



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL DISEÑO DE TÚNELES DE VÍAS DEL
METRO DE SANTIAGO UTILIZANDO HORMIGÓN REFORZADO CON
ACERO TRADICIONAL Y HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TOMÁS ANDRES LARRAÑAGA RIQUELME.

PROFESOR GUÍA:
Juan Carlos Pozo Rojas

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
Leonardo Massone Sanchez
Roberto Gesche Schuler

SANTIAGO DE CHILE
2022

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: TOMÁS ANDRES LARRAÑAGA RIQUELME.
FECHA: 2022
PROF. GUÍA: JUAN CARLOS POZO ROJAS

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL DISEÑO DE TÚNELES DE VÍAS DEL METRO DE SANTIAGO UTILIZANDO HORMIGÓN REFORZADO CON ACERO TRADICIONAL Y HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

El presente trabajo tiene como objetivo determinar una metodología de diseño correspondiente a elementos de hormigón reforzado con fibras, para luego adaptar dicha metodología al diseño de túneles. Se busca comparar los resultados del diseño con fibras con los resultados obtenidos al utilizar la metodología que utiliza Arcadis para el diseño de túneles de vías de Metro de Santiago, metodología que se basa en el código ACI-318, capítulo de columnas cortas más específicamente. Para el diseño con fibras como refuerzo se buscaron distintos códigos de diseño, entre ellos los códigos europeos RILEM TC 162, Eurocode 2 y el Model Code 2010. De los tres códigos anteriores se escogió el Model Code 2010 debido a su popularidad y reconocimiento. Por otro lado, el tipo de ensayo que éste define para obtener los parámetros de resistencia a la tracción producida por flexión es bastante reconocido. Éste ensayo se conoce como EN 14651 y consiste en aplicar una carga puntual en el centro de una viga, la cual tiene una geometría determinada y se encuentra apoyada en sus dos extremos. Éste ensayo es fundamental para el diseño de elementos de hormigón reforzado con fibras. Posterior a la elección del código, se escogieron dos tipos de fibras para utilizar en el desarrollo de esta memoria, con el fin de poder comparar los desempeños de ambos tipos de fibras. Una de las fibras seleccionadas corresponde a la fibra de acero Dramix 3D 65/35BG. El otro tipo de fibra seleccionado corresponde a la fibra sintética de polipropileno BarChip48. Con ambas fibras seleccionadas, se escogieron dos casos de estudio, los cuales corresponden a dos túneles de distintas dimensiones pertenecientes a la empresa Metro de Santiago. El primer caso de estudio corresponde a un túnel interestación herradura, el cual cuenta con una sección transversal de $49.5 m^2$. En cuanto al segundo caso de estudio, este corresponde a un túnel de evacuación que presenta una sección transversal de $8.6 m^2$. Luego, estos túneles fueron modelados a través del software FLAC3D para poder obtener los esfuerzos internos correspondientes a cada uno. Con los esfuerzos internos calculados, se procede a realizar el diseño tradicional de túneles, el cual, y como se mencionó anteriormente, se basa en el código ACI-318. En el caso del diseño del hormigón reforzado con fibras, se utilizó el modelo constitutivo de esfuerzo-deformación entregado por el código RILEM TC 162, ya que para el modelo entregado por el Model Code es necesario contar con valores experimentales. El diseño realizado se basa en los esfuerzos y deformaciones presentes en la sección transversal correspondientes al sostenimiento y revestimiento del túnel. Con la contribución a la resistencia a la tracción para los dos tipos de fibras calculada, se procedió a confeccionar los diagramas de interacción de flexocompresión, los cuales son la base del diseño tradicional de túneles, tanto para el hormigón reforzado con barras de acero (diseño tradicional) como para el hormigón reforzado con ambos tipos de fibras por separado. Finalmente, se comparan los diagramas de flexocompresión obtenidos y se evalúa si es factible la construcción de dichos túneles con el uso exclusivo de elementos de hormigón reforzado con fibras.

A mis padres.

Agradecimientos

En primer lugar quisiera agradecer a mi profesor guía, Juan Carlos Pozo, por darme la oportunidad de realizar este trabajo en conjunto, por su disponibilidad y opiniones que me permitieron avanzar en este trabajo. También agradecer a Wagner Martin, ya que su ayuda fue fundamental para llevar a cabo el desarrollo de esta memoria, de verdad gracias Wagner. Por último, y no menos importante, agradecer a Cristian Hormazabal quien me compartió un trabajo personal el cual me sirvió de mucha ayuda para poder obtener los dos diseños realizados en esta memoria.

Agradecer a mi familia por brindarme apoyo en todo momento en el cual necesité. A mis papás, Juan e Ivón, por darme la oportunidad de estudiar lo que me gusta, los quiero mucho. A mis hermanos Nicolás, Sofía y Matías por darme apoyo, compañía y hacer más amena toda mi estadía en Santiago.

Agradecer a mi polola, Michelle Movillo, por acompañarme durante los últimos tres años de universidad y hasta el día de hoy. Gracias por todo.

A mis amigos de Beauchef, Alca, Carlitos, Gabriel, Manuel, Gianluca, por tantas risas y buenos momentos vividos durante toda mi etapa universitaria, con más de alguno nos reiremos en futuras conversaciones.

Finalmente, a mis amigos del colegio, Horta, Aquiles, Isma, Cote y Soto, en especial a los dos últimos ya que coincidimos en la misma facultad, gracias por su buena onda y por su amistad.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	6
1.2. Objetivos	7
1.2.1. Objetivo general	7
1.2.2. Objetivo específico	8
1.3. Alcances	8
2. Marco Teórico	10
2.1. Hormigón con refuerzo tradicional.	10
2.1.1. Fundamentos de diseño	10
2.1.2. Código de diseño ACI	11
2.1.3. Disposiciones de seguridad del Código ACI	11
2.1.4. Supuestos sobre el comportamiento del hormigón armado	14
2.1.5. Comportamiento de elementos de hormigón armado bajo cargas axiales	14
2.1.6. Análisis y diseño de vigas sometidas a cargas de flexión	17
2.1.6.1. Diseño a flexión asumiendo distribución rectangular sobre vigas sub-reforzadas	23
2.1.7. Análisis y diseño de elementos sometidos a cargas axiales y de flexión combinadas	25
2.1.8. Elementos sometidos a cargas de corte	30
2.1.8.1. Disposiciones del Código ACI para el diseño a corte	31
2.1.8.2. Contribución del hormigón a la resistencia al corte	32
2.2. Diseño para hormigón reforzado con fibras según la FIB.	35
2.2.1. Hormigón reforzado con fibras	35
2.2.1.1. Comportamiento en compresión.	38
2.2.1.2. Comportamiento en tensión	38
2.2.1.3. Clasificación para evaluar funcionalidad estructural de la fibra	42
2.2.1.4. Leyes Constitutivas	43
2.2.1.4.1. Comportamiento Rígido-Plástico.	43
2.2.1.4.2. Comportamiento Lineal.	44
2.2.1.5. Factores de Seguridad	47
2.2.1.6. Factor de Orientación	47
2.2.2. Verificación de seguridad y serviciabilidad de estructuras con FRC	48
2.2.2.1. Principios de diseño	48
2.2.2.2. Flexión y/o compresión axial en estructuras lineales (ULS)	49
2.2.3. Diagrama esfuerzo-deformación para elementos de FRC	50
2.2.4. Resistencia al corte en vigas	52

2.2.4.1.	Vigas sin armadura a corte	52
2.2.5.	Contribución del refuerzo de fibras a la resistencia a flexión pura	53
3.	Casos de estudio	55
3.1.	Túnel Interestación Herradura	55
3.2.	Túnel Escotilla de Evacuación	58
3.3.	Fibras a utilizar	60
3.3.1.	Fibras Dramix	60
3.3.2.	Fibras Barchip	64
4.	Metodología	68
4.1.	Herramientas computacionales	68
4.1.1.	Phase 2	69
4.1.2.	F2F	70
4.1.3.	Flac 3D	70
5.	Desarrollo	72
5.1.	Hipótesis utilizadas en el diseño de túneles	72
5.2.	Modelos	73
5.2.1.	Secuencia de excavación	75
5.3.	Espesores de hormigón	76
5.4.	Combinaciones de carga	77
5.4.1.	Sostenimiento	78
5.4.2.	Revestimiento	78
5.5.	Esfuerzos internos entregados por FLAC3D	78
5.5.1.	Caso estático	78
5.5.2.	Caso Sísmico	81
6.	Resultados y Análisis	87
6.1.	Diseño tradicional de túneles	87
6.2.	Diseño de hormigón reforzado con fibras para túneles	89
6.3.	Diagramas de Flexocompresión	91
6.3.1.	Sostenimiento	91
6.3.2.	Revestimiento	95
6.3.2.1.	Caso estático	95
6.3.2.2.	Caso sísmico	99
6.4.	Análisis de resultados	103
7.	Conclusiones	106
	Bibliografía	109
	Anexo	111

Índice de Tablas

3.1.	Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra Dramix 3D 65/35BG junto con hormigón de resistencia a compresión f'_c de 25 MPa.	64
3.2.	Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra Dramix 3D 65/35BG junto con hormigón de resistencia a compresión f'_c de 30 MPa.	64
3.3.	Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra BarChip48 junto con hormigón de resistencia a compresión f'_c de 25 MPa.	66
3.4.	Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra BarChip48 junto con hormigón de resistencia a compresión f'_c de 30 MPa.	67
5.1.	Parámetros de entrada para modelar el comportamiento del suelo en ambos casos de estudio.	75
5.2.	Espesores de sostenimiento y revestimiento utilizado para cada caso de estudio.	76
5.3.	Verificación de espesor según esfuerzo de corte.	77
5.4.	Desangulación correspondiente a grava arenosa, según Petrus.	82
5.5.	Desplazamientos aplicados para el diseño sísmico de cada modelo en FLAC3D	82
6.1.	Disposición de la armadura de acero en el sostenimiento de ambos túneles para el diseño estático según ACI318.	95
6.2.	Disposición de la armadura de acero en el revestimiento de ambos túneles para el diseño estático según ACI318.	96
6.3.	Disposición de la armadura de acero en el revestimiento de ambos túneles para el diseño sísmico según ACI318.	103

Índice de Ilustraciones

1.1.	Comparación entre el uso de revestimiento tradicional y revestimiento con FRC para túneles.	4
2.1.	Combinaciones de cargas junto con sus respectivos factores de carga para determinar la resistencia requerida [7].	12
2.2.	Factores de carga de resistencia según el Código ACI [7].	13
2.3.	Columnas de hormigón armado [7].	15
2.4.	Curvas de esfuerzo-deformación del hormigón y del acero bajo cargas axiales [7].	16
2.5.	Comportamiento de viga con refuerzo de acero bajo carga creciente [8].	18
2.6.	Distribución de esfuerzos cercanos a la carga última de una viga [8].	19
2.7.	Variación de α y β con respecto a la resistencia a compresión del concreto [8].	20
2.8.	Distribución real y rectangular equivalente de esfuerzos para una viga posterior a su falla [8].	23
2.9.	Parámetros para la distribución rectangular de esfuerzos sobre vigas de hormigón armado según ACI, artículo 10.2.7.3 [8].	24
2.10.	Distribución de esfuerzos y deformaciones para una viga rectangular simplemente reforzada [8].	25
2.11.	Excentricidad equivalente para la carga de una columna [11].	27
2.12.	Columna sometida a compresión excéntrica: (a) columna cargada; (b) distribución de deformaciones en la sección a-a; (c) esfuerzos y fuerzas para la resistencia última nominal [11].	28
2.13.	Ejemplo de esquema y nomenclatura para diseño a la flexocompresión [12]. . .	29
2.14.	Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial combinadas. [11].	30
2.15.	Fuerzas que actúan en una grieta diagonal de una viga reforzada con estribos verticales [9].	32
2.16.	Redistribución de las fuerzas internas de corte en una viga reforzada con estribos [9].	33
2.17.	Comportamiento blando (a) y endurecido (b) en tensión axial [15].	37
2.18.	Respuestas de elementos construidos con FRC teniendo un comportamiento de ablandamiento o endurecimiento bajo tensión uniaxial o cargas de flexión [15].	37
2.19.	Diferencias en el comportamiento entre hormigón y hormigón reforzado con fibras para una resistencia normal y alta, bajo esfuerzos de compresión [15]. . .	38
2.20.	Análisis inverso de una viga a flexión para obtener la relación tensión-fisura de grieta [15].	39
2.21.	Configuración del ensayo EN 14651 (dimensiones en [mm]) [15].	39
2.22.	Curva típica de carga F vs CMOD para elementos de hormigón reforzado con fibras [15].	40

2.23.	Resultados de ensayo a flexión de acuerdo a la norma EN 14651, utilizando fibra de acero Dramix 4D [16].	41
2.24.	Valores correspondientes a la relación entre las resistencias residuales del FRC. [15]	42
2.25.	Leyes constitutivas simplificadas de la post-fisuración: (a) comportamiento plástico (b) comportamiento lineal. [15]	43
2.26.	Modelo simplificado adoptado para calcular la resistencia residual última a la tracción en tensión uniaxial, f_{Ftu} , mediante la resistencia nominal a la flexión f_{R3} . [15]	44
2.27.	Diagrama de tensiones para la determinación de la resistencia residual a la tracción f_{Fts} (b) y la resistencia residual última a la tracción f_{Ftu} (c) para el modelo lineal [15].	45
2.28.	Resultados típicos para ensayos de flexión en un material con comportamiento blando (a); ley constitutiva lineal post-fisuración. [15]	46
2.29.	Factores de seguridad. [15]	47
2.30.	Curva carga (P) vs desplazamiento (δ) para una estructura de FRC [17].	48
2.31.	Estado limite ultimo para el momento de flexión y la fuerza axial: uso de la relación simplificada de esfuerzo/deformación [17].	49
2.32.	Diagrama de esfuerzo-deformación según el código RILEM TC 162. Lo que se encuentra sobre el eje x corresponde a la zona a tracción, y bajo el eje x la zona a compresión. El eje Y representa al eje neutro de la sección transversal de la viga [18].	50
2.33.	Diagrama de esfuerzo-deformación según Model Code 2010. Solo se muestra la sección en tracción [19].	51
2.34.	Diagrama de deformaciones, esfuerzos reales y equivalentes para la sección transversal de una viga de hormigón armado más fibras de refuerzo.	53
3.1.	Trazado esquemático Extensión Línea 2 [20].	55
3.2.	Dimensiones túnel interestación herradura, todas las dimensiones en [mm].	56
3.3.	Estratigrafía Extensión Línea 2 [20].	57
3.4.	Parámetros geotécnicos recomendados para el suelo considerado en los modelos numéricos [20].	58
3.5.	Trazado esquemático Extensión Línea 2 [21].	58
3.6.	Sección transversal y dimensiones del túnel escotilla [21].	59
3.7.	Estratigrafía según calicata C-17 cercana a Túnel Escotilla de Evacuación [21].	59
3.8.	Parámetros característicos de la gama Dramix 3D para refuerzo en shotcrete [22].	61
3.9.	Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de $30kg/m^3$ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 25 [MPa][22].	61
3.10.	Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de $35kg/m^3$ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 25 [MPa] [22].	62
3.11.	Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de $40kg/m^3$ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 25 [MPa] [22].	62
3.12.	Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de $30kg/m^3$ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 30 [MPa] [22].	63
3.13.	Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de $35kg/m^3$ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 30 [MPa] [22].	63
3.14.	Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de $40kg/m^3$ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 30 [MPa] [22].	63

3.15.	Propiedades mecánicas de distintos tipos de fibras Barchip para refuerzo en hormigón.	65
3.16.	Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra BarChip48 según EN 14561. Estos resultados se basan en muestras probadas a la edad de 28 días en los laboratorios de NATA Y EMI TUV SUD [23].	66
4.1.	Zona de influencia para el caso 1 ingresada en Phase 2.	69
4.2.	Zona de influencia para el caso 2 ingresada en Phase 2.	70
5.1.	Modelo correspondiente al túnel interestación herradura.	73
5.2.	Modelo correspondiente al túnel de evacuación.	74
5.3.	Vista sección transversal del modelo correspondiente al Túnel Interestación Herradura.	74
5.4.	Vista sección transversal del modelo correspondiente al Túnel Escotilla de Evacuación.	74
5.5.	Avance de excavación para el modelo 1.	75
5.6.	Avance de excavación para el modelo 2.	76
5.7.	Vista sección transversal túnel escotilla de evacuación con un espesor de 25 [cm].	76
5.8.	Vista sección transversal túnel escotilla de evacuación con un espesor de 35 [cm].	77
5.9.	Diagrama de esfuerzos de corte perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.	79
5.10.	Diagrama de esfuerzos axiales perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.	79
5.11.	Diagrama de esfuerzos de flexión perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.	80
5.12.	Diagrama de esfuerzos de corte perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.	80
5.13.	Diagrama de esfuerzos axiales perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.	81
5.14.	Diagrama de esfuerzos de flexión perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.	81
5.15.	Desplazamiento aplicado sobre el suelo que envuelve al túnel interestación herradura.	82
5.16.	Desplazamiento aplicado sobre el suelo que envuelve al túnel escotilla de evacuación.	83
5.17.	Diagrama de esfuerzos de corte perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	83
5.18.	Diagrama de esfuerzos axiales perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	84
5.19.	Diagrama de esfuerzos de flexión perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	84
5.20.	Diagrama de esfuerzos de corte perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	85
5.21.	Diagrama de esfuerzos axiales perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	85
5.22.	Diagrama de esfuerzos de flexión perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	86
6.1.	Ejemplo de esquema y nomenclatura para diseño a la flexocompresión [12]. . .	88

6.2.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$	92
6.3.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$	92
6.4.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$	93
6.5.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$	93
6.6.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$	94
6.7.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$	94
6.8.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$	96
6.9.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$	97
6.10.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$	97
6.11.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$	98
6.12.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$	98
6.13.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$	99
6.14.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$	100
6.15.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$	100
6.16.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$	101

6.17.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$	101
6.18.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$	102
6.19.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$	102
7.1.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$	111
7.2.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$	112
7.3.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$	112
7.4.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$	113
7.5.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$	113
7.6.	Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$	114
7.7.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$	114
7.8.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$	115
7.9.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$	115
7.10.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$	116
7.11.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$	116
7.12.	Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$	117

7.13.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$	117
7.14.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$	118
7.15.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$	118
7.16.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$	119
7.17.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$	119
7.18.	Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$	120
7.19.	Diagrama de fuerzas de corte perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.	120
7.20.	Diagrama de fuerzas axiales perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.	121
7.21.	Diagrama de momento perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.	121
7.22.	Diagrama de fuerzas de corte perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.	122
7.23.	Diagrama de fuerzas axiales perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.	122
7.24.	Diagrama de momento perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.	123
7.25.	Diagrama de fuerzas de corte perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	123
7.26.	Diagrama de fuerzas axiales perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	124
7.27.	Diagrama de momento perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	124
7.28.	Diagrama de fuerzas de corte perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	125
7.29.	Diagrama de fuerzas axiales perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	125
7.30.	Diagrama de momento perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.	126

Definiciones

Banco: Parte de la sección transversal de un túnel que se encuentra entre la bóveda y la contrabóveda. Se utiliza como parte de las etapas de excavación de un túnel.

Bóveda: Parte superior de la sección transversal de un túnel. Se utiliza como parte de las etapas de excavación de un túnel.

Contrabóveda: Parte inferior de la sección transversal de un túnel. Se utiliza como parte de las etapas de excavación de un túnel.

Herradura: Sección transversal de un túnel que no tiene contrabóveda.

Clave: Punto superior de la sección transversal de un túnel, es el punto más alto de la bóveda.

Elementos de refuerzo del hormigón: Corresponden a las armaduras de los sostenimientos y revestimientos de hormigón proyectado, los cuales consisten principalmente en mallas electro soldadas y barras de refuerzo estriadas.

Frente de excavación: Pared frontal de un túnel sobre la cual se realizan las etapas de excavación desplazándose progresivamente con el avance de la obra.

Gálibo: Sección transversal mínima que necesita una obra para satisfacer las exigencias de operación.

Hormigón proyectado o shotcrete: Es una mezcla de cemento, agregados, aditivos y agua, que es transportado al sitio de instalación a través de una tubería o manguera, en donde es aplicado y compactado sobre una superficie a través de su proyección a elevada velocidad, constituyendo, a través de la aplicación de una o más capas, parte del revestimiento de cavidades subterráneas.

Sostenimiento: Comprende todos los elementos que se instalan inmediatamente después de la excavación en el perímetro de la sección de modo de lograr su estabilidad a lo largo del período de construcción. El sostenimiento normalmente se encuentra compuesto por hormigón proyectado reforzado con mallas de acero electrosoldadas y marcos metálicos reticulados (en el caso de túneles), eventualmente se complementa el refuerzo con el uso de armadura convencional de barras estriadas o el uso más reciente de fibras metálicas. Se considera que forma parte de la estructura resistente permanente de la excavación, actuando monolíticamente con el revestimiento.

Revestimiento: Es una capa adicional de hormigón proyectado reforzado con barras de acero o mallas de acero o fibras de acero, que se instala directamente sobre el sostenimiento, constituyendo junto con éste el revestimiento compuesto definitivo del túnel. El revestimiento actuando en conjunto con el sostenimiento será diseñado como una estructura apta para resistir acciones de largo plazo y acciones eventuales, como sismos, que actúan o pueden actuar durante la vida útil de estas estructuras subterráneas.

Túnel Interestación: Obra subterránea de excavación horizontal y paredes reforzadas por capas de hormigón, cuya función es conectar los túneles estación y dar continuidad a la Línea de Metro.

Capítulo 1

Introducción

Un túnel es una obra subterránea construida en suelo o roca, que tiene como finalidad conectar dos puntos y permitir el traspaso de personas o cosas. Hoy en día existen túneles que permiten el traspaso de ciclistas y peatones, aunque generalmente se utilizan para vehículos con motor, ferrocarriles, metros y canales. Estos últimos se conocen como acueductos y sirven para el traspaso de agua, que se puede utilizar para consumo, creación de energía y saneamiento. Las condiciones y el tipo de terreno que rodea al túnel son parámetros bastante importantes, ya que estos son considerados dentro del diseño.

El considerar estos parámetros no era una práctica habitual, ya que anteriormente el tipo de suelo circundante al túnel no era de importancia y no se consideraba para los diseños. Esta consideración tiene relación con la implementación y desarrollo del Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles (NATM, por sus siglas en inglés, New Austrian Tunnelling Method). Este método fue desarrollado por Ladislaus von Rabcewicz, Leopold Müller, and Franz Pacher entre los años 1957 y 1965 en Austria. Con esta nueva forma de diseñar túneles se obtuvieron grandes ventajas económicas con respecto a los métodos de construcción de túneles anteriores, como por ejemplo el antiguo método austriaco, en el cual no se consideraban las condiciones de suelo o roca en la cual se estaba construyendo el túnel. Debido a lo anterior, la cantidad de material destinado para recubrimiento y revestimiento era mucho mayor al que se utiliza en la actualidad. El método NATM se basa en el principio de maximizar la capacidad del suelo para sostener su propio peso mediante un equilibrio preciso y racional de las presiones que afectan a la roca circundante y al soporte [1]. Si bien este método presenta ventajas con respecto a los anteriores, este no entrega técnicas específicas de excavación y soporte, sino más bien integra los principios de comportamiento de masas rocosas sometidas a cargas, y monitorea la eficiencia de la construcción bajo tierra. Por otro lado, este método puede describirse como un enfoque de diseño a medida que se va monitoreando el avance, se basa en los parámetros observados en el revestimiento y en el estudio de las condiciones de las rocas o suelo circundante.

Continuando con las condiciones del terreno que rodean al túnel, en ciertas ocasiones, cuando se construye en roca de muy buena calidad, el túnel no necesita sostenimiento adicional y la estabilidad estructural depende exclusivamente de la misma roca. Si no es el caso, y el material que rodea al túnel es un suelo con menor cohesión y resistencia, generalmente se necesita de un sistema estructural adicional que brinde mayor estabilidad a este. Estos sistemas estructurales que proporcionan una mayor estabilidad y resistencia a los túneles

no pueden ser muy masivos, ya que se necesita una gran cantidad de espacio libre dentro de estos, debido a razones de funcionamiento. Es por esto que generalmente se utilizan elementos de sostenimiento y revestimiento ubicados en los bordes de los túneles. Los tipos de revestimiento más utilizados son tres, y estos son mencionados a continuación:

- Revestimiento con segmentos de hormigones prefabricados
- Revestimiento con hormigonado in-situ y moldajes
- Revestimiento con hormigón proyectado

Otros elementos de soporte utilizados son los marcos reticulados, pernos de fibra de vidrio, barras de acero instaladas longitudinalmente llamadas coloquialmente como "paraguas", mallas electrosoldadas, entre otros. En el primer tipo de revestimiento mencionado se instalan dovelas de hormigón prefabricadas, las cuales se van uniendo y formando un arco, generalmente este tipo de revestimiento se utiliza cuando se excava con una máquina tuneladora, ya que facilita los trabajos de colocación. El segundo tipo de revestimiento es el método más antiguo y tradicional, ya que corresponde a depositar el hormigón en moldes y esperar a que este se fragüe. Este tipo de revestimiento se suele aplicar junto con otros elementos de fortificación, como los mencionados anteriormente. El último tipo de revestimiento, y que se ha ido masificando en los últimos años, corresponde a arrojar shotcrete y hormigón proyectado a través de una máquina contra el terreno a alta velocidad, además, este revestimiento también se acompaña con otros elementos de soporte, tales como mallas electrosoldadas, arcos reticulados, pernos, etc [2].

El principal material que se pretende evaluar en esta tesis es el hormigón reforzado con fibras (FRC por sus siglas en inglés, fiber reinforced concrete). Este material está compuesto por la combinación de cemento hidráulico, fibras discretas, discontinuas y áridos. Por otro lado, el hormigón solo es un material que destaca por su gran resistencia a la compresión, pero que cuenta con una baja resistencia a la tracción que equivale aproximadamente al 10% de la resistencia a la compresión. Además, este tiene un comportamiento frágil y no permite transferir esfuerzos después de que se comienzan a generar grietas de tracción. Una forma de mejorar las propiedades mecánicas y evitar la falla frágil por tracción, es utilizar fibras junto con el hormigón. Creando así el hormigón reforzado con fibras. Las fibras pueden ser de distintos materiales, por ejemplo: acero, polímeros, polipropileno, vidrio, carbono y otros tipos. En los últimos 30 años, los avances en el desarrollo del hormigón reforzado con fibras han permitido crear tipos de hormigón aún más avanzados, como por ejemplo el hormigón reforzado con fibras autocompactante (self compacting fiber reinforced concrete, SCFRC por sus siglas en inglés) el hormigón reforzado con fibras de alto y ultra alto rendimiento (high and ultra high performance fiber reinforced, HPFRC y UHPFRC por sus siglas en inglés respectivamente), el hormigón reforzado con fibras híbrido (hybrid fiber reinforced concrete, HFRC por sus siglas en inglés) y el hormigón reforzado con fibras ligeras (lightweight fiber reinforced concrete, LWFRFC por sus siglas en inglés). El hormigón se ha convertido en una solución compleja que puede adaptarse a aplicaciones específicas en función de lo que se quiera alcanzar [3].

Se pueden distinguir dos grandes grupos de fibras, las metálicas y las no metálicas. El primer grupo contiene a las fibras de acero, mientras que el segundo es bastante más diverso, debido a que en él se encuentran las fibras sintéticas, hechas de polipropileno, fibras de vidrio, de carbono, de basalto y naturales. La diferencia en las propiedades mecánicas de los distintos tipos de FRC se debe en gran medida al tipo de material del cual están hechas sus fibras. Además, la dosificación de fibra tiene una influencia importante en las propiedades del hormigón. Es importante señalar que no se puede suponer que al aumentar la cantidad de fibras las propiedades del FRC mejoren continuamente. Se debe encontrar una mezcla de diseño óptimo, la cual guarda relación con la trabajabilidad y la resistencia de la mezcla de hormigón. Las dimensiones y la esbeltez de las fibras son esenciales a la hora de analizar el comportamiento del FRC [3]. El contenido de fibra se indica normalmente con una dosificación en kgf/m^3 . La geometría de las fibras también es un factor a tener en cuenta, ya que las más pequeñas darán un mayor número de fibras que la geometría más grande, para la misma dosificación. La gran cantidad de fibras más pequeñas se distribuye de forma más densa en la matriz de cemento y puede controlar eficazmente el desarrollo de microfisuras, mientras que las fibras más largas pueden mejorar la resistencia final al ser capaces de controlar la propagación de las macrofisuras [4].

La incorporación de fibras como refuerzo puede estar orientada al uso de microfibras o macrofibras. Las primeras están destinadas a evitar la fisuración del hormigón en estado fresco antes de las 24 horas. Para ello se utilizan dosificaciones entre 0.03 a 0.15 % del volumen de hormigón. Para lo anterior se suelen utilizar las fibras de polipropileno cuya dosificación en peso oscila entre los 0.3 a 1.2 kgf/m^3 de hormigón. Estas son dosificaciones bastante bajas pero muy eficientes. El uso de macrofibras tiene como finalidad prevenir la fisuración en estado endurecido, reducir el ancho de la fisura y permitir un mejor desempeño de la estructura fisurada. Las dosificaciones más frecuentes oscilan entre 0.2 a 0.8 % del volumen del hormigón y las fibras más utilizadas son las sintéticas y metálicas. En términos de peso, las fibras de acero requieren entre 20 a 50 kgf/m^3 de hormigón y las fibras sintéticas (polipropileno) entre 2 a 9 kgf/m^3 .

Una de las principales mejoras que trae el uso de fibras en la mezcla de hormigón es la reducción de la fragilidad de la matriz cementante. Además, las fibras influyen en el comportamiento frente a la fisuración, controlan el proceso de fractura frágil y proporcionan resistencia y tenacidad post fisuración [4]. Además de lo mencionado anteriormente, el FRC tiene beneficios tanto estructurales como no estructurales. Otros beneficios estructurales, distintos a los ya mencionados, son: (i) el aumento en la ductilidad¹; (ii) mejor comportamiento a la flexión pero no aumenta su resistencia considerablemente (parámetro que se va a evaluar dentro del desarrollo de esta tesis) [5]; (iii) mejora la resistencia a la tracción residual; (iv) mejora la resistencia de agrietamiento; (v) permite al hormigón seguir tomando cargas una vez agrietado. Beneficios no estructurales del FRC: (i) mejora el comportamiento frente a cargas cíclicas como los ciclos de congelación y descongelación; (ii) mejora el comportamiento ante el impacto y abrasión; (iii) mejora la permeabilidad; (iv) reduce o limita el ancho de grieta. Por último, cabe mencionar que en el caso en el cual las fibras sustituyen completamente el refuerzo tradicional, es decir refuerzos de acero, el ahorro en el tiempo de colocación de enfierradura puede ser bastante [2]. Aunque lo anterior no siempre puede ser factible,

¹ La ductilidad es la capacidad que tiene un elemento de deformarse plásticamente

ya que para la sustitución completa o parcial del refuerzo de acero por refuerzo con fibras depende del cumplimiento de unas condiciones extras, y además, de los esfuerzos internos a los cuales se debe someter y soportar la estructura de hormigón que se quiere construir, como por ejemplo el sostenimiento y revestimiento de un túnel que es en lo que se centra esta memoria. Si la tracción por flexión es muy elevada, entonces no sería factible la sustitución por completo del acero por fibra, preliminarmente.

Las principales aplicaciones en las cuales se pueden utilizar elementos reforzados con fibras son: en concreto lanzado y en elementos prefabricados. En el primer grupo destacan las actividades tales como: estabilización de taludes, retenciones definitivas en excavaciones, revestimiento de túneles, ya sea primario o definitivo. En cuanto al segundo se pueden mencionar: dovelas para túneles y tubos para hincado en microtúneles.

Con respecto a la aplicación de FRC en el revestimiento de túneles se tienen grandes ventajas sobre el revestimiento tradicional (ver Figura 1.1). En primer lugar, al utilizar barras de acero como refuerzo se tienen las siguientes desventajas:

- La instalación de las barras de acero de refuerzo requiere un gasto adicional de tiempo, ya que esto se hace en una etapa diferente de trabajo.
- La instalación de las barras no es fácil, dado que las superficies son irregulares y existen agujeros
- En el proceso de tirar el hormigón proyectado sobre las barras y mallas de acero se pueden crear fácilmente *sombras del refuerzo* (vacíos), lo que facilita la entrada de agua y la generación de grietas.

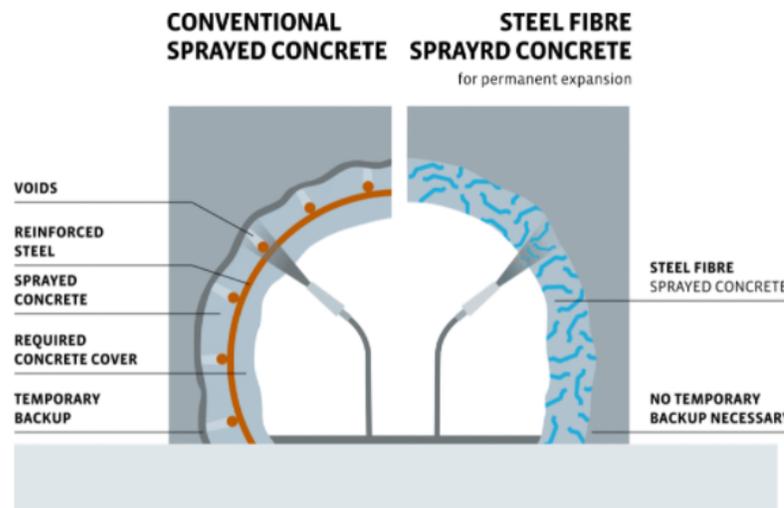


Figura 1.1: Comparación entre el uso de revestimiento tradicional y revestimiento con FRC para túneles.

En cuanto a las ventajas de usar elementos de FRC como revestimiento de túneles son:

- Menores costos de mantenimiento gracias a la reducción de fisuras.
- La superficie de hormigón es mucho menos sensible a posibles daños, ya que las fibras se encuentran en casi toda la sección.
- Construcción de túneles en menor tiempo, debido a que se utilizan procesos los cuales ahorran tiempo y costos.
- Se tiene un manejo más sencillo: existe solo un paso en el proceso de refuerzo ya que las fibras se aplican junto con el hormigón.
- No hay necesidad de soporte temporal porque no se instala el refuerzo convencional y el hormigón proyectado se puede aplicar directamente como capa final.
- Mayor vida útil gracias a la mayor durabilidad del hormigón reforzado con fibras.
- Alta resistencia al fuego cuando se utilizan fibras de polipropileno como refuerzo.

Sin embargo, como en este trabajo se tiene como objetivo comparar ambos métodos, y no imponer uno sobre el otro, también se debe hablar de las desventajas del uso de FRC y las ventajas del uso del método tradicional. En primer lugar, la principal desventaja de utilizar fibras como refuerzo único es su baja capacidad para tomar esfuerzos, principalmente de tracción si es que se está utilizando una fibra sintética por ejemplo, por lo que su implementación sería más adecuada en túneles pequeños los cuales presentan esfuerzos internos pequeños, y es lo que se pretende demostrar en este trabajo. Otra desventaja es una posible distribución desigual o acumulación de las fibras en un sector del elemento estructural, lo que se traduce en posibles propiedades mecánicas anisotrópicas distintas dentro del mismo elemento. Ahora bien, si hablamos del método tradicional, el acero presenta una alta resistencia para tomar esfuerzos de tracción, las propiedades mecánicas no cambian apreciablemente con el tiempo, presenta gran durabilidad, a no ser que se encuentre expuesto frente agentes corrosivos, ya que si el mantenimiento de la estructura es adecuado esto puede ayudar a prolongar su vida útil.

En cuanto a la historia de éste material, surgió en 1874 por el norteamericano A. Berard quien fue el que promovió el uso de hierro residual granular mezclado con hormigón, con el propósito de mejorar el comportamiento del hormigón. A pesar del temprano descubrimiento de éste material compuesto, éste no fue considerado como un material estructural por bastante tiempo. Lo anterior se debe principalmente a su falta de conocimiento teórico, metodologías de diseño inexistentes, y además, coincidió con la explosión del uso y estudios del hormigón armado. Las primeras aplicaciones del FRC fueron en suelos industriales, y en la década de los ochenta se amplió su uso a obras subterráneas, inicialmente en el shotcrete y, posteriormente, en segmentos prefabricados de revestimiento de túneles de hormigón. Es por esto que uno de los objetivos principales de esta memoria, es la búsqueda de una metodología de diseño para hormigón reforzado con fibras, la cual pueda ser aplicada en el diseño y construcción de túneles.

Para el diseño de túneles, sobre todo en suelos, se debe tener en consideración dos cargas de interés, las cuales son: (i) el empuje del suelo resultante de la gravedad; y (ii) el empuje del suelo causado por un terremoto. Las cargas más comunes que debe soportar un túnel son las cargas axiales, principalmente de compresión, y cargas de flexión. Lamentablemente, representar de manera exacta las cargas que afectan al sostenimiento y revestimiento de un túnel es bastante complejo, ya que requiere de parámetros bastante exactos los cuales son difíciles de medir y representar dentro de los modelos computacionales.

La investigación e implementación del uso de fibras como refuerzo de hormigón en Chile es un tema que no es muy popular. Aun bien existen papers y tesis al respecto, la gran mayoría se enfoca en describir las mejoras que le atribuye el uso de fibras en el hormigón, como por ejemplo el mejoramiento de las propiedades mecánicas de la mezcla. En una tesis del año 2007, la cual se enfoca en el uso de fibras de vidrio como refuerzo, menciona que esta técnica para esos años era casi inexistente, y no existían fabricantes de la fibra *Cen Fil Anticrt HD*, la cual es una de las pocas fibras de vidrios utilizables en hormigones, y solo existía un distribuidor [6]. Por otro lado, en los años 70' se comenzó la incorporación de fibras como refuerzo de hormigón para pavimentos rígidos, gracias a los estudios de Harry Parker, quien concluyó que al utilizar altas dosis de fibras era posible reducir el espesor del pavimento entre un 30-50 % [5]. Más próximo a la actualidad, en el proyecto Alto Maipo, se están utilizando fibras sintéticas como refuerzo. A nivel mundial existen varias construcciones en las cuales se han implementado refuerzos con fibras (de acero en estos casos) como por ejemplo: la línea 9 del metro de Barcelona, el metro de Madrid, el sistema de acueducto y alcantarillado de Seattle, entre otros.

Finalmente, una investigación reciente realizada por el ACI para la ampliación del metro en Canadá buscó comparar el uso de hormigón convencional y el hormigón reforzado con fibras de acero y su comportamiento en los segmentos prefabricados usados para la construcción del túnel. Para contar con resultados significativos se ensayaron cinco segmentos, en donde la resistencia promedio a la compresión del núcleo para concreto reforzado convencional fue de 60 [MPa] y para el concreto reforzado con fibras de acero fue de 61.4 [MPa], lo que evidencia que la adición de fibras no causa un efecto significativo en la resistencia a la compresión. El otro ensayo, correspondiente a la resistencia a la tracción tuvo los siguientes resultados: 7.5 [MPa] para el concreto reforzado convencional y 9.0 [MPa] para el concreto reforzado con fibras de acero, hecho que evidencia que para este caso la adición de fibras en la mezcla de hormigón mejoró la resistencia a la tracción en aproximadamente 20 %.

1.1. Motivación

La principal motivación que existe para realizar este trabajo de tesis es lograr conocer si existe factibilidad en sustituir el refuerzo tradicional de acero en el hormigón por exclusivamente el uso de fibras como refuerzo de este. Lograr saber en qué condiciones esto es posible y en cuáles no. Además, poder manejar el diseño de elementos de hormigón reforzado con fibras con su respectiva dosificación de fibras en [kgf/m^3]. Ya que existen opiniones con respecto al tema, las cuales dicen que el refuerzo de fibras puede reemplazar por completo y en cualquier caso al acero. Comentario el cual quizás no sea del todo cierto, ya que las fibras no son capaces de tomar grandes esfuerzos de tracción como si lo hace el acero tradicional.

Por otro lado, existe una gran demanda de hormigón armado que se requiere para la realización de diversos tipos de obras civiles y los largos tiempos que este material utiliza, tiempos tanto de colocación de la enfierradura, que posteriormente será rellena con hormigón, como también los tiempos de fraguado de este mismo material. Para el desarrollo de esta tesis nos centraremos en las obras civiles de túneles, más específicamente, los túneles del Metro de Santiago.

El Metro de Santiago es uno de los principales medios de transporte en la capital de nuestro país, transportando a grandes cantidades de personas diariamente. Esta cantidad bordea los 2.6 millones de personas diariamente. Cuenta con una extensión actual de aproximadamente 140 km de longitud total de la red, los cuales están repartidos en las líneas 1, 2, 3, 4, 4A, 5 y 6. En la actualidad se encuentran en etapa de diseño la futura línea 7 y en construcción la extensión de la línea 3 hasta el centro de Quilicura y la extensión de la Línea 2 hacia el sur desde la actual estación La Cisterna hasta la futura estación Hospital El Pino en la comuna de San Bernardo. Además, ya se tiene algunos trazados preliminares de las futuras líneas 8 a la Florida y 9 por Av. Santa Rosa hacia el sur de Santiago.

Dada esta velocidad de expansión con la que se cuenta en la ciudad de Santiago, y la expansión en el número de habitantes en la capital, es que se vuelve importante la búsqueda de nuevos métodos de construcción, los cuales aporten nuevos y mayores beneficios en un menor plazo de construcción. De esta manera es que surge como alternativa interesante de investigar la utilización de fibras, ya sea metálicas o plásticas dentro del hormigón proyectado, buscando reemplazar a las actuales barras tradicionales de acero o mallas electrosoldadas. Con esto se podría obtener una importante reducción en los tiempos de construcción.

Existen múltiples tipos de fibras, estas pueden ser del tipo: metálicas, de vidrio y plásticas. Además, tienen variadas formas y tamaños. Por lo que es posible utilizar una gran variedad de estas en conjunto con el hormigón. Dada esta gran variedad de fibras, y el escaso conocimiento en cuanto al diseño de túneles, utilizando hormigón reforzado con fibras, es que se necesita investigar sobre los distintos métodos de diseño actualmente conocidos, y así poder utilizar estos, con el fin de poder llegar a diseños factibles tanto económicamente como técnicamente, y de esta manera poder llevarlos a casos reales de construcción. Este conocimiento va relacionado con la forma en la cual trabajan estas fibras y cuanta cantidad de estas se necesitan para suplir las demandas de esfuerzos internos de cualquier estructura en la cual se utilicen.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El objetivo general consiste en establecer una metodología de diseño para elementos de hormigón reforzado con fibras. La cual será comparada con el método tradicional de diseño, basado en el código ACI, el cual se utiliza para elementos de hormigón reforzado con barras de acero. Esta comparación se hará en base al diseño de dos túneles de distintos tamaños de sección transversal.

1.2.2. Objetivo específico

Los objetivos específicos de este trabajo de título son:

- Investigar sobre el comportamiento de los distintos tipos de fibras como refuerzo de hormigón armado.
- Investigar sobre métodos de diseño de hormigón reforzado con fibras desarrollados en Chile y otras partes del mundo.
- Escoger un método adecuado y confiable para diseñar elementos de hormigón reforzado con fibras que pueda ser utilizado en el diseño de túneles en los suelos de Santiago.
- Realizar diseños de túneles de distintos tamaños para los suelos de Santiago. Con el objetivo de poder determinar hasta qué sección de túnel sería técnicamente factible el uso de refuerzo de fibras en reemplazo del acero tradicional, si es que esto es efectivamente posible.
- Dada una combinación de esfuerzos internos de algún túnel, lograr determinar la dosificación en kg/m^3 de la cantidad de fibra que se debe utilizar junto con el hormigón para lograr suplir las demandas impuestas por las condiciones de diseño.
- Para terminar con el desarrollo de la tesis se espera crear un modelo 3D que logre representar las fuerzas a las que se encuentra sometido un túnel, para posteriormente obtener los esfuerzos internos y realizar el diseño en base a ellos.

1.3. Alcances

El presente trabajo tiene como finalidad comparar el diseño tradicional correspondiente a elementos resistentes de hormigón reforzado con barras de acero para dos túneles de distintas dimensiones, con el diseño de elementos de hormigón reforzado con fibras de acero y macro sintéticas, para los mismos dos túneles anteriormente mencionados. Lo anterior con el objetivo de comparar los resultados obtenidos en cada una de las metodologías de diseño utilizadas y evaluar sus diferencias. Esto con el propósito de evaluar la posibilidad de construcción de túneles exclusivamente con el uso de hormigón y fibras, lo que podría traducirse en un ahorro en los tiempos de construcción, ya que los tiempos de colocación de armadura no existen, y por consiguiente un ahorro en los costos de la obra.

