

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

Túneles Falsos y su aplicación a carreteras de montaña en Costa Rica

Trabajo de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Isaac Rodrigo Arias Infante

Director de Proyecto de Graduación

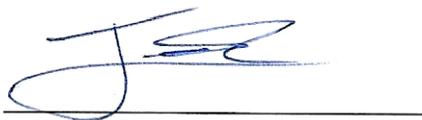
Ing. Marco Valverde Mora, M.Sc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

Costa Rica

Diciembre, 2021

Hoja de aprobación



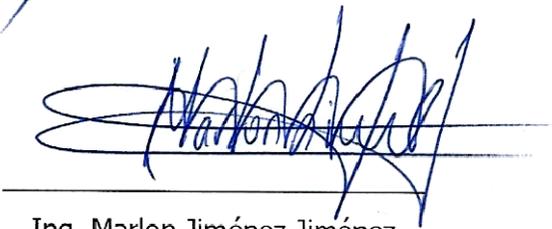
Isaac Rodrigo Arias Infante

Estudiante



Ing. Marco Valverde Mora, M.Sc.

Director



Ing. Marlon Jiménez Jiménez

Asesor



Ing. William Vargas Monge, Ph.D.

Asesor



Ing. Gaston Laporte Molina, M.Sc.

Asesor

Derechos de propiedad intelectual

Fecha: 14 Diciembre, 2021

El suscrito, Isaac Rodrigo Arias Infante, cédula 1-1647-0012, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné B40587, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación “Túneles Falsos y su aplicación a carreteras de montaña en Costa Rica”, bajo la Dirección del Ing. Marco Valverde Mora, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos No 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); “no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales”. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

A mi mamá y a mi papá por su apoyo incondicional, estoy inmensamente agradecido.

A todas las personas que estuvieron conmigo durante este proceso.

A mí por todo el esfuerzo, pasión, compromiso y valentía.

Agradecimientos

A mi mamá, por apoyarme e impulsarme en todo momento.

A mi papá, mi hermano y mis hermanas por apoyarme y creer en mí.

A mis amigos, por hacer de la universidad una de las mejores etapas de mi vida.

A mi novia, por su apoyo incondicional durante todo el proceso de esta investigación.

A don Marco Valverde, por todo la ayuda y tiempo como director de este trabajo de graduación.

Índice

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. JUSTIFICACIÓN.....	1
1.1.1. <i>Problema Específico</i>	1
1.1.2. <i>Importancia</i>	2
1.1.3. <i>Antecedentes teóricos y prácticos del problema</i>	5
1.2. OBJETIVOS.....	9
1.2.1. <i>Objetivo General</i>	9
1.2.2. <i>Objetivo Específico</i>	9
1.3. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	9
1.3.1. <i>Alcances</i>	9
1.3.2. <i>Limitaciones</i>	10
1.4. METODOLOGÍA.....	11
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	14
2.1. TALUDES Y SU ESTABILIDAD	14
2.2. DESLIZAMIENTOS.....	15
2.3. CARRETERAS DE MONTAÑA.....	19
2.4. SISTEMAS DE PROTECCIÓN.....	19
2.5. ORIGEN DE LOS TÚNELES Y SUS TIPOS.....	20
2.6. TÚNELES FALSOS EN CARRETERAS DE MONTAÑA	21
2.6.1. <i>Guías y estudios realizados</i>	23
2.7. ESTADO DEL ARTE	26
2.7.1. <i>Características del impacto</i>	26
2.7.2. <i>Cálculo de la fuerza de impacto</i>	31
2.7.3. <i>Capa de amortiguamiento</i>	41
2.7.4. <i>Losa y respuesta estructural</i>	52
2.8. GALERÍAS DE PROTECCIÓN ESTRUCTURALMENTE DISIPANTES	56
2.9. TÚNELES FALSOS DE MÉXICO.....	59
2.10. SUGERENCIAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN PARA TÚNELES FALSOS.....	61
2.11. EVALUACIÓN MULTICRITERIO.....	65
CAPÍTULO 3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DE LAS RUTAS NACIONALES 32 Y 27.....	70
3.1. INTRODUCCIÓN	70

3.2.	RUTA NACIONAL 32.....	71
3.2.1.	<i>Características geológicas-geotécnicas</i>	71
3.2.2.	<i>Información climatológica</i>	73
3.2.3.	<i>Sismicidad</i>	75
3.2.4.	<i>Tramos vulnerables ante deslizamientos</i>	78
3.3.	RUTA NACIONAL 27.....	89
3.3.1.	<i>Características geológicas-geotécnicas</i>	90
3.3.2.	<i>Información climatológica</i>	93
3.3.3.	<i>Sismicidad</i>	94
3.3.4.	<i>Tramos vulnerables ante deslizamientos</i>	95
3.4.	SELECCIÓN DEL TRAMO DE ANÁLISIS	110
3.4.1.	<i>Ruta Nacional 32</i>	110
3.4.2.	<i>Ruta Nacional 27</i>	113
CAPÍTULO 4. SELECCIÓN DEL TÚNEL FALSO PARA LAS RUTAS NACIONALES 32 Y 27		115
4.1.	DEFINICIÓN DE ALTERNATIVAS.....	119
4.2.	MATRIZ DE DECISIÓN PARA LA SELECCIÓN DE LA CAPA DE AMORTIGUAMIENTO	120
4.2.1.	<i>Escalas de valoración para los criterios de decisión</i>	120
4.2.2.	<i>Desarrollo de las matrices de decisión y ponderación de variables</i>	127
4.3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA CAPAS DE AMORTIGUAMIENTO.....	138
4.4.	MATRIZ DE DECISIÓN PARA LA SELECCIÓN DEL TÚNEL FALSO.....	146
4.4.1.	<i>Escalas de valoración para los criterios de decisión</i>	147
4.4.2.	<i>Desarrollo de las submatrices de decisión y ponderación de subvariables</i>	157
4.4.3.	<i>Matriz de decisión para la ruta nacional 32 y 27</i>	163
4.5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	165
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA IMPLEMENTACIÓN		180
5.1.	GASTOS INCURRIDOS POR RUTA	180
5.1.1.	<i>Ruta Nacional 32</i>	180
5.1.2.	<i>Ruta Nacional 27</i>	181
5.2.	PRESUPUESTO PRELIMINAR	183
5.3.	ANÁLISIS DE VIABILIDAD ECONÓMICA.....	192
5.3.1.	<i>Ruta Nacional 32</i>	192
5.3.2.	<i>Ruta Nacional 27</i>	196
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES		200
6.1.	CONCLUSIONES	200

6.2. RECOMENDACIONES.....	201
CAPÍTULO 7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	203
CAPÍTULO 8. APÉNDICE	210
8.1. APÉNDICE A	210
8.2. APÉNDICE B	212
8.3. APÉNDICE C	220

Índice de Figuras

Figura 1. Ejemplo de túnel falso usado contra la inestabilidad por caído de bloques	2
Figura 2. Ruta Nacional 32, tramo San José - Río Sucio	3
Figura 3. Ruta Nacional 27 San José – Caldera	4
Figura 4. Túneles falsos en la ruta Bogotá – Villavicencio	7
Figura 5. Túnel falso Durango-Mazatlán.....	8
Figura 6. Diagrama de flujo para el desarrollo del trabajo final de graduación	11
Figura 7. Nomenclatura de taludes y laderas.....	14
Figura 8. Tipos de deslizamientos de tierra; a) falla rotacional b) falla traslacional.....	17
Figura 9. Caído de rocas a) Movimiento en caída libre o rebote b) Movimiento de bloques rodando.....	18
Figura 10. Volteo o inclinación	19
Figura 11. Túnel falso en Suiza, Galería Tanzenbein, Schoellenen, Gotthard Pass	22
Figura 12. Túneles falsos colapsados: (a) Chüebalmtunnel, 2003; (b) Axentrasse, 2003; (c) Ripplistal, 2003	25
Figura 13. Túnel falso destruido por caída de rocas (500-600 m ³), 1970	25
Figura 14. Factores internos y externos	27
Figura 15. Movimientos de una roca cayendo sobre el talud.....	28
Figura 16. Transferencia de la fuerza de impacto de la roca a través del material de amortiguación a la losa de techo	31
Figura 17. Distribución de la carga estática equivalente	33
Figura 18. Factores implicados en impactos inclinado	34
Figura 19. Distribución de la carga de impacto (a) Manual de diseño del 2000 (b) Manual de diseño de 1983	36
Figura 20. Comparación de la fuerza de impacto estimada por el manual de diseño Japonés y por el Muroran Institute of Technology	37
Figura 21. Distribución de la presión de impacto para (a) capa de arena igual al diámetro del bloque, (b) capa de arena de mitad del diámetro del bloque y (c) sin capa de cobertura	43
Figura 22. Relación entre la fuerza transmitida y la deformación de tres materiales amortiguadores distintos	46
Figura 23. Disposición de capas de EPS	47
Figura 24. Vista general del prototipo del TLAS	50

Figura 25. Capas compuestas por cilindros de material granular.....	52
Figura 26. Ejemplo de túnel falso del tipo PC	53
Figura 27. Galería de protección estructuralmente disipante (SDR).....	56
Figura 28. Sección transversal del túnel falso mexicano	59
Figura 29. Ejemplificación de modelo de relleno	60
Figura 30. Sección transversal del diseño propuesto por "Rockfall Sheds: Application of Japanese Designs in North America"	64
Figura 31. Tipos de suelo de la zona.....	73
Figura 32. Curva de distribución probabilística de datos para definir susceptibilidad al deslizamiento.....	79
Figura 33. Catálogo de deslizamientos RN-32 del LanammeUCR en 2009.....	80
Figura 34. Deslizamientos en la RN-32 periodo 1987-1997.....	81
Figura 35. Mapa de susceptibilidad a deslizamientos RN-32	83
Figura 36. Escombros de deslizamiento en zona 4.....	86
Figura 37. Roca fracturada en la parte superior del talud, zona 4	86
Figura 38. Zona de deslizamiento entre zona 2 y 3.....	87
Figura 39. Deslizamiento en zona 2, aproximadamente entre el km 22+000 y 24+000	87
Figura 40. Deslizamiento en kilómetro 29+000 en junio del 2015.....	88
Figura 41. Deslizamiento del 13 marzo, 2021	89
Figura 42. Formaciones geológicas que atraviesa el tramo 2 RN-27.....	92
Figura 43. Condición del talud en km 37+500, año 2019	96
Figura 44. Trabajos en km 37+500, abril 2021.....	97
Figura 45. Talud del km 38+600, estado del 2019.....	98
Figura 46. Estado del talud km 38+600, costado derecho, marzo 2021.....	99
Figura 47. Estado del talud km 38+600, sección central e izquierda, marzo 2021.....	99
Figura 48. Deslizamiento en km 41+000 en noviembre 2020	100
Figura 49. Estado del talud km 41+000, marzo 2021.....	101
Figura 50. Asentamientos y grietas en km 44+500.....	101
Figura 51. Estado del talud del km 44+500, abril 2021	102
Figura 52. Estado de la ladera del km 45+000, abril 2021.....	103
Figura 53. Corte cajón en km 45+000	104
Figura 54. Estado de los taludes km 45+000, margen izquierda y derecha, marzo 2021	104

Figura 55. Estado en marzo 2021 km 46+000.....	105
Figura 56. Deslizamiento ocurrido en septiembre 2011	105
Figura 57. Deslizamiento en junio 2015 km 46+000	106
Figura 58. Estado en marzo 2021 km 47+000.....	107
Figura 59. Corte cajón del km 48+000.....	108
Figura 60. Estado km 73+000, marzo 2021.....	109
Figura 61. Estado del muro de gaviones después del caído de rocas, marzo 2021	109
Figura 62. Ubicación de túneles falsos según el plan de concesión del 2019.....	111
Figura 63. Secciones deslizadas del tramo 21+440 - 21+680	112
Figura 64. Tramo 21+440 - 21+680	112
Figura 65. Tramo 38+600 – 38+780	114
Figura 66. Diagrama de flujo de la metodología de evaluación multicriterio.....	116
Figura 67. Gráfico del peso total final para cada capa de amortiguamiento	139
Figura 68. Gráfico de pesos en base cien del sistema constructivo.....	139
Figura 69. Gráfico de pesos en base cien del plazo constructivo y el mantenimiento.....	140
Figura 70. Gráfico de pesos en base cien de la transmisión de carga y la capacidad de disipación	141
Figura 71. Gráfico de pesos en base cien de la incertidumbre	142
Figura 72. Gráficos de pesos en base cien de la sostenibilidad ambiental.....	143
Figura 73. Gráfico de tela de araña para la capa de arena	144
Figura 74. Gráfico de tela de araña para la capa de llantas	144
Figura 75. Gráfico de tela de araña para la capa de EPS armado.....	144
Figura 76. Gráfico de tela de araña para la capa de arena-caucho.....	144
Figura 77. Gráfico de tela de araña para la capa de arena-aserrín	145
Figura 78. Gráfico de tela de araña para la capa de grava	145
Figura 79. Gráfico de tela de araña para la capa de TLAS	145
Figura 80. Gráfico de tela de araña para la capa de vidrio celular	145
Figura 81. Gráfico del peso total final para cada túnel falso RN-32	165
Figura 82. Gráfico del peso total final para cada túnel falso RN-27	165
Figura 83. Gráfico de pesos en base cien de los criterios sistema y plazo constructivo	167
Figura 84. Gráfico de pesos en base cien de los criterios diseño e incertidumbre.....	168
Figura 85. Gráfico de pesos en base cien del criterio transmisión de esfuerzos.....	170

Figura 86. Gráfico de pesos en base cien del criterio sostenibilidad ambiental	171
Figura 87. Gráfico de pesos en base cien de los criterios mantenimiento y monitoreo RN-27	173
Figura 88. Gráfico de pesos en base cien de los criterios mantenimiento y monitoreo RN-32	173
Figura 89. Gráfico de pesos en base cien del criterio condición de sitio RN-32.....	175
Figura 90. Gráfico de pesos en base cien del criterio condición de sitio RN-27	175
Figura 92. Gráfico de tela de araña para el túnel falso PC	177
Figura 91. Gráfico de tela de araña para el túnel falso RC.....	177
Figura 93. Gráfico de tela de araña para el túnel falso de acero	177
Figura 95. Gráfico de tela de araña para el túnel falso mexicano	178
Figura 94. Gráfico de tela de araña para el túnel falso SDR.....	178
Figura 96. Gráfico de tela de araña para el túnel falso de avalancha.....	178
Figura 97. Diseño de la gallería Saalachsee (B21).....	184
Figura 98. Modelo de túnel falso para el tramo 21+440 - 21+680 de la RN-32, vista Limón-San José	195
Figura 99. Modelo de túnel falso para el tramo 21+440 - 21+680 de la RN-32, vista San José-Limón.....	195
Figura 100. Modelo de túnel falso para el tramo 38+600 - 38+750 de la RN-27, vista San José-Caldera.....	198
Figura 101. Modelo de túnel falso para el tramo 38+600 - 38+750 de la RN-27, vista Caldera-San José.....	198

Índice de Cuadros

Cuadro 1. Resumen de modelos de trayectoria de caída de rocas.....	30
Cuadro 2. Resumen de formulaciones para cálculo de la fuerza de impacto	39
Cuadro 3. Peso muerto de materiales de amortiguamiento	48
Cuadro 4. Propiedades geotécnicas de los materiales usados por Montani	49
Cuadro 5. Cuadro comparativo entre túnel falso convencional y SDR.....	57
Cuadro 6. Régimen de precipitación en diferentes estaciones dentro y alrededores del PNBC	74
Cuadro 7. Resumen de los principales eventos sísmicos con intensidad MM igual o superior a III desde la construcción de la RN-32	76
Cuadro 8. Posibilidad de deslizamiento causados por sismos	76
Cuadro 9. Rangos de susceptibilidad de deslizamiento para la geología del tramo analizado	82
Cuadro 10. Escala de valores para los subcriterios del suministro de materiales	121
Cuadro 11. Costo por m ² de los materiales para los materiales de amortiguamiento	122
Cuadro 12. Escala de valores para el plazo constructivo.....	123
Cuadro 13. Escala de valores para la transmisión de cargas	123
Cuadro 14. Peso muerto (kg/m ²) de las capas de amortiguamiento	124
Cuadro 15. Escala de valores para las subvariables de la incertidumbre	125
Cuadro 16. Escala de valoración para la capacidad de disipación	125
Cuadro 17. Escala de valoración para el mantenimiento.....	126
Cuadro 18. Escala de valoración para la sostenibilidad ambiental	126
Cuadro 19. Matriz de decisión para el sistema constructivo	127
Cuadro 20. Matriz de decisión para la incertidumbre.....	128
Cuadro 21. Normalización de los datos para el sistema constructivo	129
Cuadro 22. Normalización de datos para la incertidumbre.....	129
Cuadro 23. Logaritmo natural de los valores normalizados de los subcriterios del sistema constructivo	130
Cuadro 24. Producto de los valores normalizados por sus logaritmos del sistema constructivo	131
Cuadro 25. Entropía, diversidad y ponderación de los subcriterios del sistema constructivo	131
Cuadro 26. Entropía, diversidad y ponderación de los subcriterios de la incertidumbre	131
Cuadro 27. Desviación estándar de los subcriterios del sistema constructivo	132

Cuadro 28. Resultado obtenido de la función coeficiente de correlación para los subcriterios del sistema constructivo	132
Cuadro 29. Ponderación de los subcriterios del sistema constructivo por método CRITIC...	133
Cuadro 30. Ponderación de los subcriterios de la incertidumbre por método CRITIC.....	133
Cuadro 31. Distancia Manhattan del criterio sistema constructivo	134
Cuadro 32. Distancia Manhattan del criterio incertidumbre.....	134
Cuadro 33. Información para el cálculo de la Suma Ponderada del sistema constructivo	136
Cuadro 34. Matriz de decisión para capas de amortiguamiento.....	136
Cuadro 35. Pesos de los criterios para capas de amortiguamiento por método CRITIC	137
Cuadro 36. Pesos de los criterios para capas de amortiguamiento por método de la Entropía	137
Cuadro 37. Distancia Manhattan para capas de amortiguamiento.....	137
Cuadro 38. Suma Ponderada para capas de amortiguamiento	138
Cuadro 39. Escala de valoración del criterio sistema constructivo para túneles falsos.....	148
Cuadro 40. Escala de valoración del criterio diseño para túneles falsos	150
Cuadro 41. Escala de valoración del criterio plazo constructivo para túneles falsos	151
Cuadro 42. Escala de valoración del criterio transmisión de cargas para túneles falsos	152
Cuadro 43. Peso muerto de la losa o bóveda de los túneles falsos.....	152
Cuadro 44. Escala de valoración del criterio incertidumbre para túneles falsos	153
Cuadro 45. Escala valoración del criterio mantenimiento para túneles falsos	154
Cuadro 46. Escala de valoración del criterio sostenibilidad ambiental para túneles falsos ...	155
Cuadro 47. Escala de valoración del criterio monitoreo para túneles falsos.....	156
Cuadro 48. Escala de valoración del criterio condiciones de sitio para túneles falsos.....	157
Cuadro 49. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios del sistema constructivo	158
Cuadro 50. Costo por metro lineal de los túneles falsos	159
Cuadro 51. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios del plazo constructivo	159
Cuadro 52. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios de la transmisión de esfuerzos	160
Cuadro 53. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios de la incertidumbre.....	160
Cuadro 54. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios del mantenimiento.....	161
Cuadro 55. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios de la sostenibilidad ambiental	162

Cuadro 56. Matriz de decisión para túneles falsos RN-32	163
Cuadro 57. Matriz de decisión para túneles falsos RN-27	163
Cuadro 58. Resultados obtenido por Suma Ponderada para túneles falsos RN-32	164
Cuadro 59. Resultados obtenido por Suma Ponderada para túneles falsos RN-27	164
Cuadro 60. Gastos de operación de los años 2014,2015 y 2016, RN-27	182
Cuadro 61. Gastos de operación de los años 2017,2018 y 2019, RN-27	183
Cuadro 62. Dimensiones de los elementos estructurales	186
Cuadro 63. Costos unitarios de los materiales de construcción	187
Cuadro 64. Presupuesto del túnel falso para la RN-32.....	187
Cuadro 65. Presupuesto del túnel falso para la RN-27.....	188
Cuadro 66. Matriz de clasificación de estimación de costos del ASTM E2516-11	190
Cuadro 67. Rangos de precisión típicos para industrias de procesos y construcción	191
Cuadro 68. Rango de costos para la ruta 32 y 27	192
Cuadro 69. Nomenclatura de las formulaciones para el cálculo de la fuerza de impacto creadas por distintos autores.....	210
Cuadro 70. Nomenclatura de las formulaciones para el cálculo de la fuerza de impacto creadas por distintos autores (Cont.)	211
Cuadro 71. Datos normalizados del criterio sistema constructivo	212
Cuadro 72. Método CRITIC para el criterio sistema constructivo.....	212
Cuadro 73. Método Entropía para el criterio sistema constructivo	212
Cuadro 74. Distancia Manhattan para criterio sistema constructivo.....	212
Cuadro 75. Datos normalizados del criterio plazo constructivo.....	213
Cuadro 76. Método CRITIC para el criterio plazo constructivo	213
Cuadro 77. Método Entropía para el criterio plazo constructivo.....	213
Cuadro 78. Distancia Manhattan para criterio plazo constructivo	213
Cuadro 79. Datos normalizados del criterio transmisión de esfuerzo	213
Cuadro 80. Método CRITIC para el criterio transmisión de esfuerzos	214
Cuadro 81. Método Entropía para el criterio transmisión de esfuerzos.....	214
Cuadro 82. Distancia Manhattan para criterio transmisión de esfuerzos	214
Cuadro 83. Datos normalizados del criterio incertidumbre.....	214
Cuadro 84. Método CRITIC para el criterio incertidumbre	214
Cuadro 85. Método Entropía para el criterio incertidumbre.....	215

Cuadro 86. Distancia Manhattan para criterio incertidumbre	215
Cuadro 87. Datos normalizados del criterio mantenimiento	215
Cuadro 88. Método CRITIC para el criterio mantenimiento.....	215
Cuadro 89. Método Entropía para el criterio mantenimiento	216
Cuadro 90. Distancia Manhattan para criterio mantenimiento.....	216
Cuadro 91. Datos normalizados del criterio sostenibilidad ambiental	216
Cuadro 92. Método CRITIC para el criterio sostenibilidad ambiental	216
Cuadro 93. Método Entropía para el criterio sostenibilidad ambiental.....	217
Cuadro 94. Distancia Manhattan para criterio sostenibilidad ambiental	217
Cuadro 95. Datos normalizados de la matriz de decisión para túneles falsos RN-32	217
Cuadro 96. Datos normalizados de la matriz de decisión para túneles falsos RN-27	217
Cuadro 97. Pesos obtenidos por métodos CRITIC y Entropía RN-32 y RN-27.....	218
Cuadro 98. Distancia Manhattan para túneles falsos RN-32.....	218
Cuadro 99. Distancia Manhattan para túneles falsos RN-27.....	219
Cuadro 100. Costo de obra gris utilizando precio de concreto y acero RN-32.....	220
Cuadro 101. Costo de obra gris utilizando precio de concreto y acero RN-27.....	221
Cuadro 102. Costo de obra gris utilizando precio de concreto armado RN-32	222
Cuadro 103. Costo de obra gris utilizando precio de concreto armado RN-27	222

Arias Infante, Isaac Rodrigo

Túneles Falsos y su aplicación a carreteras de montaña en Costa Rica

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:

I.R. Arias I., 2021

xvi, 210, [13]h, ils. col. – 92 refs.

Resumen

El objetivo principal que motivó este trabajo de investigación fue el evaluar la posibilidad de emplear túneles falsos en dos carreteras de montaña de Costa Rica, tomando como casos de análisis un tramo de la ruta nacional (RN) 32 y 27, respectivamente. La importancia radica en valorar una posible solución para disminuir los riesgos a los usuarios y los costos al país, causados por los problemas de estabilidad en estos puntos.

La investigación se desarrolló en cuatro fases: 1) Recolección de información acerca de la teoría de los túneles falsos, 2) Caracterización de las rutas nacionales y determinación de tramos vulnerables, 3) Selección del túnel falso que mejor se adapta a la condiciones de cada ruta mediante la metodología de evaluación multicriterio (EMC) y 4) Análisis económico de la implementación del túnel falso cada tramo de estudio.

A partir de este proceso, se resuelve que el túnel falso que mejor se adapta a la condiciones estudiadas del tramo de la RN-32 es el túnel falso de avalancha y de la RN-27 es el túnel falso de concreto pretensado con capa de amortiguamiento de llantas. Además, se concluye que es económicamente viable construir túneles falsos para resolver los problemas de estabilidad de taludes que presentan ambos tramos analizados. I.R.A.I

TÚNELES FALSOS, CARRETERA DE MONTAÑA, RN-32, RN-27, METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN MULTICRITERIO, MATRIZ DE DECISIÓN, CAPA DE AMORTIGUAMIENTO, VIABILIDAD ECONÓMICA.

Ing. Marco Valverde Mora, M.Sc.

Escuela de Ingeniería Civil

Capítulo 1. Introducción

En este capítulo se encuentra la justificación, objetivos, delimitación del problema y la metodología, los cuales conforman la guía para el desarrollo de toda la investigación.

1.1. Justificación

En este apartado se responde al porqué del desarrollo de este trabajo de investigación, reconociendo cuál es el problema que se desea resolver, su importancia y su impacto y los antecedentes teóricos y prácticos del problema y la solución planteada.

1.1.1. Problema Específico

Como es sabido, en Costa Rica la mayor parte del desarrollo socio-económico se ha generado en el Valle Central, que comprende la capital San José y las provincias de Heredia, Cartago y Alajuela. Las bases de la economía se han consolidado mayoritariamente en las exportaciones y el turismo, lo que trae consigo el transporte y la movilización de bienes, personas, turistas, mercancía, etc., hacia y desde los puertos, playas y zonas de montaña, creando la necesidad de atravesar carreteras de montaña.

Para que se lleve a cabo dicha movilización, se debe utilizar principalmente dos Rutas Nacionales (RN), la RN-32 y la RN-27. Dado que el país cuenta con una gran diversidad geomorfológica producto del intenso dinamismo hidrometeorológico, tectónico y volcánico, que dan origen a una variedad de paisajes y una geografía accidentada, las rutas de montaña cuentan con problemas de inestabilidad provocando deslizamientos, flujos de detritos, desprendimientos de rocas, caídas de bloques, entre otros.

Según Vargas & Garro (2003), las amenazas más importantes para la infraestructura vial de Costa Rica son las inundaciones y ondas de agua (caudales extremos), los deslizamientos de tierra y las vibraciones sísmicas. En un segundo nivel de importancia se pueden mencionar los flujos de lodos, los lahares, la licuación de suelos y la socavación. En un tercer nivel, se pueden nombrar los vientos fuertes, la ruptura superficial de fallas geológicas, los tsunamis y otras amenazas asociadas a la actividad volcánica.

Es importante saber que “la mayoría de las amenazas naturales no están sujetas a un posible control humano o tecnológico, por lo que la reducción de la vulnerabilidad es la mejor y, en algunos casos, la única forma de reducir el riesgo” (Cordero et al., 2009). Es por lo tanto, que para este trabajo de graduación se propone una posible solución para enfrentar algunos de los problemas de inestabilidad ubicados en la RN-32 y RN-27, mediante el uso de los túneles falsos (Figura 1).

Henao et al. (2011) define el túnel falso como una estructura sobre la carretera que constituye un escudo contra la caída de material, que se utiliza para evadir especialmente deslizamientos y la caída de rocas, permitiendo brindar continuidad a la carretera.

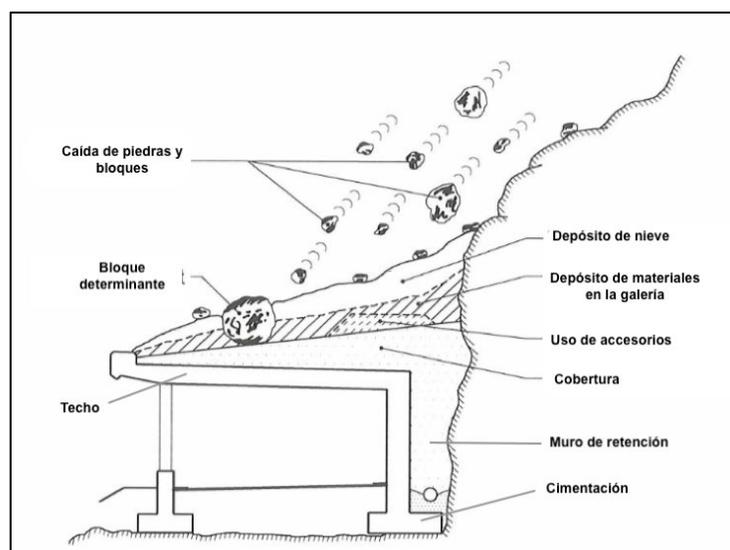


Figura 1. Ejemplo de túnel falso usado contra la inestabilidad por caída de bloques
Fuente: Modificado de ASTRA, 2008

1.1.2. Importancia

Costa Rica es un país montañoso, con varias cordilleras que separan los valles donde se ubican ciudades y zonas de producción y desarrollo, así como áreas extensas donde se ubican playas y áreas dedicadas al turismo. Por ello, se requieren carreteras que atraviesen las montañas, con los riesgos por inestabilidad de taludes y laderas.

En este trabajo se han seleccionado dos de las principales carreteras, la RN-32 y la RN-27, que son dos de las de mayor tránsito promedio diario (TPD), para evaluar la posibilidad de usar túneles falsos.

La Ruta Nacional 32, inaugurada en 1987, comunica al Valle Central con la región Atlántica, específicamente con los puertos de Limón y Moín (Figura 2). "Ambos centros portuarios funcionan en conjunto como puertos multipropósito manejando aproximadamente el 75% del volumen total de carga movilizada por los puertos de Costa Rica" (Vega, 2004). Por otro lado, la Ruta Nacional 27, inaugurada en el 2010, inicia desde San José hasta el puerto de Caldera, en Puntarenas (Figura 3); y por donde se administra el restante 25% del volumen de carga.

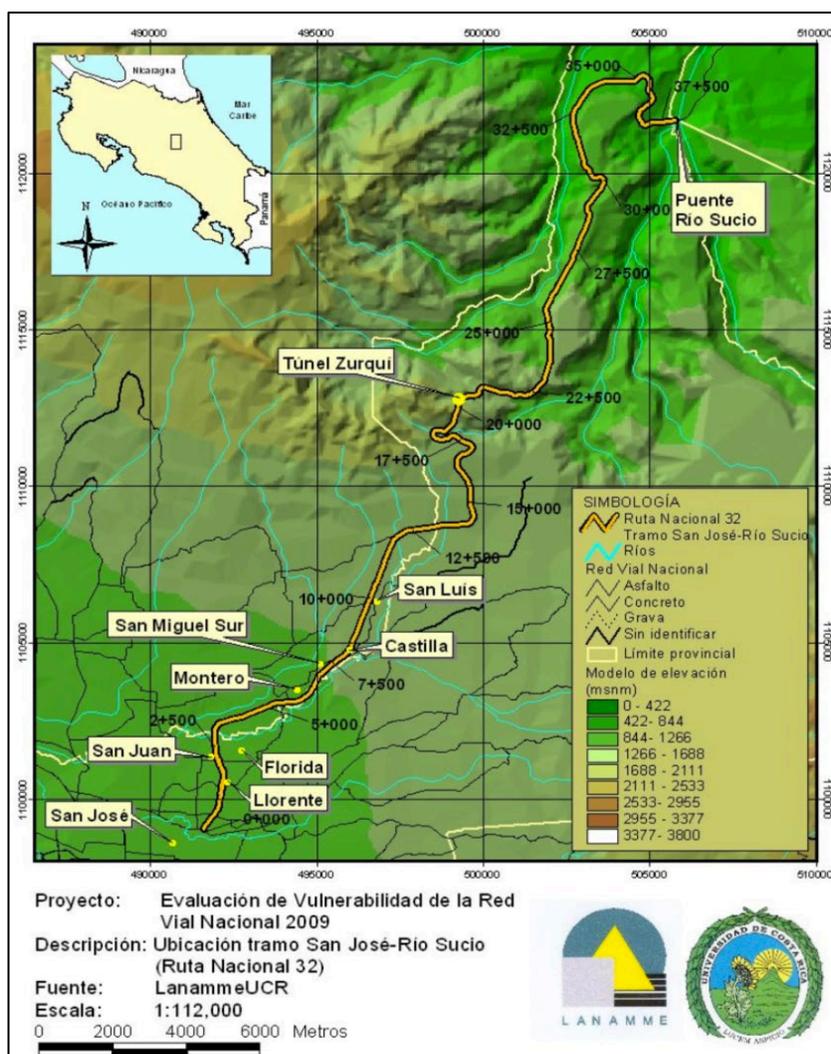


Figura 2. Ruta Nacional 32, tramo San José - Río Sucio

Fuente: Cordero et al., 2009

Es claro entonces que ambas rutas nacionales son de gran importancia estratégica para el país desde el punto de vista económico y social, ya que son las principales vías para la exportación e importación de bienes, transporte de personas, movilización de mercancías y para el acceso a las principales ciudades y zonas productoras del país.

Debido a esa importancia que poseen ambas rutas para el país, es necesario prestar atención a la inestabilidad que presentan sus taludes año a año durante las épocas lluviosas, y por ende a los riesgos que esto conlleva, como lo son: la pérdida de vidas, los daños materiales sobre propiedad privada como terrenos, vehículos, productos y obras de infraestructura y los daños ambientales. Así mismo, se impacta al costo del transporte de bienes y servicios, a los usuarios con los tiempos de espera mientras se limpia la vía (congestionamiento) y a las actividades productivas como el turismo, además del coste que significa para el gobierno estar realizando las limpiezas y la reconfiguración de taludes.



Figura 3. Ruta Nacional 27 San José – Caldera
Fuente: Asociación Costarricense de Geotécnica, 2010

La propuesta de utilizar túneles falsos para afrontar las inestabilidades de los taludes, es una solución que vendría a minimizar los constantes cierres de carreteras, en especial durante la época lluviosa y los gastos asociados con limpieza, uso de métodos temporales de estabilización de taludes y lo que es más importante aún, las pérdidas económicas por productos que no llegan oportunamente a los puertos; así como el tiempo de las personas atrapadas en carreteras, cerradas por este motivo. Es importante mencionar que “los túneles falsos no son considerados métodos de estabilización, porque su principal función es para evadir o retener el material que proviene de deslizamientos o caída de rocas” (Betancurt, 2007).

Por lo tanto, la implementación de este sistema de protección representa un impacto a nivel económico y social, al brindar mayor seguridad y tranquilidad a la población al transitar por estas rutas, reducir los gastos en operación y mantenimiento y los tiempos de viaje.

1.1.3. Antecedentes teóricos y prácticos del problema

Los deslizamientos que ocurren en la RN-32 producto de la inestabilidad de los taludes, a lo largo del tramo que atraviesa el Parque Nacional Braulio Carrillo, se han dado desde que la ruta fue inaugurada. Esto ha llevado a pensar en soluciones que se puedan realizar sin perjudicar al ambiente o tener que hacer cortes abruptos en la montaña, ya que se trata de un área protegida. Es por esto que en la entrevista realizada por Quesada (2019) a Rodolfo Méndez Mata, actual ministro del MOPT, este menciona que los túneles falsos son una propuesta que ha estado tomando fuerza y que se ha considerado para los próximos planes que se tiene para la RN-32. Además de ser una propuesta que ha sido mencionada como posible solución alrededor de unos 20 años atrás.

Países como Suiza, Japón, Francia, Canadá, Noruega, China, Colombia, México, Estados Unidos, entre otros, han tenido que recurrir al uso de túneles falsos, debido a la construcción de carreteras o vías de ferrocarriles en zonas montañosas con topografías irregulares, geografías accidentadas y con propiedades de los suelos y rocas poco favorables para la conformación de taludes.

Inician entre 1910-1930, en los países europeos, donde Suiza viene a ser uno de los principales promotores de estos sistemas de protección y es el país en presentar mayor información y avances al respecto. Su geología escarpada y el aumento de carreteras y ferrovías para estos tiempos, lo llevó a enfrentarse a dificultades en los caminos que circulaban en sus sistemas montañosos. El inicio de este sistema se da como medida de protección para riesgos de avalancha de nieve, para más adelante ampliar su uso al caído de rocas. Años más tarde, alrededor de 1960, se da un mayor enfoque al caído de rocas y se genera un aumento en el estudio y uso de la tecnología, donde países como Japón se ve más involucrado.

En Suiza existen más de 350 túneles falsos, incluyendo túneles de avalanchas y extensiones de entradas a túneles que proporcionan un cierto grado de protección a los usuarios contra caído de rocas. "La mayoría de estas estructuras fueron construidas entre 1960 y 1990, donde cerca del 80% están cubiertas por una capa amortiguadora" (Schellenberg, 2009). Suelos granulares o grava disponible de la zona, son los principales materiales utilizados para estas capas y al menos un 34% de los túneles falsos corresponden al tipo de losa plana de concreto reforzado, no pretensado, ni postensado.

Por su parte, en Japón, donde cerca del 80% del territorio es montañoso, una gran cantidad de carreteras y vías férreas atraviesan zonas de montaña, similar a Costa Rica. Añadido a esto, se encuentra en una zona conocida como la del monzón, la cual se caracteriza por una intensa época lluviosa, que origina una alta frecuencia de eventos de caída de rocas y deslizamientos. Estas condiciones sumado a su densa población, ha generado que se realicen muchos estudios de protección y prevención para mitigar estos desastres, desde aproximadamente 1970, al punto de desarrollar un manual para el diseño y construcción de túneles falsos (Japan Road Association, 1983).

En el caso de países de América, Henao et al. (2011) señala que en Colombia desde los años noventa, se han implementado túneles falsos como una solución a los problemas de estabilidad de taludes, porque los deslizamientos de tierra cerca de las carreteras principales fueron reconocidos como emergencias críticas para el país. Los dos más importantes, se encuentran en la ruta montañosa de Bogotá – Villavicencio; el primero con una extensión de 120 m de

longitud y el segundo con una longitud de tan solo 40 m (Figura 4). Además de poseer un Manual para el diseño, construcción, operación y mantenimiento de túneles de carretera.

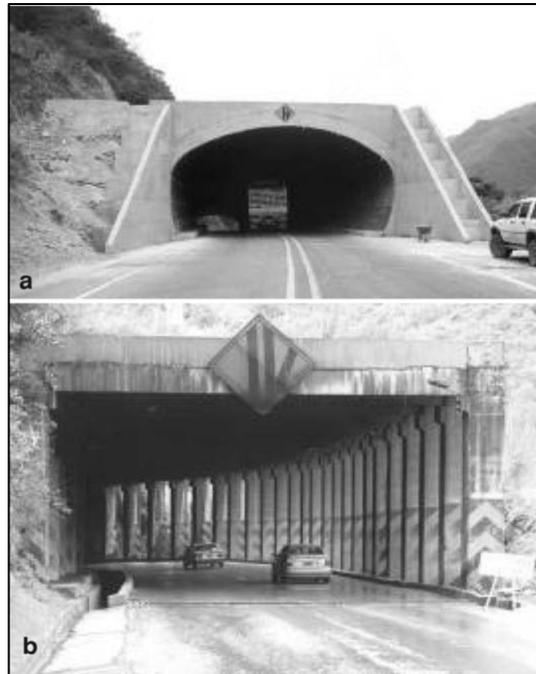


Figura 4. Túneles falsos en la ruta Bogotá – Villavicencio
Fuente: Henao et al., 2011

México por su parte, para el 2016 incorpora en el Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera, un apartado dedicado a túneles falsos (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2016). En este, se detallan los aspectos físicos a considerar en el análisis estructural de la obra como la interacción terreno-estructura, condiciones estáticas, efectos geométricos, entre otros; además de explicar el proceso de modelización de la estructura por medio de métodos numéricos como el elemento finito. Es de destacar, que la tipología de túnel falso utilizada en México es distinta de la mayoría de países; ya que el túnel va totalmente cubierto por relleno granular a ambos lados y por encima, además de ser tipo herradura, en vez de la losa plana normalmente utilizada. Ejemplos de túneles falsos aplicados en México, son en las carreteras: Cuernavaca – Acapulco (túneles falsos gemelos) y Durango – Mazatlán (específicamente el túnel Panuco) (Figura 5).



Figura 5. Túnel falso Durango-Mazatlán

Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2016

Los túneles falsos también han sido utilizados como medidas de protección para las entradas y salidas de túneles, cuando la montaña que se desea atravesar posee un talud frontal inestable; de modo que el portal del túnel sea seguro ante cualquier evento de falla o desprendimiento de rocas. Sin embargo, para esta investigación no se abordará esta modalidad de túnel falso, ya que no se adapta a la necesidades que existen en las rutas nacionales objeto de este estudio.

Para Rosales (2012), este tipo de estructuras de protección pasiva permanente, como se les conoce, son un sistema relativamente común especialmente en países como Francia, Suiza y Japón. A pesar de esto, no existe un método de diseño aceptado de forma generalizada que permita diseñar este tipo de estructuras de forma óptima. Esto ha llevado a que se utilice como base la guía de diseño suiza (ASTRA, 1998) y el manual de diseño japonés (Japan Road Association, 1983), y sus respectivas actualizaciones, siendo México la excepción al caso.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Evaluar de forma preliminar la posibilidad de usar túneles falsos en dos carreteras de montaña de Costa Rica, con el fin de mitigar el riesgo de los usuarios de las vías en dos puntos críticos de inestabilidad mediante un análisis multicriterio de selección de opciones.

1.2.2. Objetivo Específico

- i. Hacer un inventario de los principales tipos de túneles falsos empleados a nivel internacional y las metodologías de diseño.
- ii. Seleccionar con base en información existente un tramo crítico para la Ruta Nacional 32 y 27.
- iii. Definir mediante la Metodología de Evaluación Multicriterio el tipo de túnel falso que mejor se adapta a las condiciones geológico-geotécnicas del tramo de la RN-32 y RN-27, previamente seleccionado.
- iv. Seleccionar a partir de información existente los parámetros geotécnicos y estructurales para el diseño del túnel falso para los tramos objeto de este estudio.
- v. Hacer una estimación preliminar del costo del túnel falso que mejor se adapte a cada tramo de la RN-32 y RN-27.
- vi. Determinar el impacto económico que traerá consigo la implementación de los túneles falsos.

1.3. Delimitación del problema

1.3.1. Alcances

Los alcances del trabajo que se proponen son los siguientes:

1. Solo se realizará el análisis en dos tramos de carreteras que son de gran importancia para el país, la RN-32 y la RN-27.
2. No se realizarán ensayos de campo en los tramos que presentan problemas, sino que se hará uso de los informes realizados por laboratorios y empresas nacionales de geotecnia.

3. Se incluirán solamente los parámetros que se consideren importantes y que posean información que sustente su valoración, para el desarrollo de la metodología de evaluación multicriterio.
4. Se realizará el análisis económico de la implementación del túnel falso exclusivamente para una sección de la RN-32 y RN-27.
5. Se trabajará con base en el diseño de un túnel falso existente la estimación del costo de los túneles seleccionados.
6. Se emplearán costos de la experiencia nacional en obras similares (estabilización de taludes, túneles subterráneos y proyectos de carretera) y costos del mercado, para la estimación del presupuesto preliminar.

1.3.2. Limitaciones

Las principales limitaciones que tendrá este TFG son las siguientes:

1. La falta o inexistencia de experiencia nacional en el tema, debido a que el único túnel construido es el Zurquí hace más de 30 años. Es por estas mismas razones, que en el Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes, del Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT), no existe ningún apartado de túneles de carretera.
2. No se realizarán ensayos de campo o laboratorio, ni levantamientos topográficos. Se trabajará a partir de los informes realizados en las rutas mencionadas.
3. No se harán diseños geotécnicos o estructurales de detalle, se trabajará a partir de estimaciones de volumen de obra y costos asociados.
4. No se desarrollará un análisis detallado de la fundación del túnel falso, ni de la capacidad de soporte del suelo.

1.4. Metodología

La metodología a seguir para la elaboración del proyecto consta de cinco fases; cada fase cumplirá con unos o más objetivos del trabajo, como se muestra en la Figura 6.

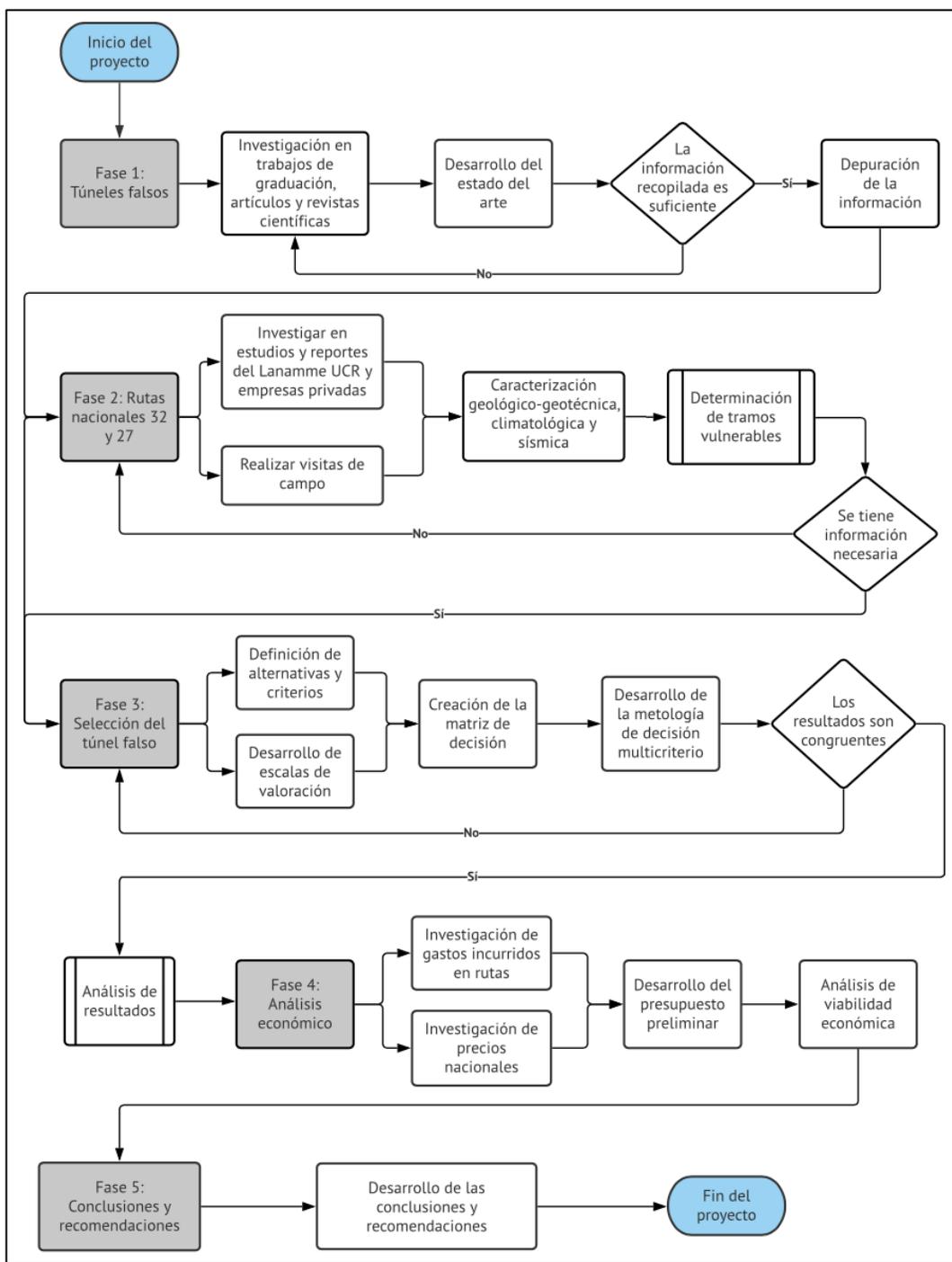


Figura 6. Diagrama de flujo para el desarrollo del trabajo final de graduación

i. Fase 1: Túneles falsos

Esta primera fase se basa en la investigación y recolección de toda la información disponible en trabajos de graduación, reportes, artículos y revistas técnicas nacionales e internacionales, acerca de los túneles falsos. Se investigará su historia, usos, tipos, parámetros de diseño, sugerencias constructivas y la aplicabilidad que han tenido en otros países; y con la teoría encontrada se desarrollará el estado del arte de los túneles falsos. Una vez finalizado, se hará la pregunta hipotética si la información recopilada es suficiente; si la respuesta es "Sí" se avanza a la siguiente fase, pero si la respuesta es "No" se debe seguir investigando hasta que se obtenga la información que se requiere para los análisis en los tramos a proponer.

ii. Fase 2: Rutas Nacionales 32 y 27

Para esta sección se investigará en estudios, evaluaciones e informes técnicos realizados por el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (Lanamme UCR) y empresas privadas para ambas rutas, en lo referente a estabilidad de taludes. Por lo que, a partir de esta información poder conocer la características geomorfológicas, topográficas, geotécnicas, climatológicas y sísmicas, los tipos de falla típicos, la recurrencia de los eventos y los tramos vulnerables. Además se realizarán visitas de campo para verificar el estado actual de los taludes y los tramos vulnerables y definir los tramos de análisis.

Por último, se realizará nuevamente una pregunta hipotética: Se tiene la información necesaria?. Si la respuesta es "Sí" se puede avanzar a la siguiente fase e iniciar el proceso de selección del túnel falso, si es un "No" se debe volver a investigar la información faltante.

iii. Fase 3: Selección del túnel falso

La selección del túnel falso, se realiza mediante la metodología de evaluación multicriterio, para la cual primeramente se deberá definir las alternativas y criterios que formarán la matriz de decisión. Estos parámetros de entrada se obtendrán de la información previamente documentada en la fases anteriores. Al mismo tiempo que se definen los criterios, se realizarán sus escalas de valoración, las cuales permitirán dar un valor a cada alternativa según el criterio que se este analizando. Una vez conformada la matriz para cada ruta, se desarrollará la metodología multicriterio para encontrar los pesos finales de cada tipo de túnel falso y por ende obtener la alternativa que mejor se adapte a las condiciones de cada tramo analizado.

Al igual que las fases anteriores, se realizará una pregunta hipotética de verificación, la cual es si los resultados encontrados son congruentes. Por lo tanto si los resultados son congruentes se avanza al análisis de resultados y la creación de los gráficos de telaraña para cada túnel falso; pero si no son congruentes se debe volver a verificar el proceso.

iv. Fase 4: Análisis económico

Para poder realizar el análisis económico se deberán investigar los gastos incurridos para ambas rutas en cuanto a remoción de escombros y mantenimiento después de deslizamientos o caída de rocas, así como todos aquellos gastos que generan estos eventos como pérdidas de mercadería, tiempo de congestión, retrasos en puertos, daños materiales y daños a la salud. Por otra parte, se deben indagar los precios nacionales del concreto, acero, concreto armado, elementos estructurales, movimientos de tierra, acarreo de materiales, mano de obra, otros, para la realización del presupuesto preliminar. Una vez desarrollado, se avanza al análisis de viabilidad económica, en el cual se compararán los gastos incurridos contra el costo que representa la construcción del túnel falso y se definirá si es o no viable para el país; tomando en consideración costos a nivel internacional.

v. Fase 5: Conclusiones y recomendaciones

Finalmente, una vez obtenido el tipo de túnel falso que mejor se adapta a la condiciones de cada tramo de la RN-32 y la RN-27, y además el presupuesto preliminar de la implementación de estos en el tramo seleccionado; se avanza a concluir todo aquello que se descubrió con el desarrollo de la investigación y recomendar que acciones se pueden realizar para mejorar los resultados encontrados.

Nota: En este trabajo de investigación se utilizará el punto como divisor decimal en lugar de la coma.

Capítulo 2. Marco Teórico

A lo largo del presente trabajo de investigación se hará mención a diversos conceptos relacionados con el tema de túneles falsos, estabilidad de taludes, modos de falla, metodologías de evaluación, entre otros. Por lo tanto, en esta sección se abordarán cada uno de estos conceptos que serán la base del desarrollo del tema.

2.1. Taludes y su estabilidad

Se entiende por talud a cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal, que adopten permanentemente las estructuras de suelo debido a procesos erosivos o humanos. "Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales" (de Matties, 2003) (Figura 7). Para ciertos trabajos de la ingeniería civil es necesario utilizar el suelo en forma de talud como parte de la obra. Tal es el caso de terraplenes en caminos viales, en presas de tierra, canales, otros, para los que se requiere estudiar la estabilidad del talud.

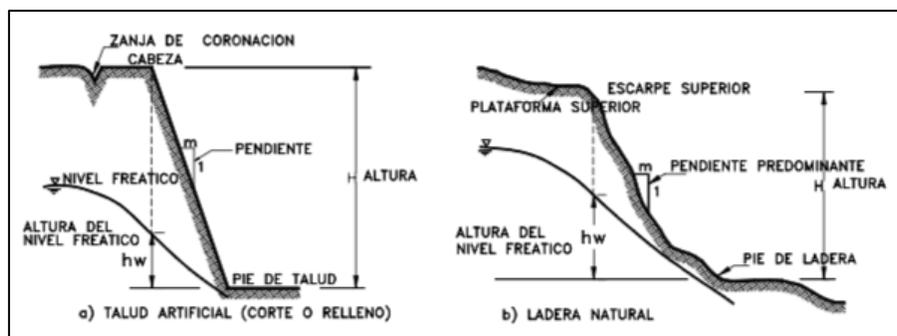


Figura 7. Nomenclatura de taludes y laderas

Fuente: Suárez, 1998

Por su parte, la estabilidad se define como la seguridad de una masa de suelo o roca contra la falla o movimiento; comúnmente descrito en ingeniería en términos de un factor de seguridad (FS). Este valor, es obtenido a partir de un análisis matemático de estabilidad, donde el modelo debe tomar en cuenta factores que afectan la estabilidad del talud (criterios de estabilidad), entendiéndose por tales algo tan simple como el grado de inclinación que permita sostener el corte el mayor tiempo posible, así también los parámetros geológicos, cargas dinámicas por

acción de sismo, propiedades de los suelos, entre otros. Existen criterios que para poder definirlos se hace necesario hacer uso de la mecánica de suelos y la mecánica de rocas. En el país, para la obtención del FS, existe el "Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica" (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2015) el cual regula y estipula los FS que deben de utilizarse según las condiciones de la zona evaluada.

Se podría pensar que para taludes con ángulos de inclinación pequeños, la posibilidad de presencia de inestabilidades se evade. Sin embargo, en la ingeniería existe un factor muy importante relacionado al costo, por lo que taludes con ángulos de inclinación altos ($>60^\circ$) resultan más beneficiosos, eso indica un menor volumen de excavación de material y mayor espacio para el desarrollo de la obra, especialmente para proyectos de carreteras. También esto genera un menor costo dedicado a la compra de terreno a utilizar o como es común en proyectos de carretera, a expropiaciones.

Por muchos años el análisis de estabilidad de taludes se ha realizado por medio de técnicas de equilibrio límite. "Sistema que supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0" (Suárez, 1998). Siendo este factor empleado como indicador de confianza o de amenaza a la falla del talud.

Así mismo, también se emplea el análisis por elemento finito, introducido por Clough & Woodward (1967). Donde se divide la masa de suelo en unidades discretas llamadas elementos finitos, interconectados en sus nodos y bordes predefinidos. La metodología típicamente utilizada es la formulación de desplazamientos, donde se presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos respecto a los puntos nodales.

2.2. Deslizamientos

Los deslizamientos se definen como la rotura y el desplazamiento del suelo situado debajo de un talud o ladera, que origina un movimiento hacia abajo y hacia fuera de toda la masa que participa del mismo; generalmente producto de procesos naturales (alteración del suelo, aumento de presiones intersticiales, otros) o a la desestabilización de masas de tierra debido

a la deforestación, cortes, rellenos, entre otros. Los tipos de fallas más comunes en taludes son: deslizamientos superficiales, movimiento del cuerpo del talud y flujos.

Los deslizamientos superficiales creep o reptación como mejor se les conoce, son un proceso de movimiento lento a extremadamente lento, que involucra grandes áreas de suelo subsuperficial, sin una superficie de falla definida; por lo que no son de interés para el caso de los túneles falsos.

Los movimientos del cuerpo del talud o deslizamientos de tierra, consisten en deslizamientos de corte a lo largo de una o varias superficies, con superficies de falla que penetran en el cuerpo del talud, incluyendo o no el terreno de fundación. Su movimiento puede ser progresivo, es decir, que no se inicia simultáneamente a lo largo de toda la superficie de falla, por lo tanto puede comprender una sola masa o varias unidades semi-independientes.

La superficie de falla por su parte, es definida por Suárez (1998) como el área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado, donde el volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

Este fenómeno se puede dividir en dos subtipos: deslizamiento o falla rotacional y deslizamiento o falla traslacional (planar).

- Falla rotacional: Este tipo de falla se define por una superficie curva a lo largo de la cual se da el movimiento del talud. Comúnmente se forma una superficie cóncava en forma de "cuchara". Así mismo, es usual que este tipo de deslizamientos ocurra en suelos homogéneos, sobre todo en los que su composición es mayoritariamente arcillosa.

A partir de donde se forme la superficie de falla, se pueden distinguir dos tipos: falla local y falla en la base. La falla local se caracteriza por darse en el cuerpo del talud, mientras que la falla en la base, se da porque el extremo de la masa que rota pasa por el pie del talud (Figura 8). La forma y la localización de la superficie de falla, se ve influenciada por las discontinuidades, las juntas y los planos de estratificación.

- **Falla traslacional:** Consiste en superficies de falla prácticamente planas o ligeramente onduladas, donde la masa se desplaza hacia fuera o hacia abajo del talud. Son movimientos comúnmente controlados por planos de debilidad, generados por fallas, fracturas y planos de estratificación, presencia de suelo blando sobre suelo duro o roca (Figura 8).

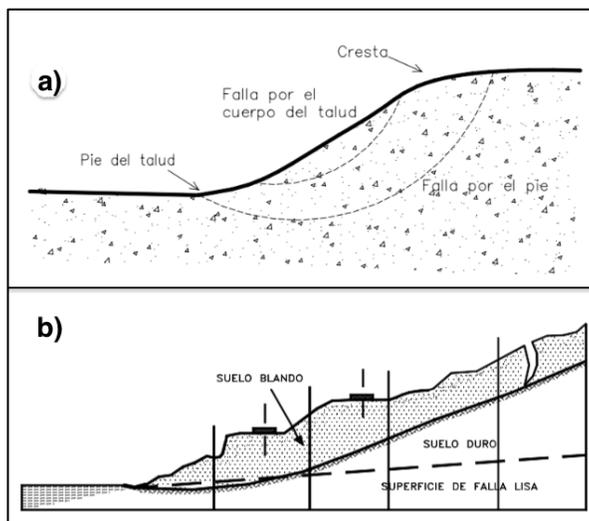


Figura 8. Tipos de deslizamientos de tierra; a) falla rotacional b) falla traslacional
 Fuente: Suárez, 1998

Por último, los flujos son "movimientos de partículas o bloques pequeños dentro una de masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla" (Suárez, 1998). Estos pueden ser lentos o rápidos, dependiendo de la condiciones del material que lo conforme, como también pueden ser secos o húmedos según el grado de saturación. El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, por lo tanto el fenómeno se puede presentar en roca, residuos (detritos), suelo o lodo.

