	1998.5	0.09	0.04
3/8"	1002.2	1001.9	0.03	0.02
No. 4	25.0	24.9	0.40	0.37
No. 8	25.0	25.0	0.00	0.00
Total	**3052.5**			**0.43**

Para las arenas:

Fracción	M (g)	R (g)	P (%)	Respecto a muestra total (%)
No. 4	25.0	24.9	0.40	0.1
No. 8	25.0	24.9	0.40	0.3
Total	**50.0**			**0.4**

El valor máximo permisible según la NTC es 5%; por lo tanto, se encuentra dentro de los límites tolerables.

c. Solidez de los agregados frente a la acción de soluciones de sulfato de sodio o magnesio (INV.E-220)

Para el agregado grueso:

Solución: Sulfato de sodio
Número de ciclos: 5

Fracción	Peso antes de ensayo (g)	Peso retenido (g)	P (%)	Respecto a muestra total (%)
3/4"	1001.2	997.3	0.4	0.2
3/8"	300.2	298.8	0.5	0.3
No. 4	100.4	99.9	0.5	0.4
No. 8	100.0	98.7	1.3	0.1
Total	**1501.8**			**1.0**

Para el agregado fino:

Solución: Sulfato de sodio
Número de ciclos: 5

Fracción	Peso antes de ensayo (g)	Peso retenido (g)	P (%)	Respecto a muestra total (%)
No. 4	300.5	289.8	3.6	3.2
No. 4	100	92.2	7.8	0.6
No. 8	100.0	92.1	7.9	0.6
No. 16	100.0	92.1	7.9	1.1
No. 30	100.0	97	3.0	0.6
No. 50	100.0	94.2	5.8	1.3
Total	**800.5**			**7.5**

De acuerdo con la NTC, el valor máximo permisible es 12%; por lo tanto, los valores obtenidos se encuentran dentro de los límites tolerables.

Anexo 2 Diseño de mezcla

ENSAYOS PARA DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO

a. Densidad bulk (peso unitario) y porcentaje de vacíos de los agregados en estado suelto y compacto (INV.E-217)

Los resultados obtenidos fueron:

Agregado grueso:

Ensayo	T (g)	G (g)	V (lt)	M, Densidad bulk (g/cm³)
1	4825	9432	3	1.555
2	4825	9875	3	1.490
			Promedio	**1.523**

Agregado fino:

Ensayo	T (g)	G (g)	V (lt)	M, Densidad bulk (g/cm³)
1	4825	9324	3	1.519
2	4825	9625	3	1.620
			Promedio	**1.569**

Donde:

T: Masa del recipiente de medida.

G: Masa del agregado más el recipiente de medida.

V: Volumen del recipiente de medida.

M: Densidad bulk del agregado.

b. Densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del agregado fino (INV.E-222)

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Ensayo	Densidad (kg/m³)	Absorción (%)
1	2759	3.2
2	2617	2.6
Promedio	**2688**	**2.90**

c. Densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del agregado grueso (INV.E-223)

Los resultados obtenidos de tres ensayos fueron:

Ensayo	Densidad (kg/m³)	Absorción (%)
1	2706	0.9
2	2631	0.8
3	2705	1.0
Promedio	**2680**	**0.91**

d. Contenido total de agua evaporable de los agregados por secado (INV.E-216)

El contenido de humedad obtenido es el siguiente:

Agregado grueso:

Ensayo	D (g)	W (g)	Wp, contenido de humedad (%)
1	647.9	649.9	0.37
2	526.6	527.4	0.19
		Promedio	**0.28**

Agregado fino:

Ensayo	D (g)	W (g)	Wp, contenido de humedad (%)
1	65.4	60.7	9.48
2	63.4	57.8	11.07
		Promedio	**10.27**

e. Densidad del cemento hidráulico (INV.E-307)

Resultados de ensayo:

No. Recipiente:	1	
W muestra =	90	g
Lectura inicial frasco Le Chatelier =	0.4	cm³
Lectura final frasco Le Chatelier =	29.7	cm³
Densidad del cemento =	3.07	g/cm³

f. Diseño de la mezcla

Materiales

- ✓ Agregados:

Las características de los agregados se resumen a continuación:

	Grava	Arena
Densidad aparente, kg/m^3	2680	2688
Masa unitaria compacta MUC, kg/m^3	1523	1569
Contenido de humedad, %	0.28	10.27
Absorción, %	0.9	2.9

- ✓ Cemento

Densidad = masa de cemento (g) / volumen desplazado (cm^3)

Densidad = 3.07 g/cm^3

Diseño

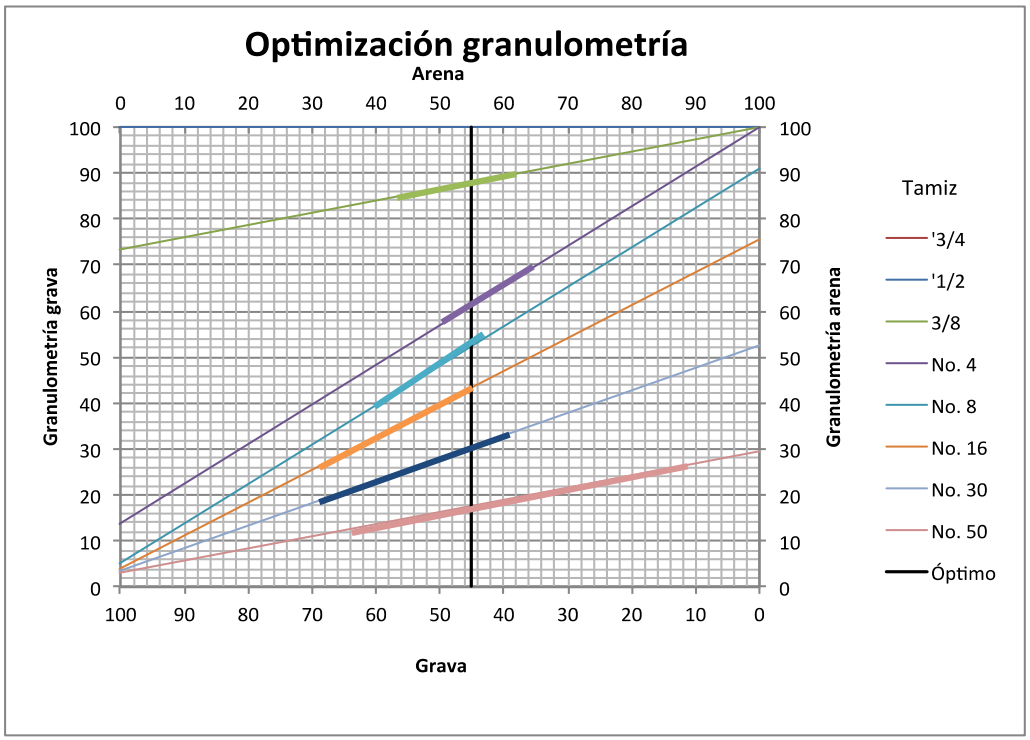
- ✓ Asentamiento: se definió un asentamiento entre 8 y 10cm
- ✓ Tamaño máximo nominal, TMN: el tamaño máximo nominal es: 3/8" (9.51mm)
- ✓ Contenido de aire: para un tamaño máximo nominal de 3/8", el porcentaje promedio aproximado de aire atrapado es 3%.
- ✓ Agua de mezclado: para el asentamiento de 8 a 10cm sin aditivos inclusores de aire, se obtiene una cantidad de agua de 225kg/m^3.
- ✓ Relación agua/cemento: para una resistencia de 29MPa, se obtiene una relación agua/cemento de 0.45.
- ✓ Contenido de cemento: el contenido y volumen de cemento por m^3 se calculan de la siguiente manera:

Contenido de cemento, C		
A =	225	kg/m^3
A/C =	0.45	
C =	498	kg/m^3
Volumen cemento		
Contenido cemento, C =	498	kg/m^3
Densidad cemento =	3072	kg/m^3
Volumen de cemento, Vc =	0.162	m^3/m^3

- ✓ Verificación de las especificaciones volumétricas

Tamiz	Porcentajes que pasan				
mm	pulgadas	Grava	Arena	Recomendada RNL (3/8")	Material combinado
25.4	1	100	100	100	
19	3/4	100	100	100	
12.7	1/2	100	100	100	
9.51	3/8	73	100	85-90	88
4.76	No. 4	14	100	58-71	62
2.36	No. 8	5	91	40-55	52
1.18	No. 16	4	76	27-44	43
0.6	No. 30	4	53	19-34	30
0.3	No. 50	3	29	13-27	18
0.15	No. 100	3	11	9-21	7

Fuente: La autora



Las proporciones obtenidas son:

Arena: 55% - Grava: 45%

Esta proporción permite obtener adecuada manejabilidad, sin segregación ni exudación, el mínimo de huecos posibles, economía y la mayor densidad (que proporciona altas resistencias a compresión).

Cantidades obtenidas por metro cúbico:

Material	Peso, W kg/m^3	Densidad, D kg/m^3	Volumen, V m^3/m^3
Cemento	498	3072	0.162
Agua	225	1000	0.225
Aire	0	0	0.030
Grava	704	2680	0.263
Arena	861	2688	0.320
Total	**2288**		**1.00**

Anexo 3 Resultados de los ensayos de laboratorio

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

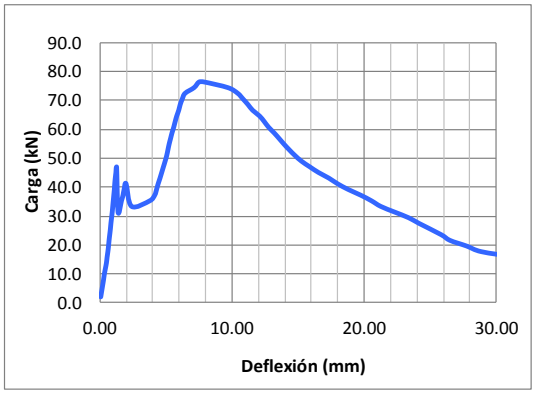
Muestra: **P1** Dosificación: CHO 65/35 33kg/m³