Las metodologías de diseño que se utilizaran para el desarrollo de esta memoria corresponden en primer lugar a la metodología ACI 318, para el diseño tradicional de hormigón armado, y la FIB Model Code 2010, para el diseño de elementos de hormigón reforzado con fibras.

Para la modelación de los túneles escogidos como casos de estudio se utilizará el programa FLAC3D. El modelo geotécnico que se implementará en dicho programa será el modelo de *Mohr-Coulomb*. Sin embargo, en la empresa Metro de Santiago el modelo geotécnico utilizado corresponde al modelo *Hardening Soil*, el cual describe la rigidez del suelo de forma mucho más precisa que el modelo de *Mohr-Coulomb*. La principal razón por la cual se utilizará este modelo se debe a que este trabajo tiene su enfoque en el diseño de elementos de hormigón. Lo que permite simplificar el modelo numérico de la sección y correr los modelos de manera más rápida.

Capítulo 2

Marco Teórico

Este capítulo tiene como finalidad definir algunos elementos que permitirán una mejor comprensión del trabajo desarrollado en esta memoria, y así, poder contextualizar al lector.

2.1. Hormigón con refuerzo tradicional.

A continuación se describe la metodología de diseño para hormigón armado usualmente utilizada para la construcción de túneles. Esta se basa en la código ACI-318 perteneciente al *American Concrete Institute* (ACI, por sus siglas en inglés). La información se basa principalmente en el libro *Diseño de Obras de concreto* 12ava edición, autor H. Nilson, particularmente de los capítulos 1, 3 y 4 ([7], [8] y [9]).

2.1.1. Fundamentos de diseño

La característica más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente grande para resistir, dejando un margen de seguridad, todas las cargas a las cuales la estructura pueda verse sometida durante su vida útil, sin que se presenten fallas u otras deficiencias. De esta manera, se deben dimensionar los elementos de concreto junto con su refuerzo de tal manera que estos sean capaces de generar una resistencia adecuada para soportar las fuerzas resultantes de los diferentes estados de sobrecarga que se puedan dar, utilizando cargas mayores que las cargas que se espera que actúen en realidad sobre la estructura. A la metodología anteriormente mencionada se le conoce como diseño a la resistencia.

Si alguna estructura de hormigón reforzado con barras de acero se encuentra sometida a cargas muy próximas a la de la falla, uno o los dos materiales, estarán en su rango inelástico no lineal. En el caso del hormigón, esto se debe a que es un elemento estructural que alcanza su resistencia máxima y posteriormente su falla en niveles de esfuerzos y deformaciones sobre el rango elástico, en el cual los esfuerzos y deformaciones son proporcionales. Lo mismo ocurre con el acero, ya que cuando este se encuentra en esfuerzos próximos a la falla, se ve forzado más allá de su rango elástico e incluso hasta la zona de fluencia² del material.

² Zona en la cual aumenta la deformación sin que aumente la tensión. Y se crean deformaciones plásticas.

Entonces, además de resistir las cargas, los elementos diseñados por el *método de la resistencia* también deben cumplir otros aspectos importantes. Como por ejemplo, las deflexiones en vigas deben estar dentro de valores aceptables y el número de grietas por flexión y su espesor para cargas de servicio deben mantenerse controlados. Es por lo anterior que las condiciones límites de servicio también son importantes dentro de esta metodología a pesar de que el enfoque se centra en la resistencia del elemento.

Una alternativa al método de diseño a la resistencia es dimensionar los elementos de tal manera que los esfuerzos resultantes en el concreto y en el acero producidos por las cargas de servicio, se encuentren dentro de límites específicos. Estos límites se conocen como *esfuerzos admisibles*, y son fracciones de los esfuerzos de falla de los materiales. El concreto es una material que, generalmente, responde de forma elástica frente a esfuerzos de compresión que no superen la mitad de su resistencia, y el acero permanece elástico prácticamente hasta su esfuerzo de fluencia³.

2.1.2. Código de diseño ACI

El *American Concrete Institute* (ACI) ha sido pionero en producir y mantener especificaciones de diseño para elementos estructurales. Dentro de sus publicaciones se encuentra el *Building Code Requirements for Structural Concrete*, que se utiliza como guía en el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado. El código ACI no es un documento oficial por sí mismo. Pero, es reconocido como un documento autorizado para las buenas prácticas en lo que a hormigón armado se refiere. Como resultado, éste ha sido incorporado por ley en una gran cantidad de códigos de construcción municipales y regionales que tienen una connotación legal. En Estados Unidos gran cantidad de estructuras de hormigón armado, como edificios, son diseñados a través del Código ACI vigente.

Existen situaciones en las cuales el código ACI sirve simplemente como guía y el ingeniero a cargo debe tomar sus propias decisiones, basándose en sus conocimientos sobre la mecánica y el análisis estructural.

2.1.3. Disposiciones de seguridad del Código ACI

Para brindar seguridad a los diseños, el código ACI utiliza factores de carga de resistencia y factores de mayoración de cargas. Estos factores se obtienen a través de información estadística, pero también influye el criterio de ingeniería. La resistencia de diseño o resistencia nominal (S_n) de un elemento estructural debe ser al menos igual a la resistencia requerida (U), la cual se obtiene a través de las cargas mayoradas.

La resistencia nominal de los elementos, se calcula usualmente de forma conservadora y por métodos aceptados. Para el caso de la resistencia requerida, esta se calcula aplicando los factores de mayoración de carga apropiados a sus respectivas cargas, estas pueden ser: cargas muertas (D), cargas vivas (L), cargas de viento (W), cargas sísmicas (E), presión de

³ Es el esfuerzo máximo que se puede desarrollar en un material sin causar una deformación plástica.

tierra (H), presión de fluido (F), impactos (I) y efectos ambientales (T) que pueden incluir asentamientos, cambios de temperatura, entre otros. Las cargas anteriormente mencionadas producen esfuerzos internos dentro de cualquier elemento el cual esté afectado por cualquiera de ellas, estos esfuerzos internos pueden ser tres, y se conocen como esfuerzos de momentos (M), de corte (V) y axiales (P). De esta manera, un elemento sometido a las tres cargas mencionadas anteriormente, debe cumplir con las siguientes ecuaciones:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (2.1)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.2)$$

$$\phi P_n \geq P_u \quad (2.3)$$

En las ecuaciones anteriores los subíndices n indican las resistencias nominales a flexión, corte y axial respectivamente, y los subíndices u indican las cargas mayoradas de momento, corte y axial. Si se quiere obtener los esfuerzos internos producidos por las cargas mayoradas, los factores de carga pueden aplicarse directamente a las cargas de servicio o aplicarse a los esfuerzos internos de momento, corte y axial obtenidos con las cargas de servicio reales.

En la Figura 2.1 se muestran los distintos factores de mayoración de carga, entregados por el Código ACI, dependiendo de cual sea la condición a la cual se encuentra sometida la estructura o elemento estructural, para finalmente poder determinar la resistencia requerida (U). Existen distintos factores para los distintos tipos de cargas existentes, y estos deben ser aplicados según corresponda.

Condición	Carga o efecto de carga mayorada U
Básica	$U = 1.40 + 1.7L$
Viento	$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)$ e incluir una consideración con $L = 0$ $U = 0.90 + 1.3W$ $U = 1.40 + 1.7L$
Sismo	$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$ e incluir una consideración con $L = 0$ $U = 0.90 + 1.43E$ $U = 1.40 + 1.7L$
Presión de tierra	$U = 1.40 + 1.7L + 1.7H$ $U = 0.90 + 1.7H$ $U = 1.40 + 1.7L$
Fluidos	Adicionar $1.4F$ a todas las cargas que incluyan L
Impacto	Sustituir $L + I$ en lugar de L
Efectos de asentamiento, flujo plástico, retracción de fraguado o cambios de temperatura	$U = 0.75(1.4D + 1.4T + 1.7L)$ $U = 1.4(D + T)$

Figura 2.1: Combinaciones de cargas junto con sus respectivos factores de carga para determinar la resistencia requerida [7].

Los factores de cargas dependen del grado de incertidumbre que contenga su respectiva sollicitación, por ejemplo, una carga muerta (D) es menos variable que una carga viva (L) por ende su factor de mayoración será menor que el correspondiente a la carga viva (L). Lo mismo ocurre para las distintas combinaciones de carga, ya que no todas tienen la misma probabilidad de ocurrir. Además, hay casos en los cuales las distintas combinaciones de cargas existentes sobre una estructura actúan en el mismo sentido, por ende estas se suman, pero también existen casos en los cuales estas combinaciones de carga se oponen. Como es en el caso de un muro de contención en el cual el empuje del suelo genera un momento volcante el cual se contrarresta con la acción generada por el peso propio del muro, el cual genera un momento estabilizante.

Para el diseño, de todas las combinaciones mostradas en la Figura 2.1, la que controla es la que genere una mayor resistencia requerida (U), ya que esta sería el caso crítico.

Con respecto a los factores de carga de resistencia (ϕ) pertenecientes al Código ACI, estos siguen la misma regla que los factores de mayoración de carga, es decir, su valor depende de la certeza con la cual se puede calcular la distintas resistencias del elemento o estructura en cuestión, y además, dependen del modo de falla correspondiente a cada esfuerzo interno (momento, corte y axial). Es por esto que el factor aplicado a la flexión es mayor que el aplicado al corte. Por otro lado, se castiga más a los elementos con mayor importancia dentro de la estructura, como es en el caso de una columna comparada con una viga, en donde la columna tiene una mayor importancia y por ende un menor factor de carga de resistencia. En la Figura 2.2 se muestran los distintos valores de ϕ especificados por el Código ACI.

Tipo de resistencia	Factor de carga de resistencia ϕ
Flexión sin carga axial	0.90
Carga axial y carga axial con flexión	
Tensión axial y tensión axial con flexión	0.90
Compresión axial y compresión axial con flexión	
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos 0.70	
excepto para los casos de cargas axiales bajas en los cuales el valor de ϕ puede incrementarse de acuerdo con lo siguiente:"	
Para elementos en los cuales f_s no excede 60,000 psi, con refuerzo simétrico y con $(h - d' - d_s)/h$ no menor que 0.70, ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 para ϕP_n disminuyendo desde $0.10 f_c' A_g$ hasta cero.	
Para otros elementos reforzado ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 para ϕP_n disminuyendo desde $0.10 f_c' A_g$ o, ϕP_{ax} el que sea menor, hasta cero.	
Cortante y torsión	0.85
Contacto sobre el concreto	0.70

Figura 2.2: Factores de carga de resistencia según el Código ACI [7].

La aplicación del factor de mayoración de carga junto con el factor de carga de resistencia sobre el diseño de algún elemento estructural, tiene como objetivo obtener, de manera aproximada, probabilidades de resistencias insuficientes del orden de 1/100 y probabilidad-

des de sobrecargas de 1/1000. Generando una probabilidad de falla estructural del orden de 1/100.000, la cual es bastante baja, y finalmente es lo que se busca conseguir. Los datos anteriores fueron obtenidos del libro *Diseño de estructuras de concreto 12ava edición* [7].

2.1.4. Supuestos sobre el comportamiento del hormigón armado

El diseñar una estructura conlleva a determinar la forma y dimensiones de todos los elementos que la conforman, de tal manera que esta sea capaz de cumplir satisfactoriamente todas las funciones para las cuales se ha construido, y que resista en forma segura las posibles combinaciones de carga a las cuales se verá sometida además de otros agentes como cambios de temperatura, asentamientos y agentes corrosivos.

Para el diseño de elementos de hormigón armado, el código ACI asume los siguientes supuestos fundamentales:

- Las fuerzas internas (momento flector, fuerzas de corte, esfuerzos normales) de un elemento que actúan sobre una sección cualquiera, se encuentran en equilibrio con los efectos de las cargas externas en esta sección. Esto es una realidad, ya que todo cuerpo está en reposo sólo si todas las fuerzas que actúan sobre él están en equilibrio.
- La deformación unitaria en una barra de refuerzo embebida (a tensión o compresión) es la misma que la del concreto circundante. Dicho de otra forma, existe una adherencia perfecta entre el concreto y el acero de manera que no ocurre deslizamiento entre los dos materiales. Lo que se deforma uno se deforma en la misma medida que el otro.
- Las secciones transversales planas siguen siendo planas una vez que el elemento esté cargado. Mediciones más avanzadas han demostrado que cuando el hormigón reforzado se encuentra muy cerca de su esfuerzo de falla esta suposición no es correcta. Pero, las desviaciones son menores y los resultados de esta teoría coincide en gran parte con los resultados obtenidos en los ensayos sobre hormigón armado.
- Debido a que la resistencia a la tensión del concreto es tan solo una pequeña fracción de su resistencia a la compresión, el concreto que se encuentre en la parte del elemento sometido a tensión estará usualmente fisurado. De acuerdo con lo anterior, se supone que el concreto no es capaz de resistir ningún esfuerzo de tensión. Esta suposición es una simplificación de la situación real debido a que el concreto antes del agrietamiento sí resiste esfuerzos de tensión de pequeña magnitud.
- La teoría se basa en relaciones esfuerzo-deformación reales y en las propiedades de resistencia de los dos materiales que forman el hormigón armado o en alguna simplificación razonable relacionada.

2.1.5. Comportamiento de elementos de hormigón armado bajo cargas axiales

Cuando existen elementos de hormigón armado que se ven sometidos principal o exclusivamente a cargas axiales de compresión, como por ejemplo columnas de edificios, es bastante importante que el hormigón sea el material que tome la mayor parte de esa carga, ya que

como se conoce, este material presenta gran desempeño frente a este tipo de cargas.

Las barras de acero como refuerzo del hormigón son necesarias debido a que muy pocos elementos son los que se encontrarán exclusivamente bajo cargas axiales, y el acero es fundamental para resistir esfuerzos de flexión que se puedan presentar. Además, la utilización de acero permite que las dimensiones de los elementos se disminuyan, gracias a que el acero también toma parte de la carga total solicitante.

Refiriéndonos a las columnas de hormigón reforzado, existen dos formas típicas de estas, las cuales se muestran en la Figura 2.3. Para la columna de sección transversal cuadrada, las cuatro barras longitudinales son el refuerzo principal; ellas se mantienen en su lugar mediante estribos de acero transversales de un diámetro menor que evitan el desplazamiento de las barras principales, además, contrarrestan cualquier tendencia de pandeo lateral de las barras cuando éstas se encuentran sometidas a compresión. La figura de la izquierda corresponde a una columna de sección transversal circular con ocho barras principales como refuerzo; éstas están rodeadas por un espiral con poco espaciamiento que cumple con el mismo propósito que los estribos transversales más espaciados y también proporcionan confinamiento al concreto aumentando así su resistencia axial a compresión.

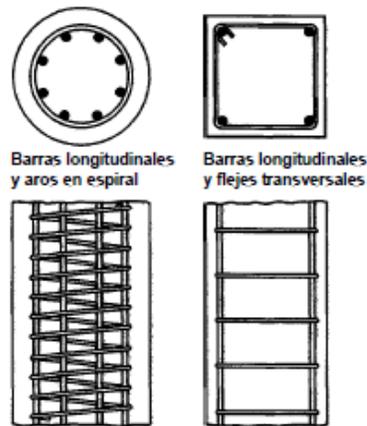


Figura 2.3: Columnas de hormigón armado [7].

Cuando se aplica una carga de compresión sobre un elemento estructural, la deformación unitaria es igual en toda la sección transversal y es la misma tanto en el acero como en el hormigón, lo último debido a los supuestos mencionados en la sección anterior. Para entender de mejor forma el comportamiento de elementos bajo la aplicación de cargas axiales, en la Figura 2.4 se muestran las curvas típicas de esfuerzo-deformación del hormigón y del acero. Con respecto a la velocidad de aplicación de la carga esta es considerablemente menor en la práctica que en la de un ensayo, lo que altera la forma de la curva. Dicho lo anterior, la curva más representativa es la curva c.

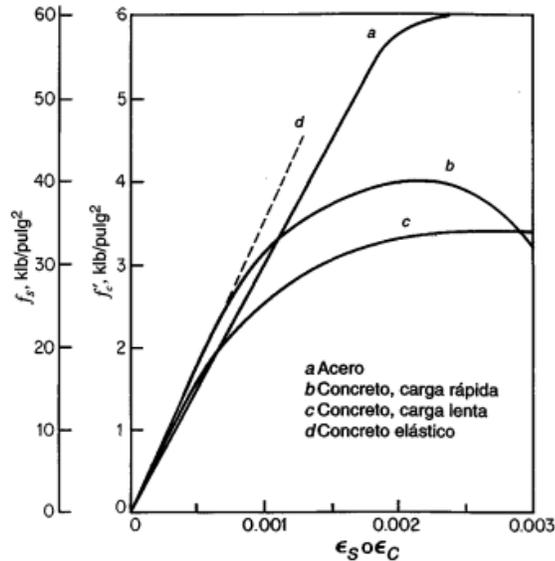


Figura 2.4: Curvas de esfuerzo-deformación del hormigón y del acero bajo cargas axiales [7].

Para esfuerzos menores a $f'_c/2$, el hormigón presenta un comportamiento elástico, tramo en donde los esfuerzos y deformaciones unitarias son proporcionales, la línea recta d de la Figura 2.4 representa esta zona. El hormigón utilizado para la figura anterior, presenta un comportamiento elástico hasta aproximadamente 0.0005 de la deformación unitaria (eje x). De igual forma es posible apreciar que el acero permanece en esta zona prácticamente hasta su resistencia de fluencia, la que para este caso corresponde a $60 \frac{\text{lib}}{\text{pulg}^2}$ y equivale a una deformación unitaria mayor a los 0.002, esto gracias a la gran ductilidad que presenta el acero.

En el caso del acero, este alcanza su resistencia última (resistencia peak de la curva esfuerzo-deformación) para deformaciones unitarias del orden de 0.08. Por otro lado, el hormigón falla por aplastamiento para deformaciones unitarias del orden de 0.003, tal como se puede ver en la Figura 2.4. Su resistencia última se alcanza para deformaciones unitarias entre el rango de 0.002 a 0.003.

Como se mencionó anteriormente la deformación unitaria a compresión en el hormigón y en el acero son iguales para una misma carga solicitante, esto se puede representar de la siguiente forma:

$$\epsilon_c = \frac{f'_c}{E_c} = \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s}$$

donde:

E_c : Módulo de Elasticidad del hormigón [MPa];

E_s : Módulo de Elasticidad del acero [MPa];

f'_c : Esfuerzo sobre el hormigón [MPa];

f_s : Esfuerzo sobre el acero [MPa];

ϵ : Deformación unitaria [-].

Si ordenamos los términos de la igualdad anterior podemos obtener una relación entre el esfuerzo en el acero f_s y el esfuerzo sobre el hormigón. Esta relación es la siguiente:

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c' \quad (2.4)$$

donde:

$n = E_s/E_c$: Se conoce como relación modular.

Ahora si queremos conocer la resistencia axial de algún elemento estructural, ésta se puede obtener sumando la contribución del hormigón y el acero, es decir:

$$P = f_c' A_c + f_s A_s = f_c' A_c + n f_c' A_s = f_c' (A_c + n A_s) \quad (2.5)$$

donde:

A_c : Área de hormigón, se puede obtener restando el área total con el área de acero [mm^2];

A_s : Área de acero [mm^2].

Si la carga axial y las dimensiones de la sección transversal son conocidas, los esfuerzos en el hormigón necesarios para el diseño se pueden determinar con la ecuación (2.5), y los esfuerzos sobre el acero se pueden calcular a partir de la ecuación (2.4). Estas ecuaciones son válidas para cuando el hormigón se encuentra en el rango elástico.

La resistencia última de algún elemento estructural ante cargas axiales se alcanza cuando el hormigón falla por aplastamiento mientras que el acero se encuentra en fluencia (tema que será mencionado con mayor profundidad en la siguiente sección), es decir, el esfuerzo sobre el acero (f_s) alcanza su esfuerzo de fluencia (f_y). Además, se ha demostrado que la resistencia a compresión máxima confiable del hormigón es aproximadamente $0.85 f_c'$. Reemplazando lo anterior en la ecuación (2.5), obtenemos la resistencia última a cargas axiales [10]:

$$P_n = 0.85 f_c' A_c + f_y A_s \quad (2.6)$$

donde:

A_c : Área de la sección de hormigón [mm^2];

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero [MPa];

A_s : Cantidad de acero utilizado [mm^2].

2.1.6. Análisis y diseño de vigas sometidas a cargas de flexión

Las vigas de hormigón se consideran elementos ineficientes cuando se encuentran bajo cargas de flexión, esto debido a la baja resistencia a la tracción que presenta el hormigón, tracción que es producida por las cargas de flexión. La resistencia a tracción corresponde entre un 10 a 15% de la resistencia a la compresión. Entonces, las vigas fallan en la sección que se encuentra sometida a tracción mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa a compresión del hormigón. Debido a lo anterior, se utilizan barras de refuerzo

de acero ubicadas cerca del extremo de la fibra sometida a tracción (se debe considerar el recubrimiento de hormigón necesario para proporcionar seguridad ante agentes corrosivos y el fuego). De esta manera el acero resiste la tracción causada por la flexión, y el hormigón resiste la compresión correspondiente. Este comportamiento se garantiza si se logra impedir el deslizamiento relativo entre el hormigón y el acero.

En la Figura 2.5 se puede observar una viga reforzada con acero, y además, se muestran las nomenclaturas de las dimensiones de la sección transversal.

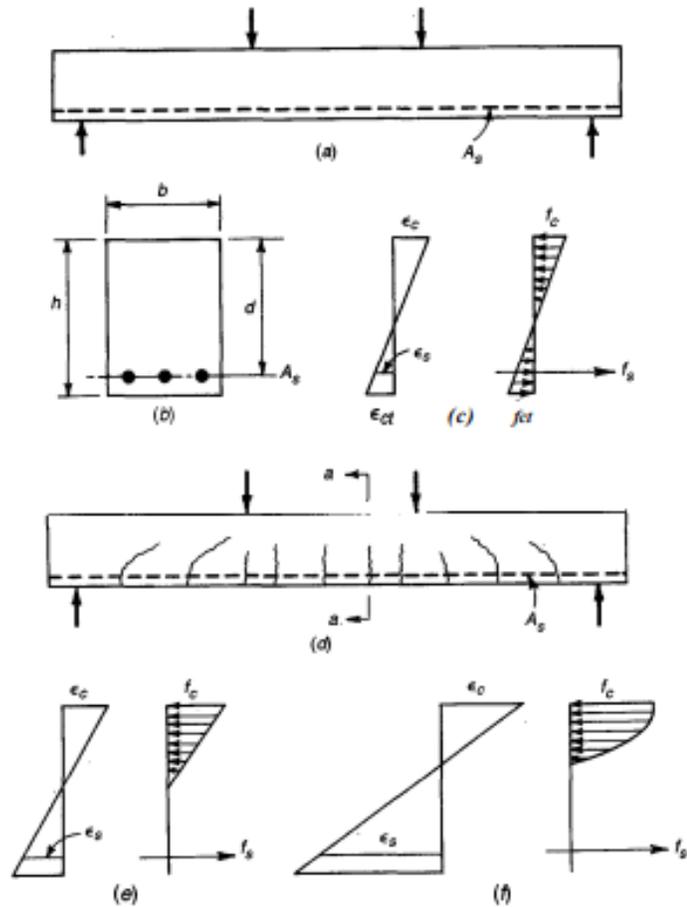


Figura 2.5: Comportamiento de viga con refuerzo de acero bajo carga creciente [8].

Si la carga que actúa sobre la viga de la Figura 2.5 se incrementa hasta alcanzar su resistencia última, se pueden observar distintas fases de comportamiento. Al comienzo el hormigón es capaz de resistir todos los esfuerzos de compresión y tracción generados arriba y abajo del eje neutro respectivamente. Como los esfuerzos en esta etapa son pequeños, estos son proporcionales a las deformaciones, y siguen una distribución de esfuerzos y deformaciones como los que se muestran en la Figura 2.5 (c). Si aumentamos la carga, se llegará a la resistencia máxima a tracción del hormigón, y se desarrollarán grietas sobre este, las cuales se propagan hasta el eje neutro de la viga (la forma y distribución de estas grietas se muestran en la Figura 2.5 (d)). En esta etapa el hormigón ya no es capaz de transmitir esfuerzos de tracción, y el acero es el encargado de resistir estos esfuerzos (la distribución de esfuerzos en esta etapa se

muestra en la Figura 2.5 (e)). Si incrementamos la carga aún más, la proporcionalidad entre las deformaciones y los esfuerzos desaparece y la relación no lineal se determina a través de la curva *esfuerzo-deformación unitaria* del hormigón (la Figura 2.5 (f) muestra la distribución de esfuerzos y deformaciones cerca de la carga última).

Cuando se alcanza la carga última de la viga, existen dos modos de falla. Una opción es una falla gradual por fluencia del acero, la cual está precedida por signos visibles de peligro, como el ensanchamiento y alargamiento de las grietas y un aumento notorio en la deflexión de la viga. La segunda opción es que se alcance la resistencia a la compresión del hormigón antes que el acero comience a fluir. De esta forma el hormigón falla por aplastamiento. Esta segunda forma de falla es repentina, explosiva y no entrega ninguna señal previa. Es por esto que es recomendable buscar una falla por fluencia del acero en lugar del aplastamiento del concreto.

En cuanto al diseño a flexión, supongamos que la Figura 2.6 muestra la distribución de esfuerzos y deformaciones unitarias internas cuando la viga se encuentra próxima a la falla. El objetivo es obtener la resistencia a flexión última nominal (M_n), carga para la cual la viga fallará. Si se quiere una falla por fluencia del acero, se busca que el esfuerzo sobre el acero sea igual al esfuerzo de fluencia de este, es decir: $f_s = f_y$. Ahora para el otro modo de falla, no se conoce con exactitud algún criterio el cual pueda conllevar a tal falla, pero justo antes de la falla se han medido deformaciones unitarias del orden de 0.003 a 0.004 del hormigón. Dicho lo anterior, se puede asumir que el hormigón se encuentra próximo a la falla por aplastamiento cuando la deformación unitaria alcanza los 0.003, $e_u = 0.003$. Continuando con la imagen y para obtener la resistencia a flexión, es necesario conocer la fuerza resultante total a compresión en el hormigón y a tracción sobre el acero, C y T respectivamente, y la localización vertical de estas. Para el caso de la fuerza a compresión, se necesita la distancia entre la ubicación de C y la fibra más extrema a compresión, es decir, βc .

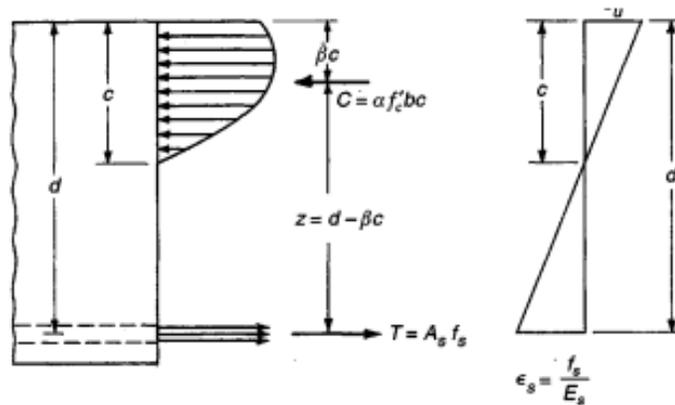


Figura 2.6: Distribución de esfuerzos cercanos a la carga última de una viga [8].

En el caso de una viga rectangular, el área transversal que se encuentra en compresión es bc , en donde b es el ancho de la viga y c es la distancia desde la fibra más extrema a compresión hasta el eje neutro. La fuerza total de compresión (C) se puede expresar como:

$$C = f_{av}bc \quad (2.7)$$

En donde f_{av} es el esfuerzo promedio a compresión sobre el área bc . Este esfuerzo se obtiene de una relación entre un parámetro $alpha$ y la resistencia a compresión (f'_c), obtenida del ensayo a compresión realizado sobre una probeta cilíndrica de hormigón, es decir:

$$\alpha = \frac{f_{av}}{f'_c} \quad (2.8)$$

Reordenando la ecuación (2.8), y reemplazando el valor de f_{av} en la ecuación (2.7), se obtiene la siguiente relación:

$$C = \alpha f'_c bc \quad (2.9)$$

La ubicación de la fuerza a compresión se puede obtener multiplicando la distancia c por un parámetro $beta$. Entonces para una viga de hormigón del cual se conozca su resistencia a la compresión, sólo bastaría con conocer los parámetros $alpha$ y $beta$ para poder obtener la magnitud y punto de aplicación de la fuerza compresión que actúa sobre el hormigón.

Para conocer los valores de $alpha$ y $beta$ se han realizado una gran cantidad de mediciones directas e indirectas sobre ensayos de vigas de hormigón armado. De los resultados de estos ensayos se han obtenido algunas relaciones con respecto a f'_c . En la Figura 2.7 se muestra como varían los parámetros α y β , según la resistencia a la compresión del hormigón. En la figura se puede apreciar que mayor f'_c los valores de α y β disminuyen.

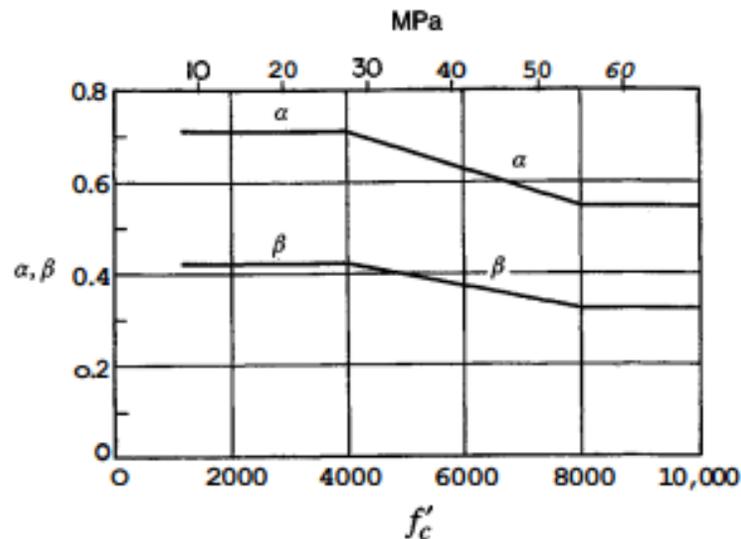


Figura 2.7: Variación de α y β con respecto a la resistencia a compresión del concreto [8].

La fuerza a tracción (T) que es generada por la carga de flexión que actúa sobre la viga, se asume que es soportada por el acero, por ende esta se puede obtener de la multiplicación entre el área total de acero utilizado con el esfuerzo de fluencia de este, es decir:

$$T = A_s f_s$$

Con la información anterior y utilizando leyes de equilibrio más los supuestos mencionados en la sección 2.1.4 es posible obtener la resistencia a la flexión de la viga. Si igualamos la fuerza de compresión (C) que actúa sobre el hormigón con la fuerza de tracción (T) que actúa sobre el acero, obtenemos la siguiente ecuación:

$$\alpha f'_c b c = A_s f_s \quad (2.10)$$

Ahora, si consideramos la falla a tensión por fluencia del acero ($f_s = f_y$); y reemplazando este valor en la ecuación (2.10), podemos obtener la distancia c hasta el eje neutro cuando ocurre la falla.

$$c = \frac{A_s f_y}{\alpha f'_c b} \quad (2.11)$$

Además, el par de fuerzas C y T genera un momento flector, el cual puede ser escrito como:

$$M = T z = A_s f_s (d - \beta c) \quad (2.12)$$

O

$$M = C z = \alpha f'_c b c (d - \beta c) \quad (2.13)$$

En cuanto a la resistencia a la flexión, M_n , el momento último se puede calcular a través de las ecuaciones (2.12) o (2.13). Tomando la primera ecuación, reemplazando el valor de c determinado en la ecuación (2.11), utilizando el criterio $f_s = f_y$ y reescribiendo el término A_s de la siguiente manera:

$$A_s = \rho b d$$

donde:

ρ : Cuantía de acero;

d : Distancia desde el extremo superior de la viga hasta la ubicación de las barras de acero.

Reemplazando todo lo anterior en la ecuación (2.12), obtenemos la siguiente relación:

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - \frac{\beta f_y \rho}{\alpha f'_c}\right)$$

Ahora si utilizamos los valores obtenidos experimentalmente para α y β , mostrados en la Figura 2.7, y los reemplazamos en la ecuación anterior, esta queda de la siguiente manera:

$$M_n = \rho f_y b d^2 \left(1 - 0,59 \frac{\rho f_y}{f'_c}\right) \quad (2.14)$$

Por otro lado, para la falla a compresión el criterio utilizado es que la deformación unitaria por compresión sobre el hormigón alcance el valor $\epsilon_u = 0.003$. Como para este caso el acero aún no alcanza su esfuerzo de fluencia, este se obtiene utilizando la ley de Hooke:

$$f_s = \epsilon_s E_s \quad (2.15)$$

Basándonos en la distribución de tensiones mostrada en la Figura 2.6, la deformación unitaria del acero, ϵ_s , se puede expresar en términos del parámetro c , utilizando triángulos semejantes en la distribución de tensiones y deformaciones obtenidas. Entonces la ecuación anterior nos queda:

$$f_s = \epsilon_u E_s \frac{d - c}{c} \quad (2.16)$$

Y utilizando la ecuación (2.10), tenemos:

$$\alpha f'_c b c = A_s \epsilon_u E_s \frac{d - c}{c} \quad (2.17)$$

La ecuación cuadrática anterior se puede resolver para c , que es la única incógnita para la viga. Teniendo los valores de c y f_s , y con la ecuación (2.12) o (2.13), es posible obtener el valor del momento último para cualquier viga, en la cual la falla ocurra por aplastamiento del concreto. Como esta falla ocurre de forma explosiva y sin aviso, es recomendable mantener una cuantía de acero ($\rho = A_s/bd$) por debajo de un valor límite determinado. Este valor se conoce como la cuantía de balance de acero (ρ_b) y permite que la viga falle por aplastamiento del concreto al mismo tiempo que se produce la fluencia del acero. De acuerdo con lo anterior, al sustituir $f_s = f_y$ en la ecuación (2.16), y además, la deformación unitaria de fluencia ϵ_y por f_y/E_s , se obtiene el valor de c para el cual ocurre el aplastamiento del concreto simultáneamente con el inicio de la fluencia del acero.

$$c = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d \quad (2.18)$$

Reemplazando este valor de c en la ecuación (2.10), y con $A_s \cdot f_s = \rho b d \cdot f_y$, se obtiene una ecuación para la cuantía balanceada.

$$\rho_b = \frac{\alpha f'_c}{f_y} \cdot \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \quad (2.19)$$

Para un elemento bien diseñado, la cuantía real utilizada se mantiene muy por debajo de la cuantía balanceada.

2.1.6.1. Diseño a flexión asumiendo distribución rectangular sobre vigas sub-reforzadas

En la sección anterior se mostró el diseño a flexión de vigas de hormigón armado para cualquier viga y de donde se obtiene la ecuación para calcular la resistencia a flexión nominal (M_n). Este diseño quedaba condicionado por dos factores, los cuales eran: α y β . En esta sección se muestra el diseño de vigas rectangulares, y además, se utiliza una distribución ficticia, la cual es rectangular, para reemplazar la compleja distribución real de los esfuerzos y deformaciones de una viga.

En esta nueva distribución de esfuerzos se debe garantizar que la fuerza total de compresión (C) se la misma a la anterior y que esta se ubique correspondiente al punto en donde actúa en la distribución real del elemento cuando este se encuentre a punto de fallar.

En la Figura 2.8 se muestra la distribución real de esfuerzos de una viga rectangular para su carga última y la distribución rectangular ficticia equivalente.

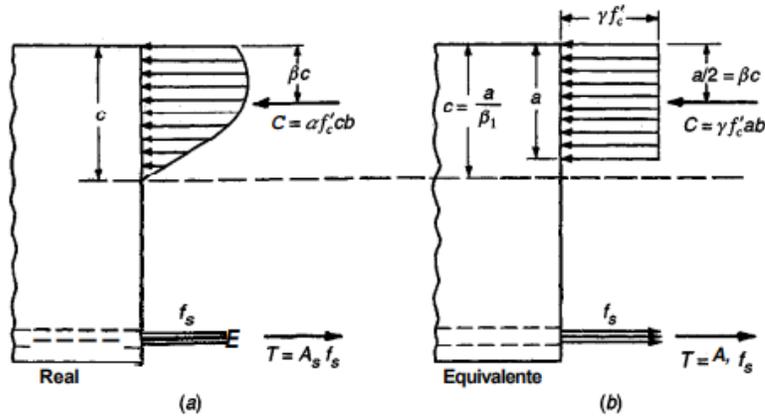


Figura 2.8: Distribución real y rectangular equivalente de esfuerzos para una viga posterior a su falla [8].

El nuevo esfuerzo a compresión se puede expresar en términos de $\gamma f'_c ab$, y la distancia hacia el eje neutro con respecto a la fibra a compresión más extrema se puede escribir como $a = \beta_1 c$. Estos nuevos términos se pueden calcular a partir de los parámetros obtenidos de la distribución real los cuales son: la fuerza total a compresión (C) y la ubicación en donde esta se aplica. Entonces, primero se requiere que la fuerza de compresión ficticia sea igual a la real, lo anterior quiere decir que:

$$C = \alpha f'_c c b = \gamma f'_c a b \quad (2.20)$$

Entonces:

$$\alpha \cdot c = \gamma \cdot a \quad (2.21)$$

Y como mencionamos anteriormente:

$$a = \beta_1 c \quad (2.22)$$

Reemplazando la ecuación (2.22) en (2.21) y simplificando, obtenemos que :

$$\gamma = \alpha/\beta_1 \quad (2.23)$$

Para cumplir con la segunda condición es necesario que la nueva fuerza C perteneciente a el bloque rectangular equivalente esté localizada a la misma distancia βc desde la fibra superior a la cual se encuentra ubicada la fuerza C real. Para lo anterior se asume que $\beta_1 = 2\beta$.

En la Figura 2.9 se muestran los parámetros β_1 y γ para el bloque rectangular ficticio de esfuerzos. Además, se puede apreciar que el factor de intensidad del esfuerzo (γ) es casi independiente de f'_c y se puede tomar siempre igual a 0.85. De lo anterior se obtiene que la fuerza de compresión se toma $C = 0.85f'_c ab$, independiente del valor de f'_c .

	f'_c lb/pulg ²				
	≤ 4000	5000	6000	7000	≥ 8000
α	0.72	0.68	0.64	0.60	0.56
β	0.425	0.400	0.375	0.350	0.325
$\beta_1 = 2\beta$	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65
$\gamma = \alpha/\beta_1$	0.85	0.85	0.85	0.86	0.86

Figura 2.9: Parámetros para la distribución rectangular de esfuerzos sobre vigas de hormigón armado según ACI, artículo 10.2.7.3 [8].

Continuando con la imagen anterior, se puede observar que para hormigones comunes con $f'_c \leq 4000$ lb/pulg², lo que equivale a un hormigón con resistencia a la compresión de aproximadamente de 28 [Mpa], la altura del bloque rectangular de esfuerzos es $a = 0.85c$, donde c es la distancia hasta el eje neutro. Para resistencias mayores a la mencionada anteriormente, β_1 se debe reducir a una tasa de 0.05 por cada 7 [Mpa] de resistencia por encima de los 28 [Mpa], pero este no debe ser menor en ningún caso que 0.65.

De esta manera, los elementos de hormigón armado diseñados a flexión utilizando el Código ACI, y el criterio de falla a tensión producida por la fluencia de las barras de acero ($f_s = f_y$), se basa en una distribución de deformaciones y esfuerzos como se muestra en la Figura 2.10 la cual corresponde a una viga rectangular.

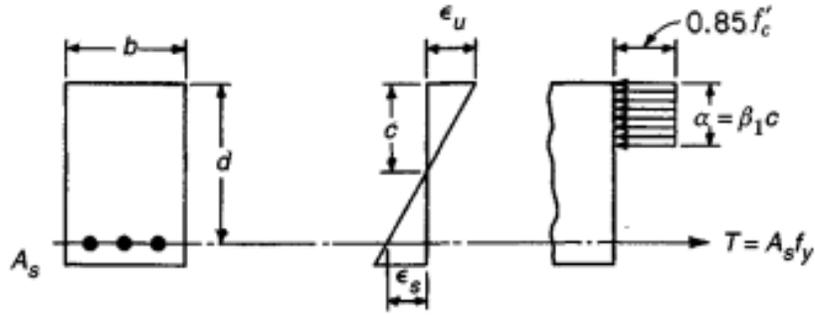


Figura 2.10: Distribución de esfuerzos y deformaciones para una viga rectangular simplemente reforzada [8].

Entonces la resistencia nominal a la flexión queda determinada por las siguientes ecuaciones:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.24)$$

donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (2.25)$$

De acuerdo con las disposiciones de seguridad del Código ACI, la resistencia nominal a la flexión M_n , se debe multiplicar por un coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 0.9$ para la flexión y así obtener la resistencia de diseño definitiva. Resultando la ecuación final para el diseño a flexión de la siguiente forma:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.26)$$

2.1.7. Análisis y diseño de elementos sometidos a cargas axiales y de flexión combinadas

En las secciones anteriores se habló de elementos de hormigón armado sometidos a esfuerzos axiales y de flexión, los elementos que se encuentra generalmente más expuestos a estos tipos de carga son las columnas y vigas respectivamente.

En el caso de un túnel, las cargas axiales y de flexión son las que presentan mayor magnitud y se encuentran en casi toda la sección de este, por lo tanto es necesario realizar un diseño el cual verifique la resistencia de la sección de túnel tanto para las cargas axiales y de flexión. Por consiguiente en el diseño de un túnel no es factible utilizar el diseño a flexión de vigas, sino más bien, es necesario diseñar el túnel como una columna corta. También existe el diseño para columnas esbeltas, pero como la sección del túnel limita con suelo en su cara más externa, este actúa como un arriostramiento imposibilitando el pandeo de la sección hacia el exterior, y dada la geometría del túnel, tampoco es poco probable que este se pandee hacia

el interior. Una columna corta es aquélla en que la carga última para una excentricidad dada está solamente gobernada por la resistencia de los materiales y las dimensiones de la sección transversal. Una columna esbelta es aquélla en que la carga última también está influida por la esbeltez, lo que produce flexión adicional debido a los momentos de segundo orden.

Las columnas son elementos que sostienen principalmente cargas a compresión, pero también soportan momentos flectores en uno o en los dos ejes de la sección transversal. Esta flexión también puede producir fuerzas de tensión sobre la sección transversal, por lo que no basta con solo considerar los esfuerzos de compresión sobre la columna, que son los que generalmente dominan su comportamiento. En esta sección se utilizará el término columna en forma intercambiable con el término elemento a compresión, por simplicidad.

Como se mencionó al inicio de esta sección, las columnas pueden dividirse en dos categorías: las columnas cortas, en donde la resistencia se obtiene de la resistencia de los materiales que la conforman y por la geometría de la sección transversal, y las columnas esbeltas en las cuales la resistencia puede reducirse en forma significativa por las deformaciones de segundo orden.

Continuando con el análisis, en la sección 2.1.5 se habló del comportamiento de elementos a compresión y cargados axialmente. En ella se mostró que, para cargas bajas en donde los dos materiales se mantienen en su intervalo elástico de respuesta, el acero toma una porción de la carga total. Esta porción de carga sobre el acero se puede determinar a través de la ecuación (2.4), que dice que el esfuerzo en el acero f_s es igual a n veces el esfuerzo del hormigón.

Además, se dijo que la resistencia última nominal de una columna cargada axialmente puede encontrarse a través de la respuesta no lineal de los dos materiales, mediante la ecuación (2.6), en donde se suman las contribuciones a la resistencia de los dos componentes de la columna. En este estado de cargas, el acero sostiene una fracción significativamente mayor de la carga que para el caso en que la carga total era menor, y los materiales seguían en su rango elástico.

Con respecto al Código ACI 10.3.5, la *resistencia de diseño útil* de una columna cargada axialmente se debe determinar con la ecuación (2.6) más la introducción de coeficientes de reducción de resistencia. Los coeficientes del ACI castigan más a las columnas que a las vigas, esto debido a la mayor importancia de las columnas para una estructura, ya que su falla podría producir el colapso completo de la estructura. Para una columna reforzada en espiral se utiliza un coeficiente ϕ de 0.75 y para aquéllas con flejes, $\phi = 0.70$, en comparación con el valor de $\phi = 0.90$ para vigas. En el diseño de túneles el valor de ϕ varía de 0.7 a 0.9, dependiendo de la deformación existente en las barras de acero del elemento estructural.

