



**UNIVERSIDAD  
INDUSTRIAL DE  
SANTANDER**



## **DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES FALSOS PARA EL CONTROL DE CAIDAS DE ROCA**

**ALBERT DANIEL REYES RIVERO    CÓDIGO: 1972050**  
**MAURICIO ALFREDO MARTÍNEZ    CÓDIGO: 1972033**

**Presentado ante:**

**Comité de proyectos de grado de la Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad De Ingenierías Físico-Mecánicas.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2005**



**UNIVERSIDAD  
INDUSTRIAL DE  
SANTANDER**



**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES FALSOS  
PARA EL CONTROL DE CAIDAS DE ROCA**

**ALBERT DANIEL REYES RIVERO**

**MAURICIO ALFREDO MARTÍNEZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2005**



**UNIVERSIDAD  
INDUSTRIAL DE  
SANTANDER**



**DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES FALSOS  
PARA EL CONTROL DE CAIDAS DE ROCA**

**ALBERT DANIEL REYES RIVERO  
MAURICIO ALFREDO MARTÍNEZ**

**Trabajo para optar el título de  
Ingeniero Civil**

Directores  
**ING. JAIME SUAREZ DIAZ  
ING. GUSTAVO CHIO CHO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
BUCARAMANGA**

**2005**

## **DEDICATORIA**

A mi familia  
A mi novia  
A mis amigos  
Por su apoyo incondicional durante  
esta etapa importante

**MAURICIO**

A mis padres  
A mis hermanos  
Por estar conmigo en los momentos  
más difíciles de mi vida

**ALBERT**

## **AGRADECIMIENTOS**

A nuestras familias por su apoyo incondicional.

Jaime Suárez y Gustavo Chio, Directores del proyecto, por depositar su confianza en nosotros y apoyarnos en la realización de este libro.

Samuel Montero Vargas, Diseñador del Túnel Falso del Cerro de San Pablo, por su gran colaboración y apoyo.

Incoequipos S.A. por su colaboración y confianza durante el seguimiento de la obra y por la paciencia que nos tuvieron durante las visitas.

Geomática por habernos apoyado durante la investigación colaborándonos con el préstamo de equipos.

Geotecnología Ltda. por abrirnos las puertas y colaborarnos al máximo en el desarrollo de nuestro proyecto.

A Aleyda y Fabian Mendez por su apoyo y por su colaboración desinteresada durante la realización del proyecto.

## TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>2. CAIDAS DE ROCA</b> .....	3
2.1 ANTECEDENTES.....	3
2.2 MECANICA DE LAS CAIDAS DE ROCA.....	5
2.3. PROTECCION CONTRA CAIDA DE ROCAS.....	7
2.3.1. BERMAS EN EL TALUD.....	8
2.3.2. TRINCHERAS.....	8
2.3.3. BARRERAS.....	9
2.3.4. TÚNELES FALSOS O CUBIERTAS DE.....	9
PROTECCIÓN	
2.4. SIMULACIÓN DE LA CAIDA DE ROCA.....	10
<b>3. ANÁLISIS DEL IMPACTO</b> .....	15
3.1. LA ESTRUCTURA.....	16
3.2. SIMULACION DEL IMPACTO.....	16
3.2.1. EXPERIMENTOS REALIZADOS.....	16
3.2.1.1. MECANISMO DE LA PRUEBA CENTRIFUGA.....	17
3.2.1.1.1. RESULTADO DE LA PRUEBA CENTRIFUGA.....	19
EN ARENA	
3.2.1.1.2. RESULTADOS DE LA PRUEBA CENTRIFUGA.....	22
EN MATERIALES LIVIANOS	
3.2.1.2. LABORATORIO DE SFITL.....	23
3.2.2. MODELO NUMERICO.....	25
3.2.2.1. DESCRIPCION DEL MODELO LS-DYNA 2003.....	26
3.2.2.2. COMPARACION ENTRE EL ENSAYO DE LA CENTRIFUGA.....	28
Y EL MODELAMIENTO NUMERICO POR LS-DYNA 2003	

<b>4.</b>	<b>ESTUDIOS PREVIOS</b> .....	30
4.1.	ANTECEDENTES Y RESEÑA HISTORICA.....	30
4.2.	ESTUDIO GEOLOGICO Y GEOTECNICO.....	31
4.3.	ENSAYOS Y SONDEOS.....	31
4.4.	HIDROLOGIA.....	31
4.5.	ESTUDIO ECONOMICO.....	32
<b>5.</b>	<b>DISEÑO</b> .....	33
5.1.	CARACTERISTICAS GENERALES DEL DISEÑO DE LA.....	33
	ESTRUCTURA	
5.2.	ANALISIS DEL IMPACTO DE LOS BLOQUES EN LA.....	37
	ESTRUCTURA DE CONCRETO	
5.2.1.	CRITERIO GENERAL.....	37
5.2.2.	CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SISTEMA.....	37
	DE PROTECCIÓN	
5.2.3.	FACTORES QUE AFECTAN LA FUERZA DINÁMICA.....	38
5.2.4.	CÁLCULO DE LAS FUERZAS DINÁMICAS.....	38
5.3.	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA .....	40
5.3.1.	ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.....	40
5.3.1.1.	ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.....	41
5.3.1.2.	DIMENSIONAMIENTO.....	42
5.3.1.3.	CARGAS.....	42
5.3.1.4.	CIMENTACIÓN.....	43
5.3.1.5.	VIGA PREESFORZADA.....	47
5.3.1.5.1.	FUNDAMENTOS DEL CONCRETO PREESFORZADO.....	47
5.3.1.5.1.1.	DEFINICIONES.....	47
5.3.1.5.1.2.	ESPECIFICACIONES GENERALES.....	48
5.3.1.5.1.3.	SISTEMAS DE TENSIONAMIENTO.....	50
5.3.1.5.1.3.1.	PRETENSADO.....	50
5.3.1.5.1.3.2.	POSTENSADO.....	50
5.3.1.5.1.4.	CONCRETO BASICO DEL PREESFUERZO.....	51
5.3.1.5.1.5.	PERDIDAS EN EL TENSIONAMIENTO DEL TENDON.....	51
5.3.1.5.1.6.	DETERMINACION DEL TRAZADO DE TENDONES.....	52
5.3.2.	TIERRA ARMADA.....	53
5.3.2.1.	ELEMENTOS DE REFUERZO.....	55

5.3.2.2.	DISEÑO.....	56
5.3.3.	MUROS DE CONCRETO CICLOPEO.....	59
5.3.4.	MUROS EN GAVIONES.....	59
<b>6.</b>	<b>CONSTRUCCIÓN.....</b>	<b>63</b>
6.1.	CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA.....	53
6.1.2.	RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN.....	63
6.1.2.1.	PROGRAMACIÓN DE OBRA RECOMENDADA.....	63
6.1.2.2.	PROCEDIMIENTOS RECOMENDADOS PARA LA.....	63
	CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS DE CONCRETO	
	ARMADO	
6.1.2.3.	PROCEDIMIENTOS RECOMENDADOS PARA LA.....	68
	CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS DE CONCRETO.....	69
	CICLÓPEO	
6.1.2.4.	PROCEDIMIENTOS RECOMENDADOS PARA LA.....	69
	CONSTRUCCIÓN DEL RELLENO PROTECTOR	
<b>7.</b>	<b>ESTRUCTURAS TIPO TUNEL FALSO CONSTRUIDAS.....</b>	<b>71</b>
<b>8.</b>	<b>CONSTRUCCION DEL TUNEL FALSO CERRO DE SAN.....</b>	<b>79</b>
	<b>PABLO CARRETERA LA FORTUNA – BUCARAMANGA</b>	
8.1.	ESTUDIOS GEOTECNICOS PREVIOS.....	79
8.1.1.	LOCALIZACION GENERAL.....	80
8.1.2.	ANTECEDENTES E INFORMACION HISTORICA.....	81
8.1.3.	GEOLOGIA Y GEOTECNIA GENERAL.....	83
8.1.3.1.	GEOLOGÍA REGIONAL.....	83
8.1.3.2.	GEOLOGÍA LOCAL.....	85
8.1.3.3.	TECTONICA.....	86
8.1.3.3.1.	ESTRUCTURAS REGIONALES.....	86
8.1.3.3.2.	ESTRUCTURAS LOCALES.....	87
8.1.4.	ANALISIS DE LOS ENSAYOS Y SONDEOS.....	89
8.1.5.	ANALISIS DE LAS LLUVIAS EN LA ZONA.....	92
8.2.	CARACTERISTICAS GENERALES DE LA.....	93
	ESTRUCTURA DE PROTECCION.....	93
8.2.1.	CALCULO DE LAS FUERZAS DE IMPACTO.....	93
8.2.2.	MEMORIAS DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	96

	DE CONCRETO REFORZADO	
8.2.2.1.	DIMENSIONAMIENTO.....	96
8.2.2.2.	CARGAS.....	97
8.2.2.2.1.	CARGAS MUERTAS.....	97
8.2.2.2.2.	CARGAS DE SISMO.....	98
8.2.2.3.	DISEÑO VIGA VA.....	99
8.2.2.4.	CIMENTACIÓN.....	107
8.2.2.4.1.	DISEÑO DE VIGA CIMENTACION TRANSVERSAL VCT.....	111
8.2.2.4.2.	DISEÑO DE VIGA VCL.....	113
8.2.2.5.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	117
8.2.2.6.	TIERRA ARMADA.....	119
8.3.	ESPECIFICACIONES TECNICAS.....	120
8.4.	SEGUIMIENTO DE LA OBRA.....	123
8.4.1.	JUSTIFICACION.....	123
8.4.2.	METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	124
8.4.3.	INFORME GENERAL.....	124
8.4.3.1.	CONTRATISTA.....	124
8.4.3.2.	MANEJO DE ACTIVIDADES.....	126
8.4.3.3.	REGISTRO FOTOGRAFICO CONSTRUCCIÓN.....	127
	DEL TUNEL FALSO CERRO DE SAN PABLO	
<b>9.</b>	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>151</b>
<b>10.</b>	<b>OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES.....</b>	<b>154</b>
<b>11.</b>	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>157</b>
<b>11.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>161</b>

## LISTA DE FIGURAS

	pag
Figura 1. Caídas de roca.....	4
Figura 2. Movimientos de masa.....	5
Figura 3: Obras de protección.....	8
Figura 4: Esquema de un tunel Falso.....	9
Figura 5: Esquema del talud-Rockfall 6.1.....	11
Figura 6: Parámetros iniciales-Rockfall 6.1.....	11
Figura 7: Datos de entrada Geometría del talud – Rockfall 6.1.....	12
Figura 8: Salida de datos – Rockfall 6.1.....	13
Figura 9: Estructura del plato centrifugo.....	18
Figura 10: Sensor de Teksan .....	19
Figura 11: Distribución del impacto en la prueba centrifuga.....	20
Figura 12: Datos del acelerómetro para los diferentes espesores de arena....	21
Figura 13: Deflexión en la placa.....	21
Figura 14: Tabla de reducción de cargas muertas.....	22
Figura 15: Datos del acelerómetro para materiales livianos.....	23
Figura 16: Modelo LS-DYNA 2003.....	26
Figura 17: Impacto de la roca.....	27
Figura 18: Diagrama de la fuerza de impacto.....	28
Figura 19: Comparación entre los datos de la centrifuga y el.....	28
modelamiento numérico para el máximo valor de aceleración para el caso de la roca de 500kg y 1 metro de altura de caída.	
Figura 20: Relleno de concreto ciclópeo.....	34
Figura 21: Anclaje.....	34
Figura 22: Tierra armada con geotextil.....	36

Figura 23: Modulo de balasto.....	43
Figura 24: Torón.....	48
Figura 25: Sistemas de pretensado.....	50
Figura 26: Tierra armada con geotextil.....	56
Figura 27: factores de seguridad .....	57
Figura 28: localización de la longitud de refuerzo de diseño.....	57
Figura 29: Presiones y fuerzas de diseño en tierra reforzada.....	58
Figura 30: Esquema del nuevo sistema de túneles falsos propuesto.....	78
por Tonello inc	
Figura 31: Localización general .....	80
Figura 32: Localización específica.....	81

## LISTA DE FOTOS

	Pag
Foto 1. Un talud en roca en una vía montañosa.....	6
Foto 2: Túnel falso.....	9
Foto 3: Entrada a los túneles de quebrada Blanca.....	33
Foto 4: Refuerzos de vigas VCT-Túnel Falso Cerro de San Pablo.....	34
Foto 5: Anclajes -Túnel Falso Cerro de San Pablo.....	35
Foto 6: Submuraciones-Túnel falso Cerro de San Pablo.....	37
Foto 7: Túnel falso cerro de san pablo-Valla Publicitaria.....	38
Foto 8: Esquema del túnel falso cerro de San Pablo.....	40
Foto 9 : Vigas prefabricadas –Túnel Falso Cerro de San Pablo.....	41
Foto10: Voladuras de roca – Túnel Falso Cerro de San Pablo.....	64
Foto 11: Adecuación de la vía – Túnel Falso Cerro de San Pablo.....	64
Foto 12: Levantamiento de la capa asfáltica.....	65
Foto13: Armado de refuerzos de vigas de cimentación.....	66
Foto 14: Entrada a los túneles de Quebrada blanca.....	71
Foto 15: Detalle columnas de los túneles de Quebrada blanca.....	72
Foto 16: Vigas Túneles de Quebrada blanca.....	72
Foto 17: Columnas túneles de Quebrada blanca.....	73
Foto 18: Vista frontal del túnel de Quebrada blanca.....	73
Foto 19: Placa- túneles de Quebrada blanca.....	74
Foto 20: Detalle apoyo - túneles de Quebrada blanca.....	74
Foto 21: Vista de los túneles de Quebrada blanca.....	75
Foto 22: Cubierta protectora de una vía en Taiwán antes de colocar el relleno	75
Foto 23: Vista del túnel falso de Taiwán .....	76