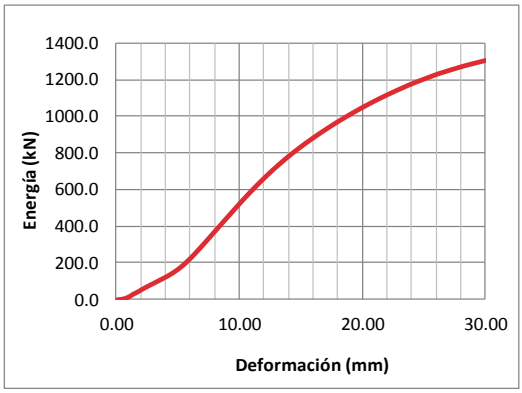
Código: **1000J SS0-MS100**

Edad: 32 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla:		mm	Carga máxima	7847	kgf
Capacidad de absorción de energía:	**1226**	**J**	Carga máxima	77	kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

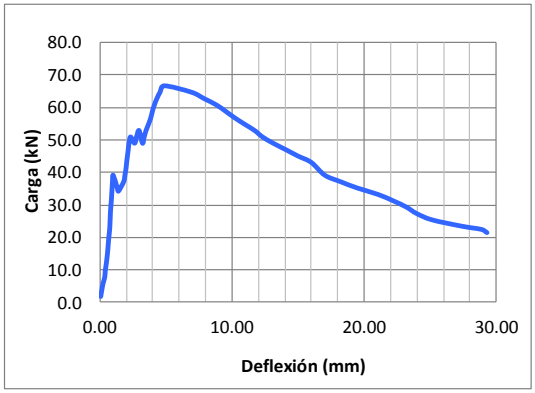
Muestra: **P2** Dosificación: PP65 0.5kg/m³

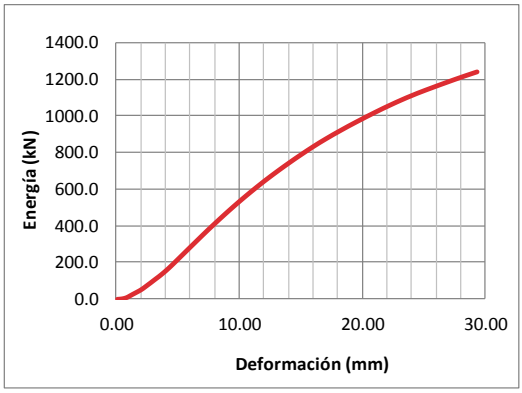
Código: **1000J SS20-MS80** CHO 65/35 23kg/m³

Edad: 32 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla:		mm	Carga máxima	6985	kgf
Capacidad de absorción de energía:	**1141**	**J**	Carga máxima	68	kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

Muestra: **P3** Dosificación: PP65 0.8kg/m³

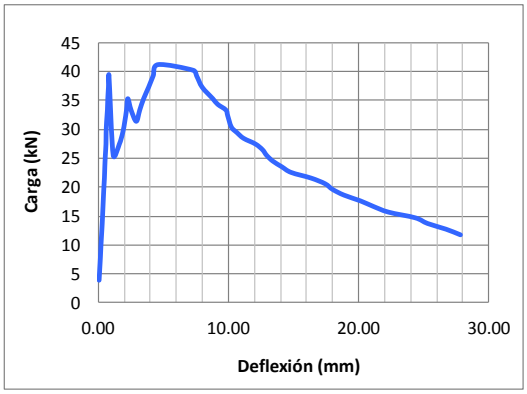
Código: **1000J SS40-MS60** CHO 65/35 12kg/m³

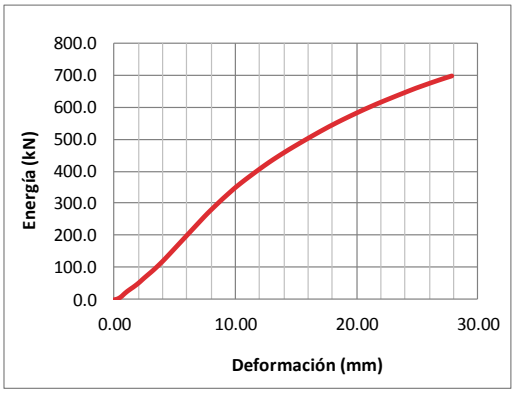
Edad: 32 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla: mm Carga máxima 4393 kgf

Capacidad de absorción de energía: **685** **J** Carga máxima 43 kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

Muestra: **P4** Dosificación: PP65 0.5kg/m³

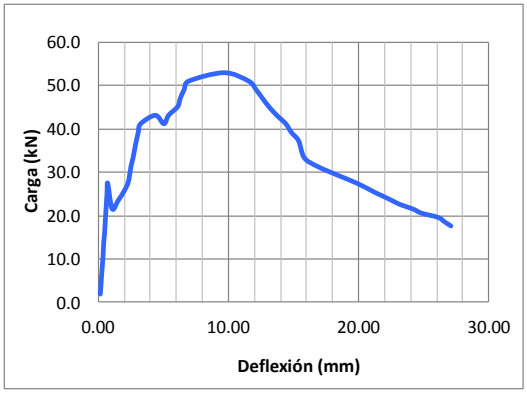
Código: **1200J SS20-MS80** CHO 65/35 33kg/m³

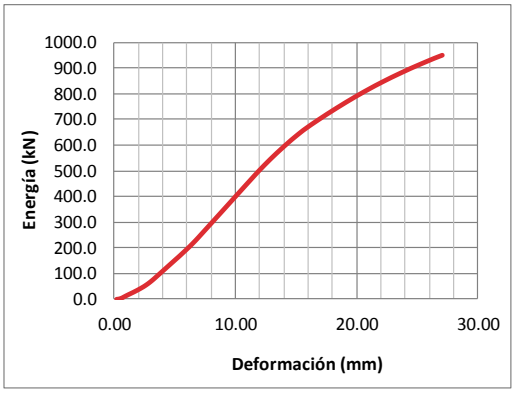
Edad: 31 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla: mm Carga máxima 5470 kgf

Capacidad de absorción de energía: **931** **J** Carga máxima 54 kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

Muestra: **P5** Dosificación: PP65 0.8kg/m³

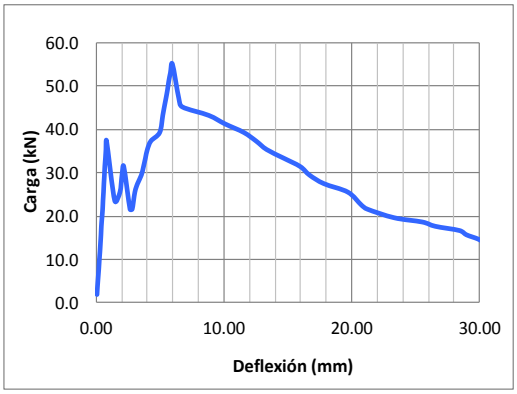
Código: **1200J SS30-MS70** CHO 65/35 23kg/m³

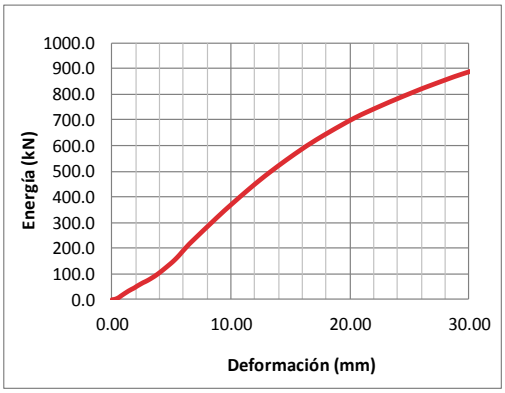
Edad: 31 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla: mm Carga máxima 5700 kgf

Capacidad de absorción de energía: **810** **J** Carga máxima 56 kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

Muestra: **P6** Dosificación: PP65 1.7kg/m³

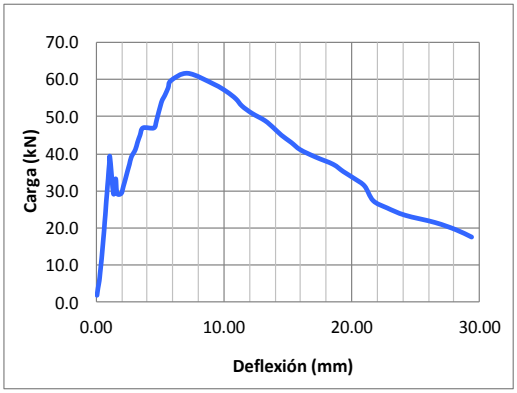
Código: **1200J SS40-MS60** CHO 65/35 17kg/m³

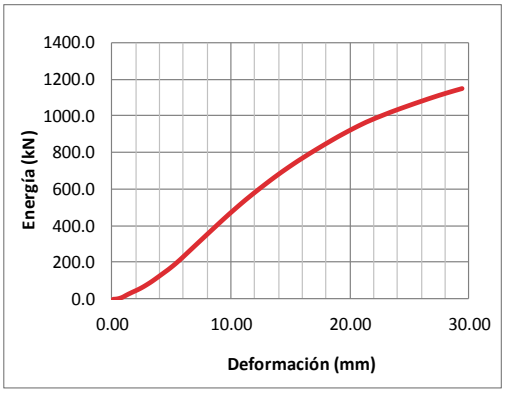
Edad: 31 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla: mm Carga máxima 6337 kgf

Capacidad de absorción de energía: **1147** **J** Carga máxima 62 kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

Muestra: **P7** Dosificación: 3D 65/35 33kg/m³

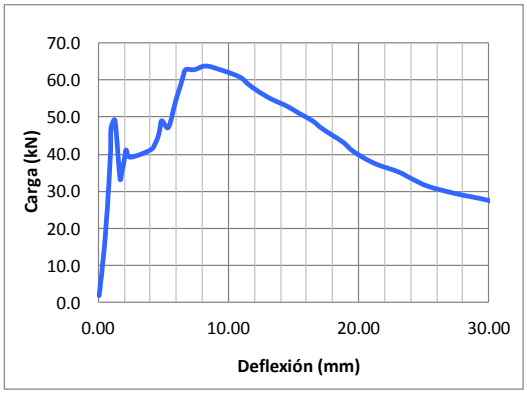
Código: **1000J SS0-MD100**

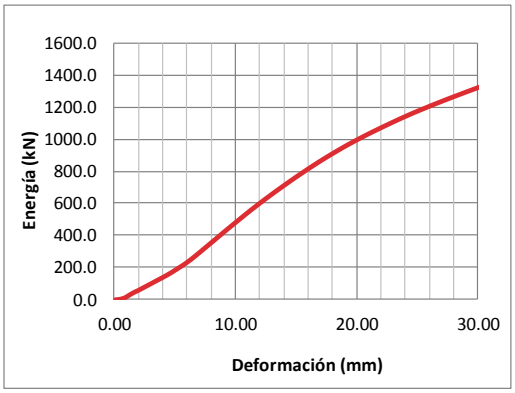
Edad: 31 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla: mm Carga máxima 6570 kgf