El Código ACI 10.3.5 establece una limitación adicional en la resistencia de columnas con el fin de compensar excentricidades accidentales de cargas no tratadas en el análisis. Para esto se establece un límite en la capacidad, el cual es menor que la resistencia calculada en el diseño. Este límite se toma igual a 0.85 veces la resistencia de diseño para columnas reforzadas en espiral y 0.80 veces la resistencia calculada para columnas con estribos. Entonces, la resistencia nominal de diseño para cargas axiales queda determinada por la siguiente ecuación:

$$\phi P_n = \phi[0.85f'_c A_c + f_y A_s] \quad (2.27)$$

Siguiendo con el diseño, ya se mencionó que las columnas sostienen principalmente cargas a compresión pero casi siempre está presente una flexión simultánea. Aún cuando los cálculos de diseño demuestran que un elemento está cargado axialmente, las imperfecciones inevitables de la construcción pueden causar excentricidades y en consecuencia esfuerzos de flexión sobre el elemento construido. Es por lo anterior, que los elementos que se deben diseñar a compresión y flexión simultáneas son bastante frecuentes.

Cuando se combina las carga de compresión axial (P) con un momento flector (M) sobre un elemento, como en la Figura 2.11 (a), se recomienda generalmente reemplazar la carga axial y el momento flector por una carga equivalente de igual magnitud P aplicada con una excentricidad $e = M/P$, como en la Figura 2.11 (b). Ambas situaciones de cargas mostradas son estáticamente equivalentes. Las columnas con excentricidades pequeñas generalmente se caracterizan por una compresión a lo largo de la sección y, si se sobrecargan, fallan por aplastamiento del hormigón. Las columnas con excentricidades grandes se ven sometidas a cargas de tensión y, cuando se sobrecargan, pueden fallar por fluencia del acero que se encuentra en tensión.

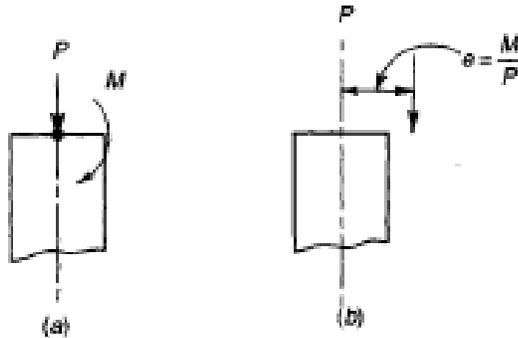


Figura 2.11: Excentricidad equivalente para la carga de una columna [11].

La figura 2.12 (a) muestra un elemento cargado con una fuerza de compresión P_n y con una excentricidad e medida desde su línea central. La distribución de deformaciones unitarias para cualquier sección transversal de la columna y para un estado de falla inminente, se ilustra en la figura 2.12 (b). Suponiendo que las secciones planas permanecen planas, las deformaciones unitarias en el hormigón varían linealmente con la distancia desde el eje neutro, que se ubica a una distancia c desde el lado más cargado del elemento. Con compatibilidad total en las deformaciones, es decir, las deformaciones sobre el acero en cualquier parte de la sección son las mismas que las del hormigón adyacente.

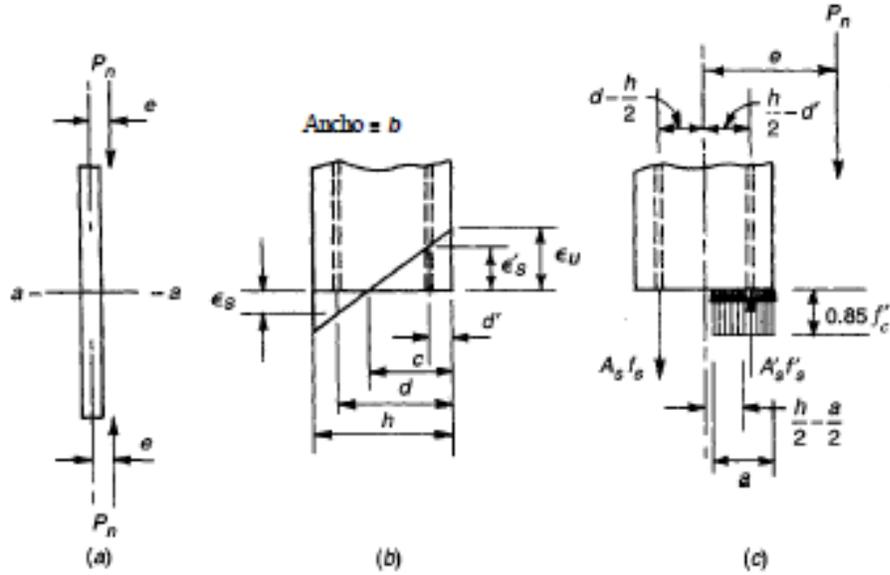


Figura 2.12: Columna sometida a compresión excéntrica: (a) columna cargada; (b) distribución de deformaciones en la sección a-a; (c) esfuerzos y fuerzas para la resistencia última nominal [11].

Los esfuerzos y fuerzas correspondientes son los mostrados en la figura 2.12 (c). En el mismo caso que para flexión simple, la distribución real de esfuerzos a compresión en el hormigón se reemplaza por una distribución rectangular equivalente con un espesor $a = \beta_1 c$. Gran cantidad de ensayos sobre columnas demuestran que las resistencias últimas calculadas usando lo anterior coincide satisfactoriamente con los resultados de ensayos experimentales.

Planteando el equilibrio de fuerzas axiales internas y externas presentadas en la figura 2.12 (c), exige lo siguiente [11] [10]:

$$P_n = 0.85f'_c ab + A'_s f'_s - A_s f_s$$

Como se emplean varias capas de armadura de refuerzo (ver figura 2.13), a distintas profundidades del elemento (d), la ecuación anterior se puede escribir de la siguiente forma:

$$P_n = 0.85f'_c ab + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \quad (2.28)$$

donde:

A_s : Área de acero [mm^2];

a: Ancho bloque a compresión, el cual se reemplaza por $\beta_1 c$ [mm];

b: Ancho columna [mm].

El momento de los esfuerzos y fuerzas internas con respecto a la línea central de la sección debe ser igual y opuesto al momento de la fuerza externa P_n , de tal manera que:

$$M_n = P_n \cdot e = 0.85f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (2.29)$$

donde:

A_{si} : Área de acero [mm^2];

a: Ancho bloque a compresión, el cual se reemplaza por $\beta_1 c$ [mm];

b: Ancho columna [mm];

h: Altura sección [mm];

f_s : Esfuerzo sobre el acero [MPa].

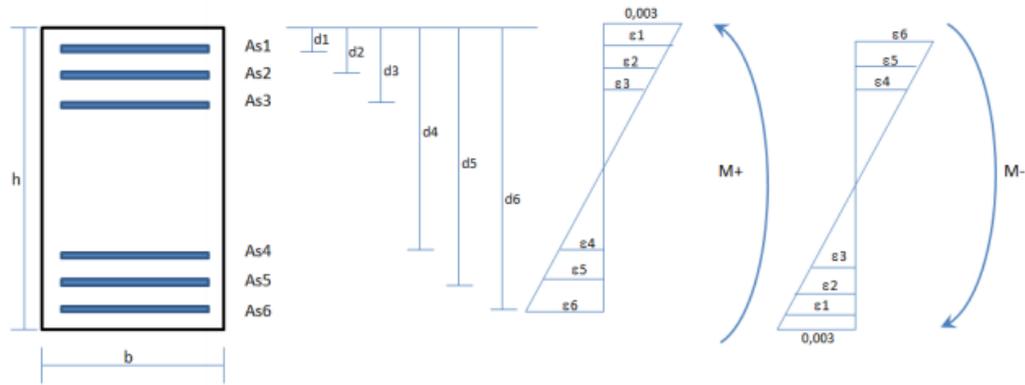


Figura 2.13: Ejemplo de esquema y nomenclatura para diseño a la flexo-compresión [12].

Éstas son las dos ecuaciones básicas de equilibrio para elementos rectangulares sometidos a compresión excéntrica.

Para una excentricidad determinada a partir del análisis de la columna (es decir, $e = M_u/P_u$), es posible resolver las ecuaciones (2.27) y (2.28) para la carga P_n y para el momento M, que producirán la falla, con los siguientes pasos: en ambas ecuaciones, f'_s y f_s se pueden dejar expresados en términos de una sola incógnita c, que es la distancia hasta el eje neutro. Esto se hace con base en la geometría del diagrama de deformaciones, tomando $\epsilon_u = 0.003$ como es usual para el hormigón y utilizando la curva esfuerzo deformación del acero. De esta manera ambas ecuaciones contienen únicamente dos incógnitas, P_n y c, las cuales se pueden resolver simultáneamente. A pesar de lo anterior, resolver las ecuaciones en forma algebraica resultaría demasiado complicado, por la necesidad de incorporar el límite de f_y tanto para f'_s como en f_s .

Una mejor forma, basado en el diseño práctico, consiste en construir un diagrama de interacción de resistencia que defina la carga y el momento de falla para determinada columna en el intervalo completo de excentricidades desde cero hasta el infinito. Para cualquier excentricidad, existe únicamente un solo par de valores P_n y M, que producirán un estado inminente de falla. Este par de valores puede dibujarse como un punto en un gráfico que relacione P_n

y M , como se muestra en la figura 2.14. Cada cálculo correspondiente a una excentricidad diferente, generará una curva que tiene la forma típica que aparece en la figura 2.14. En el diagrama, cualquier línea radial representa una excentricidad particular $e = M/P$. Para esta excentricidad, al aumentar gradualmente la carga se definirá una trayectoria de carga como se ilustra, y cuando esta trayectoria de carga alcance la curva límite se presentará la falla del elemento. Además, se puede observar que el eje vertical corresponde a $e = 0$ y P_0 corresponde a la capacidad de la columna para carga concéntrica que se puede determinar con la ecuación (2.6). El eje horizontal corresponde a un valor infinito de e , es decir, flexión pura con una capacidad a momento de M_0

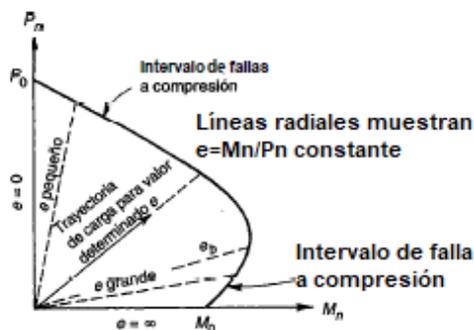


Figura 2.14: Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial combinadas. [11].

Una vez obtenido el diagrama de interacción para el respectivo elemento que se quiera diseñar, se necesitan los esfuerzos internos, tanto de compresión, corte y axial, y se debe verificar que todos estos se encuentren dentro del límite establecido en el diagrama. Si se cumple con lo anterior, quiere decir que la estructura es capaz de soportar todas las cargas a las cuales se esta siendo sometida.

2.1.8. Elementos sometidos a cargas de corte

En la sección anterior se mostró todo lo relacionado con el diseño a flexión, compresión y elementos sometidos a ambas cargas, y como calcular su resistencia nominal. Por otro lado, además de la falla producida por los esfuerzos de flexión existen otros tipos de fallas, las cuales pueden ser aún más peligrosas que la falla a compresión producida por los momentos de flexión que actúan sobre el elemento estructural.

Ejemplo de lo mencionado anteriormente es la falla producida por los esfuerzos de corte que actúan sobre el hormigón armado, y más conocida como falla a tensión diagonal. Al igual que la falla a compresión producida por la flexión, la falla a corte es difícil de predecir y es de naturaleza súbita, sin aviso de peligro. Es por esto que se utilizan barras de acero de refuerzo para los esfuerzos de corte en las vigas de hormigón armado para garantizar que se produzca una falla a flexión por fluencia del acero antes que se genere la falla por corte.

Por otro lado, es importante mencionar que el análisis y diseño a corte no se basa directamente en el corte como tal, sino que este se basa principalmente en el *esfuerzo de tensión*

diagonal, que se genera de la combinación entre los esfuerzos de corte y los esfuerzos de flexión longitudinal.

2.1.8.1. Disposiciones del Código ACI para el diseño a corte

De acuerdo con el Código ACI 11.1.1 [13], el diseño a corte de vigas se debe basar en la siguiente relación

$$V_u \leq \phi V_n$$

donde:

V_u : Fuerza de corte total aplicada en una determinada sección de la viga y producida por las cargas mayoradas;

V_n : Resistencia al corte nominal y se puede calcular sumando las contribuciones del concreto y del acero, si este último es utilizado.

Si separamos las contribuciones del hormigón y del acero para la resistencia al corte nominal, tenemos que la ecuación anterior queda escrita de la siguiente forma:

$$V_u \leq \phi V_c + \frac{\phi A_v f_y d}{s} \quad (2.30)$$

donde:

A_v : Cantidad de acero para los estribos utilizado [mm^2];

d : Distancia desde el borde superior de la sección hasta la ubicación de las barras de acero [mm];

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero [MPa];

s : Espaciamiento de los estribos [mm].

Para el corte, el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ , se debe tomar igual a 0.85.

Ahora, si se quiere tener un diseño más conservador, se puede asumir que la contribución a la resistencia al corte del hormigón V_c , es cero, entonces la ecuación (2.33) se puede reescribir de la siguiente forma.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u}{\phi f_y d} \quad (2.31)$$

De la fórmula anterior se puede obtener la cantidad de acero en [mm^2] por [m] necesario para resistir los esfuerzos de corte sobre el elemento estructural.

Si igualamos la resistencia de diseño ϕV_n con la resistencia requerida V_u , de la ecuación (2.30), podemos calcular el espaciamiento requerido de forma independiente para el refuerzo en el alma para estribos verticales.

$$s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} \quad (2.32)$$

Finalmente, de acuerdo al Código ACI, en ningún caso el valor de V_s debe superar los $8\sqrt{f'_c}bd$, ecuación en [Lbf], independiente de la cantidad de acero utilizado en el alma.

2.1.8.2. Contribución del hormigón a la resistencia al corte

Antes de continuar, es muy importante señalar que en el diseño y construcción de túneles no es usual utilizar armadura de corte; por lo tanto el hormigón es el encargado de resistir todos los esfuerzos de corte a los cuales el revestimiento puede verse sometido sin la contribución del acero.

Continuando con el capítulo, el refuerzo de acero más común que es utilizado para garantizar la resistencia al corte solicitante en el alma de las vigas son los estribos verticales. En la figura 2.15 se muestran las fuerzas que actúan en el tramo entre el apoyo y la formación de la grieta, para una viga reforzada con estribos verticales. Entonces, de la figura tenemos que el equilibrio en el eje y queda expresado en los siguientes términos:

$$V_{ext} = V_{cz} + V_d + v_{iy} + V_s \quad (2.33)$$

donde:

- V_s : es la fuerza vertical sobre los estribos y se calcula como $V_s = nA_v f_v$, con n igual al número de estribos que atraviesan la grieta;
- A_v : el área de la sección transversal del estribo;
- f_v : es el esfuerzo de tensión sobre el estribo.

Además, s corresponde al espaciamiento entre estribos y p es la proyección horizontal de la grieta, entonces $n = p/s$.

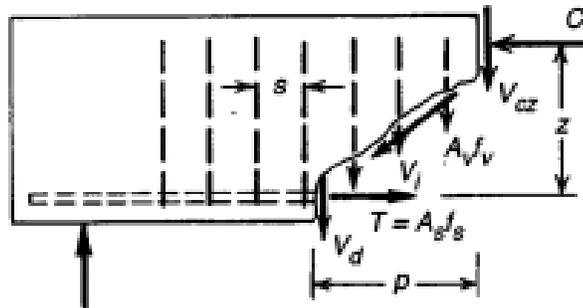


Figura 2.15: Fuerzas que actúan en una grieta diagonal de una viga reforzada con estribos verticales [9].

Ahora, en la Figura 2.16 se muestra esquemáticamente la variación de los cuatro términos que conforman la fuerza de corte interna cuando aumenta el corte externo V_{ext} . En la figura

se puede apreciar que una vez que las grietas inclinadas comienzan a formarse, el valor de la fuerza V_s que resisten los estribos aumenta linealmente, mientras que el aporte de los otros tres términos (V_{cz} , V_d y V_{iy}) permanecen casi constante. Cuando se alcanza la fluencia de los estribos, la contribución de V_s permanece constante en el valor $nA_v f_y$. Pero, los valores de V_{iy} y V_d disminuyen rápidamente debido al ensanchamiento de las grietas. Lo anterior sobrecarga el hormigón, que aún no se encuentra fisurado, e induce a la falla.

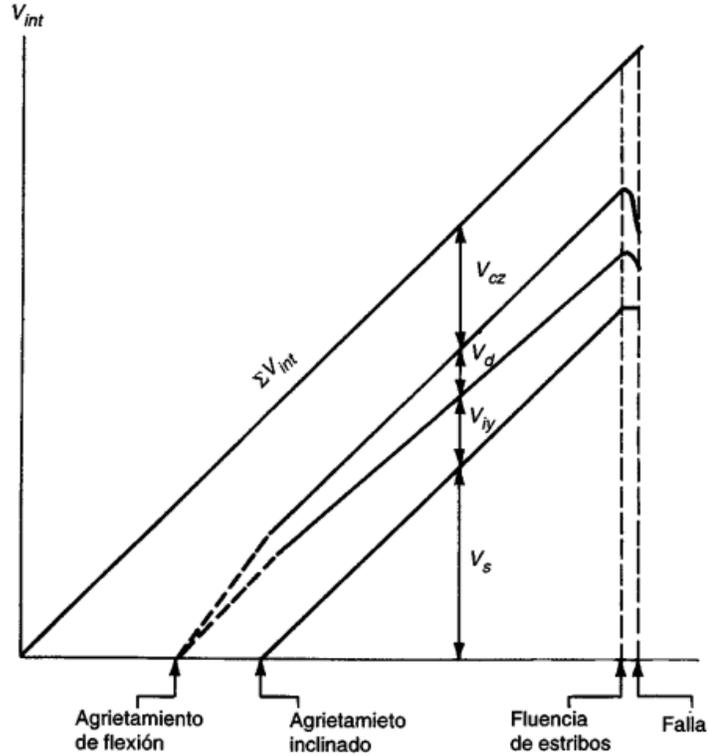


Figura 2.16: Redistribución de las fuerzas internas de corte en una viga reforzada con estribos [9].

Aunque es posible obtener el valor de V_s en la fluencia, el valor de los otros tres términos son desconocidos. Pero, basado en evidencia experimental, se puede suponer que justo antes de la falla la suma de los tres componentes del corte son equivalentes al corte de agrietamiento V_{cr} . Generalmente y a modo de simplificación, se asume que la suma de los tres factores es igual a la contribución del hormigón a la resistencia total al corte, y se denota como V_c . Entonces $V_c = V_{cr}$, además:

$$V_c = V_{cz} + V_d + V_{iy}$$

Sin considerar el aporte de los esfuerzos axiales a la resistencia al corte, la contribución del hormigón se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.34)$$

donde:

λ : Factor de modificación para hormigones livianos, igual a 0.85 para hormigones livianos de arena de peso normal y 0.75 para los otros hormigones de peso liviano. Para hormigones de peso normal se toma 1.0;

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del hormigón [Mpa];

b_w : Ancho del elemento [mm];

d : Altura útil [mm].

Cabe recordar que para el diseño se debe cumplir que $\phi V_c \geq V_u$, y el factor de reducción de resistencia para el corte (ϕ) es 0.85 para el caso estático y 0.60 para el caso sísmico.

Además, como se mencionó anteriormente la ecuación (2.34) entrega la contribución del hormigón a la resistencia del corte nominal pero sin considerar la contribución de los esfuerzos axiales. Si se quiere reducir y optimizar los recubrimientos, se puede tomar en consideración los aportes que generan los esfuerzos axiales a la resistencia al corte. Entonces, a partir de las fórmulas entregadas por ACI en los capítulos 11.2.1.2 y 11.2.2.3 ([13]) tenemos el efecto dado por la compresión y tracción axial respectivamente.

Para compresión axial:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.35)$$

Para tracción axial:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{0,29 \cdot N_u}{A_g}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.36)$$

donde:

N_u : Carga axial mayorada, actuando simultáneamente con V_c , positiva para compresión y negativa para la tracción [N];

A_g : Área bruta del hormigón [mm^2];

Para la obtención de las curvas pertenecientes al diagrama de interacción entre la fuerzas de corte vs axial para el revestimiento, se utiliza la compresión máxima que admite un elemento de hormigón ($\phi N_n = N_u$), cuyo valor está dado por la ecuación entregada por ACI Cap 10.3.6.2 [10].

$$\phi P_n = \phi \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (2.37)$$

donde:

A_{st} : Área del refuerzo de acero longitudinal total [mm^2];

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero utilizado [MPa];

ϕ : 0.65 de acuerdo a ACI Cap. 9.3.2.2 [14].

Es importante recordar, que para el diseño de túneles, los espesores de los elementos de hormigón, que en este caso son el sostenimiento y recubrimiento, quedan condicionados por

los esfuerzos de corte. Se considera como criterio básico que estos esfuerzos serán tomados sólo por el hormigón. Particularmente, en zonas puntuales sometidos a cargas de corte muy altas, se podrá considerar el uso de estribos.

2.2. Diseño para hormigón reforzado con fibras según la FIB.

La metodología de diseño para el hormigón reforzado con fibras que será utilizada para el desarrollo de esta memoria se basa en la metodología perteneciente a la *Fédération internationale du béton (FIB)*, por sus siglas en francés). Más específicamente, del *fib Model Code for Concrete Structures del año 2010*. Esta metodología se puede utilizar para cualquier tipo de fibra que sea utilizada como refuerzo del hormigón.

Existen al menos otros dos manuales de diseño para hormigón reforzado con fibras, los cuales son el Eurocode 2 y el Rilem TC 162. La razón por la cual se escogió el Model Code 2010 como guía de diseño, se debe principalmente al tipo de ensayo que este define para obtener los parámetros de resistencia a la tracción producida por flexión, ya que este es bastante confiable y es mencionado en varios artículos que guardan relación con este tema. Además, el Model Code 2010 es bastante popular y reconocido por grandes empresas, como es el caso de Bekaert, la cual es una empresa multinacional que se dedica a la investigación, producción y venta de fibras de acero, además de otras aplicaciones pertenecientes a la ingeniería civil.

La *FIB* es una organización sin fines de lucro creada el año 1998 mediante la fusión del Comité Euro-Internacional de Concreto (CEB) y la Federación Internacional de Pretensado (FIP). Está formada por 41 organizaciones presentes en 104 países. Su misión es desarrollar a nivel internacional el estudio de asuntos científicos y prácticos permitiendo un mejor desempeño económico, estético y ambiental en la construcción de elementos de concreto.

Los conocimientos desarrollados y compartidos por la *FIB* son resultado del trabajo voluntario proporcionado por los miembros de esta organización.

2.2.1. Hormigón reforzado con fibras

El hormigón reforzado con fibras (FRC) es un material compuesto caracterizado por una matriz de cemento y fibras discretas (discontinuas). La matriz es de hormigón o de mortero y las fibras pueden ser de acero, polímeros, carbón, vidrio o materiales naturales.

Las propiedades del FRC dependen de los materiales que lo forman y de su dosificación. Otros factores que también influyen son: la geometría de las fibras utilizadas, la fracción de volumen o dosificación y las propiedades mecánicas de las mismas fibras, también afecta la unión entre fibra y matriz y por último las propiedades mecánicas de la matriz de hormigón.

Por otro lado, los diferentes métodos de colocación y vibrado del hormigón, la geometría de los moldes y la fluidez que presenta la mezcla de FRC, pueden dar lugar a una incorrecta distribución de las fibras dentro del elemento, lo que generaría una distribución anisotrópica⁴ de las fibras. Esto se debe tener en cuenta ya que la orientación de las fibras influye de manera importante en las propiedades del FRC una vez producido el agrietamiento.

A diferencia de las barras de refuerzo o las mallas soldadas, la mayoría de las fibras se deslizan sin fallar en tensión. Estas comienzan a funcionar apenas se empiezan a formar microgrietas producidas por la tracción en el hormigón. La principal ventaja de añadir fibras al hormigón o mortero es que se crea una resistencia a la tracción residual posterior a la fisuración junto con una gran tensión de tracción. Así, el FRC se caracteriza por tener una gran ductilidad y tenacidad.

Las fibras con un módulo de Young el cual se ve significativamente afectado por el tiempo y/o los fenómenos termohigrométricos⁵, no están cubiertos en esta sección.

Las mezclas de diferentes tipos y/o tamaños de fibras pueden también ser usadas (llamado hormigón reforzado con fibras híbrido o HFRC, por sus siglas en inglés) dentro de esta metodología.

El diseño estructural de elementos construidos con FRC se basa principalmente en la resistencia residual posterior a la fisuración que le proporciona el uso de refuerzo de fibra. Además, para el uso estructural, se debe garantizar un rendimiento mecánico mínimo de los elementos de FRC (sección 2.2.1.3).

Se pueden utilizar fibras para mejorar el comportamiento en el estado límite de servicio (*Serviceability limit state*) de los elementos, debido a que pueden reducir el largo y ancho de las grietas, mejorando así la durabilidad de las estructuras. También pueden ser utilizadas para mejorar el comportamiento en el estado límite último (*Ultimate limit state*), ya que es posible sustituir parcial o totalmente el refuerzo de acero convencional.

Las propiedades mecánicas de la matriz de hormigón se ven modificadas una vez que se le añaden fibras. Pero, las propiedades elásticas y la resistencia a la compresión son parámetros que no se ven afectados significativamente por la presencia de fibras, a menos que se utilice un gran porcentaje de fibras en la mezcla. Dependiendo de su composición, los elementos de FRC pueden mostrar un comportamiento *endurecido* o *blando* si se encuentran sometidos a tensión uniaxial.

En el caso de un comportamiento blando las deformaciones se van localizando en una grieta. Para el caso contrario, se van formando múltiples grietas en el elemento antes de llegar al valor peak y posterior falla, como se muestra en la Figura 2.17.

⁴ Un material es anisotrópico si sus propiedades mecánicas son diferentes en diferentes direcciones.

⁵ Se entiende por fenómenos termohigrométricos a los fenómenos de temperatura, humedad y ventilación

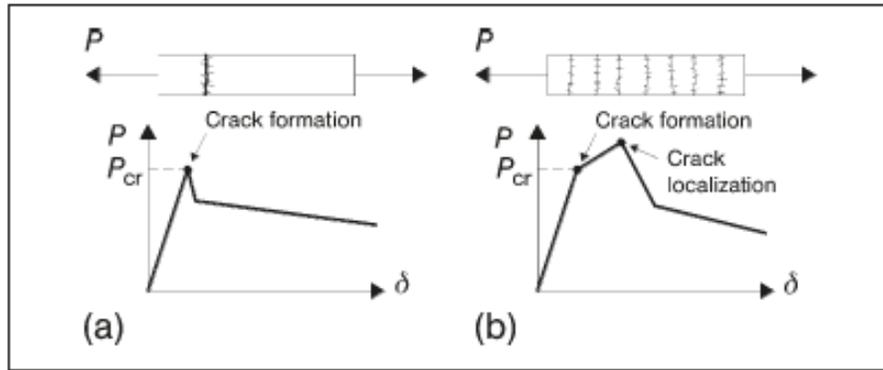


Figura 2.17: Comportamiento blando (a) y endurecido (b) en tensión axial [15].

En la Figura 2.18 se puede apreciar las diferencias entre un comportamiento blando y uno endurecido. Un comportamiento blando en tensión se puede transformar a un comportamiento endurecido en flexión o seguir en un comportamiento blando. En cambio en el caso contrario, siempre se da lugar a un comportamiento endurecido.

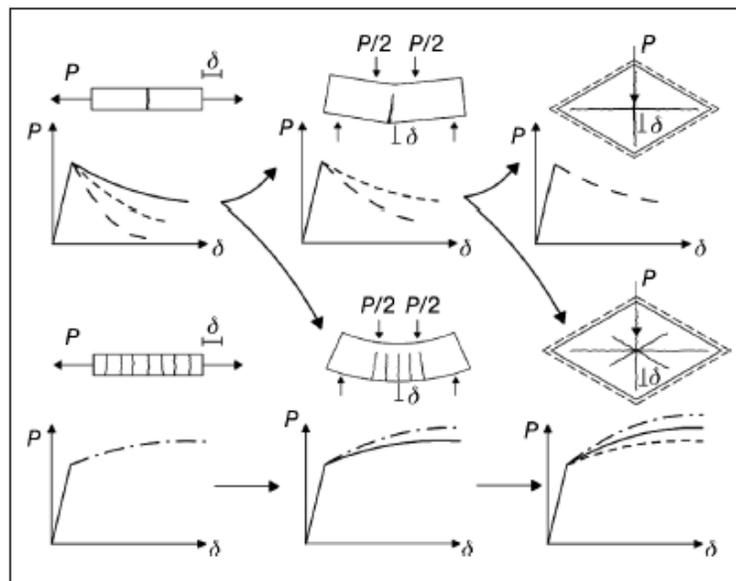


Figura 2.18: Respuestas de elementos construidos con FRC teniendo un comportamiento de ablandamiento o endurecimiento bajo tensión uniaxial o cargas de flexión [15].

El tipo de comportamiento se genera a partir de la dosificación de fibras utilizada en la mezcla de hormigón. Generalmente, si se quiere un comportamiento endurecido se deben utilizar altas dosis de fibras.

2.2.1.1. Comportamiento en compresión.

Generalmente para este estado de carga las ecuaciones que son válidas para el concreto, también son aplicables en el diseño de elementos de FRC. Además, las fibras pueden reducir el comportamiento frágil que se le conoce al hormigón cuando este falla por compresión, especialmente en hormigones de alta o ultra alta resistencia. En la Figura 2.19 se pueden comparar las curvas esfuerzo-deformación del hormigón sólo, de resistencia alta y normal, con elementos del mismo hormigón pero añadiendo refuerzo de fibras a la mezcla, bajo cargas de compresión.

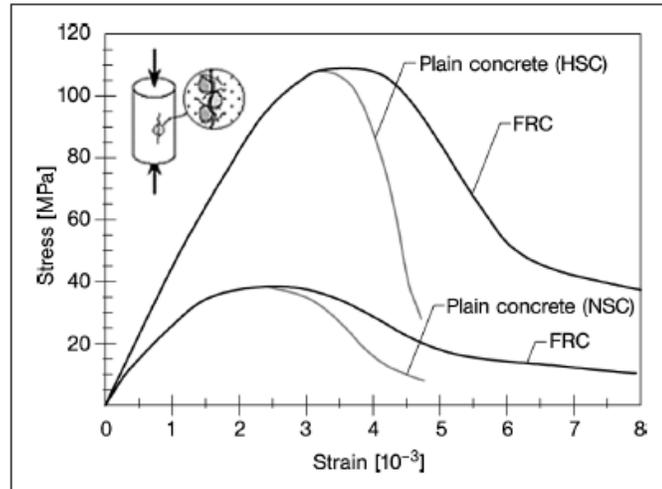


Figura 2.19: Diferencias en el comportamiento entre hormigón y hormigón reforzado con fibras para una resistencia normal y alta, bajo esfuerzos de compresión [15].

Como se puede observar en el gráfico mostrado, los valores peaks de resistencia a la compresión que pueden soportar ambos materiales son prácticamente iguales, tanto para hormigones de resistencia normal y alta. Las diferencias se presentan en el área bajo la curva y la deformación última alcanzada, si observamos nuevamente las curvas de esfuerzo-deformación representadas, para los elementos de FRC estas son más alargadas. Lo que se debe principalmente al incremento en la ductilidad, y en consecuencia la tenacidad, gracias al uso de refuerzos de fibras, lo que a su vez se traduce en que el hormigón reforzado con fibras es capaz de absorber mayor energía antes de su rotura.

2.2.1.2. Comportamiento en tensión

Los ensayos de tensión uniaxial no son recomendados como ensayos estándar para probar nuevas mezclas, ya que estos son difíciles de realizar e interpretar. Además, como los elementos para ensayo no son de grandes dimensiones, es probable que estos contengan poca cantidad de fibras en el plano de importancia, y se podría presentar un efecto de orientación de las fibras, resultando un elemento anisotrópico, lo que alteraría los resultados obtenidos.

A pesar de lo dicho anteriormente, existen varios ensayos que se pueden realizar para ver el comportamiento del FRC en tensión, que es uno de los aspectos que más importa en este tipo de material.

Se pueden realizar ensayos de flexión para determinar la relación entre *carga-deformación*. Con estos resultados se puede encontrar la relación *tensión-fisura de la grieta*, a través de un análisis inverso, realizando cálculos de equilibrio para diversos tamaños de grieta, un ejemplo de esto se muestra en la Figura 2.20.

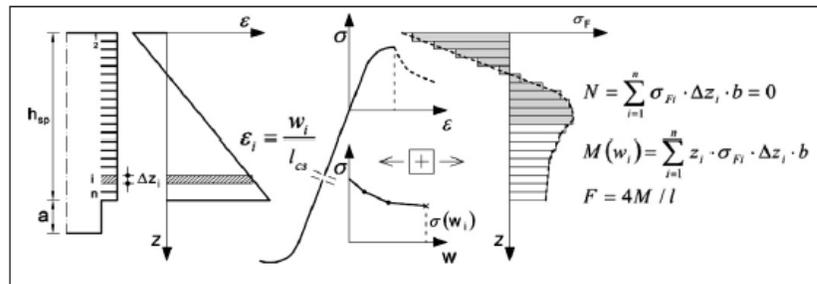


Figura 2.20: Análisis inverso de una viga a flexión para obtener la relación tensión-fisura de grieta [15].

Uno de los ensayos a flexión que es utilizado para conocer el comportamiento anterior y posterior a la fisuración de elementos de hormigón reforzado con fibras en tensión, corresponde a un ensayo a flexión de 3 puntos regulado por la norma UNE-EN14651⁶, y su configuración se muestra en la Figura 2.21.

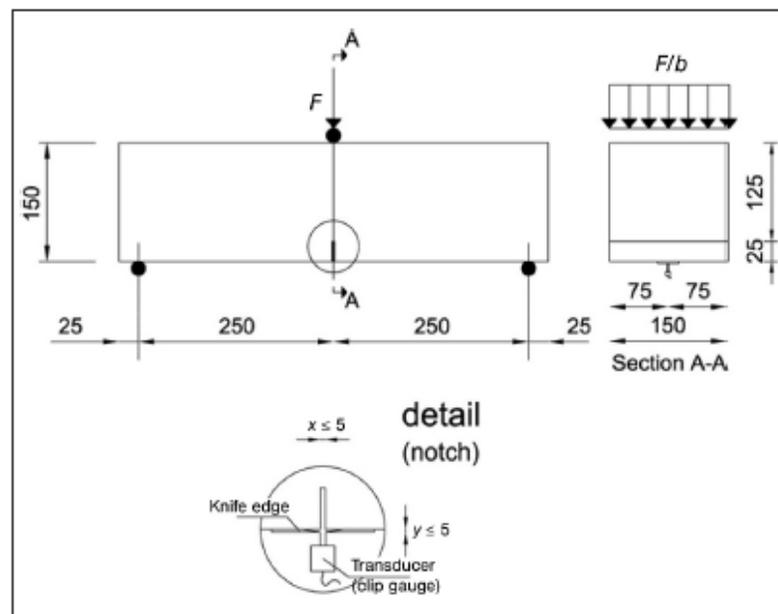


Figura 2.21: Configuración del ensayo EN 14651 (dimensiones en [mm]) [15].

Observando la Figura 2.21, las probetas deben contar con una ranura de una profundidad de 25 [mm] en la parte central del largo de la viga quedando de forma perpendi-

⁶ Los documentos UNE (Una Norma Española) son un conjunto de normas, normas experimentales e informes obtenidos en los Comités Técnicos de Normalización (CTN) pertenecientes a la Asociación Española de Normalización (AENOR, ahora llamada UNE).

cular al eje longitudinal de esta. Lo anterior tiene como objetivo que la fisura comience justo en esta irregularidad. Además, las probetas deben tener dimensiones de $150 \times 150 \times L$ con $550[\text{mm}] \leq L \leq 700[\text{mm}]$. Las fibras utilizadas en la mezcla deben contar con una longitud máxima de 60 [mm], para cumplir los requerimientos del ensayo.

Como resultado del ensayo, se obtiene el diagrama de fuerza (F) vs deformación (ver Figura 2.22). La deformación se puede expresar midiendo la flecha desde la parte central e inferior de la viga o en términos de *desplazamiento de la apertura de la grieta* o *crack mouth opening displacement* (CMOD, por sus siglas en inglés), la grieta se mide con un sensor ubicado en la apertura de la cara inferior de la viga, como muestra el detalle de la Figura 2.21. Cabe destacar que, según la misma norma EN 14651 se recomienda un mínimo de 12 probetas ensayadas, para que los resultados del ensayo de tres puntos sean confiables.

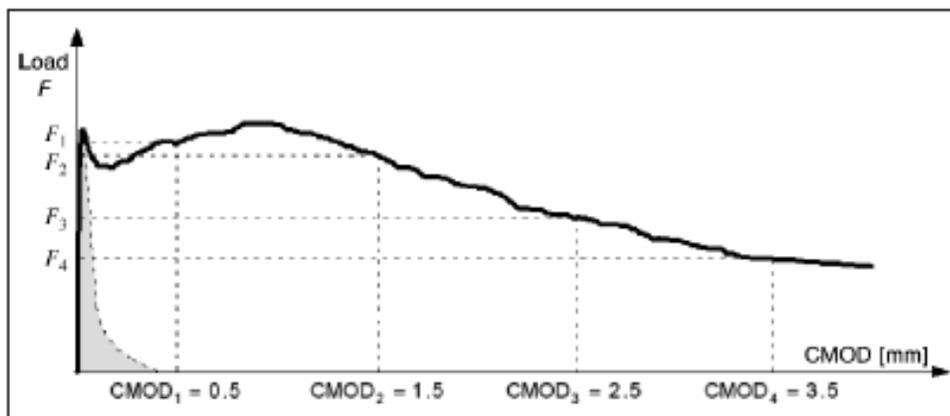
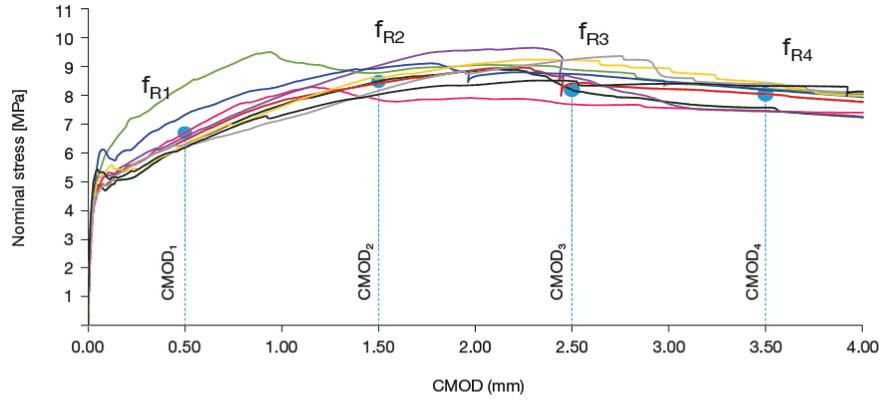


Figura 2.22: Curva típica de carga F vs CMOD para elementos de hormigón reforzado con fibras [15].

En la siguiente figura, se pueden apreciar los resultados reales de un ensayo de tres puntos de acuerdo con la norma EN 14651, realizado por la Universidad de Roma. Para dicho ensayo se utilizó 40 kg de fibra de acero Dramix 4D en cada probeta ensayada. Con los datos entregados se puede clasificar el rendimiento de la fibra como una clase 5e (según valores de f_{R1} y f_{R3}).



	f_L [MPa]	f_{R1} [MPa]	f_{R2} [MPa]	f_{R3} [MPa]	f_{R3} [MPa]
Beam 1	4.68	6.70	7.86	7.69	7.47
Beam 2	4.90	6.28	8.49	8.20	7.58
Beam 3	4.78	6.45	8.41	8.42	8.04
Beam 4	5.15	6.56	9.04	8.64	7.44
Beam 5	5.72	7.33	8.95	8.75	8.19
Beam 6	5.03	6.27	8.60	9.23	8.45
Beam 7	5.63	7.75	10.2	8.99	8.54
Beam 8	4.60	6.28	8.16	9.25	8.40
Beam 9	5.43	6.18	8.03	8.50	8.33
Average	5.10	6.64	8.64	8.63	8.05
Characteristic	4.30	5.58	7.26	7.65	7.19

Figura 2.23: Resultados de ensayo a flexión de acuerdo a la norma EN 14651, utilizando fibra de acero Dramix 4D [16].

La resistencia residual a la tracción por flexión, f_{Rj} , se define como la tensión ficticia que actúa en una sección no agrietada en el centro de la probeta, y se obtiene reemplazando los valores de la relación $F - CMOD$ (Figura 2.22) en la siguiente ecuación:

$$f_{R,j} = \frac{3F_j l}{2bh_{sp}^2} \quad (2.38)$$

donde:

$f_{R,j}$ [MPa]: Resistencia residual a la tracción por flexión correspondiente a $CMOD = CMOD_j$;

F_j [N]: Carga correspondiente a la apertura $CMOD = CMOD_j$;

l [mm]: Longitud de la luz (500mm);

b [mm]: Ancho de la viga (150mm);

h_{sp} [mm]: Distancia entre la cara superior de la viga y el orificio para el ensayo (125mm).

En el caso de las fibras orgánicas y naturales, el comportamiento a largo plazo luego del agrietamiento puede verse afectado por una fluencia adicional de las mismas fibras utilizadas.

En grandes concentraciones de fibras, se pueden obtener elementos que tengan una respuesta de endurecimiento en tensión. Para garantizar esto, el comportamiento en tensión de la viga se debe obtener a través de ensayos de tensión uniaxial en vigas sin orificios en su cara inferior.

2.2.1.3. Clasificación para evaluar funcionalidad estructural de la fibra

Los hormigones de normal y alta resistencia, utilizados para aplicaciones estructurales, son clasificados en base a su resistencia residual post fisuración.

Para clasificar la resistencia post fisuración del FRC, se puede asumir un comportamiento elástico, considerando los valores característicos de la resistencia residual a la tracción por flexión que son importantes para las condiciones de serviciabilidad (f_{R1k}) y estado último (f_{R3k}). En particular, se utilizan dos parámetros: f_{R1k} , que representa el intervalo de la resistencia, y las letras *a*, *b*, *c*, *d* o *e*, representando el valor de la relación entre resistencias residuales f_{R3k}/f_{R1k} . Los intervalos para la resistencia del material están definidos por dos números consecutivos, por ejemplo: 1.0, 1.5, 2.0, 2.5,...[MPa]. Mientras que las letras se definen en la Figura 2.24.

$$\begin{aligned} a & \text{ if } 0.5 < f_{R3k}/f_{R1k} < 0.7 \\ b & \text{ if } 0.7 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 0.9 \\ c & \text{ if } 0.9 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.1 \\ d & \text{ if } 1.1 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.3 \\ e & \text{ if } 1.3 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \end{aligned}$$

Figura 2.24: Valores correspondientes a la relación entre las resistencias residuales del FRC. [15]

Para el diseño se debe especificar explícitamente el valor de la resistencia residual (f_{R1}), de la fracción f_{R3}/f_{R1} y de que material es la fibra utilizada.

Si se quiere reemplazar el refuerzo tradicional por un refuerzo con fibras para el estado límite último, se deben cumplir al menos las siguientes relaciones:

$$\frac{f_{R1k}}{f_{LK}} > 0.4 \quad (2.39)$$

$$\frac{f_{R3k}}{f_{R1k}} > 0.5 \quad (2.40)$$

El valor de f_{LK} , que es el *límite de proporcionalidad* y representa la tensión en el fondo de la entalla que se supone actúa en un estado no agrietado de la probeta, asumiendo una distribución lineal de tensiones, se puede obtener de la ecuación (2.38) y el valor de la carga F_j , para este caso, corresponde a la mayor carga medida en el intervalo de 0 a 0.05 [mm] para el CMOD.

2.2.1.4. Leyes Constitutivas

De los ensayos a flexión realizados para poder conocer el comportamiento en tensión de los FRC, se pueden deducir dos leyes constitutivas con respecto a los estados del FRC cuando se encuentra sometido a cargas de tracción o flexión. Estas leyes limitan los comportamientos posteriores a la fisuración a dos: un comportamiento *rígido-plástico*⁷; o un *comportamiento lineal elástico*⁸, el cual puede ser de endurecimiento o ablandamiento, como se muestra en los gráficos de la Figura 2.25, donde f_{Fts} representa la resistencia residual de servicio, definida como la resistencia posterior a la fisuración de grietas de servicio, y f_{Ftu} representa la resistencia residual última.