Foto 24: “Snowsheds” .....	77
Foto 25: Túnel falso con vigas cajón y soportado sobre mensulas.....	77
Foto 26: Galería “Les Essariaux” en Francia.....	78
Foto 27: Arenisca muy fina lodosa .....	127
Foto 28: Gruesas capas de areniscas – Cerro de San Pablo.....	128
Foto 29: Sondeos en la vía .....	128
Foto 30: Vista previa del talud.....	129
Foto 31: Valla informativa del INVIAS.....	129
Foto 32: Estado de la vía antes de la construcción.....	130
Foto 33: Caídos de roca sobre la vía.....	130
Foto 34: Inicio de actividades en la zona.....	131
Foto 35: Falla en el talud.....	132
Foto 36: Bloques de roca salientes del talud.....	132
Foto 37: Control de tráfico cierre parcial de la calzada.....	133
Foto 38: Planta de Esgamo – Triturado.....	133
Foto 39: Inicio democión del pavimento existente.....	134
Foto 40: Remoción de capa asfáltica.....	134
Foto 41: Señalización de cierre total de la vía Visto desde.....	134
la carretera Barrancabermeja – Bucaramanga	
Foto 42: Señalización de cierre total de la vía Visto .....	135
desde la carretera Bucaramanga –Barrancabermeja	
Foto 43: Instalación de explosivos.....	135
Foto 44: Escombros sobre la vía.....	136
Foto 45: Caras limpias del talud luego de remover los bloques salientes...	136
Foto 46: Adecuación de Planta de Esgamo.....	137
Foto 47: Adecuación del sitio donde se armarán las vigas VA .....	137
Foto 48: Detalle de explosión.....	138
Foto 49: Escombros luego de la explosión.....	138
Foto 50: Instalación de los explosivos en la parte media del talud.....	138
Foto 51: Vista del sitio adecuado para la iniciación de la construcción.....	139
Foto 52: Armado de la primera viga prefabricada postensada VA.....	139
Foto 53: Detalle de refuerzo viga VA- estribos.....	140
Foto 54: Detalle de refuerzo viga VA – ganchos.....	140
Foto 55: Construcción de las submuraciones.....	140

Foto 56: Proceso de instalación de anclajes- Sobre las submuraciones.....	141
Foto 57: Proceso de instalación de anclajes- Mitad carril exterior.....	141
Foto 58: Verificación de profundidad para anclaje.....	142
Foto 59: Perforaciones sobre la roca.....	142
Foto 60: Revisión topográfica de ubicación de anclajes.....	143
Foto 61: Armado de vigas de cimentación transversales.....	143
Foto 62: Detalle del refuerzo en el nudo – viga cimentación columna.....	144
Foto 63: Colocación de estribos en la columna.....	144
Foto 64: Detalle de amarre de estribos - Viga VA.....	145
Foto 65: Detalle de torón viga VA.....	145
Foto 66: Retiro de steel deck.....	146
Foto 67: Vigas prefabricadas VA- Detalle refuerzo de amarre a la losa.....	146
Foto 68: Detalle – huecos para amarre de riostras.....	147
Foto 69: Cierre de Formaleta para fundir viga VA.....	148
Foto 70: Formaleta lista para fundir viga VA.....	149
Foto 71: Detalle de la viga VA- Vista superior.....	149
Foto 72: Vigas en proceso de Curado.....	150
Foto 73: Soportes para las vigas de cimentación.....	150

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1: Resultados de la prueba centrífuga en arena.....	20
Tabla 2: Ensayos de Laboratorio recomendados.....	31
Tabla 3: Valores de K30 propuestos por Terzaghi.....	45
Tabla 4: Valores de K30 propuestos por varios autores.....	45
Tabla 5: Correlación numero de golpes con coeficiente de balasto..... para Arena seca o húmeda	46
Tabla 6: Correlación numero de golpes con coeficiente de balasto..... para Arcillas	46
Tabla 7: Angulo de fricción interno.....	47
Tabla 8: Propiedades de los materiales para muros de tierra reforzada.....	54
Tabla 9: Derrumbe ocurrido en agosto del 2002.....	82
Tabla 10: Derrumbe ocurrido en marzo del 2003.....	82
Tabla 11: Columna estratigráfica cerro de san pablo.....	88
Tabla 12: Ensayos de laboratorio realizados.....	90
Tabla 13: Resumen de los resultados de penetración estándar SPT.....	90
Tabla 14: Ensayos de laboratorio.....	91
Tabla 15: Corte directo.....	91
Tabla 16: Valores de fuerza de impacto.....	95
Tabla 17: Espectro sísmico de diseño.....	98
Tabla 18: Refuerzo positivo.....	99
Tabla 19: Refuerzo negativo.....	104
Tabla 20: Viga VCT.....	111
Tabla 21: Diseño de viga cimentación longitudinal VCL.....	114

Tabla 22: Resumen de acciones en las columnas.....	117
Tabla 23: Factores de seguridad.....	120
Tabla 24: Grupo de trabajo INCOEQUIPOS S.A.....	124
Tabla 25: Información del equipo.....	125
Tabla 26: calendario de actividades.....	126

## LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A: Diámetro de los alambres para gaviones	161
ANEXO B: Valor total de la propuesta	162
ANEXO C: Cronograma de actividades	163

## RESUMEN

**TITULO:** DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES FALSOS PARA EL CONTROL DE CAIDAS DE ROCA.<sup>1</sup>

**AUTORES:** REYES RIVERO, Albert Daniel<sup>\*\*</sup>  
MARTÍNEZ TRIANA, Mauricio Alfredo<sup>\*\*</sup>

**PALABRAS CLAVES:** Caídas de roca, modelamiento, impacto, diseño, construcción.

**DESCRIPCIÓN:** La caída de rocas es uno de los mayores riesgos naturales que prevalecen en las regiones montañosas de nuestro país. Un efecto importante después de la pérdida de vidas humanas son los daños que sufren las carreteras pavimentadas debido al impacto de los bloques de gran tamaño, en las cuales se deteriora el pavimento causando severos problemas de tráfico y en muchos casos taponamientos en las vías que comunican con las grandes urbes o pueblos importantes generando pérdidas económicas graves.

Los túneles falsos son estructuras que se han diseñado con el fin de proteger las vías contra el impacto de las rocas funcionando como techos protectores, su propósito es absorber la energía del impacto de la roca por medio de la utilización de un colchón amortiguador el cual se diseña basado en ciertos parámetros que relacionan la fuerza de impacto con el espesor de la capa.

El objetivo de este estudio es proporcionar una guía general enfocada prácticamente a los ingenieros para la selección, diseño y construcción de túneles falsos para el control de caída de rocas, en este libro se presentan los procedimientos más importantes a seguir en la realización de un proyecto de este tipo de acuerdo a la normativas que rigen nuestro país ; acompañados de una descripción fotográfica del seguimiento a la obra en construcción del túnel Falso del cerro de San Pablo, un resumen de los estudios previos y sus memorias de diseño.

La estructura base que se propone en este libro es un ejemplo particular basado en el túnel falso propuesto para el cerro de San Pablo, los elementos que componen la estructura son los elementos básicos de un túnel falso, es decir son esenciales para el buen funcionamiento de la obra; sin embargo las características de cada uno de ellos puede variar de acuerdo a las condiciones y necesidades del proponente del proyecto.

---

<sup>1</sup> Proyecto de gado.

<sup>\*\*</sup> Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingenierías Físico –Mecánicas, Directores Jaime Suárez Díaz, Gustavo Chio Cho.

## ABSTRACT

**TITLE:** DESIGN AND CONSTRUCTION OF ROCK FALL PROTECTION FALSE TUNNELS\*.

**AUTHOR:** REYES RIVERO, Albert Daniel\*\*  
MARTÍNEZ TRIANA, Mauricio Alfredo\*\*

**KEY WORKS:** Rock fall, modelling, impact, design, construction.

**DESCRIPTION:** The rock fall is one of the biggest natural risks that prevail in the mountainous regions of our country. An important effect after the lost of human lives is the damages that suffer the highways paved due to the impact of the blocks of great size, in which it deteriorates the pavement causing severe traffic problems and in many cases close of roads that communicate with the big cities or important towns generating serious economic losses.

The false tunnels are structures that have been designed with the purpose of protecting the roads against the impact of the rocks working as protective roofs, their purpose it is to absorb the energy of the impact of the rock by means of the use of a mattress shock (Wall of armed soil) which is designed based on certain parameters that relate the impact force with the thickness of the layer.

The objective of this study is to provide a general guide focused the engineers practically for the selection, design and construction of false tunnels for the control of rock falls, in this book the most important procedures are presented to continue in the realization of a project of this type according to the normative ones that govern our country; accompanied by a photographic description of the pursuit to the work in construction of the "False tunnel of San Pablo's hill", a summary of the previous studies and their design memoirs.

The structure bases that it intends in this book it is a particular example based on the false tunnel proposed for "San Pablo's hill ", the elements that compose the structure are the basic elements of a false tunnel, that is to say they are essential for the good operation of the work; however the characteristics of each one of them can vary according to the conditions and the proposer's of the project necessities.

---

\* Project of Grade.

\*\* School of civil engineering, Faculty of engineerings Physique Mechanics, Directors: Jaime Suárez Díaz, Gustavo Chio Cho.

## 1. INTRODUCCIÓN

La caída de rocas es uno de los mayores riesgos naturales que prevalecen en las regiones montañosas de nuestro país, este fenómeno sucede en muchos lugares pero es más frecuente en los terrenos de pie de talud; como consecuencia se presentan daños a las infraestructuras y a las vías que se encuentran en la parte baja del talud.

Un efecto importante después de la pérdida de vidas humanas es el daño que sufren las carreteras pavimentadas, debido al impacto de los bloques de gran tamaño, se deteriora el pavimento causando severos problemas de tráfico y en muchos casos taponamientos en las vías que comunican con las grandes urbes o pueblos importantes generando pérdidas económicas graves. Según los últimos datos se han perdido más de 1200 vidas y se han perdido incalculables sumas de dinero a causa de estos eventos naturales.

En Europa y Norteamérica debido a la continua ocurrencia de eventos de este tipo y sumando los efectos de la nieve que muchas veces puede producir grandes cargas de impacto se han adoptado medidas preventivas para evitar consecuencias desastrosas tanto en la población como en las vías.

Los túneles falsos son estructuras que se han diseñado con el fin de proteger las vías contra el impacto de las rocas funcionando como techos protectores, su propósito es absorber la energía del impacto de la roca por medio de la utilización de un colchón amortiguador el cual se diseña basado en ciertos parámetros que relacionan la fuerza de impacto con el espesor de la capa

amortiguadora. Se denominan túneles falsos porque no se construyen atravesando la montaña, simplemente se apoyan en el talud; en algunos países los denominan “Galerías de protección” o “Falsos techos”.

El objetivo de este estudio es el establecimiento de una guía general enfocada prácticamente a los ingenieros para la selección, diseño y construcción de túneles falsos para el control de caída de rocas, la cual se ha desarrollado basándose en investigaciones realizadas por expertos en el tema y se fundamenta con experimentos realizados en los grandes países que han adoptado los túneles falsos como un medio de protección de contra las caídas de rocas.

## **2. CAIDAS DE ROCA**

### **2.1. ANTECEDENTES**

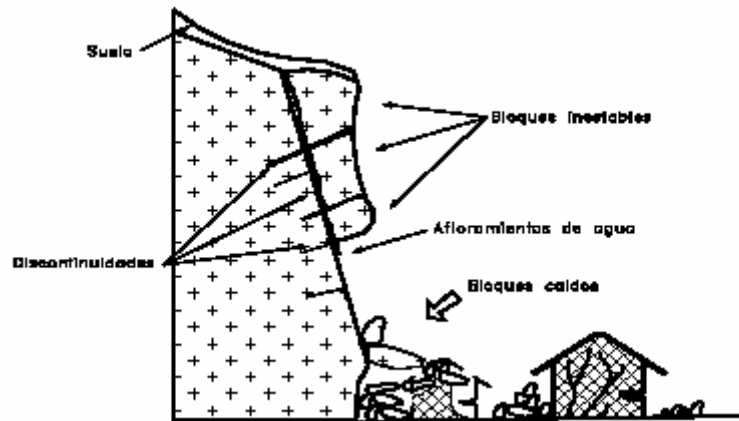
Los movimientos de masas tales como deslizamientos de laderas, desprendimientos de rocas y aludes de tierra son algunos de los procesos geológicos más comunes en la superficie de la tierra; Forman parte del ciclo natural del terreno ya que la erosión y la gravedad actúan constantemente para transportar materiales de las zonas más altas hacia abajo.

Nuestra región por ser encontrarse en una zona montañosa tropical es susceptible a este tipo de riesgos naturales y la presencia de cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia tales como son la fuerte topografía, alta sismicidad, meteorización y lluvias intensas proporcionan un ambiente favorable para la inestabilidad de los taludes.

Las caídas de roca son una consecuencia de esta inestabilidad en los taludes y constituyen uno de los mayores problemas en nuestro país principalmente en las vías que se localizan en el pie de montaña o parte baja del talud.

En las caídas una masa de cualquier tamaño se desprende de un talud de pendiente fuerte, a lo largo de una superficie, en la cual no ocurre ningún o muy poco desplazamiento de corte y desciende principalmente a través del aire por caída libre, rebotando o rodando por las caras del talud.

**Figura 1.** Caídas de roca



Fuente: Jaime Suárez. "Estabilidad de taludes en zonas tropicales"

El movimiento es muy rápido a extremadamente rápido y puede o no, ser precedido de movimientos menores que conduzcan a la separación progresiva o inclinación del bloque o masa de material.

La observación muestra que los movimientos tienden a comportarse como caídos de caída libre cuando la pendiente superficial es de más de 75 grados. En taludes de ángulo menor generalmente, los materiales rebotan y en los taludes de menos de 45 grados los materiales tienden a rodar<sup>4</sup>.