Capacidad de absorción de energía: **1188** **J** Carga máxima 64 kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

Muestra: **P8** Dosificación: PP65 0.5kg/m³

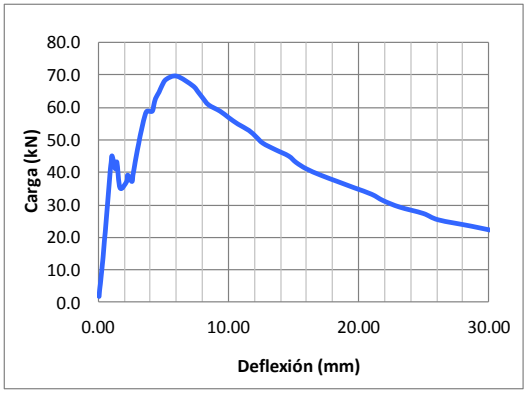
Código: **1000J SS20-MD80** 3D 65/35 26kg/m³

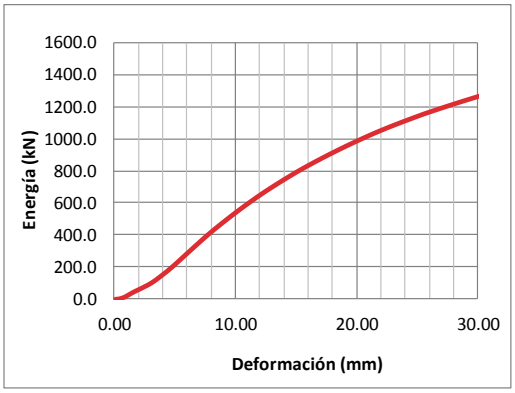
Edad: 31 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla: mm Carga máxima 7109 kgf

Capacidad de absorción de energía: **1139** **J** Carga máxima 70 kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

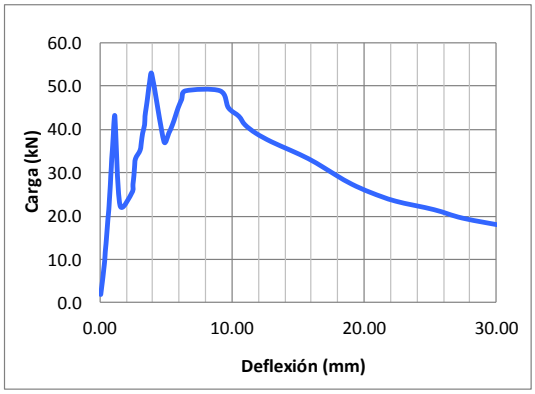
Muestra: **P9** Dosificación: PP65 0.8kg/m³

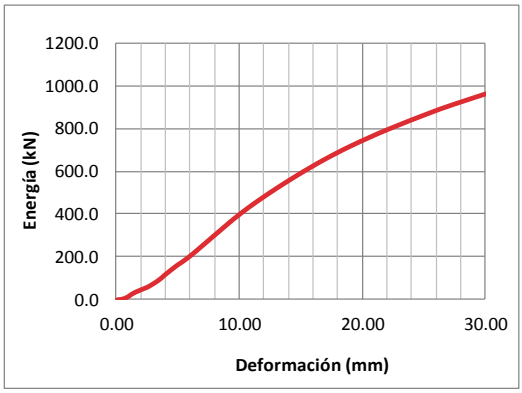
Código: **1000J SS40-MD60** 3D 65/35 18kg/m³

Edad: 30 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla:		mm	Carga máxima	5516	kgf
Capacidad de absorción de energía:	**867**	**J**	Carga máxima	54	kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

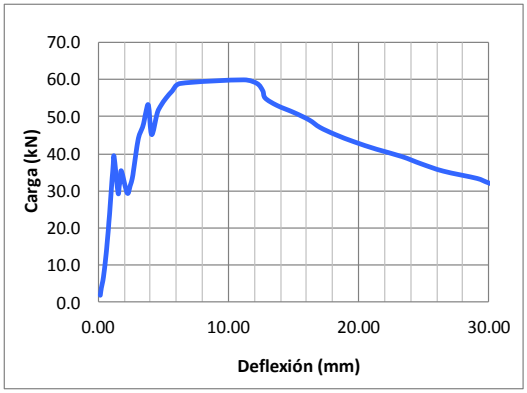
Muestra: **P10** Dosificación: PP65 6.0kg/m³

Código: **1000J SS100-MD0**

Edad: 30 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla:		mm	Carga máxima	6150	kgf
Capacidad de absorción de energía:	**1241**	**J**	Carga máxima	60	kN



DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

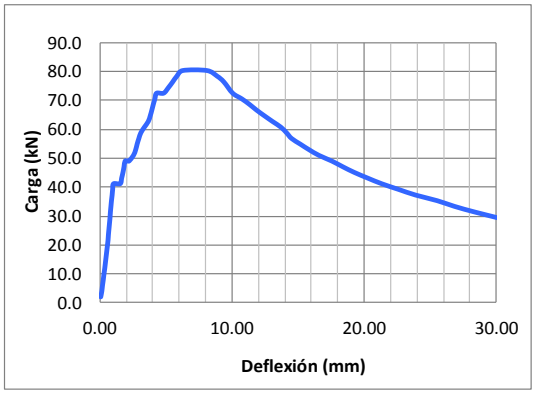
Muestra: **P11** Dosificación: 3D 65/35 40kg/m³

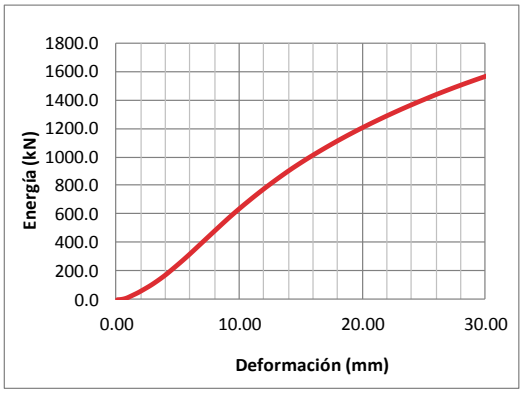
Código: **1200J SS0-MD100**

Edad: 33 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla:		mm	Carga máxima	8397	kgf
Capacidad de absorción de energía:	**1422**	**J**	Carga máxima	82	kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

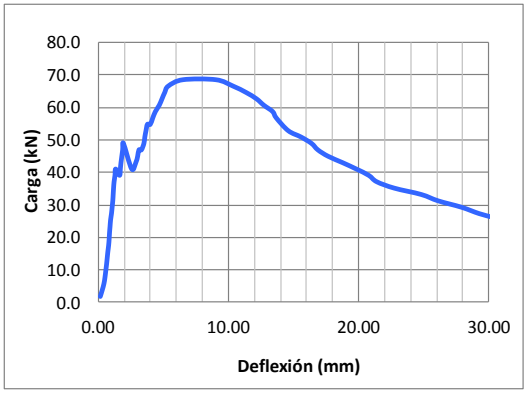
Muestra: **P12** Dosificación: PP65 0.5kg/m³

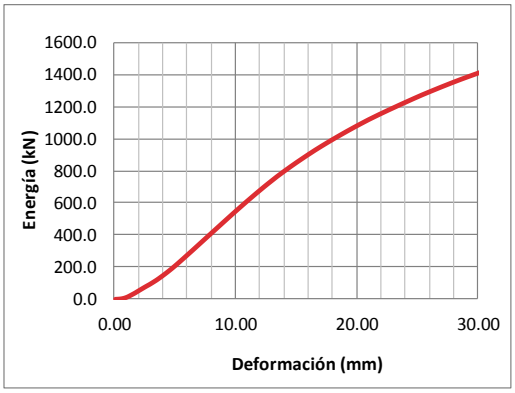
Código: **1200J SS20-MD80** 3D 65/35 33kg/m³

Edad: 33 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla:		mm	Carga máxima	7182	kgf
Capacidad de absorción de energía:	**1252**	**J**	Carga máxima	70	kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

Muestra: **P13** Dosificación: PP65 0.8kg/m³

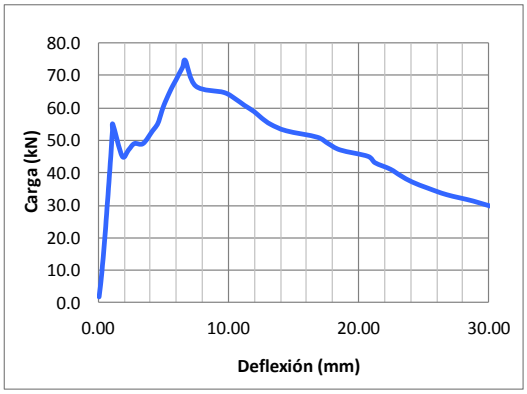
Código: **1200J SS30-MD70** 3D 65/35 26kg/m³

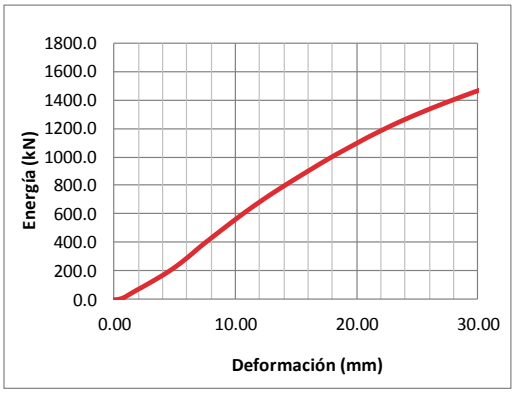
Edad: 32 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla: mm Carga máxima 7721 kgf

Capacidad de absorción de energía: **1310** **J** Carga máxima 76 kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

Muestra: **P14** Dosificación: PP65 1.7kg/m³

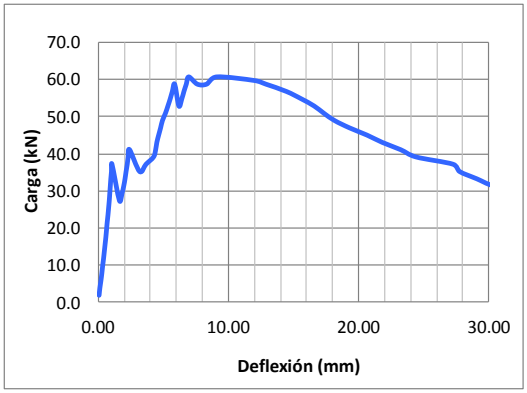
Código: **1200J SS40-MD60** 3D 65/35 22kg/m³