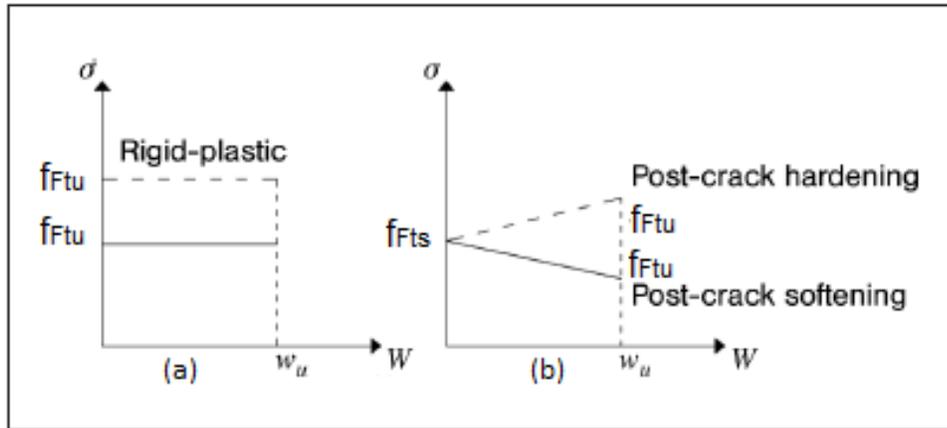


Figura 2.25: Leyes constitutivas simplificadas de la post-fisuración: (a) comportamiento plástico (b) comportamiento lineal. [15]

2.2.1.4.1. Comportamiento Rígido-Plástico.

Si se tiene un modelo rígido-plástico sólo se necesita obtener el valor de la resistencia residual última a la tracción por flexión f_{Ftu} , como se puede apreciar en la Figura 2.25a, la cual se basa en el comportamiento último. Este valor se obtiene con la siguiente ecuación:

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3} \quad (2.41)$$

donde:

f_{R3} : Resistencia residual a la flexión en estado último, para una apertura de grieta $CMOD_3 = 2,5mm$.

La ecuación para f_{Ftu} , calculada para $w_u = CMOD_3$, que es la máxima apertura de grieta aceptada, se deduce a partir del equilibrio rotacional en el estado límite último (ULS, por sus siglas en inglés) cuando se tiene en cuenta un bloque de esfuerzos en tensión a lo largo

⁷ Consistente en la capacidad de deformarse permanente e irreversiblemente cuando se encuentra sometido a tensiones por encima de su rango elástico

⁸ Comportamiento de un material cuando la deformación es directamente proporcional a la fuerza aplicada, y, al desaparecer la fuerza, el material recupera completamente su forma original

de la sección, como se muestra en la Figura 2.26.

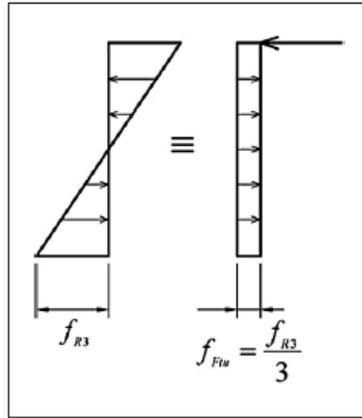


Figura 2.26: Modelo simplificado adoptado para calcular la resistencia residual última a la tracción en tensión uniaxial, f_{Ftu} , mediante la resistencia nominal a la flexión f_{R3} . [15]

Utilizando lo mencionado anteriormente, es posible obtener una ecuación para poder calcular la resistencia última a la flexión.

$$M_u = \frac{f_{R3}bh_{sp}^2}{6} = \frac{f_{Ftu}bh_{sp}^2}{2} \quad (2.42)$$

2.2.1.4.2. Comportamiento Lineal.

Si se tiene un modelo lineal es necesario obtener el valor de dos parámetros, como se puede apreciar en la Figura 2.25 (b). Estos parámetros corresponden a la resistencia residual de servicio f_{Fts} , y la resistencia residual última f_{Ftu} . Los cuales se calculan con los valores de la resistencia residual a la flexión, f_{R1} y f_{R3} , y utilizando las ecuaciones siguientes.

$$f_{Fts} = 0,45f_{R1} \quad (2.43)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3}(f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (2.44)$$

donde:

w_u : Máxima apertura de grieta aceptada para el diseño; este valor depende de la ductilidad requerida;

f_{R1} : Resistencia residual a la flexión característica para FRC en estado de serviciabilidad (CMOD=0.5mm);

f_{R3} : Resistencia residual a la flexión característica para FRC en estado último (CMOD=2.5mm).

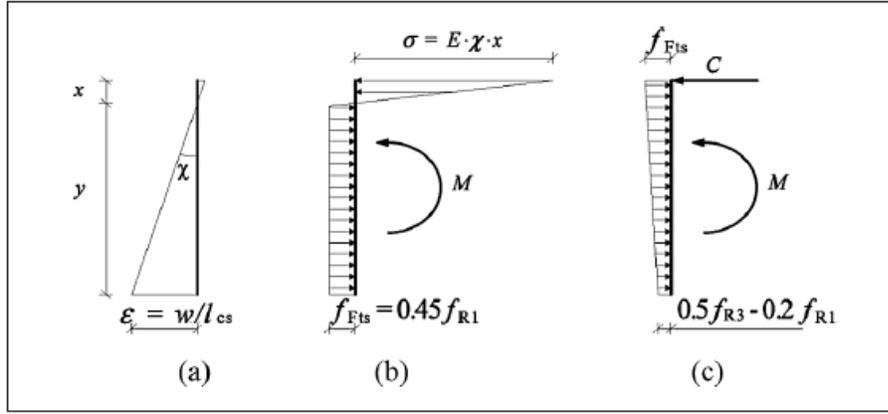


Figura 2.27: Diagrama de tensiones para la determinación de la resistencia residual a la tracción f_{Fts} (b) y la resistencia residual última a la tracción f_{Ftu} (c) para el modelo lineal [15].

La ecuación para f_{Ftu} y $w_u \neq CMOD_3$ se obtiene considerando un comportamiento lineal entre los puntos con abscisa $CMOD_1$ y $CMOD_3$, hasta el punto con abscisa w_u , como se puede ver en la Figura 2.28.

El valor de la resistencia a flexión correspondiente a la apertura de grieta $CMOD_1$ se determina del equilibrio rotacional, suponiendo que la distribución del esfuerzo de compresión es lineal (Figura 2.27 (b)) y que el comportamiento en tracción es elasto-plástico hasta que el desplazamiento de la apertura de la grieta alcanza el estado límite de serviciabilidad ($CMOD_1$):

$$M_{SLs}(CMOD_1) = \frac{f_{R1} b h_{sp}^2}{6} \quad (2.45)$$

El valor de la resistencia a flexión correspondiente a la apertura de grieta $CMOD_3$ también es determinada del equilibrio rotacional, asumiendo que el esfuerzo de compresión se aplica como se muestra en la Figura 2.27 (c) y que el comportamiento en tracción es rígido-lineal:

$$M_{ULs}(CMOD_3) = \frac{f_{R3} b h_{sp}^2}{6} \quad (2.46)$$

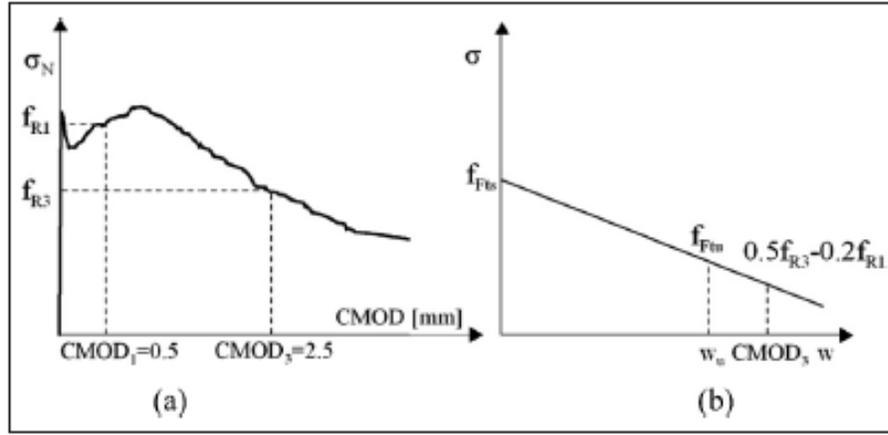


Figura 2.28: Resultados típicos para ensayos de flexión en un material con comportamiento blando (a); ley constitutiva lineal post-fisuración. [15]

La ley esfuerzo-deformación se basa en la identificación del espesor de la grieta (w) y en la longitud característica (l_{cs}) del elemento estructural. Para elementos de FRC sin refuerzo de acero, se puede asumir que l_{cs} es igual a la altura total de la viga ($l_{cs} = h$). Así, la deformación se puede calcular como:

$$\epsilon = \frac{w}{l_{cs}} \quad (2.47)$$

Para elementos con refuerzos de acero, el parámetro l_{cs} se puede calcular como:

$$l_{cs} = \min(s_{rm}, y) \quad (2.48)$$

donde:

s_{rm} : distancia promedio entre fisuras;

y : altura del bloque que se encuentra en tracción (Figura 2.27a), y se puede calcular con $y = h - x$, donde h es la altura de la viga y x es la altura del bloque a compresión:

$$x = \frac{A_s \cdot f_y}{0,68 \cdot f'_c \cdot b}$$

Finalmente, reordenando la ecuación (2.47) es posible obtener el ancho de grieta último:

$$w_u = l_{cs} \cdot \epsilon_{Fu} \quad (2.49)$$

En donde se asume ϵ_{Fu} igual al 2% para una distribución de la tensión variable a lo largo de la sección transversal, y al 1% para una distribución constante de la tensión a lo largo de la sección transversal. En cualquiera de los dos casos, la anchura máxima de la grieta w_u no puede superar los 2,5 mm.

2.2.1.5. Factores de Seguridad

El valor de diseño utilizado para la resistencia post-fisuración en el estado límite último (ULS, por sus siglas en inglés), puede ser determinado como:

$$f_{Ftud} = \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_F} \quad (2.50)$$

Ahora, los valores recomendados por el *fib* para el diseño con FRC, se muestran en la Figura 2.29.

Material	Partial safety factors
FRC in compression	As plain concrete
FRC in tension (limit of linearity)	As plain concrete
FRC in tension (residual strength)	$\gamma_F = 1.5$

Figura 2.29: Factores de seguridad. [15]

Para el estado límite de serviciabilidad, los factores de seguridad pueden ser tomados como 1.0.

2.2.1.6. Factor de Orientación

En general, se asume una distribución isotrópica de las fibras, entonces el factor de orientación de las fibras sería $K = 1.0$.

Para efectos favorables, se puede aplicar un factor de orientación $K < 1.0$ si se verifica experimentalmente.

Para efectos desfavorables, se puede aplicar un factor de orientación $K > 1.0$, pero este debe ser determinado experimentalmente para poder aplicarlo.

Dicho lo anterior el parámetro de diseño f_{Ftud} queda de la siguiente manera:

$$f_{Ftud,mod} = \frac{f_{Ftud}}{K} \quad (2.51)$$

2.2.2. Verificación de seguridad y serviciabilidad de estructuras con FRC

El comportamiento y los supuestos que se asumen para el diseño de hormigón reforzado con fibras fueron mencionados en las secciones previas.

2.2.2.1. Principios de diseño

El diseño debe cumplir con los requerimientos de resistencia y serviciabilidad durante toda la vida útil para la cual los elementos de FRC fueron diseñados. Con respecto a los requerimientos de ductilidad en flexión, estos se pueden cumplir utilizando la cuantía mínima de refuerzo tradicional, es decir, barras de acero.

Si tenemos una estructura construida únicamente con FRC, sin cumplir con la cuantía mínima de refuerzo de acero, se debe cumplir con al menos una de las siguientes condiciones (ver Figura 2.30):

$$\delta_u \geq 20 \cdot \delta_{SLS} \quad (2.52)$$

$$\delta_{peak} \geq 5 \cdot \delta_{SLS} \quad (2.53)$$

donde:

δ_u : Desplazamiento último;

δ_{peak} : Desplazamiento en la carga máxima;

δ_{SLS} : Desplazamiento en la carga máxima de servicio calculada mediante un análisis elástico lineal con las hipótesis de un hormigón sin fisuras y un módulo de Young elástico.

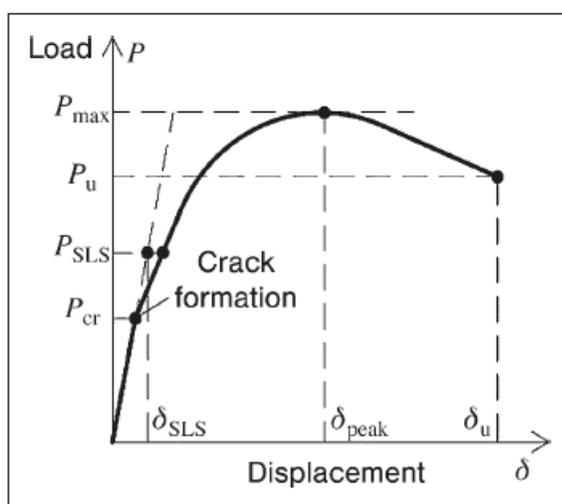


Figura 2.30: Curva carga (P) vs desplazamiento (δ) para una estructura de FRC [17].

En el caso de elementos lineales, sin refuerzo convencional, sujeto a tensión axial con una pequeña excentricidad, además de las limitaciones dadas por las ecuaciones (2.56) y (2.57),

el FRC debe tener un comportamiento endurecido en tensión.

Generalmente, δ_u se relaciona con la deformación máxima de la estructura, la cual se alcanza con una carga P_u . Parámetro que se conoce como carga última. Además, esta debe ser siempre mayor a la carga en la cual comienza el proceso de fisuración P_{cr} y también es mayor a la carga máxima de servicio P_{SIS} .

2.2.2.2. Flexión y/o compresión axial en estructuras lineales (ULS)

La falla por flexión se puede desarrollar si se tiene al menos una de las siguientes condiciones sobre algún elemento construido con FRC (ver Figura 2.31):

- Se alcanza el esfuerzo último a compresión del FRC, ϵ_{cu} .
- Se alcanza el esfuerzo último a tracción en el acero (si se utiliza), ϵ_{su} .
- Se alcanza el esfuerzo último a tracción del FRC, ϵ_{Fu} .

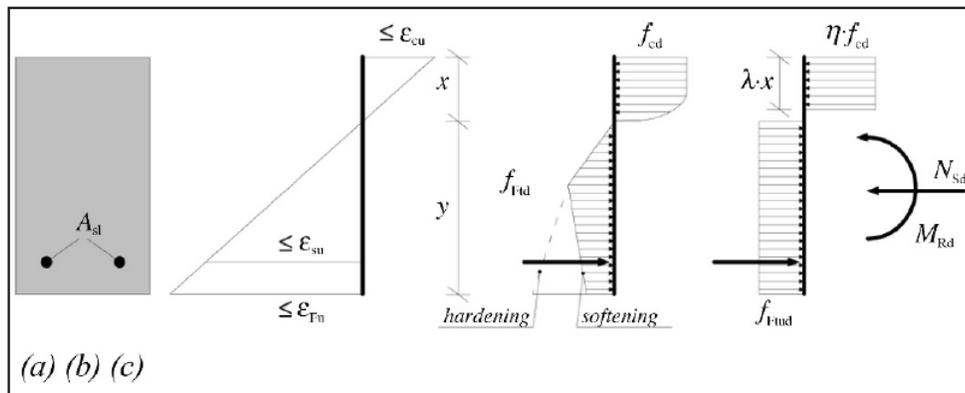


Figura 2.31: Estado límite último para el momento de flexión y la fuerza axial: uso de la relación simplificada de esfuerzo/deformación [17].

En la figura anterior se pueden observar los términos f_{cd} y f_{Ftud} , los cuales corresponden al valor de diseño de la resistencia a la compresión del hormigón f'_c y al valor de diseño de la resistencia última a la tracción por flexión post fisuración para la apertura última de grieta respectivamente.

Además, se encuentran los parámetros η y λ , los cuales son utilizados para ajustar la forma real de la distribución de esfuerzos de un elemento de FRC, la cual tiene una forma de parábola-rectángulo, por una distribución ficticia rectangular. Bastante parecido a las aproximaciones que se utilizan en el código ACI para el diseño a flexión.

El factor λ , define la altura del bloque a compresión y el factor η , define el esfuerzo efectivo. Estos parámetros se pueden calcular utilizando las siguientes relaciones:

$$\lambda = 0.8 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50[\text{Mpa}]$$

$$\lambda = 0.8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{para } 50 < f_{ck} \leq 100[\text{Mpa}]$$

Y

$$\eta = 1.0 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50[\text{Mpa}]$$

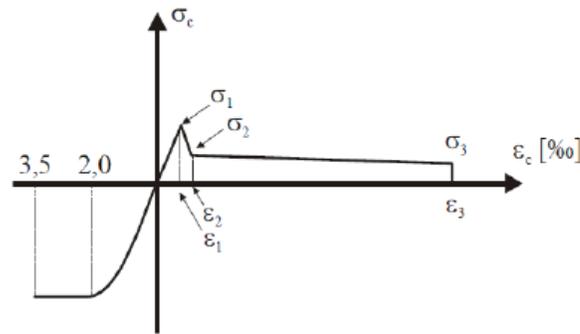
$$\eta = 1.0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{para } 50 < f_{ck} \leq 100[\text{Mpa}]$$

donde:

f_{ck} : Valor de la resistencia a compresión del hormigón utilizado (f'_c).

2.2.3. Diagrama esfuerzo-deformación para elementos de FRC

Existen varios modelos constitutivos para representan el diagrama de esfuerzo-deformación de la sección transversal de un elemento que se encuentra sometido a cargas de flexión. Uno de ellos se muestra en la figura 2.32, el cual es utilizado en el código RILEM TC 162. Para el Model Code 2010 el modelo constitutivo utilizado se muestra en la figura 2.33.



$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 0.7 f_{ctm,fl} (1.6 - d) \quad (d \text{ in m}) \quad (\text{N/mm}^2) & - & \quad \epsilon_1 = \sigma_1 / E_c \\ \sigma_2 &= 0.45 f_{R,1} \kappa_h \quad (\text{N/mm}^2) & - & \quad \epsilon_2 = \epsilon_1 + 0.1 \% \\ \sigma_3 &= 0.37 f_{R,4} \kappa_h \quad (\text{N/mm}^2) & - & \quad \epsilon_3 = 25 \% \\ E_c &= 9500 (f_{ctm})^{1/3} \quad (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

Figura 2.32: Diagrama de esfuerzo-deformación según el código RILEM TC 162. Lo que se encuentra sobre el eje x corresponde a la zona a tracción, y bajo el eje x la zona a compresión. El eje Y representa al eje neutro de la sección transversal de la viga [18].

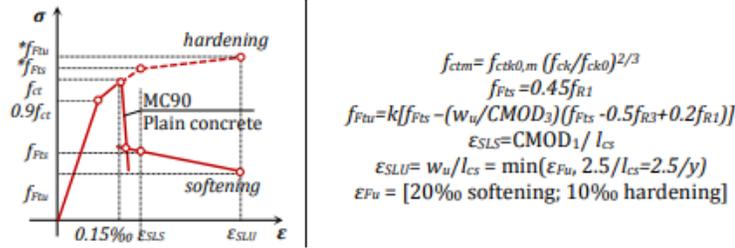


Figura 2.33: Diagrama de esfuerzo-deformación según Model Code 2010. Solo se muestra la sección en tracción [19].

Si bien estos modelos constitutivos representan códigos distintos, la forma del gráfico no es muy diferente entre si. Por ende, los valores de los puntos importantes del gráfico son bastantes parecidos en ambos códigos.

Viendo las figuras 2.32 y 2.33, y comparándolas con la figura 2.10, la cual representa el diagrama clásico de esfuerzo vs deformación para elementos de hormigón armado sometidos a cargas de flexión, se puede apreciar una gran diferencia. En el caso de elementos de hormigón armado, se puede observar que no existe un bloque de tracción, sino más bien es una fuerza puntual, la cual esta relacionada con las barras de acero que se utilizan como refuerzo. Ahora en el caso de elementos reforzados con fibras, se puede apreciar de la figura 2.32, que existe un bloque en la zona de tracción, el cual aparece debido a que las fibras no se encuentran ubicadas en un punto específico del elemento, como ocurre en el caso de elementos de hormigón armado, y además, esta zona aparece gracias a la capacidad que tienen las fibras de tomar esfuerzos de tracción.

Como se puede apreciar en la figura 2.32, existen 3 puntos importantes en el gráfico, los cuales corresponden a distintos valores de esfuerzos de tracción para distintos niveles de deformación.

Para efectos de esta memoria, solamente se contarán con los valores de σ_2 y σ_3 , y sus respectivos valores de deformación. Lo anterior, con el fin de presentar un diseño más conservador, ya que el valor de σ_1 corresponde a un peak, el cual es bastante mayor a los valores alcanzados en la sección a tracción. Este criterio no tiene sus bases en el Model Code 2010, sino más bien es un criterio personal el cual fue conversado con el ingeniero que colaboro con el desarrollo de este trabajo.

2.2.4. Resistencia al corte en vigas

En las siguientes sub-secciones se muestra todo lo relacionado con respecto a la resistencia al corte de elementos de concreto reforzado con fibras según el *fib Model Code for Concrete Structures 2010*.

2.2.4.1. Vigas sin armadura a corte

La resistencia al corte en elementos con refuerzos longitudinales de acero y sin estribos verticales como armadura de refuerzo para las sollicitudes por corte, se puede obtener en [N] a través de la siguiente ecuación:

$$V_{Rd,F} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot [100 \cdot \rho_1 \cdot (1 + 7.5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}}) \cdot f_{ck}]^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.54)$$

donde:

γ_c : corresponde al factor de seguridad para hormigón sin refuerzo de fibras;

k : es un factor que toma en consideración la altura útil de la viga, y se calcula con la siguiente formula:

$$1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

d : corresponde a la profundidad efectiva de la sección transversal en [mm];

ρ_1 : es la cuantía de acero, y se define como: $\rho_1 = A_{sl}/bd$;

A_{sl} : es el área en [mm^2] de acero que se encuentra en la sección transversal que se extiende $b_d + d$ más allá de la sección considerada;

f_{Ftuk} : es el valor característico de la resistencia última residual a la tracción para FCR, considerando $w_u = 1.5mm$ de acuerdo con la ecuación (2.43) [MPa];

f_{ctk} : es el valor característico de la resistencia a la tracción para hormigón sin fibras [MPa];

f_{ck} : es el valor característico de la resistencia a la compresión de una probeta cilíndrica [MPa];

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2f_{cd}$ [MPa] es el esfuerzo promedio que actúa sobre el hormigón en la sección transversal A_c [mm^2] para una fuerza axial N_{Ed} [N], debido a las acciones de carga o pretensado ($N_{Ed} > 0$ para compresión);

b_w : corresponde al menor ancho correspondiente a la sección transversal que se encuentra bajo esfuerzos de tracción [mm].

Además, los esfuerzos y resistencias se encuentran en [MPa] y la resistencia al corte se obtiene en [N].

2.2.5. Contribución del refuerzo de fibras a la resistencia a flexión pura

Sin duda uno de los temas mas importantes dentro del desarrollo de esta memoria es lograr cuantificar cual es el aporte real del refuerzo de macrofibras a los elementos estructurales. Es por esto que con la información entregada en las secciones 2.1.6.1, 2.2.1.4.1. y 2.2.1.4.2. es posible obtener una formula la cual incorpora la contribución del uso de macrofibras como refuerzo dentro de la resistencia a la flexión.

Para esto, en la Figura 2.34 se muestra de forma esquemática la sección transversal de una viga de hormigón armado más un refuerzo de fibras.

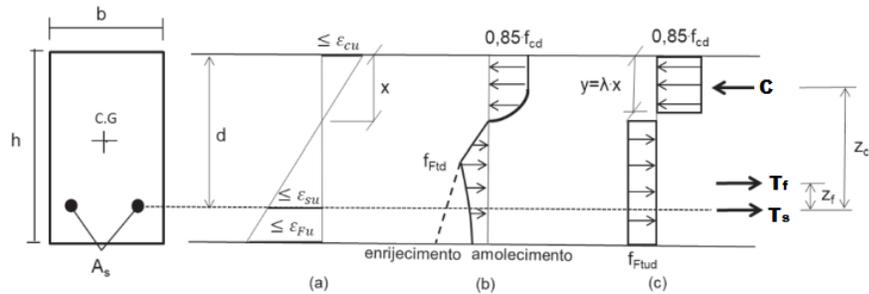


Figura 2.34: Diagrama de deformaciones, esfuerzos reales y equivalentes para la sección transversal de una viga de hormigón armado más fibras de refuerzo.

Analizando la figura anterior, el parámetro C corresponde a la fuerza de compresión resistida por el hormigón, T_f es la fuerza de tracción resistida por la sección traccionada reforzada con fibras y por ultimo T_s es la fuerza de tracción resistida por el refuerzo de acero.

Si consideramos que el acero, el cual esta bajo cargas de tracción, alcanza la fluencia, podemos plantear lo siguiente:

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

$$T_s = A_s f_y$$

$$T_f = \frac{f_{FTu}}{\gamma} \cdot (h - c) \cdot b$$

En donde h es la altura de la sección, c corresponde a la profundidad del eje neutro medida desde la fibra más comprimida, la cual se puede aproximar como $c = a/\beta_1$ y f_{FTu} es la resistencia última del hormigón reforzado con fibras sometido a tracción, la cual se puede calcular con la ecuación (2.41) para un comportamiento rígido-plástico o con la ecuación (2.44) para un comportamiento lineal.

Realizando el equilibrio de fuerzas horizontales ($C=T$) en la Figura 2.34, reemplazando el valor de c y despejando el valor de a , obtenemos:

$$a = \frac{A_s f_y + \frac{f_{Ftu}}{\gamma} \cdot h \cdot b}{0.85 \cdot f'_c \cdot b + \frac{f_{Ftu}}{\gamma} \cdot \frac{b}{\beta_1}} \quad (2.55)$$

Debido a que el momento solicitante no puede ser mayor que el momento de las fuerzas internas, se aplica momento en el punto donde se aplica la fuerza de compresión y reemplazando, se tiene:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \frac{f_{Ftu}}{\gamma} \cdot (h - c) \cdot b \cdot \left[\frac{(h - c)}{2} + \frac{a}{2} + (c - a) \right] \quad (2.56)$$

La formula anterior nos permite cuantificar en cuanto se incrementa la resistencia al momento en una viga de hormigón armado en la cual se le añade un refuerzo de fibras.

Capítulo 3

Casos de estudio

Los casos de estudio que serán evaluados en esta memoria son dos, y estos se diferencian en el área de la sección correspondiente al frente que posee cada túnel. Para el análisis se utilizara el programa FLAC3D en donde se obtendrán los esfuerzos internos correspondientes a cada túnel.

3.1. Túnel Interestación Herradura

Primero que todo, cabe mencionar que un túnel interestación corresponde a un túnel de conexión entre estaciones que contiene las vías de circulación de trenes. Esta estructura se encuentra construida a lo largo del trazado de la Extensión de la Línea 2 del Metro de Santiago (Figura 3.1). Para el análisis se consideró la sección del trazado de túnel que cuente con el área de sección mayor.

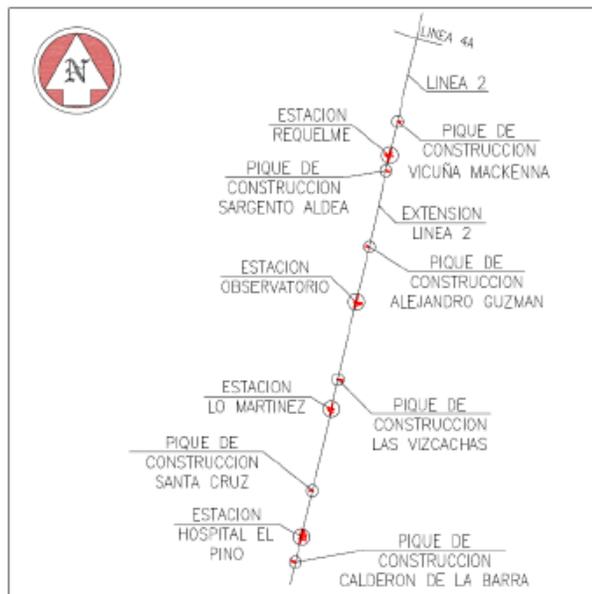


Figura 3.1: Trazado esquemático Extensión Línea 2 [20].

Dicha sección cuenta con una altura exterior de 6.77 [m] y una altura interior de 5.53 [m],

un ancho interior de 8.25 [m] y un ancho exterior de 8.85 [m]. El área de excavación es de 49.5 [m²]. Además, y como su nombre lo indica (herradura), este túnel no presenta contra-bóveda, sección que corresponde a la parte inferior del túnel y tiene como finalidad cerrar por completo la sección, generalmente esto se utiliza cuando el suelo es malo o de dudosa calidad. A continuación se presenta la sección dibujada en AutoCad.

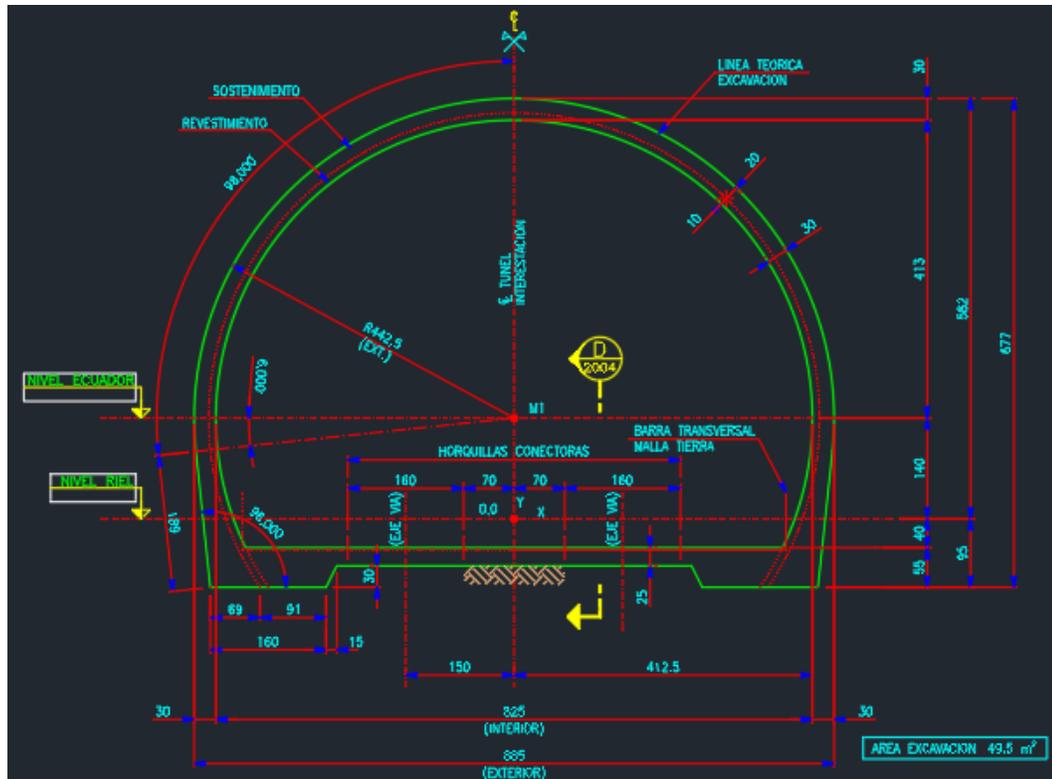


Figura 3.2: Dimensiones túnel interestación herradura, todas las dimensiones en [mm].

La estratigrafía correspondiente al sector en donde se emplaza dicho túnel, se obtuvo del informe de mecánica de suelos realizado previamente a su construcción, estos datos se encuentran en la memoria de cálculo correspondiente al túnel en cuestión [20]. En la Figura 3.3 se muestra la estratigrafía a lo largo de la extensión, en la cual se puede observar que en su mayoría corresponde a grava arenosa provenientes de depósitos del río Maipo.

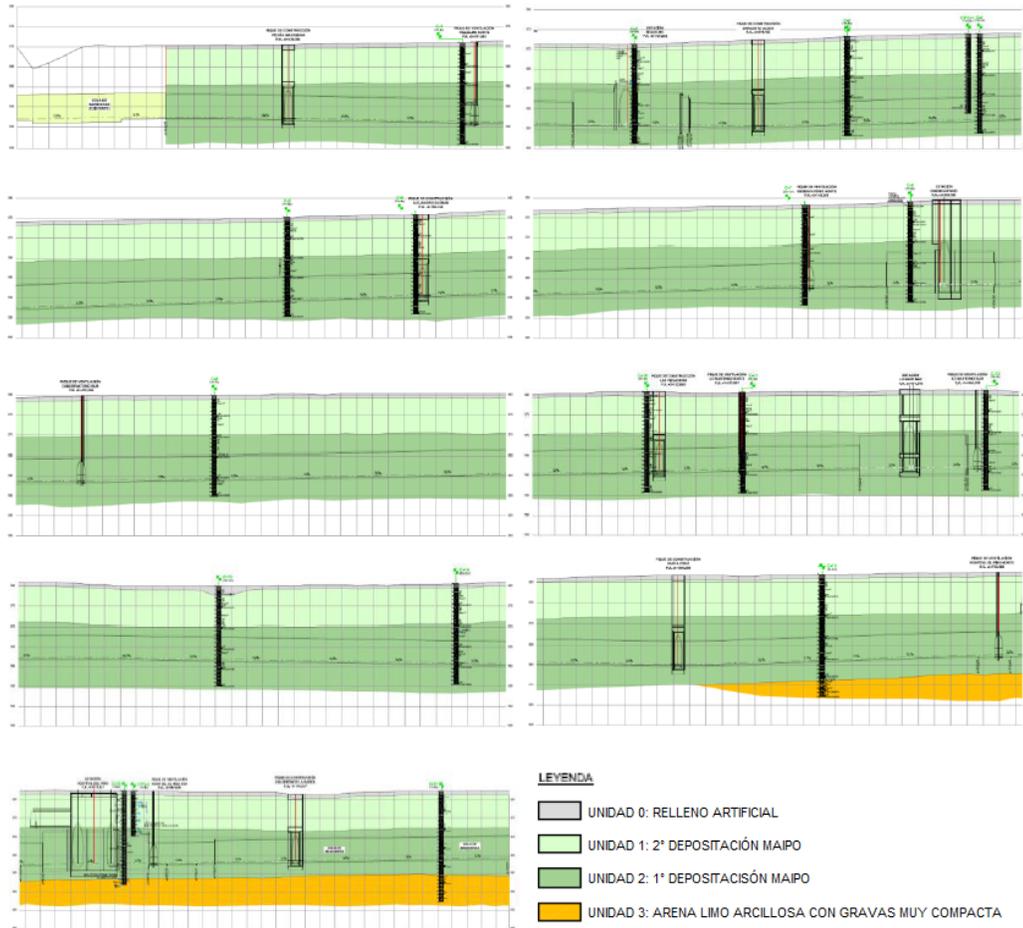


Figura 3.3: Estratigrafía Extensión Línea 2 [20].

Los parámetros geotécnicos del suelo, correspondientes al sector donde se construyó dicho túnel, se obtuvieron de la misma memoria de cálculo citada anteriormente [20]. Estos datos fueron ingresados al programa FLAC3D para posteriormente modelar el túnel en cuestión. Los valores de estos parámetros se muestran en la Figura 3.4.

Parámetro		Relleno Artificial (0 a 2 m)	Grava arenosa (0 a 10 m)	Grava arenosa con algo de finos (≥ 10 m)	Arena limosa con gravas tipo pumicita
Peso unitario	γ (tonf/m ³)	1,85	2,25	2,25	1,8
Peso boyante	γ_b (tonf/m ³)	-	1,30	1,30	0,9
Cohesión	c (tonf/m ²)	1	1,25 o bien 2,0	1,7 o bien 2,7	1,7 a 2,0
Ángulo de fricción	ϕ (°)	26	53 o bien 45	53 o bien 45	35 a 38
Módulo de deformación	E (tonf/m ²), Z (m)	1500	4600*Z ^{0,55}	5500*Z ^{0,55}	2500*Z ^{0,5} ≤ 12000
Módulo de Poisson	ν	-	0,25	0,25	-
Ángulo de dilatación	ψ (°)	-	12	12	-
Coefficiente de empuje en reposo	K_0 , Z (m)	-	0,9	0,9 - 0,0356*(Z-6)	0,5 - 0,007*(Z-12)

Figura 3.4: Parámetros geotécnicos recomendados para el suelo considerado en los modelos numéricos [20].

3.2. Túnel Escotilla de Evacuación

Este túnel se encuentra ubicado en la cola de maniobra de la Extensión de la Línea 2 del Metro de Santiago, dirección San Bernardo (Figura 3.5).



Figura 3.5: Trazado esquemático Extensión Línea 2 [21].

Como es un túnel que tiene como finalidad la evacuación de personas, las dimensiones de este son bastante menores a los túneles por donde circula el metro. Este túnel cuenta con una altura exterior de 3.16 [m] y una altura interior de 2.56 [m], un ancho exterior de 3.03 [m] y un ancho interior de 2.43 [m]. El área de excavación es de 8.6 [m²]. Además, cuenta con un área de gálibo⁹ de 0.75 [m] de ancho y una altura de 2.81 [m], en otras palabras, el gálibo corresponde al área disponible para el tránsito de personas al interior del túnel. De

⁹ Sección o área interna operacional del túnel

igual forma que en el caso anterior, este túnel no cuenta con contrabóveda.

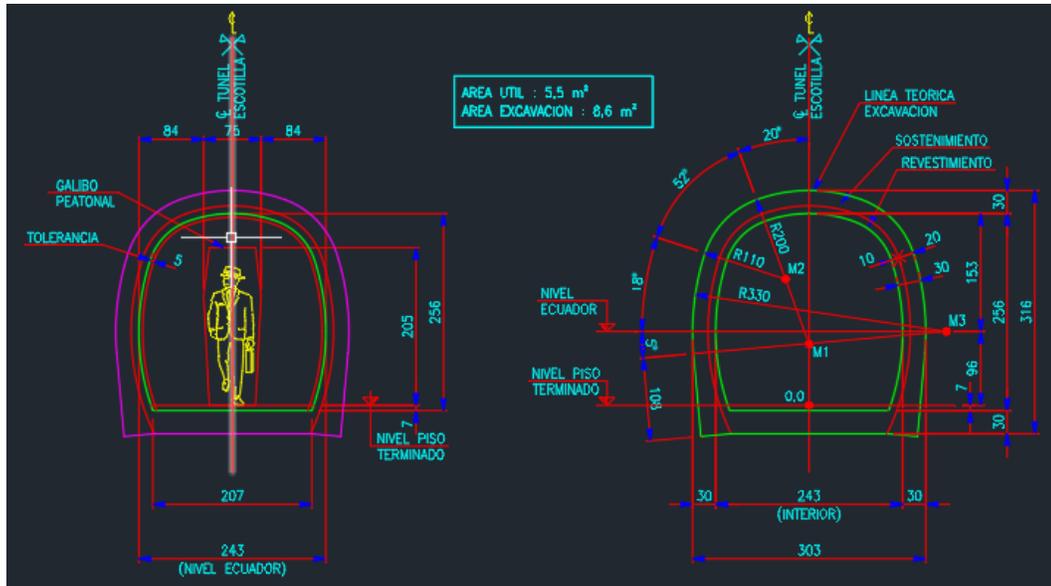


Figura 3.6: Sección transversal y dimensiones del túnel escotilla [21].

Al igual que en el caso anterior, la estratigrafía correspondiente al lugar de emplazamiento del túnel (Figura 3.7) se obtuvo del informe de mecánica de suelos realizado previamente a la construcción del túnel, estos datos se encuentran en la memoria de cálculo correspondiente al túnel en cuestión [21].

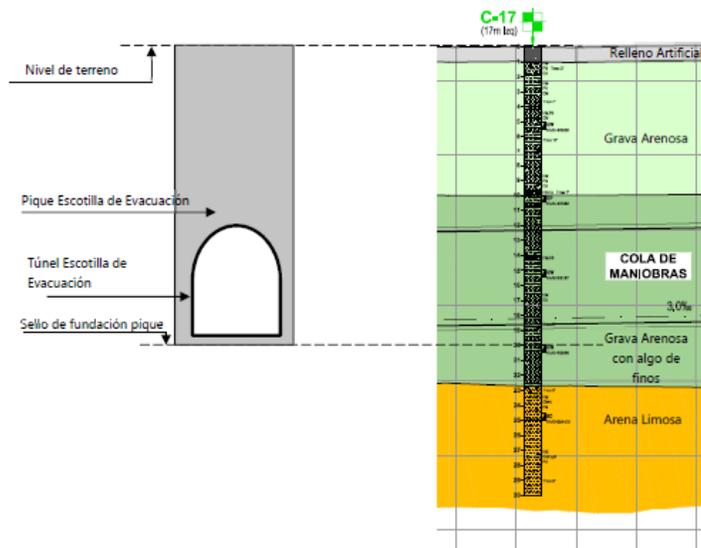


Figura 3.7: Estratigrafía según calicata C-17 cercana a Túnel Escotilla de Evacuación [21].

Los parámetros geotécnicos del suelo que rodea a este túnel son idénticos a los mostrados en la Figura 3.4, a pesar de que fueron extraídos del documento [21]. Estos parámetros son

necesarios para realizar el modelo en el programa FLAC 3D.

3.3. Fibras a utilizar

En el desarrollo de esta memoria se utilizarán dos tipos de fibras: de acero y polipropileno. Se escogieron estos dos tipos de fibras ya que son las más utilizadas hoy en día dentro del diseño y construcción de túneles.

Cabe señalar que la nomenclatura para el hormigón utilizada más adelante, como por ejemplo G25, el número (25) corresponde a la resistencia a la compresión del hormigón, medida con una probeta cilíndrica de este material.

Se considerarán los valores de resistencia a la tracción por flexión de las fibras obtenidos en probetas confeccionadas con fibras y hormigones de resistencia a la compresión f'_c de 25 [MPa] y 30 [MPa]. Esto último con el fin de acercar este estudio a un diseño más real, ya que en la construcción de túneles es común el uso de hormigones con dichas resistencias a compresión.

3.3.1. Fibras Dramix

Las fibras *Dramix* son de acero, diseñadas por la empresa *Bekaert*, presentan una alta resistencia a la tracción con extremos deformados, lo que ofrece un mejor anclaje en el hormigón. La gama *Dramix* ofrece fibras de alta relación de esbeltez, ideal para el refuerzo estructural del concreto en losas apoyadas, shotcrete, elementos prefabricados de hormigón y elementos de hormigón reforzados con fibras de acero en general.

Dramix cuenta con el Sello CE correspondiente a la Certificación Europea para fibras de uso estructural conforme a la norma EN 14889-1. Dicha norma establece los requerimientos necesarios para utilizar las fibras de acero como elementos estructurales. Para obtener esta certificación, se debe declarar la dosificación mínima necesaria para alcanzar una resistencia residual a la tracción por flexión (f_1) de 1.5 N/mm², con un CMOD=0.5 mm, y (f_4) de 1 N/mm² para un CMOD=3.5 mm.

Dentro de la gama de fibras de acero *Dramix* que ofrece *Bekaert*, y que son utilizadas para el refuerzo de hormigón, se encuentran las series *Dramix* 3D, 4D y 5D, siendo estas dos últimas las más modernas. La serie 3D se puede utilizar como refuerzo en el shotcrete, permitiendo el reemplazo de las mallas electrosoldadas (según fabricante).

En la siguiente tabla se pueden observar las especificaciones técnicas de la serie 3D, con una esbeltez de 65, utilizada como refuerzo en shotcrete:

Tipo de Fibra	Dramix® 3D 65/35BG	Dramix® 3D 45/35BL
Longitud (L)	35 mm	35 mm
Diámetro (D)	0.55 mm	0.75 mm
Relación de Esbeltez (L/D)	65	45
Resistencia a la Tracción	1,345 N/mm ²	1,225 N/mm ²
Dosificación Mínima(*)	15 kg/m ³	30 kg/m ³
Red de Fibra	14,531 Fibras/kg	7,814 Fibras/kg
Presentación de las Fibras	Encolada	Suelta
Tipo de Lanzado	Via Húmeda	Via Seca o Via Húmeda

(*) Dosificación Mínima según Certificación Europea acorde con EN 14889-1.

Figura 3.8: Parámetros característicos de la gama Dramix 3D para refuerzo en shotcrete [22].

Para el desarrollo de esta memoria se escogió la fibra Dramix 3D 65/35BG. A continuación se muestran los gráficos correspondientes a las resistencias residuales a flexión f_{Rj} , utilizando dosificaciones de $30[kg/m^3]$, $35[kg/m^3]$ y $40[kg/m^3]$. Cabe señalar que estos datos fueron entregados por la misma empresa Bekaert. Además, dichas resistencias se obtuvieron utilizando un hormigón G25 y G30.