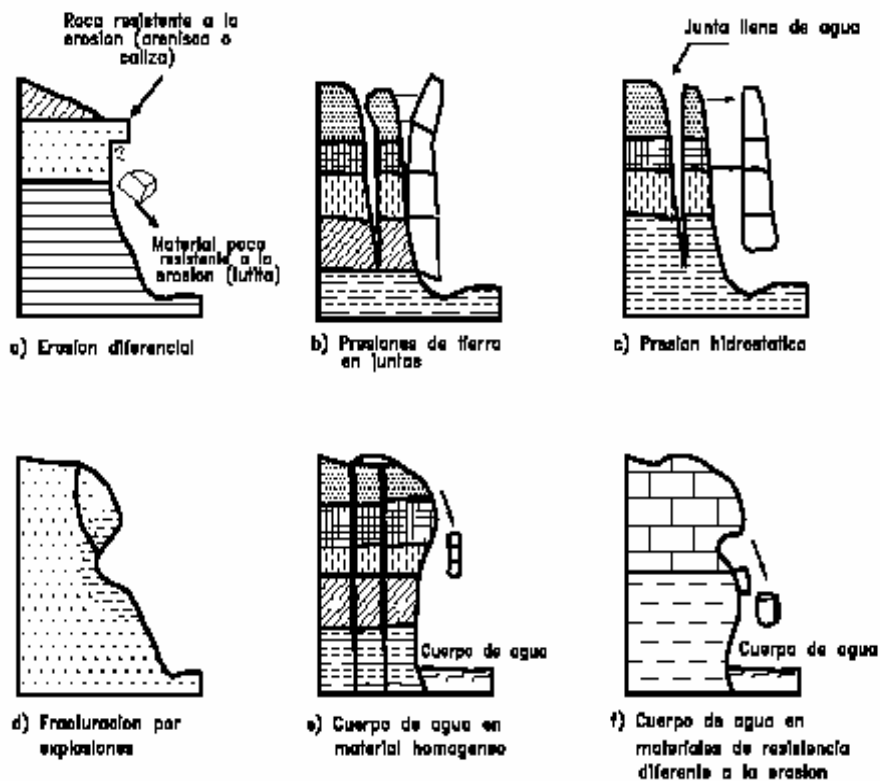
Los caídos de roca corresponden a bloques de roca relativamente sana, los caídos de residuos o detritos están compuestos por fragmentos de materiales pétreos y los caídos de tierra corresponden a materiales compuestos de partículas pequeñas de suelo o masas blandas

Pueden caer por gravedad, en forma ocasional bloques individuales de roca de cualquier dimensión, produciendo un deterioro en la estructura del talud.

La amenaza es difícil de predecir debido al gran rango de tamaños que pueden caer y especialmente los bloques grandes pueden causar daño estructural. En ocasiones bajan saltando y rodando y pueden caminar grandes distancias.

<sup>4</sup> Jaime Suárez. "Estabilidad de taludes en zonas tropicales"

**Figura 2. Movimientos de masa**



Fuente: Jaime Suárez. "Estabilidad de taludes en zonas tropicales"

Las caídas de roca son movimientos de masas que se caracterizan por tener una secuencia progresiva, por ser un fenómeno activo de estilo complejo, extremadamente rápidos con alto poder destructivo, por tal motivo se ha hecho necesaria la implementación de mecanismos de control y de estructuras de disipación de energía.

## 2.2. MECANICA DE LAS CAIDAS DE ROCA

Las caídas de roca son generalmente iniciadas por algunos eventos climáticos y biológicos, que causan un cambio en las fuerzas actuantes en la roca. Estos eventos pueden incluir incremento en la presión de poros debido a la infiltración de la lluvia, erosión por arrastre del material durante las fuertes lluvias,

degradación química o meteorización de la roca, crecimiento de las raíces de las plantas o el movimiento de las raíces por los fuertes vientos.<sup>5</sup>

En un ambiente de alta circulación vehicular el riesgo de que suceda un evento catastrófico debido a la caída de rocas es mayor y el potencial de ocurrencia se hace mas probable que por cualquier evento de los descritos anteriormente.

Una vez el movimiento de una roca ubicada en la cima de de un talud ha sido iniciado, el factor mas importante que controla su trayectoria es la geometría del talud. En particular las caras de la superficie del talud, ya que estas pueden proporcionar una componente horizontal al movimiento haciendo rebotar la roca.

**Foto 1.** Un talud en roca en una vía montañosa.



Fuente: Chapter 9: "Analysis of Rockfalls Hazards. Badger and Lowell "(2002)

La más peligrosa de estas superficies es la llamada "rampa" la cual imparte una alta velocidad horizontal a la caída de la roca causando un largo rebote hacia fuera del pie del talud.

Las caras lisas de una roca no meteorizada y no fracturada son las más peligrosas porque ellas no retardan el movimiento de la caída o deslizamiento de la roca en algún grado considerable.

---

<sup>5</sup> Chapter 9: "Analysis of Rockfalls Hazards. Badger and Lowell"(2002).

Por otro lado, las superficies cubiertas de material rugoso, barro o gravas absorben una considerable cantidad de energía de la caída de la roca, y en muchos casos pueden pararla completamente evitando deslizamientos. Esta capacidad de retardar de los materiales en la superficie es expresada matemáticamente por un término llamado coeficiente de restitución.

El valor de este coeficiente depende de la naturaleza de los materiales que están en la superficie de impacto. Las superficies limpias de una roca dura muestran altos coeficientes de restitución mientras que las arenas, gravas, y el granito completamente descompuesto tienen bajos valores de coeficiente de restitución; por esto se colocan capas de material rugoso con el fin de prevenir fuertes rebotes en las caídas de roca.

Otros factores tales como el tamaño y la forma de los bloques de roca, los coeficientes de fricción de la superficie de la roca, la presencia o no de meteorización en la roca, la fracturación en pequeñas piezas durante el impacto son de menor importancia comparados con la geometría del talud y los coeficientes de restitución descritos. Consecuentemente modelos de simulación de caída de rocas relativamente comunes tales como el programa Rockfall 6.1<sup>6</sup>, son capaces de producir predicciones exactas y razonables de la trayectoria de una caída de roca.

### **2.3. PROTECCION CONTRA CAIDA DE ROCAS**

Cuando se hace imposible detectar o prevenir la caída de rocas se requieren algunos métodos o mecanismos de protección que mitiguen o detengan el impacto. La forma adecuada de controlar las caídas de roca requiere de un previo análisis y un conocimiento previo del comportamiento de la roca, para ello se realiza una serie de simulaciones con los modelos numéricos o con el software existente en el mercado.

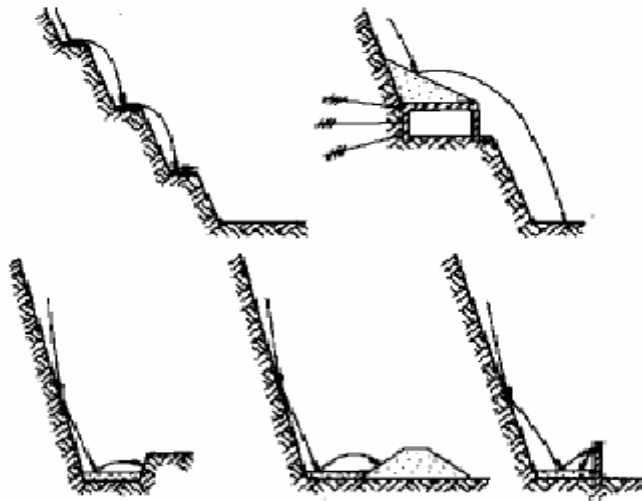
---

<sup>6</sup> Programa de simulación de caída de rocas desarrollado por Dr. Spang 2001. [www.dr-spang.de](http://www.dr-spang.de)

El uso de sistemas de control durante el recorrido de la roca nos dá la posibilidad de minimizar la amenaza de caídas de roca , utilizando sistemas de control en el talud, tales como escalones, bermas, barreras, mallas, muros, túneles falsos etc. garantiza la seguridad en las partes bajas del talud.

Los factores más importantes a tener en cuenta en el diseño de estas estructuras son la trayectoria de las rocas, la velocidad, la energía de impacto y el volumen total de acumulación. De acuerdo a las características de la caída se pueden diseñar varios tipos de obras.

**Figura 3:** Obras de protección



Fuente: Chapter 9: "Analysis of Rockfalls Hazards. Badger and Lowell" (2002).

### **2.3.1. BERMAS EN EL TALUD**

La excavación de bermas intermedias puede aumentar la amenaza de caídos. Los caídos tienden a saltar en las bermas; sin embargo el diseño de bermas anchas puede ser muy útil para ciertos casos de caída, especialmente de residuos de roca.

### **2.3.2. TRINCHERAS**

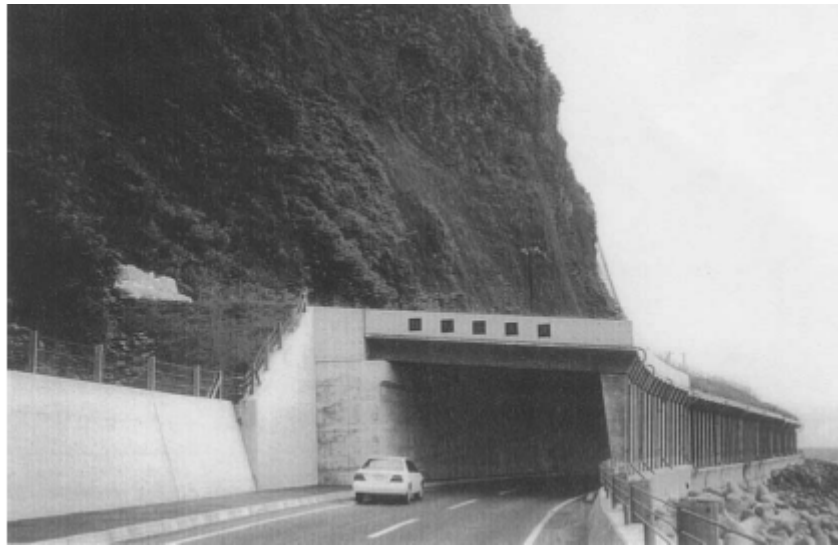
Una trinchera o excavación en el pie del talud puede impedir que la roca afecte la calzada de una vía y representa una solución muy efectiva cuando existe espacio adecuado para su construcción.

### 2.3.3. BARRERAS

Existe una gran variedad de barreras de protección y sus características y dimensiones dependen de la energía de los caídos. Las barreras pueden ser de roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o cercas.

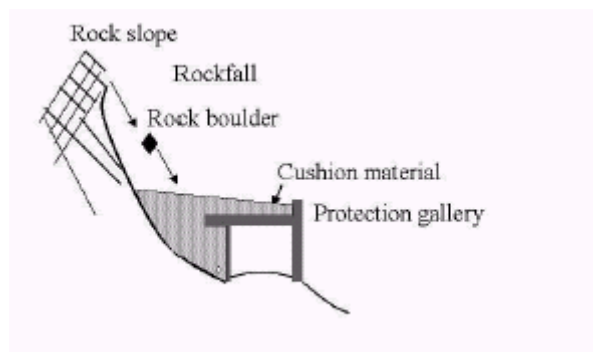
### 2.3.4. TÚNELES FALSOS O CUBIERTAS DE PROTECCIÓN

Foto 2: Túnel falso



Fuente: [www.google.com/rockfall-sheds](http://www.google.com/rockfall-sheds)

Figura 4: Esquema de un tunel Falso



Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

Cuando existe la amenaza de caídas de roca en taludes de pendiente fuerte se puede plantear la construcción de cubiertas de protección o túneles falsos, que son estructuras que se han diseñado con el fin de proteger las vías contra el impacto de las rocas funcionando como techos protectores, su propósito es absorber la energía del impacto de la roca por medio de la utilización de un colchón amortiguador el cual se diseña basado en ciertos parámetros que relacionan la fuerza de impacto con el espesor de la capa amortiguadora.

## **2.4. SIMULACIÓN DE LA CAIDA DE ROCA**

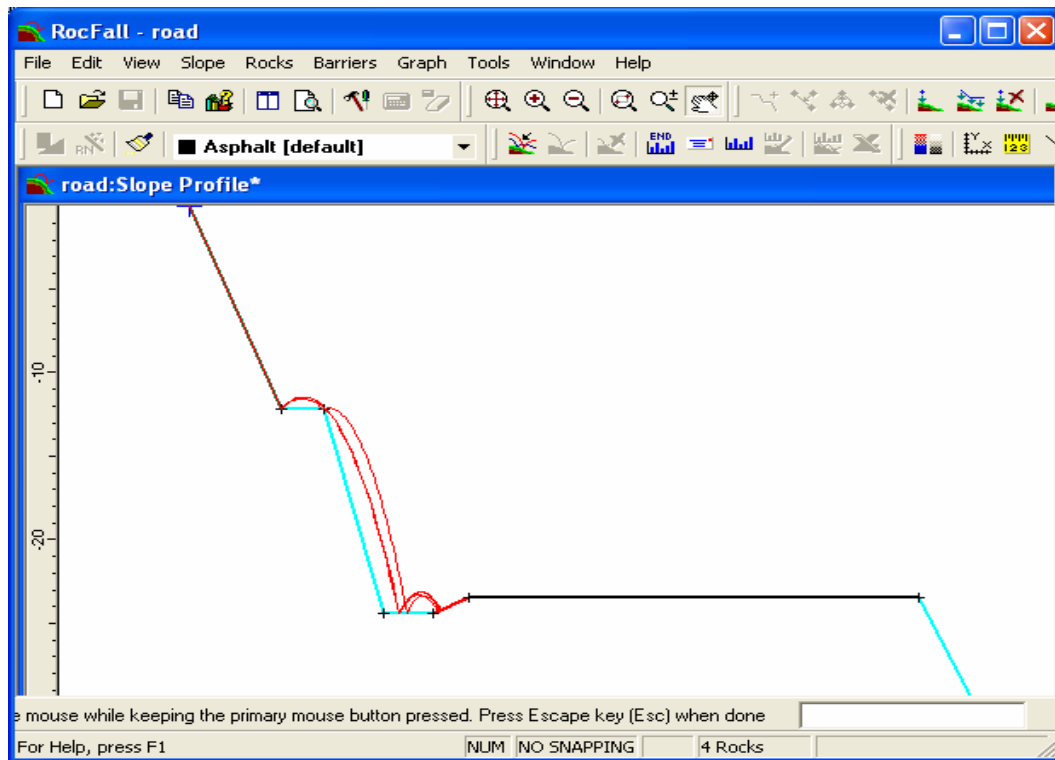
La predicción de la caída de rocas es prácticamente imposible, la variabilidad en la geometría de los taludes, el desconocimiento de las condiciones iniciales, la falta de conocimiento sobre las propiedades de los materiales (especialmente los coeficientes de restitución) y la falta de un método de análisis que sea sensible cambios en estos parámetros contribuyen a dificultar la predicción.