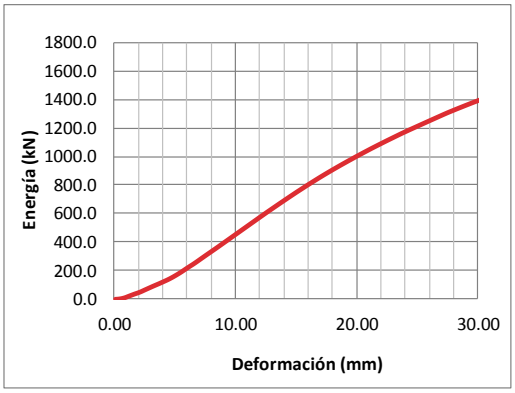
Edad: 32 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla: mm Carga máxima 6379 kgf

Capacidad de absorción de energía: **1191** **J** Carga máxima 63 kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

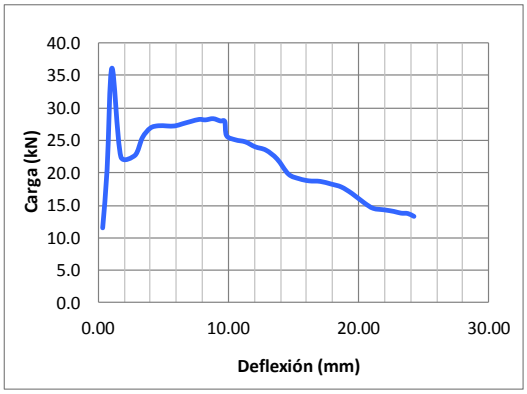
Muestra: PP65 2kg/m³ Dosificación: Fibra PP65 2kg/m³

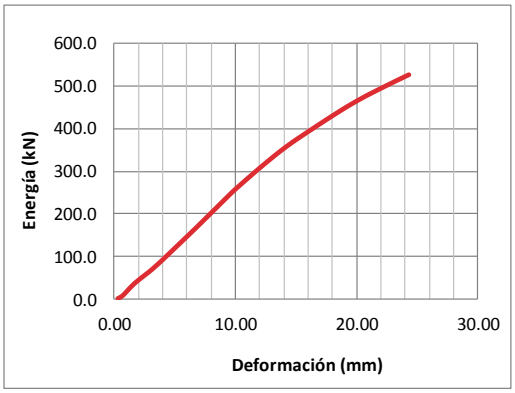
Código: 500J SS100-MS0

Edad: 28 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla:		mm	Carga máxima	3806	kgf
Capacidad de absorción de energía:	**526**	**J**	Carga máxima	37	kN





DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGÍA (TENACIDAD) DE CONCRETO REFORZADO CON FIBRA

NTC-5721

Datos de la muestra

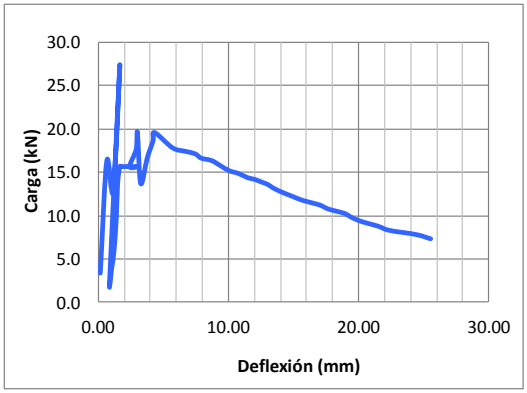
Muestra: 3D 65/35 8kg Dosificación: Fibra 3D 65/35 8kg/m³

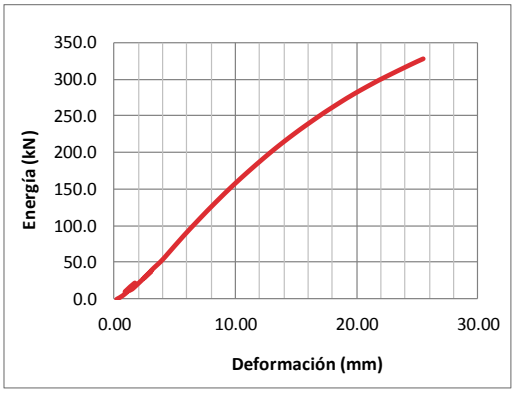
Código: 400J SS0-MD100

Edad: 29 días

Resultados del ensayo

Espesor en la zona de falla:		mm	Carga máxima	2878	kgf
Capacidad de absorción de energía:	**328**	**J**	Carga máxima	28	kN





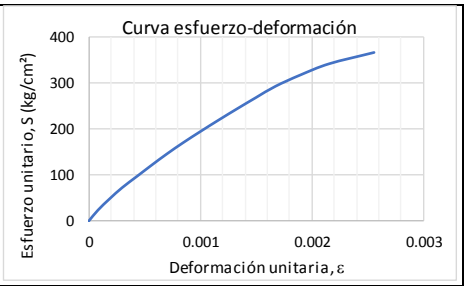
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**E1**		Dosificación (s-m):	0 - 100	%
Fecha elaboración:	20/10/2016		Fecha ensayo:	19/11/2016	
Edad:	31	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.2	cm
Área =	81.9	cm²
Longitud =	20.2	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	57	mm
Distancia a barra e_r =	50	mm
Altura deformímetro =	10.5	cm
Altura barra =	10.0	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	30570	kgf
Esfuerzo máximo =	373	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	14 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	149 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000719

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 201727 kg/cm²

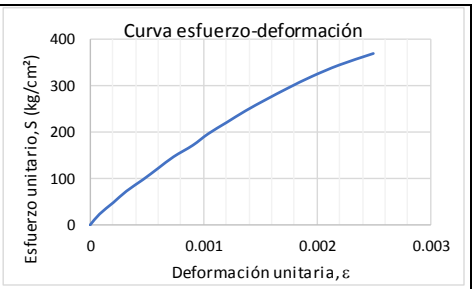
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**C2**		Dosificación (s-m):	20 - 80	%
Edad:	31	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.2	cm
Área =	81.4	cm²
Longitud =	20.1	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	55	mm
Distancia a barra e_r =	52	mm
Altura deformímetro =	10.2	cm
Altura barra =	10.2	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	31330	kgf
Esfuerzo máximo =	385	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	14 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	154 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000784

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 190480 kg/cm²

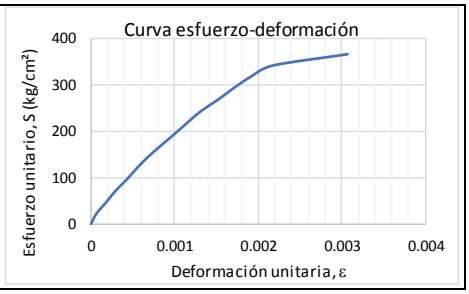
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**C3**		Dosificación (s-m):	100 - 0	%
Edad:	31	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.2	cm
Área =	81.5	cm²
Longitud =	20.0	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	56	mm
Distancia a barra e_r =	52	mm
Altura deformímetro =	10.4	cm
Altura barra =	9.9	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	30040	kgf
Esfuerzo máximo =	368	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	17 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	147 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000692

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 203140 kg/cm²

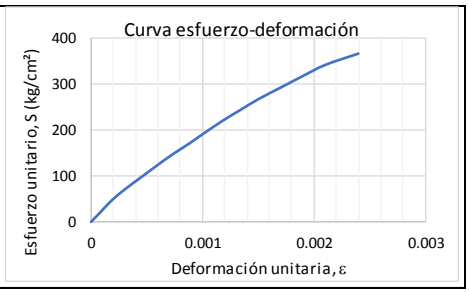
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**E4**		Dosificación (s-m):	0 - 100	%
Fecha elaboración:	20/10/2016		Fecha ensayo:	19/11/2016	
Edad:	31	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.2	cm
Área =	82.0	cm²
Longitud =	20.0	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	55	mm
Distancia a barra e_r =	54	mm
Altura deformímetro =	10.5	cm
Altura barra =	10	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	33330	kgf
Esfuerzo máximo =	406	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	13 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	163 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000832

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 191929 kg/cm²

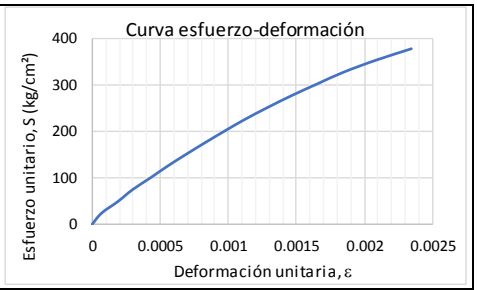
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**C5**		Dosificación (s-m):	20 - 80	%
Edad:	31	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.1	cm
Área =	79.4	cm²
Longitud =	20.0	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	56	mm
Distancia a barra e_r =	53	mm
Altura deformímetro =	10.3	cm
Altura barra =	10.1	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	33190	kgf
Esfuerzo máximo =	418	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	17 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	167 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000780

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 205103 kg/cm²

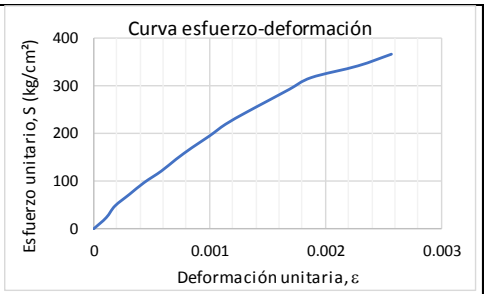
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**C6**		Dosificación (s-m):	0 - 100	%
Edad:	30	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.2	cm
Área =	81.7	cm²
Longitud =	20.2	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	53	mm
Distancia a barra e_r =	51	mm
Altura deformímetro =	10.3	cm
Altura barra =	9.8	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	30630	kgf
Esfuerzo máximo =	375	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	11 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	150 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000731

Módulo de elasticidad, E:

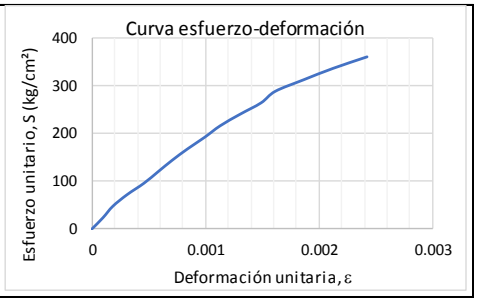
$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 204325 kg/cm²

DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**C7**		Dosificación (s-m):	20 - 80	%
Edad:	30	días			

Dimensiones de la muestra		
Diámetro =	10.3	cm
Área =	83.3	cm²
Longitud =	20.2	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	54	mm
Distancia a barra e_r =	50	mm
Altura deformímetro =	10.1	cm
Altura barra =	9.9	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	31210	kgf
Esfuerzo máximo =	375	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	12 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	150 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000743

Módulo de elasticidad, E:

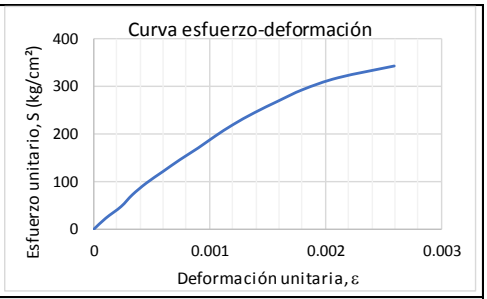
$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 198800 kg/cm²

DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**E8**		Dosificación (s-m):	100 - 0	%
Edad:	30	días			

Dimensiones de la muestra		
Diámetro =	10.2	cm
Área =	81.7	cm²
Longitud =	20.3	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	54	mm
Distancia a barra e_r =	50	mm
Altura deformímetro =	10.5	cm
Altura barra =	10.1	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	28250	kgf
Esfuerzo máximo =	346	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	11 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	138 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000699

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 195799 kg/cm²

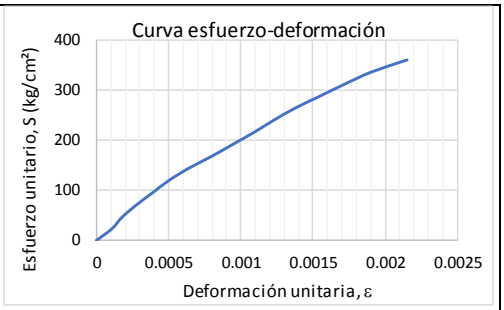
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**C9**		Dosificación (s-m):	0 - 100	%
Edad:	30	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.3	cm
Área =	83.3	cm²
Longitud =	20.3	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	56	mm
Distancia a barra e_r =	48	mm
Altura deformímetro =	9.9	cm
Altura barra =	10.0	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	32090	kgf
Esfuerzo máximo =	385	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	11	kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	154	kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000705	

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 218686 kg/cm²

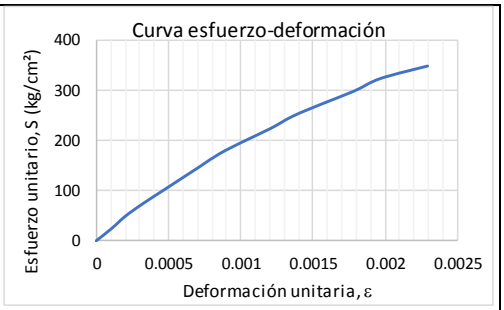
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**C10**		Dosificación (s-m):	20 - 80	%
Edad:	30	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.1	cm
Área =	80.1	cm²
Longitud =	20.2	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	56	mm
Distancia a barra e_r =	53	mm
Altura deformímetro =	10.6	cm
Altura barra =	10.1	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	29470	kgf
Esfuerzo máximo =	368	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	11	kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	147	kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000712	

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 205054 kg/cm²

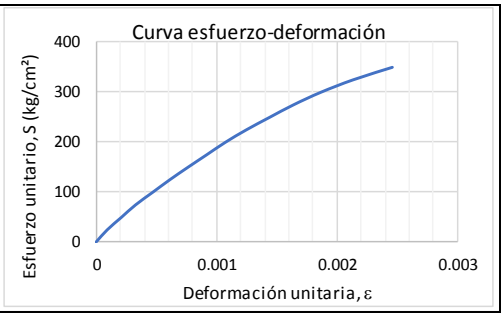
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**E11**		Dosificación (s-m):	40 - 60	%
Edad:	31	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.1	cm
Área =	80.1	cm²
Longitud =	20.2	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	56	mm
Distancia a barra e_r =	52	mm
Altura deformímetro =	10.6	cm
Altura barra =	10.2	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	28930	kgf
Esfuerzo máximo =	361	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	13 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	144 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000732

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 192478 kg/cm²

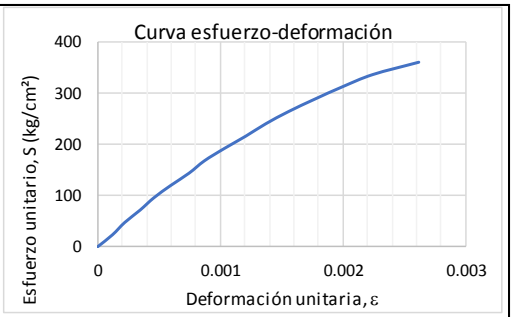
DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra:	**E12**		Dosificación (s-m):	40 - 60	%
Edad:	30	días			

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.3	cm
Área =	83.3	cm²
Longitud =	20.1	cm
Dimensiones del montaje		
Distancia deformim, e_g =	53	mm
Distancia a barra e_r =	51	mm
Altura deformímetro =	10.2	cm
Altura barra =	10.0	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	31340	kgf
Esfuerzo máximo =	376	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	10 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	150 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000781

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 192752 kg/cm²

DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO EN COMPRESIÓN
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

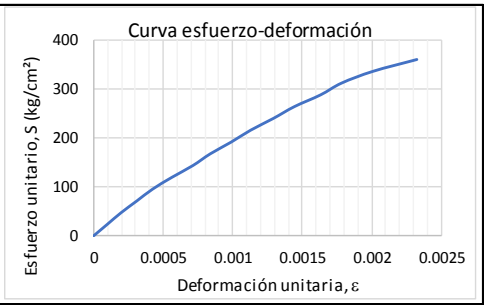
Muestra:	**E13**		Dosificación (s-m):	Sin fibras %
Edad:	30	días		

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	10.3	cm
Área =	83.3	cm²
Longitud =	20.3	cm

Dimensiones del montaje

Distancia deformim, e_g =	54	mm
Distancia a barra e_r =	52	mm
Altura deformímetro =	10.2	cm
Altura barra =	9.8	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	31510	kgf
Esfuerzo máximo =	378	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	12 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	151 kg/cm²
Deformación unitara para S_2, ε_2 =	0.000755

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 197657 kg/cm²

DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DE POISSON
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

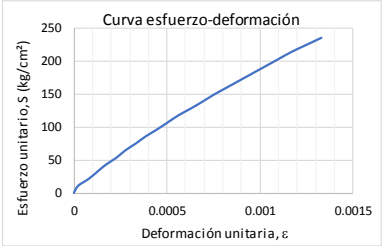
Muestra:	**U1**	Dosificación (s-m):	SIN REFUERZO
Fecha elaboración:	18/02/2017	Fecha ensayo:	25/03/2017
Edad:	36 días		

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	15.4	cm
Perímetro =	48.4	cm
Área =	186.3	cm²
Longitud =	29.7	cm

Dimensiones del montaje

Distancia deformim, e_g =	67	mm
Distancia a barra e_r =	50	mm
Altura deformímetro =	20.2	cm
Altura barra =	20.6	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima =	77743	kgf
Esfuerzo máximo =	417	kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 =	16 kg/cm²
Esfuerzo 40% del máximo, S_2 =	167 kg/cm²
Deformación unitara longitudinal para S_2, ε_2 =	0.000865

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 185517 kg/cm²

Cálculo de la relación de Poisson

Deformación unitaria transversal para S_2, ε_{t2} =	0.000070
Deformación unitaria transversal para S_1, ε_{t1} =	0.000000
Deformación unitara longitudinal para S_2, ε_2 =	0.000865

Relación de Poisson, μ:

$\mu = (\varepsilon_{t2}-\varepsilon_{t1})/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 0.09

DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DE POISSON
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra: **U2** Dosificación (s-m): 20 - 80 (1200J)

Fecha elaboración: 18/02/2017 Fecha ensayo: 25/03/2017

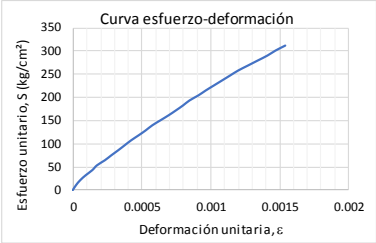
Edad: 36 días

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	15.4	cm
Perímetro =	48.3	cm
Área =	185.5	cm²
Longitud =	29.7	cm

Dimensiones del montaje

Distancia deformim, e_g =	62	mm
Distancia a barra e_r =	51	mm
Altura deformímetro =	20.1	cm
Altura barra =	20.6	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima = 76620 kgf

Esfuerzo máximo = 413 kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 = 20 kg/cm²

Esfuerzo 40% del máximo, S_2 = 165 kg/cm²

Deformación unitara longitudinal para S_2, ε_2 = 0.000712

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 219116 kg/cm²

Cálculo de la relación de Poisson

Deformación unitaria transversal para S_2, ε_{t2} = 0.000061

Deformación unitaria transversal para S_1, ε_{t1} = 0.000000

Deformación unitara longitudinal para S_2, ε_2 = 0.000712

Relación de Poisson, μ:

$\mu = (\varepsilon_{t2}-\varepsilon_{t1})/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 0.09

DETERMINACIÓN DE LA RELACIÓN DE POISSON
INV E - 424 - 13

Datos de la muestra

Muestra: **U3** Dosificación (s-m): 20 - 80 (1000J)

Fecha elaboración: 19/02/2017 Fecha ensayo: 25/03/2017

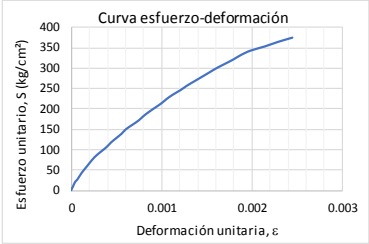
Edad: 35 días

Dimensiones de la muestra

Diámetro =	15.4	cm
Perímetro =	48.4	cm
Área =	186.3	cm²
Longitud =	29.7	cm

Dimensiones del montaje

Distancia deformim, e_g =	64	mm
Distancia a barra e_r =	50	mm
Altura deformímetro =	20.1	cm
Altura barra =	20.6	cm
Lectura inicial =	0	mm