Para las probetas ensayadas con un hormigón G25 los resultados correspondientes a la resistencia residual a flexión de las fibras Dramix 3D65/35BG, se muestran en las figuras 3.9, 3.10 y 3.11.

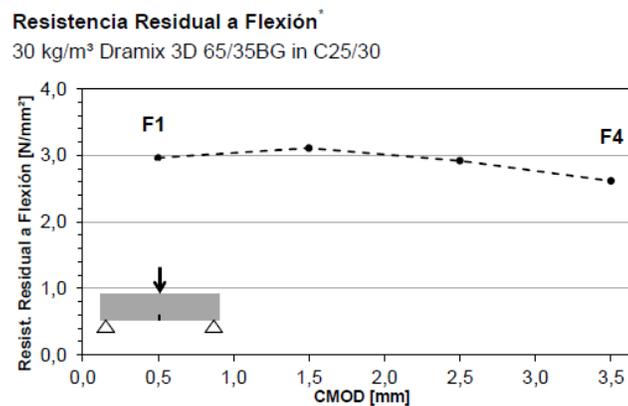


Figura 3.9: Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de $30kg/m^3$ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 25 [MPa][22].

Resistencia Residual a Flexión*
 35 kg/m³ Dramix 3D 65/35BG in C25/30

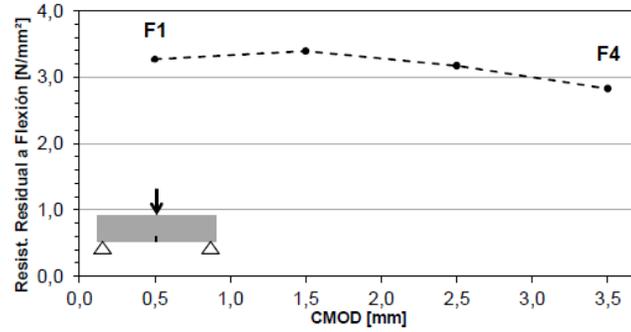


Figura 3.10: Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de 35kg/m³ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 25 [MPa] [22].

Resistencia Residual a Flexión*
 40 kg/m³ Dramix 3D 65/35BG in C25/30

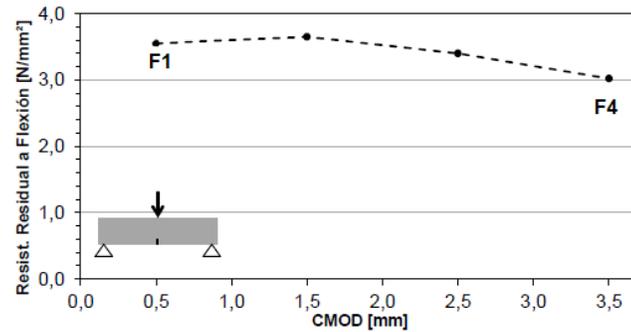


Figura 3.11: Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de 40kg/m³ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 25 [MPa] [22].

Ahora, para las probetas ensayadas con un hormigón G30 los resultados de resistencia residual a flexión para la misma fibra en cuestión, se muestran en las figuras 3.12, 3.13 y 3.14.

Resistencia Residual a Flexión*

30 kg/m³ Dramix 3D 65/35BG in C30/37

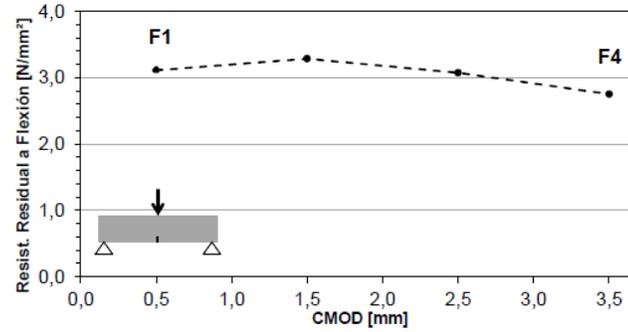


Figura 3.12: Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de 30kg/m³ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 30 [MPa] [22].

Resistencia Residual a Flexión*

35 kg/m³ Dramix 3D 65/35BG in C30/37

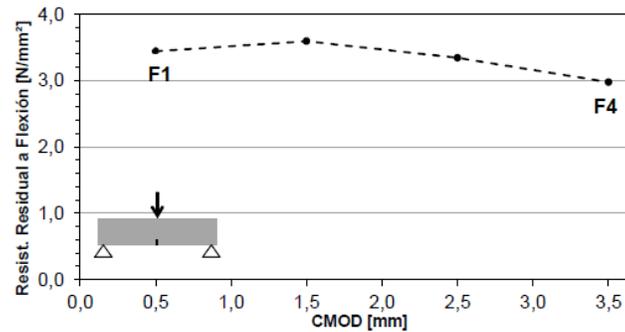


Figura 3.13: Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de 35kg/m³ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 30 [MPa] [22].

Resistencia Residual a Flexión*

40 kg/m³ Dramix 3D 65/35BG in C30/37

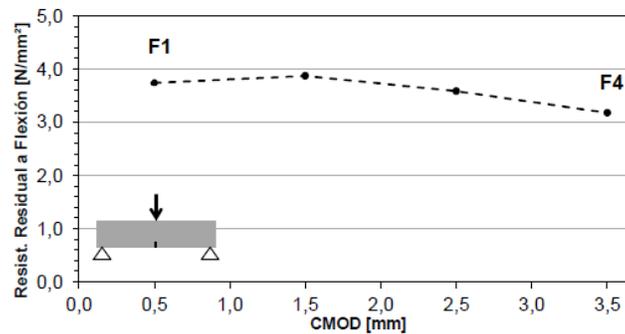


Figura 3.14: Resistencia residual a flexión promedio para una dosificación de 40kg/m³ según EN 14651, y un hormigón de resistencia a la compresión f'_c de 30 [MPa] [22].

En las siguientes tablas se muestran los valores correspondientes a la resistencia residual

a la flexión obtenidos de los gráficos 3.9,3.10, 3.11, 3.12, 3.13 y 3.14 con las distintas dosificaciones mencionadas. Además, es necesario volver a señalar que estos valores se obtuvieron para hormigones G25 y G30, y siguiendo la metodología correspondiente al ensayo EN 14651.

Tabla 3.1: Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra Dramix 3D 65/35BG junto con hormigón de resistencia a compresión f'_c de 25 MPa..

Fibra		Dramix 3D 65/35BG		
Hormigón		G25		
Dosis		30 kg/m ³	35 kg/m ³	40 kg/m ³
CMOD 0,5mm	$f_{R1,m}$ [N/mm ²]	3	3.3	3.5
CMOD 1,5mm	$f_{R2,m}$ [N/mm ²]	3.1	3.4	3.7
CMOD 2,5mm	$f_{R3,m}$ [N/mm ²]	2.9	3.2	3.4
CMOD 3,5mm	$f_{R4,m}$ [N/mm ²]	2.6	2.8	3

Tabla 3.2: Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra Dramix 3D 65/35BG junto con hormigón de resistencia a compresión f'_c de 30 MPa..

Fibra		Dramix 3D 65/35BG		
Hormigón		G30		
Dosis		30 kg/m ³	35 kg/m ³	40 kg/m ³
CMOD 0,5mm	$f_{R1,m}$ [N/mm ²]	3.1	3.4	3.7
CMOD 1,5mm	$f_{R2,m}$ [N/mm ²]	3.3	3.6	3.9
CMOD 2,5mm	$f_{R3,m}$ [N/mm ²]	3.1	3.3	3.6
CMOD 3,5mm	$f_{R4,m}$ [N/mm ²]	2.8	3	3.2

3.3.2. Fibras Barchip

Las fibras *BarChip* son fibras sintéticas, diseñadas por la empresa *BarChip Inc.*, estas se utilizan como un sistema de refuerzo para el hormigón, no corrosivo.

El reforzamiento de hormigón con macro fibra sintética *BarChip* ha sido usado para reforzar aproximadamente 5.000 km de estructuras subterráneas en todo el mundo. Además, fue la primera fibra sintética usada para reforzar revestimientos de concreto proyectado en túneles civiles, revestimientos in situ y como reforzamiento en revestimientos segmentados prefabricados para túneles.

Existe una variada gama de fibras *Barchip* que se pueden utilizar como refuerzo de hormigón. Las propiedades técnicas de dichas fibras se muestran a continuación.

Característica	BarChip 48	BarChip 54	BarChip 60	BarChip MQ58	BarChip R50	BarChip R65	Estándar
Clase de Fibra III	Para uso estructural en hormigón, argamasa y lechada de cemento						EN 14889-2
Resistencia a la tensión	640 MPa	640 MPa	640 MPa	640 MPa	610 MPa	610 MPa	JIS L 1013/ISO 2062
Módulo de Young	12 GPa	12 GPa	12 GPa	10 GPa	10 GPa	10 GPa	JIS L 1013/ISO 2062
Anclaje	Relieve continuo						
Material de base	Polipropileno virgen			Polímero Bicomponente	Polipropileno virgen y reciclado		
Resistencia alcalina	Excelente						
Longitud	48 mm	54 mm	60 mm	58 mm	48 mm	65 mm	
Certificado CE	0120 - GB10/79678			0120 - GB10/79678			
Certificado ISO 9001:2015	0044943						

Figura 3.15: Propiedades mecánicas de distintos tipos de fibras BarChip para refuerzo en hormigón.

Algunos de los proyectos de túneles que cuentan con la incorporación de fibras *BarChip* como refuerzo son: El Túnel de Santa Elena-Byron Bay en Australia, Túnel del proyecto Alto Maipo y Túnel El Melón II ambos en Chile. Refiriéndonos al proyecto realizado en Australia, éste es el primer túnel de carretera del país que utilizó fibra macro sintética como refuerzo principal en el revestimiento de hormigón proyectado, pero también cuenta con barras y mallas de refuerzo. En cuanto a dimensiones, cuenta con una sección transversal masiva de $210 m^2$ para acomodar tres carriles en cada dirección. El Melón II es un túnel de 2 carriles de aproximadamente 8 m de altura y 11 m de ancho. En donde el soporte de tierra inicial consiste en hormigón proyectado reforzado con fibra BarChip con pernos de roca. Durante el diseño y la optimización de la mezcla, se probaron 5 opciones de fibras diferentes.

De las distintas fibras mostradas en la Figura 3.15, la más utilizada como refuerzo en la mezcla del shotcrete para el revestimiento de túneles es la fibra *BarChip 48*, a modo de ejemplo y como se mencionó anteriormente, en la construcción de la central hidroeléctrica del proyecto Alto Maipo se está utilizando dicha fibra como refuerzo.

La fibra *BarChip 48* es una fibra estructural de alto rendimiento para refuerzo del hormigón. Los parámetros de resistencia a la flexión f_{R1} y f_{R4} , que son necesarios para obtener la resistencia última, se muestran a continuación:

Flexural Performance - ASTM C 1609 / C 1609 M

Residual Strength at 0.75 mm Displacement f_{150}^{150} [MPa]

f'_c [MPa]	Dosage Rate [kg/m ³]					
	2.5	3	3.5	4	5	6
25	1.10	1.35	1.60	1.85	2.35	2.85
32	1.30	1.55	1.80	2.10	2.60	3.15
40	1.50	1.80	2.05	2.35	2.90	3.50

Residual Strength at 3.0 mm Displacement f_{150}^{150} [MPa]

f'_c [MPa]	Dosage Rate [kg/m ³]					
	2.5	3	3.5	4	5	6
25	0.80	1.00	1.15	1.35	1.75	2.20
32	0.90	1.10	1.30	1.50	1.95	2.40
40	1.05	1.25	1.45	1.65	2.10	2.60

Flexural Performance - EN 14651, RILEM

Residual Strength at CMOD 0.5 mm f_{R1} [MPa]

Concrete Class	Dosage Rate [kg/m ³]					
	2.5	3	4	5	6	
C25/30	1.30	1.55	1.90	2.20	2.60	
C30/37	1.35	1.55	1.95	2.30	2.70	
C35/45	1.40	1.60	2.05	2.35	2.80	
C40/50	1.45	1.65	2.05	2.45	2.90	

Residual Strength at CMOD 1.5 mm f_{R2} [MPa]

Concrete Class	Dosage Rate [kg/m ³]					
	2.5	3	4	5	6	
C25/30	1.35	1.60	2.05	2.55	3.15	
C30/37	1.35	1.60	2.15	2.80	3.40	
C35/45	1.40	1.65	2.20	3.00	3.50	
C40/50	1.45	1.75	2.30	3.05	3.60	

Figura 3.16: Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra BarChip48 según EN 14561. Estos resultados se basan en muestras probadas a la edad de 28 días en los laboratorios de NATA Y EMI TUV SUD [23].

Para una mejor comprensión de los datos entregados en la Figura 3.16, se agruparon los valores de resistencia residual a flexión según el tipo de hormigón utilizado en la mezcla.

Tabla 3.3: Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra BarChip48 junto con hormigón de resistencia a compresión f'_c de 25 MPa.

Fibra		BarChip48				
Hormigón		G25				
Dosis		2.5 $\frac{kg}{m^3}$	3 $\frac{kg}{m^3}$	4 $\frac{kg}{m^3}$	5 $\frac{kg}{m^3}$	6 $\frac{kg}{m^3}$
CMOD 0.5mm	$f_{R1,m}$ [N/mm ²]	1.3	1.55	1.9	2.2	2.6
CMOD 1.5mm	$f_{R2,m}$ [N/mm ²]	1.35	1.6	2.05	2.55	3.15
CMOD 2.5mm	$f_{R3,m}$ [N/mm ²]	1.45	1.65	2.1	2.7	3.55
CMOD 3.5mm	$f_{R4,m}$ [N/mm ²]	1.3	1.5	2.05	2.65	3.2

Tabla 3.4: Valores de resistencia residual a tracción por flexión correspondiente a fibra BarChip48 junto con hormigón de resistencia a compresión f'_c de 30 MPa.

Fibra		BarChip48				
Hormigón		G30				
Dosis		$2.5 \frac{kg}{m^3}$	$3 \frac{kg}{m^3}$	$4 \frac{kg}{m^3}$	$5 \frac{kg}{m^3}$	$6 \frac{kg}{m^3}$
CMOD 0.5mm	$f_{R1,m}$ [N/mm ²]	1.35	1.55	1.95	2.3	2.7
CMOD 1.5mm	$f_{R2,m}$ [N/mm ²]	1.35	1.6	2.15	2.8	3.4
CMOD 2,5mm	$f_{R3,m}$ [N/mm ²]	1.45	1.65	2.35	3.15	3.7
CMOD 3.5mm	$f_{R4,m}$ [N/mm ²]	1.3	1.55	2.15	2.8	3.45

Capítulo 4

Metodología

En esta sección se describe la metodología utilizada para lograr crear los modelos 3D correspondientes a cada túnel, y además, la metodología utilizada para el desarrollo de esta memoria. La metodología planteada fue la siguiente:

1. Revisión bibliográfica de varios documentos, manuales de diseño, papers e investigaciones relacionadas tanto con el diseño de hormigón armado tradicional, diseño de hormigón con fibras y construcción y diseño de túneles.
2. Elección de algún código de diseño de hormigón reforzado con fibras para seguir su metodología de diseño.
3. Elección de los casos de estudio o secciones de túnel que serán desarrollados y modeladas en el desarrollo de esta memoria.
4. Una vez definidas la secciones que se utilizarán, es necesario conocer los parámetros geotécnicos de los suelos en los cuales se encuentran dichas secciones de túnel.
5. Con todo lo anterior, se comienza con el estudio y uso de los software Phase 2, F2F y FLAC 3D, para generar los modelos 3D y así conocer los esfuerzos internos de la sección.
6. Con los esfuerzos internos, se comienza con el diseño tanto para hormigón armado como para hormigón con fibras. En ambos casos, se deben obtener los diagramas de interacción entre los esfuerzos axiales y esfuerzos de flexión.
7. Finalmente, se comparan y analizan los resultados obtenidos.

4.1. Herramientas computacionales

A continuación se mencionan y describen los softwares requeridos para crear ambos modelos correspondientes a cada túnel, junto con las respectivas funciones que desempeña cada programa.

El objetivo principal de modelar la sección del túnel es lograr obtener los esfuerzos internos de este, los cuales determinan los espesores correspondientes al sostenimiento y revestimiento, además, con estos se puede determinar cual es la cantidad de armadura de refuerzo necesaria.

4.1.1. Phase 2

Phase 2 fue creado por la empresa Rocscience Inc, es un software en 2D de elementos finitos utilizado para el cálculo de esfuerzos y deformaciones alrededor de las excavaciones. Se puede ocupar para resolver una amplia gama de problemas mineros e ingeniería civil para con ello proponer, de acuerdo a éstas, la forma más segura y rentable de explotar un yacimiento.

Para efectos de ésta memoria éste software será utilizado exclusivamente para la confección de la malla 2D, la cual posteriormente será utilizada en el software FLAC 3D, en donde se concreta el modelo.

En primer lugar, se debe determinar la sección más crítica del túnel, la cual será utilizada para el diseño. Posteriormente, ésta se dibuja en Phase 2 exactamente como se muestra en los planos de cálculo. Luego, se procede a definir la zona de interacción entre la sección del túnel y suelo próximo, generalmente para gravas o suelos no finos se considera un área igual a 2 o 3 veces el diámetro del túnel.

Para el primer caso de estudio, y dado que es un túnel de mayores dimensiones, la zona de interacción quedó definida de la siguiente manera: 20 metros sobre el túnel y los mismos 20 [m] hacia abajo de la sección, ubicando el cero en la cota riel, y 30 metros para cada lado, estos valores fueron determinados desde el trazado del túnel, ver figura 4.1.

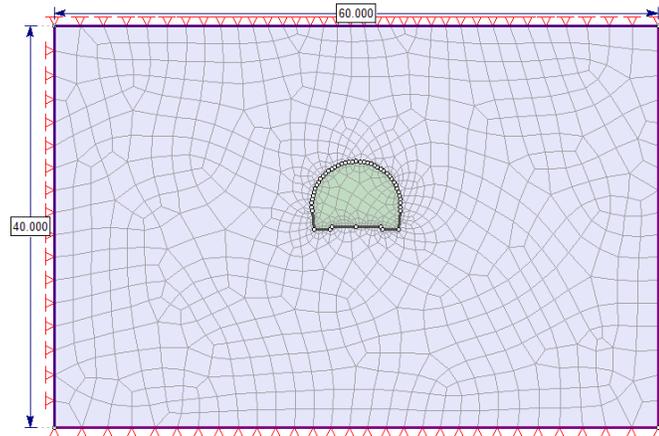


Figura 4.1: Zona de influencia para el caso 1 ingresada en Phase 2.

En cuanto al segundo caso de estudio, la zona de interacción quedó definida por 20 metros hacia arriba y 10 metros hacia abajo, ambos medidos desde la cota riel, y 15 metros para cada lado de la sección, valores que también fueron determinados tras el trazado del túnel, ver figura 4.2.

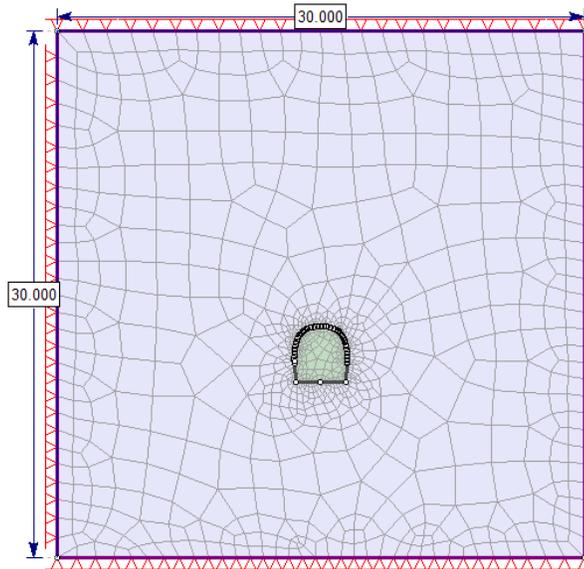


Figura 4.2: Zona de influencia para el caso 2 ingresada en Phase 2.

Una vez determinada la zona de interés, se diferencia el suelo que se encuentra al interior de la sección del túnel con respecto al que se encuentra en el exterior de este, quedando así dos grupos de suelo. Teniendo los pasos anteriores se procede a discretizar esta zona. Finalmente, queda lista la malla en 2D que será utilizada en F2F y posteriormente en el programa FLAC 3D.

4.1.2. F2F

F2F es un software gratuito que permite crear mallas tridimensionales para FLAC3D mediante la extrusión de elementos 2D de elementos finitos. Los elementos planos triangular de 3 nodos y cuadrilátero de 4 nodos se extruyen en sólidos de cuña y ladrillo, respectivamente. F2F está escrito en C++ y usa el widget Qt para su interfaz gráfica.

Como bien se mencionó anteriormente, el software Phase 2 es un programa en 2D y los modelos de túneles se deben realizar en 3D. Para esto es necesario transformar la malla anteriormente creada en el programa Phase 2 a una malla en 3D. Para lo anterior se debe utilizar este software, en el cual se debe ingresar el largo de túnel que se desea, y de esta forma se replica la malla hasta cumplir con el largo ingresado. De esta forma la malla queda en 3D y lista para ser ingresada en el programa FLAC 3D.

4.1.3. Flac 3D

FLAC3D (Análisis Lagrangiano Rápido de Continua en 3 Dimensiones) fue creado por la empresa Itasca Consulting Group Inc e Itasca international company, es un software de modelación numérica para análisis geotécnicos de suelo, roca, agua subterránea, construcciones y soporte del suelo. Basado en el método de diferencias finitas explícitas, que permite el análisis para la solución de problemas en ingeniería, captura los comportamientos complejos de modelos que constan de varias etapas, muestran grandes desplazamientos y deformaciones,

exhiben un comportamiento de material no lineal o son inestables.

Los empujes del suelo para ambos túneles en cuestión son determinados mediante el equilibrio de fuerzas internas. Además, el suelo es modelado como volúmenes sólidos con propiedades constitutivas representadas por los parámetros determinados por la mecánica de suelo.

Cuando se simula el comportamiento de suelo, roca u otro material, se realizan cálculos tenso-deformacionales, durante las diferentes fases de excavación o modificación del terreno, determinando un nuevo equilibrio en cada una de las excavaciones, y almacenando para cada etapa constructiva la información de estas nuevas tensiones.

Al programa se le ingresan los parámetros geotécnicos mostrados en la Figura 3.4 correspondientes a ambos túneles. Una vez ingresada la rutina para determinar el comportamiento del suelo, se aplica una sobrecarga vertical de $1.2 \text{ [tonf/m}^2\text{]}$ en la superficie del modelo de análisis. Esta carga representa el tráfico vehicular y otras sobrecargas eventuales.

Posteriormente, se ingresa la rutina que representa la excavación del túnel con su posterior colocación del sostenimiento y revestimiento de hormigón, se determinaron 25 [cm] para el sostenimiento y 10 [cm] para el revestimiento, en ambos casos. Además, se utilizó un avance de excavación de 2 [m] para el caso 1 y un avance de 1 [m] para el caso 2. Los valores anteriores no son arbitrarios, ya que estos vienen de la ingeniería de detalles de la Extensión de L2 [20] y [21].

Los elementos que simulan el sostenimiento y revestimiento del hormigón son elementos de placa delgada tipo Shell que se conectan a los elementos del suelo de manera rígida, de forma que se generan esfuerzos en ellos a medida que los elementos de suelo se deforman, pudiendo ser cargados por cargas puntuales o presiones superficiales. Lo anterior es una manera correcta y aceptada que permite modelar la interacción suelo-estructura.

Finalmente, se escribe la rutina para extraer los esfuerzos internos de cada modelo. Para el sostenimiento en el caso estático, estos valores son mayorados por un coeficiente de 1.4 y no se diseña para caso sísmico. En cuanto al revestimiento en el caso estático, los esfuerzos internos son mayorados por 1.7, y en el caso sísmico estos son mayorados por un factor de 1.2. Los factores de mayoración de carga vienen dados por el texto *Criterios de diseño obras subterráneas, consorcio Worley Parsons-ARCADIS*. Estos datos son trabajados en una plantilla en Excel con la cual es posible obtener los diagrama de interacción pertinentes al diseño.

Capítulo 5

Desarrollo

Esta sección tiene como objetivo mostrar el análisis de esfuerzos y deformaciones del Túnel Interestación sección Herradura y también para el Túnel Escotilla de Evacuación, ambos túneles modelados en el software FLAC3D, para una estratigrafía correspondiente a un suelo tipo grava arenosa.

5.1. Hipótesis utilizadas en el diseño de túneles

El diseño por resistencia de elementos sometidos a cargas axiales y de flexión, se debe basar en las siguientes hipótesis, además, debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones. Esto quiere decir que se debe cumplir con el equilibrio entre las fuerzas de compresión y de tracción que actúan en la sección transversal para las condiciones de resistencia nominal. Además, la compatibilidad entre el esfuerzo y la deformación unitaria del hormigón y del refuerzo para condiciones de resistencia nominal.

- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro (Teorema de Tales).
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.
- Se emplearán varias capas de armadura (A_{si}), a distintas profundidades de la pieza (d_i) (ver Figura 2.13).
- La deformación de cada barras de acero (ϵ_s), se obtiene de la proporción siguiente, siendo c la ubicación de la fibra neutra:

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \frac{c-d_i}{c}$$

- El esfuerzo en el refuerzo de acero cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero ϵ_s . Para deformaciones unitarias mayores que f_y , el esfuerzo se considera independiente a la deformación unitaria e igual a f_y . Entonces:

Cuando $\epsilon_s < \epsilon_y$:

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

donde E_s es el Módulo de deformación del acero ($E_s = 210.000 MPa$).

Cuando $\epsilon_s \geq \epsilon_y$:

$$A_s f_s = A_s f_y$$

- La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de los elementos de hormigón reforzado sometidos a cargas de flexión y axiales. Esto también es aplicado en el diseño con fibras.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el hormigón y la deformación unitaria en el hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.
- El ítem anterior se satisface con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón. Para el diseño se permite el uso de una distribución rectangular de esfuerzos de compresión (bloque de esfuerzos) como reemplazo de distribuciones reales. En el bloque rectangular equivalente de esfuerzos, se utiliza un esfuerzo promedio de $0.85f'_c$ con un rectángulo de altura $a = \beta_1 c$. Experimentalmente se ha determinado que β_1 tiene un valor igual a 0.85 para hormigón con $f'_c \leq 28$ MPa y menor en 0.05 por cada 7 MPa de f'_c sobre 28 MPa.

5.2. Modelos

Las dimensiones de los modelos ingresados al programa FLAC3D se pueden ver en las figuras 5.1 y 5.2 para los casos 1 y 2 respectivamente.

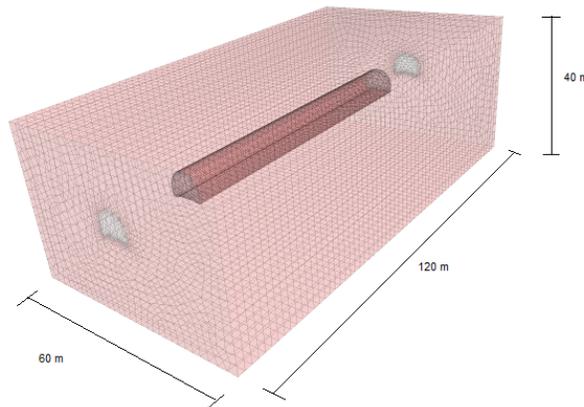


Figura 5.1: Modelo correspondiente al túnel interestación herradura.

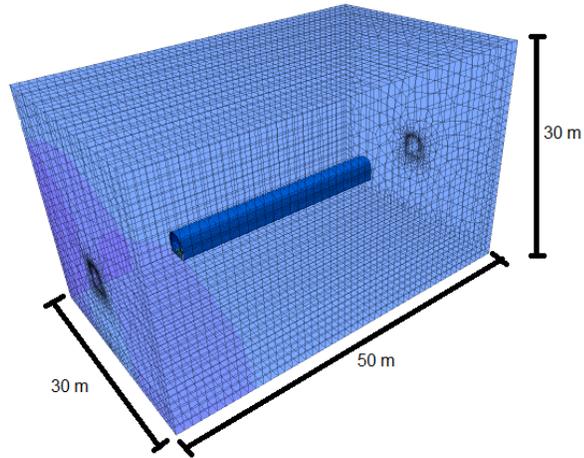


Figura 5.2: Modelo correspondiente al túnel de evacuación.

En las figuras 5.3 y 5.4 se muestran las secciones transversales de los modelos 1 y 2 respectivamente.

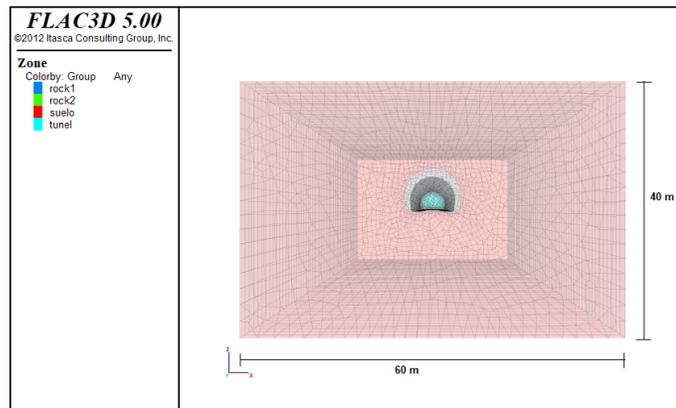


Figura 5.3: Vista sección transversal del modelo correspondiente al Túnel Interestación Herradura.

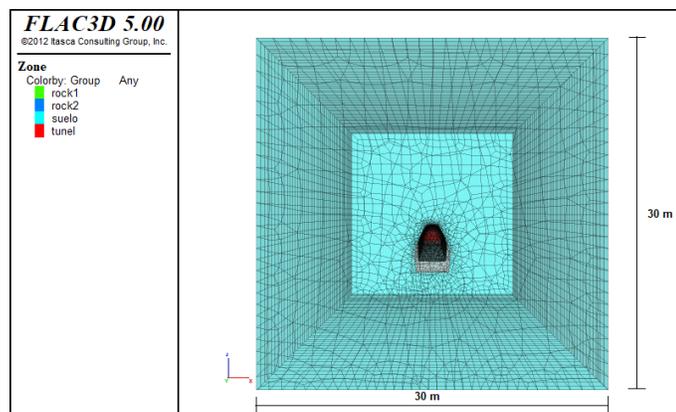


Figura 5.4: Vista sección transversal del modelo correspondiente al Túnel Escotilla de Evacuación.

Para los datos de entrada que se ingresaron en el software FLAC3D se consideraron los parámetros mostrados en la figura 3.4 para el comportamiento del suelo. Con estos parámetros se obtuvieron los datos mostrados en la tabla 5.1, los cuales fueron ingresados a FLAC3D. Además, se consideró un espesor de 25 [cm] para el sostenimiento y de 10 [cm] para el revestimiento.

Tabla 5.1: Parámetros de entrada para modelar el comportamiento del suelo en ambos casos de estudio.

	Caso 1		Caso 2		Unidad
	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 1	Estrato 2	
Módulo Volumétrico	72884	211190	72884	186798	kPa
Módulo de Corte	43730	126714	43730	112079	kPa
Cohesión	20	27	20	27	kPa
Fricción	45	45	45	45	°
Dilatación	12	12	12	12	°
Tensión	0	0	0	0	kPa

5.2.1. Secuencia de excavación

En la Figura 5.5 y 5.6 se muestra un resumen de forma genérica de la secuencia de excavación del túnel interestación en herradura y del túnel escotilla de evacuación respectivamente. En el primer modelo se considera un avance inicial de 2 m con excavación a sección completa y aplicación de hormigón de sostenimiento en cada avance.

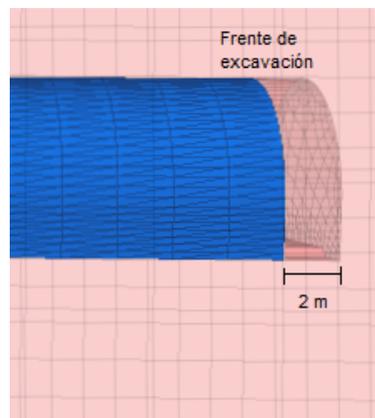


Figura 5.5: Avance de excavación para el modelo 1.

En el segundo modelo se considera avance inicial de 1 m con excavación a sección completa y aplicación de hormigón de sostenimiento en cada avance. La diferencia en el avance viene dado por la ingeniería de detalles de la Extensión de L2 [20] y [21].

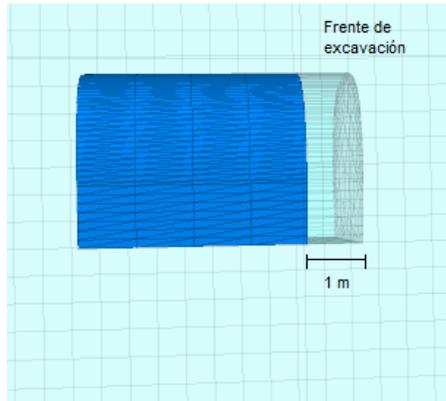


Figura 5.6: Avance de excavación para el modelo 2.

5.3. Espesores de hormigón

Para los datos de entrada en el software FLAC3D se consideraron los siguientes espesores:

Tabla 5.2: Espesores de sostenimiento y revestimiento utilizado para cada caso de estudio.

	Sostenimiento	Revestimiento	Unidad
Caso 1	25	35	[cm]
Caso 2	25	35	[cm]

Para apoyar lo mencionado en la tabla anterior, se adjuntan imágenes de la sección transversal del túnel escotilla de evacuación:

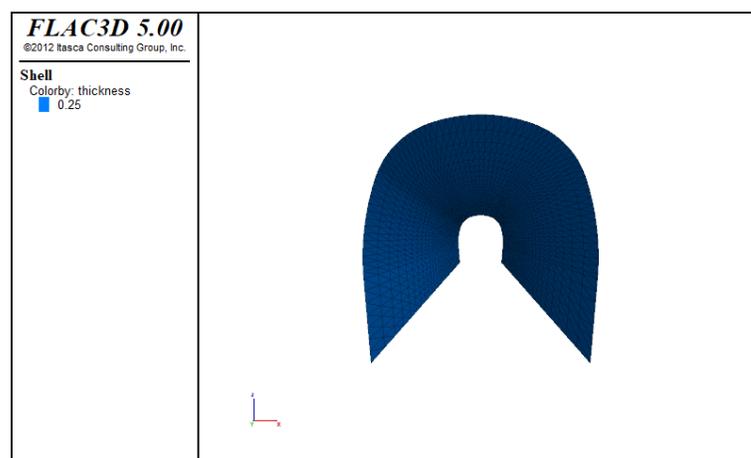


Figura 5.7: Vista sección transversal túnel escotilla de evacuación con un espesor de 25 [cm].

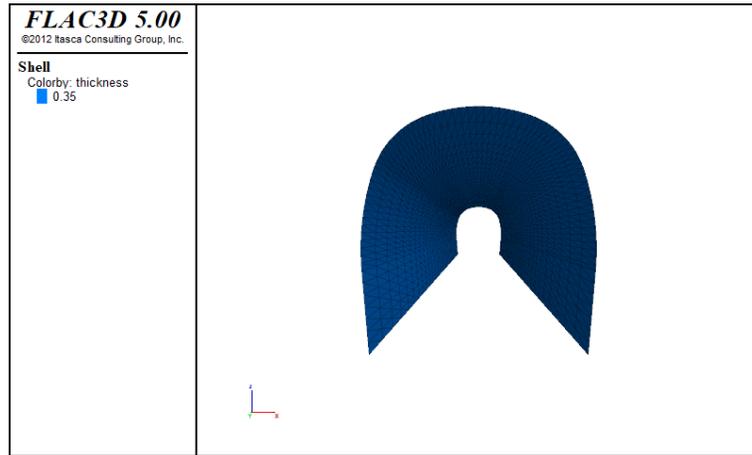


Figura 5.8: Vista sección transversal túnel escotilla de evacuación con un espesor de 35 [cm].

En la siguiente tabla se entregan los parámetros ingresados para realizar las verificaciones del corte del túnel interestación herradura y túnel escotilla de evacuación ambos para zona típica, mostrando los valores máximos de corte solicitado, los cuales no deben superar la capacidad al corte del hormigón. Se tomó como referencia el valor de corte máximo que se obtiene del modelo 1, ya que este valor es mayor que el corte máximo del modelo 2. Además, se utilizó la ecuación (2.34) sin considerar los efectos de las cargas axiales.

Tabla 5.3: Verificación de espesor según esfuerzo de corte.

Parámetro	Valor	Unidad
d	20	cm
bw	100	cm
$f'c$	250	kgf/cm ²
ϕV_c	14246.06	kgf
ϕV_c	14.25	tonf
Vu	8	tonf

Como se puede apreciar en la tabla 5.3, el espesor utilizado es capaz de aguantar la máxima solicitud de corte entregada por el software FLAC3D. Es más, es válido pensar que el elemento está sobredimensionado, pero dichos espesores se han establecido según la experiencia de túneles previos, más los criterios definidos por Negro et al (1999).

5.4. Combinaciones de carga

En general, al trabajar con modelos numéricos que involucran la interacción de suelo – estructura, ya sea por elementos o diferencias finitas, los factores de mayoración para el diseño se aplican directamente a las tensiones de trabajo de los elementos estructurales, ya que son

el resultado del equilibrio de tensiones y deformaciones del modelo.

5.4.1. Sostenimiento

- Caso estático: $U=1.4 (D + H + SC)$
- Caso sísmico: No se considera sismo debido a que la construcción del sostenimiento de los túneles es considerada una etapa temporal destinada a soportar cargas estáticas del suelo

donde:

D: Carga de peso propio;

H: Empuje del terreno;

SC: Sobrecargas sobre la superficie (tráfico).

5.4.2. Revestimiento

- Caso estático: $U= 1.7 (D + H + SC)$
- Caso sísmico: $U= 1.2 (D + H + SC + E)$

donde:

D: Carga de peso propio;

H: Empuje del terreno;

SC: Sobrecargas sobre la superficie (tráfico);

E: Solicitación sísmica máxima (desangulación).

5.5. Esfuerzos internos entregados por FLAC3D

En la siguiente sección se adjuntan los diagramas de esfuerzos internos de corte, axial y momento que actúan sobre la sección de túnel pertenecientes a los dos casos de estudio en cuestión, tanto para el caso estático como el sísmico.

Además, cabe señalar que a modo de convención para el programa FLAC3D las compresiones son negativas y las tracciones positivas.

5.5.1. Caso estático

Para el análisis estático de las estructuras en cuestión, la rutina que se ingresa en el software FLAC3D consta, a grandes rasgos, primero de caracterizar el tipo de suelo en el cual se quiere realizar el túnel, para ellos se ingresan los parámetros mostrados en la figura 3.4. Finalmente, se aplica una carga equivalente al tránsito de autos en la superficie, y posteriormente se procede a modelar el proceso constructivo que consiste en extraer el suelo de la sección excavada del túnel y luego colocar el sostenimiento.

Con lo anterior, se tienen los siguientes diagramas de esfuerzos internos para el túnel interestación herradura y túnel escotilla de evacuación.

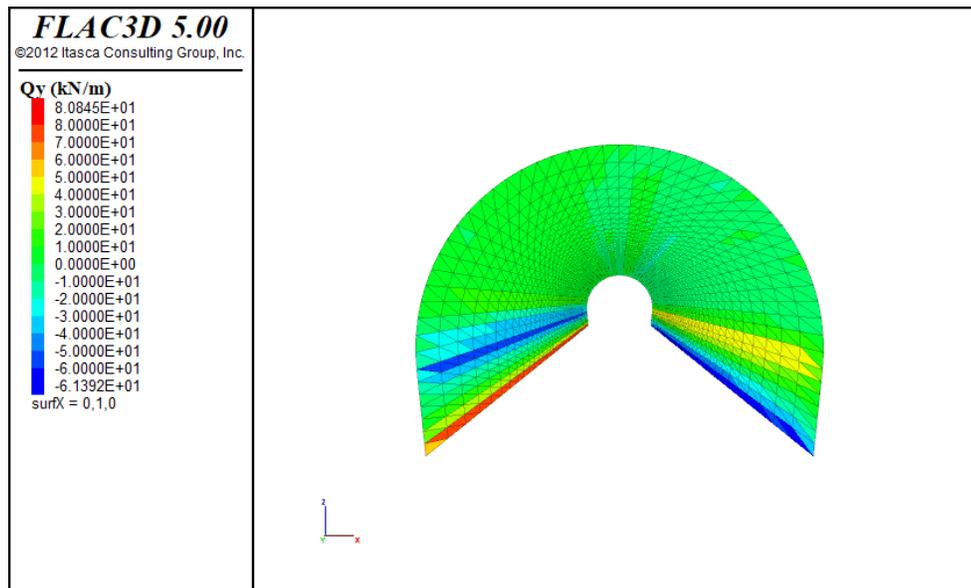


Figura 5.9: Diagrama de esfuerzos de corte perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.

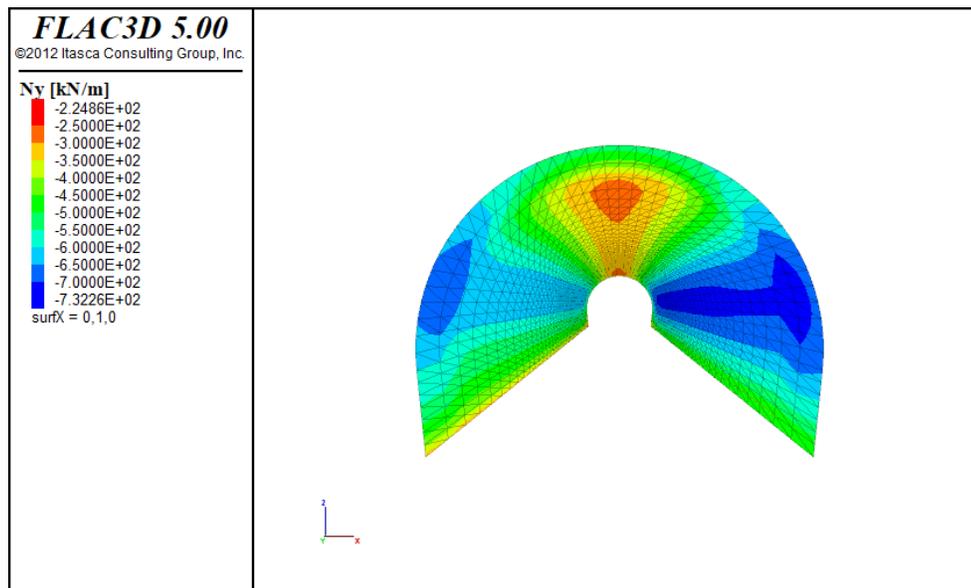


Figura 5.10: Diagrama de esfuerzos axiales perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.

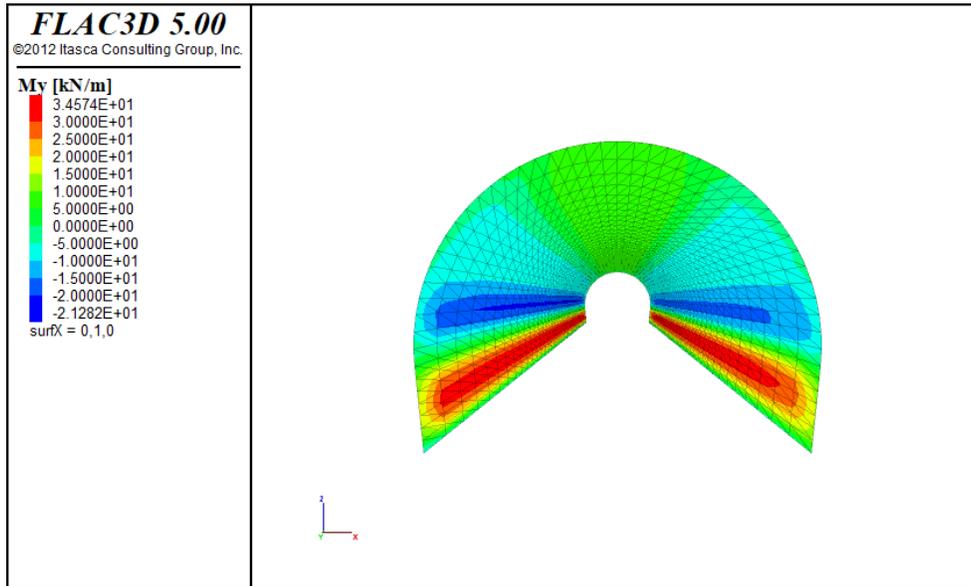


Figura 5.11: Diagrama de esfuerzos de flexión perteneciente al Túnel Inter-estación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.