Empleando la probabilidad y la estadística en el análisis y la simulación de la caída de rocas se han realizado métodos efectivos y aceptables para solucionar parcialmente todas estas dificultades.

El objeto de los programas de simulación es crear una herramienta útil para ayudar a los ingenieros con los análisis probabilísticos de las caídas de rocas, la cual sea de fácil acceso y que sirva para el análisis y diseño de medidas de prevención y probar su efectividad.

Para realizar un modelo numérico se utiliza un procedimiento estadístico que permita la simulación de un elevado número de caídas de rocas, y que identifique las áreas más adecuadas para realizar una intervención mediante el análisis de la distribución de las energías cinéticas máximas y medias.

Figura 5: Esquema del talud-Rockfall 6.1



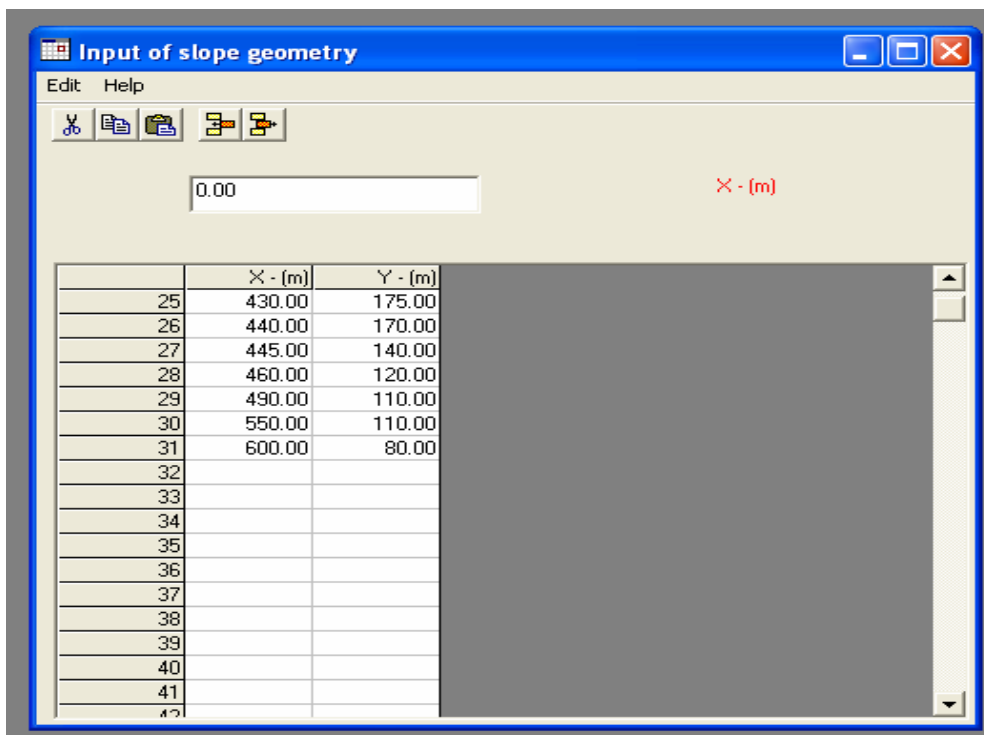
Algunos programas requieren una base topográfica y un estudio geomorfológico dirigido a la determinación de zonas de desprendimientos de bloques de rocas, de afloramientos rocosos y de los distintos tipos de materiales de cobertura (detritos o aluviones).

Figura 6: Parámetros iniciales-Rockfall 6.1

Initial Parameters	
<b>Initial Motion</b> <input checked="" type="radio"/> Free Fall <input type="radio"/> Sphere Rolling/ <input type="radio"/> Cylinder Sliding <input type="radio"/>	
<b>Rocks</b> No. of Rocks: <input type="text" value="1"/> Density (t/m <sup>3</sup> ): <input type="text" value="2.65"/> Radius: <input type="text" value="0.30"/> Cylinder length (m): <input type="text" value="1.00"/>	
<b>Options</b> Run without stop <input checked="" type="checkbox"/> Recalculation of roughness <input type="checkbox"/> Consideration of trees <input type="checkbox"/>	
<b>Limits</b> Delta T (sec.): <input type="text" value="0.020"/> Limit VN (m/sec.): <input type="text" value="0.100"/> Limit VT (m/sec.): <input type="text" value="0.100"/> Interval for envelope curves (m): <input type="text" value="0.20"/>	
<b>Position</b> X-Coordinate (m): <input type="text" value="55.00"/> Y Coordinate (m): <input type="text" value="640.00"/> V-Rotation (1/sec): <input type="text" value="0.00"/>	
<b>Title of Run</b> <input type="text"/>	
<input type="button" value="Ok"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

El modelo numérico de la pendiente puede ser calculado a partir de una distribución arbitraria de puntos (X, Y, Z) transformados en una malla regular, o a través de la lectura directa de los valores de la cota en correspondencia con los nudos de la malla cuadrada que se utiliza en el modelo.<sup>7</sup>

**Figura 7:** Datos de entrada Geometría del talud – Rockfall 6.1

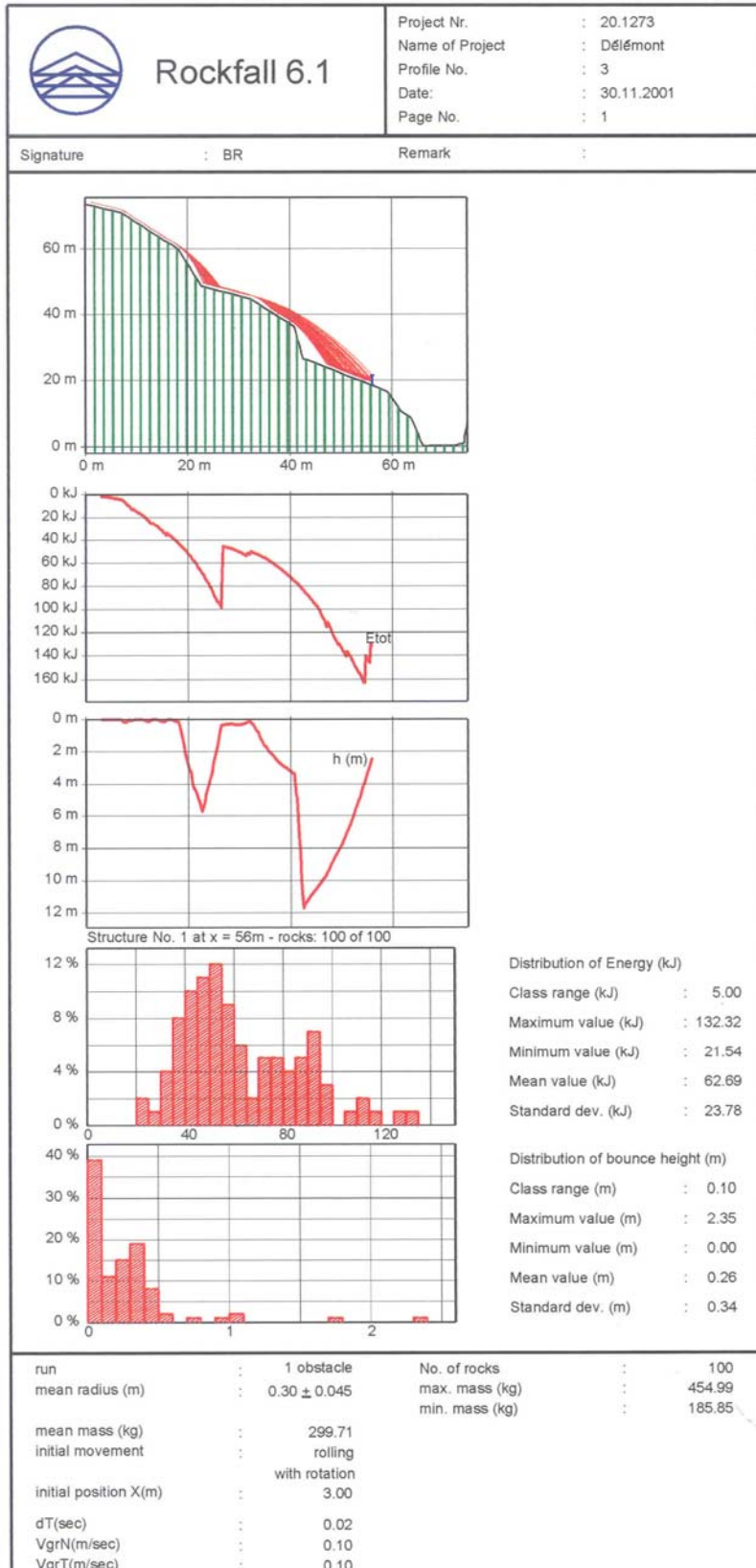


ROCK FALL 6.1 Datos de entrada geometría del talud

En el mercado se pueden encontrar programas que realizan la simulación del recorrido de un bloque de roca simplemente con introducir ciertos parámetros propios del talud, algunos software son de acceso gratuito, como ROCKFALL 6.1 desarrollado por Dr. Spang en el año 2001.

<sup>7</sup> Rockfall 6.1

**Figura 8: Salida de datos – Rockfall 6.1**



rockfall simulation  
with 100 rocks

profile and rockfall paths

envelope curve  
of kinetic energy

envelope curve  
of bounce height

distribution of energy  
on rockfall fence at x=56 m

distribution of bounce height  
on rockfall fence at x=56 m

general data

Este programa requiere una base topográfica por coordenadas y algunas características del talud; puede ser utilizado para evaluar el riesgo por desprendimientos, examinar las barreras existentes contra deslizamientos, posicionar las nuevas estructuras de contención y optimizar la posición y dimensión de las estructuras de protección dependiendo de la energía y de la altura.

### 3. ANÁLISIS DEL IMPACTO

Para modelar las fuerzas de impacto en las estructuras es necesario realizar un análisis numérico, estas fuerzas de impacto van a ser los parámetros de diseño de los túneles falsos, dentro de la simulación se deben tener en cuenta cada uno de los elementos que conforman la estructura túnel falso así como los materiales de cada elemento.

Se ha hecho un gran esfuerzo para reducir la energía de impacto colocando un material amortiguador sobre la placa del túnel y se han realizado varias pruebas tanto numéricas como de campo para establecer un modelo de diseño.

Los altos rangos de la energía de impacto de la roca son difíciles para modelar en la escala de laboratorio. Los pruebas de campo generalmente son evitadas por que traen consigo altos costos y en algunos casos por la dificultad de sus pruebas.

El alto nivel de energía puede lograrse en la escala del laboratorio con la ayuda de una centrifuga geotécnica. El modelo del túnel falso esta equipado con instrumentos que rastrean cada unos de los efectos por medio de sistemas de detección, es te modelo es rotado bajo altos niveles de gravedad logrando así un incremento en la unidad de peso del material. Con la ayuda de las relaciones apropiadas entre el modelo y la estructura real, un prototipo de niveles de energía puede ser obtenido. Los valores máximos de aceleración de la roca y la deflexión de las estructuras túnel falso son comparados para diferentes rangos de energía y diferentes materiales de amortiguación. Los

resultados de la prueba de laboratorio son luego comparados con un modelo numérico usando algún programa de elementos finitos.<sup>8</sup>

### **3.1. LA ESTRUCTURA**

Los túneles falsos son diseñados para tomar la energía de impacto de los bloques de roca que caen del talud. Los materiales de amortiguación son usados para disipar energía logrando reducir el impacto en la estructura. El diseño de los túneles depende de la fuerza de impacto que actúa y de la profundidad de la penetración correspondiente de cada roca en el material amortiguador.

Los túneles falsos son generalmente hechos de concreto reforzado o miembros de concreto pretensado. Ellos requieren un gran cuidado en su diseño y construcción considerando los requerimientos de ductilidad de la estructura y del suelo amortiguador puesto sobre la estructura. Estableciendo las propiedades físicas mecánicas y geotécnicas del material amortiguador es necesario entender el mecanismo de disipación del material amortiguador el cual reduce las fuerzas de impacto de la estructura logrando mejorar el diseño. La estructura de protección es generalmente diseñada por un método de esfuerzos admisibles usando un análisis elástico en los cuales la carga dinámica es reemplazada por una carga equivalente estática<sup>9</sup>. La carga de diseño depende de las características del material amortiguador los parámetros de la roca y el riesgo involucrado en el evento.

### **3.2. SIMULACION DEL IMPACTO**

#### **3.2.1. EXPERIMENTOS REALIZADOS**

---

<sup>8</sup>“Rockfall impact on protection galleries”. R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

<sup>9</sup> Ishikawa, 1999 – “Recent progress on rock-sheds structures studies in japan”.

### 3.2.1.1. MECANISMO DE LA PRUEBA CENTRIFUGA

En el ETH <sup>10</sup>, se desarrolló un experimento en el cual se modela un evento de caída de roca en un plato centrífugo, con el fin de simular el valor real de energía de impacto aumentando a varios valores de gravedad la escala; en este experimento se utilizaron sofisticados equipos de medición de parámetros tales como sensores de presión y aceleración.

La energía de la caída de roca generalmente puede alcanzar magnitudes de miles de kilojulios, por ejemplo, la caída de rocas en Axenstrasse en febrero del 2003 en Suiza alcanzó cerca de los 6000 kJ de energía. Estas altas energías son muy difíciles de alcanzar en una prueba de laboratorio con una escala de gravedad normal y las pruebas de campo son generalmente muy costosas.

Los valores altos de energía pueden ser alcanzadas por un modelo de laboratorio sometido a rotación con alta gravedad e incrementando esta de acuerdo a los requerimientos.

Los túneles falsos junto a los materiales de amortiguación se modelan usando un “plato centrífugo geotécnico”<sup>11</sup> bajo un efecto de caída de roca. El principio de la centrifuga es mantener los niveles de esfuerzo en el modelo igual que en el prototipo original, reduciendo el tamaño del modelo a  $n$  e incrementando los valores gravedad a  $n$  veces.