Es común que este tipo de eventos ocurra por la saturación de los materiales subsuperficiales, donde la absorción de agua se puede facilitar por el grado de alteración, fracturación o la presencia de grietas. En algunas ocasiones, la formación del flujo se da por un deslizamiento inicial, que facilita la saturación de la masa deslizante.

Para taludes de formación principalmente rocosa, existen otros tipos de fallas que involucran un movimiento en masa, lo cuales son el caído (Figura 9) y la inclinación o volteo (Figura 10). El caído se describe como el desprendimiento de una masa de cualquier tamaño a lo largo de una superficie, en la cual no ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte. Según Suárez (1998), el movimiento se comporta en caída libre para pendientes superficiales mayores a 75° , como rebote en ángulos menores a 75° y para taludes de menos de 45° tienden a rodar.

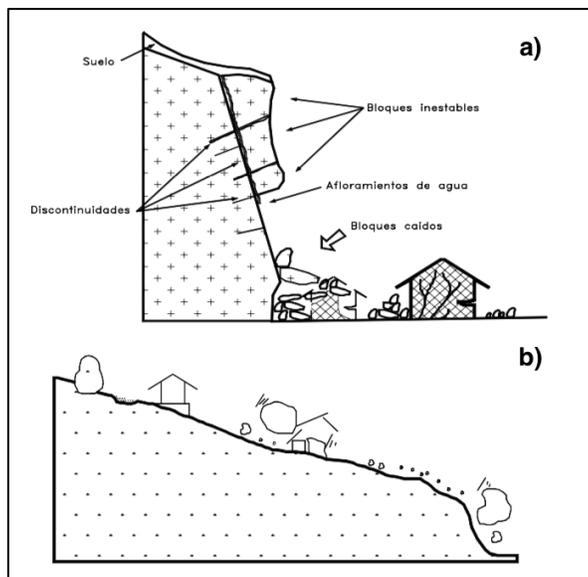


Figura 9. Caído de rocas a) Movimiento en caída libre o rebote b) Movimiento de bloques rodando

Fuente: Modificado de Suárez, 1998

Por otro lado, la inclinación o volteo consiste en una rotación hacia delante de la unidad de material rocoso con centro de giro por debajo del centro de gravedad. Principalmente producido por el empuje de las fuerzas del agua en grietas o juntas, unidades adyacentes y los movimientos sísmicos.

Según mencionan Ishikawa (1999) y Schellenberg (2009), es para estos dos tipos de fenómenos que se han diseñado la mayor parte de los túneles falsos construidos hasta ahora, ya que las zonas montañosas de Suiza, Francia y Japón, presentan una formación principalmente rocosa.

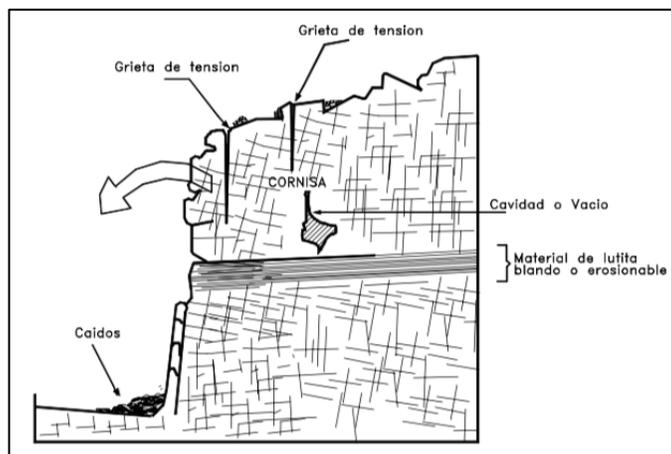


Figura 10. Volteo o inclinación
Fuente: Suárez, 1998

2.3. Carreteras de montaña

Las carreteras de montaña como su nombre lo indica, son todas aquellas carreteras que cruzan los sistemas montañosos para alcanzar un punto (puertos, playas, pueblos, otros). Comúnmente las zonas montañosas se identifican por presentar terrenos accidentados, con pendientes abruptas y condiciones climatológicas y geomorfológicas particulares, lo que ocasiona que en la mayoría de carreteras se den problemas de estabilidad de taludes. Eventos de caídos de roca, deslizamientos o flujos de detritos, son los sistemas de falla particularmente identificados, según sean las condiciones de la zona.

Al ser Costa Rica un país montañoso, muchas de sus principales carreteras atraviesan topografías en las que predominan laderas de altas pendientes, lo que hace que continuamente ocurran deslizamientos que tienen grandes consecuencias; en donde para muchos de los casos se deben hacer cierres de larga duración para limpiar el material de las vías.

2.4. Sistemas de protección

Debido a todos los tipos de inestabilidad que puede presentar un talud rocoso o granular y al riesgo que conlleva para la seguridad de las carreteras u obras de infraestructura que se encuentre al pie de estos, la ingeniería geotécnica se ha visto en la necesidad de desarrollar

sistemas de protección y estabilidad, los cuales se pueden agrupar en dos categorías: activos y pasivos.

Según Wang et al. (2013), los métodos de protección activos son para evitar la separación de los bloques y masas de suelo de su posición original o para restringir la trayectoria de la caída de rocas, tales como concreto lanzado, redes ancladas, anclajes, entre otros. Su función es meramente preventiva y su aplicación es en lugares específicos del talud. Sin embargo en algunas ocasiones las zonas de inestabilidad son muy extensas, por lo que estos métodos resultan poco eficientes y muy costosos.

Por su parte, los métodos de protección pasivos vienen a ser medidas alternativas para enfrentar estos problemas. Su diferencia radica en que no interfiere en el proceso de caída de roca o deslizamiento, sino que controla los efectos dinámicos del movimiento al amortiguarlo, resistirlo y desviarlo; por tanto, su construcción se da en el sitio específico que presenta potencial riesgo. Entre ellos se encuentran las barreras flexibles, diques reforzados y los túneles falsos o galerías de protección.

2.5. Origen de los túneles y sus tipos

Para poder hablar del tema de túneles falsos con claridad, se debe primero remontar a la historia para conocer un poco el origen de los túneles, como evolucionaron, los usos que se le han ido dando y por supuesto, los tipos que existen.

La Real Academia Española (2019) define túnel, como una vía subterránea abierta artificialmente, para el paso de personas y vehículos, o bien como una instalación cubierta que comunica dos puntos y sirve para distintos fines.

Los primeros túneles se remontan a principios de los descubrimientos metalúrgicos, más o menos al final de la Edad de Piedra, destinados a explotación de minerales como el sílex o pedernal; proceso que inició unos 15 000 años atrás. Para el siglo I, los romanos dominaron el arte de los túneles, especialmente los de carácter hidráulico, desarrollando redes de acueductos para llevar el agua hacia las grandes ciudades, donde muchos de los tramos tuvieron que ser a través de estas estructuras.

Es para el siglo XIX con la revolución industrial, que se producen grandes cambios con la invención del ferrocarril. Este medio de transporte, es el principal motivo que incentivó la construcción de túneles por todo el mundo, especialmente en Europa, ya que al masificarse la red ferroviaria se debía afrontar los obstáculos naturales que se presentaban, como las montañas de los Alpes.

Toda la historia y la evolución que se dio con el pasar de los años, contribuyó a que se desarrollaran distintos tipos de túneles dependiendo del uso que se le fuera a dar, ya sea transporte, almacenamiento, albergación de instalaciones diversas o necesidades científicas. Así mismo, la creación de distintos métodos constructivos y secciones transversales según las condiciones geológicas y geomorfológicas del terreno. Las secciones transversales también dependen de la función del túnel, especialmente si se trata de transporte en carreteras, líneas de ferrocarril, metro o bien transporte de agua.

Otra forma de clasificar los túneles, según Soto (2004), es por su ubicación, que a su vez esta ligado a los obstáculos naturales que haya que atravesar o salvaguardar, entre ellos cadenas de montañas, ríos y mares; o bien si es en una ciudad, las calles, edificios u otras estructuras. Por lo tanto se clasificarán en túneles de montaña, túneles subacuáticos y túneles urbanos.

Los túneles falsos por su parte, son otra tipología de túnel, los cuales debido a su función se clasifican como de transporte (carretas y líneas de ferrocarril) y de montaña. Rosales (2012), los define como una estructura de protección, generalmente de concreto reforzado, que se construye a lo largo de la vía y cuyo objetivo principal es separar el tránsito y peatones del posible impacto de caída de rocas. Así mismo este expresa que, la solución de túnel falso es la mejor y más efectiva medida de protección, principalmente cuando la estabilización del talud o ladera, es inviable o muy costosa a través de otras técnicas; como es el caso en muchos tramos de las carreteras de esta investigación y muchas otras en Costa Rica.

2.6. Túneles falsos en carreteras de montaña

A lo largo de los años, carreteras y vías férreas que atraviesan sistemas montañosos, han sufrido los problemas de inestabilidad de taludes, debido a factores geotécnicos, geológicos,

sísmicos, meteorológicos (lluvia), entre otros. Debido a esta situación, la ingeniería geotécnica se ha visto en su obligación de resolver los problemas por medio de los métodos de protección y estabilidad mencionados en el apartado 2.4, de los cuales el túnel falso, objeto de este estudio, viene a ser una solución del tipo pasivo permanente.

Los túneles falsos poseen un diseño típico, que contempla: una capa de material granular amortiguador, una losa reforzada y una estructura de cimentación, de soporte y de confinamiento (Figura 11). La clave del sistema radica en la capa disipante, ya que “debe absorber la energía del impacto y repartir el excedente en un área mayor sobre la estructura, logrando que la losa no sea solicitada de manera puntual” (Rosales, 2012).



Figura 11. Túnel falso en Suiza, Galería Tanzenbein, Schoellenen, Gotthard Pass
Fuente: Modificado de Schellenberg et al., 2012

Por lo tanto el techo que actúa como capa amortiguadora deberá: i) absorber las energías de compresión y corte; ii) ser barato y duradero; iii) tener baja densidad (para minimizar cargas muertas) y iv) resistir el impacto sin sufrir daños.

Schellenberg et al. (2012) menciona que los túneles falsos diseñados adecuadamente ofrecen varias ventajas, ya que proporcionan una solución adecuada de bajo mantenimiento, después de los frecuentes impactos de eventos de caída de rocas de baja energía, en comparación con otras medidas de protección. Sin embargo, este método de protección ha ampliado su uso y se ha convertido en una buena técnica para manejar desprendimientos de energía media (200 kJ–2000 kJ) y de frecuencia elevada. “Probablemente, el rango de trabajo de los túneles falsos

podría aumentarse a aproximadamente 5 000 o 10 000 kJ con los desarrollos de las últimas décadas” (Vogel et al., 2009).

En la actualidad, existen varios tipos de túneles falsos, los cuales surgen de múltiples combinaciones entre las losas y capas de amortiguamiento. Debido a que las losas pueden variar según la forma (planas u ovaladas), el material (concreto o acero) y las combinaciones estructurales. Mientras que las capas de amortiguamiento, varían según el material (arena, grava, estereofón, llantas, otros) y las combinaciones que se hagan entre estos. Este tema se abordará con mayor detalle en la sección 2.7.3 de este capítulo.

2.6.1. Guías y estudios realizados

Anterior a los años noventa, la información acerca de fuerzas o acciones dinámicas y su simulación numérica con el propósito de diseñar túneles falsos, no era disponible. Por lo que Frey (1999) menciona que los túneles construidos para ese tiempo, fueron comúnmente diseñados a partir de supuestos muy aproximados o simplificaciones excesivas.

En Suiza por ejemplo, poco después de entrar en funcionamiento el *Swiss Building Code*, a principios de los noventa, el cual especifica el diseño para cargas últimas y estados límites de servicio, fue propuesta una guía para el diseño de túneles falsos contra caídas de rocas como complemento al código, bajo la supervisión de la Oficina Federal de Carreteras y Ferrocarriles. Frey (1999) señala que durante el proceso de formación de la guía existía un problema básico, la dificultad para lidiar con el comportamiento dinámico durante el impacto de una masa cayendo y el conocimiento incompleto que se tenía para estas épocas. Además del espesor de la capa de amortiguamiento requerida sobre la losa o techo del túnel y el comportamiento de esta, siendo uno de los factores decisivos en las investigaciones numéricas de los efectos dinámicos y por ende en el diseño del túnel falso.

La primera guía de diseño Suiza para túneles falsos contra caída de rocas, fue publicada en 1998 (ASTRA, 1998). Desde entonces se han publicado dos ediciones más, una en 2003 y la última y más reciente en 2008 (ASTRA, 2008).

Japón en sus inicios pasó por las mismas dificultades, los trabajos eran usualmente diseñados y construidos empíricamente, pero desde que el manual de diseño y construcción para sistemas de protección fuera publicado en 1983 por el *Japan Road Association* (Japan Road Association, 1983), muchos de ellos fueron implementados basados en el diseño cuantitativo. No obstante, "varios procedimientos de diseño no habían sido comprobados y faltaba entendimiento del fenómeno" (Matsuo et al., 1999).

En 1989, a partir del colapso de un túnel falso de concreto pretensado, por una caída roca madre a gran escala en la ruta 305 en Fukui, se prestó mayor atención a la seguridad de estas estructuras, especialmente desde el punto de vista de resistencia a la fuerza de impacto. Gracias a esto, se inician estudios sobre "métodos de estimación de la fuerza de impacto, su absorción y la resistencia necesaria de la losa de techo para la protección ante caídas de roca" (Sato et al., 1999).

Ese mismo año, "la Asociación de Ingenieros Civiles de Japón (JSCE, siglas en inglés) toman el accidente como oportunidad y establecen el Subcomité de Problemas de Impacto, como parte del Comité de Ingeniería Estructural" (Ishikawa, 1999). Años más tarde, en 1998, el Subcomité de Problemas de Impacto publica un manual para el diseño de resistencia al impacto en túneles falsos. La principal diferencia con respecto al manual de 1983 es la introducción de la constante de $Lame$ (más información en el apartado 2.7.2.2), para el cálculo de la fuerza de impacto.

Sumado a las nuevas metodologías de diseño que surgieron y la estimación de la fuerza de impacto, "el desarrollo de programas de computadora, en conjunto con valiosa experiencia reunida a partir de una mayor observación racional del fenómeno (en particular con ensayos de laboratorio e in situ), ha proporcionado un mejor conocimiento del tema" (Labiouse & Descoedres, 1999). Lo que ha traído consigo un beneficio al dimensionamiento y diseño de los túneles falsos.

El aumento en el uso de este sistema de protección conllevó a que se desarrollaran más estudios relacionados al cálculo de la fuerza de impacto, el cálculo de la trayectoria de la roca, la disipación de la energía y el efecto amortiguador de la capa de amortiguamiento; además de nuevos sistemas de amortiguamiento, comportamiento de la losa y el comportamiento

global de la estructura al impacto. Así mismo, estos estudios han evolucionado a métodos experimentales a escala de laboratorio y real, o bien por modelos analíticos y numéricos.

Desde la construcción de túneles falsos, se ha podido minimizar los impactos directos en carreteras por eventos de baja y media energía. Sin embargo, Schellenberg (2009) menciona que los túneles construidos hasta el año 2000 no brindan suficiente protección para eventos de alta energía y han sido dañados o parcialmente destruidos varias veces por eventos de caída de rocas (Figura 12 y Figura 13).

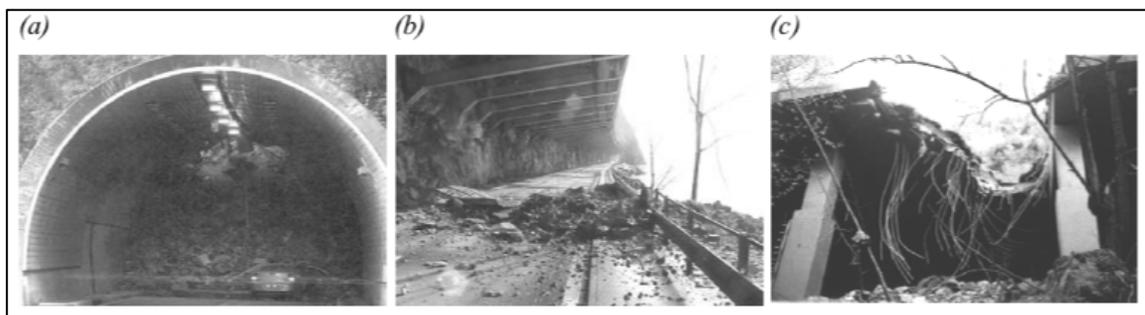


Figura 12. Túneles falsos colapsados: (a) Chüebalmtunnel, 2003; (b) Axentrasse, 2003; (c) Ripplistal, 2003

Fuente: Schellenberg, 2009



Figura 13. Túnel falso destruido por caída de rocas (500-600 m³), 1970

Fuente: Louis et al., 2008

Estos incidentes han llevado a que se considere la capacidad de fuerza de impacto en estructuras ya existentes, para decidir sobre la necesidad de renovación o refuerzo. Además ha impulsado a la comunidad de ingeniería estructural y geotécnica a mejorar las guías actuales de diseño y construcción y a proponer nuevas metodologías y formulaciones que ayuden a enfrentar el problema de deslizamientos y caídas de roca; ya que como menciona Louis et al. (2008), estadísticamente, cada dos años se debe esperar un evento de desprendimiento de rocas potencialmente dañino.

2.7. Estado del arte

La filosofía tradicional de diseño de túneles falsos comprende el cálculo de la fuerza de impacto sobre la capa amortiguadora, la capacidad de esta para disipar parte de la energía, el esfuerzo transmitido a la losa y el comportamiento de la estructura en general. El procedimiento es similar a la mayoría de problemas de impacto, donde las principales variables son la masa de la roca, la altura y la velocidad del impacto. Jacquemoud (1999) menciona que el efecto del impacto de caída de rocas sobre túneles falsos se puede reducir a dos características fundamentales: i) la fuerza del impacto y ii) la correspondiente profundidad de penetración.

2.7.1. Características del impacto

Para realizar el cálculo de la energía del impacto producto de deslizamientos o caída de rocas, es necesario localizar las zonas con probabilidad de desprendimiento, conocer su frecuencia e intensidad, así como su posible propagación. De acuerdo con Jaboyedoff & Derron (2005), las áreas susceptibles a presentar inestabilidades, se localizan siguiendo aquellos factores que condicionan el evento, los cuales se pueden describir en términos de factores internos y externos (Figura 14). Los factores internos son características intrínsecas al talud, como:

- Topografía: La cual incluye tipo de talud (ángulo, altura, perfil, otros) y tipo de relieve. Según Yoshida et al. (2007) los desprendimientos de roca pueden ocurrir en taludes con pendientes superiores a aproximadamente 37° , ángulo de reposo de los fragmentos acumulados de roca. Para superficies irregulares el peligro puede ser mayor, debido a la impredecible trayectoria.

- **Geología:** Abarca tipos de rocas y su grado de meteorización, variabilidad de la estructura geológica, estratos, tipos de depósitos, entre otros. Yoshida et al. (2007) menciona que donde la roca es fuerte y contiene conjuntos de discontinuidades bien desarrollados, pero muy espaciados, habrá una tendencia a que se formen bloques angulares de roca en la cara del talud. Por el contrario, las rocas débiles que contienen juntas poco espaciadas se romperán en pequeños fragmentos que pueden no representar un peligro.
- **Fracturamiento:** Conjuntos de juntas, trazos de longitud, espaciamiento, intensidad de fracturas, otros.
- **Propiedades mecánicas de la roca y el suelo:** Cohesión, ángulo de fricción, permeabilidad, límites de consistencia, grado de saturación, relación de vacíos, dureza, porosidad y grado de meteorización.

Estos parámetros internos pueden cambiar con el tiempo, producto de los factores externos, como:

- Sismicidad
- Efectos gravitacionales
- Clima y la circulación del agua, especialmente las lluvias y el agua subterránea.
- Actividades humanas
- Erosión

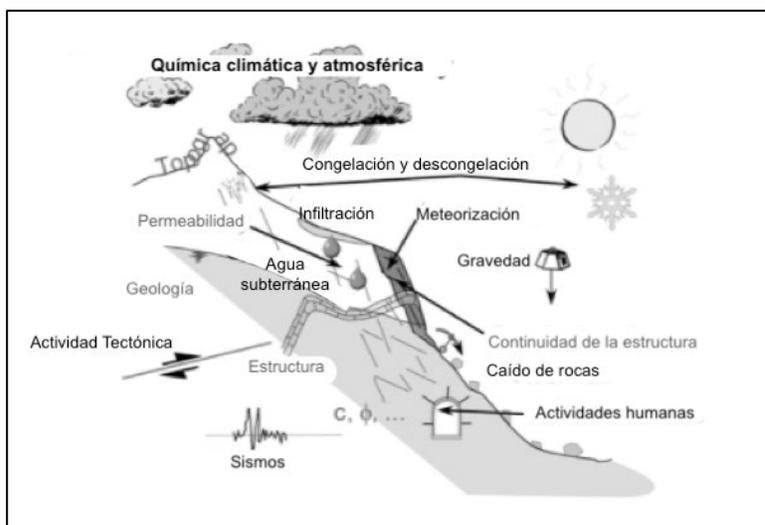


Figura 14. Factores internos y externos
Fuente: Modificado de Jaboyedoff & Derron, 2005

Existen métodos que utilizan estos factores para identificar las zonas con probabilidad de desprendimiento y el nivel de amenaza que representa. Básicamente, métodos como el *Rock Fall Hazard Rating System* (RFHRS) (Pierson et al., 1990) del Departamento de Transportes de Oregon o el *Missouri Rockfall Hazard Rating System* (MRFHRS) (Maerz et al., 2005), ambos diseñados para taludes en carreteras, combinan al mismo nivel los factores internos y externos. La metodología Matterock (Jaboyedoff et al., 1999), basada principalmente en el análisis de las discontinuidades del macizo rocoso, de la mano con las características topográficas del talud. Por último, los avances en programas computacionales como modelos de elevación digital (DEM) y sistemas de información geográfica (GIS), han permitido desarrollar métodos basados en análisis DEM y GIS; donde "la principal mejora de esta metodología es el análisis cinemático automático, que permite determinar si los conjuntos de discontinuidades pueden crear inestabilidades" (Volkwein et al., 2011).

Una vez determinada la zona de amenaza, se debe modelar el movimiento de la roca cayendo a largo del talud, con el objetivo de encontrar información acerca de la velocidad, altura de caído o salto y la distribución espacial de la roca, de modo que se pueda diseñar correctamente el sistema de protección. Generalmente el movimiento que puede presentar un caído de roca es como el que se muestra en la Figura 15, siendo estos: caída libre, colisión, salto, rotación y deslizamiento.

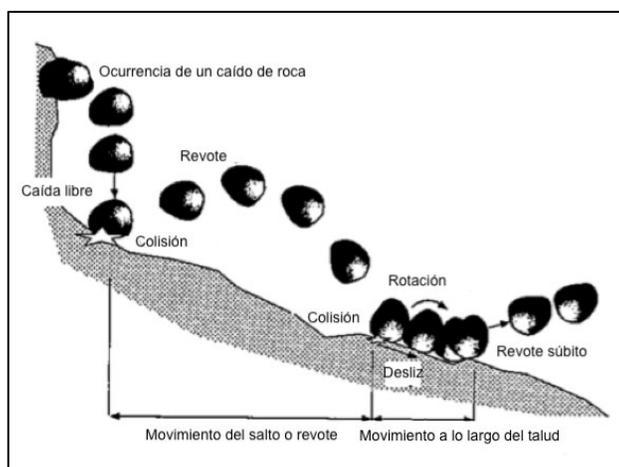


Figura 15. Movimientos de una roca cayendo sobre el talud
Fuente: Modificado Masuya et al., 1999

La descripción de la trayectoria de la roca es un análisis complejo debido a la variabilidad de los parámetros, datos como la dimensión del bloque, su forma, la inclinación del talud, la interacción bloque-talud (rigidez, aspereza, esfuerzo), entre otros, son muy inciertos y cambiantes. No obstante, a través de la información recolectada con los años y una mejor observación del fenómeno, por medio de estudios de laboratorio e in situ, se han logrado desarrollar modelos analíticos y numéricos; que en conjunto con el avance en programas de computación, permiten observar y determinar con mayor confianza el comportamiento de la roca en su trayectoria de caída.

Según Volkwein et al. (2011), los modelos de simulación de trayectoria de caída de rocas existentes, se pueden dividir en primer lugar según la dimensión espacial: dos dimensiones (2-D), 2.5-D o cuasi 3-D y tres dimensiones (3-D) y en segundo lugar, de acuerdo con los principios de cálculo subyacentes (Cuadro 1). Para esta división, la distinción de los modelos se basa en la representación de la roca, ya sea por una masa agrupada donde se toma la roca como un punto adimensional; o bien como cuerpo rígido, en el cual se toma como un cuerpo con forma geométrica. También existe el enfoque híbrido, donde se combinan los dos anteriores y se toma como una masa agrupada en la modelación de caída libre y como cuerpo rígido para simular el impacto, rebote y rotación.

En el Cuadro 1 se muestra cuales modelos emplean un enfoque probabilístico para la elección de los coeficientes de restitución, utilizados en el cálculo del rebote real de la roca, para tomar en cuenta la gran variabilidad en los valores reales de estos parámetros. Por lo anterior es importante que para alcanzar una buena confiabilidad en la predicción de la trayectoria, los parámetros del programa deban ser completamente calibrados según el sitio de interés.

Cuadro 1. Resumen de modelos de trayectoria de caída de rocas

Modelo/Programa	Dimensión espacial	Representación	Probabilístico	Bosque
N.N	2-D	Masa agrupada	No	No
Discrete Element Method	2-D	Cuerpo rígido	No	No
Computer Rockfall Model	2-D	Masa agrupada	Parcial	No
N.N.	2-D	Masa agrupada	Si	No
N.N	2-D	Cuerpo rígido	No	No
ROCKSIM	2-D	Masa agrupada	Si	No
SASS	2-D	Híbrido	Si	No
EBOUL-LMR	3-D	Cuerpo rígido	No	No
PROPAG/CETE Lyon	2-D	Masa agrupada	No	No
N.N.	2-D	Masa agrupada	No	No
CRSP (4.0)	2-D	Híbrido	Si	No
N.N.	2-D	Masa agrupada	No	No
N.N.	2-D	Cuerpo rígido	No	No
Rotomap	3-D	Masa agrupada	Si	No
CADMA	2-D	Híbrido	Si	No
Rockfall (Dr. Spang)	2-D	Cuerpo rígido	Si	Si
ROFMOD 4.1	2-D	Híbrido	Si	Si
3-D-GEOTEST-Zinggeler	3-D	Híbrido	Si	Si
Rockfall	2-D	Masa agrupada	Si	No
Sturzgeschwindigkeit	2-D	Masa agrupada	No	No
STONE	3-D	Masa agrupada	Si	No
STAR3-D	3-D	Cuerpo rígido	No	Si
Rocky3	2.5-D	Híbrido	Si	Si
HY-STONE	3-D	Híbrido	Si	Si
Rockyfor	3-D	Híbrido	Si	Si
RAMMS:Rockfall	3-D	Cuerpo rígido	Si	Si
Rockfall Analyst	3-D	Masa agrupada	Parcial	No
PICUS-ROCKnROLL	3-D	Masa agrupada	Si	Si

Fuente: Modificado de Volkwein et al., 2011

2.7.2. Cálculo de la fuerza de impacto

Una vez asignadas las áreas de potencial peligro y determinada la posible trayectoria y movimiento de la roca, se procede al cálculo de la fuerza de impacto; la cual se describe como una acción que varía rápidamente en el tiempo, donde su valor máximo se utiliza como una carga estática, que permite determinar el esfuerzo transmitido a la estructura. Esta simplificación se conoce como "método de diseño de esfuerzo permisible usando análisis elástico" (Ishikawa, 1999). A partir de este valor de esfuerzo es posible analizar y dimensionar el túnel falso.

Durante el proceso de diseño se distinguen dos tipos de fuerzas: la fuerza de impacto de peso y la fuerza de impacto transmitida (Figura 16). La fuerza de impacto de peso, "es el producto de la masa de la roca y la desaceleración máxima a medida que deforma el material de amortiguación" (Yoshida et al., 2007). Mientras que, la fuerza de impacto transmitida, es definida por Yoshida et al. (2007) como la fuerza que actúa sobre la losa de techo, una vez que la capa disipante ha absorbido parte la energía del impacto y distribuido la fuerza de peso sobre un área definida.

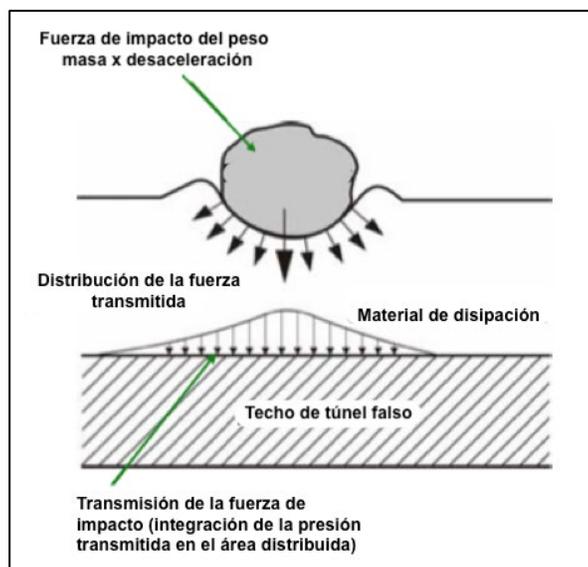


Figura 16. Transferencia de la fuerza de impacto de la roca a través del material de amortiguación a la losa de techo

Fuente: Modificado de Yoshida et al., 2007

Al investigar las aproximaciones históricas al cálculo de esta fuerza, se puede encontrar estudios basados en modelos analíticos, numéricos y experimentales (in situ y laboratorio), entre los cuales sobresalen dos muy importantes, la guía de diseño suiza (ASTRA, 2008) y el manual de diseño japonés (Japan Road Association, 2000). Para el caso de este trabajo de investigación se utilizarán la guía y el manual más reciente, a pesar de que estas últimas publicaciones no poseen cambios muy significativos. La importancia de estas se basa en la aprobación que tienen por parte de los departamentos de estructural y geotecnia de cada país, aunado a la gran cantidad de túneles falsos que se han construido bajo estas normas.

2.7.2.1 Guía de diseño Suiza

La guía de diseño suiza se basa en pruebas de caída de peso realizadas por Montani (1998), que investiga la influencia de la capa de amortiguamiento. El enfoque principal fue puesto en la profundidad de penetración y las fuerzas de reacción generadas sobre los soportes, variando la masa de la roca, la altura de caída y el grosor de la capa de amortiguamiento; aunado a un análisis numérico complementario, realizado por separado. Este análisis además permite explorar situaciones con rangos mayores (grandes energías, mayores alturas, etc.), con las debidas extrapolaciones de los resultados las cuales son limitantes del modelo experimental.

La fuerza o acción dinámica (F_k) es obtenida por medio de la ecuación (1), la cual toma en consideración las características geométricas y geotécnicas del material de amortiguamiento bajo tensión dinámica, así como la velocidad de impacto, masa y forma del bloque. Mientras que la profundidad de penetración (d), es dependiente de la fuerza de impacto y se calcula por la ecuación (2).

$$F_k = 2.8 \cdot e^{-0.5} \cdot r^{0.7} \cdot M_{E,k}^{0.4} \cdot \tan\varphi_k \cdot \left(\frac{m_k \cdot v_k^2}{2}\right)^{0.6} \quad (1)$$

$$d = \frac{m_k \cdot v_k^2}{F_k} \quad (2)$$

Donde:

F_k	[kN]	Fuerza de impacto
d	[m]	Profundidad de penetración
m_k	[t]	Masa del bloque característica

v_k	[m/s]	Velocidad de impacto característica
e	[m]	Espesor de capa de amortiguamiento
r	[m]	Radio de esfera equivalente (roca)
$M_{E,k}$	[kN/m ²]	Módulo de compresibilidad estática del suelo de la capa de amortiguamiento
φ_k	[°]	Angulo de fricción interno de la capa de cobertura
A_d	[kN]	Fuerza estática equivalente

La roca que genera la fuerza de impacto se asimila como una esfera de radio (r). Además el ángulo de difusión de la fuerza en la capa de cobertura se admite de 30° y se supone que la carga ejercida sobre la losa es distribuida uniformemente (Figura 17).

Para el caso de impactos inclinados (Figura 18), la guía lo trata de la siguiente forma aproximada:

- La componente vertical de la fuerza de impacto $F_{z,k}$ se determina de acuerdo con la ecuación (1), en conjunto con la componente vertical de la velocidad de impacto.
- La componente horizontal de la fuerza de impacto $F_{x,k}$ se evalúa con la relación $F_{x,k} = F_{z,k} \cdot \cot \alpha_k$, y está limitada mayormente por la resistencia al corte del material de amortiguamiento.

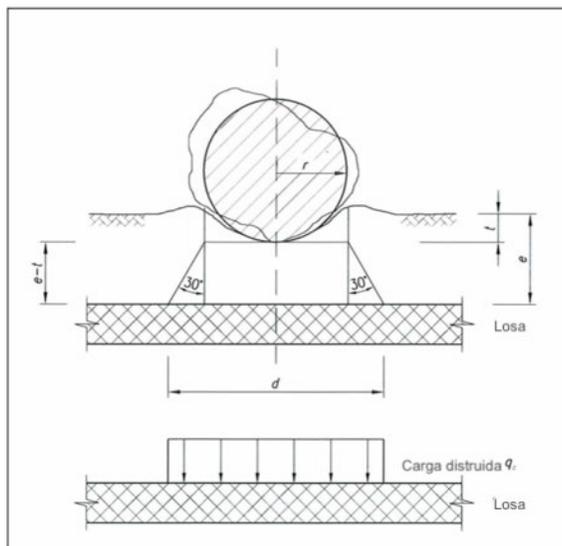


Figura 17. Distribución de la carga estática equivalente
Fuente: Modificado de ASTRA, 2008

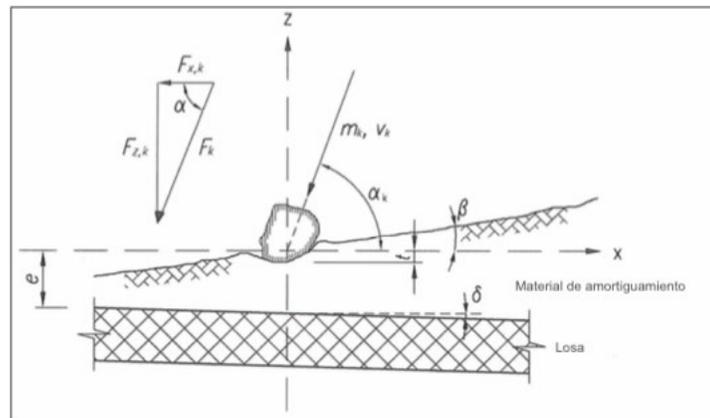


Figura 18. Factores implicados en impactos inclinado
Fuente: Modificado de ASTRA, 2008

La guía reemplaza la fuerza de impacto por una fuerza estática, esta simplificación permite dimensionar los túneles falsos en conformidad con prácticas estándar de construcción estática, además de ser más práctico y eficiente no se debe profundizar en un análisis dinámico complicado y engorroso. La simplificación es incluida por medio de un coeficiente de construcción (C_k), el cual se multiplica a la fuerza de impacto, para determinar la fuerza estática equivalente (A_d).

$$A_d = F_k \cdot C_k \quad (3)$$

El coeficiente C_k toma en cuenta, un cierto incremento de resistencia característica de los materiales (acero y concreto) ante estados dinámicos extremos y la respuesta dinámica de la estructura ante una rápida acción variante. Específicamente su valor dependerá del modo de falla de la estructura, donde para una falla dúctil la guía asigna un valor de 0.4 y para una falla frágil un valor de 1.2.

La aplicación de estas ecuaciones para el diseño del túnel falso, es apta para un rango de energía de impacto entre 200 kJ y 1000 kJ, además se limita a una profundidad de penetración en la capa disipante de menos de la mitad de su espesor. Por otro lado, no se estudia a fondo la problemática de los impactos inclinados, especialmente la transmisión de esfuerzos horizontales a la estructura.

Por su lado, Casanova (2006) comenta en su trabajo tres puntos muy importantes en referencia a la guía que se está describiendo en este apartado:

- 1) Las expresiones halladas por el comité OFROU/CFF son válidos únicamente para estructuras de protección relativamente rígidas, por lo tanto no servirán en estructuras de protección flexibles como pueden ser redes.
- 2) La transmisión de la fuerza hacia la losa, se calcula distribuyendo la fuerza impactante sobre la capa de material amortiguador con un ángulo de 30° . A partir de los ensayos llevados a cabo por Montani, el ángulo de difusión de la carga variará según la compactación del material o la rigidez del sistema. A pesar de esto, el ángulo propuesto de 30° se queda del lado de la seguridad, ya que es similar a los ángulos menores medidos por Montani. Asimismo, se considera que la carga sobre la losa es uniformemente repartida, a pesar de ser mayor en la zona central del impacto que en las zonas periféricas.
- 3) Existe una gran dependencia de la fuerza de impacto según el módulo M_E , aún así no se establece claramente cuáles deben ser las características del material sobre cubierta, ni cómo debe tenerse en cuenta el aumento de M_E debido a la compactación que sufre el material a lo largo del tiempo.

Es importante tener en cuenta que la fuerza de impacto puede provocar que la fuerza en los apoyos de la losa tome valores negativos y se inviertan los momentos entre la cara superior e inferior de la losa; para lo cual la guía menciona que el valor de estas fuerzas de apoyo negativas puede tomarse como un 50% del valor de las reacciones positivas.

2.7.2.2 Manual de diseño japonés

En Japón existen numerosos documentos con recomendaciones para el diseño de impactos de caídos de roca sobre estructuras, sin embargo el más significativo es el realizado por el *Japan Road Association* en 1983 y posteriormente actualizado en el año 2000. El cálculo de la fuerza de impacto es basado en la teoría de contacto Hertziana, derivada de la fuerza de impacto teórica entre esferas elásticas y se expresa de la siguiente forma.

$$P = 2.108(m \cdot g)^{\frac{2}{3}} \cdot \lambda^{\frac{2}{5}} \cdot H^{\frac{3}{5}} \cdot \alpha \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{P_{max}}{P_{max(\lambda=1000)}} = \left(\frac{T}{D}\right)^{-0.5} \quad (5)$$

Donde:

P	[kN]	Fuerza de impacto
m	[t]	Masa del bloque
g	[m/s]	Aceleración de gravedad (9.81)
H	[m]	Altura de caída
λ	[kN/m ²]	Constante de Lamé
α	[-]	Factor de amplificación para el espesor de la capa de cobertura
T	[m]	Espesor de la capa de cobertura
D	[m]	Diámetro de la roca

La constante de Lamé representa un coeficiente de los materiales de la capa de amortiguamiento y tiene asignado un valor de 1000 kN/m² para arena suave, material recomendado por el manual de diseño y mayormente utilizado en los túneles falsos de Japón. Además, este valor es representativo para un espesor de material amortiguador de 0.9 m.

Para el caso de la fuerza transmitida, el manual plantea una distribución uniforme rectangular de la carga sobre la losa, además de un ángulo de dispersión de la carga en la capa de cobertura de 1:0.5; aunque también es recomendado un ángulo de 45° (Figura 19).

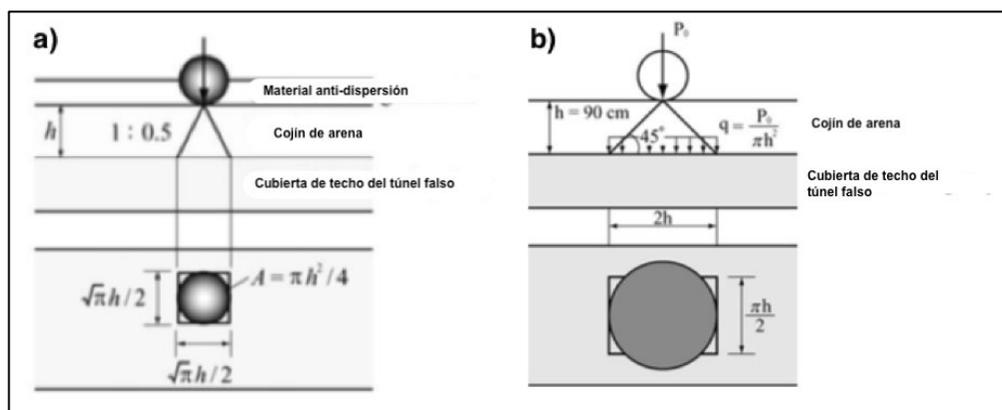


Figura 19. Distribución de la carga de impacto (a) Manual de diseño del 2000 (b) Manual de diseño de 1983

Fuente: Modificado de Schellenberg, 2009

En el estudio realizado por el Public Works Research Institution (1995), se encuentra que la fuerza de impacto transmitida es alrededor de 1.5 – 2.0 mayor que la fuerza de impacto de peso y aumenta con la masa de la roca. Así mismo, el Subcomité de Problemas de Impacto de la Asociación Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE), comenta que el aumento de la carga transmitida debe tenerse en cuenta al realizar el cálculo de la carga de diseño y para ello se debe utilizar un valor de constante de Lamé entre 5000 y 8000 kN/m² (5-8 MPa).

Por su parte en un estudio experimental realizado por el "Muroran Institute of Technology" en conjunto con el "Civil Engineering Research Institute of Hokkaido Development Bureau" (Kishi et al., 1992), demuestran que para un espesor de arena de $e=60$ cm sería recomendable $\lambda=2,94$ MPa; para $e=90$ cm, $\lambda=1,96$ MPa; y para $e=120-150$ cm el valor propuesto por el manual de $\lambda=0,98$ MPa es conveniente. Mientras que para el caso de la fuerza transmitida a la losa, $\lambda=7,84$ MPa resulta recomendable para todos los espesores, excepto $e=150$ cm (Figura 20).

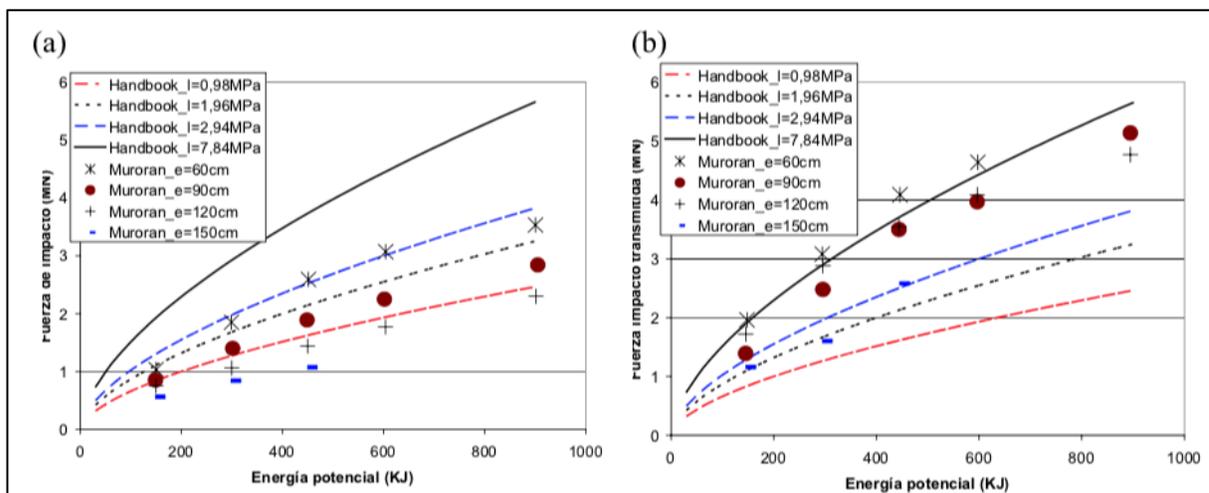


Figura 20. Comparación de la fuerza de impacto estimada por el manual de diseño Japonés y por el Muroran Institute of Technology

Fuente: Casanova, 2006

Casanova (2006) recomienda a partir de su análisis, que para el cálculo de la fuerza sobre la losa es conveniente utilizar $\lambda=7,84$ MPa, ya que este valor parece ser bastante independiente de las características propias de cada ensayo (incluyendo el espesor de material sobre cubierta). Y en caso de estimar la fuerza transmitida a la losa a partir de la fuerza de impacto

sobre la capa de amortiguamiento, es necesario multiplicar el valor de esta última por un valor que varía entre 1,5 y 2.

A pesar de que todos estos estudios parecen mostrar que el valor de la fuerza de impacto que se obtiene a partir de la fórmula del manual es subvalorado, debido al bajo constante de $Lame$; Sonoda (1999) demuestra a partir de un estudio experimental a escala, realizado en la ruta nacional 336 en Hokkaido, que la energía capaz de soportar los túneles falsos son mucho mayores que las diseñadas, obteniendo factores de seguridad entre 20-30.

2.7.2.3 Otras formulaciones

Debido a las dificultades que se presentan a la hora de estimar la fuerza de impacto sobre los túneles falsos, diversos autores se han dado la tarea de realizar estudios experimentales o teóricos y a través de ellos proponer ecuaciones que se adapten a los resultados encontrados. Montani (1998) en su tesis doctoral, realiza un resumen de las diferentes aproximaciones empíricas (Yoshida, Masuya) y teóricas (Lang, Komatuzawa, Habib, Heierli, Tonello) a este problema (Cuadro 2); donde para cada una de las aproximaciones teóricas, se hace la distinción del modelo utilizado por cada autor, ya sea elástico, plástico o elasto-plástico, los cuales definen el comportamiento asumido del suelo.

Estas aproximaciones al cálculo de la fuerza de impacto tienen gran validez según las condiciones bajo las cuales fueron realizadas. Por ejemplo, la formulación de Yoshida se limita al uso de arena como material amortiguador y presenta buenas aproximaciones para casos donde la energía de impacto es del rango de 100-1000 kJ; sin embargo, tiende a subestimar la fuerza. La de Masuya, en caso contrario, tiende a presentar buenas aproximaciones para energías pequeñas (<100 kJ) y se limita a alturas de caída inferiores a 20 m y masa de bloque inferior a 3000 Kg. Las formulaciones de Lang y Komatuzawa, omiten el espesor de la capa disipante y según las comparaciones realizadas por Casanova (2006) con los ensayos de Montani, el *Public Works Research Institute* y el *Muroran Institute of Technology*, la ecuación de Komatuzawa es mejor para espesores de capa de 120 cm y 150 cm respectivamente; y para energías de impacto superiores a 1000 KJ el modelo también subestima la fuerza de impacto. Para los casos de los modelos plásticos de Habib y Heierli, se desprecia completamente la parte elástica del fenómeno, por lo cual es de esperar que presenten buenas aproximaciones para

altas energías de impacto, donde el comportamiento plástico del material granular amortiguador es más importante, además toman en cuenta la resistencia estática del material evaluándola a través de la teoría de Terzaghi.

Cuadro 2. Resumen de formulaciones para cálculo de la fuerza de impacto

Formulación	Autor	Modelo
$P = 2c_r \cdot \frac{W}{gT_{imp}} \cdot \sqrt{2gh}$ $T_{imp} = 0.0051W + 0.0614 \quad c_r = 1.26 \text{ arena fina}$ $T_{imp} = 0.0220W + 0.0485 \quad c_r = 1.2q \text{ arena gruesa}$ $T_{imp} = 0.0102W + 0.0755 \quad c_r = 1.14 \text{ arena triturada}$	Yoshida	Empírico
$P_{losa} = \beta_0 \cdot \frac{W}{g \cdot T_{imp}} \cdot \sqrt{2gh}$ $T_{imp} = (0.0481 - 0.00064 h) \cdot W^{0.27} \cdot \frac{U_c}{U_0}$ $\beta_0 = -4.81 \cdot \frac{e}{e_0} + 5.84 \quad \text{para } \frac{e}{e_0} < 1$ $\beta_0 = 1.03 \quad \text{para } \frac{e}{e_0} \geq 1$	Masuya	
$P = \sqrt{2k} \cdot \left(\frac{1}{\frac{M}{m} + 1} \right)^{0.5} \cdot (mgh)^{0.5}$	Tonello	Elástico
$P = 2\sqrt{g} \cdot M_E^{0.5} \cdot R^{0.5} \cdot m^{0.5} \cdot H^{0.5}$	Lang	
$P = 1.619k^{1/4} \cdot W^{5/6} \cdot H^{1/2}$	Komatuzawa	
$F_{max} = A \cdot \left(0.7 \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot N_\gamma + c \cdot N_c + \gamma \cdot N_q \cdot d_{max} \right)$	Habib	Plástico
$F_{max} = \frac{m \cdot v_0}{T_{imp}} \cdot \frac{1}{\lambda}$	Heierli	
$\left(\frac{1}{\frac{M}{m} + 1} \right) mgh = P_u \cdot \left(\delta_u - \frac{1}{2} \delta_e \right)$	Tonello	Elasto-plástico
$F_{res} = P_{din} - q_d \cdot \frac{\pi D^2}{4}$ $q_d = 0.8 \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot N_\gamma + N_q \cdot \gamma \cdot d + 1.2 \cdot N_c \cdot c$	Lang	

*Nomenclatura en Apéndice A

En cuanto al modelo elástico y elasto-plástico de Tonello, no toma en cuenta el tipo de material amortiguador ni la posible absorción de la energía por parte de éste. Solamente se estudia la fuerza actuante sobre la capa de amortiguamiento y no la fuerza transmitida a la losa de techo, situación similar a las demás formulaciones, exceptuando el caso de Masuya que calcula solamente la fuerza sobre la losa. Así mismo, el método requiere conocer la rigidez del sistema en el caso elástico y la curva esfuerzo-deformación en el caso elasto-plástico, para lo cual es necesario disponer de datos experimentales.

Aunado a todas estas formulaciones, Montani propone sus propias expresiones a partir de un análisis cuantitativo, de los resultados obtenidos en una campaña de ensayos experimentales y de un modelo de elementos finitos. Este modelo le permite estudiar la influencia de parámetros complementarios, cuyo efecto no puede ser estudiado a partir de los ensayos. Finalmente llega a las expresiones siguientes.

$$F_{imp} = 1.35 \cdot R^{0.2} \cdot \exp\left(\frac{R}{3 \cdot e}\right) \cdot M_E^{0.4} \cdot (\tan \varphi)^{0.2} \cdot E_{pot}^{0.6} \quad (6)$$

$$F_{trans} = 0.13 \cdot R^{0.8} \cdot e^{-0.1} \cdot M_E^{0.4} \cdot \sqrt{\frac{k}{(m + M) \cdot g}} \cdot E_{pot}^{0.6} \quad (7)$$

Donde:

F_{imp}	[N]	Fuerza de impacto (sobre capa de suelo)
F_{trans}	[N]	Fuerza de impacto transmitida (sobre losa)
m	[kg]	Masa del bloque
M	[kg]	Masa equivalente de la losa y material disipador
e	[m]	Espesor de capa de amortiguación
R	[m]	Radio del bloque
M_E	[kN/m ²]	Módulo de compresibilidad del suelo de la capa de cobertura
φ	[°]	Angulo de fricción interno de la capa de cobertura
E_{pot}	[J]	Energía potencial
g	[m/s ²]	Aceleración de gravedad
k	[N/m]	Rigidez del sistema

Estas formulaciones presentaron muy buenos resultados respecto a los datos encontrados en los ensayos experimentales y reflejaron el comportamiento inversamente proporcional que posee la fuerza de impacto con el espesor de la capa de amortiguamiento; así como la relación proporcional de la fuerza transmitida con la rigidez del sistema. Sin embargo, la principal limitación que presentan las expresiones son su dominio de validez, ya que se determinan a partir de ensayos realizados en unas condiciones muy concretas, de entre las que se destaca la baja energía de impacto utilizada (100 kJ). Es por estas razones que la OFROU/CFF, toma como base los estudios de Montani y a partir de un estudio numérico complementario logra obtener las formulaciones vistas anteriormente (1)(2)(3) y su validez para energías de hasta 1000 kJ.

2.7.3. Capa de amortiguamiento

La capa de amortiguamiento juega un papel crucial en la protección contra caídos de roca y tiene como tareas principales (Schellenberg et al., 2012):

- Actuar como amortiguador.
- Disipar parte de la energía del impacto.
- Distribuir ampliamente las tensiones de contacto desde un punto de impacto localizado.
- Aumentar la duración del impacto.

Esto se logra mediante la compresión, cizallamiento y aplastamiento del material amortiguador, el cual por razones económicas tiende a ser material granular disponible en el sitio. Así mismo, este deberá tener una baja densidad, contener baja proporción de finos (baja cohesión) y ser duradero. Los materiales normalmente más utilizados son grava, arena y restos de roca, siendo la arena el material con el cual se han realizado mayor cantidad de estudios.

Según Montani (1998), el espesor de material amortiguador, así como su compactación, son junto a la energía potencial del bloque, los factores más influyentes en la fuerza de impacto provocada sobre la losa. Además afirma, que el tipo de material granular usado como amortiguador tiene poca influencia. Sin embargo, como se mencionó, la cantidad de finos presente en el material es importante, debido a que es esencial un drenaje eficiente, de modo que se evada cualquier modificación de las condiciones del impacto producto de la acumulación

de agua y así mismo, evitar agregar mayor carga sobre la estructura. Por otro lado, a mayor concentración de finos mayor será la compactación dinámica de la capa, lo cual promueve que la capacidad de dispersión del material amortiguador disminuya.

2.7.3.1 *Espesor de la capa*

En cuanto al espesor, este debe ser lo suficiente para evitar solicitar la losa de una forma excesivamente local. Para ello, diversos autores han propuesto las siguientes recomendaciones:

- a) Montani indica que la capa debe cumplir con la más desfavorable de las siguientes condiciones: $e \geq 50$ cm o $e \geq 2d$ (siendo "d" la profundidad de penetración del bloque).
- b) Por su parte la OFROU/CFF, adopta estas limitaciones en su guía y agregan una más: $e \geq d + 3\phi_{\max}$ (donde " ϕ_{\max} " es el diámetro máximo del material amortiguador).
- c) A partir del estudio realizado por el "Muroran Institute of Technology" en colaboración con el "Civil Engineering Research Institute of Hokkaido Development Bureau", los resultados muestran que para $e=60$ cm, la fuerza aplicada sobre la losa está extremadamente concentrada alrededor del punto de aplicación de la carga. Para $e=90$ cm, la distribución de la fuerza en la losa sigue presentando forma cónica, y la fuerza sigue sin ser dispersada de manera efectiva. Para $e=120$ cm, la distribución de la fuerza sigue siendo cónica, pero la presión máxima disminuye considerablemente.
- d) El estudio llevado a cabo por Chikatamarla et al. (2004), demuestra que las mayores reducciones de la fuerza de impacto se produce cuando el espesor de la capa de material disipante es igual al diámetro del bloque impactante (Figura 21). Sin embargo, no estudia para espesores mayores al diámetro del bloque.
- e) Mamaghani et al. (1999) señalan en su estudio que el espesor óptimo del amortiguador para el impacto de un bloque esférico es igual al diámetro del bloque, ya que para este espesor se consigue la máxima absorción de energía.
- f) Yoshida (1998), en su campaña de estudio, propone $e \geq 90$ cm para bloques de 1000 kg y $e \geq 120$ cm para bloques de 3000 kg. La energía potencial máxima alcanzada es de 600 kJ.

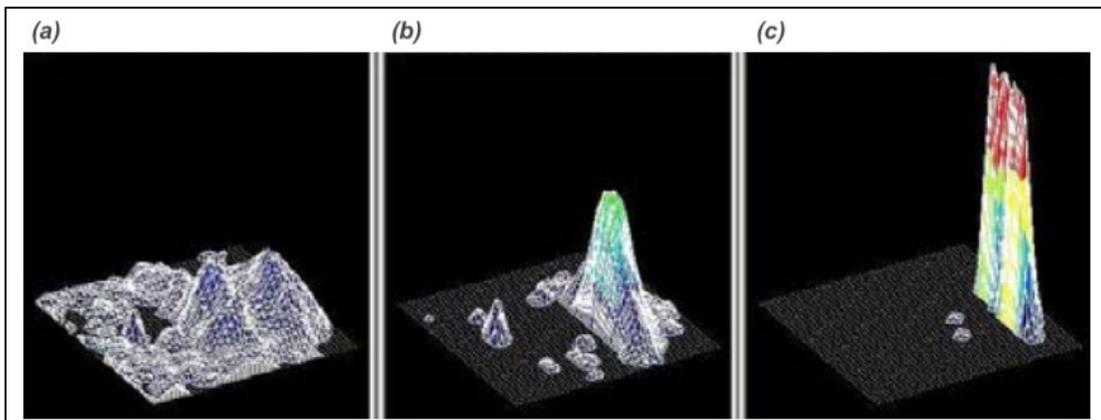


Figura 21. Distribución de la presión de impacto para (a) capa de arena igual al diámetro del bloque, (b) capa de arena de mitad del diámetro del bloque y (c) sin capa de cobertura

Fuente: Chikatamarla et al., 2004

La razón por la cual los autores estudian y recomiendan hasta un espesor igual al diámetro del bloque, se debe principalmente a que al aumentar el grosor de la capa, no solo se disminuye la sollicitación local, sino que también se aumenta la sollicitación estática por el peso del material amortiguador, lo que a su vez no beneficia al costo de la estructura. El espesor o diámetro del bloque encontrado en estos ensayos, está comprendido entre 1 m y 1.5 m, coincidiendo con la recomendación de Jacquemoud (1999) de capas de alrededor de 1 m de espesor, para penetraciones de aproximadamente 0.5 m.

Debido a que la profundidad de penetración del bloque, resulta ser un factor de gran utilidad para la determinación del grosor de la capa de amortiguamiento, han habido estudios que se enfocan en la formulación de ecuaciones a partir de análisis experimentales. Entre estas formulaciones, se tiene la propuesta por la guía Suiza, ecuación (2), la cual ha demostrado brindar aproximaciones certeras, para las condiciones bajo las cuales fueron estudiadas. Para la aplicación de esta ecuación, se debe tener en consideración la dependencia con el módulo de compresibilidad (M_E), el cual puede cambiar con el tiempo debido a la compactación dinámica del material, por repetidos caídos de roca.

Así mismo, Montani (1998) propone en su estudio una formulación para el cálculo de este problema; sin embargo, al igual que la brindada por la guía suiza presenta la misma dependencia con M_E y se expresa de la siguiente forma:

$$F_{imp} \cdot d = 1.6 \cdot E_{pot} \quad (8)$$

Donde:

F_{imp}	[N]	Fuerza de impacto
d	[m]	Penetración del bloque
E_{pot}	[J]	Energía potencial del bloque

La fuerza de impacto presente se calcula según la ecuación (6) propuesta por el mismo autor.