Ahora, para el segundo caso de estudio que corresponde al túnel escotilla de evacuación, se obtuvieron los siguientes diagramas de esfuerzos internos.

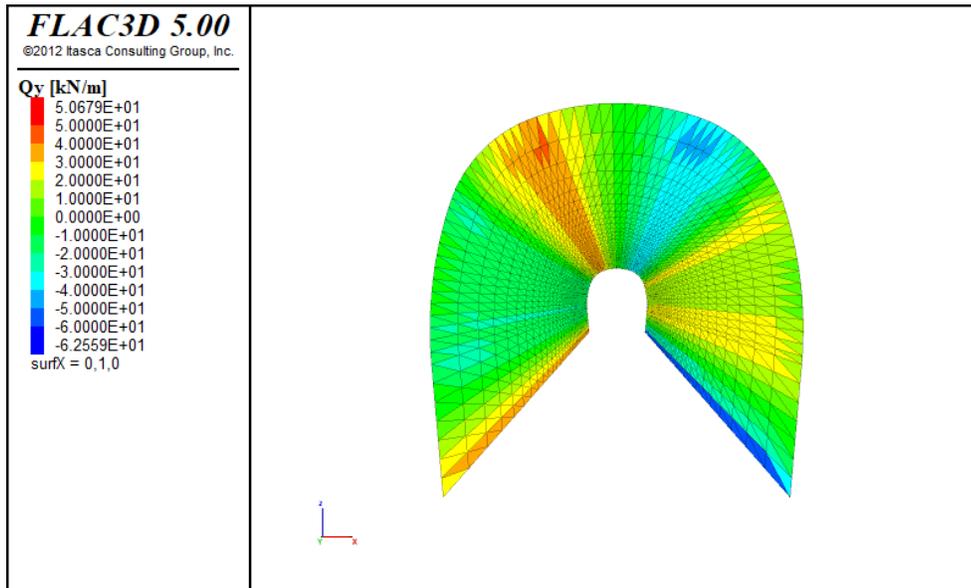


Figura 5.12: Diagrama de esfuerzos de corte perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.

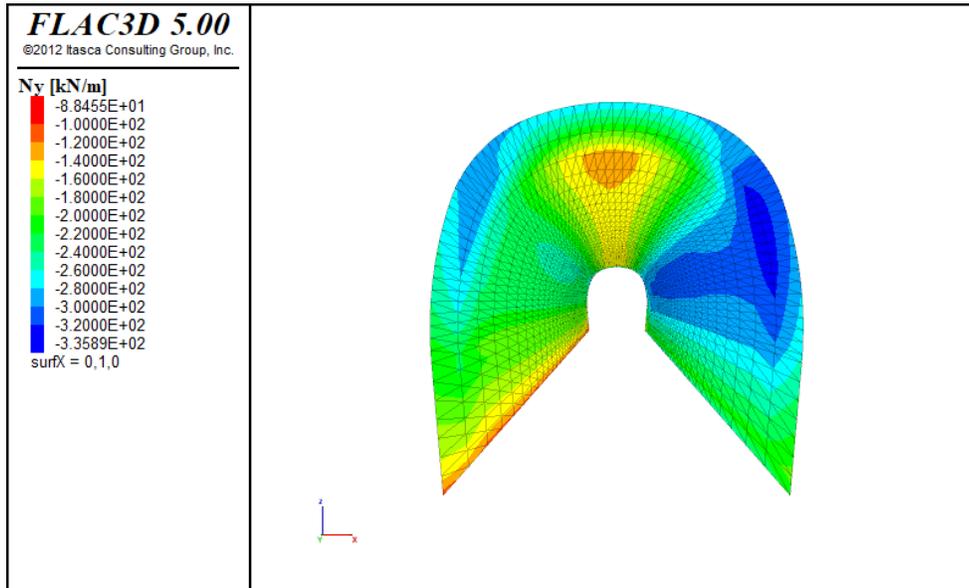


Figura 5.13: Diagrama de esfuerzos axiales perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.

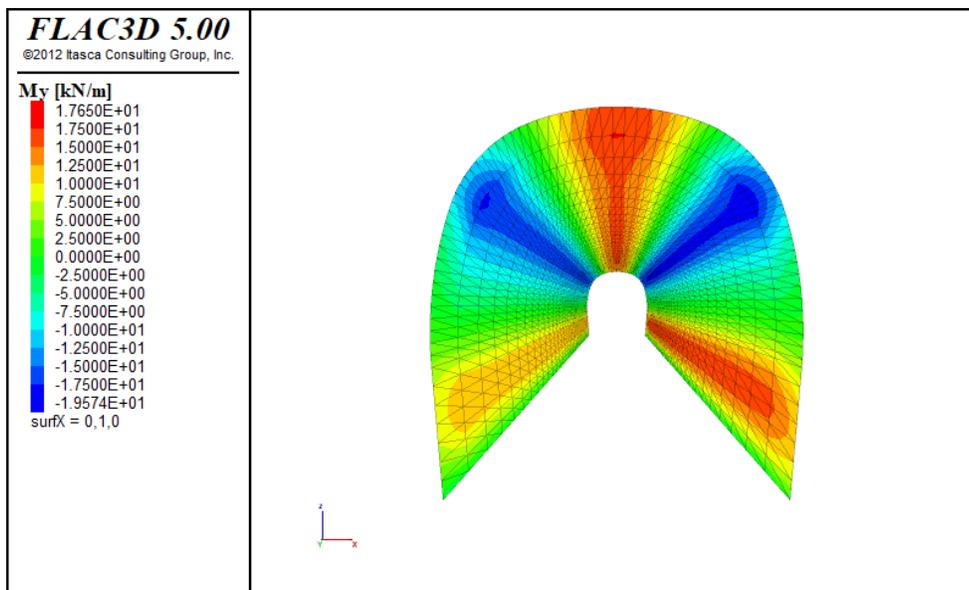


Figura 5.14: Diagrama de esfuerzos de flexión perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.

5.5.2. Caso Sísmico

Para el análisis de la interacción entre el suelo y la estructura subterránea durante un evento sísmico severo, se utilizó el Método de Distorsión Angular o Método de Kuessel. El cual consiste en imponer una desangulación del suelo que envuelve la estructura, ver figura 5.15. Con esto, la sección del túnel se comprime por un lado y se descomprime por el otro.

La desangulación sísmica que se le aplica al modelo depende del tipo de suelo en el cual

este se encuentra, dado que el tipo de suelo es grava arenosa, el parámetro de desangulación recomendado según Petrus es el siguiente:

Tabla 5.4: Desangulación correspondiente a grava arenosa, según Petrus.

Tipo de suelo	Desangulación sísmica [rad]
Grava Arenosa	0.00035

Con la desangulación anterior, y la altura correspondiente a cada modelo en cuestión, es posible obtener el desplazamiento que se debe introducir sobre cada modelo en el software FLAC3D. Estos desplazamientos se obtienen multiplicando la altura del modelo con la desangulación angular recomendada.

Tabla 5.5: Desplazamientos aplicados para el diseño sísmico de cada modelo en FLAC3D

	Altura del modelo [m]	Desangulación sísmica [rad]	Desplazamiento [m]
Caso 1	40	0.00035	0.014
Caso 2	30	0.00035	0.0105

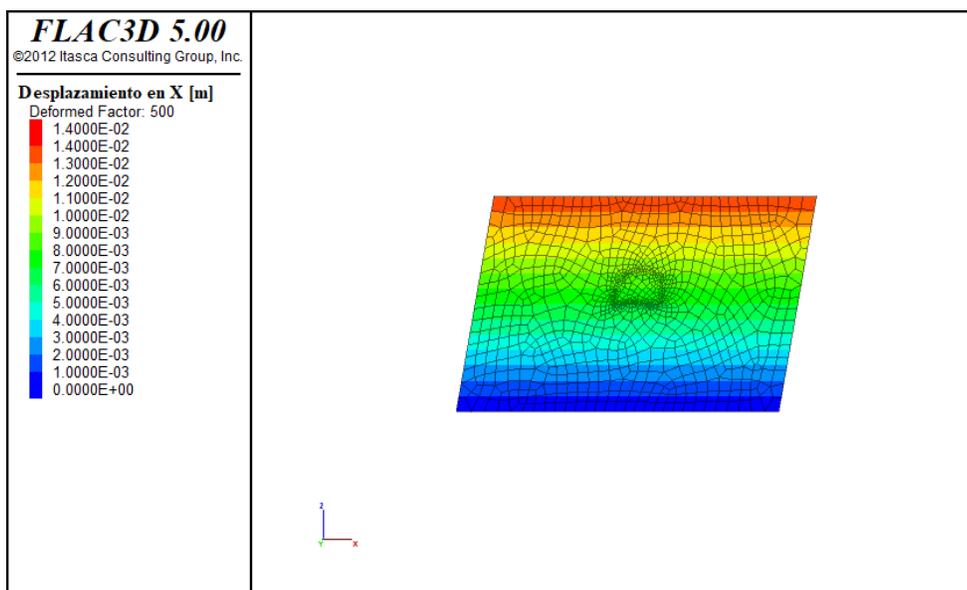


Figura 5.15: Desplazamiento aplicado sobre el suelo que envuelve al túnel intersección herradura.

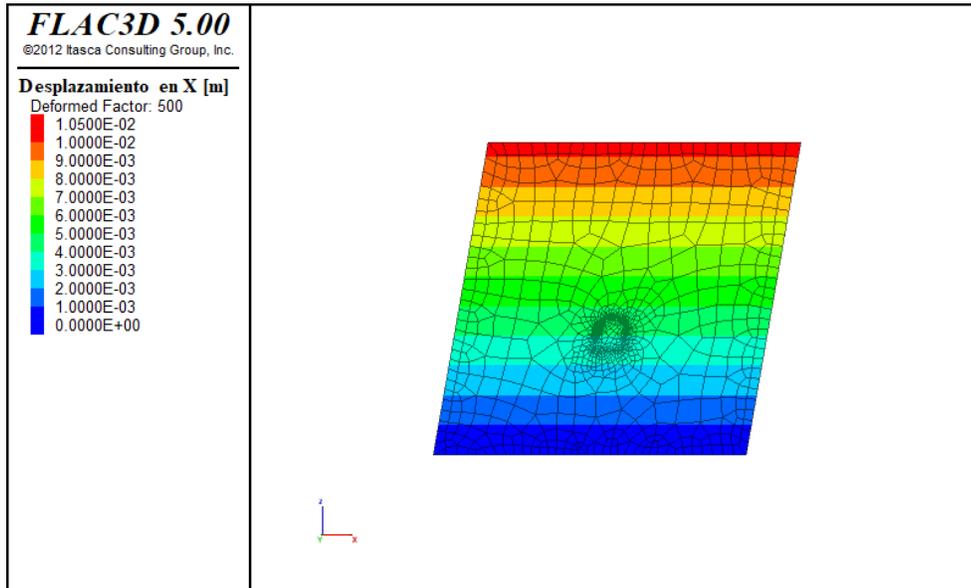


Figura 5.16: Desplazamiento aplicado sobre el suelo que envuelve al túnel escotilla de evacuación.

En las figuras 5.15 y 5.16 se muestra como queda el modelo luego de aplicar el factor de desangulación. En ambos casos se puede apreciar que el máximo valor de desplazamiento coincide con los datos mostrados en la tabla 5.5, y este se obtiene en la parte superior del modelo.

Los diagramas de esfuerzos internos obtenidos luego de aplicar la desangulación angular al modelo 1, que corresponde al Túnel Interestación Herradura, son los siguientes:

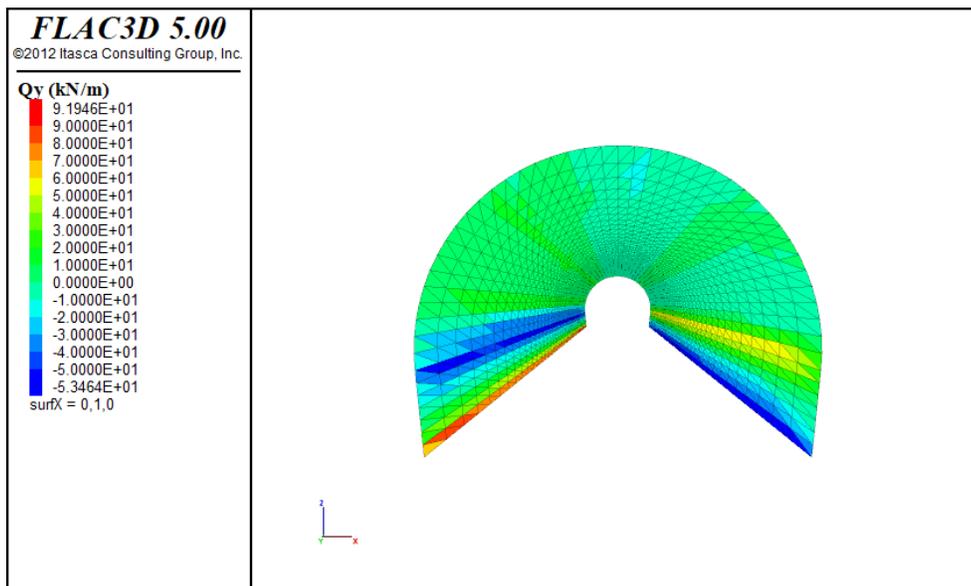


Figura 5.17: Diagrama de esfuerzos de corte perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

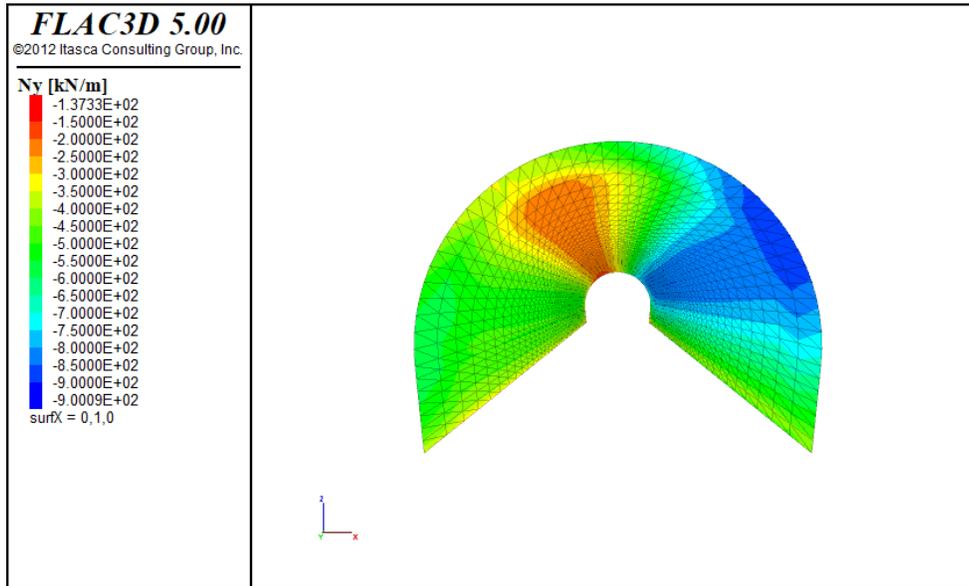


Figura 5.18: Diagrama de esfuerzos axiales perteneciente al Túnel Inter-estación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

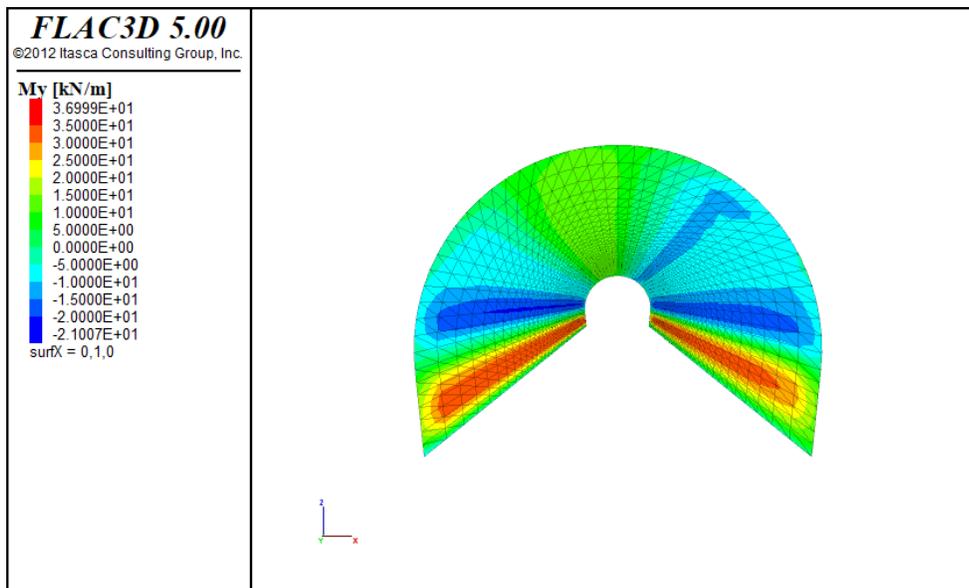


Figura 5.19: Diagrama de esfuerzos de flexión perteneciente al Túnel Inter-estación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

Ahora los diagramas de esfuerzos internos obtenidos aplicando la desangulación angular para el diseño sísmico del túnel escotilla de evacuación, se muestran en las siguientes figuras.

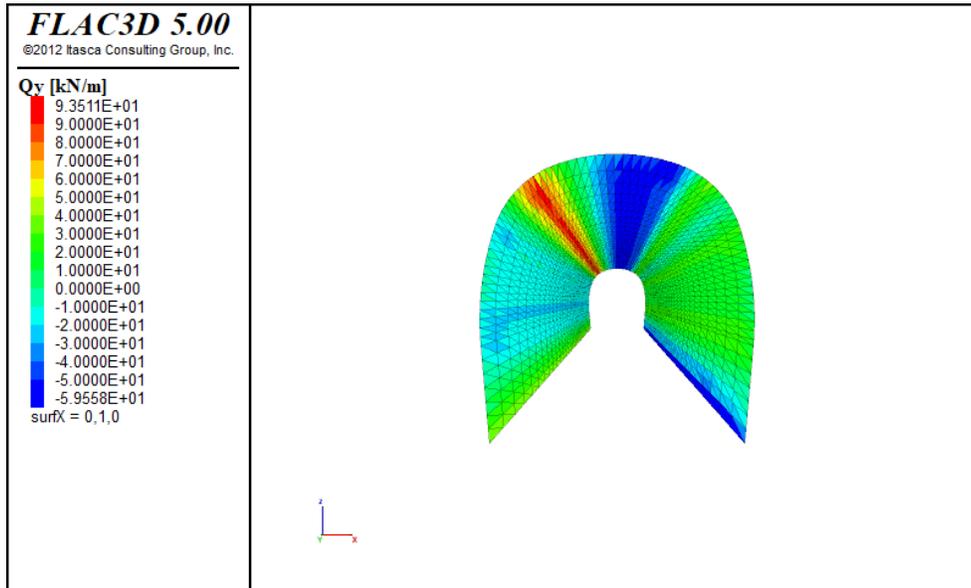


Figura 5.20: Diagrama de esfuerzos de corte perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

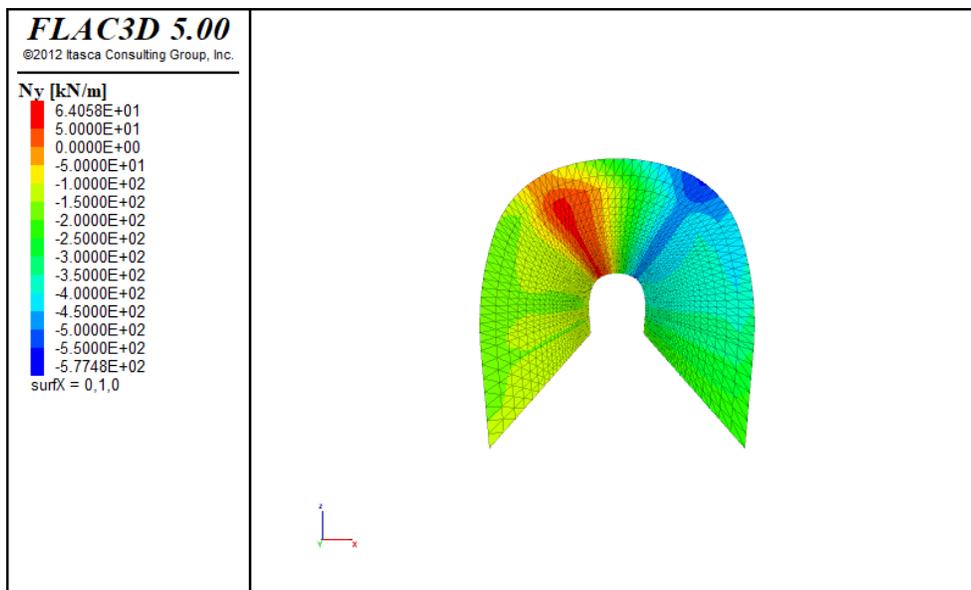


Figura 5.21: Diagrama de esfuerzos axiales perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

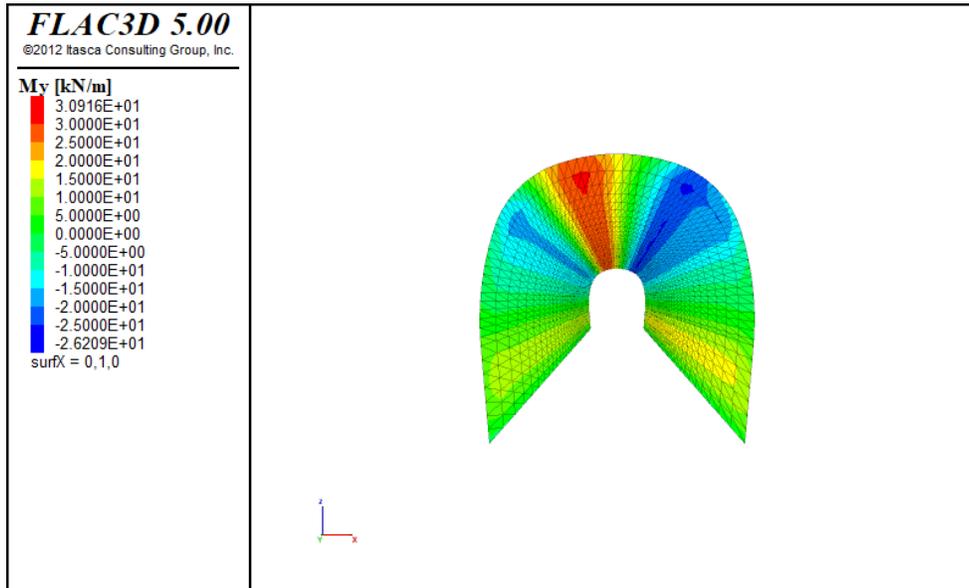


Figura 5.22: Diagrama de esfuerzos de flexión perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

Capítulo 6

Resultados y Análisis

En el siguiente capítulo se mostrarán los diagramas de interacción de flexo-compresión obtenidos para cada uno de los túneles en cuestión, y para los diferentes tipos de fibras y dosificaciones utilizadas. Además, se analizarán estos resultados y se mencionará como fueron obtenidos.

6.1. Diseño tradicional de túneles

El diseño tradicional de túneles está regido principalmente por las ecuaciones (2.28) y (2.29), mostradas en la sección 2.1.7 del presente trabajo. La primera ecuación permite calcular la resistencia a las cargas axiales que actúan sobre el elemento estructural, en donde el primer término de la suma corresponde a la contribución del hormigón para las cargas de compresión, y el segundo término corresponde al aporte de las barras de acero para los esfuerzos de tracción. La segunda ecuación es bastante parecida a la primera, ya que estas ecuaciones se obtienen del equilibrio de fuerzas, y la única diferencia que existe entre ellas es que en la primera se plantea el equilibrio de las fuerzas axiales y en la segunda se realiza una sumatoria de momentos desde el centro de la sección transversal del elemento. Como se puede observar, el primer término de la segunda ecuación es igual al de la primera, pero multiplicado por el brazo correspondiente y lo mismo ocurre para el segundo término de la ecuación. Volveremos a escribir las ecuaciones para facilitar la comprensión al lector.

$$P_n = 0.85f'_c ab + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si}$$
$$M_n = P_n \cdot e = 0.85f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_i \right)$$

Una carga de compresión que presente una excentricidad con respecto al eje central del elemento estructural sobre el cual esté actuando, produce una carga de flexión adicional sobre el mismo elemento. Es por esto que se debe tener en cuenta las cargas de compresión y flexión para el diseño, de esta forma las dos ecuaciones mostradas anteriormente rigen el diseño de túneles, y además, con ambas se puede construir el diagrama de interacción necesario para este. El diseño de túneles no es simplemente determinar la máxima carga puntual para la cual el elemento estructural debe resistir y diseñar para ella, ya que puede existir alguna

configuración dada por las cargas solicitantes que produzca un par de esfuerzos suficientes para inducir la falla. Es por esto que es necesario cubrir todas esas posibles situaciones en el diseño, y esa es la razón por la cual el diseño se rige por los diagramas de interacción.

Para cubrir todos estos posibles escenarios lo que se hace es cambiar la posición del eje neutro de la sección, recorriendo todo el espesor del elemento. Con esto se pueden obtener todos los posibles pares de fuerzas de compresión y flexión que el elemento es capaz de resistir. Todos estos pares de fuerzas representan un punto dentro del gráfico de interacción, los cuales se juntan y forman una línea que representa el límite de resistencia del elemento, el cual queda representado por una figura cerrada. En donde las fuerzas o cargas obtenidas de los esfuerzos internos de la estructura deben permanecer dentro de este límite construido con la variación de la distancia del eje neutro (c). Si todos los esfuerzos internos se encuentran dentro de este límite entonces el diseño está completo y la estructura es capaz de resistir estas cargas.

Ahora explicaremos de manera más detallada lo realizado para el diseño tradicional de túneles. En primer lugar se calculan las deformaciones en las barras de acero, recordar que la configuración del elemento a diseñar se muestra en la figura 2.13, y 6.1 mostrada nuevamente más adelante, en donde las barras de acero representan las mallas que se utilizan en el sostenimiento y revestimiento, las deformaciones se calculan con compatibilidad de deformaciones $e_s = e_c \cdot (d - c)/c$, luego se compara dicha deformación con la deformación de fluencia, la cual se obtiene de la siguiente ecuación $e_y = f_y/E$. Si la deformación calculada (e_s) es mayor a la deformación de fluencia (e_y) entonces la contribución del acero se obtiene de la siguiente expresión $A_s f_y$, en donde se utiliza el esfuerzo de fluencia de este, para el caso contrario la contribución del acero se obtiene de la siguiente expresión $A_s e_s E$.

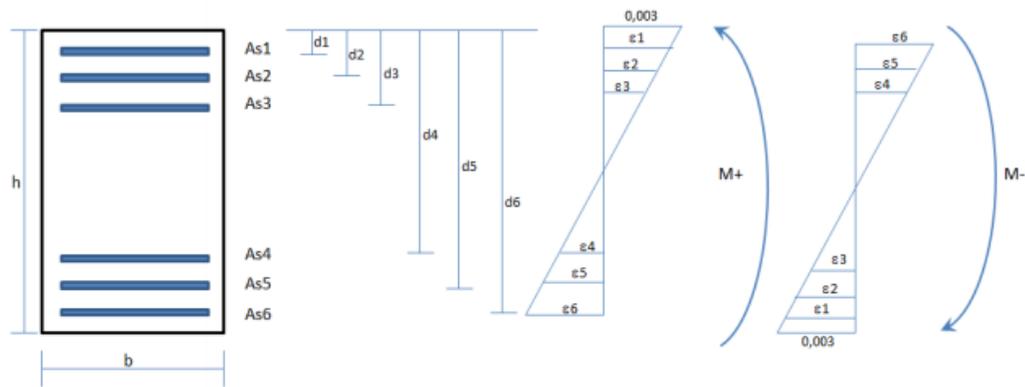


Figura 6.1: Ejemplo de esquema y nomenclatura para diseño a la flexocompresión [12].

Con los esfuerzos que actúan sobre el acero calculados, se procede a utilizar la ecuación (2.28) la cual depende exclusivamente del valor de (c), ya que los términos correspondientes a la compresión son todos conocidos excepto por este último.

Para la resistencia a flexión las barras de acero se multiplican por su brazo correspondiente, y posteriormente se suman las contribuciones de todas las barras. Teniendo la resistencia a tracción entregada por el acero de refuerzo, ésta se suma con la contribución del hormigón

en compresión por su respectivo brazo. Cabe destacar que los brazos están medidos desde el centro del elemento. Con las dos ecuaciones calculadas para los 60 valores de c , se obtiene el diagrama de interacción nominal. Se tomaron 60 valores de c ya que con el equipo de trabajo se considero que esté valor entrega sensibilidad suficiente para las curvas del diagrama de interacción.

Finalmente, se compara la deformación de la fibra más extrema a tracción (ϵ_s) con su deformación de fluencia (ϵ_y). Si ϵ_s es menor a ϵ_y se utiliza un factor de reducción de resistencia igual a 0.7. Si ϵ_s es mayor a 0.005, valor que representa la máxima deformación del acero, se utiliza un factor de 0.9. Y por último, si ϵ_s se encuentra entre ϵ_y y 0,005 el valor del factor de reducción se calcula con la siguiente expresión $(\epsilon_s - \epsilon_y)/(0.005 - \epsilon_y)$.

6.2. Diseño de hormigón reforzado con fibras para túneles

Para el diseño de elementos de hormigón reforzado con fibras, se utiliza el mismo razonamiento explicado en la sección anterior y la mismas ecuaciones, ya que también se deben construir diagramas de interacción, pero con la diferencia que al utilizar fibras como refuerzo estas aportan una resistencia a tracción la cual se encuentra a lo largo de la sección transversal, y no contenida en un punto determinado, como sucede en el diseño tradicional al utilizar barras de acero como refuerzo.

Ésta diferencia viene dada por los modelos constitutivos de esfuerzo-deformación entre un elemento construido con hormigón reforzado con acero tradicional y otro de hormigón reforzado con fibras. Diferencia que se puede apreciar de mejor forma al observar las figuras 2.31 y 2.8, en donde se puede observar que para un elemento de hormigón más fibras existe un bloque de esfuerzos en el tramo a tracción que no existe en los elementos de hormigón con acero tradicional, ya que en estos últimos solamente se dibuja una fuerza puntual la cual representa los esfuerzos de tracción tomados por las barras de acero utilizadas como refuerzo, debido a que en el diseño no se considera la capacidad a tracción del hormigón, que además, es bastante baja.

Para evaluar estos esfuerzos dentro del diseño, se utilizó el modelo constitutivo de esfuerzo-deformación correspondiente al código RILEM TC 162, el cual se muestra en la figura 2.32. Este modelo se ve un poco más sencillo que el mostrado en la figura 2.33, el cual corresponde al modelo constitutivo utilizado por el código Model Code. La principal razón por la cual se utilizó el modelo correspondiente al código RILEM TC 162 y no el del Model Code, se debe a que este último requiere parámetros medidos experimentalmente, como es el caso del tamaño de grita característico (l_c) y al ser esta una memoria teórica no es posible conocer estos valores. Cabe mencionar, que para el diseño solamente se utilizaron los valores correspondientes a σ_2 y σ_3 , ya que como se puede apreciar, en ambos modelos existe un peak en el valor correspondiente a σ_1 el cual es poco representativo si lo comparamos con los esfuerzos de toda la sección que se encuentra en tracción, además, de está forma el diseño es más conservador. Lo anterior corresponde a un criterio personal conversado con el ingeniero que colaboró con el desarrollo de esta tesis.

Mostrados los modelos constitutivos, ahora es necesario cuantificar el aporte de las fibras a la resistencia a la tracción del elemento. Para esto en primer lugar se debe construir una matriz cuadrada con los valores de (d) y (c), en donde (d) representa la altura útil medida desde el extremo superior del elemento hasta la ubicación de las barras de acero, ficticias en este caso, y (c) corresponde a la distancia medida desde el extremo superior hasta el eje neutro de la sección. El espesor del elemento se discretizó en 60 partes, lo cual corresponde al paso que recorre (d) y (c) hasta completar el espesor completo y formar la matriz cuadrada. En la matriz se van comparando dichos valores, si (d) es mayor o igual a (c) entonces quiere decir que existe un tramo a tracción el cual nos interesa, ya que las fibras solamente aportan resistencia a tracción. A través de compatibilidad de deformaciones, $e_s = e_c \cdot (d - c)/c$, se calculan las deformaciones en los tramos a tracción, que es lo mismo que calcular la deformación de las fibras. Si (c) es mayor que (d) entonces se rellena con un cero, ya que sólo importan los tramos a tracción. Para las deformaciones calculadas se utiliza como máximo el valor de ϵ_3 , de otra forma existirían deformaciones más grandes las cuales no fuesen seguras para el diseño, y el incremento a la resistencia entregado por las fibras sería mayor.

Con las deformaciones en los tramos que se encuentran a tracción calculadas, se evalúa si dichas deformaciones se encuentran dentro del rango de $(\epsilon_2 - \epsilon_3)$, entregado por el código RILIEM TC 162. Esto con el fin de verificar si la fibra se encuentra realmente trabajando, ya que si bien se calcularon todas las deformaciones en los tramos a tracción, existen varias deformaciones que son muy pequeñas y se descartan.

Teniendo las deformaciones para las cuales las fibras trabajan, se procede a transformar dichas deformaciones a tensiones. Para lo anterior se utiliza la ecuación de la recta, en primer lugar se obtiene la pendiente del tramo entre σ_2 y σ_3 , tomando como referencia los puntos (σ_2, ϵ_2) y (σ_3, ϵ_3) . Luego en la ecuación $y - y_1 = m(x - x_1)$ se reemplaza el valor de x, que corresponde la deformación anteriormente calculada, y se obtiene el esfuerzo correspondiente a esa deformación.

Obtenidas las tensiones, éstas se transforman en fuerzas. Para esto se multiplican dichas tensiones por el valor de la discretización más el ancho lineal del elemento, que sería 1 [m] ya que todos estos diseños se hacen para 1 metro lineal. Con las fuerzas calculadas, para cada caso de (c) en los cuales varía el valor de (d), se procede a sumar todas las contribuciones aportadas por el refuerzo de fibras a lo ancho de toda la sección, la fuerza resultante se agrega a la ecuación (2.28). Cabe destacar que el segundo termino de dicha ecuación no se considera para este diseño. Con lo anterior queda cuantificado el aporte de las fibras a la resistencia del elemento.

Ahora para contabilizar el aporte de las fibras a la capacidad a flexión del elemento, se multiplican las fuerzas obtenidas para cada valor de (c) por su correspondiente brazo, el cual se calcula desde el centro del elemento. Finalmente, se agrega dicho valor a la ecuación (2.29), con lo cual se obtiene el incremento de la capacidad flexión aportado por el uso de fibras como refuerzo.

6.3. Diagramas de Flexocompresión

En la siguiente sección se muestran los resultados obtenidos en esta memoria. Los cuales corresponden a diagramas de interacción de flexocompresión. Se obtuvieron un total de 36 diagramas, de los cuales 12 corresponden al sostenimiento y 24 al revestimiento del túnel. Además, se utilizó una resistencia a compresión de 25 y 30 [MPa], las cuales son comunes para el hormigón dentro del diseño de túneles. Junto con lo anterior, se emplearon tres dosificaciones para los dos tipos de fibras consideradas dentro del diseño. Para las fibras de acero se utilizó una dosificación de 30, 35 y 40 [kg/m^3], en cuanto a las fibras sintéticas las dosificaciones seleccionadas fueron de 2.5, 4 y 6 [kg/m^3]. Lo anterior con el objetivo de poder analizar cómo varía el gráfico de interacción al cambiar todos estos parámetros ya mencionados.

Es importante señalar que en los diagramas mostrados a continuación, las líneas negra y azul corresponden al diseño perteneciente al código ACI318. La línea negra corresponde al límite de resistencia del elemento sin aplicar los factores de reducción de resistencia, y la línea azul también corresponde al límite de resistencia del elemento pero en esta si se aplicaron los factores de reducción de resistencia. En cuanto a las líneas roja y verde, estas corresponden al diseño según el Model Code 2010 para hormigón reforzado con fibras, sin el uso de barras de acero como refuerzo. La línea roja corresponde a la resistencia del elemento sin aplicar los factores de reducción de resistencia, y la línea verde tiene incorporado estos factores al igual que la línea azul.

Finalmente, es importante señalar que en las secciones 6.3.1 y 6.3.2 se muestran exclusivamente los diagramas de interacción correspondientes a un hormigón G25. Los diagramas correspondientes al hormigón G30 se adjuntan en la sección de anexos.

6.3.1. Sostenimiento

En el caso del sostenimiento, que es la primera capa que se construye en el perímetro de la sección inmediatamente después de hacer la excavación, y que tiene como finalidad lograr la estabilidad durante el período de construcción. Entonces, para el diseño no se considera el caso sísmico debido a que la construcción del sostenimiento de los túneles es una etapa de corta duración destinada a soportar cargas estáticas del suelo donde la ocurrencia de un sismo es poco probable. Para el caso estático los esfuerzos obtenidos en FLAC3D se ponderan por un factor de 1.4, valor que viene dado por ACI318. Dicho lo anterior, en las siguientes figuras se muestran los diagramas de interacción correspondientes al sostenimiento, utilizando un espesor de 25 [cm] (figura 5.7).

En primer lugar se adjuntan los gráficos obtenidos para la fibra de acero Dramix 3D 65/35BG. Los parámetros de resistencia a la tracción para esta fibra se muestran en las tablas 3.1 y 3.2 en el capítulo 3. Cabe mencionar que el caso 1 corresponde al Túnel Interestación Herradura y el caso 2 corresponde al Túnel Escotilla de Evacuación de menores dimensiones.

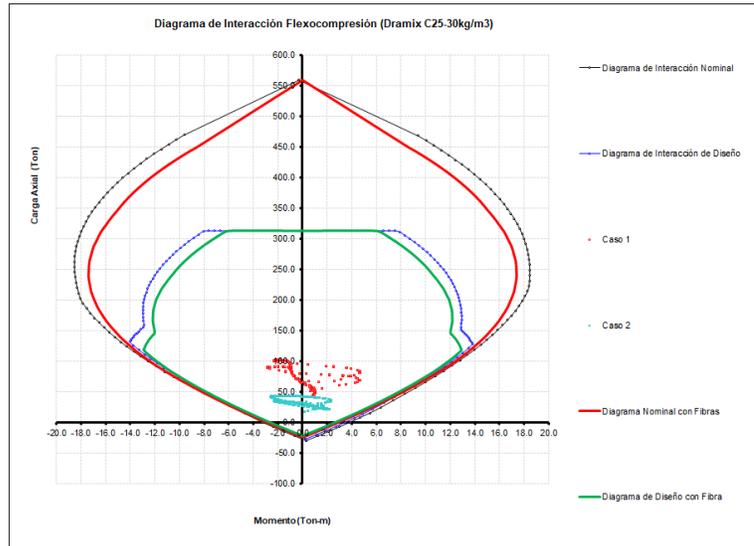


Figura 6.2: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$.

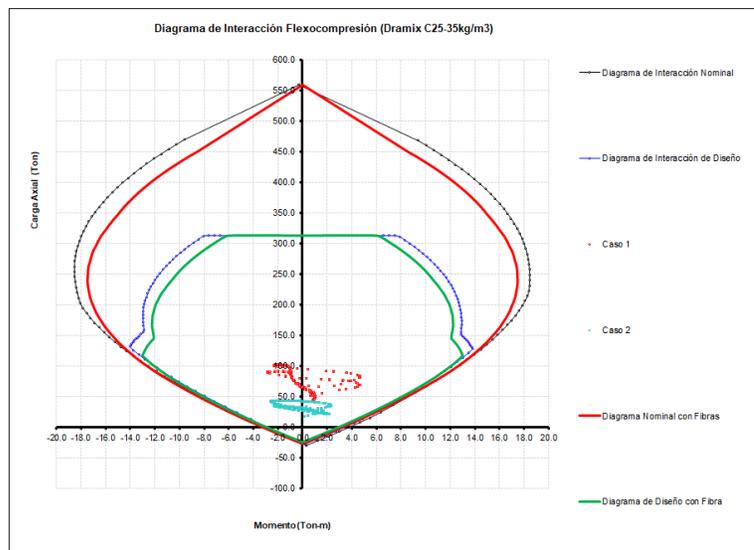


Figura 6.3: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$.

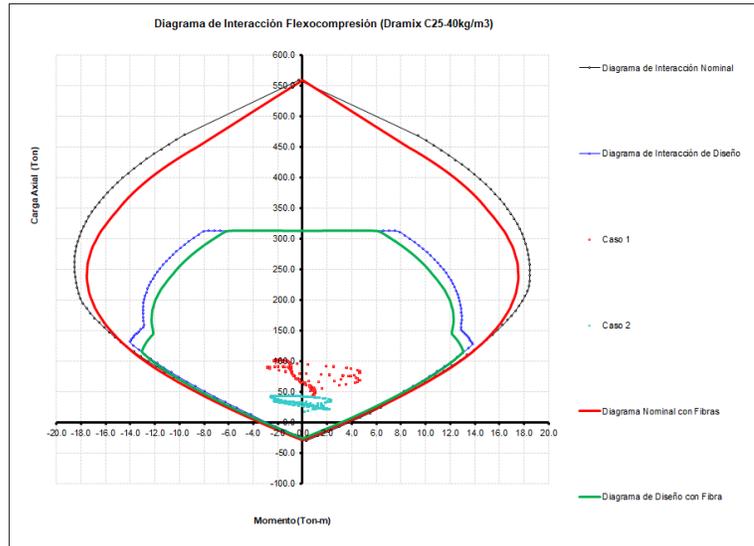


Figura 6.4: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$.

Ahora se muestran los diagramas en los cuales se utilizó la fibra sintética BarChip48. Recordar que los valores de resistencia residual a la tracción correspondientes a las fibras sintéticas se muestran en las tablas 3.3 y 3.4 del capítulo 3.

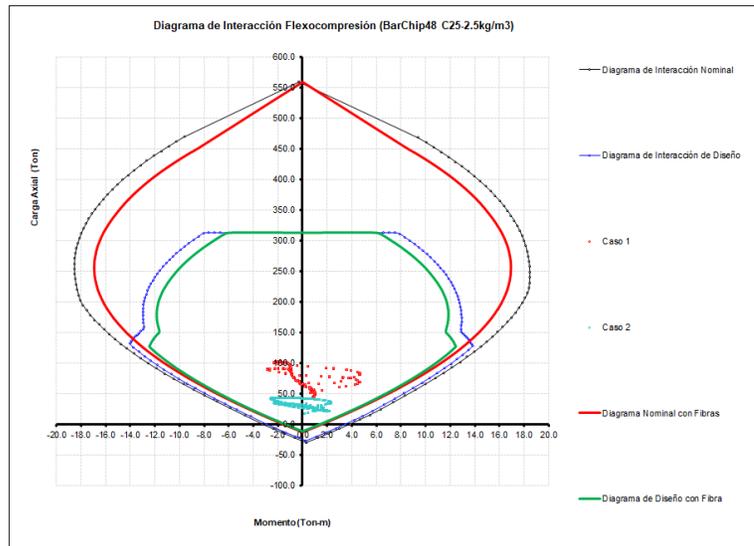


Figura 6.5: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$.

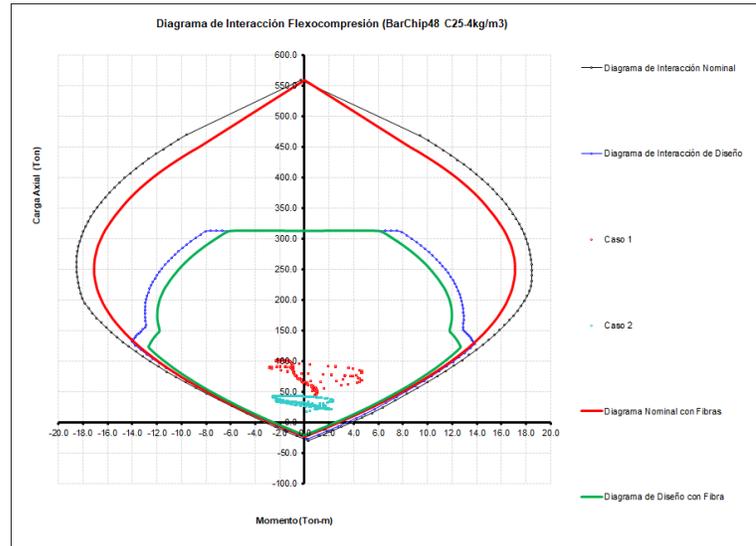


Figura 6.6: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$.