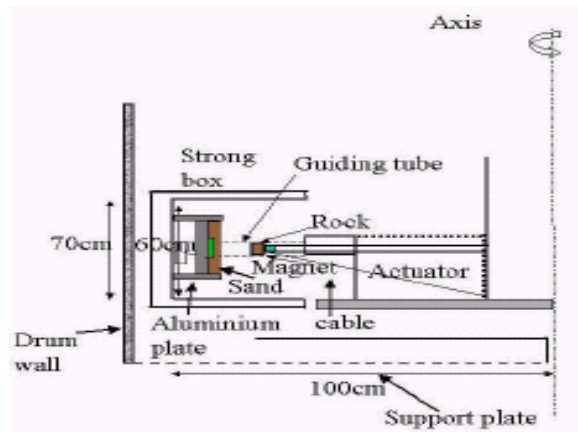
Al modelar el elemento con ayuda de altos niveles de gravedad se puede representar mejor la energía de impacto en la determinación de los esfuerzos inducidos en la estructura y el comportamiento del material amortiguador. Para esta investigación se modelo con dos cajas rígidas opuestas diametralmente estas son localizadas dentro de un plato giratorio y montadas en un soporte.

---

<sup>10</sup> Swiss Federal Institute of Technology.

<sup>11</sup> Springman, S. M., Laue, J., Boyle, R., 2001. “The ETH Zurich Geotechnical Drum Centrifuge”. Int. Jnl. Phys. Mod. In geot..vol. 1: 59-70.

**Figura 9:** Estructura del plato centrifugo



Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

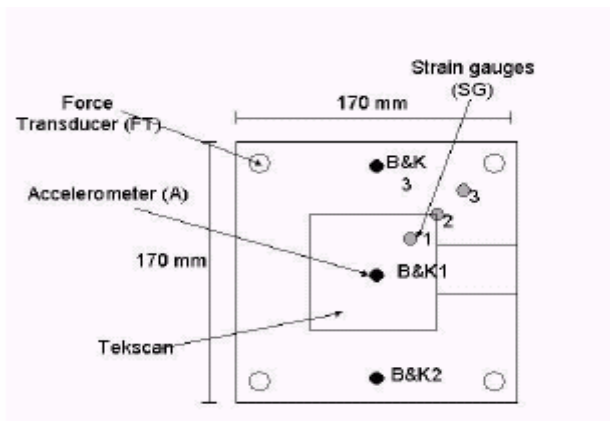
Los niveles de energía bajo  $n$  gravedad son equivalentes a un incremento por un factor de  $n^3$  (solo sí se asume un radio constante). Un cilindro de acero de 120 gramos representa la roca, la cual equivale aproximadamente 25.7 toneladas en la simulación con 60 gravedades, y el prototipo de altura de caída puede ser 4.8 m. los cuales podrían traducirse a 1200 kJ. En la prueba centrífuga, el cilindro de acero será guiado a través de un tubo de aluminio el cual cae en el material de amortiguación bajo los incrementos en los niveles de gravedad. El tubo guía se usa para mantener la roca en sentido de la gravedad. Los cambios en los valores  $n$  con las alturas de caída de la roca han sido incorporados en la escala y en el cálculo de la energía de impacto. El factor de reducción  $n$  en este caso es 0.93 del original de 1200 kJ. <sup>12</sup>

Los materiales han sido escogidos para representar las condiciones del prototipo: Un plato de aluminio es usado para modelar la placa de concreto y comparar los esfuerzos de torsión de los materiales usando relaciones de

<sup>12</sup> "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003

escala. Una almohadilla de presión desarrollada por Teksan es colocada bajo el plato de aluminio y el suelo amortiguador. El sensor de Teksan registra la distribución del impacto de la carga y también el camino trazado por la roca en el material amortiguador después del impacto.

**Figura 10:** Sensor de Teksan



Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

Tres acelerómetros (A) son colocados uno debajo (en el centro) y dos encima de la placa, los traductores de esfuerzo (FT) se colocan bajo las cuatro esquinas de la placa también actúan como soportes.

El calibrador de tensión (SG) es colocado diagonalmente para obtener los valores de tensión que cruzan a través de lo ancho. La torsión del plato de aluminio es calculada usando estos valores de tensión medida asumiendo la placa como una viga simplemente apoyada, un acelerómetro es colocado sobre la roca durante el impacto. Este valor es usado para calcular la fuerza de impacto la primera y segunda integración de los valores del acelerómetro representan la velocidad y penetración de la roca respectivamente en la capa.

### 3.2.1.1.1 RESULTADO DE LA PRUEBA CENTRIFUGA EN ARENA

Las pruebas de la caída de roca fueron hechos para diferentes valores de gravedad y diferentes alturas de caída los resultados que se muestran son de

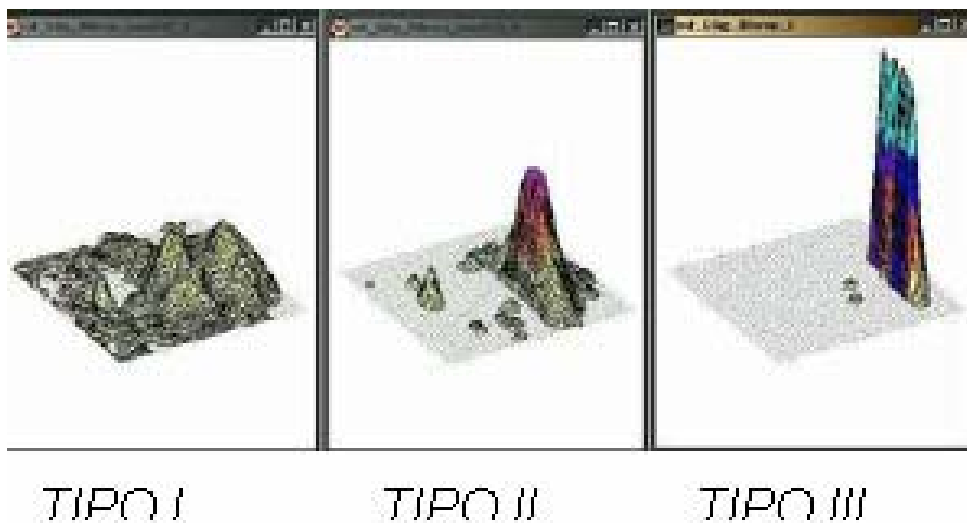
un caso de 60 gr y 80 mm de altura de caída con 3 diferentes espesores de capa de arena como material de amortiguación.

**Tabla 1:** Resultados de la prueba centrífuga en arena

Prueba	Espesor de la capa de arena
Tipo I	Diámetro de la roca
Tipo II	Mitad del diámetro de la roca
Tipo III	Sin capa de arena

La siguiente figura muestra la distribución del impacto en la almohadilla de presión en el fondo de la capa de amortiguación con los tres diferentes espesores de arena en la placa de aluminio y se puede ver claramente que el efecto de impacto es menor para el tipo I.

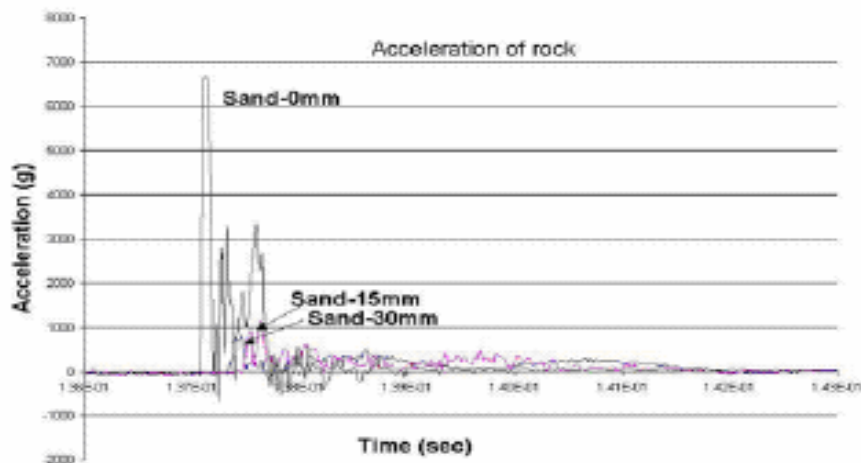
**Figura 11:** Distribución del impacto en la prueba centrífuga.



Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

La siguiente figura muestra los datos del acelerómetro para los 3 tipos de prueba, el tipo I muestra un bajo valor de aceleración máxima comparado con los otros 2.

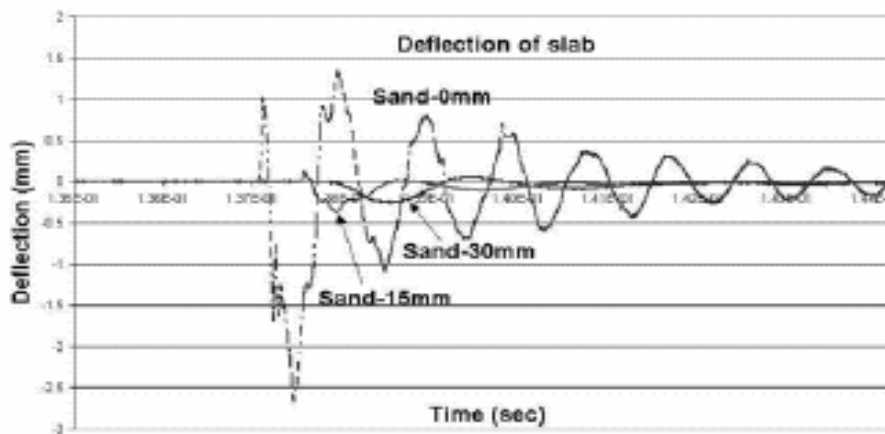
**Figura 12:** Datos del acelerómetro para los diferentes espesores de arena.



Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

Similar ocurre en la otra figura con el valor de la deflexión en el medio de la placa.

**Figura 13:** Deflexión en la placa



Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

Cuando la capa de material amortiguador es igual al diámetro de la roca ocurre una gran reducción en la carga de impacto sobre el túnel. Muchas de las investigaciones se han hecho con espesores más grandes que el diámetro de la roca.

### 3.2.1.1.2. RESULTADOS DE LA PRUEBA CENTRIFUGA EN MATERIALES LIVIANOS

Un gran esfuerzo se ha hecho para usar materiales livianos y residuos industriales como materiales amortiguadores en las galerías de protección. Una mezcla arena con caucho (SR), y una arena con aserrín (SS), con proporciones de peso han sido escogidas respectivamente con 80 y 20%. Las proporciones nos han mostrado mayor fuerza de amortiguación en la mezcla (SR).

El uso de las mezclas de materiales livianos también reduce la carga muerta sobre la galería significativamente. El peso de (SS) es solo el 10% comparado con arena pura (S) el cual es uno de los materiales ampliamente más usados de relleno.

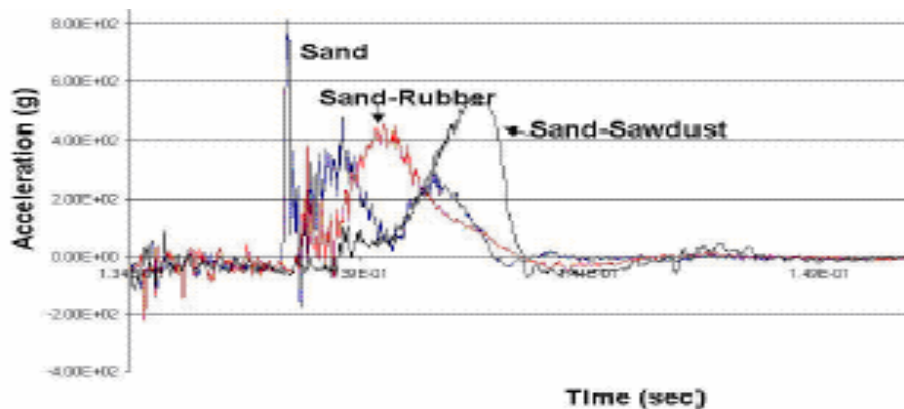
**Figura 14:** Tabla de reducción de cargas muertas

Material	dead weight material at 60g (Centrifuge scale)	dead weight material (Prototype scale)
Sand (S)	1.44 kg	311 tonnes
Sand (80%)-Rubber (20%) (SR)	1.15 kg	248 tonnes
Sand (80%)-Sawdust (20%) (SS)	0.15 kg	32 tonnes

Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

Los máximos valores de aceleración fueron controlados por el sensor en la placa para los 3 diferentes materiales, con las mismas condiciones al tipo 1 con 60gr y 80mm de altura de caída, el máximo valor de aceleración en la roca es menor para (SR) comparado con (SS) y (S). Pero la distribución de energía varía significativamente para los 3 materiales con el tiempo.

**Figura 15:** Datos del acelerómetro para materiales livianos



Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

La mezcla (SR) es eficiente en la reducción de la deflexión dinámica de la placa comparada con los otros 2 materiales aunque la mezcla (SS) ha tenido un valor máximo. Ocurren deflexiones y cambios de dirección en la placa para (S) y (SS)

Las cuales están ausentes en el caso de (SR).

### 3.2.1.2. LABORATORIO DE SFITL

El instituto federal suizo de tecnología de Lausanne, en colaboración con la escuela politecnica federal de Lausanne, desarrollaron un proyecto en el cual se adecuó un laboratorio para realizar la simulación del impacto de una roca sobre una estructura de amortiguación tipo túnel falso.