Carga máxima = 71650 kgf

Esfuerzo máximo = 385 kg/cm²

Cálculo del módulo de elasticidad

Esfuerzo a deformación 0.00005, S_1 = 22 kg/cm²

Esfuerzo 40% del máximo, S_2 = 154 kg/cm²

Deformación unitara longitudinal para S_2, ε_2 = 0.000629

Módulo de elasticidad, E:

$E = (S_2-S_1)/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 227487 kg/cm²

Cálculo de la relación de Poisson

Deformación unitaria transversal para S_1, ε_{t1} = 0.000017

Deformación unitara longitudinal para S_2, ε_2 = 0.000629

Relación de Poisson, μ:

$\mu = (\varepsilon_{t2}-\varepsilon_{t1})/(\varepsilon_2-0.000050)$ = 0.10

RESISTENCIA A FISURACIÓN, TENACIDAD Y RESISTENCIA RESIDUAL A TRACCIÓN - MÉTODO BARCELONA

UNE 83515

Datos de la muestra

Muestra:	**C1**		Dosificación:	3D 65/35 33kg/m³	
Código:	**3D 65/35 30kg/m³**				
Fecha elaboración:	20/10/2016		Energía esperada:	1000	J
Fecha ensayo:	18/02/2017		Diámetro:	10	cm
Edad:	122	días	Altura:	9,9	cm

Resultados del ensayo

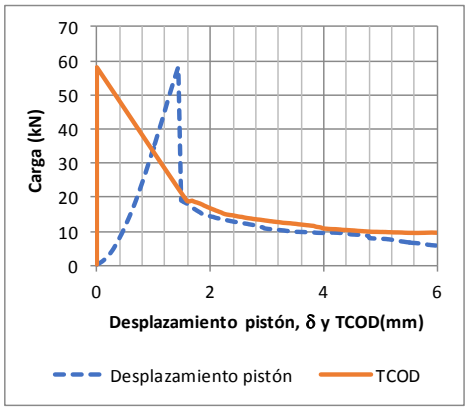
Diámetro del punzón, a =	25	mm
Número de bloques resultantes, n =	2	
Longitud del cono, l =	15,79	mm
Desplazamiento pistón , $\delta_{R,0}$ =	1,486	mm
Desplazamiento pistón , δ_{cr} =	1,436	mm
F_{cr} =	58,1	kN
$F_{R,0}$ =	19,0	kN

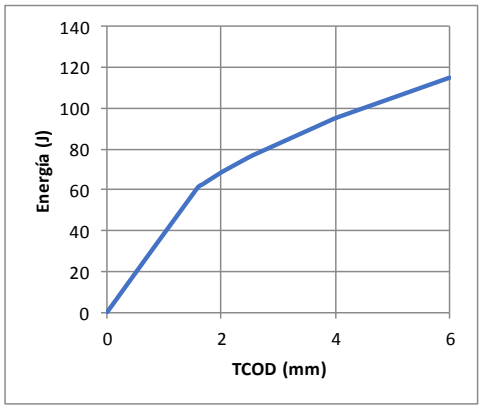
Carga de fisuración

Diámetro del disco de carga, a=	25,0	mm
Carga que produce fisuración, Pf =	58,1	kN
Carga unitaria de fisuración, fct =	3,3	N/mm²

Resistencia residual a tracción del hormigón con fibras (f_{ctRx}) para una deformación Rx

Parámetro	**Rx**			
	2mm	**2.5mm**	**4mm**	**6mm**
Tenacidad (J)	68,5	76,1	95,1	**115,0**
Carga de fisuración (kN)	16,7	14,3	10,8	9,6
Resistencia a tracción residual (N/mm²)	1,0	0,8	0,6	0,5





RESISTENCIA A FISURACIÓN, TENACIDAD Y RESISTENCIA RESIDUAL A TRACCIÓN - MÉTODO BARCELONA

UNE 83515

Datos de la muestra

Muestra: B2 Dosificación: 3D 65/35 20kg/m³

Código: 3D 65/35 20kg/m³

Edad: 29 días Altura: 9.9 cm

Resultados del ensayo

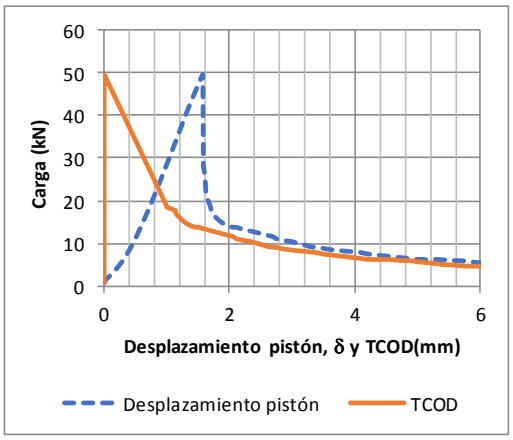
Diámetro del punzón, a =	25	mm
Número de bloques resultantes, n =	2	
Longitud del cono, l =	26.57	mm
Desplazamiento pistón , $\delta_{R,0}$ =	1.701	mm
Desplazamiento pistón , δ_{cr} =	1.577	mm
F_{cr} =	49.6	kN
$F_{R,0}$ =	18.3	kN

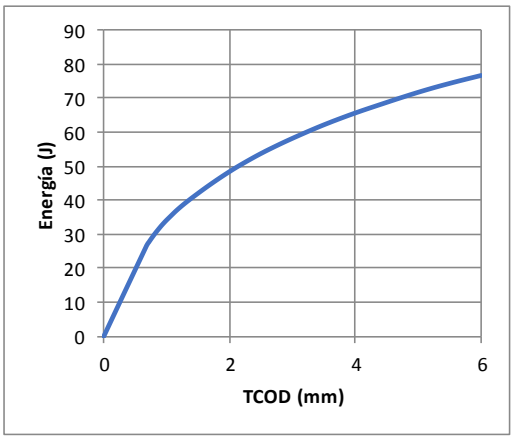
Carga de fisuración

Diámetro del disco de carga, a=	25.0	mm
Carga que produce fisuración, Pf =	49.6	kN
Carga unitaria de fisuración, fct =	2.8	N/mm²

Resistencia residual a tracción del hormigón con fibras (f_{ctRx}) para una deformación Rx

Parámetro	Rx			
	2mm	**2.5mm**	**4mm**	**6mm**
Tenacidad (J)	48.4	53.7	65.5	**76.5**
Carga de fisuración (kN)	11.7	9.6	6.5	4.5
Resistencia a tracción residual (N/mm²)	0.7	0.5	0.4	0.3





RESISTENCIA A FISURACIÓN, TENACIDAD Y RESISTENCIA RESIDUAL A TRACCIÓN - MÉTODO BARCELONA

UNE 83515

Datos de la muestra

Muestra:	**E3**		Dosificación:	PP65 6kg/m³	
Código:	**PP65 6kg/m³**				
Fecha elaboración:	20/10/2016		Energía esperada:	1000	J
Fecha ensayo:	18/02/2017		Diámetro:	10	cm
Edad:	122	días	Altura:	9,8	cm

Resultados del ensayo

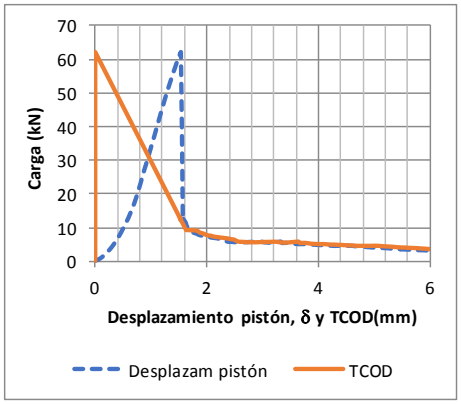
Diámetro del punzón, a =	25	mm
Número de bloques resultantes, n =	2	
Longitud del cono, l =	22,22	mm
Desplazamiento pistón , $\delta_{R,0}$ =	1,700	mm
Desplazamiento pistón , δ_{cr} =	1,535	mm
F_{cr} =	62,1	kN
$F_{R,0}$ =	9,3	kN

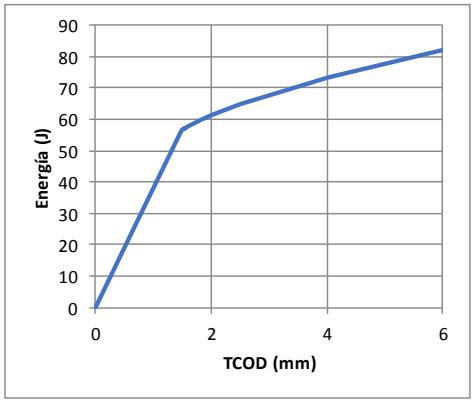
Carga de fisuración

Diámetro del disco de carga, a=	25,0	mm
Carga que produce fisuración, Pf =	62,1	kN
Carga unitaria de fisuración, fct =	3,6	N/mm²

Resistencia residual a tracción del hormigón con fibras (f_{ctRx}) para una deformación Rx

Parámetro	**Rx**			
	2mm	**2.5mm**	**4mm**	**6mm**
Tenacidad (J)	61,4	64,9	73,3	**82,2**
Carga de fisuración (kN)	7,7	6,3	5,1	3,6
Resistencia a tracción residual (N/mm²)	0,4	0,4	0,3	0,2





RESISTENCIA A FISURACIÓN, TENACIDAD Y RESISTENCIA RESIDUAL A TRACCIÓN - MÉTODO BARCELONA

UNE 83515

Datos de la muestra

Muestra:	**E6**		Dosificación:	3D 65/35 40kg/m³	
Código:	**3D 65/35 40kg/m³**				
Fecha elaboración:	28/10/2016		Energía esperada:	1200	J
Fecha ensayo:	03/12/2016		Diámetro:	10,0	cm
Edad:	37	días	Altura:	9,9	cm