Por otro lado, existe una aproximación presentada por Pichler et al. (2005), el cual adapta las formulaciones adimensionales para el cálculo de profundidad de penetración de proyectiles no deformables, con punta ojival en objetivos de hormigón o suelo realizadas por Li & Chen (2003). Pichler adapta estas fórmulas al impacto de bloques de roca aproximadamente cúbicos, sobre una capa de grava y obtiene las siguientes expresiones:

$$\frac{X}{d} = \sqrt{\frac{2.263 \cdot I}{(1 + I/2.385)}} = \sqrt{\frac{103500 \cdot h_f}{R + 19280 \cdot h_f}} \quad , para \frac{X}{d} \leq 1.257$$

$$\frac{X}{d} = 1.518 \cdot \ln \left[\frac{1 + I/2.385}{1.414} \right] + 1.257 \quad , para \frac{X}{d} > 1.257 \quad (9)$$

$$I = \frac{45750 \cdot h_f}{R}$$

Donde:

d	[m]	Longitud característica del bloque
h_f	[m]	Altura de caída
X	[m]	Profundidad de penetración
I	-	Función de impacto adimensional
R	[Pa]	Resistencia a penetración del material amortiguador

De acuerdo con esta ecuación, para poder estimar la profundidad de penetración es necesario conocer la resistencia a la penetración del material granular amortiguador (R). Para ello, el autor realiza una serie de ensayos en los que obtiene estadísticamente los cuantiles 5% y 95%, y a partir de estos, establece los límites inferior y superior de R, 4.58 MPa y 18.58 MPa respectivamente.

Casanova (2006), compara en su tesis la ecuación de Pichler con los ensayos de Montani, y menciona que el modelo estima bastante bien la penetración para un R5% y bajas energías de impacto, a pesar de que las características de los materiales amortiguadores difieren considerablemente. No obstante, a medida crece la energía de impacto, la penetración está cada vez más sobredimensionada. Finalmente es difícil garantizar que la ecuación de Pichler se adapte bien en condiciones diferentes, ya que el resultado depende fuertemente del valor de R, que se determina experimentalmente.

2.7.3.2 Tipos de material de amortiguamiento

Existen diferentes tipos de material o sistemas de amortiguamiento que se pueden utilizar para proteger a los túneles falsos de impactos directos, desde simples capas de suelo del sitio de construcción circundante con un rendimiento moderado, hasta sistemas más sofisticados y costosos, como el sistema de absorción de tres capas (TLAS, siglas en inglés). Debido a la gran función que cumple esta capa en el control del impacto, han existido diversos estudios experimentales con el objetivo de encontrar el material o sistema de disipación que posea las mejores propiedades, costo y duración.

Autores como Yoshida et al. (2007), realizan una comparación de la fuerza de impacto absorbida por tres materiales distintos: arena, llantas y poliestireno expandido (EPS), dejando caer un peso de 30 kN. Los resultados obtenidos son mostrados a través de un diagrama fuerza-deformación, en el cual el área bajo la curva representa la energía absorbida producto de la deformación del material (Figura 22).

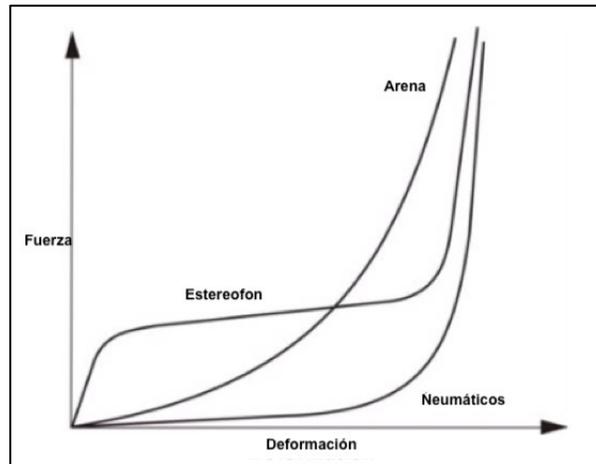


Figura 22. Relación entre la fuerza transmitida y la deformación de tres materiales amortiguadores distintos

Fuente: Modificado Yoshida et al., 2007

Bajo este estudio los autores llegan a las siguientes conclusiones:

- *Arena:* La curva fuerza-deformación de la arena es parabólica, con solo una pequeña cantidad de absorción de energía en el rango de deformación inicial. Sin embargo, la fuerza aumenta rápidamente a medida que aumenta la deformación. Este comportamiento se debe a que la arena se encuentra suelta, por lo que es necesaria una consolidación inicial antes de que comience a absorber energía.
- *Llantas:* Una pila de neumáticos de caucho comprende un espacio de aire considerable, por lo que al ser cargados se aplastan fácilmente. Una vez que las llantas están completamente aplastadas, la fuerza aumenta rápidamente a medida que se comprime el caucho. Como resultado de este comportamiento, las propiedades de absorción de energía de este material son adecuadas, siempre y cuando se mantenga un debido control de la capa y se reemplace las llantas dañadas cada vez que reciba grandes impactos.
- *Poliestireno expandido:* Para pequeñas deformaciones en el rango de alrededor del 5%, la fuerza aumenta rápidamente y luego aumenta lentamente al aumentar la deformación. La mayor parte de la absorción de energía se produce entre un 5% y un 70% de deformación, a medida que el estereofón se deforma plásticamente. No obstante, cuando la tensión alcanza el 70%, se comprime casi por completo y se produce un aumento repentino de la fuerza.

Estos resultados demuestran que el poliestireno expandido, mejor conocido como estereofón, es más efectivo en la absorción y disipación de la energía que la arena; lo que ha llevado a que en los años recientes se aumente su uso para túneles falsos sujetos a severas cargas de impacto de caídos de roca; aunado a que es un material más ligero, resistente al agua y fácil de utilizar en la construcción.

Sin embargo, existe un inconveniente con este material, ya que el estereofón por si solo se rompe al recibir el impacto y genera una disminución de sus propiedades amortiguantes; por lo que se requiere reforzar con tiras de polipropileno, lo que se conoce como *RP Styrofoam* o EPS armado. Esto a su vez le permite desarrollar una distribución de la fuerza del impacto sobre un área más amplia.

Mamaghani et al. (1999), enfocan su estudio a analizar el comportamiento del EPS armado y sin armar y como la distribución de los bloques sobre la losa, afecta la absorción del impacto (Figura 23). Para evitar que los bloques se muevan se contienen con una pared en L y los espacios vacíos son rellenos con arena.

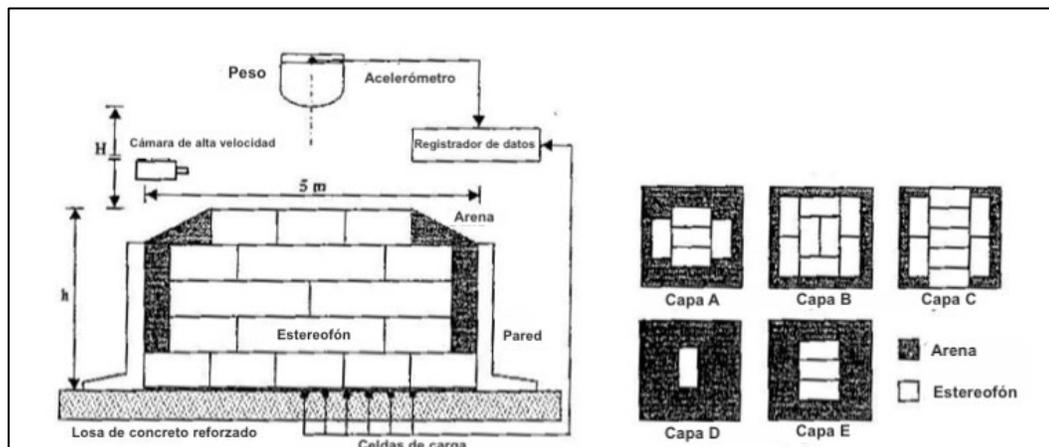


Figura 23. Disposición de capas de EPS
Fuente: Modificado de Mamaghani et al., 1999

Entre los resultados encontrados, se puede destacar:

- a) Cuanto menor es el espesor de EPS, independientemente de estar armado o no, menor es el tiempo de impacto y mayor la fuerza de impacto sobre la capa de EPS.
- b) La fuerza máxima de impacto transmitida a la losa es mayor que la fuerza máxima de impacto sobre la capa de EPS. Fenómeno análogo al que sucede al utilizar una capa de material granular como amortiguador, pero con valores reducidos para el caso del EPS.
- c) El EPS armado no se rompe y se comporta elásticamente. El EPS general sufre grandes deformaciones y se rompe hasta que colapsa completamente.
- d) Para el EPS sin armar, la presión sobre la losa se concentra alrededor del punto de impacto y disminuye rápidamente en el tiempo y en el espacio. Para el EPS armado, la máxima presión es menor, pero se reparte en un área mayor y actúa durante más tiempo.

Otros autores como Chikatamarla et al. (2004), estudian la mezcla de arena con materiales como caucho y aserrín, con el objetivo de producir un material con mejores propiedades de amortiguación y más ligero, de manera que se reduzca significativamente la carga muerta de la capa disipante sobre la estructura. La proporción de peso elegida es de 80%-20%, siendo la arena el componente mayoritario, debido a que es la relación que presenta mayor resistencia al corte. A partir de esta elección, el peso muerto presente en una capa disipante de igual espesor de mezcla de arena-caucho (AC) es un 80% respecto al peso de una capa de arena; mientras tanto la mezcla de arena-aserrín (AA) es tan solo un 10% del peso de la de arena (Cuadro 3).

Cuadro 3. Peso muerto de materiales de amortiguamiento

Material	Peso muerto (Escala prototipo)	Porcentaje respecto a capa de arena
Arena	311 ton	100%
Arena-caucho (80%-20%)	248 ton	80%
Arena-aserrín (80%-20%)	32 ton	10%

Fuente: Chikatamarla et al., 2004

En cuanto a las propiedades de amortiguamiento medidas por los autores para estos materiales, se encuentra que la mezcla AC es más eficiente reduciendo las deflexiones dinámicas de la losa en comparación con los otros dos materiales, a pesar que la mezcla AA posee un valor máximo menor. Lo mismo sucede para la disipación de la energía, ya que el valor de aceleración máxima de la roca es menor para la mezcla AC, seguido de AA y por último la arena. Es importante recalcar, que pese a que la mezcla AA es menos eficiente que la de AC, sus propiedades son mejores que las de arena por si sola, por lo tanto la combinación de materiales resulta ser bastante beneficioso para la protección ante caída de rocas y es buena alternativa para tomar en consideración.

En el caso de los materiales recomendados por la Guía Suiza y el Manual Japonés, se destacan la arena, la grava, los materiales granulares cercanos al lugar de trabajo o bien de restos de roca. Los últimos tres son utilizados por Montani en su Trabajo Final de Graduación (Cuadro 4), para los cuales obtiene resultados que indican que el tipo de suelo no tiene una influencia significativa; por el contrario, presenta mayor importancia el grado de compactación que posea el material de amortiguamiento al momento inicial y como se ve afectado por la compactación dinámica a través del tiempo.

Cuadro 4. Propiedades geotécnicas de los materiales usados por Montani

Tipo de suelo	Densidad (kg/m ³)	Ángulo de fricción	Cohesión (kN/m ²)
Grava	1650	41	0
Cono aluvial	1890	45	0
Restos de roca	1790	47	0

Fuente: Montani, 1998

Por otro lado, existen sistemas de amortiguamiento o sistemas multicapa, los cuales buscan aprovechar las ventajas que presentan los materiales vistos anteriormente y a su vez, minimizar sus efectos negativos por medio de la combinación de capas. Entre estos sistemas, el más popular es el sistema de absorción de tres capas (TLAS) propuesto por Ikeda et al. (1999), el cual consiste en una capa de arena de 50 cm en la parte superior, seguido de una losa de concreto reforzado (losa de núcleo) de 20~30 cm y por último una capa de EPS de 50~100 cm (Figura 24).

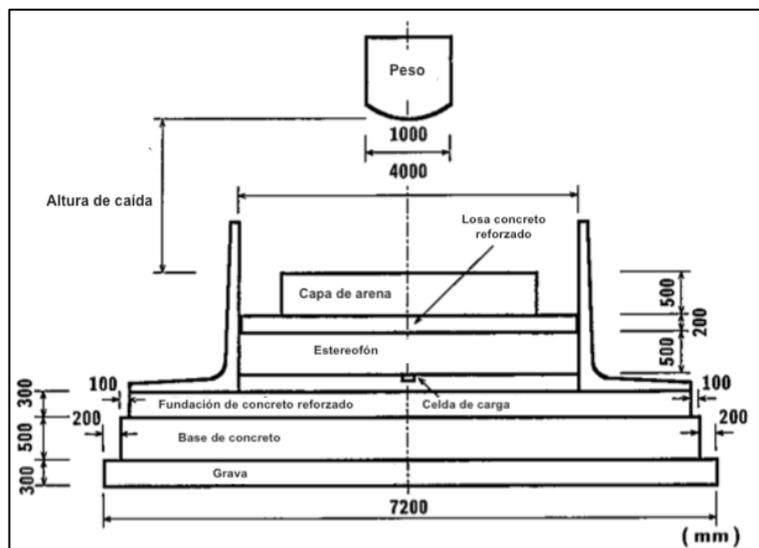


Figura 24. Vista general del prototipo del TLAS

Fuente: Modificado de Ikeda et al., 1999

Debido a que el sistema es un tanto complejo, se realizaron diversas investigaciones y pruebas experimentales desde el año 1993; los resultados más destacados fueron los siguientes:

- La duración del impacto (~ 70 ms) es aproximadamente el doble que el obtenido para una capa de arena.
- Tanto la energía de impacto, como la fuerza transmitida es menor al utilizar el TLAS que una sola capa de arena (90 cm), siendo capaz de absorber hasta 4 veces más que ésta. La diferencia aumenta a medida que aumenta la energía de impacto.
- La fuerza de impacto transmitida a la losa de techo es menor que la fuerza de impacto de peso sobre la capa de arena del TLAS, relación inversa a lo que normalmente sucede con una capa de material granular. Esto se debe a que la losa de núcleo colabora en gran parte de la absorción de energía.
- La rigidez de la losa de núcleo afecta a la capacidad de disipación de la fuerza de impacto y a su duración. A mayor rigidez, menor tiempo de impacto y mayor fuerza.
- La cuantía de acero de la losa de núcleo afecta severamente la capacidad de disipación del TLAS (a menor cuantía peor disipación).

Por lo tanto, se puede llegar a la conclusión de que el sistema TLAS es más efectivo en el amortiguamiento del impacto que una simple capa de arena o material granular. Sin embargo, el coste y el peso muerto que genera este sistema sobre la estructura no lo hacen tan favorable. Además, hay que considerar que la aplicación de este sistema se debe mantener dentro del rango de aplicación y de diseño para el cual fue realizado, ya que solamente se tiene los resultados encontrados por los autores en sus ensayos.

Así mismo, existen otros sistemas como el utilizado por Schellenberg (2009), el cual desarrolla cilindros de material granular sostenidos por una malla de acero y un geotextil, que evitan que el material penetre la malla (Figura 25). Estos cilindros son rellenos por grava, arena y vidrio celular (foam glass), cada material por separado. El autor investiga distintas configuraciones de cilindros y llega a los siguientes resultados:

- La influencia de la malla de acero en el comportamiento de la capa de amortiguamiento es insignificante, considerando un ángulo de distribución de carga de aproximadamente 45°.
- Los tres materiales presentaron comportamientos bastante similares en cuanto a energía absorbida, máxima fuerza de reacción, penetración y tiempo de impacto.
- Para la segunda ronda de impactos, el comportamiento del vidrio celular es mejor, ya que presenta menores picos de fuerzas de reacción, siendo un 60% y un 75% del valor de la arena y grava, respectivamente. Esto debido a que absorbe internamente pequeños picos de carga por deformación plástica o por aplastamiento de las zonas de contacto entre los granos durante la compactación.

A pesar de que el beneficio del uso del vidrio celular es reducido, tiene la ventaja de ser un material con muy poca densidad, siendo alrededor de un 10%-15% respecto a la arena y la grava. Esto trae el mismo beneficio que el EPS y las combinaciones de arena con caucho y aserrín, es decir, una carga muerta menor.

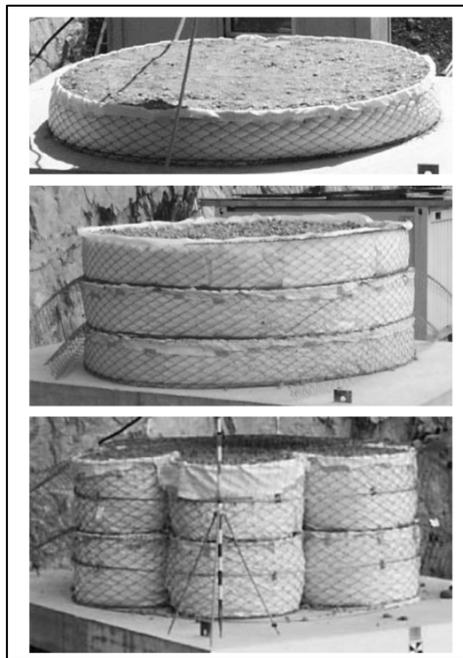


Figura 25. Capas compuestas por cilindros de material granular
Fuente: Schellenberg, 2009

2.7.4. Losa y respuesta estructural

Una vez calculada la fuerza de impacto de peso, la fuerza de impacto transmitida y seleccionada la capa de material disipante y su espesor, el paso siguiente será diseñar la losa de techo. Durante el proceso de diseño se deberá asegurar que la losa pueda resistir las solicitaciones previstas durante su vida útil y con un nivel de seguridad adecuado.

Desde el punto de vista de materiales estructurales, existen tres tipos de losas normalmente utilizadas: concreto reforzado (RC), concreto pretensado (PC) y acero. Los túneles falsos de concreto reforzado han sido más utilizados que las otras dos opciones, debido a que fue el primer sistema de construcción empleado en estas estructuras, son más baratos que el acero y poseen mayor cantidad de estudios. En Japón, para establecer un procedimiento de diseño racional para túneles de RC, muchos estudios numéricos y experimentales han sido conducidos utilizando modelos de prototipo. Además, se ha propuesto un procedimiento de diseño resistente a impactos basado en el concepto de Diseño de Esfuerzo Permisible (ASD, siglas en inglés), que considera las características dinámicas tridimensionales de las estructuras. Suiza por su parte, ha construido siguiendo la directriz de sus códigos estructurales SIA, los cuales se basan en el concepto de estado último de diseño.

Por otro lado, Kishi et al. (2002) menciona que los túneles falsos de PC deberían ser más utilizados a causa del buen control de calidad y el bajo costo constructivo productos de la prefabricación. Estos tipos de túneles falsos se construyen uniendo marcos de PC a lo largo de la carretera, los cuales se componen de vigas y columnas de PC, y una pared de RC (muro de contención) en la ladera de la montaña (Figura 26).

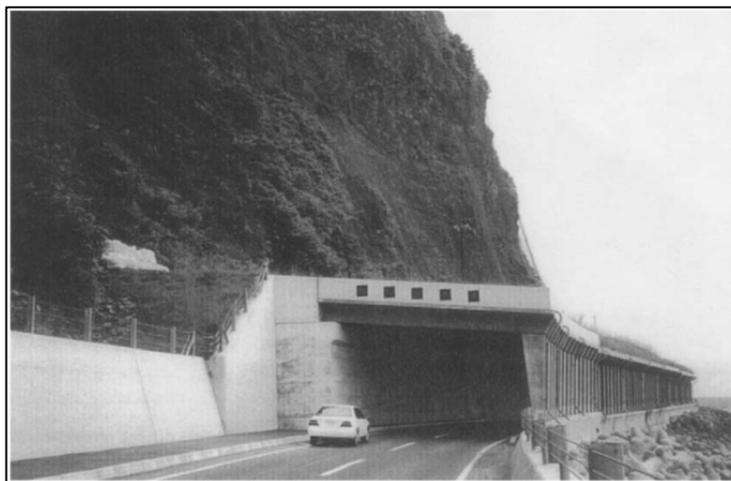


Figura 26. Ejemplo de túnel falso del tipo PC
Fuente: Kishi et al., 2002

Así mismo, se pueden diferenciar dos tipos de marcos de PC factibles: marco en L invertido y marco completamente rígido. Para el primero la viga y la columna están fijados a la parte superior de la pared lateral y a la fundación, respectivamente. Mientras que para el segundo, la viga y la columna también son fijadas entre sí.

Ambos tipos de marcos de PC han tenido muy buen comportamiento ante eventos e incluso en Japón, el marco en L invertido es el más aplicado por su facilidad de construcción. Es por esto que Kishi et al. (2002) deciden llevar a cabo un estudio experimental a escala real, para observar la capacidad máxima de resistencia a impactos de los dos tipos de marcos de PC. A partir de ello encuentran que:

- El marco completamente rígido tiene más de 1,7 veces la capacidad de resistencia al impacto que el marco en L invertida, con referencia a la energía de impacto de entrada.

- El marco completamente rígido puede distribuir racionalmente las fuerzas seccionales sobre toda la estructura.
- El marco en L invertido y el marco completamente rígido diseñados según los procedimientos de ASD tienen más de tres y cinco veces el margen contra el colapso, respectivamente.

La fuerza de impacto transmitida se encuentra fuertemente relacionada con la respuesta de la estructura a la carga del impacto. Por lo tanto, para los túneles falsos de RC y PC, los cuales tienen una rigidez relativamente alta, su influencia puede ignorarse en la fuerza de impacto transmitida, si se mantiene en el rango elástico. Eso se demuestra a partir de los resultados de pruebas de caída de peso en una losa de concreto gruesa en el suelo, lo cuales son casi idénticos a las mismas pruebas a gran escala. Sin embargo, al acercarse la estructura a la falla, la rigidez disminuye, lo cual tiende a disminuir la fuerza de impacto transmitida a la estructura.

En comparación con los anteriores, la rigidez de las estructuras de acero es relativamente baja y la influencia de la respuesta del túnel sobre la fuerza de impacto es significativa. Es decir, la fuerza de impacto transmitida disminuye notablemente a medida que disminuye la rigidez. "Esta disminución de la fuerza va acompañada del correspondiente aumento en la duración de la fuerza de impacto, particularmente cuando la estructura se acerca al colapso" (Yoshida et al., 2007).

A pesar de que las estructuras de túneles falsos en acero resultan bastante eficientes en la absorción de impactos, su costo constructivo tiene gran peso en comparación con las estructuras de RC y PC. Por este motivo, resulta conveniente plantear ciertas características que deben de poseer las losas en concreto en cuanto a espesor, calidad del concreto y calidad del acero.

2.7.4.1 Espesor de la losa

El espesor de la losa es función del nivel de cargas al que está sometida la estructura, específicamente la energía de impacto del bloque y las cargas muertas que actúan de manera permanente sobre esta, tales como el peso propio de la losa y el peso de la capa de amortiguamiento. Además se debe considerar los residuos producidos por los deslizamientos o

caído de rocas. Es debido a este motivo, que no existe un espesor estándar que pueda ser aplicado a cada túnel falso, sino que es un proceso iterativo en el cual debe verificarse que el diseño de la losa cumpla con la resistencia requerida y con las especificaciones de los códigos estructurales de cada país.

En Costa Rica, los códigos estructurales utilizados son el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-2010) y las especificaciones del Comité 318 del American Concrete Institute (ACI 318S-14); no obstante, se debe verificar si estos aplican para el desarrollo de túneles falsos, ya que son obras de gran magnitud y nuevas en el país.

Un aspecto muy importante a verificar, es que la losa tenga la resistencia adecuada para evitar la falla por punzonamiento, ya que es el modo de falla más susceptible a ocurrir.

2.7.4.2 Calidad del concreto y del acero

La calidad del concreto está definida por su resistencia a la compresión simple ($f'c$) a los 28 días de fraguado y debe ser tal que cumpla con lo estipulado en las normas de diseño. Los túneles falsos, "debido a su condición de exposición y altas sollicitaciones por esfuerzos cortantes y compresivos, no se recomienda usar concretos inferiores a $f'c = 30$ MPa" (Rosales, 2012). Esto se demuestra en los ensayos experimentales llevados a cabo por Delhomme et al. (2003), Kishi et al. (2008) y Schellenberg (2009), en los que se utilizan concretos con resistencias de 24-35 MPa, 32.3 MPa y 30-40 MPa, respectivamente.

Asimismo, otras características como la durabilidad y una baja permeabilidad, son necesarias de garantizar durante el proceso constructivo. De modo que, el concreto se mantenga invariable durante su vida útil y pueda conservar la resistencia y los niveles de servicio requeridos. Para evitar cualquier tipo de fisuración que pueda afectar la respuesta de la losa, se recomienda el empleo de fibras de polipropileno fibrilado para controlar la microfisuración e incrementar su resistencia al impacto; además el uso de puzolanas o de aditivos ayudar mitigar la retracción y controlar la fisuración endógena.

En cuanto al acero de refuerzo, este debe ser diseñado siguiendo los códigos o normativas estructurales internacionales aplicadas anteriormente en túneles falsos, como lo es la normativa de Suiza (SIA), y posteriormente verificar o comparar con el CSCR-2010.

2.8. Galerías de protección estructuralmente disipantes

Debido a que unos de los mayores problemas que presenta los túneles falsos convencionales es el alto valor de peso muerto y la dificultad que se presenta en caso de reparación, existe un sistema basado en la disipación de la energía del impacto por la estructura solamente, es decir, sin una capa de amortiguamiento. Este sistema se conoce como galería de protección estructuralmente disipante (SDR, siglas en inglés) (Figura 27).

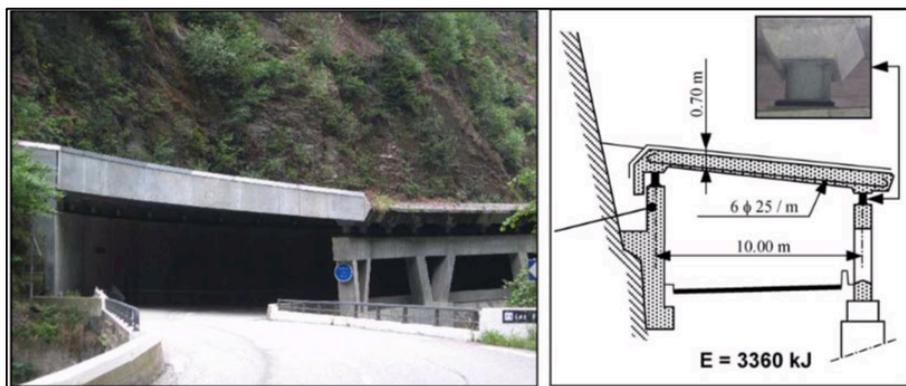


Figura 27. Galería de protección estructuralmente disipante (SDR)

Fuente: Delhomme et al., 2005

“La principal innovación del concepto SDR, es hacer que la losa trabaje en su rango plástico bajo impactos de alta energía, pero con una baja frecuencia de ocurrencia” (Delhomme et al., 2005). La energía de impacto es disipada directamente por la acción de la losa, siendo por medio de la fisuración del concreto y deformación de los refuerzos, para impactos en el centro, y por el pandeo de los fusibles (soportes), para impactos en los bordes. El objetivo de los fusibles, es que la losa no se apoye directamente sobre la estructura portante, de manera que sean estos cilindros metálicos los encargados de transmitir los esfuerzos desde la losa a la estructura y con ello absorber parte de la energía de impacto.

Para impactos de gran energía, puede que sea necesario realizar reparaciones en la zona afectada de la losa, ya sea demoliendo y reconstruyendo la zona afectada o el cambio de fusibles que se hayan pandeado. Para impactos de menor intensidad, los cuales son más frecuentes en Costa Rica, la losa no sufre daños plásticos y por lo tanto no son necesario reparaciones.

De las ventajas que presenta este tipo de estructuras son: i) una reducción significativa (aproximadamente 30%) en el espesor de la losa, ii) capacidad de soportar altas energías de impacto (1700-3600 kJ) y iii) una considerable reducción del peso muerto total, lo cual conlleva un ahorro económico en las cimentaciones. Delhomme et al. (2005), realizan un cuadro comparativo de un túnel falso convencional de Francia contra el sistema SDR, el cual se muestra a continuación.

Cuadro 5. Cuadro comparativo entre túnel falso convencional y SDR

	Túnel falso convencional	Túnel falso SDR
Energía de impacto	Máxima energía de impacto = 1800 kJ	Daño no irreversible = 1700 kJ Máxima energía de impacto = 3360 kJ
Extensión	10 m	10 m
Espesor de material granular	4.7 m	0 m
Espesor de losa	1 m	0.7 m
Peso muerto	100 000 kg/m	17 500 kg/m
Refuerzo de flexión	96 cm ² /m	40 cm ² /m
Mantenimiento	Imposibilidad de quitar los bloques del terraplén y de ensanchar el terreno	Posibilidad de llegar por encima de la losa para quitar los bloques y reparar

Hasta el momento se han construido dos túneles falsos de este tipo, ambos en el valle de Arly, en los Alpes Franceses. La primera de estas galerías fue diseñada en 1998, tiene cubierta plana y es capaz de aguantar energías de impacto de hasta 3360 KJ; y la segunda, construida en 2003 posee una cubierta con una inclinación del 50%, es capaz de resistir una energía de impacto de 16600 KJ (teóricamente) actuando con un ángulo de 30° respecto a la cubierta. Sin embargo, no existe mucha información respecto a esta última.

Para evaluar el comportamiento de la losa y los fusibles ante distintas condiciones, se realizó un estudio experimental a escala 1/3. El modelo se compone de una losa de 12 m de largo, 4.8 m de ancho y 0.28 m de espesor, apoyada sobre 22 fusibles. Se impacta por un bloque cuadrado de concreto reforzado de 450 kg, cayendo desde varias alturas y sobre distintos puntos de la losa. Los resultados encontrados son los comentados anteriormente.

Por otro lado, para dimensionar el túnel de una forma óptima y hacer un proceso de diseño "estándar", es necesario realizar un cálculo dinámico, tener en cuenta las características de los materiales frente a sollicitaciones dinámicas y considerar los daños aceptables que puede sufrir la losa frente a impactos de energías elevadas, además de la energía absorbida por los fusibles al plastificarse. Un modelo analítico que considere todos estos factores es bastante complicado de realizar, por ello Berthet-Rambaud et al. (2003) realizan un modelo numérico utilizando un modelo tridimensional de elemento finito. Los resultados obtenidos de este análisis demuestran concordar con las mediciones experimentales, además de representar los estados de daño bajo los diferentes casos de cargas. Por lo que los autores concluyen que es una herramienta poderosa para predecir el comportamiento de la estructura y puede llegar a utilizarse en el diseño.

A pesar de que este tipo de túneles falsos presentan buenos resultados e incluso es capaz de soportar mayores energías de impacto, existen ciertos criterios a tomar en consideración:

- Los ensayos experimentales fueron realizados a escala 1/3, lo que implica que puedan darse fenómenos de escala no considerados y con esto que la resistencia máxima (3360 kJ) no sea la esperada.
- Se mide solamente la fuerza absorbida por la losa y los soportes (fusibles), por lo que no se conoce la fuerza transmitida a las columnas y cimientos.
- Hasta el momento no existe información del comportamiento que han tenido los dos túneles falsos SDR construidos.
- Este tipo de túnel requiere de mayor mantenimiento y monitoreo después cada evento, por lo que hay que evaluar el costo económico que implican estas actividades.

2.9. Túneles falsos de México

Los túneles falsos construidos en México son muy diferentes a los vistos anteriormente. La metodología de diseño es más parecida al sistema de corte y relleno, muy utilizado para la construcción de túneles en zona urbana. La diferencia recae en que la excavación o el corte, ya esta realizado, debido a que es por donde pasa la carretera. Sin embargo, la construcción del túnel y el posterior relleno del mismo tiene los mismos principios.

Como se mencionó en el la sección 2.6.1, en el Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera de México, se detalla los aspectos a tomar en consideración para el análisis estructural del túnel y los parámetros del proceso de modelización por medio de la metodología de elemento finito. No obstante, no se explica el proceso ni las formulaciones que se necesitan para obtener la fuerza de impacto y la fuerza de impacto transmitida a la estructura.

La sección transversal del túnel falso es semi-circular, igual a la forma en herradura comúnmente utilizada en túneles. Se comprende de la zapata (cimentación), el hastial (pared) y la bóveda (techo) (Figura 28), generalmente de concreto pretensado o reforzado. Los espesores varían según la condiciones y los requerimientos de la zona donde se utilicen, ya que el manual no especifica ningún valor óptimo o fijo.

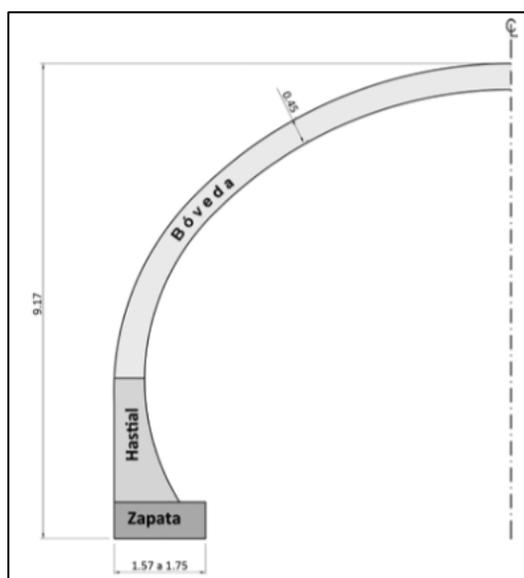


Figura 28. Sección transversal del túnel falso mexicano
Fuente: Sánchez & Suárez, 2020

En cuanto al material granular sobre la estructura, se distingue tres tipos: i) material de filtro, ii) material confinante y iii) material de restitución (Figura 29).

- i) **Material de filtro:** Se coloca en la parte más baja del relleno, justo a la par del cimiento y tiene como función captar el agua que se filtre a través y conducirla hacia fuera de la obra o hacia el sistema de desagüe; suele estar compuesto por grava de granulometría uniforme (GP) y tamaño máximo de 1", sin compactar y de espesor de 30 cm aproximadamente.
- ii) **Material confinante:** Es el más importante de los materiales que componen al relleno y el que le dará la rigidez y la resistencia final a la obra. A manera de ejemplo, el manual plantea lo siguiente: "Material seleccionado compuesto por un 30% de grava bien graduada (GW) de tamaño máximo 3", 50% de arena bien graduada y 20% de limos de baja plasticidad; compactado por medios ligeros al 97% de su MVSM" (Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2016). Además se debe verificar el módulo de rigidez por medio de pruebas de placa in situ.
- iii) **Material de restitución:** Se compone de material de escombro limpio sin compactar, a menos que se desee colocar otra obra sobre la estructura.

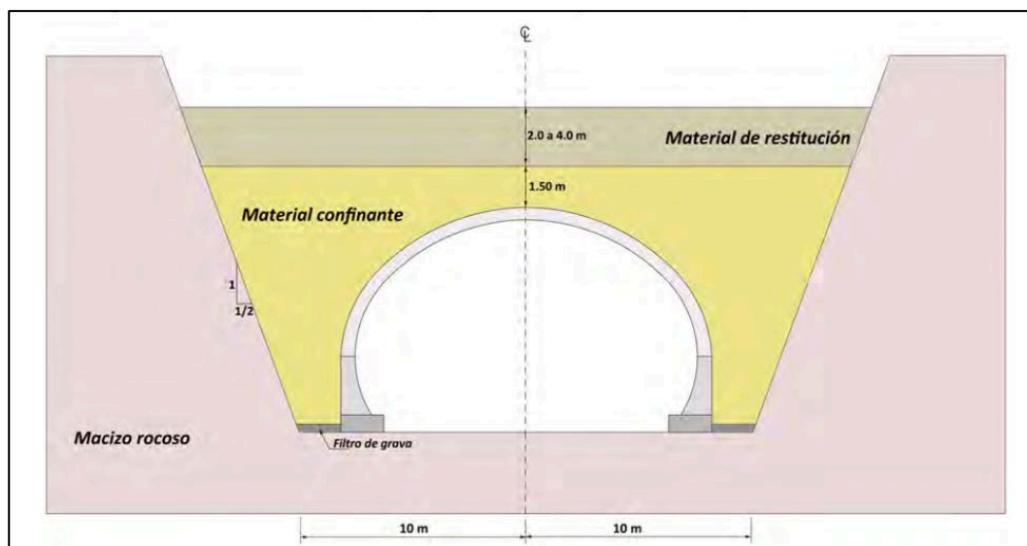


Figura 29. Ejemplificación de modelo de relleno
Fuente: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2016

Un factor muy importante a considerar durante el proceso constructivo es la asimetría que tendrán las cargas al final del proceso de colocación de los rellenos de la parte superior, por lo que es de suma importancia que la zona de relleno confinante se lleve a cabo a la perfección, tanto en términos de la calidad de los materiales y la compactación, como de la total simetría en la colocación de las capas.

Según el análisis expuesto en el manual de diseño y construcción, los resultados más importantes que se obtienen son los elementos mecánicos y los desplazamientos en la estructura. Además en el documento realizado por Sánchez & Suárez (2020), apoyado en el manual, se ejemplifica el proceso para el túnel falso de Ixtepec, y se llega a la conclusión de la importancia de llevar a cabo un control deformacional de la estructura del túnel falso, mediante mediciones de convergencias durante todo el proceso de relleno y compactación. De este modo establecer si el comportamiento se está dando dentro de los márgenes esperados, o si existe alguna situación que amerite la revisión o toma de medidas de corrección.

2.10. Sugerencias de diseño y construcción para túneles falsos

Aunado a toda la información respecto al cálculo de la fuerza de impacto, el espesor y material de la capa de amortiguamiento y al tipo de losa que mejor se adapta a los requerimientos estructurales, existen ciertas consideraciones de diseño y construcción que se deben tomar en cuenta para lograr el comportamiento y la resistencia deseada de la estructura. Entre estos se encuentran los coeficientes de seguridad, la cimentación, el muro de retención y la ductilidad global de la estructura.

- Coeficientes de seguridad

Existe poca información respecto a los coeficientes de seguridad que se deben de utilizar y a las situaciones de cálculo a considerar en el dimensionamiento de la estructura. No obstante, la guía de diseño suiza especifica que dependiendo del tipo de evento que suceda, ya sea normal o accidental y dependiendo de si la acción de caída de roca es primaria o secundaria, los valores deben ser los siguientes:

- $\gamma_Q = 1.3$ en los casos que la acción de caída de roca es primaria.
- $\psi = 0$ en los casos que la caída de roca es secundaria a un evento normal.

- $\psi_{acc} = 0$ en los casos que la caída de roca es secundaria a un evento accidental.
- $\psi = 1$ en los casos donde las acciones de carga combinadas de la capa de suelo y los depósitos naturales en la estructura son secundarias a la acción de desprendimiento de rocas.

La simbología utilizada depende según sea el tipo de acción de caída de roca, para primaria es γ_Q y para secundaria es ψ ; y en los casos de un evento accidental se utiliza el subíndice acc.

Para los casos normales, los valores de masa y velocidad del bloque corresponden a fenómenos de frecuencia elevada. La determinación de la masa y la velocidad del bloque se realizará, por métodos probabilísticos a partir de la observación de fenómenos recurrentes, y la fuerza de impacto asociada a los mismos debe ser considerada como una acción variable. Para el caso accidental, la caída de bloques es de alta intensidad y muy baja frecuencia, por lo que se fijan valores extremos probables por métodos determinísticos en función de las observaciones realizadas en el campo. Por lo que la guía dicta que la incertidumbre que presentan los valores de la masa (m) y la velocidad (v) del bloque impactante debe estar ya incluida en los valores especificados por el geólogo, y por lo tanto no se debe aplicar el coeficiente de seguridad.

Estos coeficientes son aplicados para el cálculo de la fuerza de impacto, sin embargo también existirán los coeficientes de seguridad aplicados a los elementos estructurales y a la cimentación, los cuales se aplicaran siguiendo la normativa internacional o nacional utilizada.

- Cimentación

La información acerca de las consideraciones a tomar en el diseño y construcción de la cimentación son bastante reducidas, ya que en los estudios realizados a través de los años, el objeto de investigación ha sido principalmente el cálculo de la fuerza de impacto de peso y transmitida, la capa de amortiguamiento y la losa de techo. Esto a su vez se ha visto reflejado en los estudios experimentales, en los que la influencia de la cimentación es despreciable, debido a que fueron realizados a escala de 1/4, 1/3 o laboratorio, principalmente.

En el documento "Rockfall Sheds: Application of Japanese Designs in North America" (Yoshida et al., 2007), se comenta que la cimentación se divide en la cimentación del lado del valle

(exterior) y la cimentación del lado de la montaña (interior). La cimentación exterior deberá poseer un relleno granular de aproximadamente 3 m de espesor, debajo de la línea de cimentación y de ser posible cimentado sobre roca para proporcionar la capacidad de carga requerida. Sin embargo, debido a las dificultades del lugar y que la operación del tráfico no permite el tiempo suficiente para excavar el relleno, construir la base sobre roca y luego reconstruir el relleno y la carretera, los cimientos se deben apoyar en pilares de roca perforados a través del relleno en el lecho rocoso (Figura 30). La carga que actúa sobre esta base comprende la carga muerta de la estructura que llega desde las columnas, la carga viva de los impactos y la fuerza horizontal aplicada al muro contra choques (si se utiliza).

La cimentación interior, es la base del muro de retención y al igual que la exterior, debe ser construida sobre roca y asegurada con anclajes. También, requiere soportar las mismas cargas muertas y vivas que actúan sobre la cimentación exterior, más la fuerza horizontal aplicada al muro de retención por el empuje del terreno.

- Muro de retención

El muro de retención es una estructura continua que soporta las vigas del techo y que retiene el relleno, el talud y las fuerzas producto de la presión del agua. Incorpora anclajes a la pared de la montaña, ya sea lecho rocoso o suelo. Para la conexión con las vigas del techo, Yoshida et al. (2007) recomiendan que se forme una junta articulada que comprenda de cuatro pasadores de acero de 46 mm de diámetro unidos al hormigón por agujeros rellenos de cemento, con una almohadilla de goma de neopreno entre el muro y la viga del techo. Es importante que para el diseño y construcción se sigan las medidas indicadas en el Código de Cimentaciones de Costa Rica y que además se considere las cargas vivas producto de los impactos de roca o deslizamientos.

- Ductilidad de la estructura

Durante la etapa de diseño de la estructura del túnel falso, se debe buscar el comportamiento dúctil de sus elementos, es decir, una alta capacidad de deformación antes de la fractura. Jacquemoud (1999) menciona que mecánicamente, los picos de esfuerzo (tensión o compresión) deben ser absorbidos con un daño reducido, mejorando la capacidad última de soporte de la estructura.

Para asegurar este comportamiento en las columnas, dicho autor también recomienda colocar refuerzo anti-impactos en los puntos de soporte, además de un refuerzo helicoidal en la cabeza (Jacquemoud, 1999). Para las losas, la ductilidad se puede mejorar mediante un adecuado refuerzo en el eje y.

Durante el evento de caídos de roca, se desarrolla una acción secundaria ("back-kick") producto del impacto principal. La magnitud de este evento puede alcanzar hasta un 50% de la carga estática de reemplazo, por lo que los enlaces de las zonas de apoyo deben diseñarse para soportar este tipo de esfuerzos.

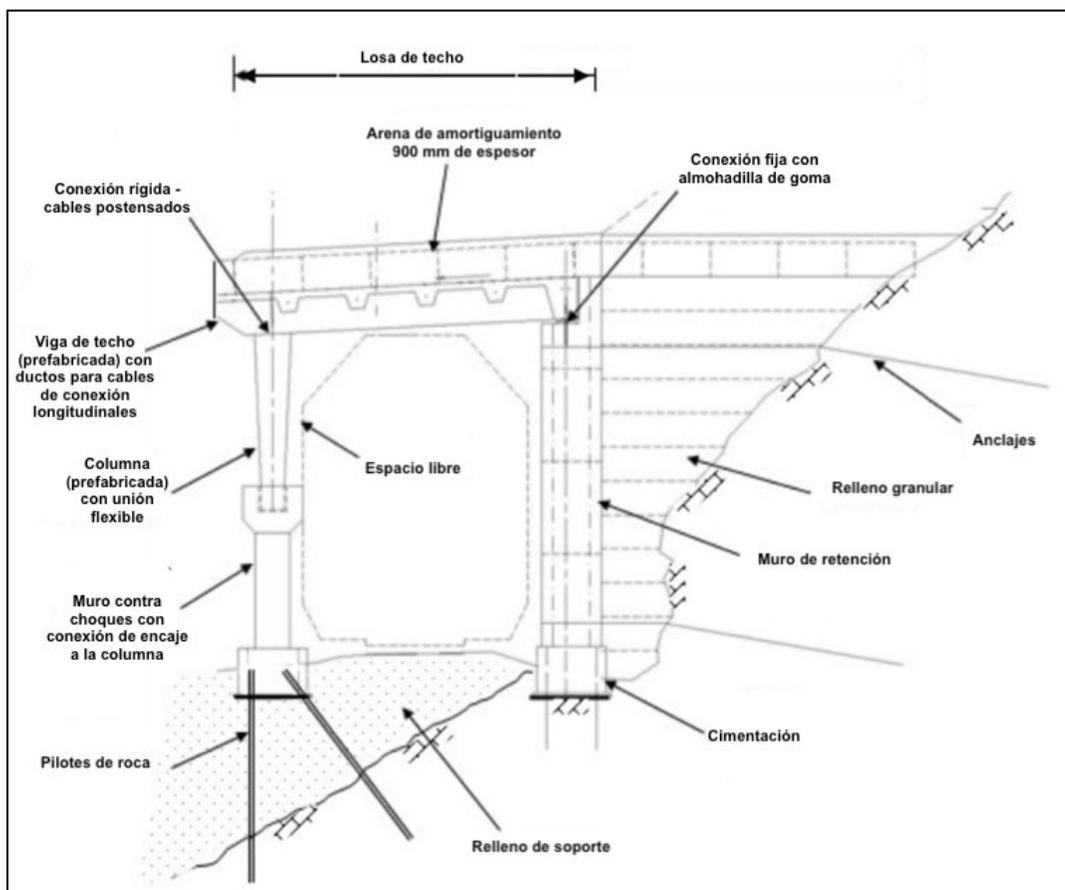


Figura 30. Sección transversal del diseño propuesto por "Rockfall Sheds: Application of Japanese Designs in North America"

Fuente: Modificado de Yoshida et al. (2007)

2.11. Evaluación Multicriterio

La toma de decisiones multicriterio se debe entender como un "mundo de conceptos, aproximaciones, modelos y métodos, para auxiliar a los centros decisores a describir, evaluar, ordenar, jerarquizar, seleccionar o rechazar objetos, con base en una evaluación (expresada por puntuaciones, valores o intensidades de preferencia) de acuerdo con varios criterios" (Colson & de Bruyn, 1989).

En el capítulo 4 de esta investigación, se hace uso de la Evaluación Multicriterio (EMC) como metodología para la selección del túnel falso que mejor se adapte a las condiciones del tramo escogido para cada ruta. De esta manera, tomar una decisión objetiva por medio del desarrollo de una matriz de decisión y la asignación de pesos a variables o criterios que se consideran importantes para la selección del túnel. Zeleny (1982) comenta que, la evaluación multicriterio permite a los responsables de la toma de decisiones, elegir o clasificar alternativas en función de una evaluación de acuerdo con varios criterios. Las decisiones se toman con base en otras compensaciones o compromisos, entre una serie de criterios que están en conflicto entre sí.

La mayoría de las metodologías de EMC consisten en una primera etapa en la identificación de las alternativas y criterios para el desarrollo de la matriz; seguido de la agregación de las distintas puntuaciones o valores de los criterios, con el uso de algún procedimiento de agregación (la aplicación de alguna técnica o modelo de evaluación) específico, tomando en cuenta la preferencia de los decisores y la información existente para cada criterio. Después se identifica el vínculo entre las partes a partir del orden jerárquico o de importancia del problema a través de métodos de ponderación de variables y análisis jerárquico. Finalmente se toma una decisión racional, al comparar entre las diferentes alternativas de acuerdo con los pesos obtenidos.

Actualmente existen una gran variedad de métodos que se han desarrollado con el pasar de los años, de los cuales existen tres que son de los más antiguos y utilizados por presentar buenos resultados:

- Método de Ordenación Simple
- Método de la Entropía
- Método CRITIC

Entre los métodos más recientes y que presentan buenos resultados, se encuentran el Proceso Analítico Jerárquico (AHP, siglas en inglés) y Proceso Analítico en Red (ANP, siglas en inglés), pero su desarrollo y análisis resulta más complicado.

Para esta investigación en específico, se utilizan los métodos de Entropía y CRITIC, debido a que la información con la que se cuenta es apropiada para su uso, son métodos de fácil desarrollo y entendimiento y presentan históricamente buenos resultados (Aznar & Guijarro, 2012).

- Método de la Entropía

Este método fue propuesto por Zeleny (1982) como un método objetivo de cálculo de los pesos de los criterios y "parte del supuesto, de que un criterio tiene mayor peso cuanto mayor diversidad hay en las evaluaciones de cada alternativa y además, su cálculo se realiza a partir de los valores que adquieren los distintos criterios que se van a ponderar" (Calvo, 2013).

La aplicación del método sigue estos pasos. Primeramente se debe normalizar los valores de los criterios, esto se puede realizar por distintos métodos, siendo el más común la normalización por la suma (este proceso se puede observar en el capítulo 4). Luego se calcula la entropía (E) de cada criterio aplicando la siguiente expresión:

$$E_j = -K * \sum_i a_{ij} \log a_{ij} \quad (10)$$

$$K = \frac{1}{\log m} \quad (11)$$

Donde:

- E_j Entropía del criterio j
- a_{ij} Valor normalizado de la alternativa i y el criterio j
- K Constante dependiente del número de alternativas
- m Número de alternativas

La entropía calculada será mayor cuanto más similares son los a_{ij} considerados. Por lo que a partir de E_j , se calcula la diversidad.

$$D_j = 1 - E_j \quad (12)$$

Finalmente se obtiene la ponderación o peso de cada criterio, por medio de la normalización por la suma de la diversidad.

$$w_j = \frac{D_j}{\sum D_j} \quad (13)$$

Donde:

- w_j Ponderación del criterio j
- D_j Diversidad del criterio j

- Método CRITIC

Este método fue presentado por Danae Dakoulaki en el año 1992; consiste en que "el peso de un criterio es tanto mayor cuanto mayor sea su varianza (mayor desviación típica), y cuanto mayor información diferente a la de los otros criterios aporte (menor coeficiente de correlación entre columnas)" (Aznar & Guijarro, 2012).

Con el fin de que las magnitudes sean comparables se normaliza previamente, transformándolas a valores entre 0 y 1. Luego se calculan la desviación estándar y los coeficientes de correlación.

La desviación estándar de cada criterio se obtiene aplicando la fórmula estadística conocida.

$$S_j = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (X_j - \bar{X})^2}{n - 1}} \quad (14)$$

Donde:

- S_j Desviación estándar del criterio j
- X_j Valor normalizado del criterio j
- \bar{X} Media del conjunto de valores X_j
- n Número de criterios

Los coeficientes de correlación se calculan utilizando la fórmula de Coeficiente de Correlación de Pearson.

$$r_{jk} = \frac{cov(j, k)}{s_j * s_k} \quad (15)$$

Donde:

r_{jk}	Coeficiente de correlación de los criterios jk
s_j	Desviación estándar del criterio j
s_k	Desviación estándar del criterio k
$cov(j,k)$	Covarianza de (j,k)

Por último el peso de para cada criterio es calculado haciendo uso de la valores encontrados.

$$w_j = s_j * \sum (1 - r_{jk}) \quad (16)$$

Donde:

w_j	Ponderación del criterio j
-------	----------------------------

Al final de aplicar cada una de las metodologías se tendrán tantas valoraciones de los criterios como métodos se hayan utilizado, por lo tanto aparece el problema sobre cuál de estos valores ha de considerarse como válido o adecuada sobre los demás. Para resolver este problema se utiliza la Distancia Manhattan.

- Distancia Manhattan

Esta metodología de función de distancia se basa en el concepto de distancia introducido por Minkowsky y el axioma de Zeleny, el cual indica que "Dadas dos soluciones posibles en el espacio de los objetivos f_1 y f_2 la solución más adecuada será aquella que se encuentre más próxima al punto ideal" (Zeleny, 1973).

La definición general de distancia se representa mediante la ecuación:

$$L_p = \left[\sum_{j=1}^n |x_{ij} - x_{kj}|^p \right]^{1/p} \quad (17)$$

Donde:

- L_p Valor de distancia según p
- x_{ij} Valor promedio normalizado de la alternativa i y el criterio j
- x_{kj} Ponderación encontrada del criterio j según el método k

El valor de p es definido por las diferentes distancias, siendo las más comunes:

- $p = 1$. Distancia Manhattan o Norma L1
- $p = 2$. Distancia Euclidiana o Norma L2
- $p = \infty$. Distancia Cheysev o Norma L ∞

Para el caso de esta investigación se considera solamente la distancia Manhattan debido a que en el trabajo de Yoon (1987), se mide la credibilidad de las diferentes métricas llegando a la conclusión de que la métrica L1 es la más creíble.

Por lo tanto, para la selección de los pesos encontrados a partir de los dos métodos de ponderación, se escoge el valor cuya distancia al ideal (promedio de los valores reales) sea más pequeña, es decir aquel método cuya distancia Manhattan sea la menor.

- Suma Ponderada

Finalmente, como lo que se desea es encontrar la alternativa más favorable o que cumpla en mayor medida con los criterios de decisión, se utilizan los pesos de la metodología seleccionada como adecuada, y se realiza el método de la Suma Ponderada; que permite ponderar una serie de alternativas en función de un grupo de criterios, a partir de la siguiente expresión:

$$W_i = \sum_{j=1}^n (w_j * x_{ij}) \quad (18)$$

Donde:

- W_i Ponderación final obtenida de cada alternativa
- w_j Peso de cada criterio obtenido por uno de los métodos de ponderación
- x_{ij} Valor de la alternativa i para cada criterio j

Capítulo 3. Caracterización geológico-geotécnica de las rutas nacionales 32 y 27

Este capítulo se compone por una caracterización geológico-geotécnica, climatológica y sísmica de la RN-32 y RN27, la identificación de tramos vulnerables a deslizamientos o caídos de rocas y la selección del tramo a utilizar para la evaluación de implementación de túneles falsos.

3.1. Introducción

Las zonas montañosas tropicales suelen ser muy susceptibles a sufrir problemas de inestabilidad, debido a poseen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia, los cuales son la topografía escarpada, meteorización, sismicidad e intensas lluvias. En consecuencia, las carreteras que atraviesan estas zonas tienden a presentar los mismos riesgos, que además se ven incrementados al realizar los cortes para la construcción de las mismas.

Cordero et al. (2009) menciona que los taludes de corte y relleno han demostrado ser los puntos más vulnerables de infraestructura vial de montaña. Donde factores como el mal diseño, construcción y mantenimiento tienden a influir severamente en la ocurrencia y recurrencia de los desastres. Los eventos más comunes tienden a ser deslizamientos y caído de rocas, dependiendo de la geología y tipo de suelo.

Por esta razón, en el presente capítulo se hará una revisión de los documentos e investigaciones realizados por las instituciones públicas y privadas del país, en cuanto a la caracterización geológico-geotécnica de las rutas nacionales 27 y 32, la identificación de tramos con problemas de inestabilidad y el riesgo que representa para la estructura vial y los conductores, principalmente.

Estas rutas han sido seleccionadas para la evaluación, debido a su carácter de carretera de montaña, presentar casos recurrentes de problemas de inestabilidad y su importancia económica para el país a nivel portuario, turismo y vial, como se menciona en el apartado 1.1.2, lo que las convierte en puntos estratégicos para una posible implementación de túneles falsos.

Además, los problemas de inestabilidad han sido un inconveniente desde hace varios años atrás. Para el caso de la RN-27, los problemas se vienen dando desde el segundo de mes de apertura de la carretera y ha sido una constante con el pasar de los años. Mientras que en la RN-32, la situación viene a ser prácticamente la misma, "la carretera se inauguró el 28 de marzo de 1987 y para el 01 de abril de 1987 ya se reportaron deslizamientos de rocas y lodos" (Madrigal, 1997).

3.2. Ruta Nacional 32

La RN-32, oficialmente llamada Carretera Braulio Carrillo, comprende desde el cruce de "La República" en San José, hasta el centro de Limón, con una extensión de aproximadamente 156 km. Su construcción se realizó entre 1979 y 1987, debido a la necesidad que representaba para el país una carretera que disminuyera el tiempo de viaje desde la capital hasta los puertos de Moín y Limón y que además, fuera apta para los vehículos pesados debido a que las rutas alternas de Sarapiquí y Turrialba no eran las más adecuadas.

Sin embargo, a pesar de los grandes beneficios obtenidos en el tiempo de viaje, la sección que atraviesa el Parque Nacional Braulio Carrillo, específicamente el tramo Túnel Zurquí-Río Sucio (Figura 2), ha representado un riesgo para todos aquellos que la transitan; esto es debido a las fuertes pendientes de los taludes, combinado con el clima altamente lluvioso, ha provocado una frecuencia elevada de deslizamientos a lo largo de la carretera.

3.2.1. Características geológicas-geotécnicas

La RN-32, específicamente el tramo San José-Río Sucio, se encuentra conformado por distintas unidades geológicas, las cuales según el "Atlas Geológico Gran Area Metropolitana" (Denyer & Kussmaul, 1994), se pueden indentificar: lavas de la formación de La Cruz, depósitos de Avalancha Ardiente, lahares y cenizas, formación Candelaria, formación Carraigres, formación Pacagua, formación Peña Negra, formación Turrúcares y formación San Miguel. La edades van desde el Pleistoceno hasta el Mioceno Superior, con una conformación derivada de procesos volcánicos, por lo que destacan lavas, flujos piroclásticos, brechas, lahares y cenizas.

La sección que va desde el túnel Zurquí hasta el puente del Río Sucio, se identifica como un complejo volcánico compuesto por lavas balsáltico-andesíticas de la Paleo-Cordillera Volcánica Central.

“Los tipos de suelos característicos de la zona son de origen volcánico, derivados principalmente de cenizas volcánicas y de la meteorización de rocas volcánicas, siendo sus características geotécnicas determinadas principalmente por el contenido de cenizas y su grado de alteración” (Cordero et al., 2009).

Según el estudio realizado por Bogantes et al. (2002), el tramo de interés atraviesa dos tipos de suelos, el volcánico limoso y el volcánico arcilloso (V2w y V3w) (Figura 31), ambos pertenecientes a un grupo denominado como, suelos en zonas húmedas. Estos se caracterizan por poseer humedades naturales muy altas, alrededor del 100% o incluso superiores. Los valores de N_{SPT} de esta zona frecuentan ser nulos o menores a 5, por lo que son suelos de consistencia muy blanda.

La alta humedad de los suelos es debido a las características climáticas de la zona, donde la precipitación promedio anual puede alcanzar valores de hasta 5000 mm. Además, es importante mencionar que debido a la topografía accidentada y a la alta precipitación, se da lugar a la formación de un alto número de caídas de agua (cascadas).

Por lo tanto, a pesar de la poca información referente a las propiedades geotécnicas de los suelos que constituyen a la zona del Braulio Carrillo, en cuanto ángulo de fricción, cohesión, peso unitario, otros; al conocer que los suelos son producto de procesos erosivos y volcánicos, con un posible alto contenido de cenizas, se puede esperar que la resistencia al cortante sea bastante baja. Esto, aunado a la alta humedad, propicia la formación de planos de falla en los taludes de altas pendientes y en consecuencia los deslizamientos del tipo flujo de detritos, característicos del tramo.