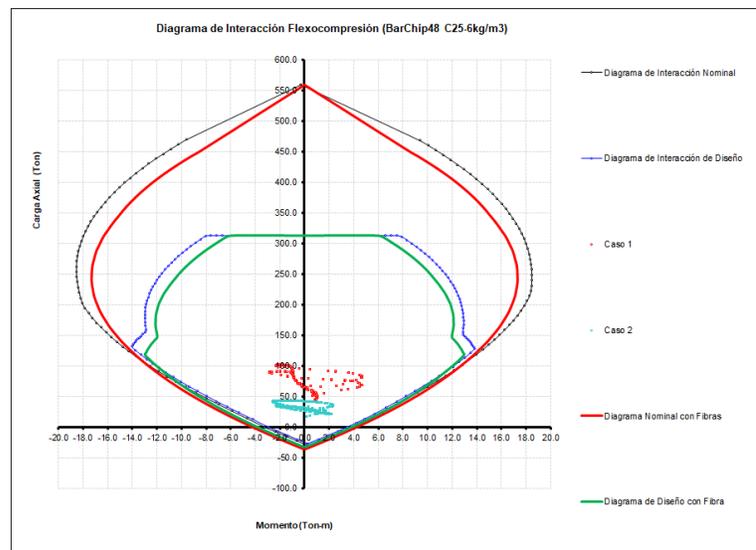


Figura 6.7: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$.

A pesar de que los esfuerzos internos obtenidos por el software FLAC3D son en su totalidad esfuerzos de compresión y no existen tracciones, lo cual se puede comprobar observando cualquiera de los diagramas de interacción mostrados, ya que los esfuerzos son iguales en todos ellos, en el diseño se consideró el uso de la cuantía mínima de acero dada por la retracción y temperatura igual a 0.0018. Lo anterior se traduce en la implementación de dos mallas ACMA C295 con un área de $2.95 [cm^2/m]$, lo que en área es equivalente a utilizar 8 barras de acero de diámetro $\phi 16 [mm]$. Para mayor claridad se adjunta tabla la cual entrega la distribución de la armadura utilizada, además, se recomienda observar la figura 6.1.

Tabla 6.1: Disposición de la armadura de acero en el sostenimiento de ambos túneles para el diseño estático según ACI318.

Acero	Área [cm ²]	f_y [kgf/cm ²]	d+ [cm]	d- [cm]	e_y [-]
As1	2.95	5000	5	30	0.0024
As2	0.00	0	7	28	0.0000
As3	0.00	0	0	35	0.0000
As4	0.00	0	0	35	0.0000
As5	0.00	0	0	35	0.0000
As6	2.95	5000	22	13	0.0024
As total	5.90				
ρ_{st}	0.0018				

6.3.2. Revestimiento

El revestimiento se construye directamente sobre el sostenimiento, entonces la mezcla de ambos constituye el revestimiento del túnel. Para este caso se consideró un espesor del revestimiento de 10 [cm], lo que sumado al espesor del sostenimiento da un elemento de 35 [cm], valor con el cual se obtuvieron los diagramas de interacción. A diferencia del sostenimiento, el revestimiento está diseñado como una estructura apta para resistir las acciones de largo plazo que actúan durante la vida útil del túnel, es por esto que el revestimiento se debe diseñar tanto para el caso estático como para el sísmico.

6.3.2.1. Caso estático

Para el caso estático los esfuerzos internos extraídos del software FLAC 3D se ponderan por un factor de 1.7, valor que viene del código ACI318. Los resultados obtenidos se muestran en las siguientes figuras, empezando con los diseños en los cuales se reforzó el hormigón con la fibra Dramix 3D.

Se puede evidenciar que los diagramas no son simétricos, esto ocurre por el uso de mallas ACMA dentro del diseño, más específicamente, debido al parámetro d utilizado para cada barra de acero. Esto también ocurre en el caso del sostenimiento, pero al tener un espesor menor esto no se observa de manera tan evidente en los gráficos. Además, es importante volver a señalar que las mallas ACMA fueron incluidas exclusivamente en el diseño tradicional y no se utilizó fibra junto con barras de acero.

Al igual que en el diseño del sostenimiento utilizando el diseño tradicional de túneles, se consideró la cuantía mínima por retracción y temperatura de acero. A pesar de que no existen esfuerzos de tracción, lo que también se puede observar en los diagramas de interacción mostrados, y en teoría no es necesaria el uso de barras de acero como refuerzo. Para mayor claridad se adjunta tabla la cual entrega la distribución de la armadura utilizada, además, se recomienda observar la figura 6.1.

Tabla 6.2: Disposición de la armadura de acero en el revestimiento de ambos túneles para el diseño estático según ACI318.

Acero	Área [cm ²]	f_y [kgf/cm ²]	d+ [cm]	d- [cm]	e_y [-]
As1	2.95	5000	5	30	0.0024
As2	0.00	0	7	28	0.0000
As3	0.00	0	0	35	0.0000
As4	0,00	0	0	35	0.0000
As5	0.00	0	0	35	0.0000
As6	2.95	5000	22	13	0.0024
As total	5.90				
ρ_{st}	0.0018				

Los diagramas de interacción obtenidos para el caso estático del revestimiento de ambos túneles se muestran en las siguientes seis figuras. Recordar que existen dos tipos de fibras y tres dosificaciones para cada una.

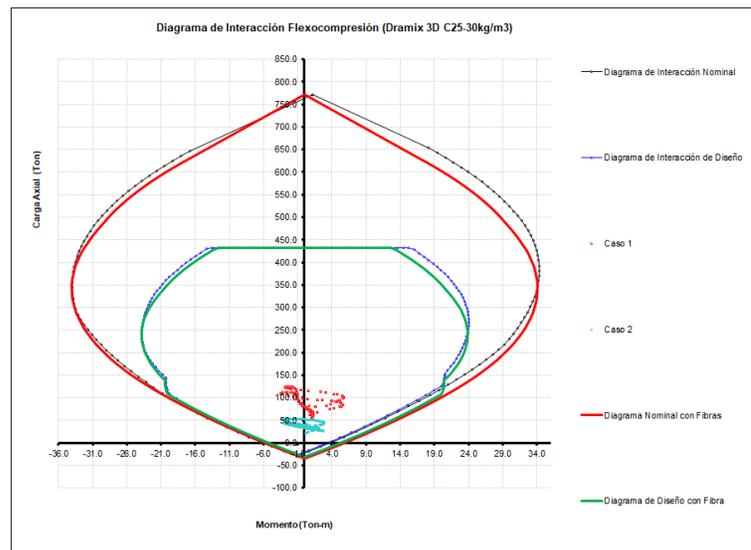


Figura 6.8: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$.

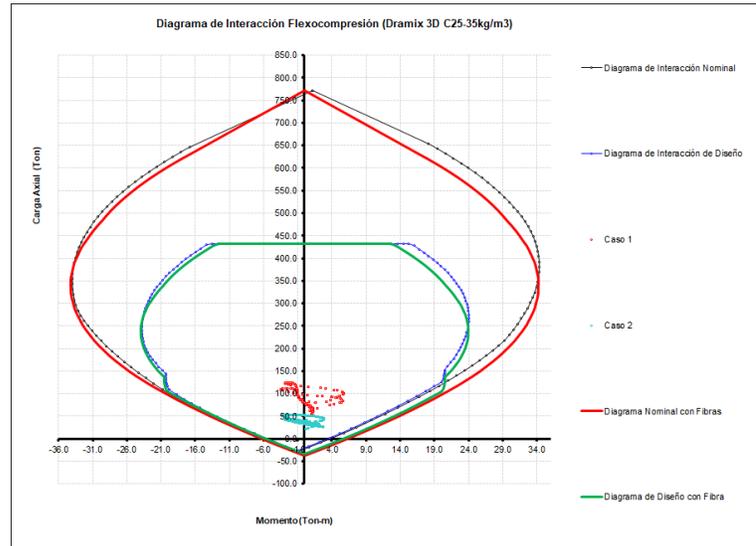


Figura 6.9: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$.

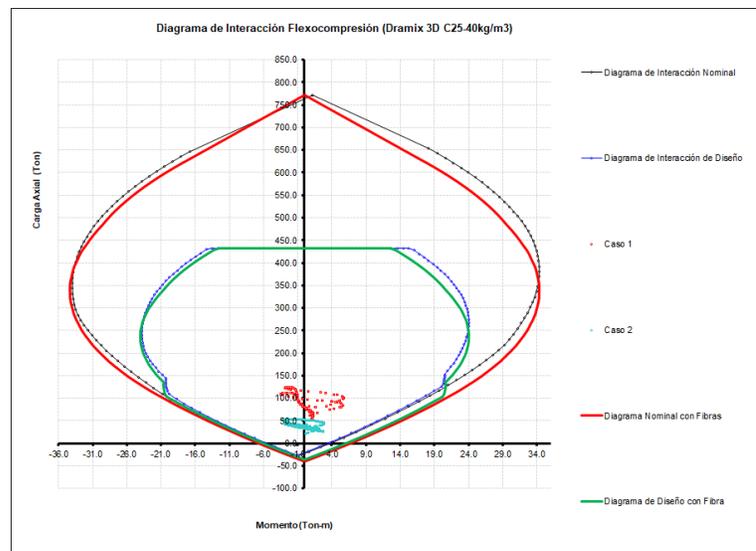


Figura 6.10: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$.

Ahora se adjuntan los diagramas correspondientes al caso estático pero cambiando la fibra de acero por la fibra sintética BarChip48 como refuerzo.

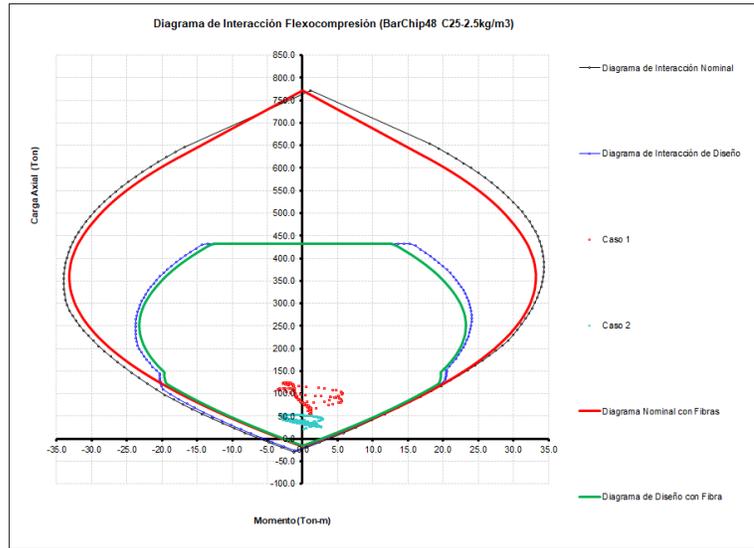


Figura 6.11: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$.

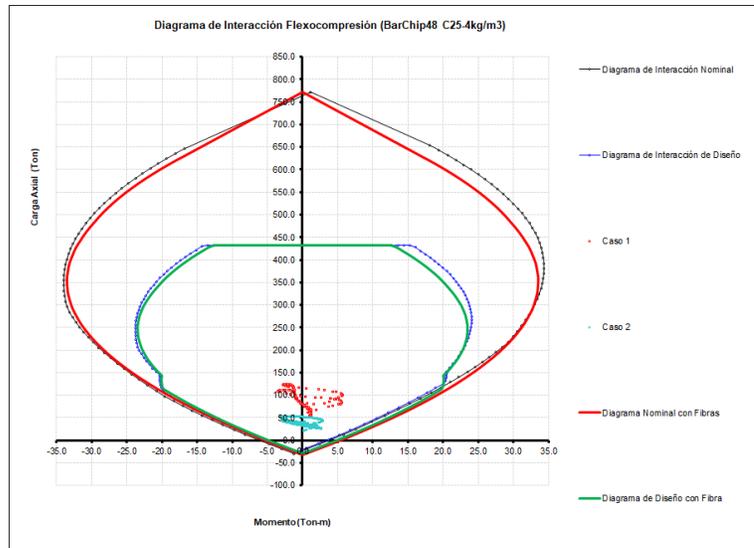


Figura 6.12: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$.

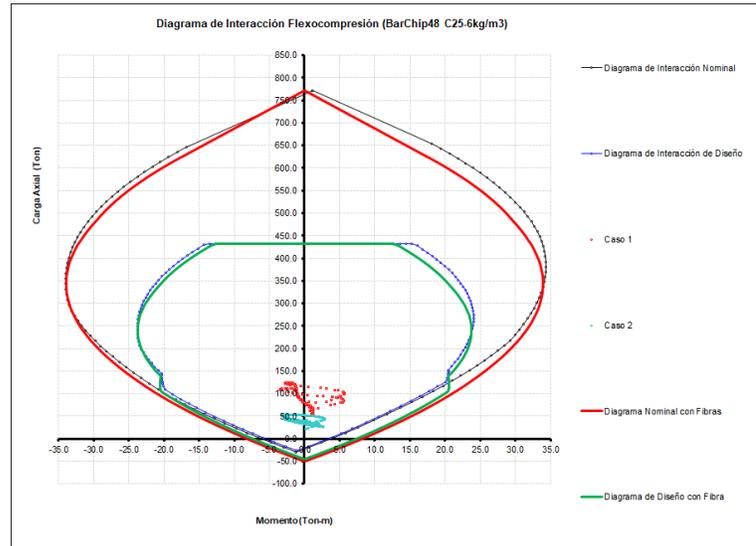


Figura 6.13: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$.

6.3.2.2. Caso sísmico

Recordar que para el caso sísmico los esfuerzos extraídos del software FLAC 3D se ponderan por un factor de 1.2, valor que viene del código ACI318. Cabe destacar que en este caso para el diseño tradicional de túneles fue necesario el uso de dos mallas ACMA C503 con un área de $5.03 [cm^2/m]$, ya que con la cuantía mínima por retracción no se cumplían los requerimientos de resistencia impuestos por los esfuerzos internos. El área de la malla es equivalente a utilizar 10 barras de acero con un diámetro $\phi 16 [mm]$. Dicho lo anterior, a continuación se muestran los resultados obtenidos en el diseño del revestimiento para el caso sísmico, empezando con los casos en los cuales se reforzó el hormigón con la fibra de acero Dramix 3D.

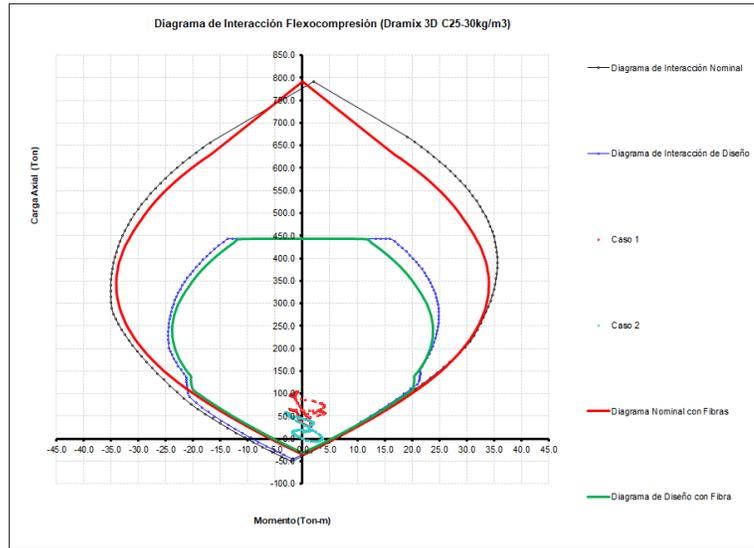


Figura 6.14: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$.

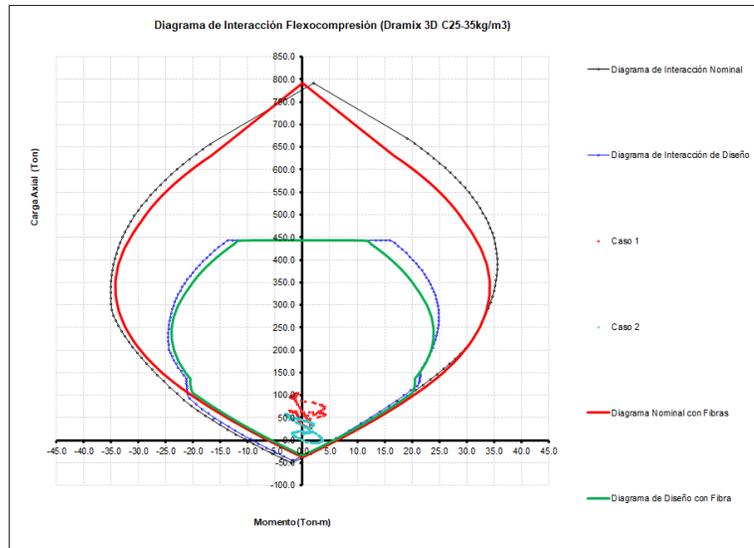


Figura 6.15: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$.

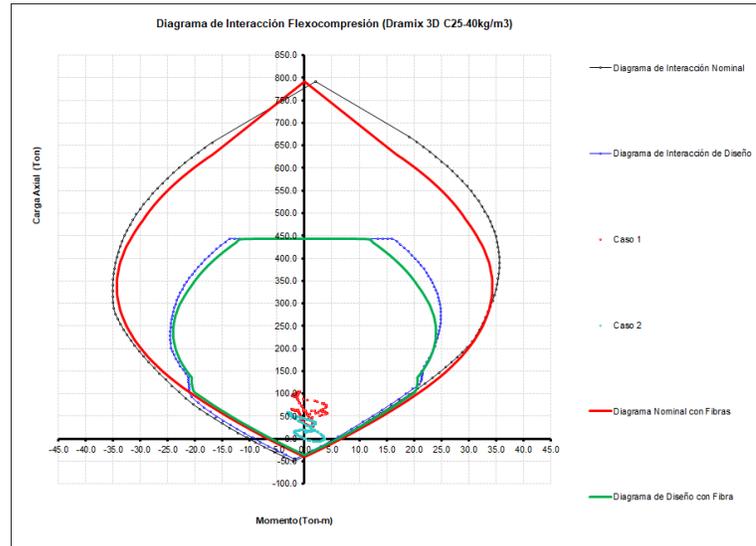


Figura 6.16: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$.

Ahora, en las siguientes figuras se muestran los diagramas de interacción considerando el uso de la fibra sintética BarChip48 como refuerzo del hormigón para el revestimiento.

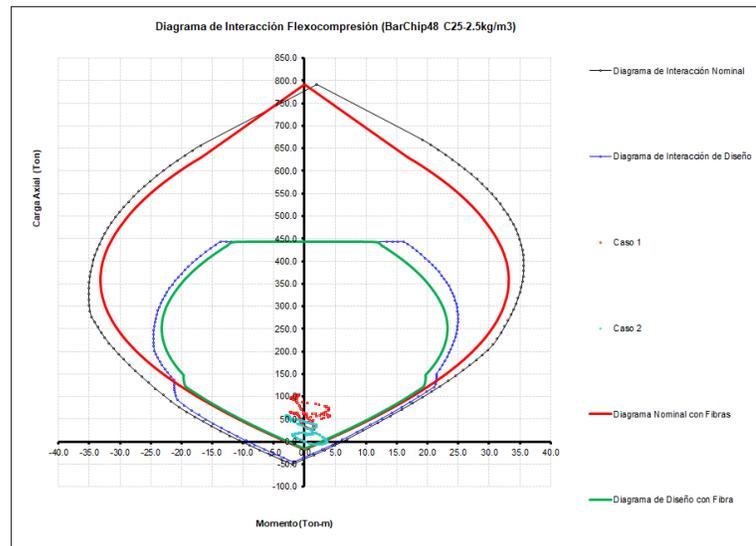


Figura 6.17: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$.

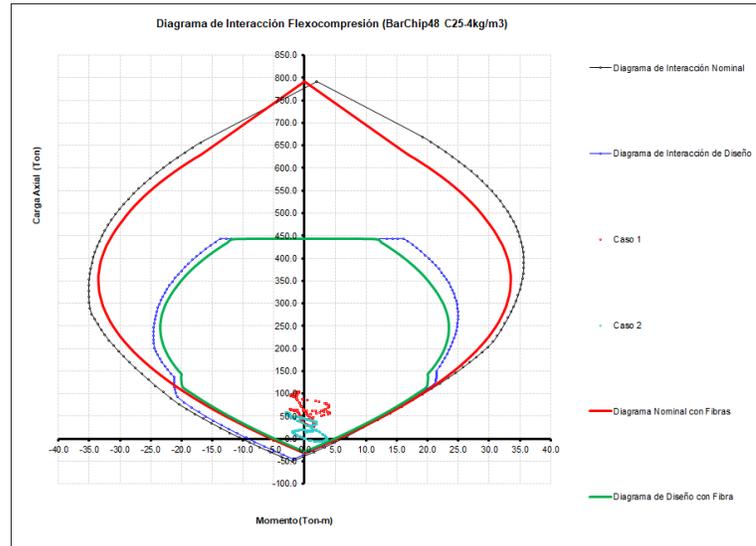


Figura 6.18: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$.

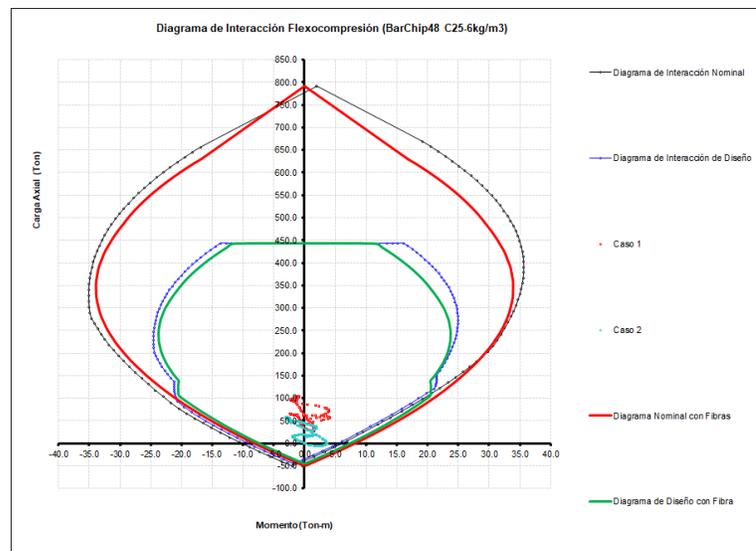


Figura 6.19: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G25. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$.

A diferencia de los diseños anteriores, ya sea para el sostenimiento y revestimiento en sus casos estáticos, en este caso si se observa la aparición de cargas de tracción sobre la estructura, los cuales son causados por la condición sísmica ingresada dentro del software. Es por esto que para el diseño de hormigón y acero se implementó el uso de dos mallas ACMA C503 con un área de $5.03 [cm^2/m]$ cada una, ya que el uso simplemente de la cuantía mínima dada por retracción y temperatura no es suficiente para cumplir con la curva de diseño, debido a que algunos esfuerzos de tracción, en particular, quedan fuera de esta. Para mayor claridad se

adjunta tabla la cual entrega la distribución de la armadura utilizada, además, se recomienda observar la figura 6.1.

Tabla 6.3: Disposición de la armadura de acero en el revestimiento de ambos túneles para el diseño sísmico según ACI318.

Acero	Área [cm ²]	f_y [kgf/cm ²]	d+ [cm]	d- [cm]	e_y [-]
As1	5.03	5000	5	30	0,0024
As2	0.00	0	7	28	0.0000
As3	0.00	0	0	35	0.0000
As4	0.00	0	0	35	0.0000
As5	0.00	0	0	35	0.0000
As6	5.03	5000	22	13	0.0024
As total	10.06				
ρ_{st}	0.0029				

6.4. Análisis de resultados

Analizando los diagramas obtenidos en el diseño del sostenimiento en su caso estático, se puede observar que en los diseños en los cuales se utilizó hormigón con fibra sintética BarChip48 como refuerzo, sin considerar el uso de barras de acero, se cumple satisfactoriamente con los requerimientos de diseño impuestos por los esfuerzos internos obtenidos del software FLAC3D. Además se puede observar que, cuando se utiliza una dosificación de 6 [kg/m³] las curvas de diseño con fibras entregan levemente mayores resistencias a la tracción que las curvas de diseño tradicional en las cuales se consideró el uso de cuantía mínima de acero con dos mallas ACMA C295. Ahora, si observamos los diseños en los cuales se utilizó la fibra de acero Dramix 3D como refuerzo, el sostenimiento también cumple con los esfuerzos internos requeridos, y si los comparamos con el diseño tradicional con acero de refuerzo, se puede ver que para las tres dosificaciones utilizadas las curvas de diseño con fibras son bastante parecidas con las entregadas por el diseño convencional. Lo anterior tanto para un hormigón con f'_c de 25 [MPa] y 30 [MPa].

También se puede observar que, a mayores dosificaciones de fibras, se obtienen resistencias a la tracción mayores, es decir, al aumentar la dosificación de fibras de 2.5 [kg/m³] a 6 [kg/m³], para el caso de las fibras sintéticas BarChip48, o de 30 [kg/m³] a 40 [kg/m³], para el caso de las fibras de acero Dramix 3D, las curvas del diagrama de interacción crecen en la zona de tracción. Si comparamos la resistencia a la tracción obtenida utilizando un hormigón G25 y la fibra BarChip48 como refuerzo, con una dosificación de 2.5 [kg/m³], esta es de aproximadamente 10 [Tonf·m], la cual es menor aproximadamente en 20 [Ton·m] que la alcanzada con el uso de la misma fibra como refuerzo pero para una dosificación de 6 [kg/m³]. Lo mismo ocurre para el caso de la fibra de acero Dramix 3D pero en distintas proporciones. Lo cual tiene sentido, ya que a mayores dosificaciones mayor es el número de fibras que actúan como refuerzo. Ahora viendo la resistencia a la compresión, se puede observar que tanto en el diseño tradicional como en el diseño con fibras los valores alcanzados son iguales, lo que concuerda con lo esperado, ya que el uso de fibras como refuerzo no altera la resistencia a la compresión entregada por el elemento estructural. Este valor solamente

crece cuando se aumenta la resistencia a la compresión del hormigón de 25 [MPa] a 30 [MPa].

Ahora en el diseño del revestimiento en el caso estático, se puede observar que cuando se utiliza la fibra sintética como refuerzo con una dosificación igual o mayor a 4 kg/m^3 , las resistencias a la tracción obtenida es bastante similar a la que proporcionan las dos mallas de acero ACMA C295. Es más, cuando se utilizó una dosificación de 6 kg/m^3 se puede apreciar con bastante claridad que las curvas roja (diseño sin factores de reducción de resistencia) y verde (diseño con factores de reducción de resistencia), relacionadas con el diseño de fibras, se encuentran abarcando un área mayor de tracciones que las curvas negra (diseño sin factores de reducción de resistencia) y azul (diseño con factores de reducción de resistencia), relacionadas con el diseño tradicional. Para el caso de las fibras de acero como refuerzo, se puede observar que para una dosificación de 30 kg/m^3 los diagramas de diseño tanto tradicional como con fibras abarcan un área bastante similar en cuanto a los esfuerzos axiales de tracción. Cuando esta dosificación aumenta a 35 o 40 kg/m^3 , se puede apreciar que el uso de fibras entrega a una mayor resistencia a tracción que la que proporciona el uso de dos mallas ACMA C295.

Continuando con el revestimiento pero ahora en el caso sísmico, podemos observar que para una resistencia del hormigón f'_c de 25 [MPa] reforzado con la fibra BarChip48 y una dosificación de $2.5 \text{ [kg/m}^3]$, no se cumplen los requerimientos de resistencia, ya que existen algunas combinaciones de cargas los cuales sobrepasan los límites de la curva de diseño con fibras, lo mismo ocurre con un f'_c de 30 [MPa]. Ahora si observamos los diagramas obtenidos para las dos dosificaciones restantes, las combinaciones de carga no traspasan las curvas de diseño con fibras, lo anterior para las dos resistencias a la compresión del hormigón. En el caso de las fibras de acero, para todas las dosificaciones utilizadas y para los dos valores de f'_c , se puede observar que todos los esfuerzos internos se encuentran dentro de la curva de diseño con fibras, por ende se cumple con el diseño. A diferencia con lo utilizado en los dos diseños tradicionales anteriores, en los casos estáticos, para cumplir con las demandas de tracción impuestas por un eventual sismo fue necesario la consideración de dos mallas ACMA C503 con un área de $5.03 \text{ [cm}^2/\text{m}]$ cada una para el diseño tradicional, ya que simplemente con la cuantía mínima por retracción y temperatura, que sería el uso de dos mallas ACMA C295, no era posible cubrir dichos esfuerzos.

Refiriéndonos al efecto producido por el incremento de la resistencia a la compresión del hormigón, ya que para los diseños se utilizó una resistencia de 25 [MPa] y de 30 [Mpa]. En los diagramas para los cuales se ingresó un hormigón G30 se puede observar un incremento en la resistencia a la compresión, lo cual es bastante evidente, y además, existe un incremento en la resistencia del elemento cuando se encuentra en un estado de flexión pura, es decir $C=0$.

Finalmente, si comparamos los diagramas obtenidos para el sostenimiento, el cual tiene un espesor de 25 [cm], con los diagramas obtenidos para el revestimiento, el cual tiene un espesor de 35 [cm], podemos observar que también existe un aumento en la resistencias tanto de compresión como de flexión. Para una resistencia a la compresión del hormigón de 30 [MPa] en el caso del sostenimiento se obtiene una resistencia a la compresión pura de 650 [Tonf] aproximadamente, a diferencia del caso del revestimiento que para la misma resistencia a la compresión del hormigón se obtiene una resistencia a la compresión pura de 900 [Tonf] aproximadamente. En el caso de la flexión pura, utilizando la fibra Dramix 3D con

una dosificación de $40 \text{ [kg/m}^3\text{]}$, en el sostenimiento se obtiene una resistencia de 4 [Tonf-m] aproximadamente, y en el revestimiento se obtiene una resistencia de 6 [Tonf-m] .

Capítulo 7

Conclusiones

Una vez finalizado el presente trabajo, podemos concluir que se logró cumplir con el objetivo general de esta memoria, ya que se encontró con una metodología de diseño para elementos de hormigón reforzado con fibras. Esta metodología fue llevada al diseño de túneles, en particular en túneles de metro, y además, fue comparada con el método tradicional basado en el código ACI-318, el cual es utilizado para el diseño de túneles por la empresa Metro de Santiago.

Con respecto a los objetivos específicos, se puede concluir que se logró cumplir con la mayoría de estos. En primer lugar, si se investigó sobre el comportamiento de distintos tipos de fibras como refuerzo del hormigón, es más, para el desarrollo de esta memoria se consideró el uso de fibras metálicas y sintéticas o plásticas.

El método de diseño escogido es confiable, ya que este se basa en el modelo constitutivo de esfuerzo-deformación entregado por el RILIEM TC 162, el cual corresponde a un código de diseño para elementos construidos con hormigón reforzado con fibras. Además, este pudo ser aplicado en el diseño del sostenimiento y revestimiento de dos túneles de distintas dimensiones.

Se crearon modelos 3D a través del software FLAC3D los cuales logran representar las condiciones del suelo circundante a los túneles, con los cuales se logró obtener los esfuerzos internos respectivos a cada túnel.

En cuanto a los objetivos que no fueron cumplidos a cabalidad, se encuentra el determinar hasta qué dimensiones de túnel sería factible el uso de refuerzos de fibras en reemplazo del acero, ya que si bien se lograron cumplir con los requerimientos de resistencia para ambos túneles en estudio, esto no entrega alguna claridad de hasta qué dimensiones esto sería factible. Queda propuesto como trabajo futuro el lograr desarrollar algún método que permita entregar una cantidad estimada de fibras requeridas, ya sean metálicas o no metálicas, dada una cierta combinación de esfuerzos internos presentes en algún túnel que se desee diseñar con fibras.

No se logró determinar la dosificación de fibras necesarias dada una combinación de esfuerzos internos de un túnel, ya que cada dosificación depende del tipo de fibras a utilizar, y además, para cada dosificación los parámetros de resistencia residual a la tracción $f_{R,i}$

obtenidos por el ensayo EN1465, son diferentes, por lo que se debería contar con una base de datos bastante importante para lograr determinar qué dosificación cumple con los requisitos de resistencia. Por ende, el lograr determinar qué dosificación de fibras es necesaria dada una combinación de esfuerzos no es algo fácil. A modo de solución, se pueden ingresar distintos parámetros de resistencia, correspondientes a cada fibra y dosificación utilizadas, en la plantilla excel. Una vez cumplidos los requerimientos de resistencia, es posible encontrar que dosificación cumple con dichos parámetros, y para qué tipo de fibra.

Los resultados obtenidos para las fibras de acero Dramix 3D son bastante satisfactorios, para ambos casos de estudio seleccionados, ya que todos los diseños realizados, en los cuales se utilizaron distintas dosificaciones y distintas resistencia a la compresión del hormigón, se lograron cumplir con los requerimientos de resistencia dados por los esfuerzos internos obtenidos a través de la modelación de los túneles en el software FLAC3D, por ende si observamos exclusivamente los cálculos realizados, resulta factible la construcción de ambos túneles exclusivamente con el uso de hormigón reforzado con fibras de acero. Además, las fibras de acero son lo más parecido al uso de barras de refuerzo, ya que son del mismo material y presentan las mismas propiedades mecánicas como por ejemplo el Módulo de Elasticidad.

Respecto a las fibras sintéticas BarChip48, los resultados obtenidos son positivos en la mayoría de los diseños realizados, excepto por los resultados obtenidos para el caso sísmico del revestimiento utilizando una dosificación de $2.5 [kg/m^3]$ (ver figura 7.16), ya que para este diseño los esfuerzos internos del túnel escotilla de evacuación (caso de estudio 2), obtenidos de la modelación realizada en el software FLAC3D, presenta unas solicitaciones las cuales sobrepasan las curvas del diseño con fibras, por ende este no sería factible. En cuanto al resto de los diseños, fijándonos exclusivamente en los requerimientos de resistencia, todos cumplen por ende si sería posible la construcción de estos túneles utilizando exclusivamente elementos de hormigón reforzado con fibras de polipropileno.

Lo mencionado en el párrafo anterior puede causar dudas, ya que como se trata del túnel con menores dimensiones es extraño que en éste exista un caso para el cual no se logra cumplir con los requerimientos de resistencia, por el simple hecho de contar con una sección menor, lo que se traduce en menores esfuerzos internos, lo que efectivamente ocurre. La principal razón por la cual no se cumple con el diseño se debe a que al presentar una sección más pequeña, efectivamente los esfuerzos internos de compresión son menores, lo que se traduce en una menor capacidad a flexión del elemento, y además, una vez aplicada la desangulación sobre el túnel este no queda en un estado de flexocompresión, que es lo esperable, sino que más bien pasa a estar en un estado de flexotracción, lo que finalmente gatilló en el no cumplimiento de los requerimientos de resistencia del revestimiento del túnel escotilla de evacuación. Claramente la dosificación de fibras BarChip48 utilizada en el diseño también influye, ya que como se puede apreciar en las figuras 7.17 y 7.18 cuando se cuenta con una dosificación mayor de la misma fibra, y para los mismos esfuerzos internos, si se logra cumplir con los requerimientos de resistencia.

Si evaluamos las propiedades mecánicas de las fibras sintéticas, éstas presentan un módulo de elasticidad igual a $12 [GPa]$, según lo mostrado en la figura 3.15, valor que es bastante menor si lo comparamos con el módulo de elasticidad del acero el cual es en aproximadamente $210 [GPa]$, es decir, es casi 20 veces menor. Dicho lo anterior, si tomamos en consideración la

siguiente ecuación $\sigma = E \cdot \epsilon$, para un análisis elástico, se puede concluir que para un mismo nivel de esfuerzo las fibras sintéticas aceptarían una deformación mucho mayor a las fibras de acero, lo cual no sería beneficioso para una estructura como un túnel ya que éste siempre debe contar con un área operacional despejada la cual no se debe ver afectada por posibles deformaciones, por ende quizá no solo basta con los requerimientos de resistencia, sino que también quizá sea necesario realizar un análisis de deformaciones sobre el sostenimiento y revestimiento del túnel, pero esto sobrepasa los límites de esta memoria, ya que el objetivo principal es comparar los diseños de resistencia correspondientes a cada material.

A modo de discusión, cuando un túnel construido de hormigón con refuerzo de acero tradicional incurre en el rango inelástico, es decir, los esfuerzos no son proporcionales a las deformación, este puede llegar a deformaciones mucho mayores si lo comparamos con un túnel construido de hormigón y fibras. Lo anterior se debe a la capacidad de las barras de acero para tomar esfuerzos aún estando en valores de deformaciones altas, que es lo que ocurre cuando se ingresa al rango plástico. Estas deformaciones llegan a ser del orden de un 8 % e incluso más. En el caso de un túnel que esté construido con hormigón más fibras la respuesta en el rango plástico es distinta, ya que si analizamos el modelo constitutivo mostrado en la figura 2.32, el aporte de las fibras se considera entre una deformación de 0.001 hasta 0.025, lo que equivale a un 2.5 %. Entonces si incurrimos en deformaciones mayores a esta, lo que ocurre en el rango plástico, este material se comportaría como hormigón solo, con lo cual tendría una respuesta mucho más frágil si es que la comparamos con el hormigón más barras de acero.

También se puede concluir que el uso de fibras como refuerzo del hormigón no trae beneficios tan sólo en la reducción de la fragilidad, aumento en la ductilidad y tenacidad, mejor resistencia de agrietamiento y una reducción del ancho de grietas (entre otros), datos que fueron obtenidos de los artículos [2] y [4], sino que también aumenta la capacidad del hormigón frente a cargas de tracción, lo que quedó comprobado con esta memoria, creando incluso la posibilidad de construir elementos exclusivamente de hormigón y fibras, esto se puede traducir en un ahorro en los tiempos de construcción, lo que afecta de manera positiva los costos de la obra.

Bibliografía

- [1] E. B. Aygar, “Evaluation of new austrian tunnelling method applied to bolu tunnel’s weak rocks,” *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, vol. 12, no. 3, pp. 541–556, 2020.
- [2] L. M. Massone and F. Nazar, “Analytical and experimental evaluation of the use of fibers as partial reinforcement in shotcrete for tunnels in chile,” *Tunnelling and Underground Space Technology*, vol. 77, pp. 13–25, 2018.
- [3] J. Blazy and R. Blazy, “Polypropylene fiber reinforced concrete and its application in creating architectural forms of public spaces,” *Case Studies in Construction Materials*, vol. 14, p. e00549, 2021.
- [4] I. L. Larsen and R. T. Thorstensen, “The influence of steel fibres on compressive and tensile strength of ultra high performance concrete: A review,” *Construction and Building Materials*, vol. 256, p. 119459, 2020.
- [5] R. J. H., “Hormigón con fibra,” *Ministerio de obras Públicas*, 2018.
- [6] C. J. M. Alvarez, “Comportamiento mecánico del hormigón reforzado con fibra de vidrio,” *Universidad Austral de Chile*, 2007.
- [7] A. Nilson, *Diseño de estructuras de concreto*, ch. 1 Introducción, pp. 1–27. McGraw-Hill, 2000.
- [8] A. Nilson, *Diseño de estructuras de concreto*, ch. 3 Análisis y diseño a flexión de vigas, pp. 62–102. McGraw-Hill, 2000.
- [9] A. Nilson, *Diseño de estructuras de concreto*, ch. 4 Cortante y tensión diagonal en vigas, pp. 105–154. McGraw-Hill, 2000.
- [10] A. C. Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318-08) y Comentario*, ch. 10 Flexión y Cargas Axiales, pp. 137–161. American Concrete Institute, 2008.
- [11] A. Nilson, *Diseño de estructuras de concreto*, ch. 8 Columnas Cortas, pp. 241–275. McGraw-Hill, 2000.
- [12] ARCADIS., “Memoria de cálculo estructural túnel interestación sección contrabóveda en suelo fino,” *Metro de Santiago*, 2018.
- [13] A. C. Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318-08) y Comentario*, ch. 11 Cortante y Torsión, pp. 163–200. American Concrete Institute, 2008.
- [14] A. C. Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318-08) y Comentario*, ch. 9 Requisitos de Resistencia y Funcionamiento, pp. 121–128. American

Concrete Institute, 2008.

- [15] P. B. UK, ed., *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, ch. 5 Materials, pp. 74–150. John Wiley & Sons, Ltd, 2013.
- [16] B. Benoit de Rivaz, Global Technical Manager BP Underground, “Choosing the right fiber for fiber reinforced concrete precast tunnel segments,” tech. rep., BEKAERT, 2020.
- [17] P. B. UK, ed., *fib Model Code for Concrete Structures 2010*, ch. 7 Design, pp. 190–350. John Wiley & Sons, Ltd, 2013.
- [18] Bekaert, “Concreto lanzado y segmentos prefabricados para túneles reforzados con fibras de acero sus métodos de ensaye y calculo,” tech. rep., BEKAERT, Octubre 2015.
- [19] A. d. I. F. S. C. A. A. Ana Blanco, Pablo Pujadasa, “Application of constitutive models in european codes to rc-frc,” *Department of Construction Engineering, Universitat Politècnica de Catalunya, UPC, Jordi Girona 1-3, 08034 Barcelona, Spain*, 2015.
- [20] C. Worleyparsons-Arcadis, “Memoria de cálculo túnel interestación herradura,” *Metro de Santiago*, 2018.
- [21] C. Worleyparsons-Arcadis, “Memoria de cálculo túnel escotilla de evacuación,” *Metro de Santiago*, 2018.
- [22] PRODIMIN, “Dramix® fibras de acero para el refuerzo del concreto lanzado (shotcrete),” tech. rep., BEKAERT, 2015.
- [23] B. Inc, “Barchip48 product data sheet (pds),” tech. rep., Barchip, 2019.

Anexo

En esta sección se adjuntan los diagramas de interacción faltantes, pero ahora utilizando hormigón G30, es decir, con una resistencia a la compresión de 30 [MPa] y para ambos tipos de fibras.

Diagramas de Interacción Sostenimiento

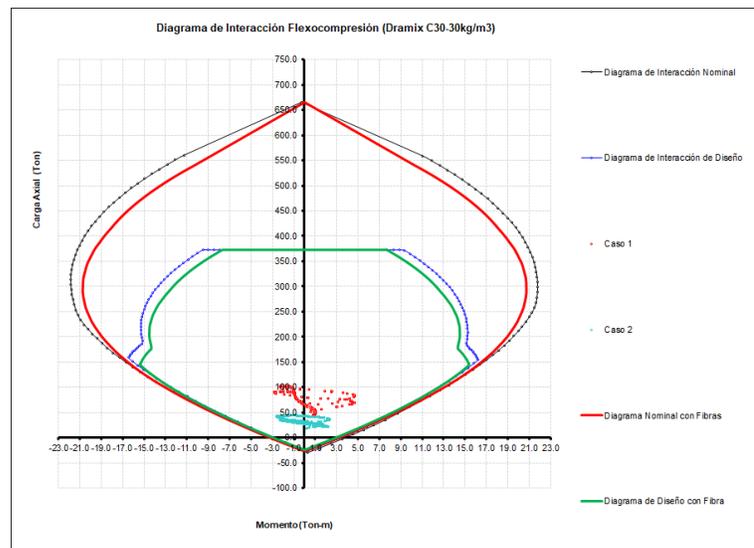


Figura 7.1: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[\text{kg}/\text{m}^3]$.

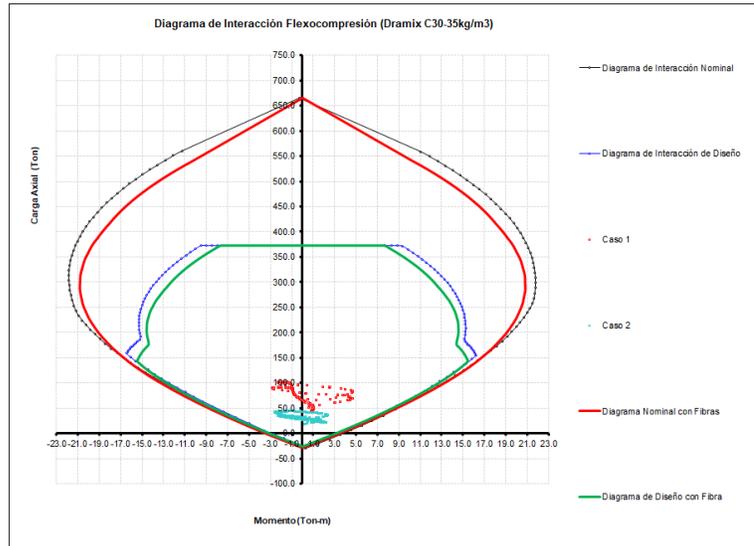


Figura 7.2: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$.