Resultados del ensayo

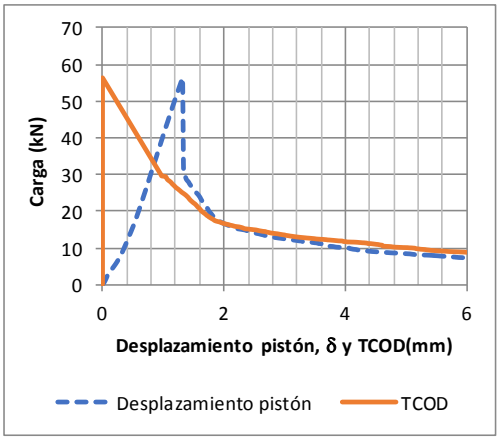
Diámetro del punzón, a =	25	mm
Número de bloques resultantes, n =	3	
Longitud del cono, l =	21,4	mm
Desplazamiento pistón , $\delta_{R,0}$ =	1,353	mm
Desplazamiento pistón , δ_{cr} =	1,320	mm
F_{cr} =	56,3	kN
$F_{R,0}$ =	29,6	kN

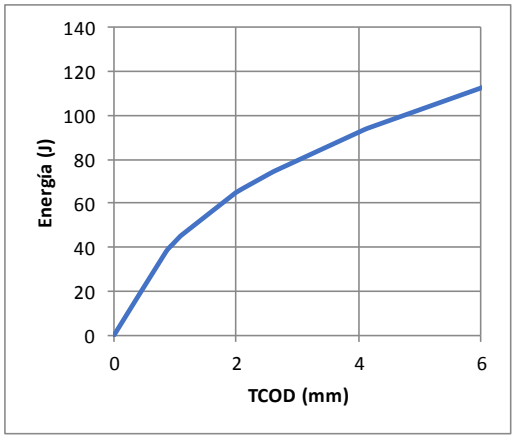
Carga de fisuración

Diámetro del disco de carga, a=	25,0	mm
Carga que produce fisuración, Pf =	56,3	kN
Carga unitaria de fisuración, fct =	3,2	N/mm²

Resistencia residual a tracción del hormigón con fibras (f_{ctRx}) para una deformación Rx

Parámetro	**Rx**			
	2mm	**2.5mm**	**4mm**	**6mm**
Tenacidad (J)	66,1	74,0	93,8	**114,1**
Carga de fisuración (kN)	16,4	14,7	11,6	8,7
Resistencia a tracción residual (N/mm²)	0,9	0,8	0,7	0,5





RESISTENCIA A FISURACIÓN, TENACIDAD Y RESISTENCIA RESIDUAL A TRACCIÓN - MÉTODO BARCELONA

UNE 83515

Datos de la muestra

Muestra: B7 Dosificación: PP65 4kg/m³

Código: PP65 4kg/m³

Edad: 29 días Altura: 10.3 cm

Resultados del ensayo

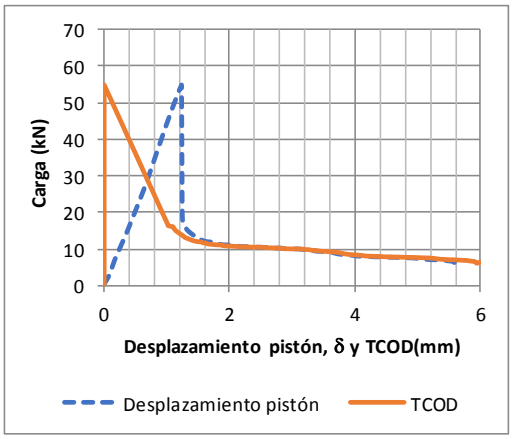
Diámetro del punzón, a =	25	mm
Número de bloques resultantes, n =	2	
Longitud del cono, l =	22.24	mm
Desplazamiento pistón , $\delta_{R,0}$ =	1.297	mm
Desplazamiento pistón , δ_{cr} =	1.238	mm
F_{cr} =	54.9	kN
$F_{R,0}$ =	16.2	kN

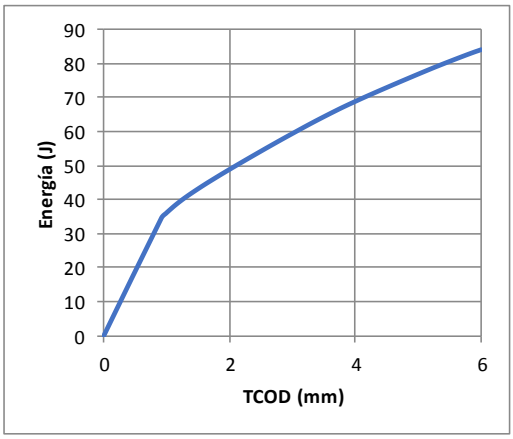
Carga de fisuración

Diámetro del disco de carga, a=	25.0	mm
Carga que produce fisuración, Pf =	54.9	kN
Carga unitaria de fisuración, fct =	3.0	N/mm²

Resistencia residual a tracción del hormigón con fibras (f_{ctRx}) para una deformación Rx

Parámetro	Rx			
	2mm	2.5mm	4mm	6mm
Tenacidad (J)	48.8	54.1	68.7	**83.9**
Carga de fisuración (kN)	10.9	10.5	8.5	6.4
Resistencia a tracción residual (N/mm²)	0.6	0.6	0.5	0.4





RESISTENCIA A FISURACIÓN, TENACIDAD Y RESISTENCIA RESIDUAL A TRACCIÓN - MÉTODO BARCELONA

UNE 83515

Datos de la muestra

Muestra: B9 Dosificación: PP65 8kg/m³

Código: PP65 8kg/m³

Edad: 29 días Altura: 10.3 cm

Resultados del ensayo

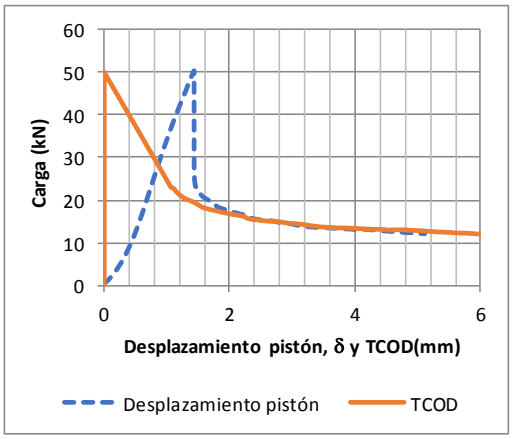
Diámetro del punzón, a =	25	mm
Número de bloques resultantes, n =	3	
Longitud del cono, l =	24.1	mm
Desplazamiento pistón , $\delta_{R,0}$ =	1.461	mm
Desplazamiento pistón , δ_{cr} =	1.436	mm
F_{cr} =	50.2	kN
$F_{R,0}$ =	23.1	kN

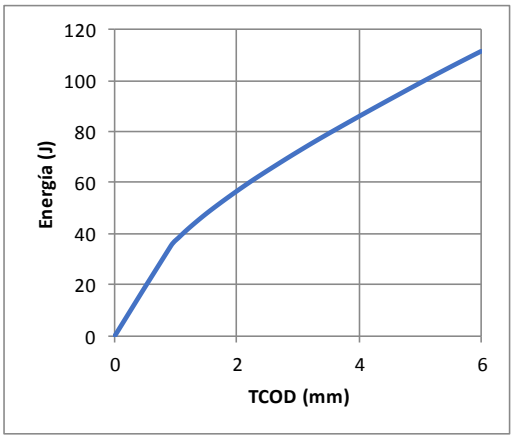
Carga de fisuración

Diámetro del disco de carga, a=	25.0	mm
Carga que produce fisuración, Pf =	50.2	kN
Carga unitaria de fisuración, fct =	2.8	N/mm²

Resistencia residual a tracción del hormigón con fibras (f_{ctRx}) para una deformación Rx

Parámetro	Rx			
	2mm	2.5mm	4mm	6mm
Tenacidad (J)	57.0	64.8	86.3	**111.8**
Carga de fisuración (kN)	16.8	15.2	13.4	12.0
Resistencia a tracción residual (N/mm²)	0.9	0.8	0.7	0.7





RESISTENCIA A FISURACIÓN, TENACIDAD Y RESISTENCIA RESIDUAL A TRACCIÓN - MÉTODO BARCELONA

UNE 83515

Datos de la muestra

Muestra:	**B11**	Dosificación:	PP65 0.5kg/m³
Código:	**1200J 20-80 3D65/35**		3D 65/35 33kg/m³
Edad:	28 días	Altura:	10.3 cm

Resultados del ensayo

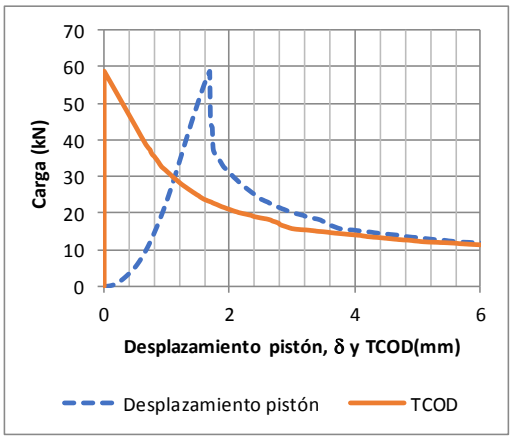
Diámetro del punzón, a =	25	mm
Número de bloques resultantes, n =	2	
Longitud del cono, l =	22.24	mm
Desplazamiento pistón , $\delta_{R,0}$ =	1.7	mm
Desplazamiento pistón , δ_{cr} =	1.7	mm
F_{cr} =	58.9	kN
$F_{R,0}$ =	38.7	kN

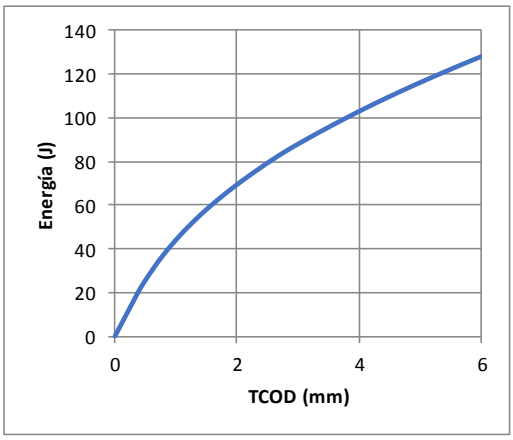
Carga de fisuración

Diámetro del disco de carga, a=	25.0	mm
Carga que produce fisuración, Pf =	58.9	kN
Carga unitaria de fisuración, fct =	3.2	N/mm²

Resistencia residual a tracción del hormigón con fibras (f_{ctRx}) para una deformación Rx

Parámetro	**Rx**			
	2mm	**2.5mm**	**4mm**	**6mm**
Tenacidad (J)	69.5	79.4	103.0	**128.1**
Carga de fisuración (kN)	21.0	18.7	14.1	11.4
Resistencia a tracción residual (N/mm²)	1.2	1.0	0.8	0.6