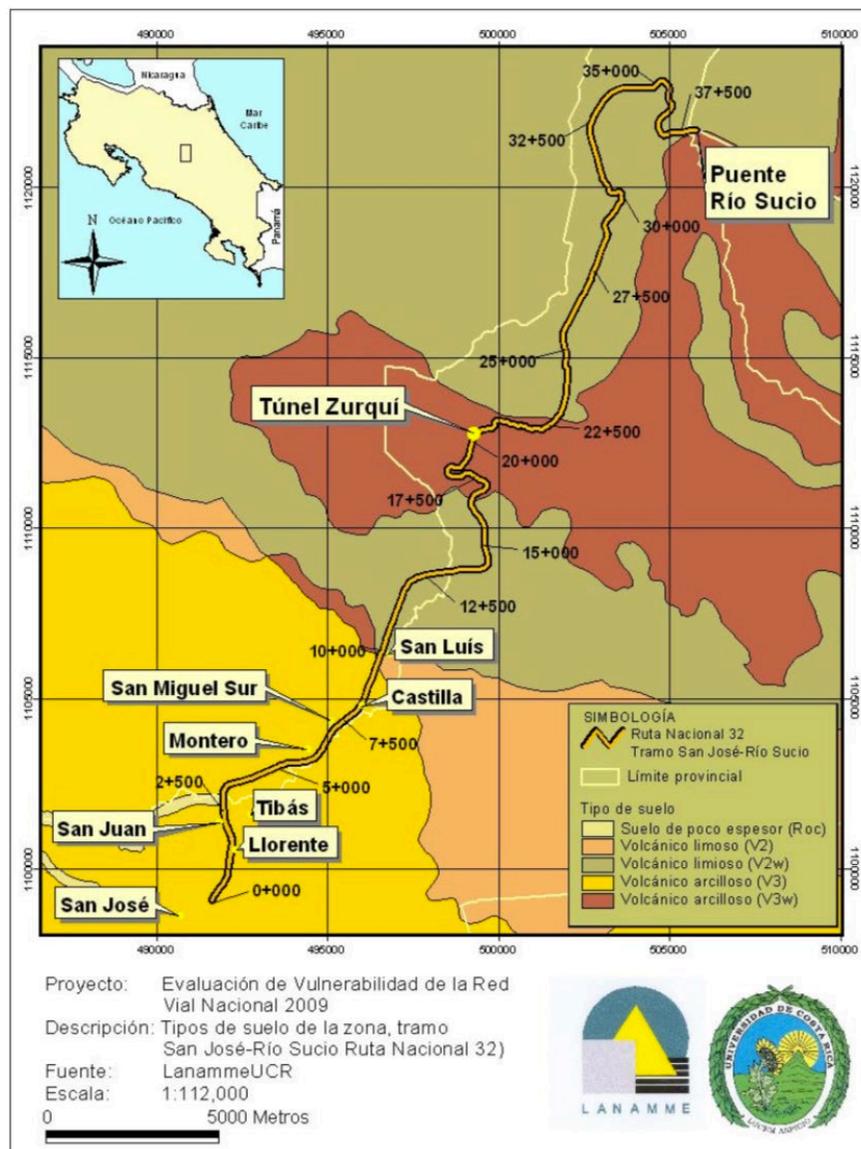


Figura 31. Tipos de suelo de la zona
 Fuente: Cordero et al., 2009

3.2.2. Información climatológica

Como ya se ha mencionado, las condiciones de precipitación y humedad para la RN-32 son bastante elevadas, principalmente para la sección que atraviesa el Parque Nacional Braulio Carrillo (PNBC). Según el "Plan de Manejo del Parque Nacional Braulio Carrillo" (ACCVC & Onca Natural, 2005), en el parque se presenta una precipitación anual variada, con un rango de 2660 mm muy cerca del límite sur del área y 5734 mm al año en el Cerro Zurquí, dentro del parque (Cuadro 6).

Cuadro 6. Régimen de precipitación en diferentes estaciones dentro y alrededores del PNBC

Estación	Altitud (msnm)	Promedio anual (mm)	Período	Mes más lluvioso	Mes menos lluvioso
Cerro Zurquí	1500	5734.6	1989-1993	Diciembre	Setiembre
San Miguel-Sarapiquí	500	4595.7	1960-2004	Julio	Marzo
La Palma	1463	4324.8	1937-1995	Julio	Febrero
La Selva-Sarapiquí	40	3945.8	1990-2003	Julio	Marzo
Los Cartagos	2050	3540.7	1967-2002	Octubre	Marzo
Monte de la Cruz	1700	3218.1	1967-2003	Octubre	Febrero
Sacramento	2260	3036.8	1967-1991	Octubre	Febrero
Zurquí	1470	2721.6	1971-1995	Octubre	Marzo
Cascajal	1728	2660.3	1971-2000	Setiembre	Marzo

Fuente: ACCVC & Onca Natural, 2005

Si se toma en cuenta la zonificación climática propuesta por Orozco (2007), esta carretera cruza por dos distintas regiones, Caribe Alta (CA) y Caribe (C). La región del Caribe es atravesada principalmente por la sección de la carretera después del PNBC, donde la elevación media es de 175 m.s.n.m, caracterizada por las altas temperaturas, precipitaciones y humedad.

Por otro lado, la región de Caribe Alta posee una elevación media de 1411 m.s.n.m, cuenta con precipitaciones por orografía durante todo el año, presenta el mayor régimen de humedad del país y la mayor cantidad de días de lluvia, con una época lluviosa de 11 meses y una época de transición de 1 mes. Además se caracteriza por la presencia de neblina casi perenne para elevaciones entre los 600 y 1500 m.s.n.m. A diferencia de la mayoría de las regiones, en las de C y CA, el mes comúnmente más lluvioso es Diciembre.

En cuanto al régimen térmico, se alcanza sus máximos en el Caribe, con una temperatura constante que ronda los 30 °C para todo el tramo de planicie. Las temperaturas mínimas se dan en la entrada al PNBC, con valores inferiores promedio anuales cercanos a los 15 °C. Mientras que al interior del parque se registran valores mínimos de temperatura de 8 °C.

3.2.3. Sismicidad

Los eventos sísmicos es uno de los principales factores detonantes de los deslizamientos, ya que pueden producir fracturación, remoldeo, aumento de presión de poros y por consiguiente, disminución en la resistencia al corte del suelo, licuación y generación de fuerzas de tipo dinámico sobre las masas de talud.

Suárez (1998) menciona que la ocurrencia de un deslizamiento relacionado con un sismo, depende de la intensidad de este y de otros factores topográficos, geológicos e hidrogeológicos. Además, se ha demostrado que la mayoría de los grandes deslizamientos ocurridos, se relacionan a eventos sísmicos de gran magnitud en el Cinturón de Fuego del Pacífico.

Costa Rica por su parte, es un país con una frecuencia sísmica importante, esto por encontrarse en una zona de subducción de placas, donde interactúan tres grandes placas tectónicas: Cocos, Caribe y Nazca. A través de los años, han existido contables sismos que han afectado considerablemente la infraestructura del país (edificios, casas, carreteras, entre otros), donde la mayoría de las ocasiones han involucrado vidas humanas.

Desde la culminación de la construcción de la RN-32, han ocurrido eventos con magnitudes que alcanzan los 7 Mw en la escala Richter, e intensidades de VI en la escala de Mercandelli Modificada (MM).

A partir del trabajo realizado por Ruiz et al. (2018), se pueden resumir los principales sismos ocurridos con intensidades iguales o superiores a III, con sus respectivas rangos de aceleración pico máximas (PGA_{max}); los cuales se obtienen de los valores de intensidad MM, a partir de la fórmulas propuestas para Costa Rica por Linkimer (2008) (Cuadro 7).

Cuadro 7. Resumen de los principales eventos sísmicos con intensidad MM igual o superior a III desde la construcción de la RN-32

Fecha	Sismo	Magnitud (Mw)	Intensidad MM en la zona de montaña de la RN-32	PGA en la zona de montaña e la RN-32
23/10/2012	Nosara	6.3	III	4.9-15.0
05/09/2012	Sámara	7.6	V	36.0-84.7
13/05/2011	Acosta	5.8	IV	13.3-40.3
08/01/2009	Cinchona	6.2	VI	80.3-146.7
20/11/2004	Damas	6.2	IV	13.3-40.3
25/12/2003	Puerto Armuelles	6.5	IV	13.3-40.2
31/07/2002	Burica	6.2	III	4.9-15.0
20/08/1999	Quepos	6.9	IV	13.3-40.3
22/04/1991	Limón	7.7	VI	80.3-146.7
22/12/1990	Piedras Negras	6	V	36.0-84.8
25/03/1990	Patillos	7	V	36.0-84.7

Fuente: Modificado de Ruiz et al., 2018

Es evidente que a mayor magnitud del sismo, mayores son las posibilidades de incidencia de inestabilidad en los taludes, especialmente si la profundidad del epicentro es baja. Por lo que una combinación de estos dos factores aumentaran la probabilidad y el tamaño del deslizamiento (Cuadro 8).

Cuadro 8. Posibilidad de deslizamiento causados por sismos

Magnitud del sismo	Tipo de deslizamiento producido
4.0	Caídos de roca, deslizamientos de roca, caídos de suelo y alteración de masas de suelo.
4.5	Deslizamiento de translación, rotación y bloques de suelo.
5.0	Flujos de suelo, esparcimientos laterales, deslizamientos subacuáticos.
6.0	Avalanchas de roca.
6.5	Avalanchas de suelo.

Fuente: Suárez, 1998

Por otro lado, algunos de los deslizamientos más grandes ocurridos en la historia son debido a actividad volcánica, ya que previo a la erupción del volcán, se producen sismos de pequeña magnitud relacionados con el ascenso del magma debajo del volcán. Estos deslizamientos suelen estar relacionados físicamente con la erupción y coinciden con grandes explosiones en la cima del volcán. Sin embargo, a pesar de que este no es el caso para la RN-32, el tramo del Braulio Carrillo se encuentra rodeada por volcanes como el Barva, Irazú y Turrialba, siendo este último el que ha presentado mayor actividad recientemente.

Existe otro factor muy importante, y es que la zona de estudio se ubica cercano a cuatro fallas geológicas, la cuales son (ACCV & Onca Natural, 2005):

- Falla geológica río Sucio: Posee cerca de 14 km de longitud. Tiene su origen cerca de la desembocadura de la quebrada Enmedio en el río Sucio, hasta llegar al puente sobre este mismo río.
- Falla geológica río Hondura: Tiene aproximadamente 15 km de largo y finaliza cerca de las faldas de cerro Carrillo, colindante a la RN-32.
- Falla geológica Alto La Palma – río Patria – río General: Mide alrededor de 20 km de largo, atraviesa la subcuenca del río Zurquí y se encuentra casi paralela a la falla río Hondura, atravesando ambas el parque nacional.
- Falla geológica río Gacho – río Patria: Con una longitud de aproximadamente 8 km, atraviesa transversalmente las fallas río Hondura y Alto La Palma, así como el Bajo de la Hondura, el río Zurquí y la RN-32.

Aunado a esto, existen dos zonas de frecuencia de sismos ya definidas en el trabajo realizado por ACCV & Onca Natural (2005). La primera, llamada "Zona Sísmica Alto de la Palma – río Corinto", tiene una extensión aproximada de 6700 Ha y es atravesada por las fallas geológicas río Sucio, río Hondura, río Cacho – río Patria. La mayor parte del área es montaña densa, sin embargo, se encuentra relativamente cerca del Centro Operativo Zurquí y la Ruta Nacional 32.

La segunda, denominada "Zona Sísmica Antiguo Puesto Carrillo", ubicada cerca del antiguo puesto de guarda parques de Carrillo. Posee una extensión mucho menor, de tan solo 800 Ha y es atravesada por la falla Alto La Palma - río Patria – río General. Además esta zona es atravesada por la RN-32, por aproximadamente 3km, justo donde se encuentra el lugar de mayor riesgo de deslizamiento (zona 4), que se describe más adelante.

3.2.4. Tramos vulnerables ante deslizamientos

Como ya se ha mencionado anteriormente, la RN-32 ha presentado problemas de inestabilidad en sus taludes prácticamente desde su apertura. Por esta razón, la Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional, del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR), desarrolló una evaluación de la vulnerabilidad ante deslizamientos que presenta el tramo San José-Río Sucio (Cordero et al., 2009).

Debido a que los deslizamientos no presentan un período de retorno fijo, la evaluación ante de la amenaza de ocurrencia se vuelve más complicada; esto conlleva a que la valoración se limite a evaluar la susceptibilidad y la magnitud del evento. Por este motivo, el LanammeUCR a partir de la metodología del "ángulo crítico" desarrollada por Vargas & Garro (2006), analiza el tramo en cuestión.

La metodología del ángulo crítico, es una propuesta para la zonificación de la susceptibilidad ante deslizamientos, la cual se apoya en mapas topográficos, geológicos y en un inventario de deslizamientos ocurridos. A partir de esta información y con la ayuda de Sistemas de Información Geográfica (SIG), se busca el ángulo de la pendiente en donde se presente la combinación crítica de espesor de suelo residual, resistencia y pendiente, conocido como ángulo crítico.

El análisis estadístico de las zonas deslizadas permite determinar el valor promedio de ángulo crítico y su desviación estándar, una vez con estos parámetros, se definen las pendientes que correspondan a las distintas probabilidades de falla. Dependiendo de la probabilidad, así será los distintos niveles de exposición de amenaza, como se muestra en la Figura 32.

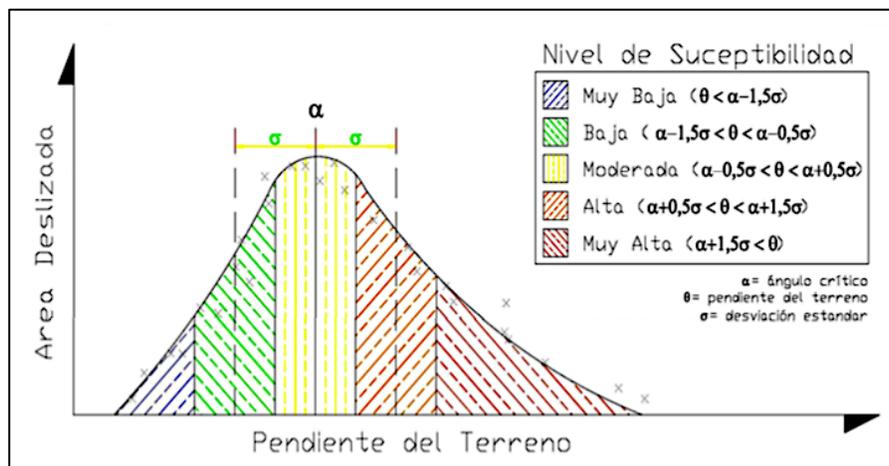


Figura 32. Curva de distribución probabilística de datos para definir susceptibilidad al deslizamiento

Fuente: Vargas & Garro, 2006

Según el catálogo de deslizamientos de la Unidad de Evaluación de la Infraestructura Vial Nacional, obtenido a partir de información en visitas de campo en el 2009, y del "Informe Técnico Deslizamientos, aspectos hidrológicos trayecto Túnel Zurquí-Río Sucio "Carretera Braulio Carrillo" DPM-INF-176-97" (Madrigal, 1997), se generaron los siguientes mapas de deslizamientos (Figura 33 y Figura 34).

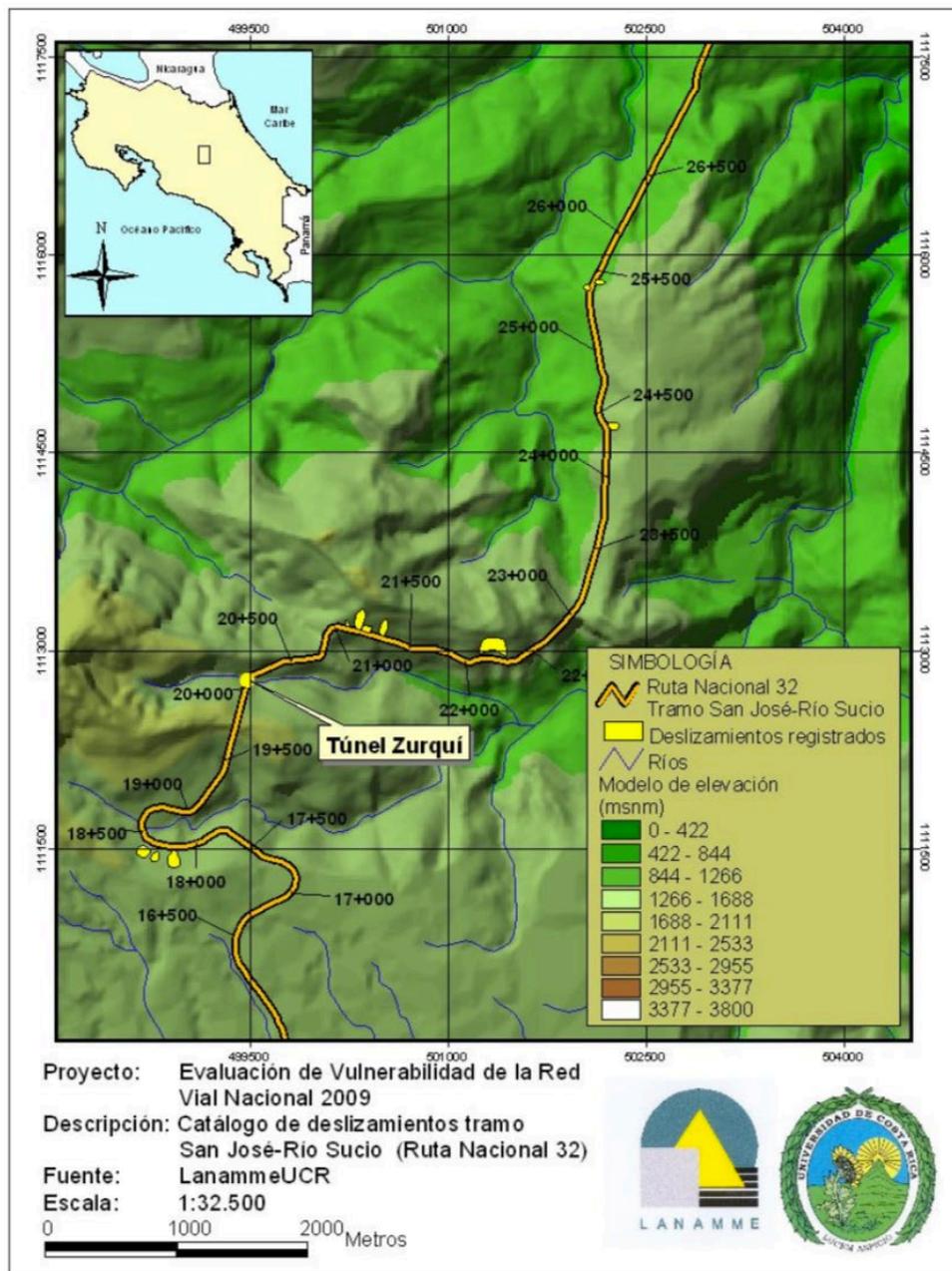


Figura 33. Catálogo de deslizamientos RN-32 del LanammeUCR en 2009
 Fuente: Cordero et al., 2009

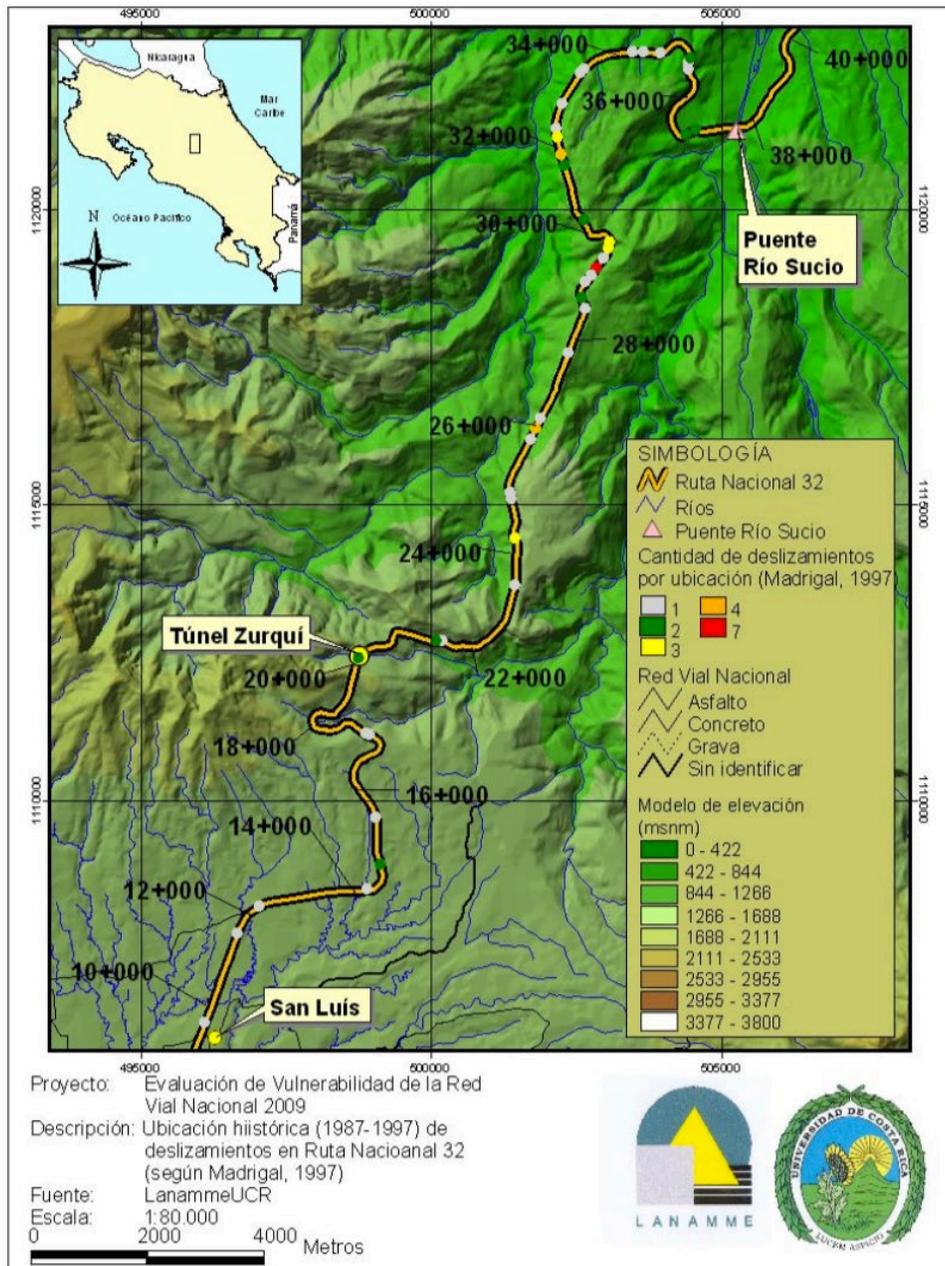


Figura 34. Deslizamientos en la RN-32 periodo 1987-1997
Fuente: Cordero et al., 2009

Al aplicar la metodología de ángulo crítico, se logra obtener los rangos de susceptibilidad ante deslizamientos y el mapa asociado (Cuadro 9 y Figura 35). A partir de este mapa y los anteriores, se puede observar como las zonas con mayor tonalidad amarilla, naranja y roja, son aquellas donde ya se han presentado deslizamientos anteriormente; entre las cuales se destacan los tramos que contienen los estacionamientos: 21+000-21+500, 22+000-22+500, 29+000-30+000, 31+500-32+000 y 37+500-38+500.

Cuadro 9. Rangos de susceptibilidad de deslizamiento para la geología del tramo analizado

Geología	Rangos	Susceptibilidad	Angulo Promedio	Desviación Estándar
Lavas basálticas- andesíticas/ aglomeradas	0.0-24.0	Muy Bajo	36.2°	8.1°
	24.0-32.1	Bajo		
	32.1-40.2	Medio		
	40.2-48.3	Alto		
	>48.3	Muy Alto		

Fuente: Cordero et al., 2009

Este no es el caso para el estacionamiento 29+000 y sus cercanías, ya que según el mapa realizado a partir del inventario de deslizamientos entre 1987-1997 (Figura 34), esta zona ha sido golpeada por un gran número de eventos, incluso teniendo el valor máximo de 7. Mientras que al observar el mapa de susceptibilidad a deslizamientos (Figura 35), los colores que tiñen esta ubicación son mayoritariamente verdes, con un poco de amarillo. Por lo tanto esto permite deducir que la razón de ocurrencia de los eventos no son debidos al ángulo de pendiente de los taludes que lo conforman, ya que solamente este factor y la geología son tomados en consideración en la metodología de ángulo crítico. Por ende otros factores como la lluvia, vegetación y las fallas geológicas pueden ser los detonantes de dichos eventos.

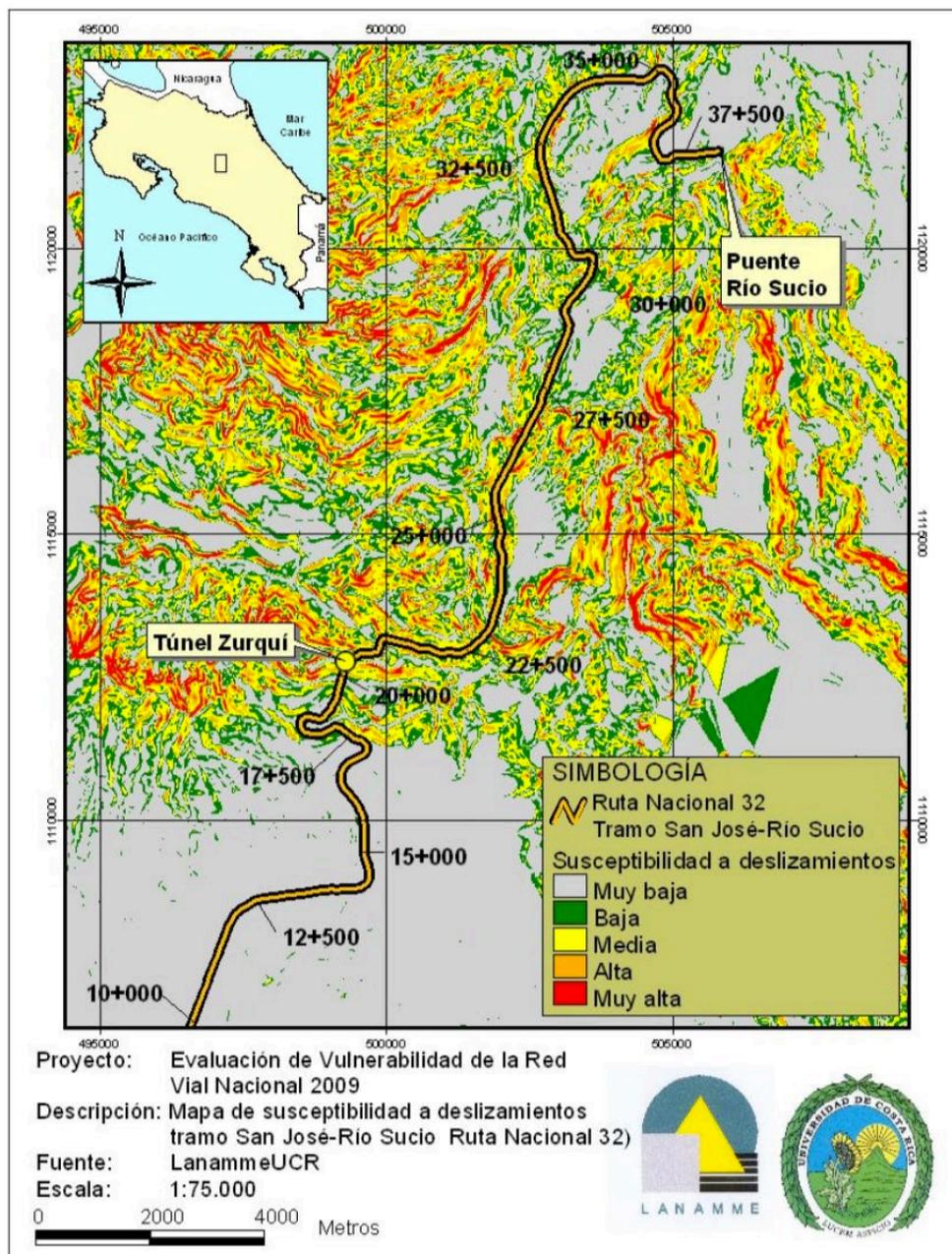


Figura 35. Mapa de susceptibilidad a deslizamientos RN-32
Fuente: Cordero et al., 2009

Por otro lado, en el "Plan de Manejo del Parque Nacional Braulio Carrillo" (ACCVC & Onca Natural, 2005) se identifican cuatro zonas con alta frecuencia de deslizamientos, tres calificadas de amenaza intermedia y una zona de amenaza alta.

- **Zona 1 (Intermedia)**

Ubicada en el límite sur del parque, con una extensión de aproximadamente 9km. Dentro de esta distancia se encuentra el Centro Operativo Zurquí, el Túnel Zurquí y el sitio conocido como La Ventana.

Presenta amenaza de caída de rocas y lodo de las cumbres de los cerros, además presenta alta probabilidad de represamiento de cauces en las partes superiores con eventuales formaciones de avalanchas y flujos de lodo. En época lluviosa se puede observar en el sitio gran cantidad de caídas de agua.

Cercano a esta zona atraviesan las fallas geológicas río Gacho – río Patria, con rumbo SO y Alto La Palma - río Patria – río General, con rumbo NE.

- **Zona 2 (Intermedia)**

Esta zona se encuentra a unos 7.5km al norte del túnel Zurquí y posee una extensión de 6km. El sitio conocido como La Montura, forma parte del tramo.

Para esta zona y la zonas 1 y 3, los deslizamientos suelen ser de menor tamaño que en la zona 4, donde la mayoría de ocasiones el volumen desplazado es poco, favoreciendo una rápida eliminación de los obstáculos de la carretera. Sin embargo, existe la posibilidad de que ocurran deslizamientos de gran magnitud, que incluso pueda impedir el libre paso a los vehículos.

- **Zona 3 (Intermedia)**

Se localiza a 15km del túnel Zurquí, con una extensión de 1.5 km. Forma parte de un área conocida como área de incidencia de sismos. Además, muy cerca de su ubicación pasa la falla Alto La Palma - río Patria – río General. Al límite sur de esta zona se encuentra el sitio conocido como antiguo Puesto Carrillo.

- **Zona 4 (Alta)**

Esta zona se ubica aproximadamente a 16 km del túnel Zurquí hasta unos 3.5 km antes del puente sobre el río Sucio. Se caracteriza por poseer afloramientos de roca volcánica fracturada y taludes de gran altura, donde en caso de ocurrencia de pequeños deslizamientos, se puede

propiciar que el material de la parte superior del talud se desprenda, originando deslizamientos de lodos, rocas de mayor magnitud y el arrastre de la cobertura vegetal. Debido a la fracturación de las rocas, producen una vulnerabilidad en periodos lluviosos, ya que filtración del agua por las fisuras de las rocas, ejerce una presión mayor entre los bloques provocando debilidad y el posterior desprendimiento de material.

Además la zona se encuentra en el área de incidencia de sismos "Zona Sísmica Antiguo Puesto Carrillo", donde cerca atraviesa la falla Alto La Palma - río Patria – río General.

Cercano al año de publicación del Plan de Manejo del PNBC (2005), se habían presentado desprendimientos pequeños de roca y lodo en el último kilómetro antes de llegar al puente sobre el río Sucio.

A partir de la zonificación presentada por ACCVC & Onca Natural (2005) según informes del CNE (Comisión Nacional de Emergencias, 1995) y por Cordero et al. (2009) según la metodología del ángulo crítico, se puede rescatar la siguiente información:

- Las zonas 1, 2 y 3 de amenaza intermedia, concuerdan relativamente con el mapa de susceptibilidad a deslizamiento. Para estas zonas, las tonalidades son principalmente amarillo, naranja y rojo, lo que las identifica como áreas de susceptibilidad media-muy alta. Existe una alta frecuencia de deslizamientos de poca magnitud, pero con la posibilidad de evolucionar a una mayor amenaza, pudiendo impedir el libre tránsito.
- La zona 4, identificada de amenaza alta, se puede observar en el mapa de susceptibilidad como el tramo cercano al puente sobre el río Sucio, en el cual sobresalen el color rojo y naranja.
- Debido a que la información está basada en registros de deslizamientos desde el año 1897 hasta el año 2009, es necesario realizar visitas de campo para verificar el estado actual de los taludes a lo largo de carretera y determinar cuales son los tramos afectados.

Según las visitas de campo realizadas, se identifica los siguientes puntos donde han ocurrido deslizamientos recientemente (Figura 36, Figura 37, Figura 38 y Figura 39).



Figura 36. Escombros de deslizamiento en zona 4



Figura 37. Roca fracturada en la parte superior del talud, zona 4



Figura 38. Zona de deslizamiento entre zona 2 y 3



Figura 39. Deslizamiento en zona 2, aproximadamente entre el km 22+000 y 24+000

El evento de mayor volumen ocurrido en los últimos años, fue en junio del año 2015, el cual desapareció prácticamente la calzada a lo largo de unos 100 m, en el km 29+000. El deslizamiento produjo el movimiento de aproximadamente 4000 m³ de material, que también tuvo continuación ladera abajo por uno cuantos cientos de metros más (Figura 40).



Figura 40. Deslizamiento en kilómetro 29+000 en junio del 2015
Fuente: Benemérito Cuerpo de Bomberos de Costa Rica, 2015

En cuanto al presente año, se destaca el incidente del 13 de marzo en el km 24+000. Evento que obstruyó el paso de la carretera por aproximadamente todo un día (Figura 41). Lo más preocupante de este deslizamiento fue su ocurrencia durante la época la seca, por lo que se esperaba más deslizamientos para la época lluviosa. Más adelante el 14 de Abril, hubo otro evento de tamaño considerable, que obligó a cerrar la ruta durante casi dos días, especialmente por la cantidad de arboles caídos producto del deslizamiento. El más reciente a la fecha de creación de esta investigación se dio el 23 de Julio, donde se presentaron múltiples eventos a lo largo de la ruta debido a la fuertes lluvias; se contabilizaron 4 de mediano volumen, que provocaron el cierre total de la carretera durante todo el día.



Figura 41. Deslizamiento del 13 marzo, 2021
Fuente: Corrales, 2021

3.3. Ruta Nacional 27

La RN-27 inicia en la esquina sureste del Parque Metropolitano La Sabana (Est. 0+000) y finaliza cerca del puerto de Caldera (Est. 76+620). Posee una longitud total de 76.8 km, compuesta por tres tramos: San José - Ciudad Colón (14.2 km), Ciudad Colón–Orotina (38.8 km) y Orotina – Puerto Caldera (23.8 km).

Los últimos trabajos en la carretera iniciaron el 09 de enero de 2008 y se inauguraron el 27 de enero de 2010. La obra comprendió mejoramientos de los tramos 1 y 3 ya existentes, y la construcción de un tramo nuevo (tramo 2). El proyecto fue concesionado a Autopistas del Sol S.A.. Sin embargo, años más tarde esta vende la mayoría de sus acciones a la empresa española llamada Glovalvía, actualmente encargada de administrar los trabajos en la carretera.

El 15 de febrero del 2010, exactamente 19 días posterior a su apertura, producto de las intensas lluvias ocurrió una serie de desprendimientos de rocas, que obligaron al cierre de la carretera. Seguido a este evento sucedió otro similar el 23 de febrero y luego otro de mayor tamaño el 23 de mayo; manteniéndose su desarrollo a través de los años hasta el presente.

Es importante mencionar que la mayoría de los problemas de inestabilidad de taludes ocurridos, se han dado en el tramo 2, ya que "los tramos entre San José – Ciudad Colón (14,2 km), y entre Orotina-Caldera (23,8 km) fueron mejorados y ampliados por el concesionario y no se han reportado problemas de estabilidad desde la inauguración de la ruta. Inclusive, desde hace varios años no se presenta este tipo de problemas en estos sectores, excepto por inestabilidad de algunos rellenos ubicados entre Orotina y la salida hacia Jacó" (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2010). Por este motivo se hará mayor énfasis en el análisis y caracterización del tramo mayormente afectado o tramo 2.

3.3.1. Características geológicas-geotécnicas

Para entender los problemas de estabilidad que se originan a lo largo de esta carretera, es necesario conocer todos aquellos factores que promueven la ocurrencia de estos eventos, como lo son la topografía, el contexto geológico y las características geotécnicas intrínsecas a cada formación geológica.

Desde el punto de vista topográfico la RN-27 está comprendida por zonas de bajas pendientes para los tramos 1 y 3 y de zonas de montaña de altura considerable, con pendientes de gran inclinación y taludes en suelo y roca (principalmente), para el tramo 2.

Las formaciones geológicas están constituidas por materiales de origen volcánico, particularmente vulcanismo del Mioceno – Pleistoceno, que por naturaleza presentan propiedades geotécnicas con una alta variabilidad. Entre los materiales volcánicos que conforman estas formaciones se encuentran tobetas, areniscas, brechas e ignimbritas de Mioceno – Inferior y Superior, lavas, tefrijaas, ignimbritas y tobas del Pleistoceno (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2010).

Según el informe realizado por LanammeUCR (2010) "Evaluación de las condiciones de ladera: Est. 39+000 a Est. 53+000, Tramo II Carretera San José-Caldera, Ruta Nacional 27", las unidades litoestratigráficas que atraviesa el tramo 2 y sus características son las siguientes, según se muestran en la Figura 42:

- *Formación Esparza (Tp-e)*: Compuesta por clastos centimétricos, angulosos a subredondeados, con un máximo de 50 centímetros; lavas andesíticas porfiríticas con megacristales de plagioclasa, o bien con gran cantidad de piroxenos; lavas vesiculares, cuarzo lechoso y tobas. Algunos de los clastos presentan alteración hidrotermal y representan un 30% del total de la roca, flotando en una matriz arcillosa (70%) café rojiza. El espesor de esta formación puede alcanzar los 50 metros, aunque puede ser tan delgada como 1 o 2 metros.
- *Formación Orotina (Qv-o)*: Ignimbritas no estratificadas, con fragmentos de pómez de tamaño variable.
- *Formación Grupo Aguacate (Tva)*: Compuesta totalmente por rocas volcánicas. Su litología cubre todos los ámbitos de rocas volcánicas como lavas, andesíticas y basálticas, tobas e ignimbritas, así como aglomerados y brechas. Presenta algunas fracturas de plano casi vertical y rumbo N23°W, N30°W, N60°W y N55°W.

Las rocas sanas de esta formación son duras y resistentes y presentan casi ningún problema de estabilidad o capacidad soportante. Sin embargo, al sufrir procesos de meteorización su comportamiento es similar al comportamiento de un suelo, variando sus parámetros con el grado de avance del proceso de degradación. En forma generalizada, la capa de meteorización apenas supera los veinte metros de espesor, ocupando la misma una posición paralela a la superficie topográfica actual. Con mucha frecuencia presenta secciones que han sufrido fuerte actividad hidrotermal, encontrándose en ellas, como fenómeno común, diversos grados de arcillificación, básicamente caolinización, fenómeno que redundará en un empeoramiento significativo del comportamiento de la roca como medio soportante.

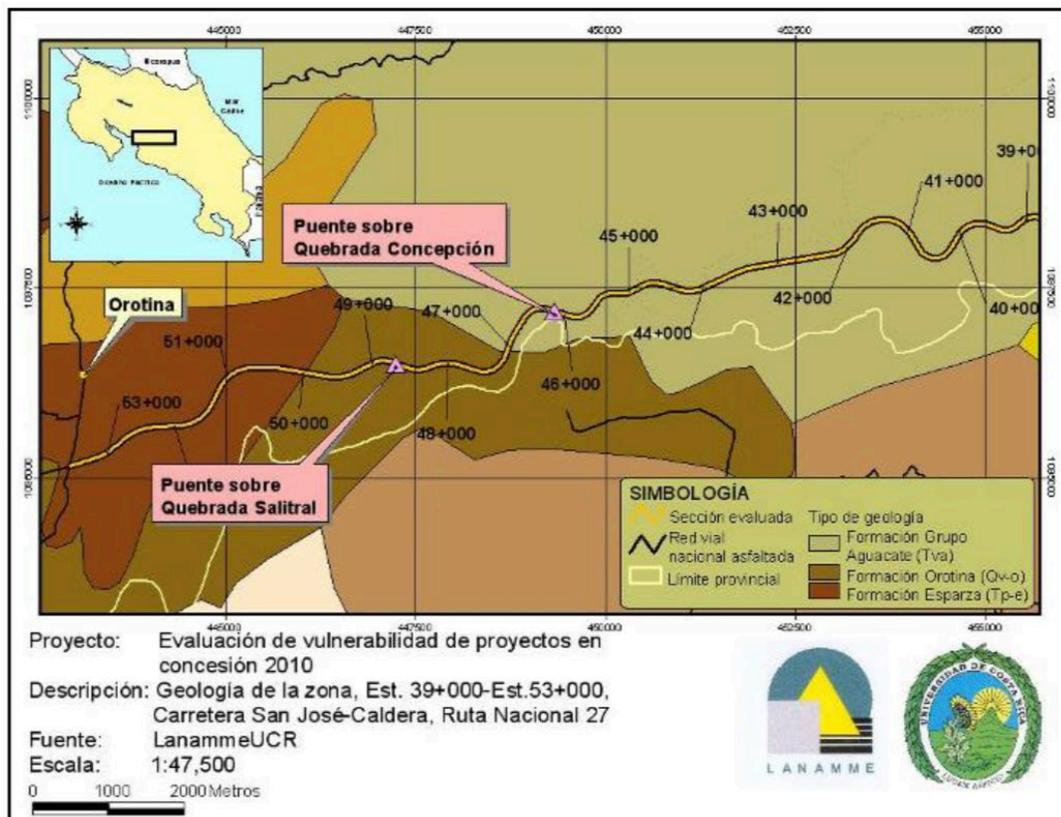


Figura 42. Formaciones geológicas que atraviesa el tramo 2 RN-27

Fuente: LanammeUCR, 2010

La heterogeneidad de los materiales y la anisotropía de sus propiedades, producen un comportamiento geotécnico variable. Para el caso de las brechas su matriz es pobremente cementada, le imprime a la roca una alta susceptibilidad a la erosión incluso en condición seca. Aunado a esto, la alteración producto del hidrotermalismo en materiales como las brechas, tobas y tefras generan zonas de debilidad, debido a la disminución de la resistencia al cortante. Este debilitamiento compromete la estabilidad de taludes con altas pendientes y de gran altura.

Para el caso de las lavas e ignimbritas, la orientación que presentan sus fracturas es en la mayoría de los casos desfavorables para la estabilidad de los taludes, con la presencia de modos de fallas como el volcamiento y la formación de cuñas. En considerables ocasiones los estratos de lavas fracturadas e ignimbritas aparecen en la parte más alta de los taludes y sobreyacen los materiales blandos, aumentando la amenaza del evento.

Bogantes et al. (2002) mencionan que para la zona de análisis, se pueden encontrar dos tipos de suelos:

- Suelos residuales rojizos: Suelos residuales de gran desarrollo, con un espesor de capa superior a los 2 m. Es un material con grado de alteración VI que se puede desarrollar a partir de cualquier roca madre y en cualquier clima. Los óxidos de hierro son los que le dan la coloración y mineralógicamente predominan minerales arcillosos caoliníticos. Son arcillas limosas de alta plasticidad, clasificados según SUCS como MH y con límites líquidos superiores al 70%. Su principal problema radica en su susceptibilidad a fenómenos de inestabilidad de taludes como reptación y deslizamientos superficiales.
- Suelos de poco espesor: Suelos poco desarrollados por la existencia de un material resistente a poca profundidad, generalmente menos de 60 cm. Cuando se encuentran en zonas montañosas el suelo prácticamente no existe y se encuentra roca alterada superficial, usualmente con un grado de alteración IV a V del perfil típico de suelo residual y grado de alteración de roca. Según la formación geológica y de las condiciones locales, pueden presentarse deslizamientos en roca. Además se caracteriza por ser de muy baja permeabilidad, ya que las fracturas usualmente se encuentran llenas de minerales arcillosos.

3.3.2. Información climatológica

El clima de una región, en especial la intensidad lluviosa, es un tema de importancia a tomar en cuenta en los análisis de taludes en zonas de montaña, ya que el agua es el factor más común asociado a fallas en taludes.

Según Orozco (2007), el tramo de análisis atraviesa la región denominada como Golfo de Nicoya y Llanura Guanacasteca (GNG). Esta zona se caracteriza por tener las temperaturas promedio más altas del país, con zonas muy secas; además de poseer las intensidades de lluvia más altas del país, pero la menor cantidad de días de lluvia. En época seca presenta velocidades de viento muy altas, lo que promueve la erosión de los suelos en la cara del talud.

Esta zona cuenta con un índice de humedad promedio de 0.58, lo que se clasifica como región seca, con tan solo 4 meses de época seca durante el año. Presenta una precipitación promedio anual de 1911 milímetros y 172 días de lluvia.

Las variables térmicas promedios anuales se caracterizan por ser de 33°C de temperatura máxima, 26°C de temperatura promedio y 15°C de temperatura mínima.

En este apartado no se incluyen todas las ondas tropicales y los huracanes que azotan al país año a año y durante diversas ocasiones. Sin embargo, no dejan de representar un problema mayor, debido a las grandes cantidades de agua que cae durante periodos de tiempo muy cortos.

3.3.3. Sismicidad

Como se había mencionado anteriormente, los sismos son uno de los principales detonantes de deslizamientos y caída de rocas, debido al aumento de los esfuerzos y la disminución de la resistencia al corte de los suelos. Los deslizamientos ocurridos producto de estos eventos tienden a ser poco profundos, pero cubren áreas relativamente grandes y tienen la cualidad de que después de ocurrido el sismo, se continúan presentando deslizamientos aislados de materiales que fallan en un proceso más lento.

Suárez (1998) menciona que la fracturación o agrietamiento del suelo y de los macizos rocosos, se presentan como un efecto directo de los esfuerzos inducidos por un sismo en áreas con diversas intensidades de la onda sísmica. Su ocurrencia se observa especialmente en la corona de taludes de alta pendiente y en los escarpes semi-verticales de terrazas cementadas y erosionadas. La magnitud de agrietamiento va a depender de factores como la cercanía al epicentro, características topográficas y la geología de la zona.

Desde la inauguración de la RN-27 en el 2010, han ocurrido cinco sismos de magnitud considerable: Cóbano (2010) con una magnitud de 5.2 Mw, Acosta (2011) de 5.8 Mw, Dominical (2012) de 5.7 Mw, Sámara (2012) de 7.6 Mw y Nosara (2012) de 6.3 Mw. A pesar que todos estos eventos se dieron en regiones bastante cercanas a la carretera y con intensidades superiores a V, no se tienen datos reportados sobre deslizamientos importantes

en el tramo de análisis. No obstante, no deja de ser un factor de importancia, debido a la posible formación de grietas que debiliten la superficie del talud y promuevan planos de fallas para futuros deslizamientos.

3.3.4. Tramos vulnerables ante deslizamientos

Como se ha mencionado la RN-27 consiste de tres tramos, sin embargo desde el momento de su apertura el tramo 2 ha sido el que más problemas ha presentado en cuanto a estabilidad de taludes. Dentro de este tramo, se ha podido localizar zonas específicas (kilómetros) que cuentan con mayor riesgo. Para localizar estos puntos se tomará como base los reportes de inspección realizados por LanammeUCR (2010), Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional (2011), Asociación Costarricense de Geotécnica (2010) y Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional (2020); aunado a publicaciones de noticias nacionales y de visitas de campo para corroborar la información.

A partir de las evaluaciones realizadas, se destaca que los movimientos en los taludes se dan principalmente por el tipo de falla de desprendimiento y caída de rocas. A pesar de ello, siempre existe la posibilidad de que sucedan otros tipos de fallas como deslizamientos, producto de las lluvias. Además existen otros factores que influyen negativamente a la estabilidad, como lo son la alteración hidrotermal del sector de Salitral, la gran variabilidad de los materiales atravesados por la carretera, el potencial de degradación de los macizos rocosos volcánicos y el problema de manejo de aguas por lo pronunciado de las pendientes y extensión de las laderas.

Según los informes realizados por la Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional del LanammeUCR, desde el año 2010 hasta el año 2020, se han identificado 22 puntos con problemas de inestabilidad y alta susceptibilidad a deslizamientos o caída de rocas. No obstante, se hará mención solamente las zonas que posean taludes de gran altura, con alto de riesgo de fallamiento o que presenten eventos pasados y donde la intervención con el sistema de protección de túneles falsos sea la más adecuada.

- Estacionamiento 37+500

Este punto se localiza al costado derecho de la carretera, en sentido San José-Caldera. El talud está conformado por lavas y brechas, con presencia de condiciones de meteorización intensas en algunas zonas. Existen gran heterogeneidad en los materiales, con presencia de materiales granulares fáciles de desgranar debido a la erosión y bloques de tamaño considerable (métrico).

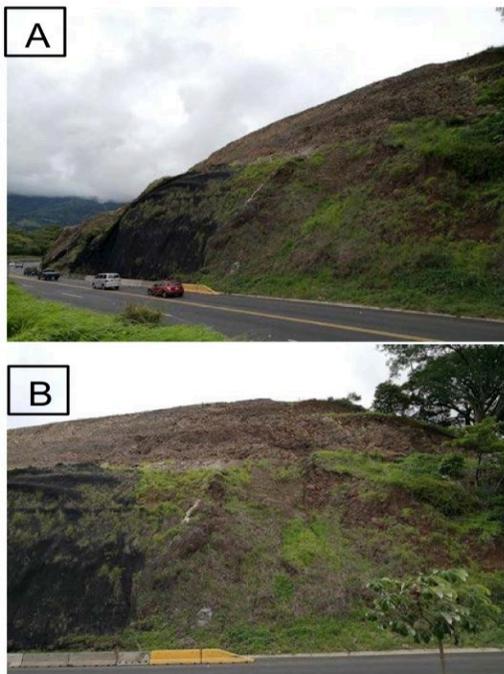


Figura 43. Condición del talud en km 37+500, año 2019
Fuente: Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional, 2020

Los bloques de mediano a gran tamaño son los que representan un mayor riesgo para la carretera, ya que el talud supera los 15 metros de altura. La energía cinética que puede adquirir los bloques a esta altura, tienen la capacidad de atentar contra la vida de los conductores.

En este talud fue donde ocurrió el primer fenómeno de caída de bloques después de inaugurada la carretera. Después del incidente se colocó una malla de alta resistencia de doble torsión, anclada contra el terreno con pernos cortos. Esta malla ya fue parcialmente eliminada debido a que su vida útil es bastante reducida en lugares con alta radiación y lluvias. Durante el año 2019 se realizaron varios cortes de material en la parte alta del talud (Figura 43), trabajos que para el presente año aun continúan (Figura 44).



Figura 44. Trabajos en km 37+500, abril 2021

Es importante resaltar la magnitud de los trabajos y la destrucción de la colina que se ha realizado por parte de concesionaria a través de los años, para poder solucionar los problemas de estabilidad del talud, lo que tiene una gran impacto visual y ambiental, aunado a un alto costo. Nótese las dimensiones de las rocas que son extraídas del talud (Figura 44).

- Estacionamiento 38+600

En esta sección el talud con problemas de estabilidad se localiza en el costado derecho de la carretera en sentido San José-Caldera. Ha sido un tramo con graves problemas desde el inicio de la obra, especialmente por la ocurrencia del Drenaje Ácido de Rocas (DAR). El DAR es un proceso de oxidación química y fenómenos físico-químicos asociados, que provocan la meteorización de la roca producto de la generación de ácido sulfúrico. Se caracteriza por valores de pH menores a 5, alcalinidad decreciente y acidez creciente, concentraciones

elevadas de sulfato, concentraciones elevadas de metales (disueltos o totales) y por darse en zonas con alteración hidrotermal.

La problemática del DAR para la estabilidad del talud, ha sido su capacidad para disminuir la resistencia de la rocas y principalmente por ser responsable de la oxidación y corrosión en el acero de refuerzo de las estructuras de estabilización y de la disolución parcial y debilitamiento del concreto (Figura 45). Aunado a esto, "las pendientes elevadas ($>55^\circ$) y el flujo de agua que recorre internamente los materiales propensos a generar DAR, generan un empuje hídrico sobre el concreto lanzado, las mallas y anclajes colocados en la zona" (Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional, 2020).

Al observar el estado del talud en el 2019 respecto al actual (Figura 46 y Figura 47), se puede notar como en el costado derecho se ha desprendido la cobertura de concreto lanzado y como este continua separándose, formando primero una gran grieta. Mientras que la sección central e izquierda, se encuentran con una gran cantidad de huecos en la malla de protección y con mayor coloración café rojizo característico de la oxidación producto del DAR.

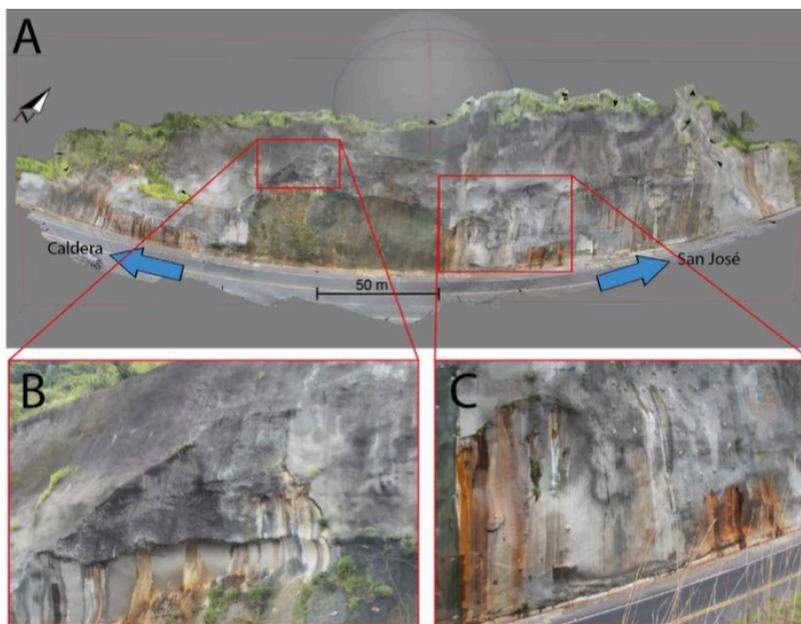


Figura 45. Talud del km 38+600, estado del 2019
Fuente: Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional, 2020



Figura 46. Estado del talud km 38+600, costado derecho, marzo 2021

Esta zona requiere de una intervención inmediata, ya que los desprendimientos pronto aumentarían su frecuencia y posiblemente volumen de material, debido al inicio de la época lluviosa. Sin embargo, debe existir un diseño debidamente pensado y elaborado al detalle, de modo que en el futuro no se vuelvan a dar los mismo problemas y que además las medidas no atenten al ambiente.



Figura 47. Estado del talud km 38+600, sección central e izquierda, marzo 2021

Un detalle importante a resaltar de la mayoría de zonas con problemas de estabilidad, es que se siguen utilizando las barreras New Jersey como barreras de protección contra los materiales que se desprendan del talud. Solución inapropiada debido a que estas barreras no fueron diseñadas con el propósito de detener deslizamientos o material caído.

- Estacionamiento 41+000

Consiste en un corte cajón, donde el talud del lado derecho de la carretera en sentido San José-Caldera, es de altura considerable y con pendientes de corte casi verticales. Se encuentra conformado por materiales blandos susceptibles a la erosión, con propiedades pobres de resistencia a cortante.

El talud fue intervenido con concreto lanzado y drenajes al pie del talud, sin embargo por las fuertes lluvias, en noviembre del año pasado ocurrió un deslizamiento que se trajo consigo la mayor parte del concreto que lo protegía (Figura 48 y Figura 49). El evento mantuvo la carretera cerrada por varias horas en ambos sentidos.



Figura 48. Deslizamiento en km 41+000 en noviembre 2020

Fuente: Céspedes, 2020



Figura 49. Estado del talud km 41+000, marzo 2021

- Estacionamiento 44+500

Esta zona es lugar de un deslizamiento que ha afectado durante años tanto al terraplén de la carretera como a las laderas adenañas a la misma. Este deslizamiento se da a velocidades muy bajas, pero constantes, que tiene como efecto deformaciones de la carpeta asfáltica y del guardavía y grietas y asentamientos de variada magnitud a lo largo de aproximadamente 400 m de carretera (Figura 50).



Figura 50. Asentamientos y grietas en km 44+500

Nótese como en la Figura 50, se puede apreciar grietas al pie del talud producto del asentamiento y como este proceso ha deformado la carretera, con un hundimiento de aproximadamente 100 m.

Así mismo, en este lugar se encuentra un talud de aproximadamente 50 m de altura que sufre producto de la gran humedad del sitio; el cual ha sido intervenido con trabajos de estabilización y protección con concreto lanzado y con la instalación de una gran cantidad de tuberías de drenaje para el manejo de humedad. Sin embargo, en la parte superior del talud se encuentra una porción libre de protección y de manejo de escorrentía, que representa un gran peligro para los conductores debido a la alta energía potencial (Figura 51).



Figura 51. Estado del talud del km 44+500, abril 2021

Los andamios de la imagen anterior, fueron colocados desde hace varios meses atrás, con el posible motivo de intervenir la sección en la corona del talud. Pero se desconoce el motivo por el cual continúan, ya que interrumpen el paso por la carretera.

Es importante mencionar, que producto del deslizamiento del terraplén sobre el que se apoya la carretera, no resulta conveniente la implementación del túnel falso para este tramo; debido a que el terreno de cimentación puede llegar a fallar a causa del peso de la estructura.

- Estacionamiento 45+000

A lo largo de unos 500 m esta zona presenta diversos problemas a resolver; el primer tramo se conforma por una ladera de gran altura al lado derecho de la carretera, en sentido a Caldera, donde en la parte superior se encuentra taludes de roca expuesta. Esto permite la erosión y el desprendimiento de rocas, que por la altura e inclinación de la ladera, facilita la formación de deslizamientos o caídos de roca de gran energía. Las medidas preventivas instaladas consisten de barreras de contención a la mitad de la ladera, compuestas por columnas y malla de acero, las cuales ya se encuentran dobladas y rotas en algunos puntos. Aunado a esto, existen barreras New Jersey a la orilla de la carretera, que como se mencionó anteriormente no es el sistema más adecuado. En la Figura 52 se observa todo lo mencionado anteriormente.



Figura 52. Estado de la ladera del km 45+000, abril 2021

Más adelante la carretera cruza un corte cajón de aproximadamente 200 m de longitud (Figura 53), en el que el material a cada lado del corte presenta condiciones y medidas de protección distintas. El talud derecho es de formación rocosa con discontinuidades pocos favorables para su estabilidad, formando planos de falla que propician el volteo o inclinación. Se hace uso de distintas medidas de protección, en la primera parte se utiliza una malla anclada a la roca, seguido de una pequeña sección con concreto lanzado y un canal de drenaje para control del agua.