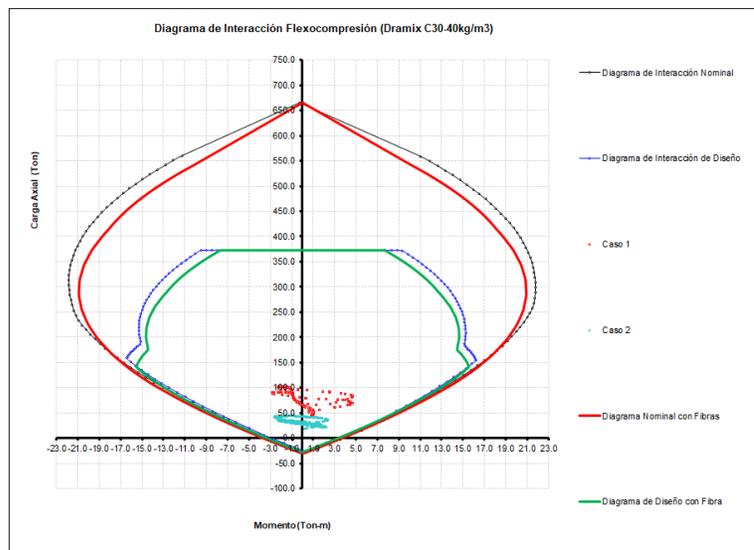


Figura 7.3: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$.

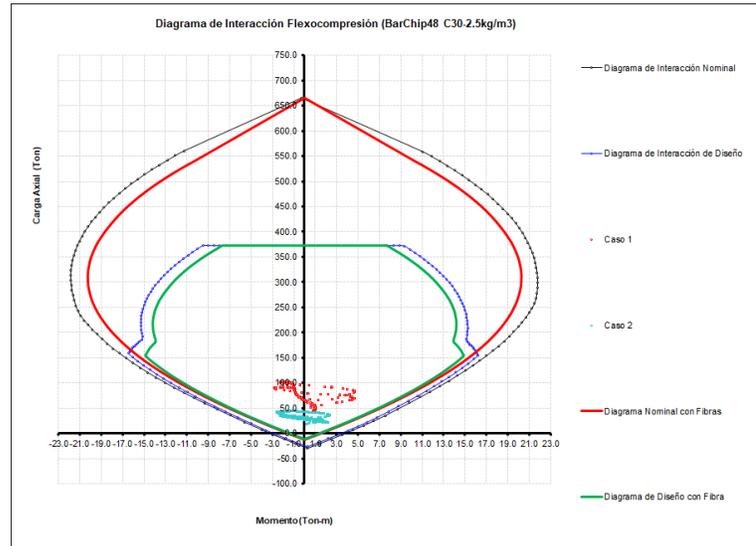


Figura 7.4: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$.

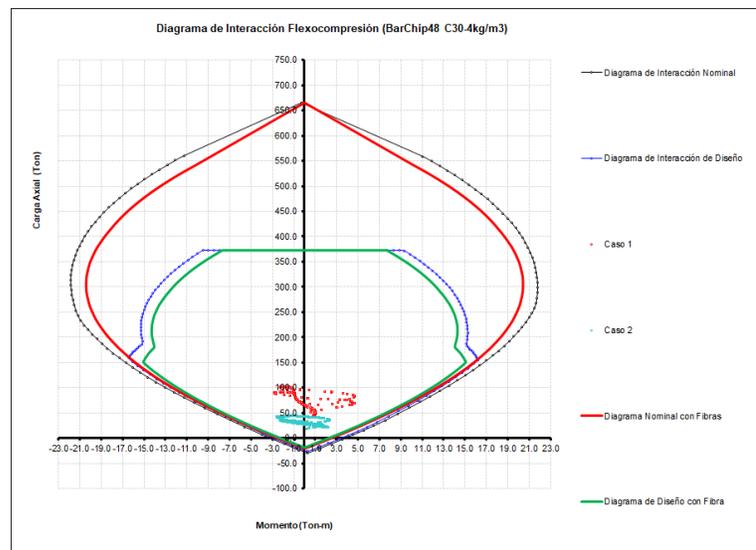


Figura 7.5: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$.

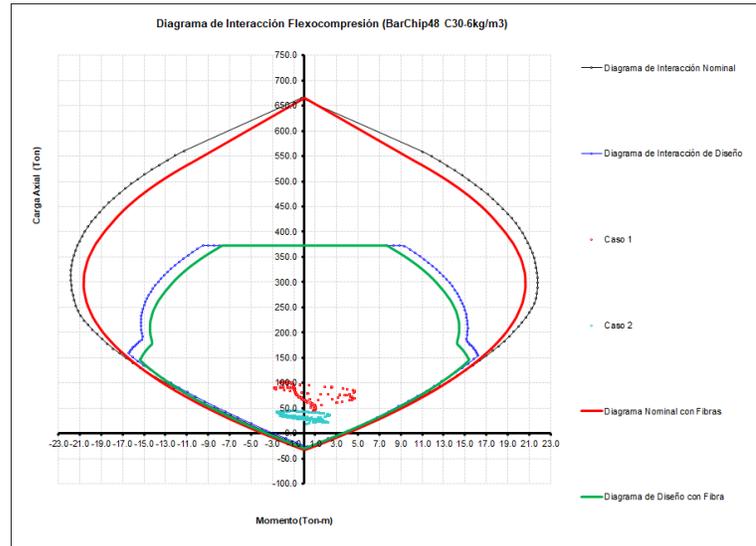


Figura 7.6: Diagrama de flexocompresión correspondiente al sostenimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip 48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$.

Diagramas de Interacción Revestimiento

Caso estático

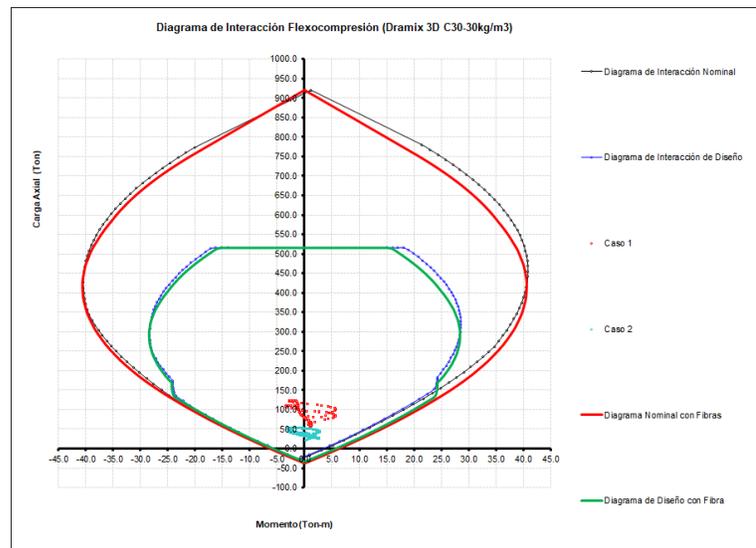


Figura 7.7: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$.

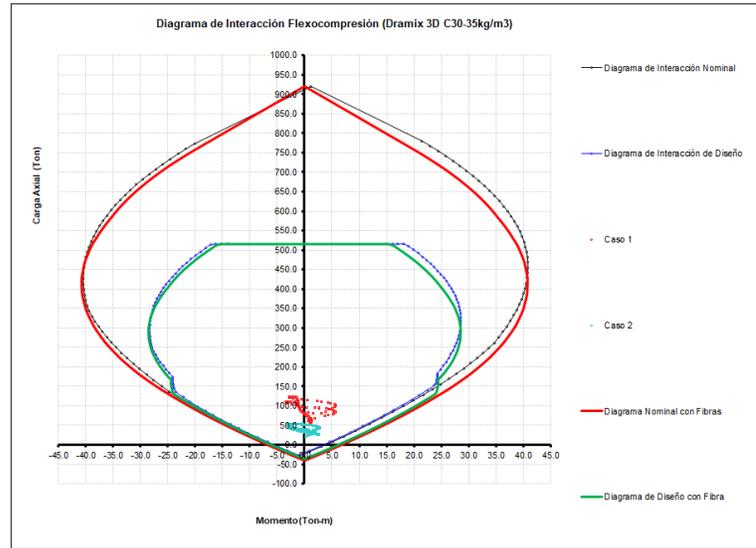


Figura 7.8: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$.

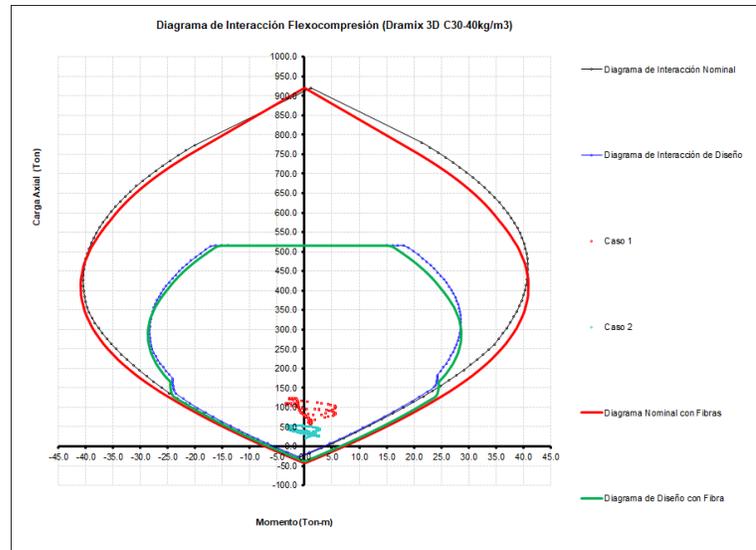


Figura 7.9: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$.

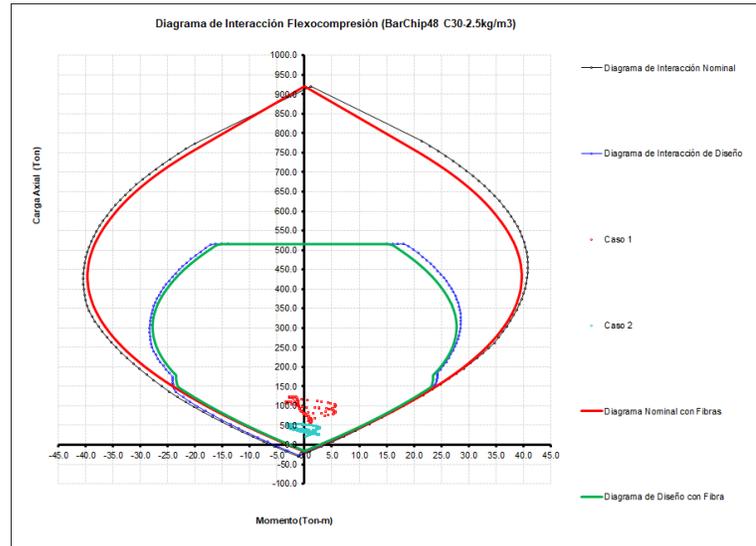


Figura 7.10: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$.

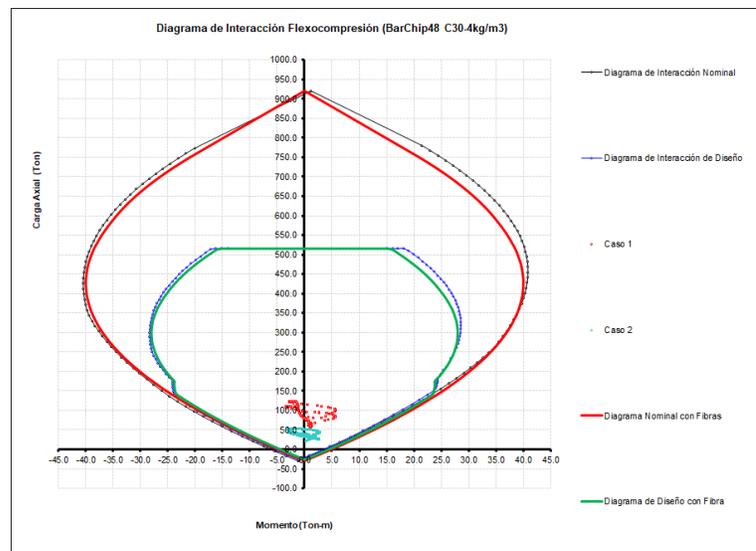


Figura 7.11: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$.

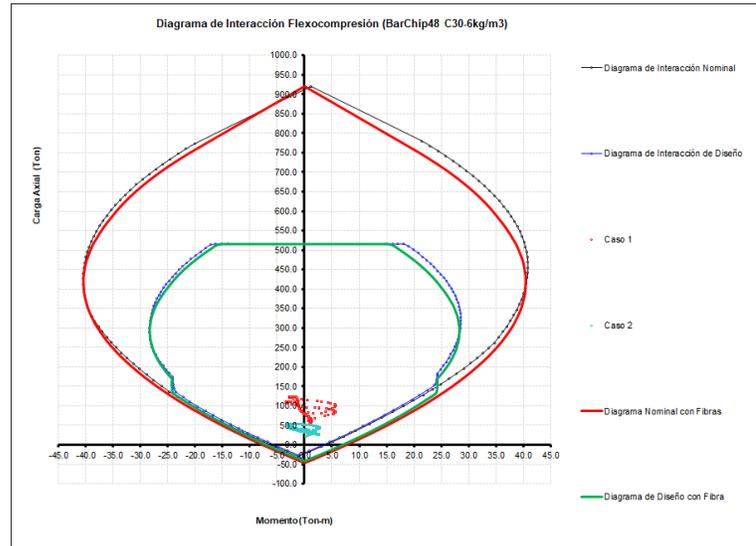


Figura 7.12: Diagrama de flexocompresión para el caso estático correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$.

Caso sísmico

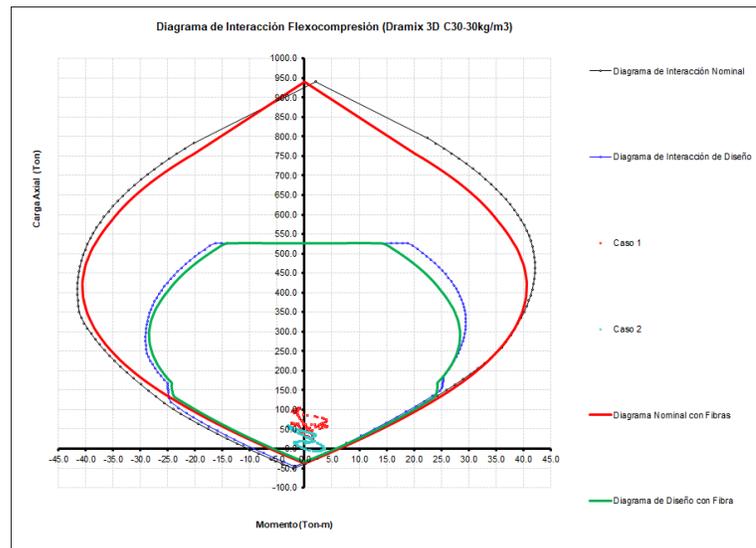


Figura 7.13: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $30[kg/m^3]$.

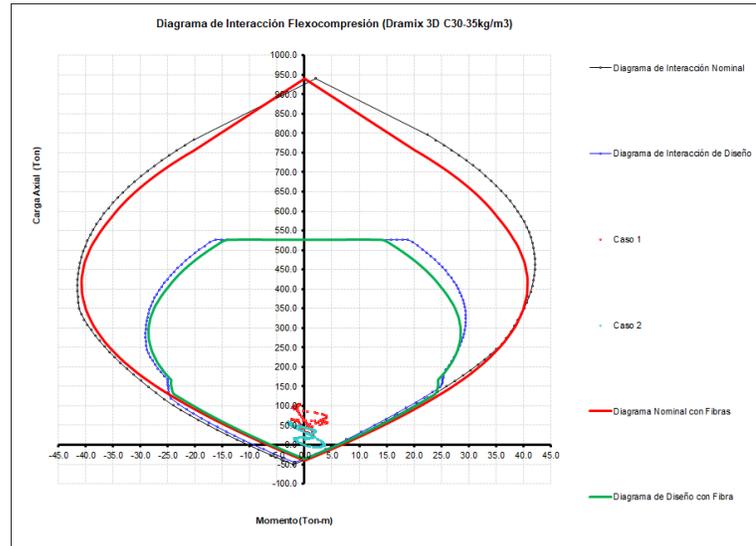


Figura 7.14: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $35[kg/m^3]$.

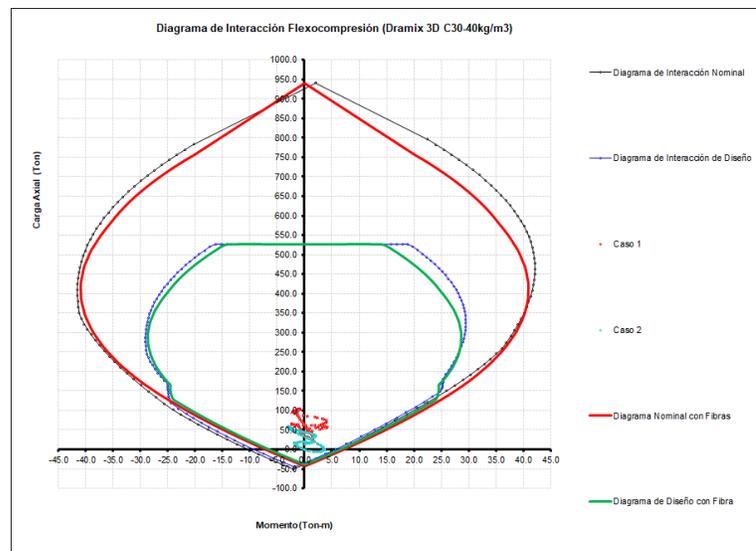


Figura 7.15: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra Dramix 3D con una dosificación de $40[kg/m^3]$.

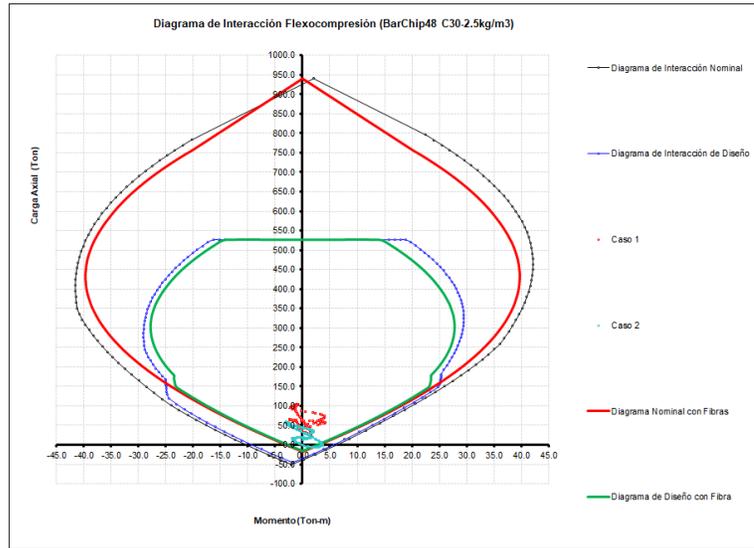


Figura 7.16: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $2.5[kg/m^3]$.

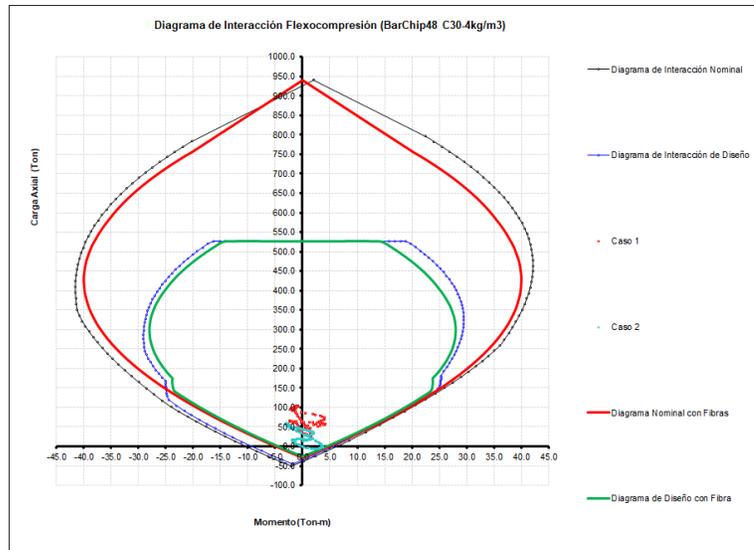


Figura 7.17: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $4[kg/m^3]$.

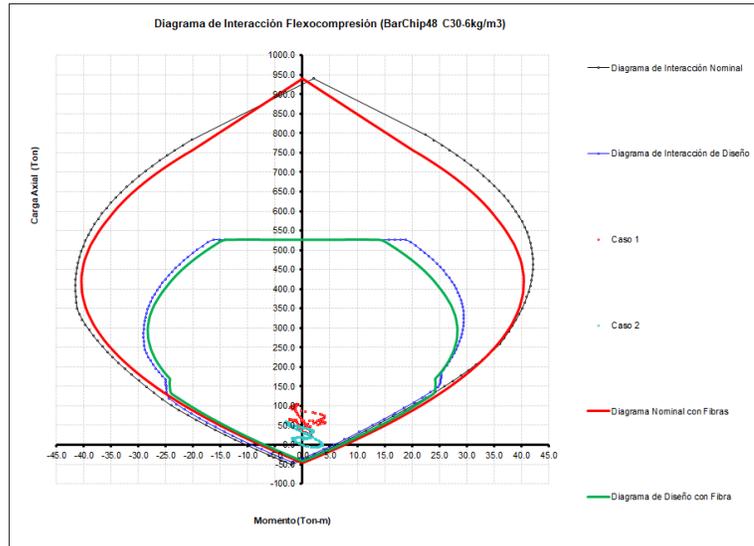


Figura 7.18: Diagrama de flexocompresión para el caso sísmico correspondiente al revestimiento con un hormigón G30. En el diseño con fibras se utilizó exclusivamente la fibra BarChip48 con una dosificación de $6[kg/m^3]$.

Diagramas de esfuerzos internos

En la siguiente sección se adjuntan los diagramas de esfuerzos internos para ambos túneles en cuestión, tanto para el caso estático como sísmico, pero desde una vista completa al túnel.

Caso estático túnel interestación herradura.

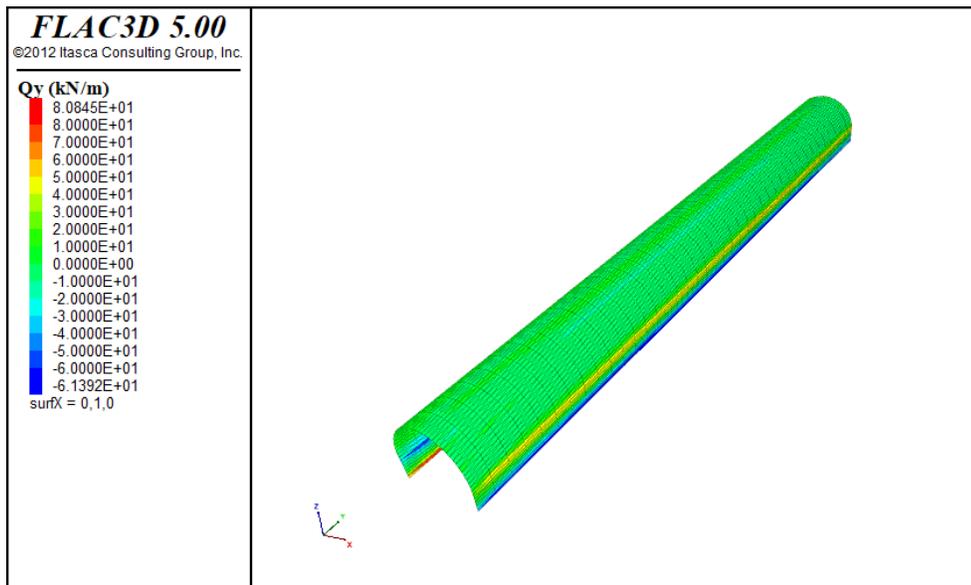


Figura 7.19: Diagrama de fuerzas de corte perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.

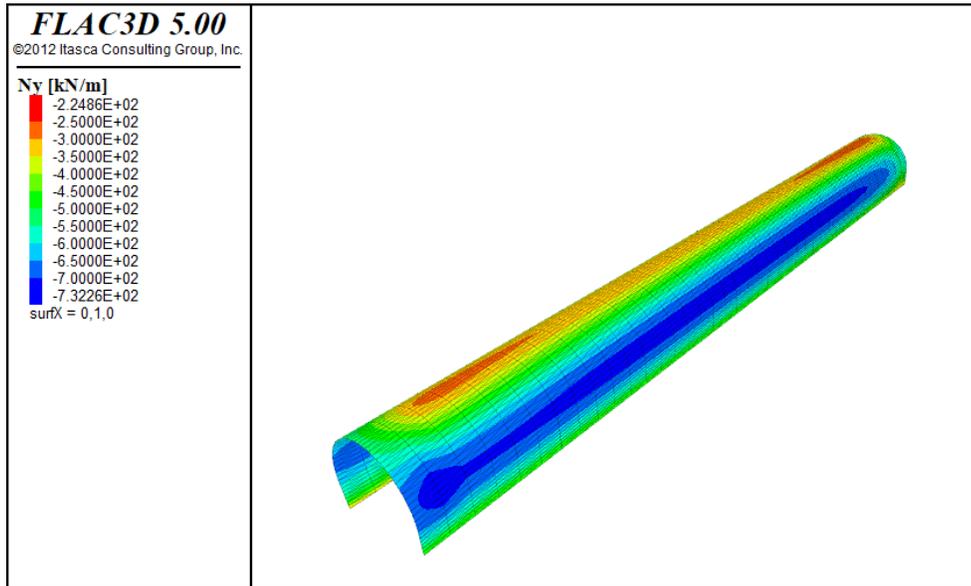


Figura 7.20: Diagrama de fuerzas axiales perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.

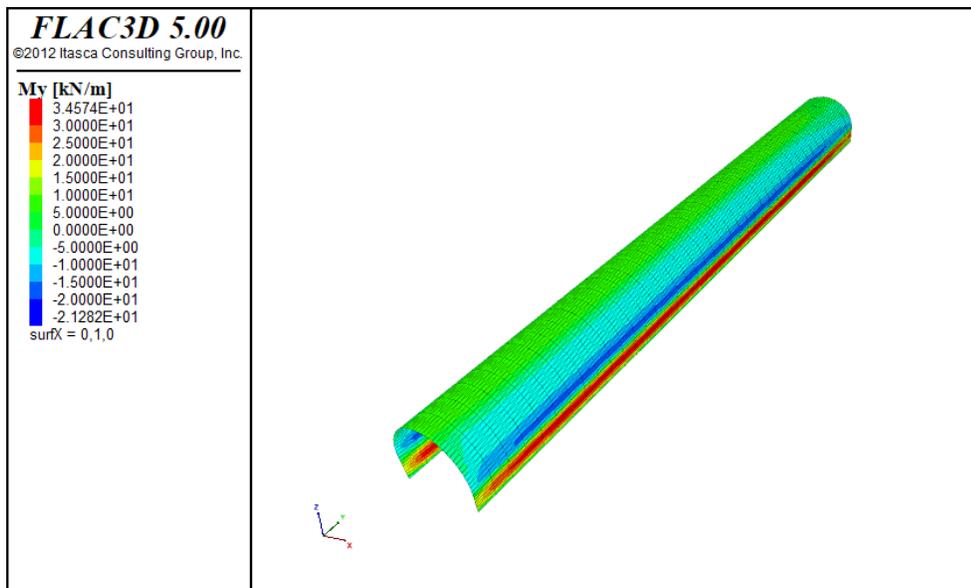


Figura 7.21: Diagrama de momento perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso estático.

Caso estático túnel escotilla de evacuación.

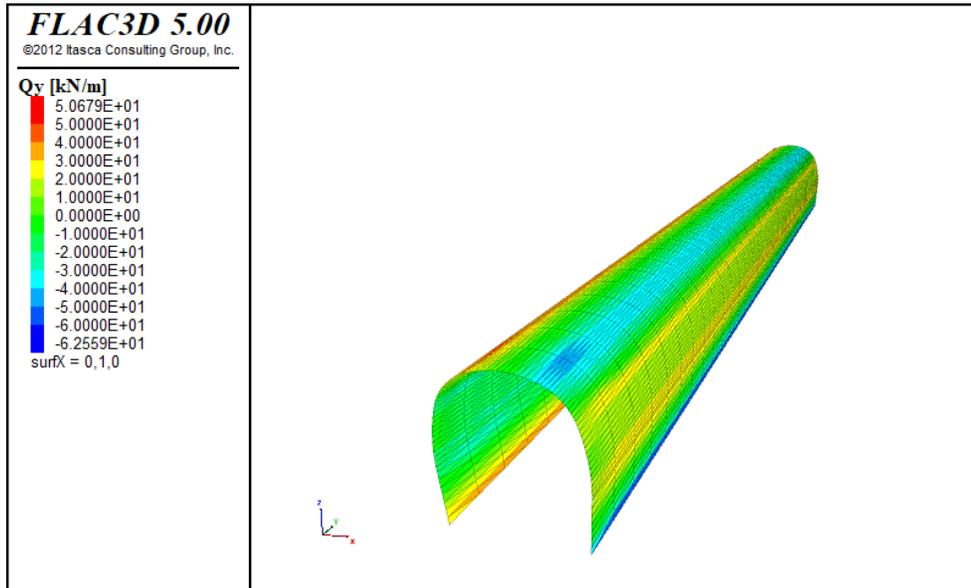


Figura 7.22: Diagrama de fuerzas de corte perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.

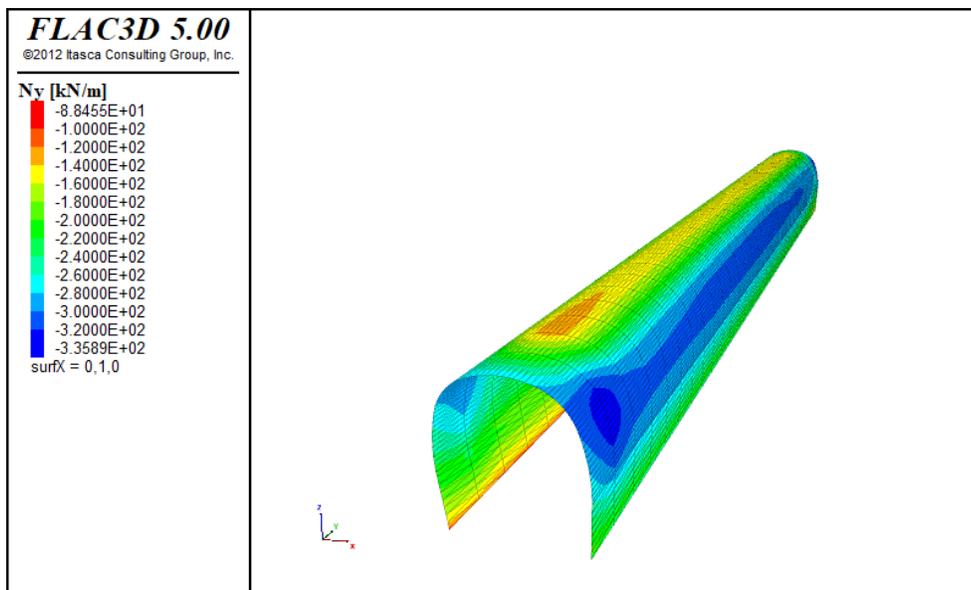


Figura 7.23: Diagrama de fuerzas axiales perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.

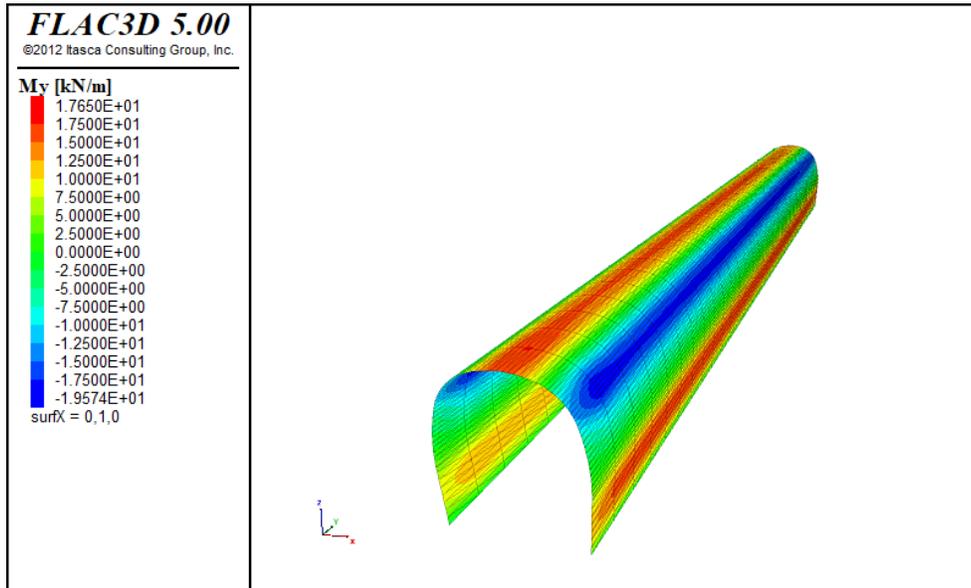


Figura 7.24: Diagrama de momento perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso estático.

Caso sísmico túnel interestación herradura.

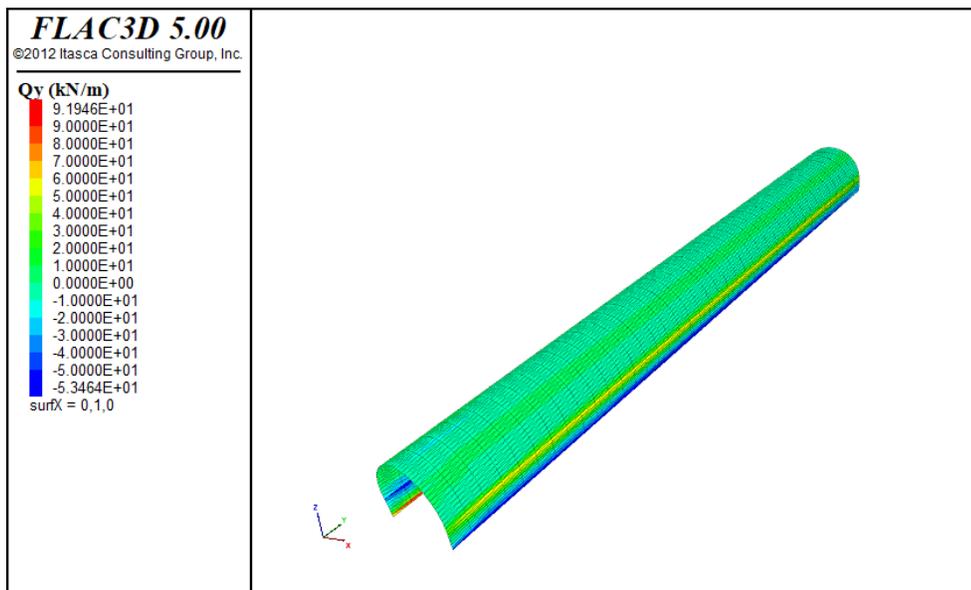


Figura 7.25: Diagrama de fuerzas de corte perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

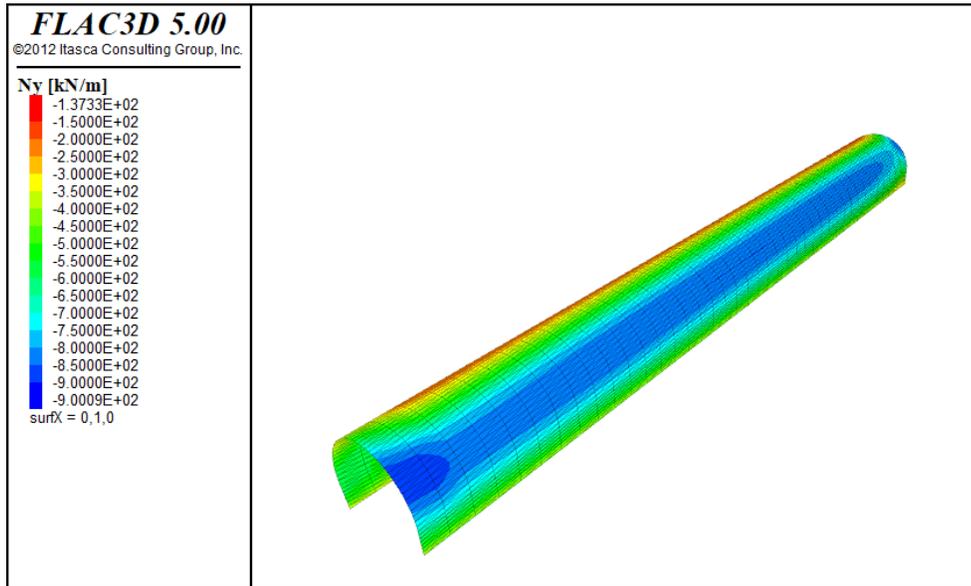


Figura 7.26: Diagrama de fuerzas axiales perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

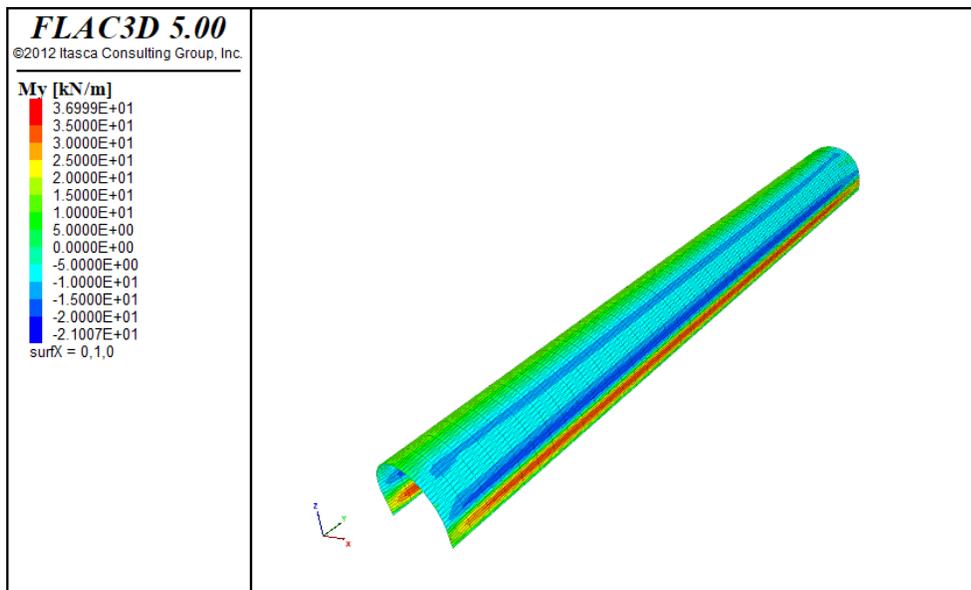


Figura 7.27: Diagrama de momento perteneciente al Túnel Interestación Herradura obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

Caso sísmico túnel escotilla de evacuación.

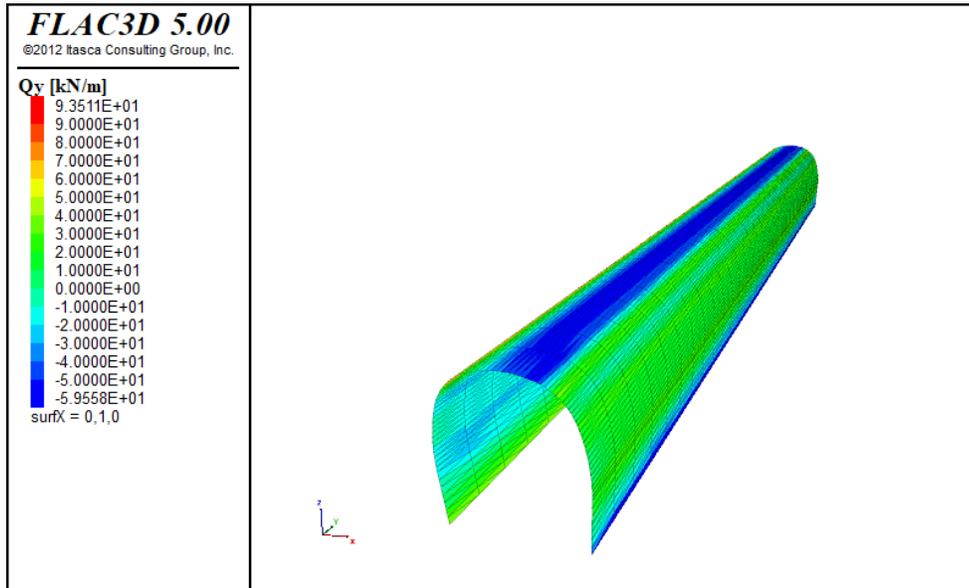


Figura 7.28: Diagrama de fuerzas de corte perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

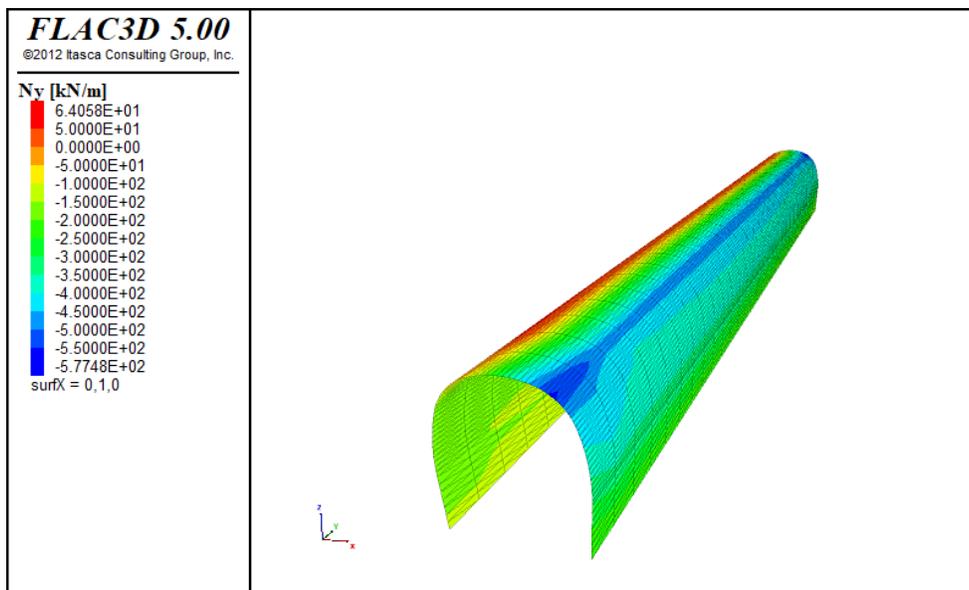


Figura 7.29: Diagrama de fuerzas axiales perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.

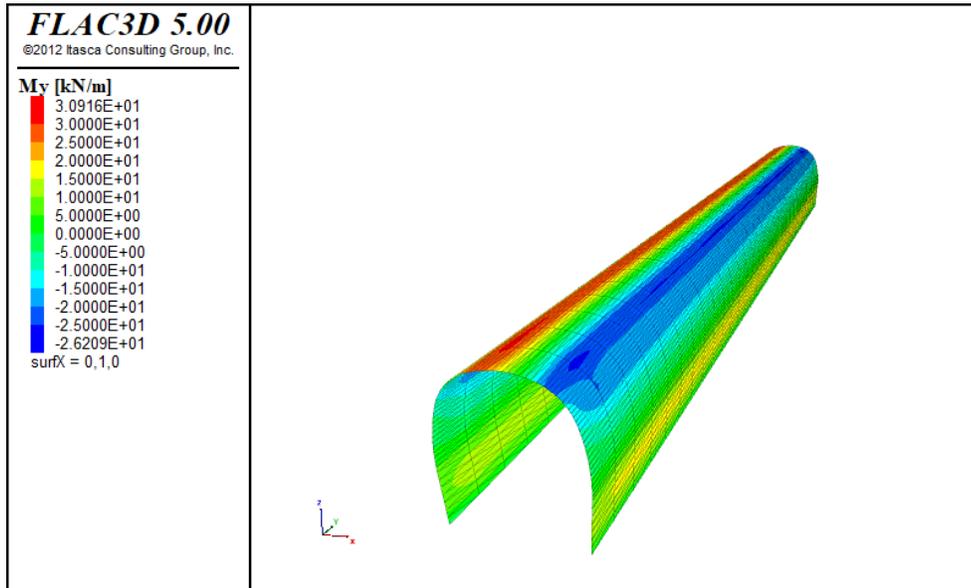


Figura 7.30: Diagrama de momento perteneciente al Túnel Escotilla de Evacuación obtenido en FLAC3D para el caso sísmico.