RESISTENCIA A FISURACIÓN, TENACIDAD Y RESISTENCIA RESIDUAL A TRACCIÓN - MÉTODO BARCELONA

UNE 83515

Datos de la muestra

Muestra:	**B14**	Dosificación:	PP65 0.5kg/m³
Código:	**1000J 20-80 CHO65/35**		CHO 65/35 23kg/m³
Edad:	28 días	Altura:	9,9 cm

Resultados del ensayo

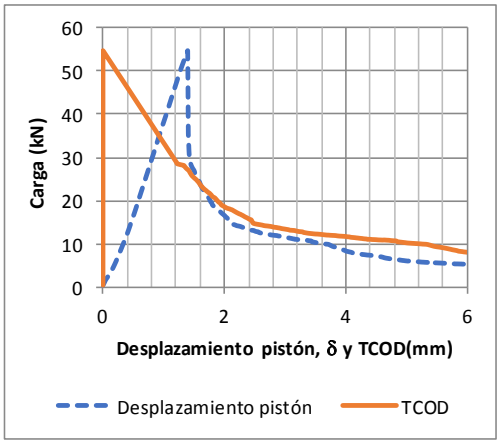
Diámetro del punzón, a =	25	mm
Número de bloques resultantes, n =	3	
Longitud del cono, l =	18,32	mm
Desplazamiento pistón , $\delta_{R,0}$ =	1,4	mm
Desplazamiento pistón , δ_{cr} =	1,4	mm
F_{cr} =	54,7	kN
$F_{R,0}$ =	28,5	kN

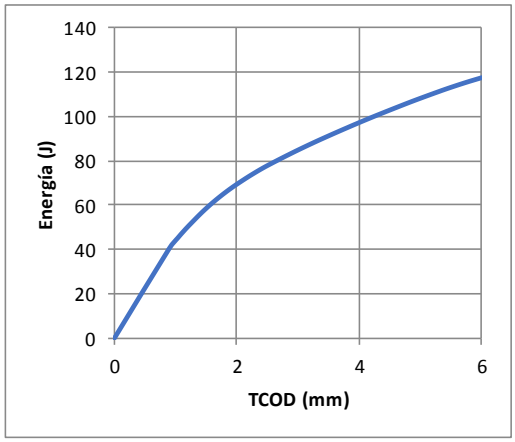
Carga de fisuración

Diámetro del disco de carga, a=	25,0	mm
Carga que produce fisuración, Pf =	54,7	kN
Carga unitaria de fisuración, fct =	3,1	N/mm²

Resistencia residual a tracción del hormigón con fibras (f_{ctRx}) para una deformación Rx

Parámetro	**Rx**			
	2mm	**2.5mm**	**4mm**	**6mm**
Tenacidad (J)	69,4	78,0	97,3	**117,5**
Carga de fisuración (kN)	18,6	14,6	11,7	8,0
Resistencia a tracción residual (N/mm²)	1,1	0,8	0,7	0,5





RESISTENCIA A FISURACIÓN, TENACIDAD Y RESISTENCIA RESIDUAL A TRACCIÓN - MÉTODO BARCELONA

UNE 83515

Datos de la muestra

Muestra:	**R28-3**		Dosificación:	Sin refuerzo	
Código:	**Sin refuerzo**				
Fecha elaboración:	11/08/2016		Energía esperada:		J
Fecha ensayo:	18/02/2017		Diámetro:	10,1	cm
Edad:	192	días	Altura:	9,8	cm

Resultados del ensayo

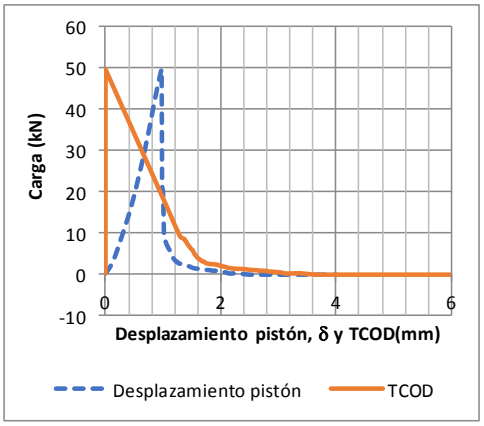
Diámetro del punzón, a =	25	mm
Número de bloques resultantes, n =	3	
Longitud del cono, l =	20,74	mm
Desplazamiento pistón , $\delta_{R,0}$ =	1,016	mm
Desplazamiento pistón , δ_{cr} =	0,974	mm
F_{cr} =	49,7	kN
$F_{R,0}$ =	9,4	kN

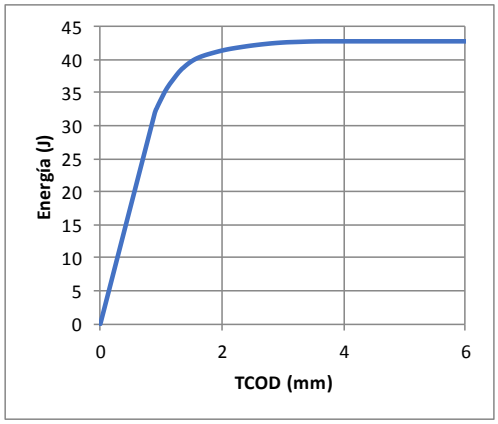
Carga de fisuración

Diámetro del disco de carga, a=	25,0	mm
Carga que produce fisuración, Pf =	49,7	kN
Carga unitaria de fisuración, fct =	2,9	N/mm²

Resistencia residual a tracción del hormigón con fibras (f_{ctRx}) para una deformación Rx

Parámetro	**Rx**			
	2mm	**2.5mm**	**4mm**	**6mm**
Tenacidad (J)	41,4	42,2	42,8	**42,8**
Carga de fisuración (kN)	2,1	1,2	0,0	0,0
Resistencia a tracción residual (N/mm²)	0,1	0,1	0,0	0,0



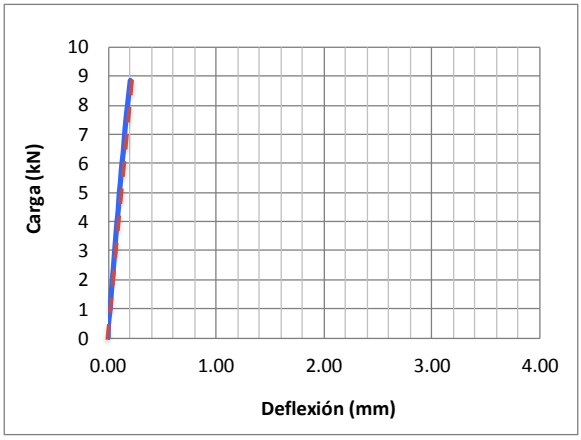


RESISTENCIA A FLEXIÓN Y RESISTENCIA RESIDUAL
EFNARC

Datos de la muestra

Muestra: **V1**
Código: **SIN REFUERZO**
Fecha elaboración: 18/02/2017
Fecha ensayo: 25/03/2017
Edad: 36 días

Dosificación: Sin refuerzo



Resistencia residual

$f = P_{0.1} \times L / b \times d^2$

$P_{0.1}$:	0	N
L:	450	mm
b:	127	mm
d:	80	mm
f =	**0.00**	**MPa**

Resistencia a flexión

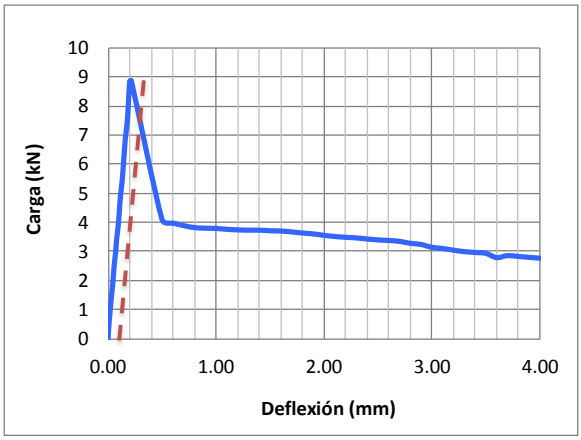
P:	8.8	kN
f =	**4.89**	**MPa**

RESISTENCIA A FLEXIÓN Y RESISTENCIA RESIDUAL
EFNARC

Datos de la muestra

Muestra: **V2**
Código: **1000J SS20-MS80**
Fecha elaboración: 18/02/2017
Fecha ensayo: 25/03/2017
Edad: 36 días

Dosificación: PP65 0.5kg/m³
CHO 65/35 25kg/m³
Energía esperada: 1200 J



Resistencia residual

$f = P_{0.1} \times L / b \times d^2$

$P_{0.1}$:	3383	N
L:	450	mm
b:	127	mm
d:	80	mm
f =	**1.87**	**MPa**

Resistencia a flexión

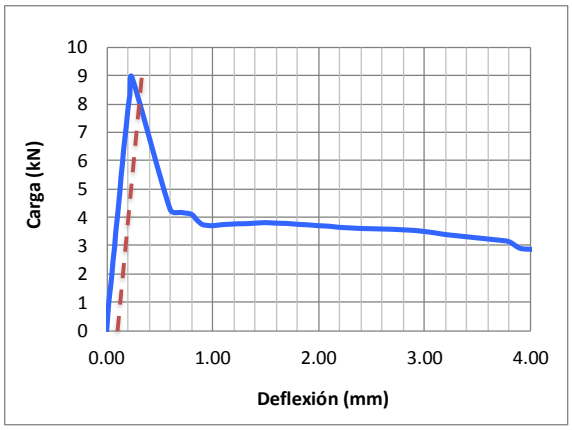
P:	8.8	kN
f =	**4.90**	**MPa**

RESISTENCIA A FLEXIÓN Y RESISTENCIA RESIDUAL
EFNARC

Datos de la muestra

Muestra: **V3**
Código: **1200J SS20-MS80**
Fecha elaboración: 19/02/2017
Fecha ensayo: 25/03/2017
Edad: 35 días

Dosificación: PP65 0.5kg/m³
CHO 65/35 30kg/m³
Energía esperada: 1000 J



Resistencia residual

$f = P_{0.1} \times L / b \times d^2$

$P_{0.1}$:	3589	N
L:	450	mm
b:	128	mm
d:	77	mm
f =	**2.13**	**MPa**

Resistencia a flexión

P:	8.9	kN
f =	**5.29**	**MPa**