Por su parte el talud izquierdo, posee una superficie altamente meteorizada por alteración hidrotermal, de formación principalmente rocosa con presencia de materiales arcillosos (Figura 54). Como medida de estabilización se realizaron bermas, donde en la corona se colocaron canales de drenaje para manejar las fuerzas por tensión que produce la saturación del terreno.



Figura 53. Corte cajón en km 45+000



Figura 54. Estado de los taludes km 45+000, margen izquierda y derecha, marzo 2021

Es importante recalcar que al pie de los taludes, se pueden observar bloques de roca caídos de tamaño centimétricos y decimétricos.

- Estacionamiento 46+000

Para esta sección, la carretera cruza un corte de matriz rocosa de gran altura, con una pendiente vertical (Figura 55). Se intervino en gran parte con concreto lanzado, malla de contención y anclajes, aunado a unos cuantas tuberías de drenaje. Esta zona es altamente peligrosa, ya que el desprendimiento de un bloque representa una falla de caída libre de rocas de tamaño métrico con energía potencial alta. Además de la posibilidad de deslizamientos de gran volumen con la capacidad para colapsar toda la carretera, como ha ocurrido años atrás (Figura 56 y Figura 57). Estos eventos han paralizado por completo el tránsito en la carretera, incluso por más de 36 horas.



Figura 55. Estado en marzo 2021 km 46+000



Figura 56. Deslizamiento ocurrido en septiembre 2011
Fuente: Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional, 2011



Figura 57. Deslizamiento en junio 2015 km 46+000
Fuente: Vision Air C.R, 2015

- Estacionamiento 47+000

En este kilómetro se encuentra una sección de corte cajón, donde existe presencia de drenaje ácido de rocas. Este proceso causa un deterioro prematuro del concreto lanzado del talud del lado derecho y de las cunetas del lado izquierdo (Figura 58).

Según la Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional (2020), los niveles de acidez del macizo rocoso en este sector han provocado durante años un deterioro acelerado del acero y del concreto lanzado que el Concesionario colocó en el talud al costado derecho en el sentido San José – Caldera.

A pesar que no se han producidos eventos de caída de rocas o deslizamientos de gran magnitud, el riesgo se deriva de la posibilidad de que bloques de concreto, roca y suelo caigan en la carretera, una vez que el deterioro produzca su caída. Como es el caso en el talud del estacionamiento 38+600, sitio en el que se presenta también DAR.



Figura 58. Estado en marzo 2021 km 47+000

- Estacionamiento 48+000

Para este estacionamiento se presentan las mismas condiciones que en el km 47+000, la carretera cruza un corte cajón con taludes a ambos lados conformados por roca alterada y suelos residuales. Los taludes poseen alturas superiores a los 20 m, intervenidos con el uso de bermas y contracunetas colocadas en la parte superior de la bermas (Figura 59).

Los taludes de ambos lados presentan material poco consolidado con diferentes tonalidades (rojizas y amarillentas) y grados de alteración, desde poco alterada hasta completamente alterada. Las tonalidades rojizas, anaranjadas, moradas y blancuzcas están asociadas con zonas de fracturamiento intenso y zonas de falla. Según el estudio llevado a cabo por Ruiz et al. (2015) la zona presenta un pH menor a 3.31 fenómeno relacionado con el DAR, lo que explica la falta de vegetación, la inestabilidad de los taludes y la alteración en las cunetas.



Figura 59. Corte cajón del km 48+000

Es importante que para los estacionamientos donde se dan procesos de DAR, se realice un estudio integral que considere los efectos en la durabilidad de los materiales que son empleados en las soluciones geotécnicas. Debido a que es de esperar que al colocar los mismos materiales en el mismo medio ácido se produzca nuevamente un deterioro acelerado de las intervenciones.

- Estacionamiento 73+000

Este sitio se localiza en un corte cajón, en el cual el talud del lado derecho en sentido Caldera presenta un grado de meteorización susceptible a la erosión eólica e hidráulica. Esta condición provoca la caída de sedimentos finos al pie del talud, además de la socavación de algunos bloques de roca, producto del material que los soporta. La socavación de los bloques presentan un riesgo alto para la carretera ya que las rocas son de tamaño considerable (decimétricos y métricos).

Para atender esta problemática la Concesionaria utilizó por un largo tiempo las barreras New Jersey, como es habitual. Sin embargo, ya que estas barreras no eran el sistema de protección más indicado, el año pasado se construyó un muro de gaviones que cumple la función de dique (Figura 60).



Figura 60. Estado km 73+000, marzo 2021

Para el 6 de Marzo del presente año, se presentó un evento de caída de rocas de gran magnitud que destruyó la barrera de protección recientemente instalada y paralizó por completo el tránsito por esta zona (Figura 61). El tamaño de la roca desprendida superaba el tamaño de un automóvil convencional, es decir poseía un diámetro de aproximadamente 2m o superior.

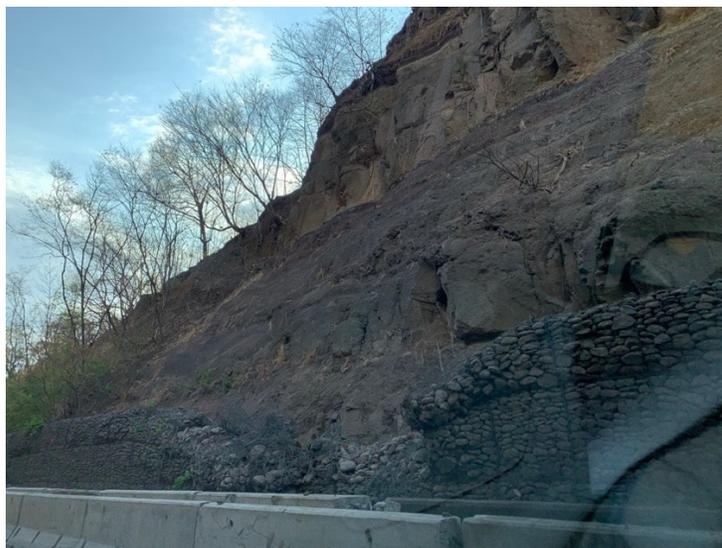


Figura 61. Estado del muro de gaviones después del caído de rocas, marzo 2021

3.4. Selección del tramo de análisis

Según lo indicado en las secciones anteriores, existe una significativa cantidad de tramos de las rutas 32 y 27 con problemas de inestabilidad; por lo que para poder realizar el análisis de implementación del túnel falso, es necesario escoger en primera instancia un tramo de ejemplo para cada ruta y con estos desarrollar la metodología de evaluación multicriterio, presupuesto general y análisis costo-beneficio.

Por lo tanto, tomando como base la recopilación de tramos vulnerables a deslizamientos (sección 3.2.4 y 3.3.4) y considerando el número de eventos históricos ocurridos, la magnitud y el volumen del evento, se puede escoger de manera objetiva el tramo para cada ruta.

3.4.1. Ruta Nacional 32

Para la RN-32, existen 4 zonas con alta frecuencia de deslizamientos propuesto por ACCVC & Onca Natural (2005), con un grado de amenaza intermedio-alto desde la entrada del túnel Zurquí hasta la colindancia con río Sucio. Siendo las primeras tres zonas de amenaza intermedia y la cuarta y más cercana al río Sucio, de amenaza alta. Además a partir del catálogo y el mapa de deslizamientos desarrollado por Cordero et al. (2009), se confirma como en estas zonas han ocurrido una gran cantidad de eventos desde la apertura de la carretera y la localización de los estacionamientos en los que suceden. Finalmente, mediante las noticias publicadas a lo largo de los años y visitas de campo, se complementa la información y se verifica el estado actual.

Según los resultados de la metodología de ángulo crítico realizada por Cordero et al. (2009), los taludes a lo largo del tramo del PNBC posee valores iguales o superiores a 32.1° , ángulo mínimo para ser caracterizado como zona de vulnerabilidad media. Además de ser cercano al ángulo crítico de 36.2° .

Partiendo de que la sección entre los estacionamientos 36+000 y 37+500 forman parte de la zona 4, clasificada como de alta vulnerabilidad y amenaza y que además cuenta con algunos deslizamientos históricos, se puede optar por la selección de esta sección; pero en tramos de la zona 2 existe una mayor tendencia a deslizamientos, como se puede observar en la Figura 37. Esta zona abarca aproximadamente desde el kilómetro 28+500 al 34+000, donde además

aconteció el evento de gran magnitud en junio del 2015, en las cercanías del kilómetro 29+000 (Figura 40); con un volumen de material deslizado de aproximadamente 4000 m³.

Por otro lado, en el año 2019 se estuvo analizando un plan de concesión para la sección desde el puente del río Virilla hasta el cruce de río Frío, el cual incluía la ampliación de la carretera a 4 carriles y la construcción de 4 túneles falsos y un viaducto. El consorcio H. Solís – TPF Getinsa Euroestudios era el proponente de la obra y estos presentaron la ubicación preliminar de los 4 túneles falsos (Figura 62), la secciones propuestas fueron: 12+500 – 12+750, 18+100 – 18+250, 20+400 – 20+750 y 21+100 – 22+450.

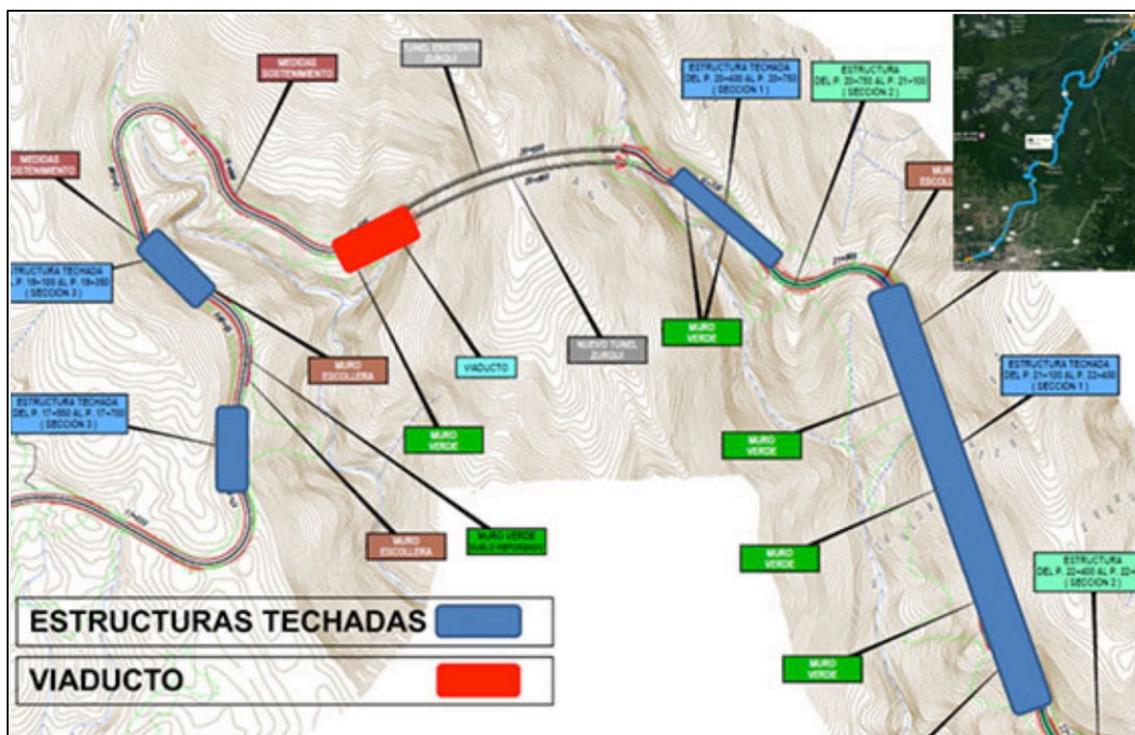


Figura 62. Ubicación de túneles falsos según el plan de concesión del 2019
Fuente: Hidalgo, 2019

A partir de la información obtenida de ACCVC & Onca Natural (2005) y Cordero et al. (2009), la ubicación de los túneles falsos propuestos en el plan de concesión no parecen ser las más adecuadas, ya que existen zonas con mayor vulnerabilidad, amenaza y eventos históricos que las zonas planteadas. Sin embargo, al realizar la visita de campo se observa como tres de cuatro túneles falsos están planteados en puntos donde han ocurrido deslizamientos, especialmente el último (21+100 – 22+450). Esta ubicación cuenta con tres secciones de

desprendimiento de material de gran volumen, donde el ancho de sus planos de falla ronda los 18 m y una altura entre 80-110 m aproximadamente (Figura 63).

Por lo tanto, a partir de esta información se decide tomar este tramo para la implementación del túnel falso, con la única diferencia de que el tramo va desde el kilómetro 21+440 al 21+620, con una longitud total de 180 m (Figura 64).



Figura 63. Secciones deslizadas del tramo 21+440 - 21+680



Figura 64. Tramo 21+440 - 21+680

3.4.2. Ruta Nacional 27

Para la RN-27, se cuenta con una gran cantidad de pequeñas secciones a lo largo del tramo 2 que poseen problemas de inestabilidad de taludes desde la inauguración de la carretera. De todas estas secciones existen unas cuantas que han sido las mayormente problemáticas, entre estas los estacionamientos 37+500, 38+600, 45+000 y 46+000.

Las soluciones implementadas para estos problemas, han sido la colocación de geomallas, anclajes, concreto lanzado y barreras New Jersey. Sin embargo, solamente han resuelto el problema por cortos períodos de tiempo, ya que después de una estación lluviosa se empieza a desprender de nuevo o aparecen nuevos problemas. Por lo tanto, se ha demostrado que no es la mejor solución al problema.

Recientemente Glovalvía ha optado por realizar cortes en los taludes y realizar terrazas, pero es una solución que conlleva mucho movimiento de material, la destrucción de la vegetación aledaña a la carretera y el uso de mayor espacio, que en algunos casos conlleva la expropiación de terreno. Aunado a esto, se desconoce el estudio realizado por la concesionaria para utilizar este nuevo método, el cual requiere evaluar el ángulo de los taludes para evitar el desprendimiento de rocas, el efecto de las lluvias en cuanto a estabilidad, el posible lavado de material, la formación de planos de falla y otros factores.

A partir de las condiciones actuales y los eventos históricos de las tres secciones previamente mencionadas, se escoge como caso de análisis el estacionamiento 38+600, con una longitud de afectación de aproximadamente 180 m. Debido a que actualmente el sistema de protección se encuentra bastante deteriorado y además se está iniciando una intervención que no parece ir por buen camino (Figura 65).



Figura 65. Tramo 38+600 – 38+780

Por su parte, el estacionamiento 37+500, sería otra buena opción debido a que sus problemas han sido una constante desde la apertura de la carretera; sin embargo, actualmente se están realizando los nuevos trabajos de estabilidad y corte en el talud, por lo que el túnel falso pasa a ser una opción poco accesible. Finalmente el estacionamiento 46+000 no ha vuelto a presentar caído de rocas desde hace de 6 años, con lo cual se descarta.

Para los casos de los demás tramos analizados, a excepción del 45+000, además de no ser los mayormente afectados, sus condiciones topográficas no permiten la implementación de cualquier tipología de túnel falso, debido a que son en corte cajón. Esta forma del terreno, no permite que el sistema actúe de forma que amortigüe el impacto y que la roca o material continúe su movimiento pendiente abajo; además que el diseño de la estructura compuesta por columnas a un lado del túnel, no es apto. Para estos casos, el túnel falso que mejor se adapta a las condiciones es el mexicano, ya que es una estructura completamente cerrada con una capa de material de relleno de gran espesor sobre la cubierta.

Capítulo 4. Selección del túnel falso para las rutas nacionales 32 y 27

En esta sección se hará uso de toda la información contenida en los capítulos anteriores, de modo que se pueda definir el túnel falso que mejor se adapte a las condiciones de los dos tramos seleccionados. Para ello se utiliza la metodología de evaluación multicriterio (EMC), sistema mediante el cual, a partir de la definición de parámetros de decisión y la asignación de pesos a cada uno de estos, se logra escoger el túnel falso que satisfaga en mayor medida todas las condiciones.

Al día de hoy, todavía se sigue observando como una gran cantidad de decisiones se toman sin una justificación que vaya más allá que la pericia del decisor, es decir mediante un proceso subjetivo. La EMC por el contrario, viene a ser un modelo objetivo que pone en comparación una "i" cantidad de alternativas sobre las cuales se requiere tomar una decisión, y una "j" cantidad de criterios que se buscan cumplir. Por lo tanto, mediante la asignación de un peso a cada criterio j, para cada alternativa i, se inicia un proceso de clasificación que finalmente terminará por destacar la variable o alternativa que mejor se adapte a los parámetros o criterios.

Para la aplicación del EMC, se desarrollará el proceso planteado en el diagrama de flujo de la Figura 66, el cual consiste en lo siguiente:

1. Definición de alternativas

Como primer paso se debe definir las alternativas que van a competir; es decir, aquellas sobre las que se tiene duda de cuál es mejor o más indicada. Por lo tanto, se definen primeramente los tipos de túneles falsos y seguido los tipos de capas de amortiguamiento.

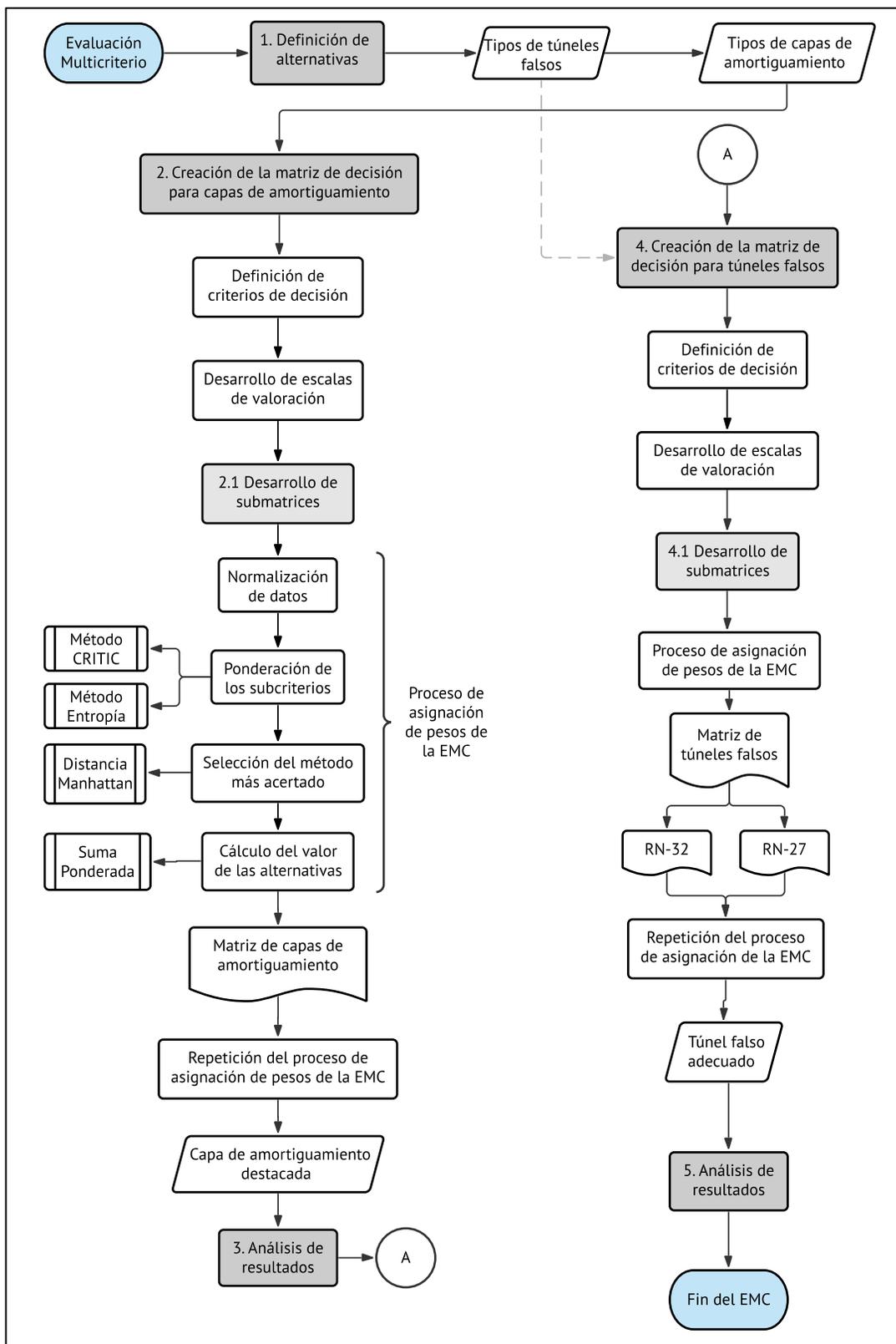


Figura 66. Diagrama de flujo de la metodología de evaluación multicriterio

2. Creación de la matriz de decisión para capas de amortiguamiento

Como se explicará más adelante, se realiza en primera instancia la matriz de decisión para las capas de amortiguamiento. Para ello, se definen los criterios de decisión que se utilizan para determinar cual alternativa es la que mejor satisface las condiciones. Seguido, se desarrollan las escalas de valoración de los criterios de decisión y se asigna un valor a cada alternativa, de acuerdo con cada criterio.

Debido a que algunos criterios son un poco generales y poseen factores más específicos, se genera lo que se conoce como subcriterios de decisión; por ejemplo, el sistema constructivo se puede dividir en: experiencia constructiva, suministro de materiales, costo y acarreo. Por lo tanto, para conocer el valor total de cada alternativa, no solo basta con sumar el valor de cada subcriterio, sino que se debe generar submatrices de decisión para criterio compuesto por subcriterios. La razón de esto es que cada subcriterio posee un nivel de importancia distinto dentro del grupo y esta se refleja mediante la asignación de pesos. Es decir que, en el caso del sistema constructivo, si el costo y la experiencia tienen pesos mayores a los demás (mayor nivel de importancia), una alternativa con valores altos en estos dos subcriterios y bajos en los otros dos, será mejor que otra alternativa, con valores bajos en costo y experiencia y altos en suministro y acarreo.

La submatriz se forma colocando las alternativas en las filas (i) y los subcriterios en las columnas (j). Por lo que la información que llena la matriz, cada a_{ij} , representará el valor o magnitud que posee cada alternativa según la escala de valoración del subcriterio de decisión y se conoce como valor de estado.

Posteriormente, se realiza el proceso de asignación de pesos de la EMC, que consiste en la normalización de datos, seguido de la ponderación de los subcriterios mediante los métodos CRITIC y Entropía mencionados en el apartado 2.11. Luego, la selección del método más acertado por medio de la Distancia Manhattan. Finalmente, se calcula el valor de cada alternativa según la ponderación o peso encontrado de cada subcriterio por medio de la Suma Ponderada.

Con el valor encontrado, se genera la matriz de decisión de capas de amortiguamiento y se repite el proceso de asignación de pesos, con la diferencia que en este caso se ponderan los criterios. Al finalizar este proceso y aplicar la Suma Ponderada, se suma el valor obtenido de las alternativas para cada uno de los criterios y de este modo encontrar la capa de amortiguamiento más adecuada; es decir, la que mejor se adapta a las condiciones.

3. Análisis de resultados

A partir de los resultados encontrados, se realiza el análisis de los mismos con el apoyo de gráficos de telaraña y de barras.

4. Creación de la matriz de decisión para túneles falsos

Una vez realizada la EMC para capas de amortiguamiento y encontrada la más adecuada, se procede a desarrollar la matriz para túneles falsos. Por lo tanto, se repite nuevamente el mismo proceso que el de las capas de amortiguamiento. Se definen los criterios de decisión y se desarrollan sus escalas de valoración, se observa cuales son los criterios que poseen subcriterios y se desarrollan las submatrices para cada uno de estos.

Para cada submatriz se realiza el proceso de asignación de pesos de la EMC, y con los valores encontrados de los criterios, según el peso sus subcriterios, se conforma la matriz para túneles falsos. Para este caso, existe la diferencia que se desarrolla una matriz para cada tramo de la RN-32 y RN-27, ya que las condiciones son distintas para ambos. El paso siguiente será repetir el proceso de asignación de pesos con los valores de estado de cada matriz, hasta encontrar el túnel falso más adecuado y que mejor cumpla con las condiciones o criterios seleccionados para cada tramo.

5. Análisis de resultados

Como último paso, se analizan los resultados encontrados y se realizan los gráficos de telaraña y de barras como apoyo a la visualización de los datos.

4.1. Definición de alternativas

Debido a que el objetivo de esta investigación es la selección del túnel falso que sea adecuado para las condiciones de cada tramo escogido de la RN-32 y RN-27, se ha seleccionado los siguientes tipos de túneles falsos que existen en la actualidad y que podrían ser apropiados:

- Túnel falso de concreto reforzado (RC)a
- Túnel falso de concreto pretensado (PC)
- Túnel falso de acero
- Galería estructuralmente disipante (SDR)
- Túnel falso mexicano
- Túnel falso de avalancha

Para el caso de los túneles falsos de RC y PC, existe una condición especial, ya que la capa de amortiguamiento sobre la losa de techo, componente principal para la resistencia y disipación de la energía de impacto, puede ser desarrollada a partir de distintos materiales (llantas, arena, grava, otros) o por sistemas multicapa (TLAS). Aunado a esto, cada sistema de amortiguamiento posee una gran importancia en la variación de las cargas muertas de la estructura, costo, facilidad constructiva y mantenimiento. Por lo tanto, se reconoce como una necesidad la selección de la capa de amortiguamiento que mejor satisfaga las necesidades particulares del caso.

Por consiguiente, antes de realizar el proceso de decisión para los túneles falsos, se aplica la EMC a los tipos de capas de amortiguamiento. Una vez definida la que mejor se adapta, se utilizan los datos y características de dicha capa como parte de los túneles falsos de RC y PC. Para el caso del túnel falso de acero, no se realiza el mismo proceso ya que en la literatura encontrada la capa de amortiguamiento utilizada es solamente la de arena. No obstante, pese a que este túnel podría utilizar otros sistemas de amortiguamiento, las variables de entrada para la EMC se encuentran basadas en la literatura existente, por lo que en el caso de este trabajo de investigación no se tomará en cuenta esta posibilidad.

Las alternativas de capas de amortiguamiento seleccionadas para el desarrollo de la EMC son aquellas expuestas en la sección 2.7.3.2 del Estado del Arte de los túneles falsos:

- Arena
- Llantas
- Estereofón armado (EPS armado)
- Grava o material de la zona
- Combinación arena-caucho
- Combinación arena-aserrín
- Vidrio celular (celular glass)
- Sistema multicapa (TLAS)

4.2. Matriz de decisión para la selección de la capa de amortiguamiento

Con los tipos de capas de amortiguamiento definidos, se debe explorar cuales son aquellas características más relevantes para el proceso de la toma de decisión que permiten observar si una alternativa es mejor que la otra. Por lo tanto, a partir del conocimiento adquirido a través de los estudios de diversos autores y entidades académicas y gubernamentales realizadas en campo, laboratorio y modelos computacionales, se eligen los siguientes criterios de decisión: sistema constructivo, plazo constructivo, transmisión de cargas, incertidumbre, capacidad de disipación, mantenimiento y sostenibilidad ambiental.

4.2.1. Escalas de valoración para los criterios de decisión

Seguido de la elección de los criterios de decisión, se debe plantear como se llevará a cabo su asignación de valores, ya sea que posean datos cuantitativos fijos como es el caso de la transmisión de cargas o bien, si son datos cualitativos como la incertidumbre, donde es necesario el desarrollo de una escala de valoración.

Para el caso de esta investigación se realiza una escala de valoración tanto para los datos cualitativos como cuantitativos, de modo que dependiendo del grado de satisfacción que cumpla cada variable, así será el rango donde se ubique y el valor asignado. Además se realizan a criterio del investigador y basadas en la información contenida en el capítulo 2. En el proceso se busca la maximización de los datos, por lo que en la escala de valores utilizada, 1 será el valor más bajo; ya que se consideran que todas la variables pueden aportar un valor significativo al proceso.

- *Sistema Constructivo*

El sistema constructivo es el conjunto de elementos y materiales que, ejecutados con técnicas procedimientos y equipos adecuados, forman una organización funcional con una misión constructiva común. Debido a que se encuentra conformado por múltiples factores, la asignación de un valor o escala de valores se vuelve bastante engorroso; por lo que, para el caso de túneles falsos se toman en cuenta aquellos factores que son relevantes durante el proceso constructivo, como lo son el suministro de materiales, la experiencia constructiva y el costo del material.

Para el suministro de materiales se toma en consideración, si el origen del material es del sitio, nacional o extranjero, es decir importado, donde a cada uno se le asigna un valor entre 1-5. En el caso de la experiencia constructiva, es una respuesta de si o no, donde un "no" tiene valor de 1 y un "si" de 5 (Cuadro 10).

Cuadro 10. Escala de valores para los subcriterios del suministro de materiales

Suministro de materiales	Valor
Del sitio	5
Nacional	3
Extranjero	1
Experiencia constructiva	Valor
Si	5
No	1
Costo /m ²	Valor
$c < \$30/m^2$	11
$\$30 \leq c < \$70/m^2$	9
$\$70 \leq c < \$100 /m^2$	7
$\$100 \leq c < \$150 /m^2$	5
$\$150 \leq c < \$200 /m^2$	3
$\$200 \leq c$	1

En cuanto al costo del material, se toma en cuenta dos condiciones al asignar el valor: el precio es dado por metro cuadrado y los espesores de las capas utilizados son de 90 cm, debido a que es el valor más utilizado en túneles falsos construidos y el valor de espesor "estándar" para el cual se han encontrado buenos resultados (ASTRA, 2008; Kishi et al., 1992, 2008; Montani, 1998; Rosales, 2012; Schellenberg et al., 2012; Yoshida et al., 2007). Sin embargo,

para el caso del TLAS, EPS armado y vidrio celular este valor cambia; el TLAS, al ser un sistema multicapa se utiliza 50 cm de arena, 30 cm de losa de concreto y 75 cm de EPS armado, esto por ser la combinación de espesores que presentan los mejores resultados (Ikeda et al., 1999). Misma razón para el EPS armado y vidrio celular, siendo de 1.5 m y 1 m, respectivamente (Mamaghani et al., 1999; Schellenberg, 2009).

Los precios se obtienen del mercado nacional y de la lista materiales de construcción del CFIA para la arena, llantas, caucho, aserrín, grava y concreto, y del mercado extranjero para el EPS armado y vidrio celular (Cuadro 11) (Departamento de Registro de Responsabilidad Profesional, 2007; EPS Industry Alliance, 2018; Hurley, 2003). Hay que considerar que estos costos son obtenidos por m³ o por kg, por lo que el precio es tan solo una aproximación a la realidad; ya que como es sabido, para proyectos de construcción de gran magnitud siempre tiende a reducirse el costo total de los materiales, debido a que su compra es en grandes volúmenes.

Cuadro 11. Costo por m² de los materiales para los materiales de amortiguamiento

Capas de amortiguamiento	Costo/m ²
Arena	\$33.33
Llantas	\$124.00
EPS Armado	\$120.00
Arena-Caucho	\$126.67
Arena-Aserrín	\$31.67
Grava o restos de material de la zona	\$16.67
TLAS	\$186.67
Vidrio celular	\$200.00

Se implementa una escala de valores para poder encasillar en un rango cada capa según el precio, donde aquellas menores a \$30/m² tienen valor de 11 y las mayores a \$200/m² es de 1 (Cuadro 10). La media de los precios de las capas es alrededor de \$105/m².

- *Plazo constructivo*

El plazo constructivo hace referencia al tiempo de construcción que se requiere para cada capa. Sin embargo, conocer el tiempo exacto que se destina a la instalación o construcción del sistema de amortiguamiento es bastante ambiguo, ya que no es un dato al que se haya

prestado atención en los estudios realizados. Por lo tanto, para poder hacer una escala o diferenciación en los tiempos, se considera i) si el sistema solo requiere de una colocación de elementos, como el caso del EPS armado donde los bloques solamente hay que colocarlos según la distribución que sea necesaria, ii) si se debe dar una colocación y compactación del material (caso de los granulares), o bien iii) si además de esto se requiere realizar el chorreado de la losa, como lo es el TLAS (Cuadro 12).

Cuadro 12. Escala de valores para el plazo constructivo

Descripción	Valor
Solo colocación del material	5
Colocación y compactación	3
Colocación, compactación y chorreado	1

- *Transmisión de cargas*

Para la transmisión de cargas, lo que se evalúa es el peso muerto por metro cuadrado que produce las capas de amortiguamiento a la estructura. Para ello se aplica los mismos valores de espesor que para el costo/m² y se realiza una escala de evaluación por rangos donde valores menores a 100 kg/m² poseen un valor de 15 y valores mayores a 1500 kg/m² es de 1 (Cuadro 13). La media del peso muerto para estos sistemas de amortiguamiento ronda alrededor de 800 kg/m².

Cuadro 13. Escala de valores para la transmisión de cargas

Rangos de peso muerto por m ²	Valor
$w < 100 \text{ kg/m}^2$	15
$100 \leq w < 250 \text{ kg/m}^2$	13
$250 \leq w < 500 \text{ kg/m}^2$	11
$500 \leq w < 750 \text{ kg/m}^2$	9
$750 \leq w < 1000 \text{ kg/m}^2$	7
$1000 \leq w < 1250 \text{ kg/m}^2$	5
$1250 \leq w < 1500 \text{ kg/m}^2$	3
$1500 \leq w$	1

El peso muerto de las capas se obtuvo a partir de los estudios realizados por el Muroan Research Institute, Chikatamarla et al. (2004), Mamaghani et al. (1999) Montani (1998), Pichler et al. (2005) y Schellenberg (2009), donde para cada unas de estas investigaciones, se aporta

la densidad del material utilizado. Por lo tanto, se toman las distintas densidades para cada material y se calcula el promedio de los mismos. Finalmente, el valor encontrado se multiplica por el espesor de la capa, para obtener el peso en kilogramos por metro cuadrado (Cuadro 14).

Cuadro 14. Peso muerto (kg/m²) de las capas de amortiguamiento

Materiales de amortiguamiento	Peso muerto (kg/m ²)
Arena	1464.0
Llantas	177.5
EPS Armado	30.0
Arena-Caucho	1171.2
Arena-Aserrín	146.4
Grava o restos de material de la zona	1608.8
TLAS	1548.3
Vidrio celular	254

- *Incertidumbre*

La incertidumbre se define como la falta de seguridad, certeza o confianza sobre algo en específico. Para este caso, el enfoque va dirigido a la confianza que se tiene sobre cada tipo de capa de amortiguamiento, tomando como factores de importancia los estudios realizados a cada sistema, si existe una aplicación a la vida real y no solo en laboratorio y finalmente, si se conoce la respuesta a un evento natural, es decir si se tiene documentación sobre el comportamiento de la capa ante un evento real.

Esta información resulta de gran interés para el análisis multicriterio, ya que al ser un sistema totalmente nuevo para el país, lo único que queda es tomar como base los estudios, pruebas y aplicaciones a la vida real; debido a que por más buenas características y resultados que posea un sistema de amortiguamiento, si lo único que lo respalda son pruebas de laboratorio o tan solo un par de estudios o investigaciones, resulta menos confiable para el país optar por una de estas capas (Casanova, 2006; Ikeda et al., 1999; Kishi et al., 2002, 2008; Rosales, 2012; Schellenberg, 2009).

Por lo tanto, para poder evaluar cada una de estos subcriterios, se realiza la escala de valores del Cuadro 15 tomando en consideración lo mencionado anteriormente.

Cuadro 15. Escala de valores para las subvariables de la incertidumbre

Estudios históricos	Valor
est > 5	5
1 < est ≤ 5	3
Solo 1	1
Aplicación a la vida real	Valor
Si	5
No	1
Respuesta a evento real	Valor
Si	5
No	1

- *Capacidad de disipación*

Para poder evaluar la capacidad de disipación que posee cada una de los tipos de capas, se toma como punto de análisis la máxima energía que es capaz de resistir, y por ende, la máxima magnitud que podrá amortiguar y transmitir a la estructura de forma adecuada. Para este caso se debe considerar el espesor de capa escogido previamente, ya que a mayor espesor mejor será su capacidad de resistencia y disipación del impacto; por lo que, la escala de valoración utilizada es la indicada en el Cuadro 16, donde la arena y la grava toman el valor más bajo ya que son los presentan una resistencia y capacidad de amortiguamiento más baja (Casanova, 2006; Jacquemoud, 1999; Kishi et al., 1992; Montani, 1998; Schellenberg, 2009).

Cuadro 16. Escala de valoración para la capacidad de disipación

Energía soportante	Valor
Mucho mejor (>5000 KJ)	7
Mejor (~3000-4000 KJ)	5
Un poco mejor (~2000-2500 KJ)	3
Arena o grava (~1000-1500 KJ)	1

- *Mantenimiento*

Como es sabido toda estructura, ya sea un edificio, puente, casa de habitación, represa u otro, requiere de mantenimiento con el pasar del tiempo, esto con el propósito de aumentar la vida útil del mismo y propiciar un mejor funcionamiento de los elementos estructurales y mecánicos. En el caso de los túneles falsos, al ser un sistema de protección y estar sometido a impactos, su mantenimiento es fundamental, especialmente el mantenimiento post impacto. Por ello,

para evaluar la facilidad de mantenimiento que posee cada capa, se analiza la facilidad de reparación de la misma tras eventos de gran energía, ya que estas son diseñadas para que no exista ningún daño para eventos de energía media y baja, incluso mayor dependiendo de la capa. Entonces, se decide formar la siguiente escala de valoración, donde se toma en cuenta si solo se debe descompactar el material granular y volver a compactar al punto inicial, reemplazar las partes dañadas o si se deben hacer trabajos adicionales, como soldar o chorrear concreto (Ikeda et al., 1999; Kishi et al., 1992; Mamaghani et al., 1999; Schellenberg et al., 2012; Sonoda, 1999).

Cuadro 17. Escala de valoración para el mantenimiento

Facilidad de reparación	Valor
Descompactar y recompactar	5
Reemplazar partes dañadas	3
Trabajos adicionales	1

- *Sostenibilidad Ambiental*

Hoy en día es de suma importancia apostar por un sistema el cual sea sostenible, donde no solo su desarrollo tenga una baja huella de carbono, sino también que su obtención pueda ser dentro el país. Por este motivo, para la evaluación de esta variable se considera el origen del material, ya sea si es reciclado o reutilizado, obtenido del sitio de construcción, de tajo o bien si es importado (Cuadro 18). Un caso particular es el vidrio celular, el cual es un material reciclado, sin embargo no es producido en el país por lo que debe ser importado (EPS Industry Alliance, 2018; Hurley, 2003).

Cuadro 18. Escala de valoración para la sostenibilidad ambiental

Origen del material	Valor
Reciclado o reutilizado	7
Sitio	5
Tajo	3
Importado	1

4.2.2. Desarrollo de las matrices de decisión y ponderación de variables

Una vez definidos los criterios y subcriterios de decisión y sus respectivas escalas de valoración, se procede a realizar la matriz de decisión. Para ello, con base en las características e información de cada alternativa (capa de amortiguamiento), se asigna un valor según la escala de valoración de cada criterio, hasta formar las filas y columnas de la matriz. No obstante, para aquellos criterios compuestos por subcriterios, primero se debe realizar la submatriz, para conocer el peso que posee cada subcriterio y de este modo determinar el valor de las alternativas.

Para las variables sistema constructivo e incertidumbre, al estar compuestas por subcriterios, se desarrollan las submatrices del Cuadro 19 y Cuadro 20 como primer paso. La formación de estas matrices se hacen utilizando las escalas de los Cuadros 10 y 15, respectivamente. La información necesaria para encasillar cada capa de amortiguamiento en un rango respectivo, se obtiene del Capítulo 2, sección 2.7.3.2 y del Cuadro 11.

Cuadro 19. Matriz de decisión para el sistema constructivo

	Suministro de materiales	Experiencia constructiva	Costo /m ²
Arena	3	5	9
Llantas	3	5	5
EPS Armado	1	1	5
Arena-caucho	3	1	5
Arena-aserrín	3	1	11
Grava o restos de material de la zona	5	5	11
TLAS	1	1	3
Vidrio celular	1	1	1

Cuadro 20. Matriz de decisión para la incertidumbre

	Estudios históricos	Aplicación a vida real	Respuesta a evento real
Arena	5	5	5
Llantas	3	5	1
EPS Armado	1	1	1
Arena-caucho	1	1	1
Arena-aserrín	1	1	1
Grava o restos de material de la zona	5	5	5
TLAS	3	1	1
Vidrio celular	3	5	1

Seguido de la formación de la matriz, se aplica el proceso de asignación de pesos de la EMC (Figura 66). Al ser este proceso el mismo en todos los casos (matrices), solo se presenta en detalle para el sistema constructivo. No obstante, también se muestran los resultados para la incertidumbre.

Como primer paso se normalizan los datos, paso exigido para todo método multicriterio, debido a la necesidad de unificar las unidades de medida para poder comparar los elementos entre sí. La normalización se desarrolla por el método de la suma, ya que como menciona Aznar & Guijarro (2012) este mantiene la proporcionalidad de los datos, lo que lo hace confiable.

Por lo tanto, para cada valor se aplica la siguiente ecuación:

$$x_{ij} \text{ Normalizado} = \frac{x_{ij}}{\sum_{i=1}^n x_{ij}} \quad (19)$$

Donde:

x_{ij} Normalizado	Valor normalizado de la alternativa i y el criterio j
x_{ij}	Valor de la alternativa i y el criterio j
n	Número de alternativas

Tomando como ejemplo la arena (x_{11} , x_{12} , x_{13}), el cálculo se ve de la siguiente manera:

$$x_{11} \text{Normalizado} = \frac{3}{3 + 3 + 1 + 3 + 3 + 5 + 1 + 1} = \frac{5}{20} = 0.15$$

$$x_{12} \text{Normalizado} = \frac{5}{5 + 5 + 1 + 1 + 1 + 5 + 1 + 1} = \frac{5}{20} = 0.25$$

$$x_{13} \text{Normalizado} = \frac{9}{9 + 5 + 5 + 5 + 11 + 11 + 3 + 1} = \frac{9}{50} = 0.18$$

Repitiendo el proceso para cada x_{ij} se obtiene lo siguiente (Cuadro 21 y Cuadro 22).

Cuadro 21. Normalización de los datos para el sistema constructivo

	Suministro de materiales	Experiencia constructiva	Costo /m2
Arena	0.15	0.25	0.18
Llantas	0.15	0.25	0.10
EPS Armado	0.05	0.05	0.10
Arena-caucho	0.15	0.05	0.10
Arena-aserrín	0.15	0.05	0.22
Grava o restos de material de la zona	0.25	0.25	0.22
TLAS	0.05	0.05	0.06
Vidrio celular	0.05	0.05	0.02

Cuadro 22. Normalización de datos para la incertidumbre

	Estudios históricos	Aplicación a vida real	Respuesta a evento real
Arena	0.23	0.21	0.31
Llantas	0.14	0.21	0.06
EPS Armado	0.05	0.04	0.06
Arena-caucho	0.05	0.04	0.06
Arena-aserrín	0.05	0.04	0.06
Grava o restos de material de la zona	0.23	0.21	0.31
TLAS	0.14	0.04	0.06
Vidrio celular	0.14	0.21	0.06

Una vez normalizados los datos, se aplican los métodos de ponderación de variables escogidos para esta investigación (Entropía y CRITIC) para calcular los pesos de los subcriterios. Primeramente, se desarrolla el método de la entropía a través del uso de las Ecuaciones 10, 11, 12 y 13 (sección 2.11).

$$E_j = -K * \sum_i a_{ij} \log a_{ij} \quad (10)$$

$$K = \frac{1}{\log m} \quad (11)$$

$$D_j = 1 - E_j \quad (12)$$

$$w_j = \frac{D_j}{\sum D_j} \quad (13)$$

Para ello, se debe calcular el logaritmo natural para cada valor normalizado (Cuadro 23); seguido, multiplicar cada valor normalizado por su logaritmo y sumar los productos obtenidos de cada subcriterio (Cuadro 24). Por último, se calcula el valor de K, como la inversa del logaritmo del número de alternativas; como para este caso el número de alternativas es 8, queda de la siguiente manera.

$$K = \frac{1}{\log 8} = 1.1073$$

Cuadro 23. Logaritmo natural de los valores normalizados de los subcriterios del sistema constructivo

	Suministro de materiales	Experiencia constructiva	Costo/m2
Arena	-0.8239	-0.6021	-0.7447
Llantas	-0.8239	-0.6021	-1.0000
EPS Armado	-1.3010	-1.3010	-1.0000
Arena-caucho	-0.8239	-1.3010	-1.0000
Arena-aserrín	-0.8239	-1.3010	-0.6576
Grava o restos de material de la zona	-0.6021	-0.6021	-0.6576
TLAS	-1.3010	-1.3010	-1.2218
Vidrio celular	-1.3010	-1.3010	-1.6990

Cuadro 24. Producto de los valores normalizados por sus logaritmos del sistema constructivo

	Suministro de materiales	Experiencia constructiva	Costo/m2
Arena	-0.1236	-0.1505	-0.1341
Llantas	-0.1236	-0.1505	-0.1000
EPS Armado	-0.0651	-0.0651	-0.1000
Arena-caucho	-0.1236	-0.0651	-0.1000
Arena-aserrín	-0.1236	-0.0651	-0.1447
Grava o restos de material de la zona	-0.1505	-0.1505	-0.1447
TLAS	-0.0651	-0.0651	-0.0733
Vidrio celular	-0.0651	-0.0651	-0.0340
SUMA	-0.8400	-0.7768	-0.8307

A partir de esta información se puede aplicar la Ecuación 10 para conseguir la entropía de cada subcriterio. Una vez obtenida la entropía, se utiliza la Ecuación 12 para calcular la diversidad y finalmente mediante la Ecuación 13 se obtiene la ponderación buscada (Cuadro 25 y Cuadro 26). Para entender mejor este proceso, se realiza el cálculo paso a paso para el subcriterio suministro de materiales.

$$E = -1.1073 * -0.8400 = 0.9302$$

$$D = 1 - 0.9302 = 0.0698$$

$$w = \frac{0.0698}{0.2899} = 0.2409$$

Cuadro 25. Entropía, diversidad y ponderación de los subcriterios del sistema constructivo

Criterios	Entropía	Diversidad	Ponderación	Porcentaje
Suministro de materiales	0.9302	0.0698	0.2409	24%
Experiencia constructiva	0.8602	0.1398	0.4824	48%
Costo/m2	0.9198	0.0802	0.2766	28%

Cuadro 26. Entropía, diversidad y ponderación de los subcriterios de la incertidumbre

Criterios	Entropía	Diversidad	Ponderación	Porcentaje
Estudios históricos	0.9185	0.0815	0.2337	23%
Aplicación a vida real	0.8833	0.1167	0.3347	33%
Respuesta a evento real	0.8496	0.1504	0.4315	43%

El paso siguiente, consiste en desarrollar el método CRITIC, partiendo de los datos normalizados de los Cuadros 21 y 22. Para aplicar esta metodología, se debe calcular los valores de desviación estándar para cada subcriterio y el respectivo coeficiente de correlación. Para el cálculo tanto de la desviación estándar, como para el coeficiente de correlación, se pueden utilizar las Ecuaciones 14 y 15 (sección 2.11); sin embargo, como estos procesos son desarrollados en el programa computacional Excel, se decide por facilidad utilizar las funciones de cálculo que posee el programa.

En el Cuadro 27 y Cuadro 28 se muestran los resultados obtenidos al utilizar la función DESVESTP para el cálculo de la desviación estándar y la función coeficiente de correlación, ubicada en la casilla de Datos, Análisis de datos.

Cuadro 27. Desviación estándar de los subcriterios del sistema constructivo

Criterios	Desviación Estándar
Suministro de materiales	0.0661
Experiencia constructiva	0.0968
Costo/m ²	0.0691

Cuadro 28. Resultado obtenido de la función coeficiente de correlación para los subcriterios del sistema constructivo

	Suministro de materiales	Experiencia constructiva	Costo /m ²
Suministro de materiales	1		
Experiencia constructiva	0.6831	1	
Costo /m ²	0.7931	0.46707	1

A partir de estos resultados, se puede esperar que la experiencia constructiva posea un peso mayor a lo demás subcriterios, ya que a mayor varianza (desviación estándar) y menor correlación entre columnas (mayor diferencia de información a los otros subcriterios), mayor será el peso de este (Aznar & Guijarro, 2012).

Finalmente, con los valores encontrados de desviación estándar y coeficiente de correlación, se utiliza la Ecuación 16 para calcular la ponderación de cada subcriterio de la variable sistema constructivo.

$$w_j = S_j * \sum (1 - r_{jk}) \quad (16)$$

$$w_{SM} = 0.0661 * ((1 - 0.6831) + (1 - 0.7931)) = 0.0346$$

$$w_{EC} = 0.0968 * ((1 - 0.6831) + (1 - 0.4671)) = 0.0823$$

$$w_C = 0.0691 * ((1 - 0.7931) + (1 - 0.4671)) = 0.0511$$

Las ponderaciones encontradas, se normalizan por la suma para así obtener el peso de cada criterio (Cuadro 29 y Cuadro 30).

Cuadro 29. Ponderación de los subcriterios del sistema constructivo por método CRITIC

Criterios	Ponderaciones	Ponderaciones normalizadas	Porcentaje
Suministro de materiales	0.0346	0.2062	21%
Experiencia constructiva	0.0823	0.4896	49%
Costo/m ²	0.0511	0.3042	30%

Cuadro 30. Ponderación de los subcriterios de la incertidumbre por método CRITIC

Criterios	Ponderaciones	Ponderaciones normalizadas	Porcentaje
Estudios históricos	0.0261	0.1838	18%
Aplicación a vida real	0.0518	0.3655	37%
Respuesta a evento real	0.0639	0.4508	45%

Habiendo encontrado los pesos de cada subcriterio a partir de los métodos de la Entropía y CRITIC, se debe elegir cuales valores son los más precisos y congruentes o bien, que mejor se acerquen a un resultado adecuado. Debido a que el objetivo del uso de la EMC es que el criterio del investigador no afecte en gran medida la toma de decisiones, se utiliza el método de Distancia Manhattan para resolver este problema, que menciona que "dadas dos o más posibles soluciones aquella que se encuentre más cerca del punto ideal, será la preferida" (Aznar & Guijarro, 2012). Para este caso en específico, se toma como punto ideal el promedio de los valores de partida de cada subcriterio, los cuales son consideramos como reales.

Como los pesos encontrados han pasado por procesos de normalización, los promedios de los valores de partida se deben normalizar para unificar las unidades de medida y poder comparar los elementos. Una vez normalizados los datos se aplica la Ecuación 17 para encontrar la distancia Manhattan, sabiendo que el valor de $p=1$ (Cuadro 31 y Cuadro 32).

$$L_p = \left[\sum_{j=1}^n |x_{ij} - x_{kj}|^p \right]^{1/p} \quad (17)$$

Cuadro 31. Distancia Manhattan del criterio sistema constructivo

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia (*100)	Pesos por Entropía	Distancia (*100)
Suministro de materiales	2.50	0.2222	0.2062	1.6070	0.2409	1.8728
Experiencia constructiva	2.50	0.2222	0.4896	26.7410	0.4824	26.0201
Costo/m ²	6.25	0.5556	0.3042	25.1340	0.2766	27.8929
			Σ	53.4819	Σ	55.7857

La distancia encontrada es multiplicada por cien por motivo de comodidad a la hora de analizar y comparar los datos. Ejemplo:

$$L = |(0.2222 - 0.2062)| * 100 + |(0.2222 - 0.4896)| * 100 + |(0.5556 - 0.3042)| * 100$$

$$L = 53.4819$$

Cuadro 32. Distancia Manhattan del criterio incertidumbre

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia (*100)	Pesos por Entropía	Distancia (*100)
Estudios históricos	2.75	0.3548	0.1838	17.1059	0.2337	12.1105
Aplicación a vida real	3.00	0.3871	0.3655	2.1643	0.3347	5.2371
Respuesta a evento real	2.00	0.2581	0.4508	19.2701	0.4315	17.3477
			Σ	38.5403	Σ	34.6953

A partir de este proceso, se encuentra que los pesos obtenidos por el método CRITIC para el sistema constructivo son los que mejor se acercan al ideal y por lo tanto son lo que utilizan para el paso siguiente, el cual es la conformación de la matriz de decisión para los tipos de capas de amortiguamiento. Para llevar a cabo este desarrollo, se realiza lo siguiente:

- 1) A los criterios que no poseen subcriterios para su evaluación, simplemente se les asigna el valor correspondiente para cada comparable según la escala de valoración previamente realizada. El valor de cada alternativa depende de las características propias.
- 2) Para aquellos criterios que si poseen subcriterios (sistema constructivo e incertidumbre), se debe realizar las metodologías de ponderación para encontrar el peso que poseen dentro de cada criterio y una vez realizado, se escogen los pesos más acertados a partir de la Distancia Manhattan (proceso previamente desarrollado).
- 3) Con los pesos encontrados de los subcriterios, se aplica el método de la Suma Ponderada para encontrar el valor correspondiente de cada alternativa respecto al criterio que se esté considerando (Ecuación 18).

$$W_i = \sum_{j=1}^n (w_j * x_{ij}) \quad (18)$$

Siguiendo el caso del criterio sistema constructivo, se debe multiplicar el peso obtenido para cada subcriterio (suministro de materiales, experiencia constructiva y costo/m²) por el valor real o inicial de cada subcriterio para cada alternativa. Finalmente, la suma de cada producto obtenido para cada comparable, será el valor con que se conforma la matriz.

Con la información del sistema constructivo (Cuadro 33) y tomando como caso de ejemplo el cálculo del valor de la arena, se puede observar el proceso mencionado.

$$P_{arena} = 3 * 0.21 + 5 * 0.49 + 9 * 0.30 = 5.8$$

Cuadro 33. Información para el cálculo de la Suma Ponderada del sistema constructivo

	Suministro de materiales	Experiencia constructiva	Costo /m ²
Arena	3	5	9
Llantas	3	5	5
EPS Armado	1	1	5
Arena-caucho	3	1	5
Arena-aserrín	3	1	11
Grava o restos de material de la zona	5	5	11
TLAS	1	1	3
Vidrio celular	1	1	1
Ponderación	0.21	0.49	0.30

Realizando este proceso para cada alternativa y además con el criterio de incertidumbre, se llega finalmente a la matriz con la que se va a trabajar para encontrar cuál tipo de capa de amortiguamiento es la más adecuada (Cuadro 34).

Cuadro 34. Matriz de decisión para capas de amortiguamiento

	SC	PC	TC	Incert	CD	Mant	SA
Arena	5.8	3	3	5	1	5	3
Llantas	4.59	5	13	2.81	5	3	7
EPS Armado	2.22	5	15	1	5	3	1
Arena-caucho	2.63	3	5	1	3	5	3
Arena-aserrín	4.45	3	13	1	3	5	3
Grava o restos de material de la zona	6.83	3	1	5	1	5	5
TLAS	1.61	1	1	1.47	7	1	1
Vidrio celular	1	5	11	2.81	7	3	1

*Nota: Sistema Constructivo (SC), Plazo Constructivo (PC), Transmisión de cargas (TC), Incertidumbre (Incert), Capacidad de disipación (CD), Mantenimiento (Mant), Sostenibilidad Ambiental (SA).

Para la valoración de los criterios plazo constructivo (PC), transmisión de cargas (TC), capacidad de disipación (CD), mantenimiento (Mant) y sostenibilidad ambiental (SA), se utilizan las escalas de valoración de los Cuadros 12, 13, 16, 17 y 18, los pesos muertos del Cuadro 14 y la información de la sección 2.7.3.

Con la matriz de decisión conformada, se debe realizar el mismo procedimiento de asignación de pesos de la EMC: normalización de datos, ponderación por los métodos de Entropía y CRITIC y la selección del mejor valor por medio de la Distancia Manhattan. Los Cuadros 35, 36 y 37, muestran los resultados obtenidos.

Cuadro 35. Pesos de los criterios para capas de amortiguamiento por método CRITIC

Criterios	Ponderaciones	Ponderaciones normalizadas	Porcentaje
Sistema constructivo	0.3500	0.1269	13%
Plazo constructivo	0.2304	0.0835	8%
Transmisión de cargas	0.5154	0.1869	19%
Incertidumbre	0.4319	0.1566	16%
Capacidad de disipación	0.5703	0.2068	21%
Mantenimiento	0.2598	0.0942	9%
Sostenibilidad ambiental	0.4003	0.1451	15%

Cuadro 36. Pesos de los criterios para capas de amortiguamiento por método de la Entropía

Criterios	Entropía	Diversidad	Ponderación	Porcentaje
Sistema constructivo	0.9275	0.0725	0.1266	13%
Plazo constructivo	0.9614	0.0386	0.0674	7%
Transmisión de cargas	0.8598	0.1402	0.2447	24%
Incertidumbre	0.9050	0.0950	0.1659	17%
Capacidad de disipación	0.9163	0.0837	0.1461	15%
Mantenimiento	0.9611	0.0389	0.0678	7%
Sostenibilidad ambiental	0.8960	0.1040	0.1815	18%

Cuadro 37. Distancia Manhattan para capas de amortiguamiento

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia (*100)	Pesos por Entropía	Distancia (*100)
Sistema constructivo	3.6413	0.1293	0.1269	0.2446	0.1266	0.2776
Plazo constructivo	3.5000	0.1243	0.0835	4.0784	0.0674	5.6928
Transmisión de cargas	7.7500	0.2753	0.1869	8.8432	0.2447	3.0551
Incertidumbre	2.5113	0.0892	0.1566	6.7396	0.1659	7.6660
Capacidad de disipación	4.0000	0.1421	0.2068	6.4698	0.1461	0.3991
Mantenimiento	3.7500	0.1332	0.0942	3.9015	0.0678	6.5375
Sostenibilidad ambiental	3.0000	0.1066	0.1451	3.8584	0.1815	7.4980
			Σ	34.1356	Σ	31.1260

Una vez definida con cuál metodología se obtienen los mejores resultados, se procede a utilizar el método de la Suma Ponderada para encontrar el tipo de capa de amortiguamiento que es más adecuada (Cuadro 38).

Finalmente, se llega al resultado buscado, donde la capa que posea el valor más alto será entonces la que presente las mejores condiciones. Para este caso, la capa de amortiguamiento compuesta por llantas es la que posee el valor mayor y por tanto es la capa escogida.

Cuadro 38. Suma Ponderada para capas de amortiguamiento

	SC	PC	TC	Incert	CP	Mant	SA	TOTAL
Arena	0.73	0.20	0.73	0.83	0.15	0.34	0.54	3.53
Llantas	0.58	0.34	3.18	0.47	0.73	0.20	1.27	6.77
EPS Armado	0.28	0.34	3.67	0.17	0.73	0.20	0.18	5.57
Arena-caucho	0.33	0.20	1.22	0.17	0.44	0.34	0.54	3.25
Arena-aserrín	0.56	0.20	3.18	0.17	0.44	0.34	0.54	5.43
Grava o restos de material de la zona	0.86	0.20	0.24	0.83	0.15	0.34	0.91	3.53
TLAS	0.20	0.07	0.24	0.24	1.02	0.07	0.18	2.03
Vidrio celular	0.13	0.34	2.69	0.47	1.02	0.20	0.18	5.03
Pesos	0.13	0.07	0.24	0.17	0.15	0.07	0.18	

4.3. Análisis de resultados para capas de amortiguamiento

A partir del procedimiento de selección por medio de la metodología de evaluación multicriterio, se logra obtener como resultado que la capa de amortiguamiento de llantas recicladas, es la opción que presenta las mejores condiciones según los criterios utilizados. Esto se logra apreciar mejor al graficar los resultados (Figura 67) y además permite observar la diferencia en valor de cada sistema, donde el EPS armado (segundo mejor resultado), es superado por poco más de una unidad por el sistema de llantas.