En estos experimentos, los cuales se realizaron en un pozo de 5 m de diámetro y 8 m de profundidad, se lanzaron varios pesos desde varias alturas hacia el fondo del pozo, el cual había sido cubierto por una capa de tierra amortiguadora. El fondo del pozo tiene una placa de concreto reforzado de espesor 0.9 m la cual es considerada altamente rígida. Este ensayo consta de 5 medidores de presión. Los pesos son cilindros metálicos con un cabeza esférica llena de concreto. Los resultados de la prueba usados para la calibración fueron obtenidos con un peso de 500 Kg. que caía verticalmente de

una altura de 10 m hacia el centro del pozo cubierto con una capa de tierra de espesor de 0.5 m. En las caídas las alturas variaron de 1 a 10 m.<sup>13</sup>

Las medidas obtenidas de estas pruebas<sup>14</sup> fueron, la des-aceleración tangencial del bloque, la presión que ocurre en diferentes lugares de la placa de concreto y la penetración de la roca en el colchón amortiguador. De estas mediciones y luego de algunos procesamientos de datos, los valores de velocidad, trayectorias teóricas de penetración de los bloques, cargas dinámicas por la integración de valores tomados por los medidores de presión y la duración del impacto son obtenidos. El experimento derivó ecuaciones en las cuales se propone que la carga por aceleración en el fondo del pozo puede ser obtenida como:

$$F_{acc} = 1.33 \exp(R/1.5e)^{1/3} M^{0.2} (\tan\phi)^{2/3} E$$

Donde la **F<sub>acc</sub>** es la carga por fuerza de aceleración, **R** es el radio del bloque, **e** es el espesor del colchón de tierra, **M** es el modulo de elasticidad, **φ** es el ángulo de fricción interno, y **E** es la energía potencial del bloque en la capa de tierra.

La fuerza interna **F<sub>int</sub>** es:

$$F_{int} = 2.6R^{-0.24} e^{-0.01} \exp(R/2e)^{0.25} M^{-0.75} E$$

Finalmente la máxima penetración **d** es obtenida de:

$$d = 1.5 \exp(R/1.5e) (E/F_{acc})$$

<sup>13</sup> Rock mechanics laboratory (LMR), "Impact of falling blocks", SM/December 1997.

<sup>14</sup> "Etude Numerique de la sollicitation dynamique des galeries de protection lords de chutes de blocs par la methode des elements discrets", F. V. Donze, S. A. Magnier, S. Montani & F. Descoeurdes. 2003.

### 3.2.2. MODELO NUMERICO

Una predicción real de la respuesta estructural a través de un análisis numérico requiere un riguroso modelamiento por elementos finitos en tres dimensiones de los diferentes componentes estructurales. El modelo numérico se basa en un método de elementos finitos el cual usa elementos esféricos de radio y masa definida<sup>15</sup>. Se estableces ciertas leyes de interacción las cuales son seleccionadas para representar lo mas preciso posible los comportamientos de los geo-materiales envueltos e este experimento. Las fuerzas de interacción elástico-friccionales se escogen para simular la capa amortiguadora y las fuerzas de interacción frágil-elásticas que simulan los elementos de la estructura de concreto.

El modelo numérico resuelve las ecuaciones de movimiento uniendo traslación y rotación; con un algoritmo similar al usado en la dinámica molecular en donde las ecuaciones básicas para cada interacción son utilizadas para resolver las ecuaciones del movimiento de Newton.

El tiempo explícito de interacción de las leyes de movimiento proveerá los valores de desplazamientos y la velocidad para cada elemento discreto con respecto al tiempo.

La mayoría de software que se utilizan para realizar la simulación del impacto trabaja bajo estos principios, los modelos mas importantes que se pueden destacar de este tipo de simulación son SDEC (Desarrollado por Donzé), Abacus, y el modelo del SFITL (Descrito por Montani en 1998).

En nuestro medio se pueden realizar este tipo de modelamientos por medio de algún software como ANSYS o se puede evaluar la respuesta de la estructura túnel (la estructura de concreto que soporta el colchón amortiguador) por medio

---

<sup>15</sup> Montani Stoffel S. 1998, " Sollicitation Dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs".

del SAP2000, esta simulación se realiza simplemente convirtiendo la carga dinámica de impacto a una carga estática distribuida equivalente sobre la estructura.

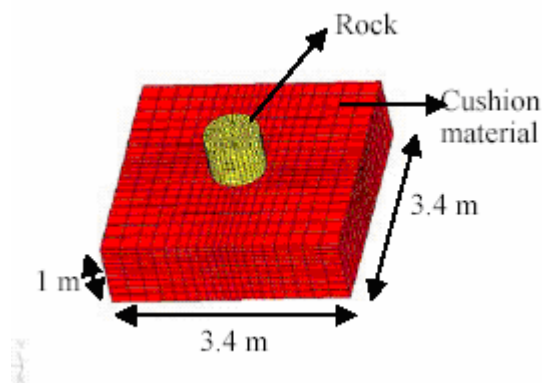
### 3.2.2.1. DESCRIPCION DEL MODELO LS-DYNA 2003

Para la simulación del impacto como se había descrito anteriormente se pueden emplear variedad de herramientas, en el ETH se utilizó el modelo LS-DYNA 2003.

Este programa es popularmente usado en la industria automotriz para analizar los efectos de las colisiones, este software es capaz de calcular las cargas combinadas y el comportamiento plástico de los materiales. Este programa es una propuesta general de un código de elementos finitos para analizar la gran respuesta dinámica de deformación de estructuras incluyendo estructuras modeladas como fluidos.

La estructura del modelo y las unidades del proceso se muestra en la figura.

**Figura 16:** Modelo LS-DYNA 2003.



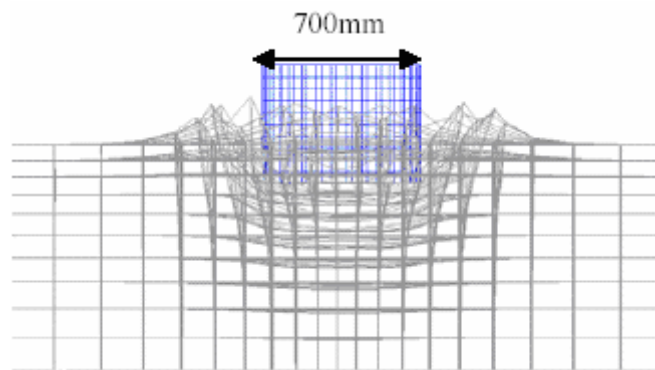
Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

El modelo 3D básico consiste en una roca y una capa de arena con condiciones límites establecidas. La capa de arena es fija en cuatro lados con un grado de libertad en la dirección vertical y en el fondo esta fijo en todas las direcciones.

La capa de arena es modelada como un material perfectamente plástico y las rocas como un material rígido. Los datos de salida tales como la aceleración, la penetración de la roca en el material de amortiguación las fuerzas generadas en el nudo central de la capa amortiguadora nos dan la fuerza inducida en la galería de concreto aunque la deflexión en el centro no es la real, esto ha sido considerado al realizar la comparación de los resultados del modelamiento numérico y físico.

También puede obtenerse los diagramas de contorno para obtener la distribución de esfuerzos en el material amortiguador donde la roca impacta. La figura muestra el modelo después del impacto de la roca.

**Figura 17:** Impacto de la roca

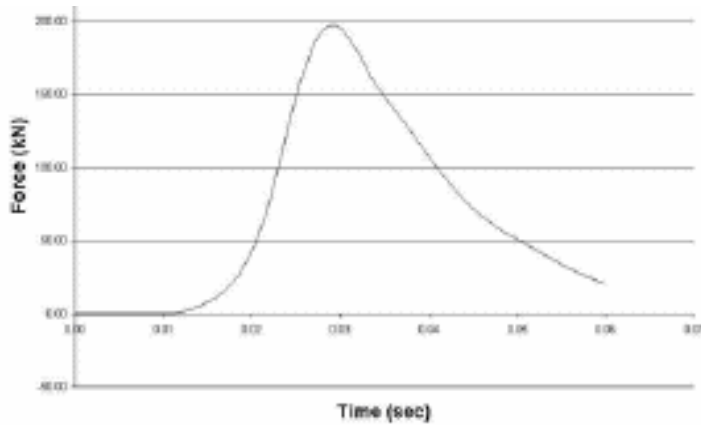


Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

La gran deformación en el material amortiguador es del orden de los 50 mm lo cual no es real en la naturaleza. La discrepancia en el resultado puede ser atribuida a la respuesta del material modelado.

La fuerza de impacto en el centro de la capa de arena es mostrada en la figura para el caso de una roca de 500 Kg cayendo desde 1m de altura. Esta es el resultado de un elemento exactamente en el centro del colchón. Esto representa la fuerza inducida en un túnel falso.

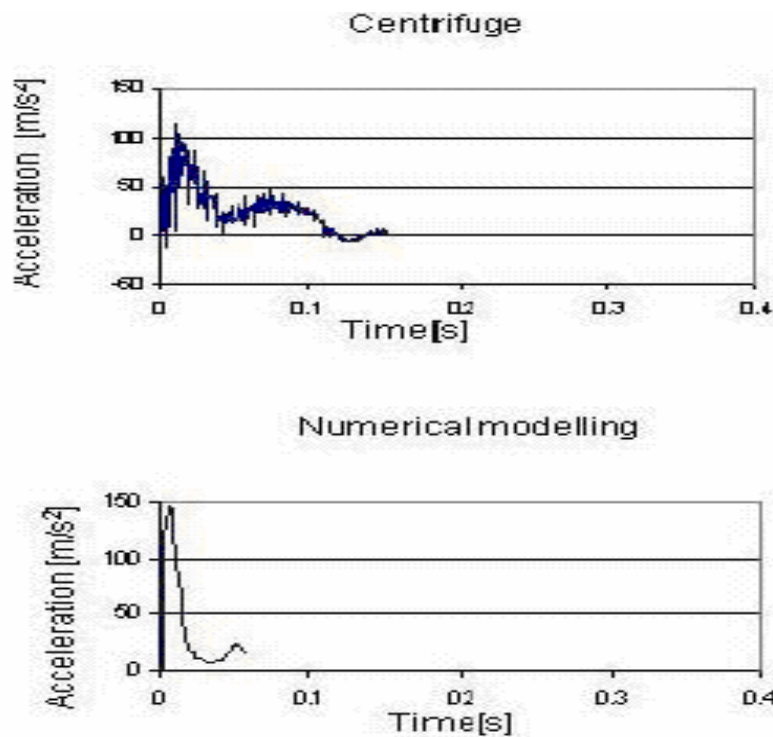
**Figura 18:** Diagrama de la fuerza de impacto



Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

### 3.2.2.2. COMPARACION ENTRE EL ENSAYO DE LA CENTRIFUGA Y EL MODELAMIENTO NUMERICO POR LS-DYNA 2003

**Figura 19:** Comparación entre los datos de la centrifuga y el modelamiento numérico para el máximo valor de aceleración para el caso de la roca de 500kg y 1 metro de altura de caída.



Fuente: "Rockfall impact on protection galleries". R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.

El valor máximo de la aceleración de la roca en la prueba centrífuga es  $123 \text{ m/s}^2$  y en el modelamiento numérico es aproximadamente  $148 \text{ m/s}^2$ . Esto es también una diferencia en el impacto, en el tiempo. Esto puede ser atribuido al material del modelo y a las condiciones propias usadas en el programa las cuales son una aproximación a la realidad. Finalmente podemos concluir que un modelamiento numérico por elementos finitos en el cual se acondicionen los parámetros de entrada a los valores de la realidad, podría darnos una idea del comportamiento de las estructuras sometidas a cargas de impacto proporcionándonos datos reales y útiles para el diseño.

## **4. ESTUDIOS PREVIOS**

Para la selección de Túneles falsos se deben realizar ciertos estudios previos al lugar específico donde históricamente han ocurrido los eventos de caídas de roca, se debe tener establecido el lugar y el tramo de vía afectado por el movimiento de masas.

La localización del tramo de la vía el primordial antes de cualquier estudio, se deben establecer puntos de referencia y establecer el abscisado del tramo.

### **4.1. ANTECEDENTES Y RESEÑA HISTORICA**

Cuando se requiere la construcción de una estructura de protección contra las caídas de roca tipo túnel falso se requiere tener un archivo histórico de todos los eventos ocurridos en el sitio. La finalidad de estos estudios es tener una idea de la frecuencia de las caídas y de los tamaños de los bloques de roca que caen, esto con el fin de obtener un promedio de volumen de roca, el cual sirve como parámetro de diseño de la capa amortiguadora. Estos estudios previos se pueden encontrar en tesis de grado de las universidades de la zona, informes del INVIAS, y otras empresas dedicadas al mantenimiento vial.

El siguiente paso es realizar una descripción exacta del problema que acarrea la caída de bloques en la zona y la importancia de la vía a nivel general.

Luego de determinar la problemática se proceden a estudiar las posibles soluciones al problema y determinar que la solución más viable es la construcción de un túnel falso.

## 4.2. ESTUDIO GEOLOGICO Y GEOTECNICO

Es necesario realizar una descripción regional y local en la cual se detallen las principales características geológicas de la zona tales como formaciones geológicas, tectónica, estructuras, buzamientos, meteorización, espesores de capas y estado del talud en general.

El estudio geotécnico determinará el comportamiento del talud y las posibles causas de los desprendimientos de roca.

## 4.3. ENSAYOS Y SONDEOS

Para determinar la capacidad portante del terreno donde se construirá la estructura de protección se deben realizar ensayos y sondeos en diferentes puntos de acuerdo a las normas ASTM-AASHTO-NTC-INVIAS

Los ensayos de laboratorio que se recomiendan son:

**Tabla 2:** Ensayos de Laboratorio recomendados

ENSAYO	NORMA
Granulometría	ASTM D421-58 - D422-63
Contenido de humedad	NTC 1495 -ASTM D2216
Límites de Atterberg	NTC 1494-ASTM D4318
Clasificación	NTC 1504 -ASTM D2487
Resistencia al corte directo	NTC 1917- ASTM D3080
Compactacion	AASHTO T99-T180- ASTM D698-D1557
CBR de laboratorio	INV-E148-ASTMD1883-AASTHO T193
Resistencia a la compresión inconfiada de núcleos de roca	ASTMC1231 AASHTO 22-85

Basado en " Estudio geotécnico y diseño de las obras de control caídos de roca Peña de San pablo"- Geotecnología Ltda. 2002

## 4.4. HIDROLOGIA

La lluvia es un factor importante para la estabilidad de un talud, por ello es necesario realizar un estudio hidrológico de la zona, determinar las precipitaciones y relacionarlas con los eventos de caídas de roca, estos

análisis ayudaran al ingeniero en la determinación de las causas de los desprendimientos de roca.

#### **4.5. ESTUDIO ECONOMICO**

Como cualquier proyecto civil se debe hacer un estudio previo de los beneficios de la obra, se deben hacer paralelos de las diferentes soluciones que se pueden realizar para controlar las caídas de roca y determinar si los beneficios de la obra son lo suficientemente grandes para compensar los costos.

Es necesario proponer varias alternativas ya que los túneles falsos son estructuras costosas, pero también es necesario entender que en algún caso pueden ser mas factibles que la realización de un movimiento de tierra para la construcción de escalones en el talud como otra posible solución a un problema de caída de rocas.

## 5. DISEÑO

### 5.1. CARACTERISTICAS GENERALES DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Las características generales de un túnel falso son las siguientes:

- Pórtico de concreto armado. El cual actúa como un túnel falso para el paso de los vehículos automotores.

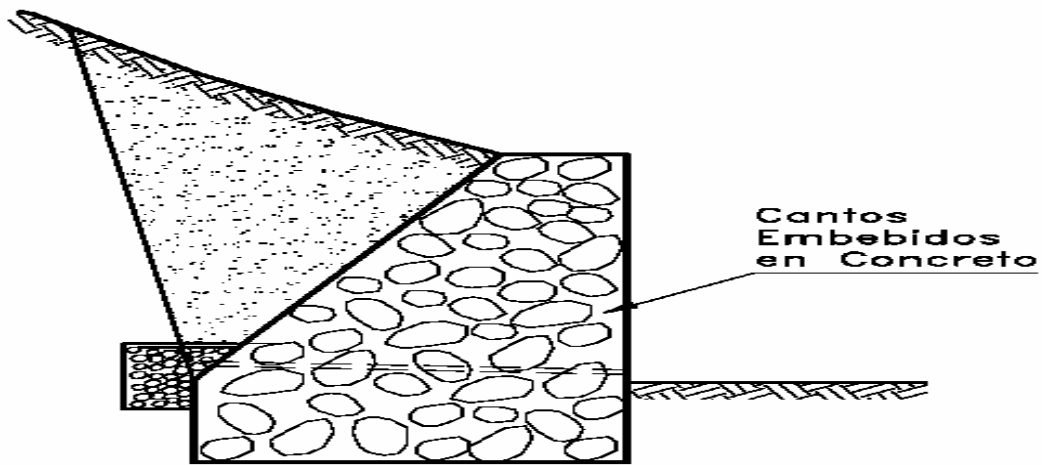
**Foto 3:** Entrada a los túneles de quebrada Blanca.



Fuente: Jaime Suárez

- Bloque o relleno de concreto ciclópeo entre el túnel falso y el talud. Este bloque de concreto cíclope va a resistir cargas del impacto de los bloques de mayor tamaño, los cuales caen en el pie del talud. Teniendo en cuenta que la estructura de concreto armado no se diseña para soportar cargas de impacto de los bloques de gran tamaño, éstos deben ser soportados por el bloque de concreto ciclópeo.

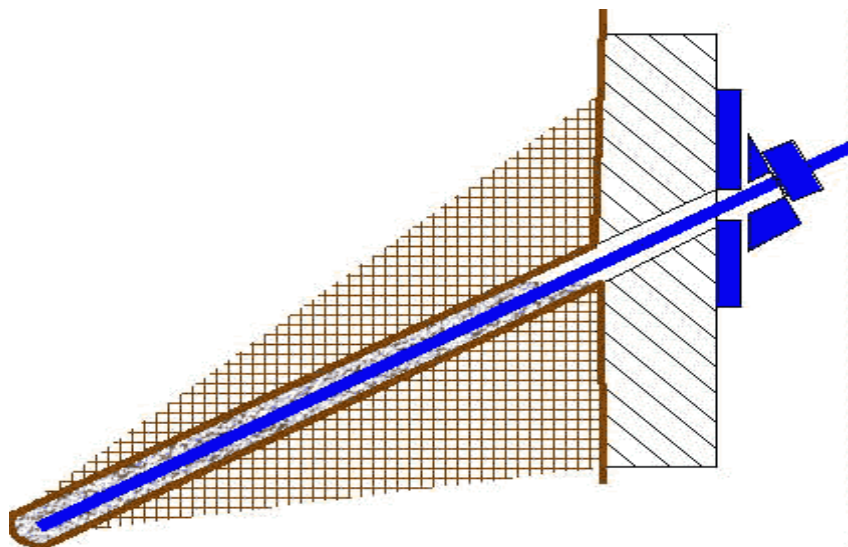
**Figura 20:** Relleno de concreto ciclópeo



Fuente: " Estabilidad de taludes en zonas tropicales", Jaime Suarez.

- Anclaje o pernos del bloque de concreto ciclópeo al talud.

**Figura 21:** Anclaje



- Cimentación rígida en todo el ancho de la vía. Con el objetivo de reforzar y sellar la banca de la vía (en caso de deslizamiento o separación de las componentes geológicas).

**Foto 4:** Refuerzos de vigas VCT-Túnel Falso Cerro de San Pablo



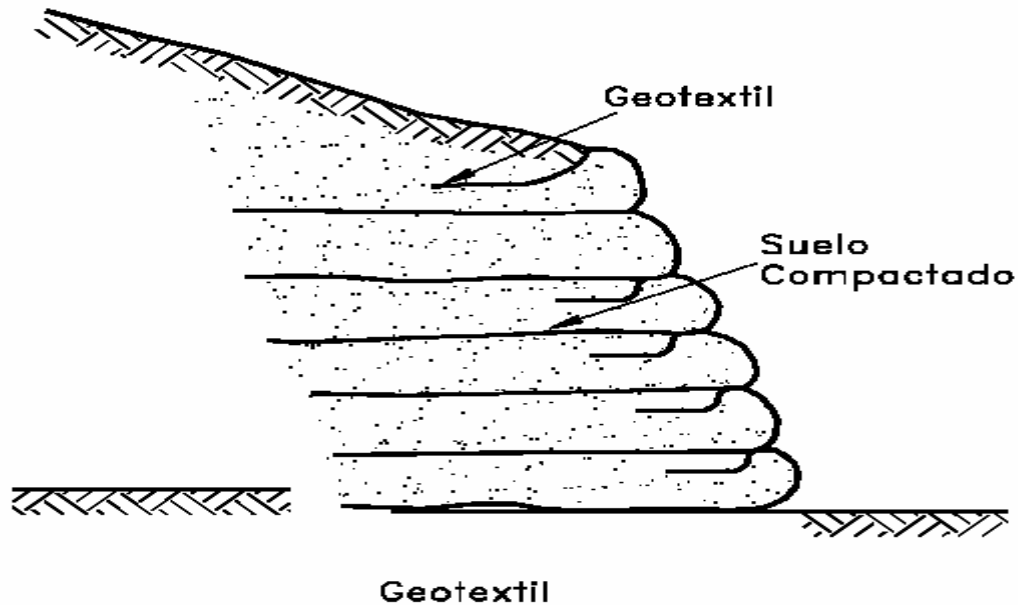
- Anclajes o pernos en las vigas de cimentación del túnel falso a la roca subyacente.

**Foto 5:** Anclajes -Túnel Falso Cerro de San Pablo



- Relleno protector de suelo areno-arcilloso conformando un talud estabilizado con geotextil tejido.

**Figura 22:** Tierra armada con geotextil



Fuente: "Estabilidad de taludes en zonas tropicales", Jaime Suárez.

- Geodrenes planares embebidos en el relleno protector con el objetivo de ayudar a filtrar la onda dinámica producida por el impacto y al mismo tiempo actuar como subdrenes o filtros de relleno de suelo.
- Muro en gaviones exterior perimetral a la estructura, con el objeto de servir de contención al relleno de suelo y garantizar un espesor mínimo de protección en el extremo inferior de la cubierta protectora.
- Protección vegetal de la superficie del talud de relleno utilizando biomanto de fique.
- Submuraciones en concreto ciclópeo por debajo de los voladizos de las vigas de cimentación en el extremo exterior del túnel falso.

**Foto 6:** Submuraciones-Túnel falso Cerro de San Pablo



- Anclajes o pernos de las submuraciones en concreto ciclópeo a la roca.

## **5.2. ANALISIS DEL IMPACTO DE LOS BLOQUES EN LA ESTRUCTURA DE CONCRETO**

### **5.2.1. CRITERIO GENERAL**

El objeto de esta sección es determinar las características y la fuerza de impacto de los bloques de roca sobre la protección en concreto armado.

### **5.2.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SISTEMA DE PROTECCIÓN**

Estas estructuras generalmente consisten en un techo de concreto reforzado, cubierto con materiales que mitiguen el impacto y que actúen como colchones de absorción del golpe.

**Foto 7:** Túnel falso cerro de san pablo-Valla Publicitaria



### **5.2.3. FACTORES QUE AFECTAN LA FUERZA DINÁMICA**

La fuerza dinámica de los bloques sobre la protección depende de las siguientes características (Descoedres & Montani, 1997):

- El peso y la forma del bloque, su altura de caída y el ángulo de impacto.
- Las características del material de la cubierta, tipo de material, espesor y grado de compactación.
- Las características de la estructura, especialmente la rigidez.

### **5.2.4. CÁLCULO DE LAS FUERZAS DINÁMICAS**

La mayoría de las expresiones empíricas tendientes a calcular las fuerzas dinámicas que actúan sobre las cubiertas amortiguadoras debidas a impactos de roca, se basan en la teoría de Hertz de contactos elásticos.

La ecuación más conocida internacionalmente para el cálculo de fuerzas de impacto sobre túneles falsos es la desarrollada en El instituto federal suizo de

tecnología de Lausanne, en colaboración con la escuela politécnica federal de Lausanne, propuesta por Montani Stoffel.

$$F_{acc} = 1.33 \exp(R/1.5e)^{1/3} M^{0.2} (\tan\phi)^{2/3} E$$

Donde la **F<sub>acc</sub>** es la carga por fuerza de aceleración, **R** es el radio del bloque, **e** es el espesor del colchón de tierra, **M** es el modulo de elasticidad, **φ** es el ángulo de fricción interno, y **E** es la energía potencial del bloque en la capa de suelo.

La fuerza interna se calcula por la siguiente expresión:

$$F_{int} = 2.6R^{-0.24} e^{-0.01} \exp(R/2e)^{0.25} M^{-0.75} E$$

Finalmente la máxima penetración **d** se obtiene de:

$$d = 1.5 \exp(R/1.5e) (E/F_{acc})$$

La firma Suiza Erns Basler-Partners Ltda. recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$F = 2.8 * R^{0.7} * e^{-0.5} * M^{0.4} E^{0.6} \tan\phi (m * v^2 / 2)$$

$$d = (m * v^2 / 2) / F$$

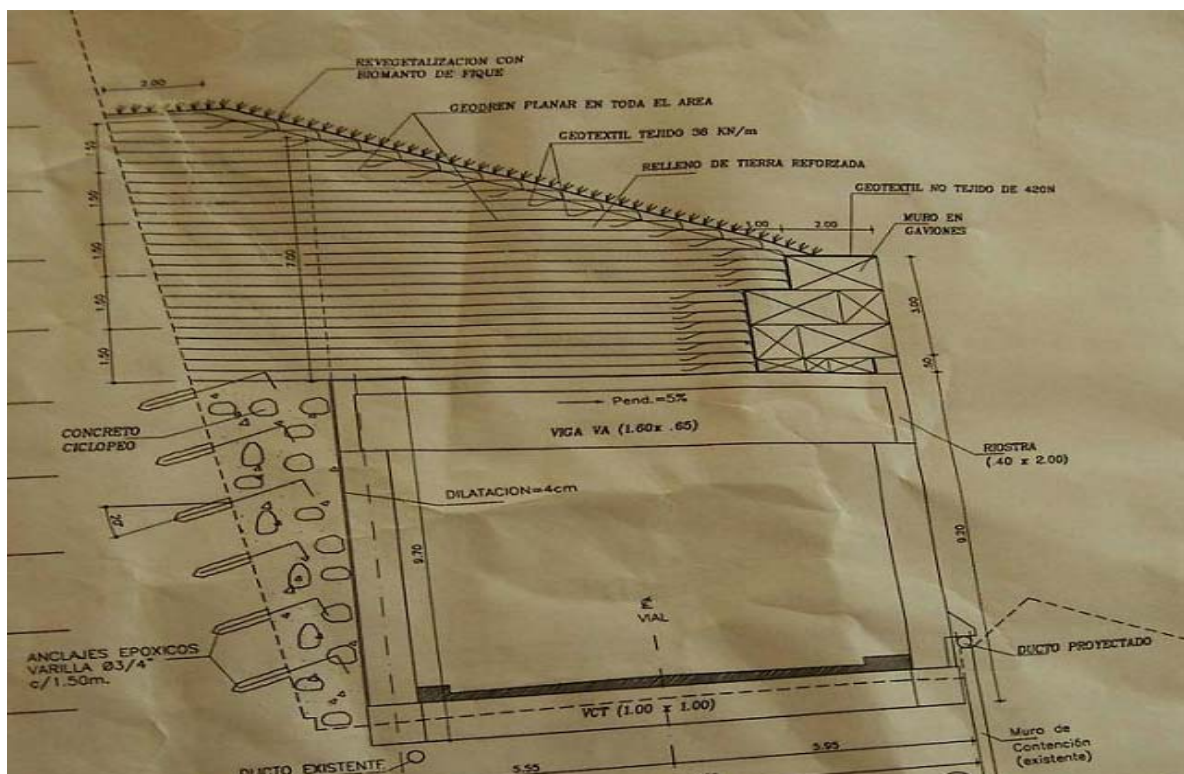
Al realizar una comparación entre las expresiones observamos que la ecuación propuesta por Erns Basler-Partners<sup>16</sup> Ltda., da valores de fuerza significativamente menores.