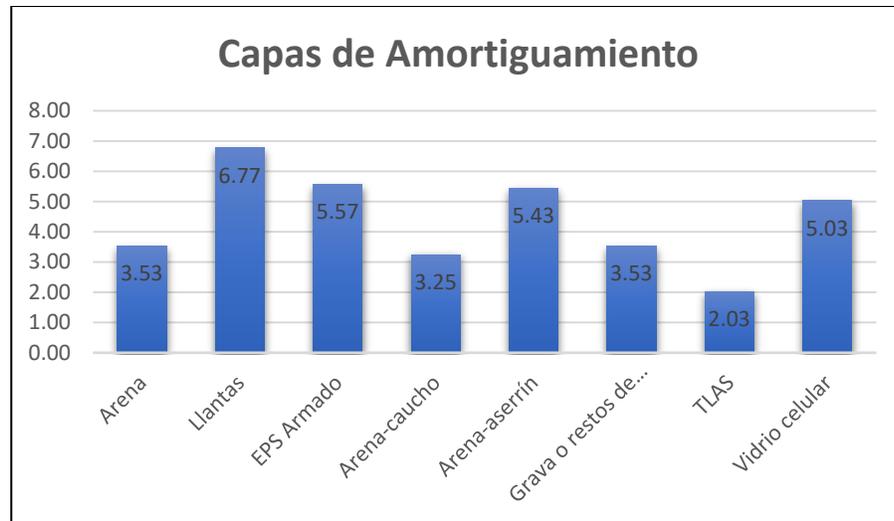


Figura 67. Gráfico del peso total final para cada capa de amortiguamiento

Ahora bien, si se analizan por separado cada uno de los criterios, se puede observar que en el caso del sistema constructivo (Figura 68), que posee un peso del 13%, los sistemas de grava, arena y llantas son los que presentan mejores valores; debido a que son materiales de muy bajo costo, el suministro de cada material es de la zona o nacional y además existe experiencia constructiva en el uso de estos materiales, lo que los hace una buena opción desde el punto de vista constructivo.

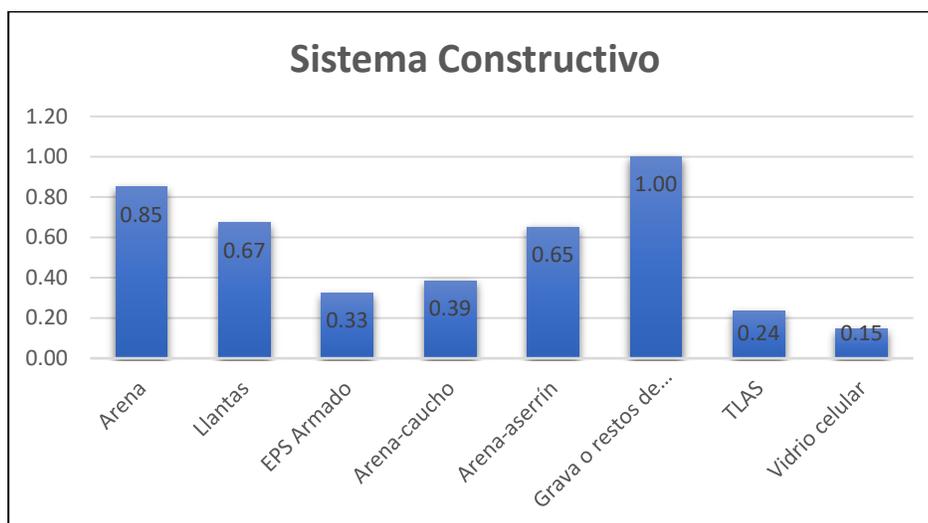


Figura 68. Gráfico de pesos en base cien del sistema constructivo

Para los criterios de plazo constructivo y mantenimiento sucede un caso particular (Figura 69), ya que toda capa que presenta una facilidad de mantenimiento alto (todas las capas de material granular), tiene un plazo constructivo medio; mientras que las capas que tienen un plazo constructivo alto, es decir un corto tiempo de construcción, por motivo que son solo de colocación en bloques o en unidades (llantas, EPS armado y vidrio celular), tienen un mantenimiento medio, ya que se deben hacer reemplazos después de eventos de energía media o alta.

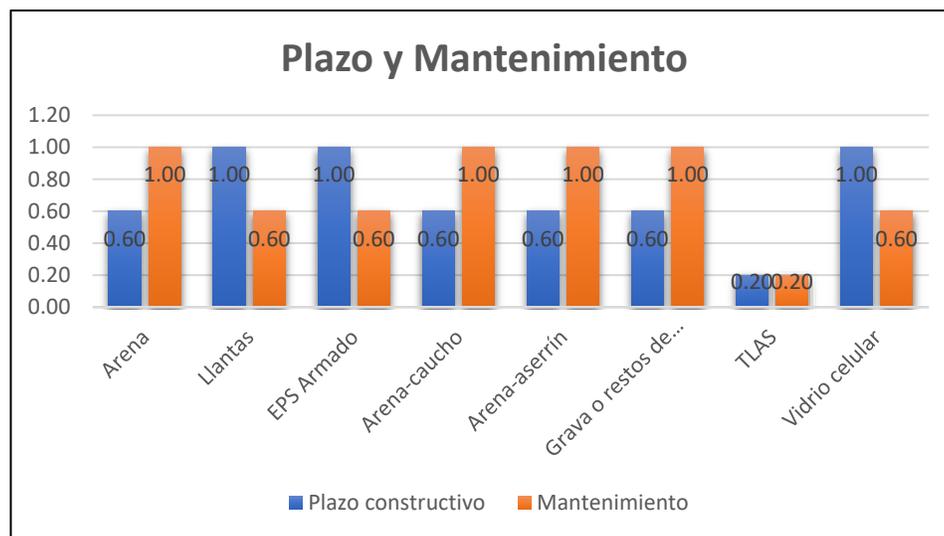


Figura 69. Gráfico de pesos en base cien del plazo constructivo y el mantenimiento

La única excepción es el sistema TLAS, ya que su facilidad de mantenimiento es bajo y el tiempo de construcción es mayor a las demás capas, debido a que está compuesta por varias capas donde hay que compactar la arena, chorrear la losa y colocar los bloques de EPS armado.

Por su parte, el criterio de transmisión de cargas es un factor de gran importancia para la selección de capas de disipación, ya que posee el mayor peso de todos los criterios y es un valor significativo, de 24%. Las alternativas que mejor desempeño tienen para este criterio son el EPS armado con el mayor valor (1), seguido de las llantas y la mezcla de arena-aserrín con un 0.87 (Figura 70). Lo anterior debido a que son materiales bastante livianos, por lo que el peso muerto que aportan a la estructura es bajo, como se puede observar en el Cuadro 14.

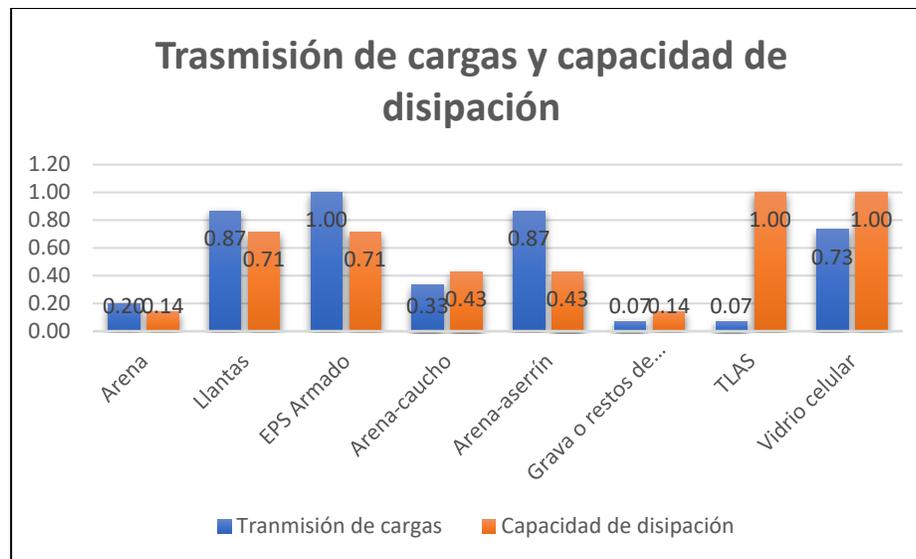


Figura 70. Gráfico de pesos en base cien de la transmisión de carga y la capacidad de disipación

Otro factor de importancia es la capacidad de disipación de la capa, el cual posee un peso de 15%, y además es un gran complemento al criterio de transmisión de cargas; ya que, toda capa de amortiguamiento que tenga la capacidad de resistir y disipar altas magnitudes de energía y que además genere un bajo peso muerto a la estructura del túnel falso, se considera óptima a nivel estructural.

Las capas de amortiguamiento que poseen mejores capacidades de disipación son i) el sistema TLAS, debido a sus múltiples capas que tienen como objetivo la mayor disipación y resistencia a impactos y ii) el vidrio celular, que es el sistema más nuevo, pero con mayor uso en Suiza en los últimos años, debido a sus muy buenas características estructurales. Las capas que le siguen son el EPS armado y las llantas, la cuales junto con el vidrio celular son los tres mejores sistemas desde el punto de vista estructural.

En cuanto a la incertidumbre, se tiene que los materiales con mayor valor son la arena y la grava, esto debido a que son los materiales más estudiados y utilizados, especialmente por ser con los que se desarrollaron los primeros túneles falsos (Figura 71). Por este mismo motivo, es por el cual se tiene información de la respuesta a eventos naturales reales, habiendo casos donde han llegado al colapso de la estructura. Seguido de estos materiales se encuentra las llantas y el vidrio celular, ya que se han realizado una considerable cantidad de estudios y

además son utilizados en túneles falsos por la empresa Suiza Geobruigg, aunque se desconoce la respuesta a eventos reales.

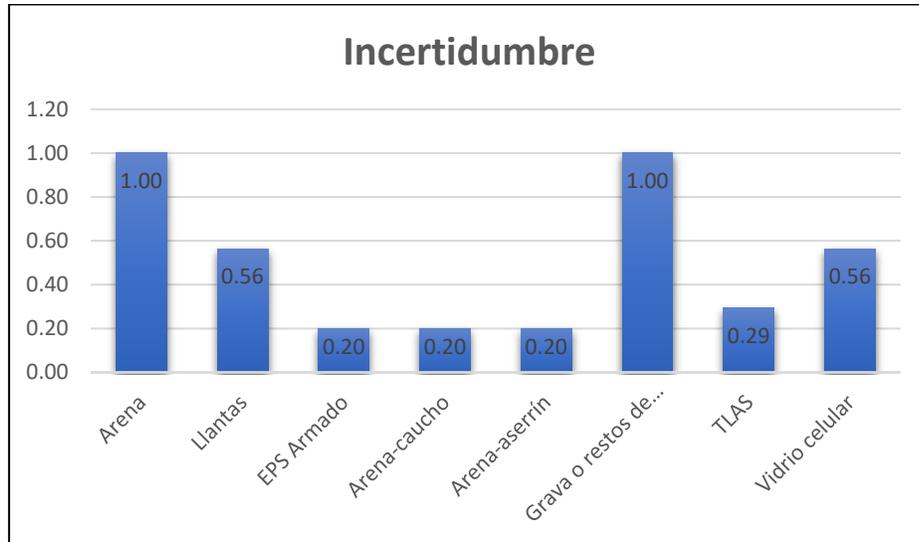


Figura 71. Gráfico de pesos en base cien de la incertidumbre

Por último, para el criterio de sostenibilidad ambiental, el material que posee el mayor valor es el sistema de llantas, debido a que el objetivo de esta capa es que todas las llantas sean totalmente reutilizadas, aprovechando la gran cantidad de desperdicio de neumáticos que se generan año a año. Seguido se encuentra la grava, ya que también se puede aprovechar material de la zona que es removida para la construcción del túnel falso. Una opción muy particular es el vidrio celular, el cual es un material reciclado, sin embargo no es producido en el país por lo que es necesario la exportación del mismo (Figura 72).

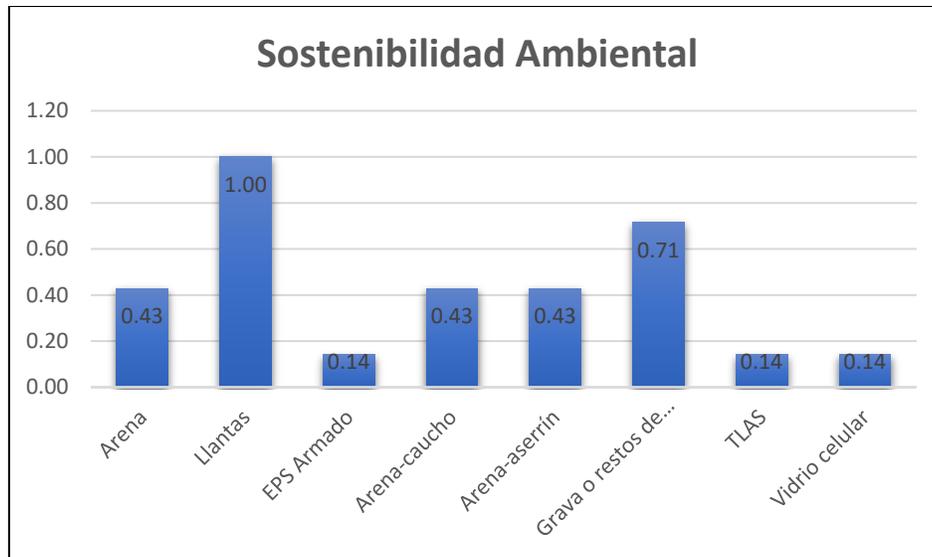


Figura 72. Gráficos de pesos en base cien de la sostenibilidad ambiental

Finalmente, se puede reunir la toda información de los criterios para cada una de las capas de amortiguamiento en un gráfico de telaraña, donde la alternativa que tenga la mayor cantidad de valores en los extremos, es decir formando el heptágono que compone la tela de araña, será la capa que mejor cumpla con los criterios de decisión. Se puede observar esto en las figuras a continuación.

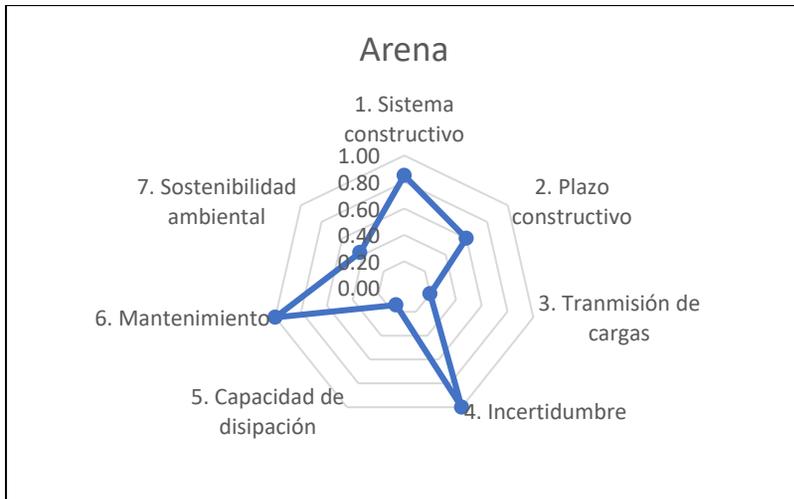


Figura 73. Gráfico de tela de araña para la capa de arena

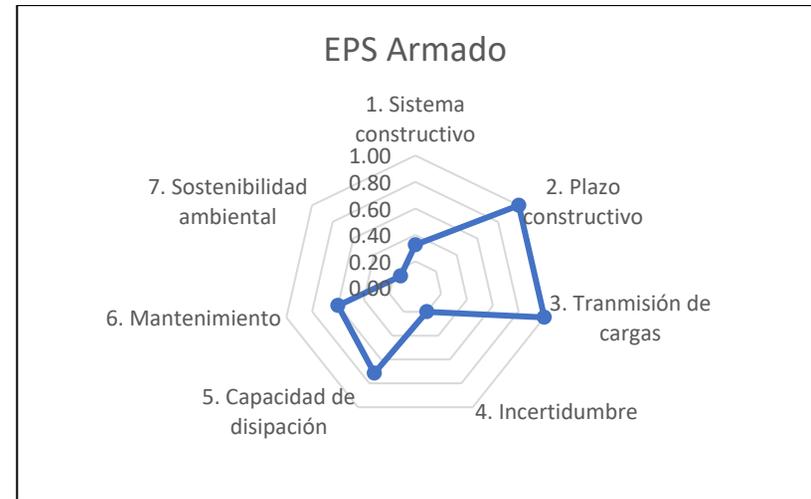


Figura 75. Gráfico de tela de araña para la capa de EPS armado

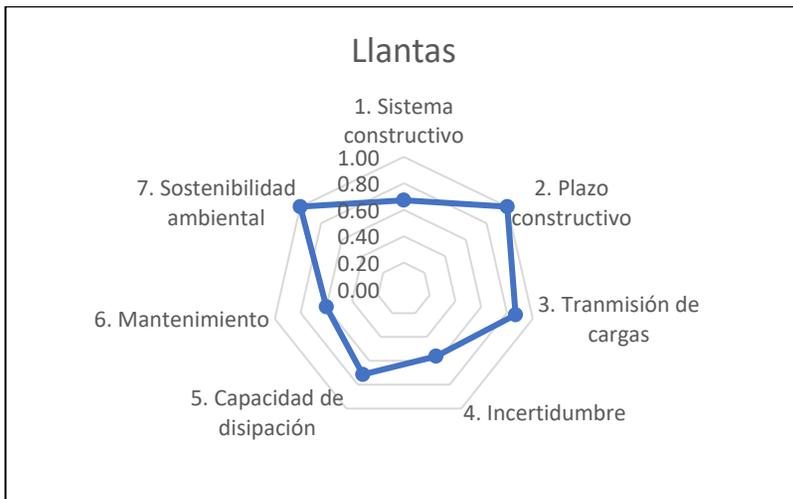


Figura 74. Gráfico de tela de araña para la capa de llantas

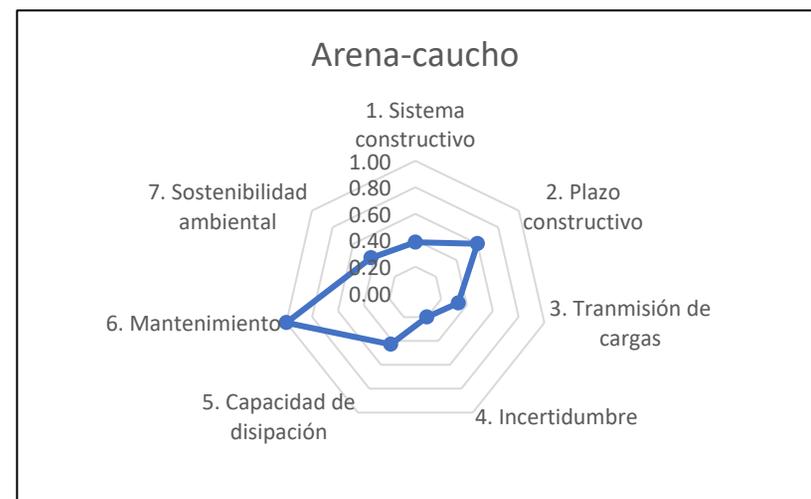


Figura 76. Gráfico de tela de araña para la capa de arena-caucho

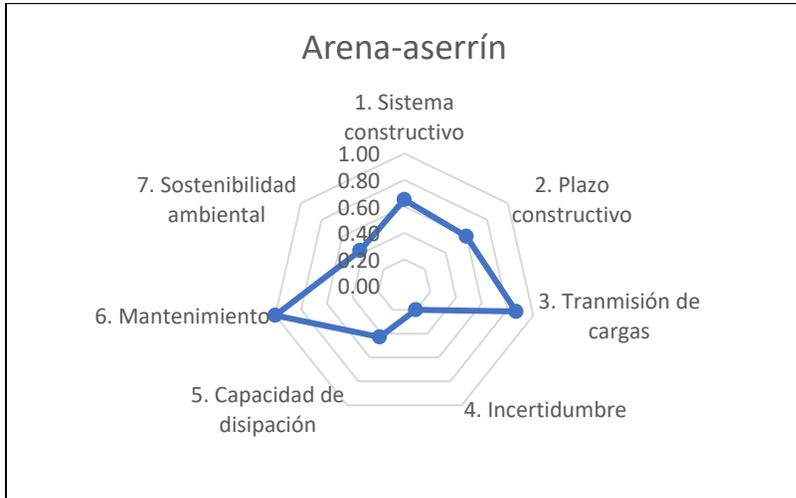


Figura 77. Gráfico de tela de araña para la capa de arena-aserrín

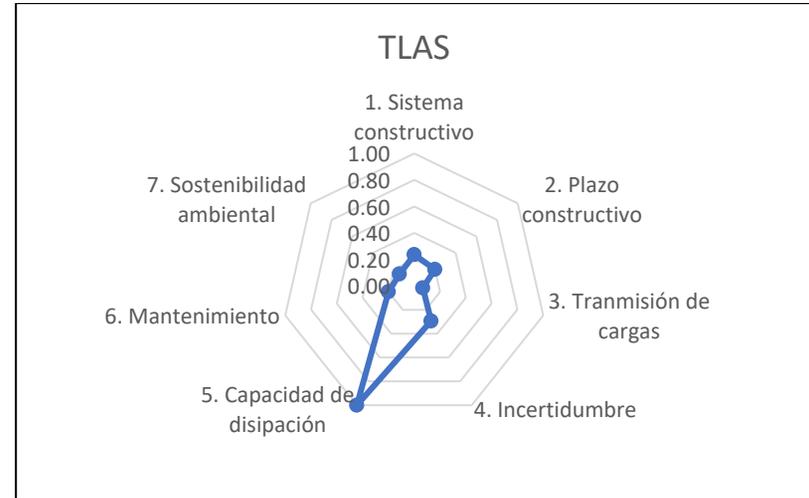


Figura 79. Gráfico de tela de araña para la capa de TLAS

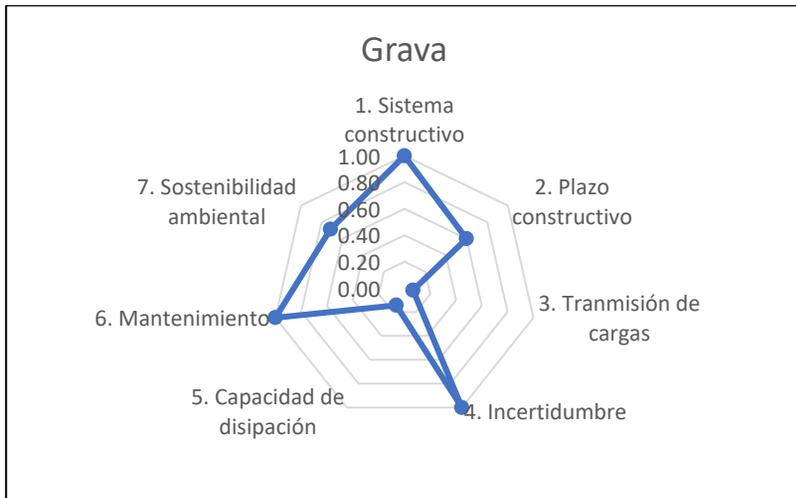


Figura 78. Gráfico de tela de araña para la capa de grava

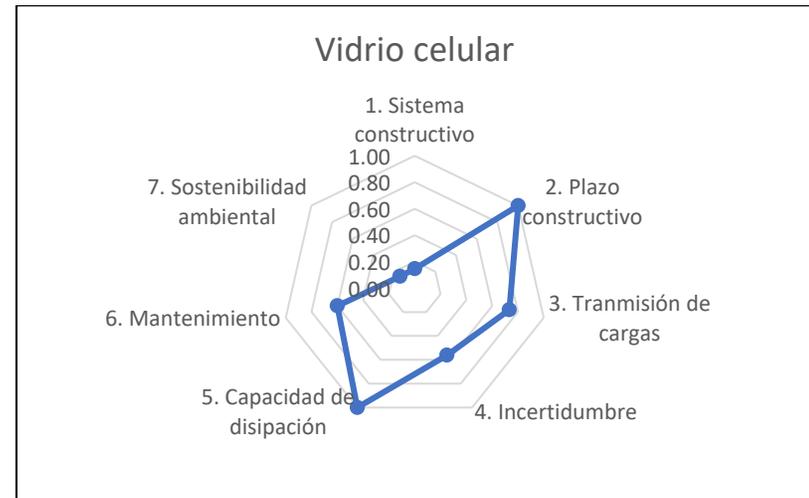


Figura 80. Gráfico de tela de araña para la capa de vidrio celular

A partir de los gráficos se puede observar en mejor detalle, como la capa de llantas posee un mejor comportamiento que demás las capas, ya que aunque no tiene el valor máximo en cada criterio, posee una forma más proporcional y no cuenta con un valor más bajo que 0.56 en el criterio de incertidumbre.

Para el caso del EPS armado, que es la segunda mejor opción encontrada con la EMC, se observa que sus características estructurales de disipación de energía y peso muerto son bastante buenas; sin embargo, la incertidumbre, el sistema constructivo y la sostenibilidad ambiental presentan un comportamiento bastante deficiente, lo que la hace un sistema conflictivo.

Un sistema bastante interesante es la capa de grava, ya que posee muy buenas características en todos los criterios exceptuando la transmisión de cargas y la capacidad de disipación. Por lo tanto, dependiendo la condiciones de lugar donde se va a construir el túnel falso, puede llegar a ser muy buena opción. El motivo de esto se debe a que, si en la zona existen buenas condiciones de cimentación, el tema de pesos muertos de la estructura no es un problema. Además, si las energías de impacto producto de eventos de caída roca y deslizamientos históricos no son muy altas, hacen de este material granular una opción bastante viable.

Por lo tanto, la capa escogida para los túneles falsos de RC y PC para realizar los procedimientos posteriores, es la capa de llantas y se considera la capa de grava como la segunda mejor opción.

4.4. Matriz de decisión para la selección del túnel falso

Una vez encontrada la capa de amortiguamiento que mejor se comporta según los criterios considerados importantes para su decisión, es posible continuar con la escogencia del túnel falso para cada tramo previamente seleccionado. Como ya se mencionó, se debe desarrollar una evaluación multicriterio para cada ruta por separado; no obstante, los criterios de decisión a utilizar serán los mismos para ambas.

Al ser los túneles falsos un sistema de protección ante caída de rocas y deslizamientos completamente nuevo para el país, se deben considerar variables locales como i) el costo por metro de la obra, ii) el mantenimiento que debe tener la estructura, iii) el sistema constructivo, iv) el peso muerto, ya que tienden a ser estructuras muy pesadas, v) el plazo constructivo, vi) la sostenibilidad ambiental, vii) el monitoreo, viii) el diseño y ix) la incertidumbre que rodea a cada tipología. Este último criterio es de gran importancia, debido a que la información que existe sobre el diseño y funcionamiento de ciertos túneles falsos puede ser bastante reducido y es a partir de esta información, sobre la cual se debe basar una posible implementación del túnel falso.

Por último, se considera un criterio de gran relevancia en el diseño de todo túnel falso, que es la condición del sitio, debido a que aporta información sobre las características del suelo, topografía y geología de la zona.

4.4.1. Escalas de valoración para los criterios de decisión

Para la evaluación de los criterios se utiliza el mismo sistema de evaluación que para las capas de amortiguamiento, donde tanto para las variables cualitativas, como cuantitativas, se desarrolla una escala valorativa y se encasillan los valores según la información de cada túnel falso.

- *Sistema Constructivo*

La variable sistema constructivo, al igual que en el caso de capas de amortiguamiento, posee subcriterios que apoyan la evaluación del túnel falso y que brindan un valor total a partir de la suma de estos; estos son: i) el suministro de materiales, ii) a experiencia constructiva, iii) el acarreo de materiales y iv) el costo de la obra (Cuadro 39).

Para el suministro de materiales se considera, si todo se puede conseguir en el país, si al menos un 80% es nacional o si un 50% o menos es nacional y todo lo demás debe exportarse. Por lo anterior, se asigna un valor de 5 si es 100% nacional, de 3 para un 80% y de 1 para 50% o menos.

La experiencia constructiva se relaciona con la experiencia a nivel nacional que existe del sistema constructivo utilizado y del proceso de construcción. Es decir, si existe experiencia en ambos campos se propone un valor de 7, si es solo en el sistema constructivo es un 5, en caso que la experiencia sea parcial (ni mucho, ni poco) es un 3 y para poca o nula de 1. Como los túneles falsos son totalmente nuevos en el país es posible que no exista experiencia en el campo de la construcción; sin embargo, el sistema constructivo que se utiliza para estos, como elementos prefabricados (PC), chorreado en sitio (RC) o acero, son sistemas de construcción que se conocen en el país y que por lo tanto deben tomarse en consideración.

Cuadro 39. Escala de valoración del criterio sistema constructivo para túneles falsos

Suministro de materiales	Valor
Todo se puede conseguir en el país	5
Al menos un 80% es nacional y lo demás exportado	3
50% o menos es nacional	1
Experiencia constructiva	Valor
Tanto en el sistema constructivo como en la construcción	7
Solo en sistema constructivo	5
Parcialmente en el sistema constructivo	3
Poco a nulo	1
Acarreo de materiales	Valor
Elementos prefabricados	7
Elementos prefabricados + material granular para CA	5
Concreto, acero y materiales asociados + material granular para CA	3
Todo lo anterior + material granular para CA mayores a 1.5 m de espesor	1
Costo /m	Valor
$c < \$15000 /m$	13
$\$15\ 000 \leq c < \$17\ 000 /m$	11
$\$17\ 000 \leq c < \$19\ 000 /m$	9
$\$19\ 000 \leq c < \$21\ 000 /m$	7
$\$21\ 000 \leq c < \$23\ 000 /m$	5
$\$23\ 000 \leq c < \$25\ 000 /m$	3
$\$25\ 000 \leq c$	1

El acarreo de materiales va de la mano con lo anterior, ya que se considera si al lugar de la obra, se debe transportar elementos prefabricados, material granular para la capa de amortiguamiento (CA), concreto, acero, otros. Por lo tanto, cuando el acarreo es solo de elementos prefabricados, posee un valor de 7, si es de elementos prefabricados más material para la capa de amortiguamiento es de 5, cuando ya requiere concreto, acero, material granular y la capa de amortiguamiento es de 3 y si requiere todo de lo anterior y mayor cantidad de material por capas de amortiguamiento superiores a 1.5 m de espesor, es de 1.

En cuanto al costo de la obra, es un criterio que se mide como costo por metro lineal, donde costos menores a \$15 000/m se asigna un valor máximo de 13 y para costos superiores a \$25 000/m se asigna el valor mínimo de 1. Los demás valores se dan cada \$2 000 de diferencia.

- *Diseño*

El criterio de diseño es importante para las primeras etapas de la obra, ya que es el proceso durante el cual se desarrolla las dimensiones y resistencia de la estructura, donde un error puede significar grandes cantidades de dinero e incluso pérdidas de vidas. Se considera que a nivel nacional existen manuales para el diseño estructural y geotécnico con los que hay que cumplir, como el Código Sísmico de Costa Rica, los Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14), el Código de Cimentaciones de Costa Rica y el Código de Taludes y Laderas de Costa Rica.

Sin embargo, los túneles falsos requieren que el diseño se realice a base de las cargas de impacto que deberá de soportar la estructura, aunado a la carga por peso muerto; por lo tanto, es a partir de este aspecto que se analiza la existencia de manuales o guías para cada sistema de túnel. Para aquellas tipologías que tengan guías o manuales de diseño y modelos (computacionales y/o numéricos) se asigna un valor de 5, para los que posean solamente modelos es de 3 y los que no posean ni guías o modelos es de 1 (Cuadro 40).

Cuadro 40. Escala de valoración del criterio diseño para túneles falsos

Guías y modelos estructurales	Valor
Guías o manuales de diseño y modelos (numéricos y/o computacionales)	5
Modelos (numéricos y/o computacionales) solamente	3
No hay una guía o modelo	1

- *Plazo constructivo*

Para el plazo constructivo o el tiempo de construcción se toma en cuenta tanto el grado de industrialización de la estructura, como el tipo capa de amortiguamiento. El grado de industrialización se refiere al porcentaje de tareas constructivas con respecto al total que se anticipan a la obra, ya que se llevan a cabo en un taller o una planta industrial; es decir, en un entorno mucho más automatizado y controlado. Por lo tanto, los tipos de túneles falsos cuyos elementos se puedan prefabricar en una planta industrial y ser trasladados a la obra, permiten que el plazo de construcción se reduzca.

Lo anterior es posible debido a que desde que se inician los movimientos de suelo, se pueden estar confeccionando los elementos simultáneamente; de modo que, una vez preparado el terreno y realizadas las cimentaciones se proceda a colocar los elementos estructurales. Entonces, para túneles donde el grado de industrialización sea de un 70% o más, recibe un valor de 7, mayor o igual a 50% un 5, mayor o igual a 30% un 3 y menor de 30% un 1 (Cuadro 41).

En cuanto a la capa de amortiguamiento, se evalúa si el tipo de túnel falso, posee o no capa (7), si la capa es solo de colocación de elementos (5), si requiere de colocación y compactación (3) o bien, si posee un relleno por encima de esta (1). Este subcriterio es dependiente del resultado encontrado previamente en la selección de la capa de amortiguamiento para los túneles falsos de PC y RC. Para los demás tipos de túneles falsos, la evaluación si se realiza por medio de la escala de valoración anterior.

Cuadro 41. Escala de valoración del criterio plazo constructivo para túneles falsos

Grado de industrialización	Valor
Mayor al 70%	7
Mayor o igual al 50%	5
Mayo o igual a 30%	3
Menor a 30%	1
Capa de amortiguamiento	Valor
No tiene	7
Solo colocación	5
Colocación y compactación	3
Requiere relleno	1

- *Transmisión de cargas*

Al igual que para el caso de la matriz de capas de amortiguamiento, se evalúa el peso muerto del sistema, con la diferencia que el valor se da por metro lineal y para un ancho de túnel falso de 10 m.

Para este caso en particular, se considera el peso generado por la losa de techo y la capa de amortiguamiento (Cuadro 42). Únicamente se toma en cuenta la losa, debido a que en los estudios e investigaciones consultadas existe un enfoque hacia las dimensiones de la losa; por lo tanto, es posible conocer el espesor tomando referencia las sugerencias de los investigadores. Mientras que, para el muro de retención, las columnas y las cimentaciones, depende en gran medida de las condiciones de lugar, las cargas que deban soportar y los códigos o manuales de diseño de cada país, por lo que evaluar el peso de la losa únicamente resulta representativo (Cuadro 43). En cuanto al peso muerto generado por la capa de amortiguamiento, se obtiene de los datos presentados en la sección anterior para la matriz de capas de amortiguamiento.

A partir de los estudios consultados, los espesores típicos y/o recomendados para los distintos tipos de túneles falsos son los siguientes (Berthet-Rambaud et al., 2003; Casanova, 2006; Delhomme et al., 2003, 2005; Ishikawa, 1999; Kishi et al., 1992, 2002, 2008; Montani, 1998; Rosales, 2012; Schellenberg, 2009; Schellenberg et al., 2012; Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2016; Sonoda, 1999; Volkwein et al., 2011; Yoshida et al., 2007):

- Los túneles de RC, PC y de avalancha es de 1 m.
- Las galerías SDR es de 0.7 m.
- El túnel falso de acero, está compuesto por un sistema de losa de concreto de 25 cm, viguetas de acero en forma de T de 15 cm y una lámina de acero de 9 mm.
- El túnel falso mexicano posee un espesor de bóveda de 0.5 m.

Cuadro 42. Escala de valoración del criterio transmisión de cargas para túneles falsos

Peso muerto por CA (kg/m)	Valor
Sin capa de amortiguamiento	17
$w < 1\ 000$ kg/m	15
$1\ 000 \leq w < 2\ 500$ kg/m	13
$2\ 500 \leq w < 5\ 000$ kg/m	11
$5\ 000 \leq w < 7\ 500$ kg/m	9
$7\ 500 \leq w < 10\ 000$ kg/m	7
$10\ 000 \leq w < 15\ 000$ kg/m	5
$15\ 000 \leq w < 20\ 000$ kg/m	3
$20\ 000 \leq w$	1
Peso muerto por losa de techo o estructura de bóveda (kg/m)	Valor
$w < 15\ 000$ kg/m	11
$15\ 000 \leq w < 17\ 000$ kg/m	9
$17\ 000 \leq w < 20\ 000$ kg/m	7
$20\ 000 \leq w < 23\ 000$ kg/m	5
$23\ 000 \leq w < 26\ 000$ kg/m	3
$26\ 000 \leq w$	1

Cuadro 43. Peso muerto de la losa o bóveda de los túneles falsos

Tipo de túnel falso	Peso muerto (kg/m)
RC	24 000
PC	24 000
Acero	18 465.6
SDR	16 800
TF Mexicanos	17 907.08
TF Avalancha	24 000

- *Incertidumbre*

La incertidumbre se evalúa de la misma forma que para el caso de las capas de amortiguamiento, donde se consideran tres subcriterios de importancia: i) estudios históricos, ii) aplicación a la vida real y iii) respuesta a evento real. Los estudios históricos toman en cuenta la información existente sobre cada tipología de túnel falso, ya sea a través de investigaciones a escala de laboratorio o real, o bien, por modelos computacionales y numéricos. Por lo tanto, de acuerdo con el número de investigaciones o estudios realizados, se asigna un valor entre 1 y 5 (Cuadro 44).

Para la aplicación a la vida real, se valora si existe un túnel a escala real en la actualidad, si la respuesta es afirmativa, posee un valor de 5 y si es negativa, un valor de 1. De la misma forma para la respuesta a un evento real.

Cuadro 44. Escala de valoración del criterio incertidumbre para túneles falsos

Estudios históricos	Valor
est > 5	5
1 < est < 5	3
Solo 1	1
Aplicación a la vida real	Valor
Si	5
No	1
Respuesta a evento real	Valor
Si	5
No	1

- *Mantenimiento*

Como ya se ha mencionado, el mantenimiento general de la estructura del túnel falso para conservar el buen funcionamiento y la vida útil es esencial, ya que se trata de un sistema de protección ante impactos. Además, el mantenimiento post-impacto es de gran importancia, debido a que dependiendo la energía del evento puede requerirse una mayor o menor intervención; aunado a la posible necesidad de remoción de escombros cuando se trate de volúmenes altos, para disminuir las cargas por peso muerto.

Por lo tanto, se analizan tres subcriterios para valorar el mantenimiento de cada túnel falso: i) facilidad de remoción de escombros, ii) reparación de la estructura después de un evento de mediana energía y iii) la facilidad de mantenimiento a la estructura portante. Para la facilidad de remoción de escombros se evalúa si es solo remover y restituir parte de la capa de amortiguamiento, si solo es la remoción de material o bien si no es necesario intervenir, cada una con un valor de 1 a 5 respectivamente (Cuadro 45).

La reparación de la estructura después de un evento de mediana energía, se analiza si solo requiere de monitoreo (7), si se debe reemplazar partes de la capa de amortiguamiento (5), reparar elementos estructurales (3) o si existe una posibilidad de colapso (1). En cuanto a la facilidad de mantenimiento a la estructura portante, en caso que existan fracturas o daños, se considera si es fácil realizar las labores (5); es decir, no hay complicaciones y se puede intervenir directamente la zona dañada. Una facilidad intermedia (3), será aquella que requiera quitar parte de la capa de amortiguamiento y un caso complejo (1) sería donde solo es posible por dentro de la obra. Estas situaciones se dan en túneles falsos que posean capas de amortiguamiento de gran espesor o que posean relleno encima de los mismos.

Cuadro 45. Escala valoración del criterio mantenimiento para túneles falsos

Facilidad de remoción de escombros	Valor
No es necesario	5
Solo remover material del evento	3
Remover y restituir parte de CA	1
Reparación de estructura después de evento de mediana energía	Valor
Solo monitoreo	7
Reemplazo de partes de capa de amortiguamiento	5
Reparación de elemento estructurales	3
Posible colapso	1
Facilidad de mantenimiento a estructura portante	Valor
Fácil	5
Intermedio (Es posible quitar CA)	3
Complicado (Solo por dentro)	1

- *Sostenibilidad Ambiental*

La sostenibilidad ambiental es un criterio que se analiza por medio de la producción de residuos generados por cada tipo de túnel falso, el cual va muy de la mano con el sistema constructivo utilizado. Por lo tanto, se caracteriza en una producción baja (5), si el grado de industrialización es alto, media (3) si el grado de industrialización es medio y alta (1) para un grado de industrialización bajo; es decir, que requiere de mucho trabajo en sitio y grandes movimientos de material. Además, se analiza el origen del material de amortiguamiento, ya sea que no posea amortiguador y todo sea recibido por la losa (9), el material es reciclado o reutilizado (7), del sitio (5), de tajo (3) o importado (1)(Cuadro 46). El origen del material está relacionado con la sostenibilidad de la capa que se evaluó en la sección anterior.

Cuadro 46. Escala de valoración del criterio sostenibilidad ambiental para túneles falsos

Producción de desperdicios	Valor
Baja	5
Moderada	3
Alta	1
Origen del material amortiguador	Valor
No posee	9
Reciclado o reutilizado	7
Sitio	5
Tajo	3
Importado	1

- *Monitoreo*

El monitoreo de las estructuras es una labor de importancia para asegurar la buena funcionalidad, anticipar problemas, conservar la vida útil y conocer en qué momento y donde se deben realizar intervenciones. Esta importancia aumenta en túneles falsos al ser un sistema de protección a impactos, ya que la capacidad para resistir y disipar energía, una vez construido, dependerá de las condiciones en las que se mantenga. Sin embargo, existen distintos métodos de monitoreo, los cuáles se pueden variar en facilidad de aplicación y costo. Para esta investigación se evalúa la facilidad de aplicación para cada túnel falso, suponiendo

el menor costo y sin dejar de lado la seguridad de la estructura (Cuadro 47). Se plantean tres niveles de facilidad:

- Alta: Para un monitoreo ejecutado mediante visitas de campo por parte de un especialista. La frecuencia es de seis meses y después de cada evento ocurrido.
- Media: Mediante metodologías y equipos de salud estructural como acelerómetros, medidores de inclinación, celdas de carga, galgas extensométricas, otros. Las cuales son realizadas por técnicos con visitas periódicas cada 2 meses en época lluviosa y 3 meses en época seca, y luego de cada evento importante.
- Baja: Por metodologías remotas. Sistemas que se desarrollan mediante sensores que detectan la existencia y ubicación de los daños en tiempo real, que se hayan podido generar a causa de un sismo o evento de deslizamiento y caída de rocas.

Cuadro 47. Escala de valoración del criterio monitoreo para túneles falsos

Facilidad con la que puede ser monitoreado	Valor
Alta (visita de especialista)	5
Media (Por metodologías y equipo)	3
Baja (Remoto)	1

- Condiciones de sitio

Las condiciones del sitio hacen referencia a las características geológico-geotécnicas de la zona, de las cuales se puede obtener información como el tipo de suelo, formaciones geológicas, grado de alteración, ángulo de fricción, cohesión, capacidad soportante y muchos otros parámetros de importancia. Sin embargo, para este caso en particular solamente se toma en consideración el tipo de falla típico de los taludes, ya que posee gran influencia en la selección del sistema de protección y además, contiene intrínsecamente algunos parámetros mencionados anteriormente.

La escogencia únicamente del tipo de falla, se debe también a que es parte de la reducida información disponible para cada ruta; no obstante, si se realizan estudios de geológico-geotécnicos a futuro, se pueden incluir más variables de decisión.

Debido a que las condiciones de las rutas seleccionadas para esta investigación son distintas, se toma en cuenta para la valoración el modo de falla característico de cada ruta, siendo flujo de detritos para la RN-32 y caído de rocas para la RN-27 (Cuadro 48).

Para la valoración de cada túnel falso según el tipo de falla, se alternan los valores de acuerdo con la ruta que se esté evaluando; es decir:

- Si es para la RN-32, todo túnel falso que sea apto para flujo de detritos obtiene un 5 y si es apto para caído de rocas un 1.
- Si es para la RN-27, todo túnel falso que sea apto para flujo de detritos obtiene un 1 y si es apto para caído de rocas un 5.

Cuadro 48. Escala de valoración del criterio condiciones de sitio para túneles falsos

Tipo de falla	Valor RN-32	Valor RN-27
Flujo de detritos	5	1
Caído de rocas	1	5

4.4.2. Desarrollo de las submatrices de decisión y ponderación de subvariables

Con los criterios y subcriterios de decisión y sus distintas escalas de valoración definidas, se procede a generar las submatrices. Dichas matrices se forman para cada uno de los criterios que poseen subcriterios, es decir: sistema constructivo, plazo constructivo, transmisión de esfuerzos, incertidumbre, mantenimiento y sostenibilidad ambiental. Lo que se busca es encontrar la ponderación de estos subcriterios, de modo que se obtenga el valor de cada alternativa para cada criterio, al igual que se realizó con las capas de amortiguamiento.

El proceso mediante el cual se obtiene la ponderación de los subcriterios es exactamente el mismo que se utiliza para las capas de amortiguamiento, donde se deben normalizar los datos por el método de la suma, utilizar el métodos de ponderación de variables (Entropía y CRITIC) para encontrar los pesos e identificar cuál método es mejor por la Distancia Manhattan. Debido a esto, se muestra solamente las matrices de partida y los resultados obtenidos, en cuanto a las matrices normalizadas, los resultados del método de Entropía y CRITIC y la Distancia Manhattan, se muestran en el Apéndice B.

- Sistema constructivo

Para el criterio sistema constructivo, los túneles falsos de RC y PC obtienen valores altos en suministro de material y experiencia constructiva debido a que todo el material se obtiene dentro del país y existe experiencia en estos sistemas de construcción; no así en el acarreo de materiales, debido a que el RC se debe trasladar todo el acero y el concreto al sitio, mientras que para el PC solo conlleva transporte de elementos ya fabricados. El túnel falso de acero posee valores medios-bajos, porque no es un sistema de construcción común, el material no es 100% nacional y requiere acarreos de elementos metálicos y material granular.

La galería SDR posee un sistema que necesita la importación de elementos especiales, la experiencia internacional es limitada al ser un sistema relativamente nuevo y el uso de los elementos prefabricados, aunado a la inexistencia de una capa de amortiguamiento, hace que posea el valor mayor de acarreo. En cuanto al túnel mexicano, al ser un sistema bastante similar al corte y relleno se posee bastante experiencia y no posee elementos o materiales especiales; sin embargo, requiere de mucho movimiento de material, debido a que posee un relleno superior de gran volumen.

Finalmente, el túnel falso de avalancha al poseer un sistema de construcción con elementos prefabricados y no tener una capa de amortiguamiento, obtiene los valores más altos en suministro y acarreo de materiales; no obstante, la experiencia de estos túneles es únicamente en el sistema constructivo y no en su construcción (Cuadro 49).

Cuadro 49. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios del sistema constructivo

	Suministro de materiales	Experiencia constructiva	Acarreo de materiales	Costo/m
RC	5	5	3	9
PC	5	5	5	9
Acero	3	1	3	1
SDR	3	3	7	13
Mexicano	5	7	1	11
Avalancha	5	5	7	11
Porcentaje	6%	27%	35%	31%

El costo de los túneles falsos (Cuadro 50), son dados por metro lineal y se obtienen de datos de investigaciones y de proyectos ya realizados por Jacquemoud (1999) y Yoshida et al. (2007), por lo tanto son aproximados y pueden variar dependiendo el costo de los materiales, el transporte, condiciones del lugar, entre otros.

Cuadro 50. Costo por metro lineal de los túneles falsos

Túnel Falso	Costo/m
RC	\$18 000.00
PC	\$18 000.00
Acero	\$25 200.00
SDR	\$14 400.00
Mexicano	\$16 000.00
Avalancha	\$16 750.00

- Plazo constructivo

El plazo constructivo está directamente relacionado con el sistema constructivo, específicamente si se utilizan elementos prefabricados o si realizan trabajos en obra como armado y chorreado. Por este motivo el túnel mexicano posee el valor más alto, ya que se puede construir un gran porcentaje de la obra con elementos prefabricados, seguidos se encuentran el PC, SDR y avalancha (Cuadro 51). En cuanto a la capa de amortiguamiento, el SDR, al ser un sistema estructuralmente disipante y no poseer capa de disipación, posee el valor mayor. Lo mismo para el de avalancha, ya que su sistema está diseñado para que el material deslizante pase sobre el mismo y no para soportar impactos de roca. El mexicano posee el valor menor por tener una capa de material de gran volumen más el relleno.

Cuadro 51. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios del plazo constructivo

	Grado de industrialización	Capa de amortiguamiento
RC	3	5
PC	5	5
Acero	1	3
SDR	5	7
Mexicano	7	1
Avalancha	5	7
Porcentaje	49%	51%

- Transmisión de cargas

Para la transmisión de cargas, el peso muerto de la losa o bóveda y de la capa de amortiguamiento son totalmente dependientes del espesor. Es por esto que, la galería SDR al no poseer capa de disipación y ser poseer un losa de bajo espesor, es el túnel que mejores condiciones presenta para este criterio (Cuadro 52).

Cuadro 52. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios de la transmisión de esfuerzos

	Peso muerto por CA	Peso muerto por losa
RC	13	3
PC	13	3
Acero	5	7
SDR	17	9
Mexicano	1	7
Avalancha	17	3
Porcentaje	49%	51%

- Incertidumbre

La incertidumbre, como se había mencionado anteriormente, es una variable de gran importancia, ya que con la información que se tenga para cada túnel falso es sobre la cual se desarrolla el mismo. Los sistemas con los que se hicieron los primeros túneles falsos y que han sido los más utilizados a lo largo de los años, son los que presentan mayor ventaja para este criterio, como es el caso de los túneles falsos de avalancha, RC y PC (Cuadro 53).

Cuadro 53. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios de la incertidumbre

	Estudios históricos	Aplicación a vida real	Respuesta a evento real
RC	5	5	5
PC	5	5	5
Acero	1	1	1
SDR	3	5	1
Mexicano	1	5	1
Avalancha	5	5	5
Porcentaje	26%	33%	41%

- Mantenimiento

Para el criterio de mantenimiento, la facilidad de remoción de escombros será mayor para el túnel falso mexicano, ya que no requiere de esta labor debido a que el relleno posee una inclinación casi similar a la del talud, de modo que los escombros den al acantilado. Esto no es así para los sistemas con capa de amortiguamiento, ya que la remoción de escombros es un poco más complicada.

Por su parte, las reparaciones debido a eventos de mediana energía son mayormente necesarias para las galerías SDR, ya que su sistema de disipación de energía tiene contemplado el daño de la losa o la deformación de los fusibles. Los demás túneles falsos tienen como objetivo evitar el daño de la estructura, por lo que su necesidad de reparación es nula o solo debe reemplazarse parte de la capa de amortiguamiento.

Finalmente, la facilidad de mantenimiento a la estructura portante es más complicada para el sistema mexicano por estar totalmente cubierto de material, caso contrario al SDR. Los túneles de RC, PC y acero poseen una facilidad intermedia (Cuadro 54).

Cuadro 54. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios del mantenimiento

	Facilidad de remoción de escombros	Reparación después de evento de mediana energía	Facilidad de mantenimiento a estructura portante
RC	1	5	3
PC	1	5	3
Acero	3	5	3
SDR	3	3	5
Mexicano	5	7	1
Avalancha	5/3*	7/1*	5
Porcentaje	42%	27%	31%

*Depende la ruta en análisis

Para el túnel falso de avalancha ocurre una situación particular, ya que dependiendo de la ruta que se encuentre en análisis los valores de facilidad de remoción de escombros y la reparación después de eventos de mediana energía serán distintos. Para la RN-32 los valores serán de 5

y 7, y para la RN-27 serán de 3 y 1, respectivamente. Lo anterior, debido a las condiciones de la zona y a no poseer una capa de amortiguamiento.

- Sostenibilidad ambiental

La sostenibilidad ambiental al ser medida por la producción de desperdicios y el origen del material de disipación, suceden casos contrarios entre ambos subcriterios para mismas tipologías de túnel. La producción de desperdicios posee un valor alto para los túneles que utilizan elementos prefabricados, ya que al ser producidos en industria y bajo estándares de control, la producción de desperdicios es menor. Por lo que el sistema mexicano posee el valor mayor, al tener el grado de industrialización más alto, seguido de el PC, SDR y avalancha y finalmente RC y acero.

Por otro lado, para el origen del material de disipación, el túnel falso de avalancha posee el valor mayor por no tener capa de amortiguamiento, seguido del RC y PC por su sistema amortiguador constituido por llantas reutilizadas. En cuanto al túnel de acero y mexicano, los materiales son obtenidos de tajo, debido a que sus capas se conforman de arena y grava con características específicas, respectivamente. Finalmente, el SDR posee un caso particular, porque al ser un sistema estructuralmente disipante no requiere de capa de amortiguamiento, aunque los fusibles que ayudan a la absorción del impacto deben ser importados, lo que causa que su valor en vez de ser máximo sea mínimo (Cuadro 55).

Cuadro 55. Matriz de partida y ponderación de los subcriterios de la sostenibilidad ambiental

	Producción de desperdicios	Origen del material de disipación
RC	1	7
PC	3	7
Acero	1	3
SDR	3	1
Mexicano	5	3
Avalancha	3	9
Porcentaje	44%	56%

4.4.3. Matriz de decisión para la ruta nacional 32 y 27

Una vez encontradas las ponderaciones de los subcriterios de decisión, se procede con el desarrollo de la matriz de decisión con los valores para cada criterio. Para esto, se utiliza el método de Suma Ponderada empleado para la matriz de decisión de capas de amortiguamiento. Se realiza este procedimiento para conformar la matriz de cada ruta, ya que los valores en mantenimiento y condiciones de sitio difieren (Cuadro 56 y Cuadro 57).

Cuadro 56. Matriz de decisión para túneles falsos RN-32

	SC	Diseño	PCo	TC	Incert	Mant	SA	Monit	CS
RC	5.56	5	4.02	7.94	5	2.73	4.35	5	1
PC	6.26	5	5	7.94	5	2.73	5.24	5	1
Acero	1.82	3	2.02	2.98	1	3.42	2.12	3	1
SDR	7.55	3	6.02	12.95	2.84	3.89	1.88	3	5
Mexicano	6.03	5	3.93	4.03	2.32	3.64	3.88	3	5
Avalancha	7.59	5	6.02	9.92	5	5.42	6.35	5	5

* Nota: Sistema Constructivo (SC), Plazo Constructivo (PCo), Transmisión de cargas (TC), Incertidumbre (Incert), Mantenimiento (Mant), Sostenibilidad Ambiental (SA), Monitoreo (Monit) y Condiciones de sitio (CS)

Cuadro 57. Matriz de decisión para túneles falsos RN-27

	SC	Diseño	PCo	TC	Incert	Mant	SA	Monit	CS
RC	5.56	5	4.02	7.94	5	2.73	4.35	5	5
PC	6.26	5	5	7.94	5	2.73	5.24	5	5
Acero	1.82	3	2.02	2.98	1	3.42	2.12	3	5
SDR	7.55	3	6.02	12.95	2.84	3.89	1.88	3	5
Mexicano	6.03	5	3.93	4.03	2.32	3.64	3.88	3	5
Avalancha	7.59	5	6.02	9.92	5	3.47	6.35	5	1

* Nota: Sistema Constructivo (SC), Plazo Constructivo (PCo), Transmisión de cargas (TC), Incertidumbre (Incert), Mantenimiento (Mant), Sostenibilidad Ambiental (SA), Monitoreo (Monit) y Condiciones de sitio (CS)

Con la matriz de decisión conformada, el paso siguiente será volver a realizar el proceso de ponderación de variables para encontrar los pesos correspondientes de cada criterio. Por lo tanto, se normalizan los datos por el método de la suma, se aplican los métodos de Entropía y CRITIC y se escoge cuál obtiene los mejores resultados por la Distancia Manhattan (Cuadros del proceso en Anexo B). Finalmente con las ponderaciones encontradas se utiliza la Suma Ponderada para encontrar el peso final de cada tipo de túnel falso y de este modo, conocer cuál es el túnel falso que mejor se adapta para cada ruta (Cuadro 58 y Cuadro 59).

Cuadro 58. Resultados obtenido por Suma Ponderada para túneles falsos RN-32

	SC	Diseño	PCo	TC	Incert	Mant	SA	Monit	CS	TOTAL
RC	0.40	0.36	0.28	1.08	0.55	0.25	0.47	0.39	0.26	4.05
PC	0.45	0.36	0.34	1.08	0.55	0.25	0.57	0.39	0.26	4.27
Acero	0.13	0.22	0.14	0.41	0.11	0.32	0.23	0.24	0.26	2.05
SDR	0.55	0.22	0.41	1.76	0.31	0.36	0.20	0.24	1.30	5.36
Mexicano	0.44	0.36	0.27	0.55	0.26	0.34	0.42	0.24	1.30	4.17
Avalancha	0.55	0.36	0.41	1.35	0.55	0.50	0.69	0.39	1.30	6.11

Cuadro 59. Resultados obtenido por Suma Ponderada para túneles falsos RN-27

	SC	Diseño	PCo	TC	Incert	Mant	SA	Monit	CS	TOTAL
RC	0.48	0.36	0.33	1.10	0.60	0.20	0.55	0.40	1.08	5.12
PC	0.54	0.36	0.42	1.10	0.60	0.20	0.66	0.40	1.08	5.38
Acero	0.16	0.22	0.17	0.41	0.12	0.26	0.27	0.24	1.08	2.93
SDR	0.66	0.22	0.50	1.80	0.34	0.29	0.24	0.24	1.08	5.37
Mexicano	0.52	0.36	0.33	0.56	0.28	0.27	0.49	0.24	1.08	4.14
Avalancha	0.66	0.36	0.50	1.38	0.60	0.26	0.80	0.40	0.22	5.18

Con los resultados encontrados, se puede conocer las fortalezas y debilidades de cada tipología de túnel falso, de acuerdo con el tramo analizado y de las variables utilizadas, además de su valor total (Figura 81 y Figura 82).

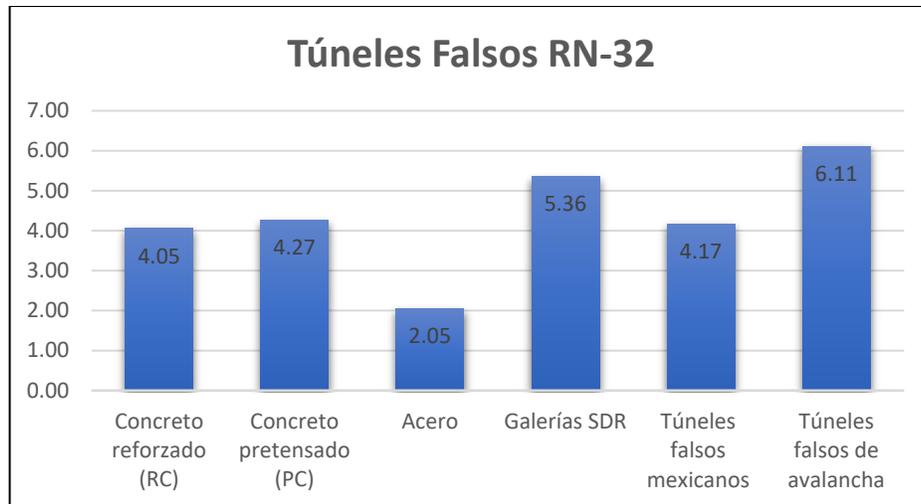


Figura 81. Gráfico del peso total final para cada túnel falso RN-32

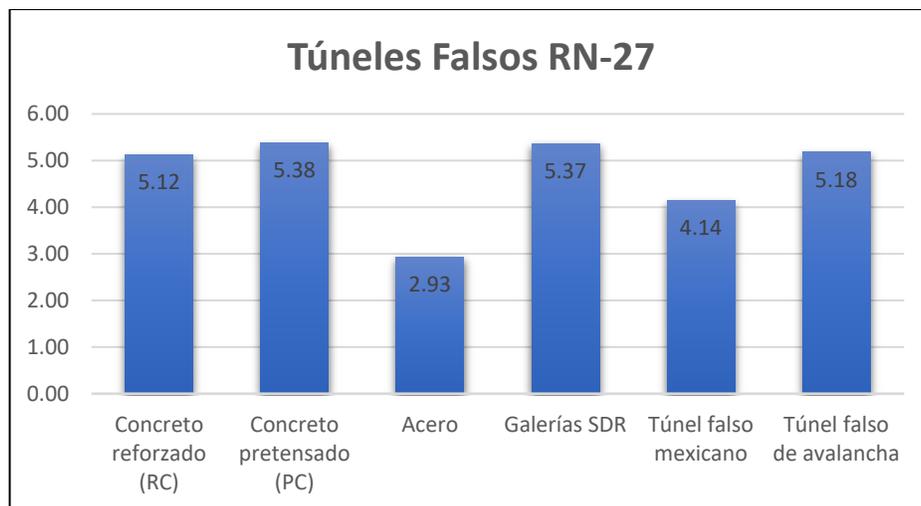


Figura 82. Gráfico del peso total final para cada túnel falso RN-27

4.5. Análisis de resultados

A partir del desarrollo de la EMC se logra encontrar el túnel falso que mejor se adapta a las condiciones incluidas para cada tramo de la ruta en análisis. Además, se obtiene el comportamiento de cada túnel falso para cada criterio, de modo que se puede observar bajo que condiciones es mejor un sistema u otro. Por lo tanto, permite al investigador o interesado en el tema, valorar que tipología es más adecuada.

Así mismo, la metodología da como resultado los pesos que posee cada criterio, por lo que facilita evaluar que tan importante es para el proceso de decisión, sin ser afectado directamente por la valoración subjetiva del investigador.

Los pesos obtenidos para los criterios de ambas rutas poseen un comportamiento bastante similar, donde el sistema constructivo, diseño, plazo constructivo, mantenimiento y monitoreo obtienen los pesos más bajos con valores entre 7% y 9%. En cuanto a los criterios de transmisión de cargas, incertidumbre y sostenibilidad ambiental sus valores rondan entre 11% y 14%. Resultado esperado, ya que estas variables generan un gran impacto en la implementación del túnel falso; debido a que al ser en zonas de montaña, las condiciones de cimentación tienden a no ser las óptimas y además el impacto ambiental adquiere mayor importancia. Por ejemplo, el tramo de la RN-32, que además se encuentra dentro del Parque Nacional Braulio Carrillo. Por su parte, la incertidumbre es la base para el diseño y construcción de los túneles, y bajo la información que se tenga de estos también dependerá la eficiencia y calidad de la obras.

Por último y más importante, es el criterio de condiciones del sitio con valores de 26% y 22% para la RN-32 y RN-27, respectivamente. Estos pesos confirman la importancia de la condiciones geológico-geotécnicas de la zona de aplicación, específicamente de los modos de falla, que son por los cuales se requiere del sistema de protección.

Debido a que la diferencia del valor de los túneles falsos con mayor peso es bastante reducida, resulta más provechoso explorar el comportamiento de cada criterio por separado o en pares. De esta manera se puede tener una mejor comprensión del tema porque se logra apreciar el comportamiento de los túneles para cada criterio de decisión.

- Sistema y Plazo Constructivo

Para el caso del sistema constructivo y el plazo constructivo, que son criterios con baja ponderación, pero con un gran aporte de información para la toma de decisión, existe una fuerte relación. Lo anterior, debido a que la valoración del plazo constructivo se basa en el grado de industrialización del sistema y el tipo de capa de amortiguamiento, los cuales forman

parte del sistema constructivo utilizado. Por lo tanto, es esperado que los resultados obtenidos presenten la misma tendencia (Figura 83).



Figura 83. Gráfico de pesos en base cien de los criterios sistema y plazo constructivo

La galería SDR y el túnel de avalancha son los que presentan mejores condiciones para estos factores constructivos, ya que son sistemas de construcción con elementos prefabricados, con un grado de industrialización igual o mayor al 50% y con un diseño estructuralmente disipante o de manejo especializado de flujos o avalanchas, el cual no necesita de capa de amortiguamiento. Esto promueve que el acarreo de materiales al sitio de trabajo y el plazo sea reducido, además de disminuir los costos de la obra. Por otro lado, al no tener que soportar el peso de la capa de amortiguamiento, el espesor de losa es menor (únicamente para el SDR) y las dimensiones de los demás elementos portantes también disminuyen, lo que apoya a la reducción del costo, haciéndolo el sistema constructivo más barato.

Seguido se encuentran los túneles falsos de PC y mexicano, ya que ambos son construidos con elementos prefabricados y poseen un grado de industrialización igual o mayor al 50%, incluso el mexicano mayor al 70%. Además, junto con estos está el túnel de RC gracias a su experiencia constructiva y espesor de capa, a pesar de ser un sistema de armado y chorreado en sitio. La diferencia que hace de estos sistemas menos aptos desde el punto de vista constructivo, es la capa de amortiguamiento, siendo los túneles falsos de PC y RC menos afectados ya que la capa es bastante más angosta que la del mexicano. También que este factor hace que el costo de la obra aumente.

Por último, está el túnel falso de acero con ponderaciones muy bajas, debido a su costo, acarreo de materiales y capa de amortiguamiento, lo que explica el porque es el sistema menos utilizado alrededor del mundo.

- Diseño e Incertidumbre

Los criterios diseño e incertidumbre poseen una diferencia significativa en sus pesos, de 4% y 5% para cada ruta, pero con una relación entre si similar al caso anterior. Esto es debido, a que la existencia de manuales o guías de diseño se considera como parte de la información de los estudios históricos, lo cual propicia que los resultados tengan el mismo comportamiento. Sin embargo, algunas alternativas (SDR, mexicano y acero) no poseen un valor idéntico para ambas variables, debido a una falta de estudios e información sobre la respuesta a eventos reales y aplicación en carretera (Figura 84).

Como ya se ha mencionado, la información disponible para cada tipo de túnel falso es de importancia; ya que al ser un sistema de protección totalmente nuevo, el conocimiento que se pueda adquirir de cada sistema en cuanto a funcionalidad, diseño, comportamiento, etc., genera una diferencia. Por lo que un peso de 11% y 12% para la incertidumbre, es concordante con las condiciones del país.

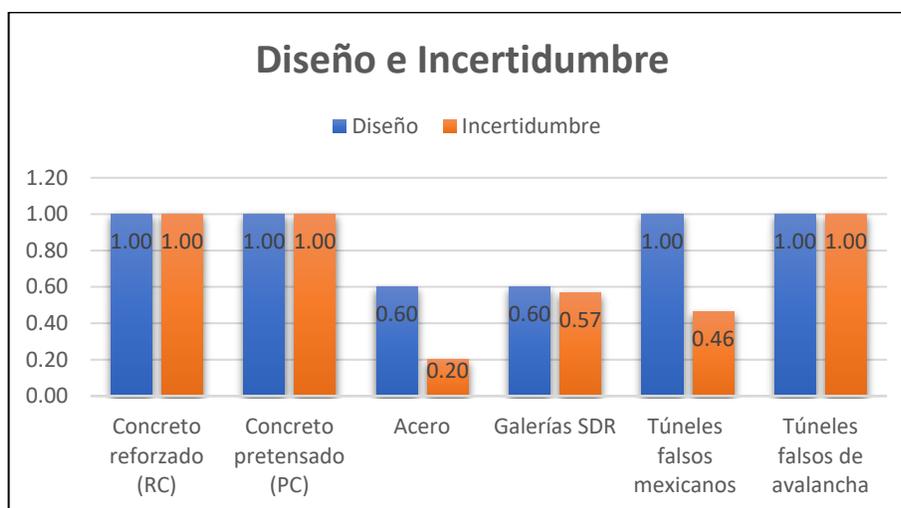


Figura 84. Gráfico de pesos en base cien de los criterios diseño e incertidumbre

Para los túneles de avalancha, PC y RC, al ser los sistemas más usados desde la construcción de los primeros túneles falsos en los años 1910-1930 (los cuales fueron inicialmente de avalancha), son los que poseen mayor cantidad de información, desde estudios de laboratorio a escala real, modelos numéricos y computacionales y distintas guías de diseño (ASTRA, 2008; Jacquemoud, 1999; Japan Road Association, 2000; Schellenberg, 2009). También es debido a esta misma razón, por la cual existen una gran variedad de tipos de capas de amortiguamiento, diseñadas con el objetivo de mejorar el funcionamiento y diseño de la estructura.

El túnel falso mexicano, posee una situación particular, donde la existencia del capítulo 10 en el Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera de México, dedicado al análisis y diseño de túneles falsos, hace que el criterio de diseño obtenga el valor máximo. No obstante, el número de estudios o investigaciones dedicadas a túneles falsos con este mismo sistema constructivo es bastante reducido y se desconoce, o no existen, reportes de comportamientos a eventos de caídos de roca o deslizamientos. Es importante detallar que, aunque sí haya gran cantidad de estudios sobre el sistema de construcción de túneles de zona urbana "cut and cover", no se cuenta con información específicamente relacionada con túneles falsos de carretera de montaña.

En cuanto a las galerías SDR y de acero la información es reducida. No existen manuales de diseño, ni alguna aplicación práctica y por lo tanto, se desconoce sus respuestas a eventos naturales. Es importante resaltar que para ambos tipos de túneles falsos se han construido modelos a escala real, para observar el comportamiento ante eventos inducidos.

- Transmisión de esfuerzos

El criterio de transmisión de esfuerzos posee la segunda ponderación más alta, de 14% para ambas rutas; valor acertado, ya que el peso muerto producto de la losa y de la capa de amortiguamiento, dictan la dimensiones que deben tener los elementos soportantes. Además, la aplicación es analizada en carreteras de montaña, por lo que es esperable que las condiciones del sitio no sean las más adecuadas y que la capacidad soportante del suelo de cimentación sea baja. Este es el caso de la RN-32, con suelos derivados de cenizas volcánicas,

principalmente limos y arcillas con alta humedad (Cordero et al., 2009); por lo tanto, un peso muerto de baja magnitud será más conveniente.

La galería SDR es la que domina esta variable, ya que el objetivo principal de este sistema es la reducción de la cargas muertas mediante la remoción de la capa de amortiguamiento y la invención de un nuevo método de disipación del impacto (fusibles deformables). Además, por medio de este método se logra la reducción del espesor de la losa y por ende una reducción de la dimensiones de lo demás elementos portantes (Figura 85).

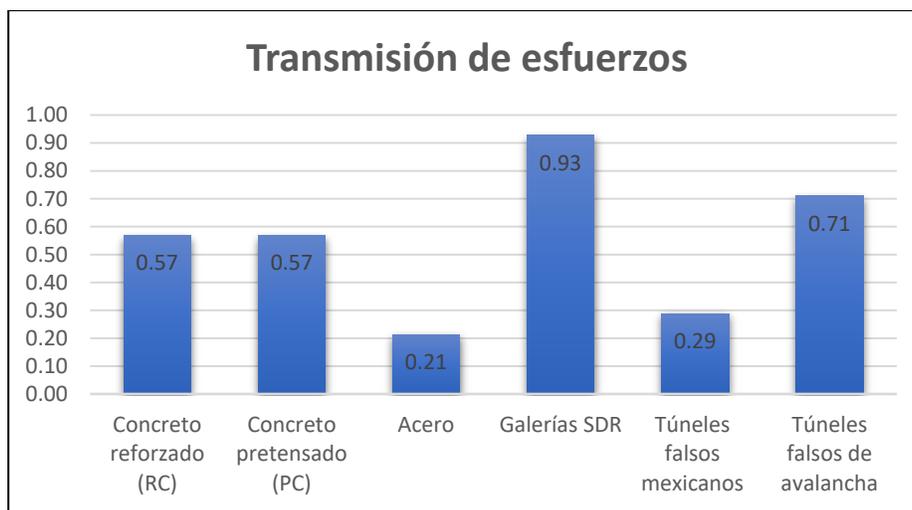


Figura 85. Gráfico de pesos en base cien del criterio transmisión de esfuerzos

Seguido se encuentra el túnel falso de avalancha, el cual no posee capa de amortiguamiento al igual que el SDR; pero el espesor de la losa es igual que para los de PC y RC, es decir 1m, ya que este sistema también debe asegurar la integridad de sus demás elementos estructurales. Por este mismo motivo, la losa es diseñada con un ángulo de caída para que el material desprendido pueda seguir su movimiento y no impacte directamente sobre la losa.

Después siguen los túneles falsos de PC y RC, lo cuales tienen las mismas dimensiones y la misma capa de amortiguamiento. La gran ventaja que presentan ambos sistemas es que la capa de amortiguamiento puede ser reemplazada por otro material más liviano. Para este caso, el material escogido fue la capa de llantas reutilizadas, que posee muy buenas características. Sin embargo, si lo que se busca es la reducción del peso, el EPS armado, la combinación arena-serrín o el vidrio celular también pueden llegar a ser opciones viables. Además, es importante

resaltar que el espesor de losa utilizado para estos casos fue el estándar, por lo que mediante un diseño detallado se podría incluso observar si es posible la reducción del espesor.

En cuanto al sistema mexicano, su estructura es más liviana que el RC y PC, pero la capa de amortiguamiento es de gran espesor y encima posee un relleno superior que aumentan considerablemente el peso muerto total. Por último, en el de acero el peso de la estructura es bastante más pesada que el RC y PC y la capa de amortiguamiento con la cual se han realizado diseños o estudios es con arena, por lo que la implementación de otro material puede mejorar sus características.

- Sostenibilidad ambiental

La sostenibilidad ambiental, tiene la particularidad de que está relacionada con el grado de industrialización de los sistemas constructivos y el tipo de sistema de amortiguamiento que utiliza. Posee una ponderación de 11% y 13%, congruente con la importancia que tiene el impacto ambiental que generan estas estructuras. Por este motivo, el sistema de avalancha posee el peso más alto (Figura 86), debido a que no cuenta con material de disipación y su construcción es por medio de elementos prefabricados. Por lo tanto, la producción de desperdicios es menor y no requiere de material virgen, extraído o reutilizado para disipar impactos.

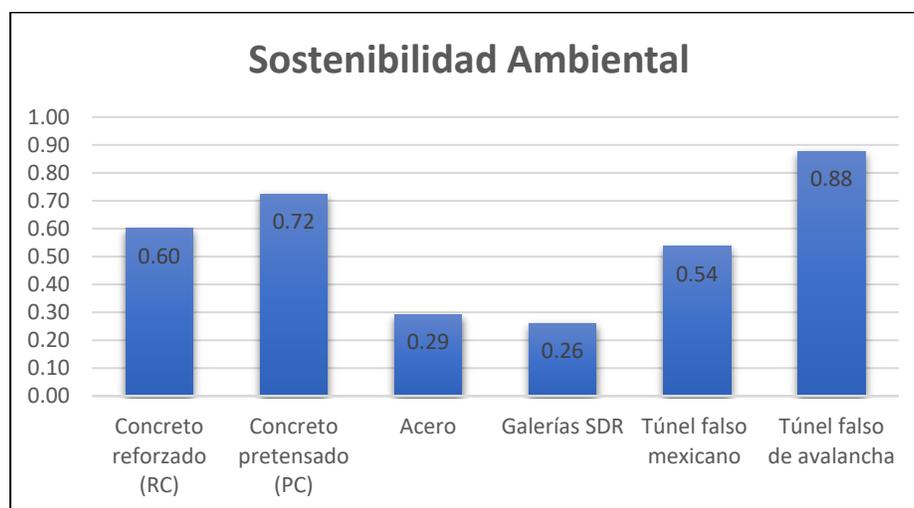


Figura 86. Gráfico de pesos en base cien del criterio sostenibilidad ambiental

En segundo lugar está el túnel de PC, debido a que su construcción es por medio de elementos prefabricados y la capa de amortiguamiento seleccionada es de llantas reutilizadas. Por lo que la producción de desperdicios es menor que todo sistema cuya construcción sea en sitio o que utilice material granular de amortiguamiento o fusibles.

Seguido están los sistemas RC y mexicano, los cuales a pesar de utilizar sistemas constructivos distintos (construcción en sitio y elementos prefabricados respectivamente), poseen un peso similar. Esta particularidad se debe al método amortiguador, donde el RC utiliza una capa de amortiguamiento compuesta por llantas reutilizadas, mientras que el mexicano posee la capa de arena seguido del material del relleno. Por último, están la galería SDR y el túnel de acero, a causa de que los fusibles de disipación del SDR deben ser importados y que el de acero requiere de construcción en sitio de algunos elementos estructurales, aunado a la capa de amortiguamiento de arena.

- Mantenimiento y Monitoreo

Los criterios de mantenimiento y monitoreo forman parte de las variables con menor ponderación, entre 7%-9%. Para estos, el comportamiento que presentan todos los túneles falsos es el mismo para ambas rutas, con la excepción del túnel falso de avalancha, el cual pierde capacidad en el criterio de mantenimiento para la RN-27 (Figura 87). Esta galería posee los valores máximos para la RN-32 (Figura 88), ya que su sistema constructivo y diseño permite el monitoreo por medio de visitas de campo de un especialista cada seis meses o después de cada evento. Mientras que para su mantenimiento, la inclinación de la losa de techo permite el flujo del material, sin la necesidad de remoción y además gracias a su diseño es capaz de soportar eventos de energía media sin la intervención posterior, solamente monitoreo. En cuanto al mantenimiento a la estructura portante, existe una gran facilidad ya que no posee capa de amortiguamiento. Para la RN-27 cambia, debido a que los eventos de energía media serán bloques de roca impactando directamente la losa, por lo que existe una alta posibilidad de colapso y la necesidad de remoción de escombros.

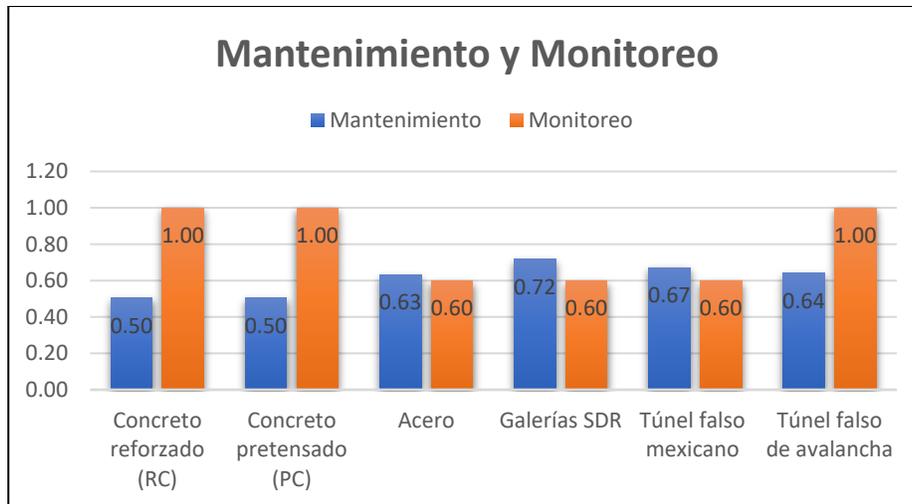


Figura 87. Gráfico de pesos en base cien de los criterios mantenimiento y monitoreo RN-27

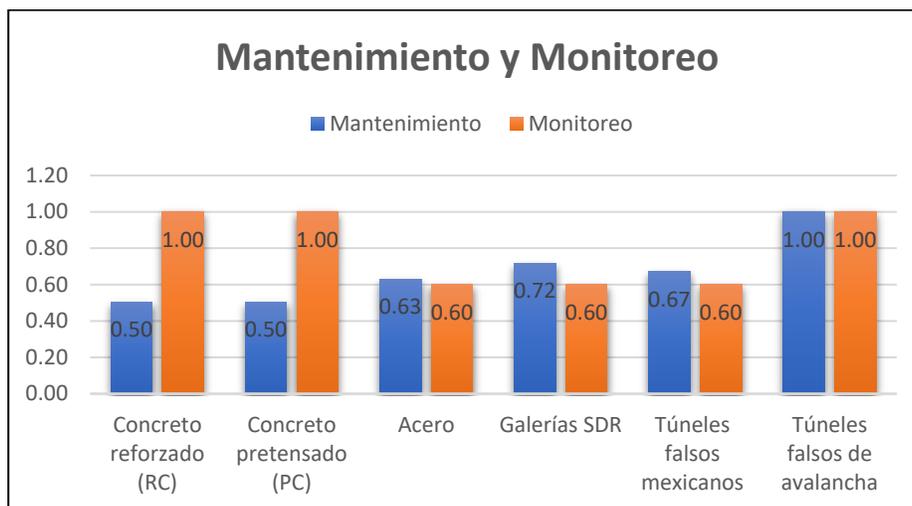


Figura 88. Gráfico de pesos en base cien de los criterios mantenimiento y monitoreo RN-32

Para el túnel falso SDR, mexicano y de acero, el valor de monitoreo es igual para todos, con la necesidad de ser efectuado por medio de metodologías y equipos por parte de un técnico. La razón es que son sistemas con métodos de construcción y sistemas de amortiguamiento más complejos, por lo que monitorear a simple vista resulta difícil y podría poner en peligro la integridad de la estructura. En cuanto al mantenimiento, a pesar que sus características son totalmente diferentes los valores son similares, siendo el SDR el de mayor peso.

La galería SDR cuenta con una alta facilidad de mantenimiento a la estructura portante y de remoción de escombros, debido a la ausencia de la capa disipante; no obstante, existe la

necesidad de reparación de la losa después de eventos de energía media. Para el túnel falso mexicano, no es necesario la remoción de escombros debido a que está diseñado para que no se deban realizar este tipo de labores, gracias a su sistema de amortiguamiento y relleno superior principalmente. Es por esta misma razón, que el mantenimiento a la estructura portante es bastante complicada y que solo pueda realizarse desde dentro del túnel, además de ser el motivo por el cual después de un evento de energía media, solamente será necesario realizar una revisión.

Para el túnel falso de acero, al poseer capa de amortiguamiento de arena, el mantenimiento consiste en la descompactación del material de la zona de impacto después de eventos de energía media. Mientras que, para el mantenimiento de la estructura o la losa, se puede requerir movilizar parte del material amortiguador.

Por su parte, para los túneles falsos de PC y RC, su comportamiento y pesos son iguales, con un valor máximo en monitoreo y bajo en mantenimiento. En monitoreo poseen un valor máximo ya que, al igual que el de avalancha, su sistema de construcción es bastante conocido y existe experiencia nacional. Por lo tanto, la evaluación en campo por parte de un especialista cada seis meses o después de cada evento, es ideal para mantener la seguridad de la obra; siempre y cuando, no se vea la necesidad de actuar con otro proceso de revisión.

En mantenimiento, la facilidad de remoción de escombros puede llegar a complicarse por la capa de llantas, lo que abre la posibilidad de tener que mover algunas de estas para realizar los labores. Esta misma cualidad de poder mover parte de la capa de amortiguamiento, es la que genera que la reparación o mantenimiento de la estructura portante se pueda realizar con mayor facilidad. También, debido a la capacidad de disipación de energía que tiene la capa de llantas, después de eventos de mediana energía solamente se requiere de monitoreo.

- Condiciones de sitio

Por último, para la variable condiciones de sitio es de esperarse que exista una diferencia entre la RN-32 y RN-27 (Figura 89 y Figura 90), ya que como se ha mencionado y se observa en las secciones de caracterización geológica-geotécnica de las dos carreteras (3.2.1 y 3.3.1), las formaciones geológicas, el tipo de suelo y los modos de falla son distintos.



Figura 89. Gráfico de pesos en base cien del criterio condición de sitio RN-32

Por lo tanto, para la RN-32, los túneles falsos de avalancha, SDR y mexicanos poseen el valor máximo, debido a que son sistemas aptos o que tiene un buen comportamiento frente a flujo de detritos. En el caso del túnel de avalancha, su diseño es especializado para este tipo de deslizamientos. Para el SDR, su diseño es enfocado en caído de rocas, pero su sistema de disipación también lo hace apto ante deslizamientos. Y, el mexicano, al poseer un capa de amortiguamiento y relleno superior, es útil para cualquier tipo de deslizamiento o desprendimiento de material, ya sea roca o suelo.

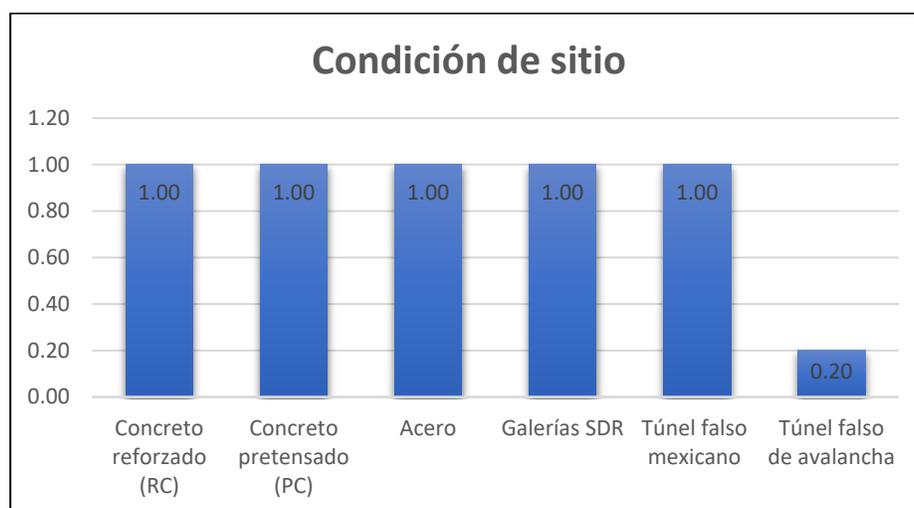


Figura 90. Gráfico de pesos en base cien del criterio condición de sitio RN-27

En cuanto a las galerías de PC, RC y acero, su diseño y sistema de amortiguamiento es para el modo de caída de rocas, por lo que no son adecuados para este tipo de fallas. No obstante, esto no quiere decir que no se puedan utilizar, sino que su rendimiento no será el óptimo.

Por su parte, para la RN-27 todos los tipos de túneles falsos son adecuados para las fallas de volcamiento y caída libre de rocas, definidas para el tramo en cuestión, ya que sus diseños han sido efectuados para resistir y amortiguar este tipo de eventos. La excepción al caso y como es de esperarse, es el sistema de avalancha. Este sistema es el pionero en la protección ante todo tipo de deslizamientos y avalanchas, pero al observar que los caídos de rocas ocasionaban colapsos de la losa de cubierta, se implementó la capa de amortiguamiento de material granular para disipar el impacto y distribuirlo en un área mayor.

Finalmente, se puede reunir toda la información anterior en un gráfico de telaraña para cada uno de los tipos de túnel falso. En la que la alternativa que posea los valores más cercanos a los extremos, es decir formando el eneágono que compone la telaraña, será la galería que mejor cumpla con los criterios de decisión. Se puede observar esto en las Figuras 91 a 96 a continuación.

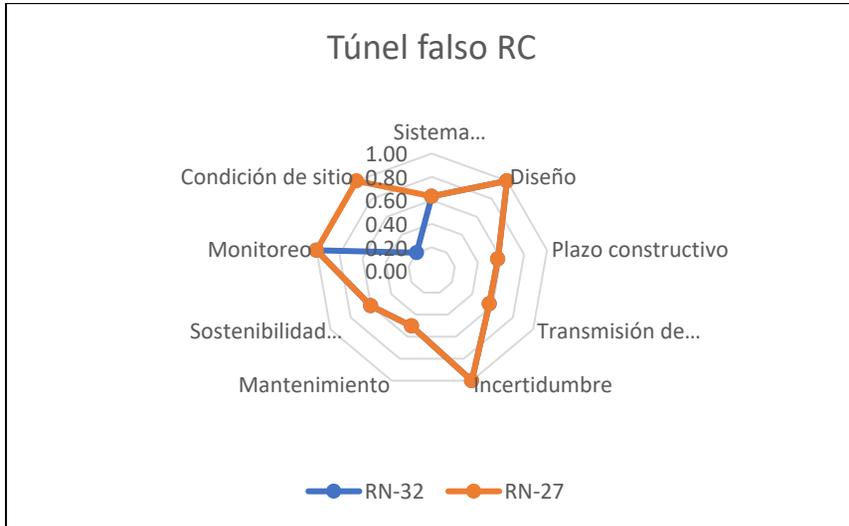


Figura 92. Gráfico de tela de araña para el túnel falso RC

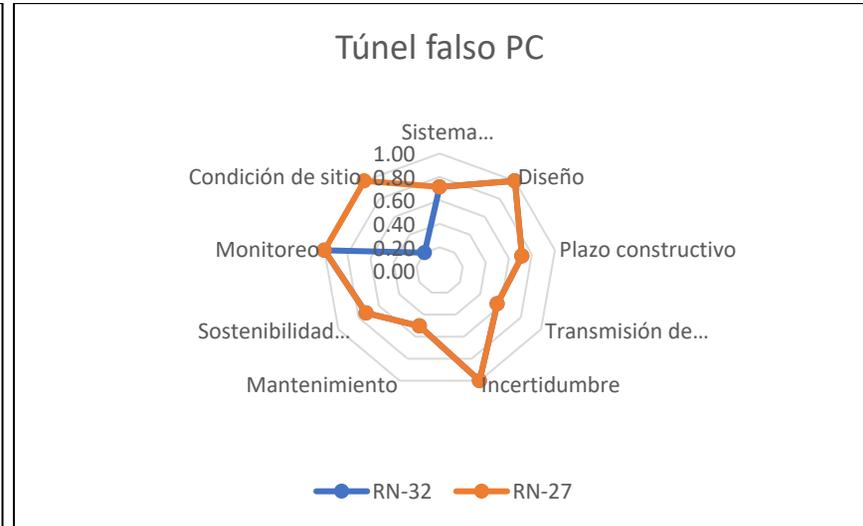


Figura 91. Gráfico de tela de araña para el túnel falso

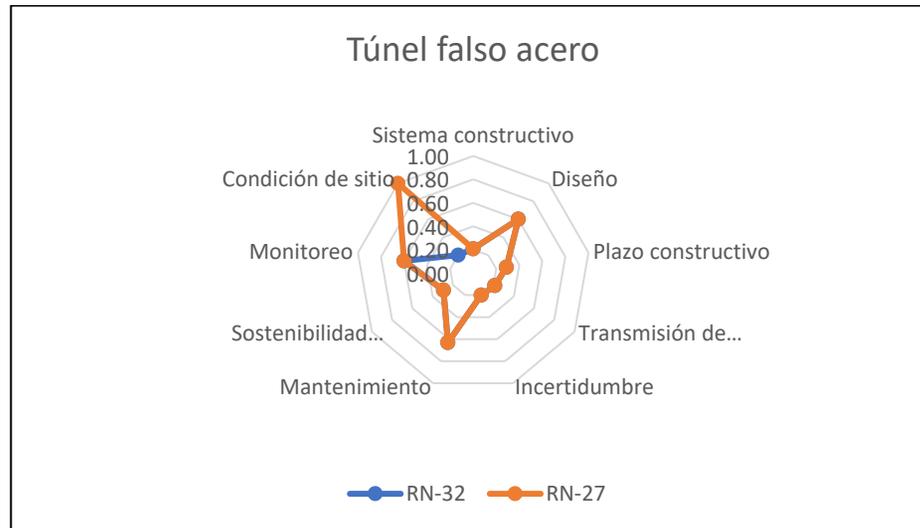


Figura 93. Gráfico de tela de araña para el túnel falso de acero

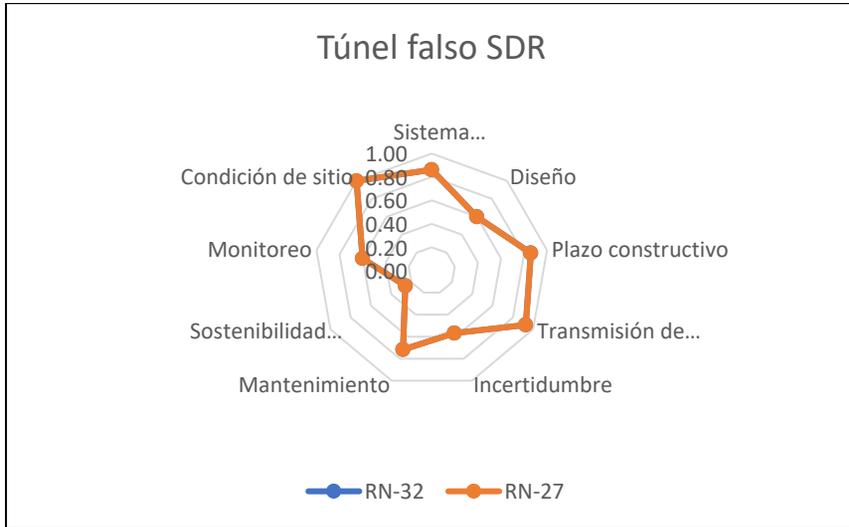


Figura 95. Gráfico de tela de araña para el túnel falso SDR

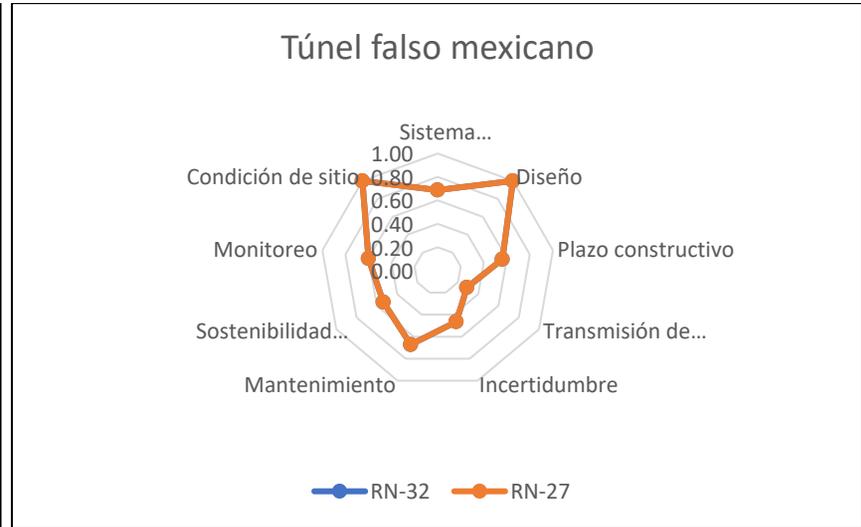


Figura 94. Gráfico de tela de araña para el túnel falso mexicano

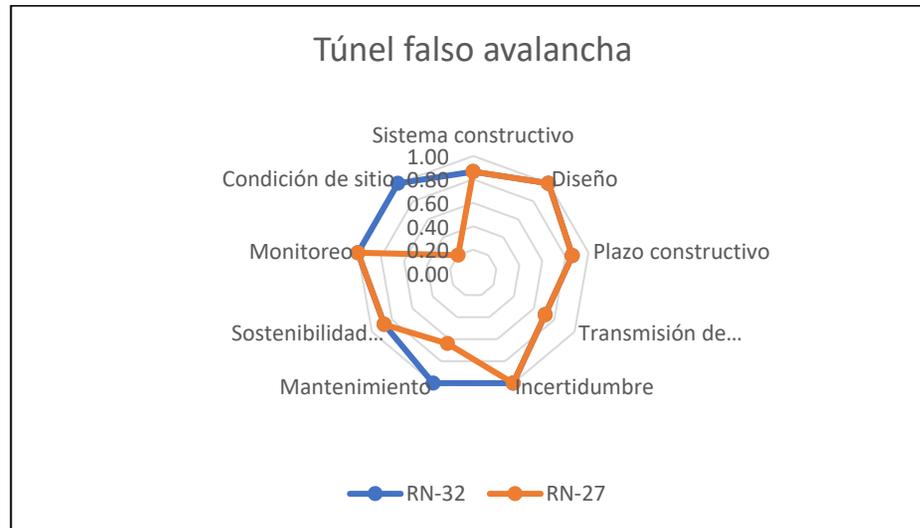


Figura 96. Gráfico de tela de araña para el túnel falso de avalancha

Con la información de los gráficos anteriores, se puede terminar de apreciar con mayor claridad la fortalezas y debilidades que presentan cada tipología de túnel falso, de acuerdo con los criterios de decisión y según la ruta en análisis. Para la RN-32, el túnel falso de avalancha es por mucho la mejor elección, con cualidades casi óptimas en todos los ámbitos. Seguido está el SDR, el cual tiene diferencia significativa en las variables de incertidumbre, diseño, sostenibilidad ambiental y monitoreo.

Por lo tanto, según las condiciones y características del tramo seleccionado para la RN-32, los deslizamientos ocurridos en el pasado y el costo que esto representa para el país, se puede afirmar, que a partir del análisis efectuado por medio de la metodología de evaluación multicriterio, el túnel falso que mejor se adapta a la condiciones es el túnel falso de avalancha.

Mientras que para la RN-27, existen dos opciones con muy buenas características y con un ponderación final casi idéntica, el túnel falso de PC y el SDR. A pesar de que ambos sistemas poseen ponderaciones similares, sus fortalezas y debilidades no lo son. Por lo que esto genera una flexibilidad al momento de elegir el túnel, dependiendo de las condiciones del tramo donde se vaya aplicar o cualquier otra condición que afecte su elección. El sistema de PC posee excelentes cualidades en diseño, incertidumbre, condición de sitio, monitoreo y sostenibilidad ambiental, mientras que el SDR en condición de sitio, sistema constructivo, plazo constructivo, transmisión de cargas y mantenimiento.

Se puede destacar que ambos sistemas son opuestos en cuanto a sus fortalezas y debilidades, ya que donde el PC presenta fortalezas el SDR posee debilidades y viceversa. Por lo tanto, según las características del tramo seleccionado de la RN-27, su constante inestabilidad en el talud y los gastos incurridos en sistemas de estabilidad fallidos y remoción de escombros; se puede afirmar que según el análisis realizado por medio de la EMC, el túnel falso que mejor se adapta a las condiciones es el túnel falso de PC con capa de amortiguamiento de llantas reutilizadas.

Capítulo 5. Análisis económico de la implementación

Como se pudo observar en el Capítulo 3, el país presenta serios problemas de estabilidad de taludes en las rutas nacionales 32 y 27. No obstante, el desarrollo de estructuras tipo túnel falso requieren de una inversión económica bastante alta. Por lo que resulta de gran importancia, no solamente mostrar cuál tipo de túnel falso se puede aplicar como sistema de protección, sino evaluar la capacidad económica del país para llevar a cabo la obra.

Por lo tanto, una vez encontrado el túnel falso que mejor se adapta a cada uno de los tramos de carretera de montaña seleccionados, se procede a la evaluación económica de su implementación. Para ello, se realiza un análisis costo-beneficio de la aplicación de estos túneles, con el objetivo de visualizar la viabilidad de un proyecto de esta magnitud. El análisis consiste en comparar los gastos que se han incurrido por los eventos en los últimos años, que incluye remoción de escombros, tiempo de conductores, daños materiales, trabajos fallidos de estabilidad de taludes, entre otros; contra el costo de construir un túnel falso.

Para poder llevar a cabo el análisis se deben realizar los siguientes tres pasos:

- 1) Investigar los costos incurridos anualmente durante los últimos años, de modo que se ponga en perspectiva el dinero y tiempo invertido en un problema recurrente.
- 2) Un presupuesto general del costo que conlleva la construcción del túnel falso para los tramos seleccionados.
- 3) Comparar y analizar los costos en carretera contra el costo del proyecto.

5.1. Gastos incurridos por ruta

5.1.1. Ruta Nacional 32

La alta frecuencia de deslizamientos que ocurren en esta ruta, especialmente durante la época lluviosa, no solo son un riesgo para los conductores, sino que además representan un gran costo para el mantenimiento y funcionamiento de la carretera. La remoción de escombros específicamente es el valor más reflejado, pero factores como el aumento del tiempo de viaje en las mercancías, turistas y población en general, aunado al impacto al medio ambiente, representan costos de gran importancia, que no son propiamente calculados. Esto sin considerar las vidas perdidas producto de los desastres, las cuales son invaluable.

El costo de los trabajos de remoción y limpieza de escombros depende de la magnitud del evento, ya que si se trata de un deslizamiento menor se puede tardar unas horas en remover el material; mientras que si el deslizamiento es de mayor volumen, puede llegar a requerirse de uno o varios días de trabajo, como es usual.

La inexistencia de un registro actualizado que contenga el costo del trabajo de mantenimiento y limpieza de deslizamientos durante los últimos 40 años, hace que la valoración de la pérdida económica para el país se vea dificultada. Sin embargo, en el 2018, Astorga (2018) menciona que los efectos recientes para ese año tienen un costo de cerca de \$7 millones, solamente tomando en cuenta la remoción de escombros. A esto hay que sumarle el tiempo de todos los conductores que se retrasan en sus tiempos de viaje, turistas y especialmente los camiones que portan la mercadería que proviene o va hacia los puertos de Moín y Limón. Además, sin contar las pérdidas de vidas humanas y la perturbación que se genera sobre el ecosistema del Parque Nacional Braulio Carrillo.

Por otro lado, la nueva Terminal de Contenedores de Moín (TCM) viene a sumar un factor de gran importancia, ya que representó una inversión de \$1 000 millones y se estima que reducirá de 40 horas a 15 horas el tiempo de atención a barcos. Asimismo, “podrá capturar un porcentaje muy alto de los barcos que transitan por el Canal de Panamá. Se proyecta que la cantidad de rutas que llegan a la TCM aumentará hasta en un 285%” (MOPT, 2018). Por consiguiente, también se proyecta un aumento de la salida y entrada de camiones. Para que la funcionabilidad del TCM sea óptima, la duración del transporte de mercadería desde el puerto hasta la GAM y viceversa, debe disminuir, por lo que los continuos cierres de la carretera Braulio Carrillo no son una opción viable a futuro.

5.1.2. Ruta Nacional 27

A diferencia de la RN-32, en la RN-27 se lleva un mejor manejo de los gastos que representan para la Concesionaria los trabajos de remoción de escombros y estabilidad de taludes. Esto debido a que Auto Pistas del Sol S.A. (antigua concesionaria) y Glovalvía (actual concesionaria) han tenido y tienen que presentar estados financieros, al cambiar de una concesionaria a la

otra y al gobierno. Para este caso, se toman los reportes de costos desde el año 2014 hasta el año 2019.

Según el detalle de los gastos de operación presentados por Deloitte & Touch (2017), para los años 2014, 2015 y 2016, el costo de la funciones de operación y mantenimiento de la carretera fueron de \$5 177 838, \$6 118 561 y \$4 004 277, respectivamente (Cuadro 60). Además, se menciona que durante el año 2015, la compañía incurrió en gastos de operación y mantenimiento por \$1 millón (aproximadamente) más que en el ejercicio 2014, por obras de recarpeteo y reparación de taludes.

Cuadro 60. Gastos de operación de los años 2014,2015 y 2016, RN-27

Descripción	2014	2015	2016
Operación y mantenimiento	\$ 5 177 838	\$ 6 118 561	\$ 4 004 277
Total	\$ 18 899 675	\$ 22 994 966	\$ 20 128 211
Porcentaje	27.4%	26.6%	19.9%

Así mismo, se reportan saldos adeudados a la Constructora San José – Caldera CSJC, S.A. por subcontratos realizados en el 2014 y 2015, con valores de \$706 226 y \$550 564, respectivamente.

En el informe de Glovalvia (2018) se detalla que para el año 2016 los costos de construcción fueron de \$5 075 258, mientras que para el 2017 fueron de tan solo \$447 521. Este decremento es debido principalmente al finiquito abonado por importe de \$3 millones a la Constructora San José Caldera, CSJC S.A. Por su parte, los gastos operativos tuvieron un valor de \$19 223 720, del cual solo un porcentaje fue dedicado a funciones de operación y mantenimiento de taludes.

Debido a que el informe no presenta el porcentaje dedicado a estas obras, se parte de los valores conocidos de los años anteriores y de los años posteriores y se estima un valor de aproximadamente \$3 863 968, con un porcentaje de 20.1%. Esto es calculado como la media de los porcentajes. Tomando en consideración la disminución de los gastos conforme avanzan los años, el valor obtenido es meramente aproximado y teórico, por lo que su uso es únicamente para demostrar el gasto incurrido año a año.

En cuanto a los años 2018 y 2019, Glovalvia (2019) reporta gastos de operación de \$11 268 863 y \$13 040 867 respectivamente; donde solamente \$1 311 616 y \$3 028 929 son dedicados a funciones de operación y mantenimiento (Cuadro 61).

Cuadro 61. Gastos de operación de los años 2017,2018 y 2019, RN-27

Descripción	2017	2018	2019
Operación y mantenimiento	\$3 863 968	\$ 1 311 616	\$ 3 028 929
Total	\$ 19 223 720	\$ 11 268 863	\$ 20 128 211
Porcentaje	20.1%	11.6%	15.0%

A partir de estos datos, se puede observar el grado de importancia económica que representan los trabajos de estabilización de taludes, realizados año a año en esta carretera, ya que se tratan de cifras altas por separado y aun más, si se toman como un solo costo (\$23 505 189). Además, este valor no incluye las deudas con empresas constructoras que han sido contratadas como ayuda para la realización de las obras; y los demás costos no directos mencionados anteriormente, como el costo en los tiempos de viaje.

Por lo tanto, se puede evidenciar la necesidad de realizar mejores obras de estabilización de taludes, en las cuales exista un proceso anticipado de diseño, planificación y estudio de la zona. Con el objetivo de que la inversión reduzca los gastos a futuro en temas de operación, mantenimiento y construcción; especialmente, que ya se está presentando un proyecto de ampliación de la ruta.

5.2. Presupuesto preliminar

Para el análisis de la viabilidad económica de la implementación del túnel falso, en el tramo 21+440 – 21+620 de la RN-32 y el tramo 38+600 – 38+780 de la RN-27, se opta por realizar un presupuesto preliminar del costo de las soluciones obtenidas acá. Para ello, se toma en cuenta el costo de material, mano de obra (MO), acarreo de materiales, movimiento de tierra, logística de retención, movimiento vehicular y manejo ambiental, imprevistos y el porcentaje de administración de la empresa constructora.

El presupuesto es elaborado tomando como ejemplo, el diseño del túnel Saalachsee construido en la carretera federal B21/E641 (German Tunnelling Committee, 2015) (Figura 97), uno de los ejes de tráfico más importantes del distrito de Berchtesgadener Land, Alemania. Además, se incluyen las consideraciones de construcción del documento "Rock Fall Sheds – Application of Japanese designs in North America" (Yoshida et al., 2007) y del reporte de Geobrugg AG (2015) para la capa de amortiguamiento del túnel de la RN-27.

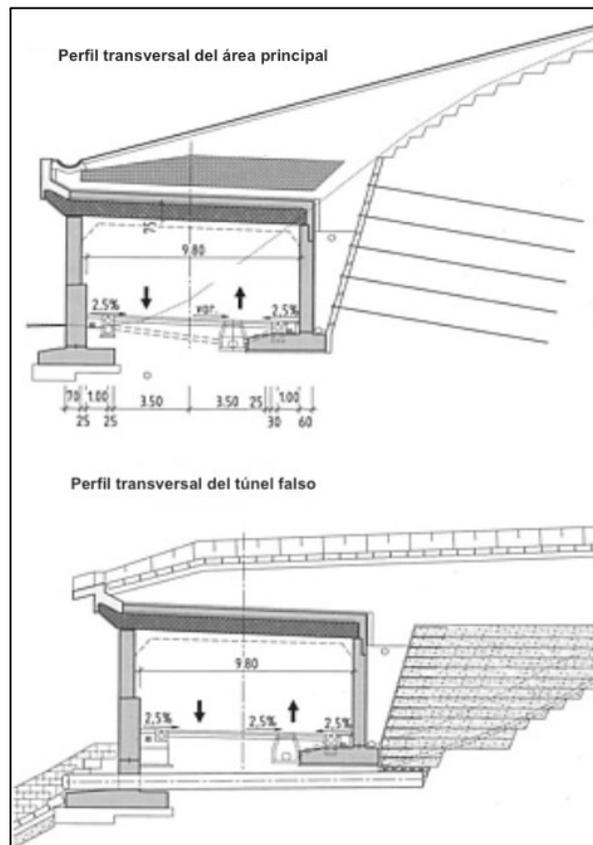


Figura 97. Diseño de la galería Saalachsee (B21)
Fuente: German Tunnelling Committee, 2015

Se decide utilizar este túnel falso en particular porque por un lado, se detalla gran parte de la información constructiva y estructural, la geometría y las dimensiones son similares a las requeridas y los tipos de fallas para que el se está implementando son deslizamientos de suelo y roca y avalanchas. Por otro lado, es que para poder desarrollar un diseño de la estructura, se necesita mayor información de las condiciones geológico-geotécnicas y de las energías de

los posibles eventos a ocurrir; aunado de un análisis estructural con las cargas muertas y vivas que se requieren soportar. Por lo tanto, se sale del alcance de este trabajo de investigación.

Utilizando el diseño de este túnel falso, se realiza el presupuesto de la estructura dividiéndola en cada uno de los elementos estructurales que la componen; es decir: losa, vigas, columnas, muro de retención, muro contra-choques, cimentaciones y anclajes.

- Características del túnel

La losa de techo está conformada por vigas pretensadas en forma de T, colocadas transversalmente a la carretera y sostenidas por el muro de retención del lado del talud y por las columnas del lado del valle. Por encima de las vigas se chorrea una losa de 0.3 m de espesor, conformando lo que se conoce como una losa nervada. El ancho de la losa y el largo de las vigas es el ancho de la carretera más 1.5 m; esto ya que se debe dejar un saliente de la losa después de la unión viga-columna, para evitar que el material de los eventos puedan ingresar dentro del túnel.

Según las mediciones realizadas en campo, el tramo seleccionado de la RN-32 cuenta con tres carriles de 3.5 m de ancho cada uno; es decir, 10.5m de ancho total de carretera, que sumado al saliente de 1.5 m dan un total de 12 m para la losa. En cuanto a la RN-27, el tramo cuenta con la misma cantidad de carriles, pero se realiza el presupuesto para 4 carriles, ya que se toma en consideración la propuesta de ampliación presentada por Glovalvía. En consecuencia, el ancho total de la losa es de 15.5 m.

Las columnas se apoyan sobre el muro contra-choques, con una separación de 1.5 m. La altura libre del túnel falso es de 4.5 m, debido a que en el artículo 9 del Decreto Ejecutivo N°31363 "Reglamento de Circulación por Carretera con Base en el Peso y las Dimensiones de los Vehículos de Carga" (MOPT, 2003) la altura máxima del transporte de carga es de 4.15 m, por lo que se deja un espacio de 35 cm de seguridad.

En cuanto al muro de retención su largo es igual al túnel falso más 10 m a cada lado para asegurar las salidas. Por dentro del muro, existe una pantalla anclada con anclajes de 18 m de largo cada 2 m y, por cada sección, existen 5 anclajes verticalmente. Finalmente, las

cimentaciones son placas cuadradas a cada 1.5 m. Las dimensiones de la losa, vigas, columnas, muro contra-choques, muro de retención y cimentaciones se especifican el Cuadro 62.

Cuadro 62. Dimensiones de los elementos estructurales

Descripción	Largo (m)	Ancho (m)	Espesor / Alto (m)
Losa	180	12/15.5*	0.3
Vigas	12/15.5*	1.5 lado largo 0.5 lado corto	0.7
Columnas	0.7	0.7	3
Muro contra-choques	180	1	1.5
Muro de retención	200	0.6	5
Cimentaciones	2.5	2.5	1

*Depende del tramo

Una vez conocidas las dimensiones de los elementos estructurales, se puede calcular el volumen total de cada grupo de elementos y por ende, el volumen total del túnel falso. A partir de este dato y el costo por metro cúbico de estructura, concreto armado, concreto chorreado y kilogramo de acero, se puede estimar el costo total de la obra.

- Cálculo de costos

Se investiga en distintos medios los costos relativos al concreto y el acero, ya que el concreto utilizado para estas estructuras, como el túnel de Saalachsee, es concreto de alta resistencia (AR) con valores iguales o superiores a 450 kg/cm². Una de las fuentes de información fue la lista de materiales de construcción del Departamento de Registro de Responsabilidad Profesional (2007) del CFIA, en el cual no se enuncia el concreto de alta resistencia, pero brinda el valor del concreto estructural como \$165/m³. Mientras que, para el acero se da un valor de \$1 350/ton, lo que en kilogramos sería \$1.49/kg.

Así mismo, se conversa con concreteras nacionales (AMCO y CEMEX), los departamentos de presupuestos de EDICA Constructora y PRODEYCO Constructora, el Ing. Marco Valverde, el Ing. Robert Anglin y el Ing. Randall Bonilla de la Oficina Técnica CS Construcción del Instituto Costarricense de Electricidad (ICE), y se logra copilar la siguiente información referente a costos (Cuadro 63).

Cuadro 63. Costos unitarios de los materiales de construcción

Descripción	Precio Unitario	Unidad
Concreto alta resistencia	\$ 200.00	m3
Concreto estructural	\$ 165.00	m3
Anclajes	\$ 150.00	m
Acero refuerzo	\$ 1.49	kg
Concreto alta resistencia armado	\$ 650.00	m3
Concreto alta resistencia armado y colocado	\$ 1,000.00	m3
Llantas	\$ 5.00	un
Malla	\$ 12.00	m2

Debido a que se tiene el precio del concreto AR y del acero de refuerzo por separado y por otro lado, el del concreto AR armado, se decide hacer el cálculo del costo de la estructura utilizando ambas formas (Ver Apéndice C). Para encontrar la cantidad de acero de cada elemento se toma como referencia lo mencionado por Delhomme et al. (2005), donde se estima que por cada metro cúbico se utiliza aproximadamente 270 kg de acero de refuerzo. También como se observa en el Cuadro 63, se tiene el costo del concreto AR armado y colocado que incluye tanto el acarreo como la mano de obra (Cuadro 64 y Cuadro 65).

Cuadro 64. Presupuesto del túnel falso para la RN-32

Descripción	Costo		
	Concreto + acero	Concreto armado	Concreto armado +MO + Acarreo
Obra gris	\$ 3 246 934.67	\$ 3 416 212.00	\$ 4 601 480.00
Mano de Obra	\$ 969 299.25	\$ 990 701.48	
Acarreo materiales	\$ 166 108.85	\$ 166 108.85	
Movimiento de tierras	\$ 60 000.00	\$ 60 000.00	\$ 60 000.00
Logística de retención, movimiento vehicular, manejo ambiental	\$ 1 332 702.83	\$ 1 389 906.70	\$ 1 398 444.00
Imprevistos	\$ 462 003.65	\$ 481 834.32	\$ 484 793.92
Administración	\$ 750 755.93	\$ 782 980.77	\$ 787 790.12
TOTAL	\$ 6 987 805.18	\$ 7 287 744.13	\$ 7 332 508.04

Cuadro 65. Presupuesto del túnel falso para la RN-27

Descripción	Costo		
	Concreto + acero	Concreto armado	Concreto armado +MO + Acarreo
Obra gris	\$ 3 760 284.29	\$ 3 946 295.75	\$ 5 423 389.00
Mano de Obra	\$ 1 160 616.70	\$ 1 144 425.77	
Acarreo materiales	\$ 182 220.05	\$ 182 220.05	
Movimiento de tierras	\$ 45 000.00	\$ 45 000.00	\$ 45 000.00
Logística de retención, movimiento vehicular, manejo ambiental	\$ 1 544 436.31	\$ 1 595 382.47	\$ 1 640 516.70
Imprevistos	\$ 442 555.25	\$ 553 065.92	\$ 568 712.46
Administración	\$ 870 032.46	\$ 898 732.13	\$ 924 157.74
TOTAL	\$ 8 005 145.06	\$ 8 365 122.09	\$ 8 601 775.90

Para el costo de la mano de obra, se estima de acuerdo con los valores suministrados por el departamento de presupuestos de EDICA, donde el concreto se cobra aproximadamente a \$15/m³ y el acero a \$0.45/kg, sumado a las cargas sociales (aproximadamente un 53%). Debido a que no se cuenta con un dato para calcular la mano de obra para el caso del concreto armado, al valor encontrado con los datos anteriores, se calcula el porcentaje que representa respecto al costo de la obra gris, siendo de 29%. Con este valor, se estima el costo de mano de obra del concreto armado según su respectivo costo de obra gris (Cuadro 64 y Cuadro 65).

En cuanto al acarreo de materiales y el movimiento de tierras, se utiliza un costo de \$15/m³. En el caso del movimiento de tierras se utiliza los datos del evento del 2015 en el kilómetro 29+000, en el cual se tuvo que remover aproximadamente 4000 m³ de material. Esto se utiliza como la posibilidad menos favorable para el proyecto, donde se debe remover y movilizar una cantidad abundante de suelo; tomando en cuenta que durante la construcción puede ocurrir contingencias, como desprendimientos del talud.

La logística de retención, movimiento vehicular y manejo ambiental, se consideran según las recomendaciones del Ing. Randall Bonilla. El cuál menciona que, el valor de este criterio puede ser aproximadamente el 30% del costo de la obra, esto incluye obra gris, mano de obra, acarreo de material y movimiento de tierra. La logística de retención temporal es sumamente importante, ya que como se mencionó anteriormente, pueden ocurrir desprendimientos de material del talud bajo el cual se está trabajando. Por lo tanto, es posible que deba utilizarse

tablestacas que no se recuperan una vez terminado el proyecto. La logística del movimiento vehicular, se relaciona al personal y la metodología que debe utilizarse para manejar los flujos de vehículos. En cuanto al manejo ambiental, será todo aquello que se requiera realizar de más para no afectar el ecosistema, ya que se encuentra dentro de un Parque Nacional.

Por último, los imprevistos y la administración dependen de los porcentajes que utilizan las constructoras, para este caso se utiliza un 8% y 13% respectivamente. El porcentaje de imprevistos es más alto que el valor comúnmente utilizado en empresas (4%-5%), ya que al ser un presupuesto basado en un diseño de otro país y una obra totalmente nueva para Costa Rica, se puede incurrir en costos adicionales.

Como se puede observar en el Cuadro 64, el costo total del proyecto del túnel falso para el tramo 21+440 – 21+620 de la RN-32, es muy similar para los tres presupuestos, con un costo promedio de \$7 202 685.78. Lo mismo sucede para el tramo 38+600 – 38+780 de la RN-27, con un costo promedio de \$8 324 014.35. Para este último tramo, se puede apreciar el aumento en el costo en poco más de un millón de dólares, debido a la inclusión de la capa de amortiguamiento.

Por otro lado, se puede interpretar el valor total del presupuesto por medio de los metros lineales y los metros cúbicos de obra. Siendo para la RN-32 un costo de aproximadamente \$40 000/m y \$1 400/m³ y para la RN-27 de \$46 000/m y \$1 600/m³.

Sin embargo, como ya se ha mencionado, estos valores están basados en visitas de campo a los tramos estudiados, un diseño de túnel falso de otro país y consideraciones de construcción de la norma japonesa y suiza. Por lo que, es posible que al estudiar a fondo las condiciones de sitio y realizar un diseño geotécnico y estructural, el costo de la obra varíe significativamente. Es por este motivo, que se considera el uso de la guía "Standard Classification for Cost Estimate Classification System" (ASTM E2516-11, 2011), para generar rangos de incertidumbre de las estimaciones de costos realizadas anteriormente.

- ASTM E2516-11

El ASTM E2516-11 es una guía que permite por medio de su metodología realizar una clasificación para las estimaciones de costos, a partir del grado de definición del proyecto.

El grado de definición del proyecto se basa en el nivel o grado de finalización de los detalles estructurales y arquitectónicos y del diseño de la obra; es decir, define la madurez del proyecto y brinda la información de entrada para el proceso de clasificación y determinación de rangos. La clasificación de estimación de costos se divide en 5 clases, donde 5 es un grado de definición del proyecto de 0% a 2% y 1 un grado de 70% a 100% (Cuadro 66).

Cuadro 66. Matriz de clasificación de estimación de costos del ASTM E2516-11

Clase estimada	Grado de definición del proyecto	Uso final	Metodología	Rango de precisión esperado	Esfuerzo de preparación
	Expresado como % de la definición completa	Propósito típico de la estimación	Método de estimación típica	Rango típico relativo al índice de 1 ^A	Grado típico de esfuerzo en relación con el índice de menor costo de 1 ^B
Clase 5	0% a 2%	Proyección o factibilidad	Estocástico o juicio	4 a 20	1
Clase 4	1% a 15%	Estudio de concepto o factibilidad	Principalmente estocástico	3 a 12	2 a 4
Clase 3	10% a 40%	Autorización de presupuesto o control	Mixto pero principalmente estocástico	2 a 6	3 a 10
Clase 2	30% a 70%	Control o oferta/licitación	Principalmente determinístico	1 a 3	5 a 20
Clase 1	70% a 100%	Estimación de chequeo o oferta/licitación	Determinístico	1	10 a 100

^A Si el valor del índice de rango de precisión esperado de "1" representa +10/-5% entonces un valor del índice de "10" representa +100/-50%.

^B Si el valor del índice de esfuerzo de preparación de "1" representa el 0,005% de los costos del proyecto, entonces un valor del índice de "100" representa el 0,5%.

Fuente: Modificado de ASTM E2516-11, 2011

Debido a que la información con la que se desarrolló la estimación del costo de los túneles falsos de la RN-32 y RN-27 es limitada, se toma un grado de definición del proyecto de clase 5. El cual coincide con el uso final o propósito de la estimación, ya que es para una proyección o factibilidad del proyecto. Además, se utiliza un método estocástico basado en factores, métricas y modelos de ejemplo.

Por lo tanto, según esta clasificación y lo que dicta la guía, al ser una estimación clase 5 y tratarse de una construcción de una obra civil, se asigna un rango de precisión a la estimación que va desde un -20% a -30% y de +30% a +50% (Cuadro 67).

Cuadro 67. Rangos de precisión típicos para industrias de procesos y construcción

Clase estimada	Característica primaria		Característica secundaria	
	Grado de definición del proyecto		Rango esperado de precisión	
	% de la definición completa	Proceso Industrial	Industria de construcción en general	
Clase 5	0% a 2%	L: -20% a -50% H: +30% a +100%	L: -20% a -30% H: +30% a +50%	
Clase 4	1% a 15%	L: -15% a -30% H: +20% a +100%	L: -10% a -20% H: +20% a +30%	
Clase 3	10% a 40%	L: -10% a -20% H: +10% a +50%	L: -5% a -15% H: +10% a +20%	
Clase 2	30% a 70%	L: -5% a -15% H: +5% a +20%	L: -5% a -10% H: +5% a +15%	
Clase 1	70% a 100%	L: -3% a -10% H: +3% a +15%	L: -3% a -5% H: +3% a +10%	

Fuente: modificado de ASTM E2516-11, 2011

Para este caso, se decide tomar los valores medios de cada rango positivo y negativo; es decir, -25% y +40%. De modo que, los valores totales encontrados en los presupuestos de ambas rutas poseen un rango de incertidumbre de -25% a +40% (Cuadro 68).

Cuadro 68. Rango de costos para la ruta 32 y 27

Ruta Nacional 32			
Rango	Costo total	Costo/m3	Costo/m
-25%	\$ 5 402 014.34	\$ 1 079.00	\$ 30 011.19
40%	\$ 10 083 760.09	\$ 2 014.14	\$ 56 020.89
Ruta Nacional 27			
Rango	Costo total	Costo/m3	Costo/m
-25%	\$ 6 243 010.76	\$ 1 168.83	\$ 34 683.39
40%	\$ 11 653 620.09	\$ 2 181.81	\$ 64 742.33

El proyecto del túnel de Saalachsee (B21), el cual se tomó su diseño como base para el desarrollo del presupuesto, cuenta con 130 m de longitud y 9.8 m de ancho. El valor total de este proyecto fue de \$7.13 millones, para un costo por metro de \$51 400/m. Por lo cual, los rangos y costos promedios encontrados parecen acercarse fuertemente a la realidad. Si bien es cierto este túnel falso es más pequeño, se desconoce si el costo de los materiales en Alemania es más caro, o si el sitio del proyecto era muy alejado de las industrias y por lo tanto el costo del transporte es mayor. Así como muchos otros factores que pueden afectar los costos.

5.3. Análisis de viabilidad económica

El análisis de viabilidad económica determina el potencial que tiene un proyecto y la factibilidad de inversión en el mismo. Así mismo, permite tomar en cuenta los aspectos funcionales, técnicos y económicos de sus resultados a corto, medio y largo plazo.

Por lo tanto, a partir de los rangos de costo y el costo promedio obtenido de los tres presupuestos y el ASTM E2516-11, se puede realizar el análisis de viabilidad económica del proyecto. Para ello, se toman en consideración tanto los gastos incurridos año a año en mantenimiento de taludes, como la remoción de escombros después de eventos. El análisis se realiza a cada ruta por separado, ya que los gastos y su información difieren de una carretera a otra.

5.3.1. Ruta Nacional 32

La RN-32 cuenta con problemas de inestabilidad de taludes desde los primeros meses de su inauguración y desde aproximadamente el año 2000, se ha mencionado la posibilidad de construir túneles falsos para resolver estos problemas y las consecuencias que conllevan. Esta

carretera es de gran importancia para la economía del país, debido a que es la principal y la más transitada ruta por los camiones de carga que llevan y traen la mercadería desde el puerto de Moín hasta la GAM.

Así mismo, las playas de la provincia de Limón son muy visitadas por turistas nacionales y extranjeros, con un aumento cada año, debido a la publicidad mostrada en las redes sociales. Sin embargo, aún existe una gran cantidad de personas que evitan escoger estas playas como su lugar vacacional, debido al miedo de transitar por el tramo del Braulio Carrillo. Esta desconfianza se ha generado razonablemente, en vista de que todos los años durante la época lluviosa, se producen una gran cantidad de deslizamientos que atentan contra el bienestar de los conductores.

Como se mencionó en la sección 5.1.1, la información sobre gastos incurridos en la remoción de escombros año con año es bastante escasa, pero según datos brindados por Astorga (2018), solamente para el año 2018 se gastaron cerca de \$7 millones. Lo anterior brinda una referencia aproximada del valor al que pueden llegar los costos de los constantes deslizamientos. Además, a esto se deben sumar los costos materiales de los conductores afectados, el tiempo de congestiónamiento y el atraso en mercadería para los puertos.

Tomando como ejemplo el deslizamiento ocurrido en el km 29+000 en junio del 2015, en el cual se tuvo que remover aproximadamente 4000 m³ de material, se puede realizar una estimación aproximada del costo que esto representó. El valor de m³ de movimiento de tierras ronda aproximadamente los \$15, por lo que solamente este evento tuvo un costo aproximado de \$60 000, es decir ₡37 200 000.

Por otro lado, considerando el aumento en el tiempo de viaje de los conductores debido a los deslizamientos, el "Plan Nacional de Transportes de Costa Rica 2011-2035" (MOPT & INECO, 2011) menciona que el valor del tiempo en colones/minuto era de ₡29.28 en el 2010 y se estimaba que aumentaría a ₡50.90 y ₡103.52, para el 2018 y 2035 respectivamente. Por lo que si se extrapola estos valores, se podría estimar que para el próximo año (2022) el valor del tiempo sería de ₡63.29/min.

Continuando el ejemplo previamente mencionado, la carretera se mantuvo cerrada por más de 24 h; de modo que si en este momento sucediera un evento similar, el costo del tiempo para un conductor atrapado sería de aproximadamente ₡91 000. MOPT & INECO (2011) también menciona, que la capacidad de vehículos de esta carretera ronda los 12 000 vehículos/día. Por ende, si se considera el peor de los escenarios, el costo del cierre de la carretera durante 24 h sería de ₡1 092 000 000 (\$1.8 millones). Si por otro lado, se evalúa un escenario menos drástico donde el cierre de la carretera sea de tan solo 6h, el cual es un tiempo común, y se vean afectados 3 000 conductores; esto representaría aproximadamente ₡68 400 000, es decir \$110 000.

Aunado a todo esto, actualmente se encuentra en construcción la ampliación a 4 carriles de la carretera desde el cruce con la RN-4, hasta el centro de Limón; con lo cual se espera que aumente el número de vehículos que circulan por esta ruta. Así mismo, con la nueva Terminal de Contenedores de Moín se prevé una reducción del tiempo de atención a barcos de 40h a 15h; por lo cual, es esencial que haya una fluidez de los camiones de carga desde la GAM hacia el puerto y viceversa.

Por estos motivos, es que para el 2019 el Consejo Nacional de Concesiones (CNC) analizaba el plan de concesión para la ampliación de la RN-32, desde el puente sobre el río Virilla hasta el cruce con la RN-4, uniéndose con la ampliación ya en construcción. Este plan proponía la construcción de 4 túneles falsos (Figura 65), de los cuales se decidió escoger uno de los puntos para realizar el presupuesto. Dicho proyecto de ampliación se estimaba que tendría un costo de \$645 millones.

A partir de los rangos de costos estimados en la sección anterior, se establece que el proyecto de construcción de un túnel falso de 180 m de longitud y 12 m de ancho en el tramo 21+440 - 21+680 (Figura 98 y Figura 99), puede valer desde \$5.4 millones hasta \$10 millones, con un valor promedio de \$7.2 millones. Si se compara este valor con los gastos incurridos en el 2018, parece ser un proyecto factible, ya que son valores cercanos. Sin embargo, se debe considerar que los gastos incurridos en ese año, son debido a todos los deslizamientos que se dieron a lo largo de la ruta y no específicamente en el tramo de estudio.



Figura 98. Modelo de túnel falso para el tramo 21+440 - 21+680 de la RN-32, vista Limón-San José



Figura 99. Modelo de túnel falso para el tramo 21+440 - 21+680 de la RN-32, vista San José-Limón

Por lo tanto, si se toma en cuenta que existe una sección crítica por cada una de las 4 zonas propuestas por el ACCVC & Onca Natural (2005), siendo el tramo en estudio una de ellas; se puede calcular el costo anual en cada tramo, con base en el costo total. Debido a que el número de deslizamientos no es proporcional en cada tramo y por ende el costo tampoco; se puede calcular el porcentaje de eventos al año, de acuerdo con los mapas de deslizamientos de Cordero et al. (2009). De lo cual se obtiene que, para la zona 1, sección donde se encuentra

el tramo analizado, ocurren el 20% de los deslizamientos al año y para la zonas 2, 3 y 4 ocurren el 47%, 20% y 13%, respectivamente.

Continuando con el valor de costo anual de \$7 millones para el 2018, se obtiene que el costo anual en el tramo de estudio es de aproximadamente \$1.4 millones. Por consiguiente, se requeriría que esta condición se repitiera por 5 años seguidos para igualar el valor del túnel falso; sin tomar en consideración el costo por daños materiales, daños a las personas y el tiempo de congestiónamiento y atraso en el puerto.

Finalmente, se puede concluir que la inversión inicial del proyecto es de gran valor, pero puede pagarse con el pasar de los años al reducir los gastos en todos los aspectos mencionados anteriormente. Si hipotéticamente se considera la posibilidad de haber realizado estas obras desde los inicios del año 2000 (+10 años después de su construcción), actualmente ya se habría pagado el costo total de los mismos con los gastos incurridos año tras año.

5.3.2. Ruta Nacional 27

La RN-27 al igual que la RN-32 ha presentado problemas de inestabilidad de taludes desde los primeros meses de su inauguración en el 2010. La diferencia, es que el costo que han representado todos los problemas a la carretera se tiene mejor contabilizado, debido a los estados financieros que debe presentar la concesionaria al gobierno.

La RN-27 se escoge también para el análisis de implementación de túneles falsos ya que tiene gran importancia para la economía y movilidad del país. Desde la construcción de esta carretera, se convirtió en la principal vía al Pacífico Central, donde se encuentra el segundo puerto de Costa Rica y una gran cantidad de playas, que son fuertemente visitadas por turistas nacionales y extranjeros durante todo el año.

En la sección 5.1.2 se muestran los costos desde el año 2014 al 2019, con un costo promedio de \$3.92 millones en operación y mantenimiento el cual representa un 20.1% del total de gastos anuales en la carretera. Estos gastos son dados para toda la carretera, sin embargo, se conoce que los tramos vulnerables que presentan problemas por caídos de rocas y

deslizamientos se encuentran en la sección 2 de la carretera, específicamente los 4 kms más problemáticos 37+500, 38+600, 44+500 y 46+000.

Las actividades que comprenden el costo de operación y mantenimiento son: remoción de escombros, mantenimiento de taludes y construcción de sistemas de estabilidad de taludes o reforzamiento de los existentes. Por lo tanto, y al igual que para la RN-32, no se contempla el costo que los eventos de caída de rocas y deslizamientos representan en el tiempo para los conductores, daños materiales, retrasos en el puerto y daños a la salud.

Al considerar nuevamente el costo del tiempo expuesto en el "Plan Nacional de Transportes de Costa Rica 2011-2035" (MOPT & INECO, 2011) y tomando como caso de ejemplo el deslizamiento ocurrido en noviembre del 2020 en el km 41; se puede estimar de manera aproximada el costo que representa un evento de esta magnitud. Esta falla generó que se deslizaran entre 2 000-3 000 m³ de material y que la ruta estuviera cerrada durante 24h.

Por lo tanto, tomando el costo promedio de movimiento de tierra previamente mencionado en la sección anterior (\$15/m³), solamente el movimiento del material representa un valor aproximado de \$45 000. Mientras que el costo del tiempo, para un valor de ₡63.29/min por vehículo y un escenario con la capacidad máxima de vehículos que soporta la ruta (17 700), representa un costo total de ₡1 613.1 millones (\$2.6 millones). Sin embargo, como afectar a la capacidad máxima de vehículos de la carretera y aumentar su tiempo de viaje en 24 h, no es una posibilidad muy realista, se explora un escenario menos drástico. En consecuencia, se supone que el tiempo de viaje de los conductores se ve afectado en 3 h por el mismo evento y que la cantidad de vehículos afectados es el 60% de capacidad (10 620). Como resultado, el costo total del tiempo sería de ₡121 millones (\$195 000).

Por su parte, el presupuesto del túnel falso se realiza para uno de los cuatro tramos más afectados y problemáticos, el tramo 38+600 – 38+780, donde se plantea con un largo de 180 m y un ancho de 15.5 m (Figura 100 y Figura 101). El rango de costos obtenidos para esta obra va desde los \$6.2 millones hasta los \$11.7 millones, con un valor promedio de \$8.3 millones y \$46 000/m.



Figura 100. Modelo de túnel falso para el tramo 38+600 - 38+750 de la RN-27, vista San José-Caldera



Figura 101. Modelo de túnel falso para el tramo 38+600 - 38+750 de la RN-27, vista Caldera-San José

Si bien es cierto, pensar en una solución de \$8.3 millones para los problemas de estabilidad de un solo tramo no resulta factible a primera vista; hay que considerar que esta obra viene a reducir considerablemente los costos en operación y mantenimiento, tiempo de congestión, tiempo de atrasos en mercadería y daños materiales. Por lo que, al realizar el mismo procedimiento que para la RN-32, se puede calcular el costo anual por tramo crítico, de acuerdo al costo total en operación y mantenimiento y comparar contra el costo del túnel.

Para este caso, se considera que el costo en operación y mantenimiento es proporcional para los cuatro tramos más problemáticos, entre estos el seleccionado para esta investigación. No obstante, se conserva un porcentaje de al menos 10% para los demás tramos que presentan problemas de estabilidad con menor frecuencia, como se observó en la sección 3.2.4. Por consiguiente, cada tramo tiene un porcentaje de 22.5%, que de acuerdo con el costo promedio anual, es de \$882 000 anuales. Para este valor, se requeriría de aproximadamente 9 años para igualar el costo del túnel falso, sin tomar en cuenta los costos por congestionamiento, daños materiales, daños a la salud y retrasos en los puertos; además de no considerarse eventos extraordinarios, donde se deslicen grandes volúmenes de suelo y roca.

Si se pone en perspectiva, los problemas de estabilidad del tramo en análisis se han dado desde la inauguración de la carretera; es decir, 11 años que ha requerido de remoción de escombros, mantenimiento, reparación y construcción de otros sistemas de estabilización. Por lo que si se toma el costo encontrado anteriormente, ya se habría pagado el túnel falso para este momento.

Por lo tanto, se puede afirmar que a partir de los costos en operación y mantenimiento, existe capital para la inversión en una obra que es capaz de poner fin a los problemas recurrentes en los taludes. Siendo además un sistema de protección con una vida útil mucho mayor a los sistemas utilizados actualmente y que brinda mayor seguridad a los conductores; que permite poner fin a la continua destrucción de la montaña y a su ecosistema y que posee un impacto visual menor.

Finalmente, el ministro de Obras Públicas y Transporte, Rodolfo Méndez Mata, mencionó en diciembre del 2020 que se debe "priorizar las soluciones a los constantes deslizamientos y derrumbes que existen en algunos kilómetros de la vía, antes de hablar de otra cosa sobre la ruta 27" (Rojas, 2020), refiriéndose a la propuesta de ampliación presentada en el 2019 la cual se estimó en \$600 millones.

Capítulo 6. Conclusiones

6.1. Conclusiones

El presente trabajo de investigación surge de la necesidad de conocer y evaluar la posibilidad de aplicación del túnel falso, para las condiciones geológico-geotécnicas presentes en un tramo de la RN-32 y RN-27. A partir de las investigaciones consultadas, la metodología de evaluación multicriterio y el análisis económico desarrollado, se llega a las siguientes conclusiones:

1. Se determinó que es factible emplear túneles falsos para los tramos 21+440 - 21+680 de la RN-32 y 38+600 - 38+750 de la RN-27, desde el punto de vista geológico-geotécnico y económico.
2. Se identificó que el país posee las herramientas necesarias para desarrollar los estudios geológico-geotécnicos y las investigaciones de comportamiento estructural.
3. A partir de la EMC, se encuentra que la capa de amortiguamiento de llantas reutilizadas es la de mayor peso (6.77) de acuerdo con los criterios de decisión utilizados.
4. Se determina que el criterio de condiciones de sitio tiene un gran impacto en el proceso de selección, con un peso de 26% para la RN-32 y 22% para la RN-27.
5. Para el tramo de la RN-32 se encontró que el túnel falso de avalancha posee las mejores características, con una ponderación total de 6.11.
6. Para el tramo de la RN-27 se obtuvo que el túnel falso de PC con capa de amortiguamiento compuesta de llantas es el que mejor se adapta a la condiciones, con una ponderación total de 5.38.
7. Se indentificó que las características geológico-geotécnicas y climatológicas a lo largo de toda la sección del Braulio Carrillo (RN-32) y el tramo 2 (RN-27) son parcialmente uniformes, por lo que se podría evaluar la aplicabilidad del túnel falso seleccionado para cada tramo de estudio en otros puntos vulnerables.
8. Se observó que los resultados obtenidos con la EMC pueden verse alterados, si se encuentra información diferente a la utilizada en esta investigación.
9. Para el análisis económico realizado, se estimó un rango del costo total del proyecto de construcción del túnel falso de \$5.4 a \$10 millones para la RN-32 y de \$6.2 a \$11.7 millones para la RN-27.

10. Se calculó que si los tramos analizados representan un 20% (RN-32) y un 22.5% (RN-27) del costo total anual en operación y mantenimiento, se requiere de aproximadamente 5 y 9 años respectivamente, para pagar el valor del túnel falso.

6.2. Recomendaciones

A partir del desarrollo de esta investigación se encontraron las siguientes recomendaciones a tomar en cuenta:

1. Desarrollar un estudio geológico-geotécnico en conjunto con un análisis de los eventos de deslizamiento pasados, para reconocer posibles eventos futuros, sus planos de falla, volumen de material o dimensión de la roca, energía asociada y las características geotécnicas del suelo y la roca. De modo que, se pueda detallar la información introducida a la matriz de decisión para asegurar una respuesta mejor condicionada.
2. En caso que se utilice la matriz de decisión expuesta y se tenga información que altere los valores de entrada, es recomendable realizar todo el proceso de asignación de pesos de la EMC, ya que los pesos de los criterios pueden variar.
3. Evaluar mediante modelos computacionales, la implementación de una capa de amortiguamiento de material granular de bajo espesor para el diseño del túnel falso de avalancha, debido a la posibilidad de aparición de bloques de roca durante eventos de flujo de detritos.
4. Se recomienda realizar una continuación de este trabajo de investigación a nivel estructural, con el objetivo de adaptar las guías y manuales de diseño suizo y japonés a las condiciones del país.
5. Es recomendable que antes de la construcción del túnel falso, se realice estudios de su comportamiento según las condiciones a las que se va enfrentar para conocer esfuerzos máximos, elementos en fluencia, superficies de rotura y desplazamientos.
6. Con el fin de asegurar la salud y el comportamiento idóneo de la estructura, se recomienda investigar e instalar instrumentos de control en los elementos estructurales para tener un sistema de monitoreo de alerta temprana.

7. Debido a que el análisis económico está basado en la información de costos generales que se tienen para cada ruta, se recomienda realizar un estudio económico que permita observar los gastos en los que se incurre año a año, específicamente en los tramos de estudio. Este deberá incluir los costos en movimientos de escombros, restauración de zonas dañadas, daños a bienes privados, tiempo por congestiónamiento y la pérdida de vidas.
8. Evaluar la existencia de problemas de estabilidad global (falla de toda la sección) o de capacidad de soporte (suelos blandos) para ambos tramos, con el objetivo de verificar si el material de cimentación resiste el peso de la estructura. De no ser posible el uso del túnel falso, se recomienda evaluar otras opciones como los túneles subterráneos.

Capítulo 7. Referencias Bibliográficas

- ACCVC, & Onca Natural. (2005). *Plan de Manejo del Parque Nacional Braulio Carrillo*.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2010). *Reporte de Inspección Ruta 27 San José - Caldera*.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2015). *Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica*.
- ASTM E2516-11. (2011). *Standard Classification for Cost Estimate Classification System*.
<https://doi.org/10.1520/E2516-11.2>
- Astorga, A. (2018). *Ruta 32: ¿problemas o soluciones duraderas?* Allan Astorga, Consultor Ambiental.
- ASTRA. (1998). *Actions on Rockfall Protection Galleries*.
- ASTRA. (2008). *Actions on Rockfall Protection Galleries*.
- Aznar, J., & Guijarro, F. (2012). *Nuevos Métodos de Valoración Modelos Multicriterio* (2 Edición). Universitat Politècnica de València.
- Benemérito Cuerpo de Bomberos de Costa Rica. (2015). *Fotografías aéreas del deslizamiento ruta 32*. <https://www.facebook.com/BomberosCR/posts/873125299436774>
- Berthet-Rambaud, P., Mazars, J., & Daudeville, L. (2003). *Numerical modeling of rock fall impacts on reinforced concrete slabs*.
- Betancurt, G. (2007). *Túneles falsos como alternativa complementaria para proyectos de carretera*.
- Bogantes, R., Laporte, G., Quesada, C., & Vásques, A. (2002). *Zonificación geotécnica general de Costa Rica considerando elementos edáficos y climáticos*.
- Calvo, G. (2013). *Modelo de Priorización de Obras Geotécnicas para la Intervención y Mantenimiento de Obras de de Infraestructura Vial del CONAVI*.
- Casanova, P. (2006). *Dimensionamiento de Galerías de Protección frente a desprendimientos de rocas*.
- Céspedes, J. A. (2020). Vehículo y trailer afectados por derrumbe en la ruta 27. *La Nación*.
<https://www.nacion.com/sucesos/desastres/vehiculo-y-trailer-afectados-por-derrumbe-en-la/UEPHD5Q36BFAVKGRK2ALFH6CU/story/>
- Chikatamarla, R., Laue, J., & Springman, S. M. (2004). Rockfall impact on protection galleries. *Second International Conference of Structural Engineering Mechanics and Computations, Balkema, Rotterdam, Cape Town, South Africa*, 1139–1144.

- Clough, R., & Woodward, R. (1967). Analysis of Embankment Stresses and deformations. *Journal of Geotechnical Division*, 529–549.
- Colson, G., & de Bruyn, C. (1989). Models and methods in multiple objectives decision making. *Math Comput Modelling*, 1201–1211.
- Comisión Nacional de Emergencias. (1995). *Mapa de deslizamientos "Carretera Braulio Carrillo."*
- Cordero, D., Sanabria, J., Garro, J., Vargas, W., & Barrantes, R. (2009). *Evaluación de vulnerabilidad ante amenazas naturales, Ruta Nacional 32, tramo San José-Río Sucio.*
- Corrales, E. (2021). *Ruta 32 permanece cerrada por derrumbe.*
https://www.teletica.com/nacional/ruta-32-permanece-cerrada-por-derrumbe_281632
- de Matties, A. (2003). *Estabilidad de Taludes.*
- Delhomme, F., Henriot, N., Perrotin, P., & Mougín, J. (2003). *Etude expérimentale d'une dalle en béton armé pour un ouvrage pare-bloc.*
- Delhomme, F., Mommessin, M., Mougín, J. P., & Perrotin, P. (2005). Behavior of a structurally dissipating rock-shed: Experimental analysis and study of punching effects. *International Journal of Solids and Structures*, 42(14), 4204–4219.
<https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2004.12.008>
- Deloitte & Touch. (2017). *Informe de los Auditores Independientes.*
- Denyer, P., & Kussmal, S. (1994). *Atlas Geológico Gran Area Metropolitana.*
- Departamento de Registro de Responsabilidad Profesional. (2007). *Lista de Materiales de Construcción.*
- EPS Industry Alliance. (2018). *Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam Applications & Technical Data.*
- Frey, R. (1999). Swiss Guideline: Actions on rockfall protection galleries. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Design of Protection Structures*, 13.1-13.4.
- Geobrugg AG. (2015). *ROCKFALL-XTM damping system makes rockfall protection galleries even stronger.*
- German Tunnelling Committee. (2015). *Gallery Saalachsee (B21).* DAUB. <https://www.daub-ita.de/en/tunnel-projects/germany/gallery-saalachsee-b21/>
- Glovalvia. (2018). *PROSPECTO.*

- Glovalvia. (2019). *Autopistas del Sol, S.A. Estados Financieros Intermedios y Notas Al 30 de Setiembre de 2019 En US\$.*
- Henao, D., Arenas, M., & Suárez, L. (2011). *False tunnels as prevention measures against impact from rock falling on mountainous roads: experience in Colombia.*
- Hidalgo, K. (2019). Plan de concesión de ruta 32 costaría \$645 millones, incluye túneles falsos y peaje de ₡3.060. *Amelia Rueda*. <https://www.ameliarueda.com/nota/plan-concesion-ruta-32-costaria-645-millones-tuneles-falsos-y-peaje>
- Hurley, J. (2003). *A UK Market Survey for Foam Glass.*
- Ikeda, K., Kishi, N., Kawase, R., Konno, H., & Nakano, O. (1999). A Practical Design Procedure of Three Layered Absorbing System. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Design of Protection Structures*, 17.1-17.7.
- Ishikawa, N. (1999). Recent Progress on Rock-Shed Studies in Japan. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Design of Protection Structures*, 1.1-1.6.
- Jaboyedoff, M., Baillifard, F., Marro, C., Philippossian, F., & Rouiller, J. (1999). Detection of rock instabilities: Matterock methodology. *Joint Japan-Swiss Seminar on Impact Load by Rock Falls and Protection Structures, October*, 37–43.
- Jaboyedoff, M., & Derron, M. (2005). Hazard assessment within an Integrated Risk Assessment Process for Landslides (IRAPL). In O. Hungr, R. Fell, R. Couture, & E. Eberhardt (Eds.), *Landslides Risk Management*. Taylor & Francis Group.
- Jacquemoud, J. (1999). Swiss Guideline for the Design of Rockfall Protection Galleries: Background, Safety Concept and Case Histories. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Design of Protection Structures*, 14.1-14.8.
- Japan Road Association. (1983). *Manual for anti-impact structures against falling rocks.*
- Japan Road Association. (2000). *Manual for anti-impact structures against falling rocks.*
- Kishi, N., Konno, H., Ikeda, K., & Matsuoka, K. G. (2002). Prototype impact tests on ultimate impact resistance of PC rock-sheds. *International Journal of Impact Engineering*, 27(9), 969–985. [https://doi.org/10.1016/S0734-743X\(02\)00019-2](https://doi.org/10.1016/S0734-743X(02)00019-2)
- Kishi, N., Mikami, H., Okada, S., Yoshida, H., & Schellenberg, K. (2008). Effects of sand cushion on impact resistant behavior of RC slabs under falling-weight impact test. *Proceedings of Annual Meeting of Hokkaido Section of JSCE.*

- Kishi, N., Nakano, O., Matsuoka, K., & Nishi, H. (1992). Field Test on Absorbing Capacity of Sand Cushion. *Journal of Structural Engineering*, 38A, 1577–1586.
- Labiouse, V., & Descoedres, F. (1999). Possibilities and Difficulties in Predicting Rockfall Trajectories. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Desing of Protection Structures*, 5.1-5.8.
- LanammeUCR. (2010). *Evaluación de las condiciones de ladera: Est. 39+000 a Est. 53+000, Tramo II Carretera San José-Caldera Ruta Nacional 27*.
- Li, Q., & Chen, X. (2003). Dimensionless formula for penetration depth of concrete target impacted by a non-deformable projectile. *International Journal of Impact Engineering*.
- Linkimer, L. (2008). Relationship between peak ground acceleration and Modified Mercalli Intensity in Costa Rica. *Rev. Geol*, 38, 81–94.
- Louis, K., Romunde, B., & Bänninger, P. (2008). Intregated Hazard Map of Axen Road. *Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection*, 61–63.
- Madrigal, J. (1997). *Informe Técnico Deslizamientos, aspectos hidrológicos trayecto Túnel Zurquí – Río Sucio "Carretera Braulio Carrillo" DPM-INF-176-97*.
- Maerz, N., Youssef, A., & Fennessey, T. (2005). New Risk Consequence Rockfall Hazard Rating System for Missouri Highways using Digital Image Analysis. *Enviromental & Enginnering Geoscience*, XI(3), 229–249.
- Mamaghani, I., Yoshida, H., & Obata, Y. (1999). Reinforced expanded polystyrene styrofoam covering Rock Sheds under impact of falling rock. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Desing of Protection Structures*.
- Masuya, H., Tanaka, Y., Onda, S., & Ihara, T. (1999). Evaluation of Rockfalls on Slopes and Simulation of The Motion of Rockfalls in Japan. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Desing of Protection Structures*, 4.1-4.8.
- Matsuo, O., Tsutsumi, T., & Sasaki, T. (1999). Current States of Practices and Technical Issues of Rockfall Disasters and Their Mitigation Measures in Japan. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Desing of Protection Structures*, 2.1-2.6.
- Montani, S. (1998). *Sollicitation dynamique de la couverture des galleries de protection lors de chutes de blocs*.
- Reglamento de Circulación por Carretera con Base en el Peso y las Dimensiones de los Vehículos de Carga, (2003).

- MOPT. (2018). Nuevo puerto conecta a Costa Rica con Europa y Asia. *Memoria Institucional 2018-2019*, 59–60.
- MOPT, & INECO. (2011). *Plan Nacional de Transportes de Costa Rica 2011-2035*.
- Orozco, E. (2007). *Zonificación climática de Costa Rica para la Gestión de Infraestructura Vial*.
- Pichler, B., Hellmich, C., & Mang, H. (2005). Impact of rocks onto gravel. Design and evaluation experiments. *International Journal of Impact Engineering*.
- Pierson, L., Davis, S., & van Vickle, R. (1990). *Rockfall Hazard Rating System Implementation Manual*.
- Public Works Research Institution. (1995). *Report of the Impact Test on Rock Impact Force*.
- Quesada, J. (2019). *Nuevamente anuncian túneles falsos para la ruta 32*. CRHoy. <https://www.crhoy.com/nacionales/nuevamente-anuncian-tuneles-falsos-para-la-ruta-32/>
- Real Academia Española. (2019). *Definición de túnel*. <https://dle.rae.es/srv/fetch?id=auzCOFy>
- Rojas, P. (2020). *MOPT urge arreglar deslizamientos en ruta 27 antes que hablar sobre ampliación*. CRHoy. <https://www.crhoy.com/nacionales/mopt-urge-arreglar-deslizamientos-en-ruta-27-antes-que-hablar-sobre-ampliacion/>
- Rosales, S. (2012). *Desarrollo de una herramienta para diseño de falsos túneles como protección contra impacto de caída de rocas usando redes neuronales artificiales*.
- Ruiz, P., Naranjo, R., Valderde, C., Garro, J., & Barrantes, R. (2015). *ESTUDIO DE PRESENCIA DE DRENAJE ÁCIDO DE ROCAS (DAR) EN TALUDES DE LA RUTA NACIONAL 27*.
- Ruiz, P., Valderde, C., Garro, F., Sanabria, J., Naranjo, R., Vega, P., & Barrantes, R. (2018). Evaluación de túneles carreteros en Costa Rica: Túnel Zurquí, Ruta Nacional 32. *Boletín Técnico PITRA-LanammeUCR*, 9(5).
- Sánchez, F., & Suárez, F. (2020). Análisis de un túnel falso. *Obras Subterráneas*, 27, 12–31.
- Sato, H., Mabuchi, T., Ishikawa, N., Enrin, H., & Wakabayashi, O. (1999). Study on Impact Resistance of Rock-Shed Section Model. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Design of Protection Structures*, 9.1-9.6.
- Schellenberg, K. (2009). *On the design of rockfall protection galleries*.
- Schellenberg, K., Röthlin, C., Ghadimi-Khasraghy, S., & Vogel, T. (2012). *A Review on the Design of Rock Sheds with a Cushion Layer*. 6.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2016). Túneles Falsos y Boquillas. In *Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera*. Dirección General de Servicios Técnicos.

- Sonoda, K. (1999). Ultimate Limit States of Rockshed and Design Method. *Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Design of Protection Structures*, 16.1-16.8.
- Soto, P. (2004). *Construcción de túneles*.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Instituto de Investigación sobre erosión y deslizamientos.
- Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional. (2011). *Ubicación y evaluación de sitios susceptibles a deslizamientos de la Ruta Nacional 27 San José – Caldera, Tramo II*.
- Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional. (2020). *Informe de Evaluación del Proyecto San José – Caldera Ruta Nacional 27 Años 2019 – 2020*.
- Vargas, W., & Garro, J. (2003). *Gestión de riesgos naturales en infraestructura vial*.
- Vargas, W., & Garro, J. (2006). *El ángulo crítico de la pendiente y la susceptibilidad a deslizamientos de laderas naturales*.
- Vega, J. (2004). *Evaluación de la vulnerabilidad del puente sobre el Río Chirripó ante las amenazas de socavación e inestabilidad del cauce*.
- Vision Air C.R. (2015). *Ruta 27 km 46 Deslizamiento*.
<https://www.youtube.com/watch?v=b3WGISC8ziI>
- Vogel, T., Labiouse, V., & Masuya, H. (2009). Rockfall Protection as an Integral Task. *Struct Eng Int*, 321–326.
- Volkwein, A., Schellenberg, K., Labiouse, V., Agliardi, F., Berger, F., Bourrier, F., Dorren, L. K. A., Gerber, W., & Jaboyedoff, M. (2011). Rockfall characterisation and structural protection - A review. *Natural Hazards and Earth System Science*, 11(9), 2617–2651.
<https://doi.org/10.5194/nhess-11-2617-2011>
- Wang, M., Shi, S., Peng, X., & Yang, Y. (2013). A new-type flexible rock-shed under the impact of rock block: initial experimental insights. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3329–3338.
- Yoon, K. (1987). A reconciliation among discrete compromise solutions. *Journal of Operational Research Society*, 3(38), 272–286.
- Yoshida, H. (1998). Movement of boulders on slope and its simulation. *Recent Studies on Rockfall Control in Japan*.
- Yoshida, H., Nomura, T., Wyllie, D., & Morris, A. (2007). Rockfall Sheds: Application of Japanese Designs in North America. *ASCE Landslides*, 1–17.

- Zeleny, M. (1973). "*Compromise Programming*" In *Multiple Criteria Decision Making*.
- Zeleny, M. (1982). *Multiple criteria decision making*. McGraw-Hill.

Capítulo 8. Apéndices

8.1. Apéndice A

Cuadro 69. Nomenclatura de las formulaciones para el cálculo de la fuerza de impacto creadas por distintos autores

Yoshida & Masuya	
C_r	Coeficiente estático
T_{imp}	Tiempo de impacto
P	Fuerza de impacto sobre capa de material
W	Peso del bloque
H	Altura de caída
g	Aceleración de la gravedad
P_{losa}	Fuerza de impacto sobre losa
U_c	Grado de uniformidad de la tierra
U_0	Grado de uniformidad estándar (1.53)
β_0	Coeficiente de influencia espesor suelo
e	Espesor de la capa de suelo
e_0	Espesor estándar (90 cm)
Tonello	
M	Masa de la losa + material de cubierta
m	Masa del bloque
g	Aceleración de la gravedad
h	Altura de caída
k	Rigidez del sistema losa + material de cubierta
P	Fuerza de impacto
P_u	Fuerza para que la losa alcance su desplazamiento último
δ_u	Desplazamiento último de la losa
δ_e	Desplazamiento de la losa en el límite elástico
Lang	
P	Fuerza de impacto
P_{din}	Presión dinámica sobre el suelo
M_E	Módulo de compresibilidad del suelo

Cuadro 70. Nomenclatura de las formulaciones para el cálculo de la fuerza de impacto creadas por distintos autores (Cont.)

m	Masa del bloque
H	Altura de caída
R	Radio del bloque
D	Diámetro del bloque
q_d	Capacidad portante del suelo según el método de Terzaghi-Peck
F_{res}	Fuerza residual responsable de deformaciones elásticas
Komatuzawa	
P	Fuerza de impacto sobre capa de suelo
k	Rigidez suelo (arena $k=4.9$ Mpa/m)
W	Peso del bloque
H	Altura de caída
Habib	
F_{max}	Fuerza de impacto sobre capa de suelo
A	Área de superficie de contacto
D	Diámetro del bloque
γ	Masa específica del suelo
c	Cohesión del suelo
d_{max}	Penetración máxima del bloque
$N_{\gamma,c,q}$	Factores portantes
Heierli	
F_{max}	Fuerza de impacto
T_{imp}	Tiempo de impacto
m	Masa del bloque
v_0	Velocidad del bloque al impactar
λ	Factor dependiente de la evolución de la carga en el tiempo y velocidad

8.2. Apéndice B

Cuadro 71. Datos normalizados del criterio sistema constructivo

	Suministro de materiales	Experiencia constructiva	Acarreo de materiales	Costo /m
Concreto reforzado (RC)	0.19	0.19	0.12	0.17
Concreto pretensado (PC)	0.19	0.19	0.19	0.17
Acero	0.12	0.04	0.12	0.02
Galerías estructuralmente disipantes (SDR)	0.12	0.12	0.27	0.24
Túneles falsos mexicanos	0.19	0.27	0.04	0.20
Túneles falsos de avalancha	0.19	0.19	0.27	0.20

Cuadro 72. Método CRITIC para el criterio sistema constructivo

Criterios	Ponderaciones	Ponderaciones normalizadas	Porcentaje
Suministro de materiales	0.0711	0.1324	13%
Experiencia constructiva	0.1096	0.2041	20%
Acarreo de materiales	0.2438	0.4541	45%
Costo/m	0.1124	0.2093	21%

Cuadro 73. Método Entropía para el criterio sistema constructivo

Criterios	Entropía	Diversidad	Diversidad Normalizada	Porcentaje
Suministro de materiales	0.9859	0.0141	0.0612	6%
Experiencia constructiva	0.9370	0.0630	0.2738	27%
Acarreo de materiales	0.9194	0.0806	0.3506	35%
Costo/m	0.9277	0.0723	0.3144	31%

Cuadro 74. Distancia Manhattan para criterio sistema constructivo

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia *100	Pesos por Entropía	Distancia *100
Suministro de materiales	4.33	0.1429	0.1324	1.0514	0.0612	8.1749
Experiencia constructiva	7.83	0.2584	0.2041	5.4239	0.2738	1.5416
Acarreo de materiales	8.40	0.2771	0.4541	17.7025	0.3506	7.3510
Costo/m	9.75	0.3216	0.2093	11.2271	0.3144	0.7177
			Σ	35.4049	Σ	17.7852

Cuadro 75. Datos normalizados del criterio plazo constructivo

	Grado de industrialización	Capa amortiguante
Concreto reforzado (RC)	0.12	0.18
Concreto pretensado (PC)	0.19	0.18
Acero	0.04	0.11
Galerías estructuralmente disipantes (SDR)	0.19	0.25
Túneles falsos mexicanos	0.27	0.04
Túneles falsos de avalancha	0.19	0.25

Cuadro 76. Método CRITIC para el criterio plazo constructivo

Criterios	Ponderaciones	Ponderaciones normalizadas	Porcentaje
Grado de industrialización	0.0765	0.4876	49%
Capa amortiguante	0.0804	0.5124	51%

Cuadro 77. Método Entropía para el criterio plazo constructivo

Criterios	Entropía	Diversidad	Diversidad Normalizada	Porcentaje
Grado de industrialización	0.9370	0.0630	0.4744	47%
Capa amortiguante	0.9302	0.0698	0.5256	53%

Cuadro 78. Distancia Manhattan para criterio plazo constructivo

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia *100	Pesos por Entropía	Distancia *100
Grado de industrialización	4.33	0.4815	0.4876	0.6069	0.4744	0.7066
Capa amortiguante	4.67	0.5185	0.5124	0.6069	0.5256	0.7066
			Σ	1.2137	Σ	1.4131

Cuadro 79. Datos normalizados del criterio transmisión de esfuerzo

	Peso muerto por CA (kg/m)	Peso muerto por losa o bóveda (kg/m)
Concreto reforzado (RC)	0.20	0.12
Concreto pretensado (PC)	0.20	0.12
Acero	0.08	0.04
Galerías estructuralmente disipantes (SDR)	0.26	0.35
Túneles falsos mexicanos	0.02	0.27
Túneles falsos de avalancha	0.26	0.12

Cuadro 80. Método CRITIC para el criterio transmisión de esfuerzos

Criterios	Ponderaciones	Ponderaciones normalizadas	Porcentaje
Peso muerto por CA (kg/m)	0.0836	0.4623	46%
Peso muerto por losa o bóveda (kg/m)	0.0972	0.5377	54%

Cuadro 81. Método Entropía para el criterio transmisión de esfuerzos

Criterios	Entropía	Diversidad	Diversidad Normalizada	Porcentaje
Peso muerto por CA	0.8917	0.1083	0.4944	49%
Peso muerto por losa o bóveda (kg/m)	0.8893	0.1107	0.5056	51%

Cuadro 82. Distancia Manhattan para criterio transmisión de esfuerzos

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia *100	Pesos por Entropía	Distancia *100
Peso muerto por CA	11.00	0.7174	0.4623	25.5055	0.4944	22.3033
Peso muerto por losa o bóveda (kg/m)	4.33	0.2826	0.5377	25.5055	0.5056	22.3033
			Σ	51.0110	Σ	44.6066

Cuadro 83. Datos normalizados del criterio incertidumbre

	Estudios históricos	Aplicación a vida real	Respuesta a evento real
Concreto reforzado (RC)	0.25	0.19	0.28
Concreto pretensado (PC)	0.25	0.19	0.28
Acero	0.05	0.04	0.06
Galerías estructuralmente disipantes (SDR)	0.15	0.19	0.06
Túneles falsos mexicanos	0.05	0.19	0.06
Túneles falsos de avalancha	0.25	0.19	0.28

Cuadro 84. Método CRITIC para el criterio incertidumbre

Criterios	Ponderaciones	Ponderaciones normalizadas	Porcentaje
Estudios históricos	0.0440	0.2602	26%
Aplicación a vida real	0.0557	0.3295	33%
Respuesta a evento real	0.0694	0.4103	41%

Cuadro 85. Método Entropía para el criterio incertidumbre

Criterios	Entropía	Diversidad	Diversidad Normalizada	Porcentaje
Estudios históricos	0.9063	0.0937	0.3415	34%
Aplicación a vida real	0.9547	0.0453	0.1651	17%
Respuesta a evento real	0.8646	0.1354	0.4934	49%

Cuadro 86. Distancia Manhattan para criterio incertidumbre

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia *100	Pesos por Entropía	Distancia *100
Estudios históricos	3.33	0.3125	0.2602	5.2260	0.3415	2.8975
Aplicación a vida real	4.33	0.4063	0.3295	7.6794	0.1651	24.1104
Respuesta a evento real	3.00	0.2813	0.4103	12.9054	0.4934	21.2129
			Σ	25.8108	Σ	48.2208

Cuadro 87. Datos normalizados del criterio mantenimiento

	Facilidad de remoción de escombros	Reparación de estructura después de evento de mediana energía	Facilidad de mantenimiento a estructura portante
Concreto reforzado (RC)	0.06	0.16	0.15
Concreto pretensado (PC)	0.06	0.16	0.15
Acero	0.17	0.16	0.15
Galerías estructuralmente disipantes (SDR)	0.17	0.09	0.25
Túneles falsos mexicanos	0.28	0.22	0.05
Túneles falsos de avalancha	0.28	0.22	0.25

Cuadro 88. Método CRITIC para el criterio mantenimiento

Criterios	Ponderaciones	Ponderaciones normalizadas	Porcentaje
Facilidad de remoción de escombros	0.1275	0.3435	34%
Reparación de estructura después de evento de mediana energía	0.0781	0.2102	21%
Facilidad de mantenimiento a estructura portante	0.1657	0.4463	45%

Cuadro 89. Método Entropía para el criterio mantenimiento

Criterios	Entropía	Diversidad	Diversidad Normalizada	Porcentaje
Facilidad de remoción de escombros	0.9097	0.0903	0.5546	55%
Reparación de estructura después de evento de mediana energía	0.9806	0.0194	0.1193	12%
Facilidad de mantenimiento a estructura portante	0.9469	0.0531	0.3262	33%

Cuadro 90. Distancia Manhattan para criterio mantenimiento

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia *100	Pesos por Entropía	Distancia *100
Facilidad de remoción de escombros	3.00	0.2571	0.3435	8.6328	0.5546	29.7421
Reparación de estructura después de evento de mediana energía	5.33	0.4571	0.2102	24.6915	0.1193	33.7886
Facilidad de mantenimiento a estructura portante	3.33	0.2857	0.4463	16.0587	0.3262	4.0465
			Σ	49.3830	Σ	67.5772

Cuadro 91. Datos normalizados del criterio sostenibilidad ambiental

	Producción de desperdicios	Origen del material de disipación
Concreto reforzado (RC)	0.06	0.23
Concreto pretensado (PC)	0.19	0.23
Acero	0.06	0.10
Galerías estructuralmente disipantes (SDR)	0.19	0.03
Túneles falsos mexicanos	0.31	0.10
Túneles falsos de avalancha	0.19	0.30

Cuadro 92. Método CRITIC para el criterio sostenibilidad ambiental

Criterios	Ponderaciones	Ponderaciones normalizadas	Porcentaje
Producción de desperdicios	0.1006	0.4767	48%
Origen del material de disipación	0.1104	0.5233	52%

Cuadro 93. Método Entropía para el criterio sostenibilidad ambiental

Criterios	Entropía	Diversidad	Diversidad Normalizada	Porcentaje
Producción de desperdicios	0.9218	0.0782	0.4410	44%
Origen del material de disipación	0.9009	0.0991	0.5590	56%

Cuadro 94. Distancia Manhattan para criterio sostenibilidad ambiental

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia *100	Pesos por Entropía	Distancia *100
Producción de desperdicios	2.67	0.3478	0.4767	12.8911	0.4410	9.3216
Origen del material de disipación	5.00	0.6522	0.5233	12.8911	0.5590	9.3216
			Σ	25.7823	Σ	18.6432

Cuadro 95. Datos normalizados de la matriz de decisión para túneles falsos RN-32

	SC	Diseño	PCo	TC	Incert	Mant	SA	Monit	CS
RC	0.16	0.19	0.15	0.17	0.24	0.13	0.18	0.21	0.06
PC	0.18	0.19	0.19	0.17	0.24	0.13	0.22	0.21	0.06
Acero	0.05	0.12	0.07	0.07	0.05	0.16	0.09	0.13	0.06
SDR	0.22	0.12	0.22	0.28	0.13	0.18	0.08	0.13	0.28
Mexicano	0.17	0.19	0.15	0.09	0.11	0.17	0.16	0.13	0.28
Avalancha	0.22	0.19	0.22	0.22	0.24	0.25	0.27	0.21	0.28

Cuadro 96. Datos normalizados de la matriz de decisión para túneles falsos RN-27

	SC	Diseño	PCo	TC	Incert	Mant	SA	Monit	CS
RC	0.16	0.19	0.15	0.17	0.24	0.14	0.18	0.21	0.19
PC	0.18	0.19	0.19	0.17	0.24	0.14	0.22	0.21	0.19
Acero	0.05	0.12	0.07	0.07	0.05	0.17	0.09	0.13	0.19
SDR	0.22	0.12	0.22	0.28	0.13	0.20	0.08	0.13	0.19
Mexicano	0.17	0.19	0.15	0.09	0.11	0.18	0.16	0.13	0.19
Avalancha	0.22	0.19	0.22	0.22	0.24	0.17	0.27	0.21	0.04

Cuadro 97. Pesos obtenidos por métodos CRITIC y Entropía RN-32 y RN-27

Criterios	RN-32		RN-27	
	Pesos CRITIC	Pesos Entropía	Pesos CRITIC	Pesos Entropía
Sistema constructivo	7%	9%	9%	12%
Diseño	7%	3%	7%	4%
Plazo constructivo	7%	7%	8%	9%
Transmisión de esfuerzos	14%	14%	14%	18%
Incertidumbre	11%	15%	12%	20%
Mantenimiento	9%	4%	7%	2%
Sostenibilidad Ambiental	11%	11%	13%	15%
Monitoreo	8%	4%	8%	6%
Condiciones de sitio	26%	32%	22%	14%

Cuadro 98. Distancia Manhattan para túneles falsos RN-32

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia (*100)	Pesos por Entropía	Distancia (*100)
Sistema constructivo	5.8017	0.1436	0.0725	7.1135	0.0915	5.2138
Diseño	4.3333	0.1073	0.0725	3.4715	0.0336	7.3671
Plazo constructivo	4.5017	0.1114	0.0687	4.2754	0.0699	4.1551
Transmisión de esfuerzos	7.6267	0.1888	0.1362	5.2555	0.1378	5.1012
Incertidumbre	3.5267	0.0873	0.1101	2.2849	0.1504	6.3126
Mantenimiento	3.6383	0.0901	0.0929	0.2887	0.0392	5.0872
Sostenibilidad Ambiental	3.9700	0.0983	0.1080	0.9732	0.1124	1.4156
Monitoreo	4.0000	0.0990	0.0790	2.0041	0.0421	5.6939
Condiciones de sitio	3.0000	0.0743	0.2600	18.5733	0.3232	24.8901
			Σ	25.6668	Σ	40.3466

Cuadro 99. Distancia Manhattan para túneles falsos RN-27

Criterios	Promedio	Promedio Normalizado	Pesos por CRITIC	Distancia (*100)	Pesos por Entropía	Distancia (*100)
Sistema constructivo	5.8017	0.1401	0.0870	5.3092	0.1207	1.9394
Diseño	4.3333	0.1047	0.0730	3.1673	0.0443	6.0318
Plazo constructivo	4.5017	0.1087	0.0831	2.5609	0.0922	1.6494
Transmisión de esfuerzos	7.6267	0.1842	0.1389	4.5279	0.1818	0.2365
Incertidumbre	3.5267	0.0852	0.1196	3.4403	0.1985	11.3347
Mantenimiento	3.3133	0.0800	0.0749	0.5117	0.0157	6.4299
Sostenibilidad Ambiental	3.9700	0.0959	0.1268	3.0885	0.1484	5.2496
Monitoreo	4.0000	0.0966	0.0803	1.6329	0.0555	4.1076
Condiciones de sitio	4.3333	0.1047	0.2165	11.1811	0.1428	3.8102
			Σ	24.2386	Σ	36.9788

8.3. Apéndice C

Cuadro 100. Costo de obra gris utilizando precio de concreto y acero RN-32

Elementos estructurales	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Total
Losa				\$ 388 808.93
Concreto	648.0	m3	\$ 200.00	\$ 129 600.00
Acero	174150.0	kg	\$ 1.49	\$ 259 208.93
Vigas				\$ 299 886.89
Concreto	499.8	m3	\$ 200.00	\$ 99 960.00
Acero	134321.3	kg	\$ 1.49	\$ 199 926.89
Muro de retención				\$ 360 008.27
Concreto	600.0	m3	\$ 200.00	\$ 120 000.00
Acero	161250.0	kg	\$ 1.49	\$ 240 008.27
Columnas				\$ 104 960.41
Concreto	174.9	m3	\$ 200.00	\$ 34 986.00
Acero	47012.4	kg	\$ 1.49	\$ 69 974.41
Muro de choques				\$ 162 003.72
Concreto	270.0	m3	\$ 200.00	\$ 54 000.00
Acero	72562.5	kg	\$ 1.49	\$ 108 003.72
Cimentaciones				\$ 716 266.45
Concreto	1193.8	m3	\$ 200.00	\$ 238 750.00
Acero	320820.3	kg	\$ 1.49	\$ 477 516.45
Anclajes				\$ 1 215 000.00
Anclajes	8100.0	m	\$ 150.00	\$ 1 215 000.00
TOTAL				\$ 3 246 934.67

Cuadro 101. Costo de obra gris utilizando precio de concreto y acero RN-27

Elementos estructurales	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Total
Losa				\$ 502 211.54
Concreto	837.0	m3	\$ 200.00	\$ 167 400.00
Acero	224943.8	kg	\$ 1.49	\$ 334 811.54
Vigas				\$ 387 353.90
Concreto	645.6	m3	\$ 200.00	\$ 129 115.00
Acero	173498.3	kg	\$ 1.49	\$ 258 238.90
Muro de retención				\$ 360 008.27
Concreto	600.0	m3	\$ 200.00	\$ 120 000.00
Acero	161250.0	kg	\$ 1.49	\$ 240 008.27
Columnas				\$ 104 960.41
Concreto	174.9	m3	\$ 200.00	\$ 34 986.00
Acero	47012.4	kg	\$ 1.49	\$ 69 974.41
Muro de choques				\$ 162 003.72
Concreto	270.0	m3	\$ 200.00	\$ 54 000.00
Acero	72562.5	kg	\$ 1.49	\$ 108 003.72
Cimentaciones				\$ 716 266.45
Concreto	1193.8	m3	\$ 200.00	\$ 238 750.00
Acero	320820.3	kg	\$ 1.49	\$ 477 516.45
Anclajes				\$ 1 215 000.00
Anclajes	8100.0	m	\$ 150.00	\$ 1 215 000.00
Capa de amortiguamiento				\$ 312 480.00
Llantas	55800.0	un	\$ 5.00	\$ 279 000.00
Malla	2790.0	m2	\$ 12.00	\$ 33 480.00
			TOTAL	\$ 3 760 284.29

Cuadro 102. Costo de obra gris utilizando precio de concreto armado RN-32

Elementos estructurales	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Total
Losa				\$ 421 200.00
Concreto armado	648.0	m3	\$ 650.00	\$ 421 200.00
Vigas				\$ 324 870.00
Concreto armado	499.8	m3	\$ 650.00	\$ 324 870.00
Muro de retención				\$ 390 000.00
Concreto armado	600.0	m3	\$ 650.00	\$ 390 000.00
Columnas				\$ 113 704.50
Concreto armado	174.9	m3	\$ 650.00	\$ 113 704.50
Muro de choques				\$ 175 500.00
Concreto armado	270.0	m3	\$ 650.00	\$ 175 500.00
Cimentaciones				\$ 775 937.50
Concreto armado	1193.8	m3	\$ 650.00	\$ 775 937.50
Anclajes				\$ 1 215 000.00
Anclajes	8100.0	m	\$ 150.00	\$ 1 215 000.00
TOTAL				\$ 3 416 212.00

Cuadro 103. Costo de obra gris utilizando precio de concreto armado RN-27

Elementos estructurales	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Total
Losa				\$ 544 050.00
Concreto armado	837.0	m3	\$ 650.00	\$ 544 050.00
Vigas				\$ 419 623.75
Concreto armado	645.6	m3	\$ 650.00	\$ 419 623.75
Muro de retención				\$ 390 000.00
Concreto armado	600.0	m3	\$ 650.00	\$ 390 000.00
Columnas				\$ 113 704.50
Concreto armado	174.9	m3	\$ 650.00	\$ 113 704.50
Muro de choques				\$ 175 500.00
Concreto armado	270.0	m3	\$ 650.00	\$ 175 500.00
Cimentaciones				\$ 775 937.50
Concreto armado	1193.8	m3	\$ 650.00	\$ 775 937.50
Anclajes				\$ 1 215 000.00
Anclajes	8100.0	m	\$ 150.00	\$ 1 215 000.00
Capa de amortiguamiento				\$ 312 480.00
Llantas	55800.0	un	\$ 5.00	\$ 279 000.00
Malla	2790.0	m2	\$ 12.00	\$ 33 480.00
TOTAL				\$ 3 946 295.75