<sup>16</sup> "Design forces for rockfall galleries", 1998

Teniendo en cuenta que la fórmula de Erns Basler-Partners Ltda., es una expresión utilizada en Suiza para el cálculo de las fuerzas de impacto sobre cubiertas de protección contra caídos de roca y que la fórmula de Montani Stoffel es una fórmula desarrollada e ensayos de laboratorio, se recomienda utilizar la fórmula de Erns Basler-Partners Ltda.<sup>17</sup>

### 5.3. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Foto 8: Esquema del túnel falso cerro de San Pablo



#### 5.3.1. ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

El diseño de la estructura se gobierna por la normativa del CCDSP95 ya que la estructura funciona prácticamente como un puente, los elementos estructurales de concreto reforzado serán diseñados de acuerdo al A.7.7 del CCDSP95.

La estructura túnel falso se compone de vigas aéreas prefabricadas transversales a la vía VA diseñadas con concreto preesforzado según A.8.6.5.1

<sup>17</sup> Jaime Suárez, Samuel Montero

CCDSP95, que a su vez soportan una losa de concreto de un espesor definido de acuerdo al requisito A.7.6.6.2 (Tabla A.7.1) del CCDSP95, estas vigas se amarran a la placa funcionando como vigas T (A.7.6.7.1 CCDSP95).

Las vigas T se apoyan sobre columnas (A.7.8.6 CCDSP95), que se separan de acuerdo a A.4.2.1.1 CCDSP95.

Para mejorar su funcionamiento a cortante, una vez construida la viga se someterá a un preesfuerzo en su centroide (A.8.7.1.1 CCDSP). La cimentación estará formada por una retícula de vigas transversales VCT, y vigas de cimentación longitudinales VCL (A.7 CCDSP -A.7.8.5 CCDSP-A.7.8.9 CCDSP-A.7.9 CCDSP). Se recomienda que las vigas VA sean prefabricadas para agilizar la construcción y optimizar su fundida (C.16NSR98).

**Foto 9 :** Vigas prefabricadas –Túnel Falso Cerro de San Pablo



#### **5.3.1.1. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES (CONCRETO REFORZADO A.7-CONCRETO PREENFORZADO A.8 CCDSP95)**

Para el diseño de los diferentes elementos se recomienda la utilización de los siguientes materiales:

• Concreto para cimientos	$f'c=$	280 kg/cm <sup>2</sup>
• Concreto para columnas	$f'c=$	280 kg/cm <sup>2</sup>
• Concreto para vigas prefabricadas	$f'c=$	350 kg/cm <sup>2</sup>
• Concreto para losa	$f'c=$	280 kg/cm <sup>2</sup>
• Acero diámetro mayor e igual a 3/8"	$Fy=$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
• Acero de preesfuerzo	$Fpu=$	19000 kg/cm <sup>2</sup>

### 5.3.1.2. DIMENSIONAMIENTO

Las dimensiones geométricas de la viga y tablero están gobernadas por los refuerzos máximos permisibles a cortante y flexión en la viga y losa, y en el esfuerzo admisible de terreno en la cimentación.

### 5.3.1.3. CARGAS (A.3 CCDSP95)

#### Cargas muertas

Las cargas muertas están constituidas por el peso propio de los elementos, el peso de la tierra sobre la losa y el impacto de las rocas que caen sobre la estructura A3.3 CCDSP95.

El impacto de la roca que actúa sobre la estructura se modela como carga aplicada sobre el relleno, y repartida en un área aferente equivalente al cuadrado del doble del espesor del relleno en el punto de aplicación de la carga.

#### Cargas de sismo

Se deben determinar los parámetros de acuerdo a la zonificación establecida en el A.3.5 CCDSP95. El sismo se modelará 100% en un sentido más 30% en el otro sentido, y viceversa, para considerar los efectos ortogonales del mismo.<sup>18</sup>

<sup>18</sup> "NSR 98" TITULO A., "Memorias de Diseño tunel Falso cerro de San Pablo". Jaime Suárez y Samuel Montero

#### 5.3.1.4. CIMENTACIÓN (A.6 CCDSP 95)

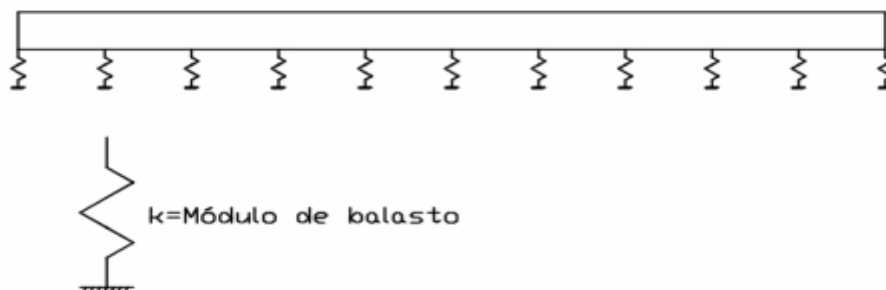
La cimentación esta compuesta por vigas transversales al eje de la vía VCT y por vigas longitudinales VCL las cuales actúan el las dos direcciones. La modelación de la estructura se realizó mediante resortes (Samuel Montero-Jaime Suárez). Uno de los métodos de cálculo de vigas de cimentación es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos, actuando junto a las cargas.

El método será más adecuado cuanto más flexible sea el elemento, lo cual dependerá fundamentalmente de las dimensiones de éste, y especialmente la relación entre su apoyo y las dimensiones de la base en cada dirección.

Los resortes elásticos resultado de la modelización se caracterizarán por su constante  $k$ , que representa la rigidez de estos a la deformación en su eje, y que ahora se denominará módulo o coeficiente de balasto del terreno.<sup>19</sup>

En definitiva dicho coeficiente representa la rigidez frente al asentamiento del suelo: un coeficiente alto de balasto supondrá un suelo rígido sobre el que los asientos son menores, y un coeficiente bajo supondrá grandes deformaciones.

**Figura 23:** Modulo de balasto



<sup>19</sup> Carlos Lorente , "Geotecnia y cimientos" III 1ª parte. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia" 1980.

Para el cálculo de vigas de cimentación flexibles con este método consideramos una serie infinita de resortes elásticos con constante k o módulo de balasto, bajo cada punto del elemento. Estos resortes representan de manera simplificada el comportamiento supuesto elástico del terreno.

El módulo de balasto de la losa se suele definir a partir de ensayo de placa de carga realizado sobre el terreno, siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30x30cm (1 pie x 1 pie), o bien circular de diámetros 30, 60 y 76,2 cm.

Así el coeficiente que aparece referenciado en el estudio geotécnico viene generalmente representado por una k y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con que se realizó el ensayo.

La aplicación de la teoría del módulo de balasto ha ganado aceptación en los últimos tiempos, en cuanto que permite una fácil asimilación del modelo de la interacción suelo-estructura utilizando los métodos matriciales de cálculo actuales. En definitiva supone una generalización del modelo de viga sobre apoyos elásticos que cualquier programa de cálculo incorpora.

La ecuación diferencial que gobierna el comportamiento de la losa es:

$$d^4w/dx^4 + 2 d^4/dx^2 dy^2 + d^4w/dy^4 + (q+ k \cdot w) 12(1-v^2)/(E.t^3) = 0$$

Donde:

w: el asiento de la viga o losa [m].

x, y: las coordenadas [m].

k: el módulo de balasto [kN/m<sup>3</sup>]

q: la carga por unidad de área [kN/m<sup>2</sup>]

v: el coeficiente de Poisson [-]

E: el módulo de elasticidad de la losa [kN/m<sup>2</sup>]

t: el espesor de la losa [m]

**Tabla 3:** valores de K30 propuestos por Terzaghi

<b>VALORES DE K30 PROPUESTOS POR TERZAGHI</b>	
<b>Suelo</b>	<b>k30 (kp/cm<sup>3</sup>)</b>
<b>Arena seca o húmeda:</b>	
-Suelta	0,64-1,92 (1,3)*
-Media	1,92-9,60 (4,0)
-Compacta	9,60-32 (16,0)
<b>Arena sumergida:</b>	
-Suelta	(0,8)
-Media	(2,50)
-Compacta	(10,0)
<b>Arcilla:</b>	
$q_u=1-2 \text{ kp/cm}^2$	1,6-3,2 (2,5)
$q_u=2-4 \text{ kp/cm}^2$	3,2-6,4 (5,0)
$q_u>4 \text{ kp/cm}^2$	>6,4 (10)
*Entre paréntesis los valores medios propuestos	

**Tabla 4:** valores de K30 propuestos por varios autores

<b>VALORES DE K30 PROPUESTOS POR DIVERSOS AUTORES</b>	
<b>Suelo</b>	<b>k30 (kp/cm<sup>3</sup>)</b>
Arena fina de playa	1,0-1,5
Arena floja, seca o húmeda	1,0-3,0
Arena media, seca o húmeda	3,0-9,0
Arena compacta, seca o húmeda	9,0-20,0
Gravilla arenosa floja	4,0-8,0
Gravilla arenosa compacta	9,0-25,0
Grava arenosa floja	7,0-12,0
Grava arenosa compacta	12,0-30,0
Margas arcillosas	20,0-40,0
Rocas blandas o algo alteradas	30,0-500
Rocas sanas	800-30.000

Carlos Lorente en su libro “Geotecnia y cimientos III 1ª parte. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia” 1980, junto con J.A. Jiménez Salas y otros autores ofrece la siguiente correlación:

**Tabla 5:** Correlación numero de golpes con coeficiente de balasto para Arena seca o húmeda

	$N_{spt}$	$E_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$k_{s1}$ (kg/cm <sup>3</sup> )
Suelta	3-9	0,16H a 0,48H	1,20-3,60
Media	9-30	0,48H a 1,60H	3,60-12,00
Densa	30-50	1,60H a 3,20H	12,00-24,00

**Tabla 6:** Correlación numero de golpes con coeficiente de balasto para Arcillas (donde SPT no es aconsejado)

	$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$E_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$k_{s1}$ (kg/cm <sup>3</sup> )
Blanda	0,25-0,50	15-30	0,65-1,30
Media	0,50-2,00	30-90	1,30-4,00
Compacta	2,00-4,00	90-180	4,00-8,00
Margosa	4,00-10,00	180-480	8,00-21,00

$E_0$  = modulo de deformación en función de H.

H = profundidad del plano de apoyo de la cimentación expresado en cm.

$k_{s1}$  = coeficiente de balasto placa de 1 pie x 1 pie.

$q_u$  = resistencia a compresión simple.

Para arcillas, los valores son dados para cargas de corta duración, caso de larga duración y consolidación los valores de  $E_0$  y  $k_{s1}$  deberán afectarse por 0,25.

Hay que tener en cuenta el cálculo de la estabilidad, para dicho cálculo se debe trabajar con los datos de la siguiente tabla:

**Tabla 7:** Angulo de fricción interno

Clase de terreno		$\phi$
<b>Terrenos naturales</b>	Grava y arena compacta	30°
	Grava y arena suelta	30°
	Arcilla	20°
<b>Rellenos</b>	Tierra vegetal	25°
	Terraplén	30°
	Pedraplén	40°

### 5.3.1.5. VIGA PREESFORZADA

#### 5.3.1.5.1. FUNDAMENTOS DEL CONCRETO PREESFORZADO

##### 5.3.1.5.1.1. DEFINICIONES (A.8.2CCDSP95)

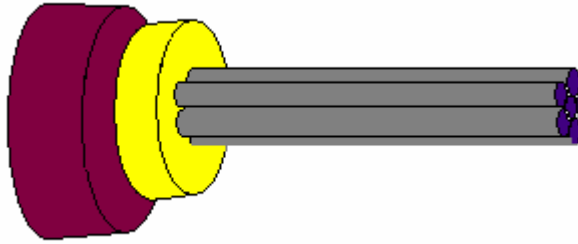
➤ **Concreto preesforzado**

Es un concreto reforzado en el cual se ha inducido esfuerzos internos para reducir los esfuerzos de tensión en el concreto debido a cargas externas y mejorar su comportamiento frente a cargas de impacto.

➤ **Torón**

Conjunto de alambres de alta resistencia que se enrollan longitudinalmente en forma de espiral y se comportan como un solo elemento.

**Figura 24:** Torón



➤ **Tendón o cable**

Alambre, torón, barra de acero o paquete de tales elementos, usados para preesforzar el concreto.

➤ **Ducto**

Hueco o vacío formado en el miembro preesforzado para acomodar los tendones para pretensado.

➤ **Cubierta o camisa**

Envoltura alrededor de un tendón de preesfuerzo para evitar adherencia temporal o permanente entre el tendón y el concreto circundante.

➤ **Acople**

Elemento por medio del cual se transmite la fuerza de preesfuerzo de un tendón a otro.

➤ **Transferencia**

Acto de transmitir el esfuerzo en el tendón de preesfuerzo al miembro de concreto.

### 5.3.1.5.1.2. ESPECIFICACIONES GENERALES

➤ **Código que rige el diseño**

En Colombia el diseño de elementos de concreto preesforzado se diseña según el CCDSP95. Más específicamente en el capítulo A.8.

➤ **Resistencia del concreto (A.8.7.2.1CCDSP95)**

En general el diseño de elementos en preesforzado utiliza un concreto con una alta resistencia que oscila entre  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  y  $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ .

➤ **Características del acero (A.8.4.2CCDSP95)**

Los aceros que se utilizan en el preesforzado son aceros duros, de elevado límite elástico y alta resistencia a la rotura. Por lo general se utilizan aceros con las siguientes especificaciones:

Resistencia última de tendones  $F_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia a la fluencia de tendones  $F_{py} = \beta * F_{pu}$

Donde  $\beta$  es un factor de reducción.

➤ **Resistencia mínima del concreto antes del tensionamiento**

Las fuerzas de preesfuerzo no deben ser transferidas al concreto hasta que este no haya alcanzado la resistencia especificada para el tensionamiento inicial.

➤ **Secuencia de tensionamientos**

El tensionamiento del acero de preesfuerzo debe ser ejecutado secuencialmente para evitar sobrepasar los esfuerzos permisibles en las diferentes etapas de la construcción y servicio.

Los tendones a tensionar y la fuerza a aplicar deben ser definidos en cada etapa.

En cada etapa de tensionamiento puede tenerse varios tendones, lo cual requiere a su vez que se indique también la secuencia de tensionamiento de cada tendón individual.

Si esto no se especifica, el constructor debe tensar los cables de manera tal que se produzca el mínimo de fuerzas excéntricas en el miembro.

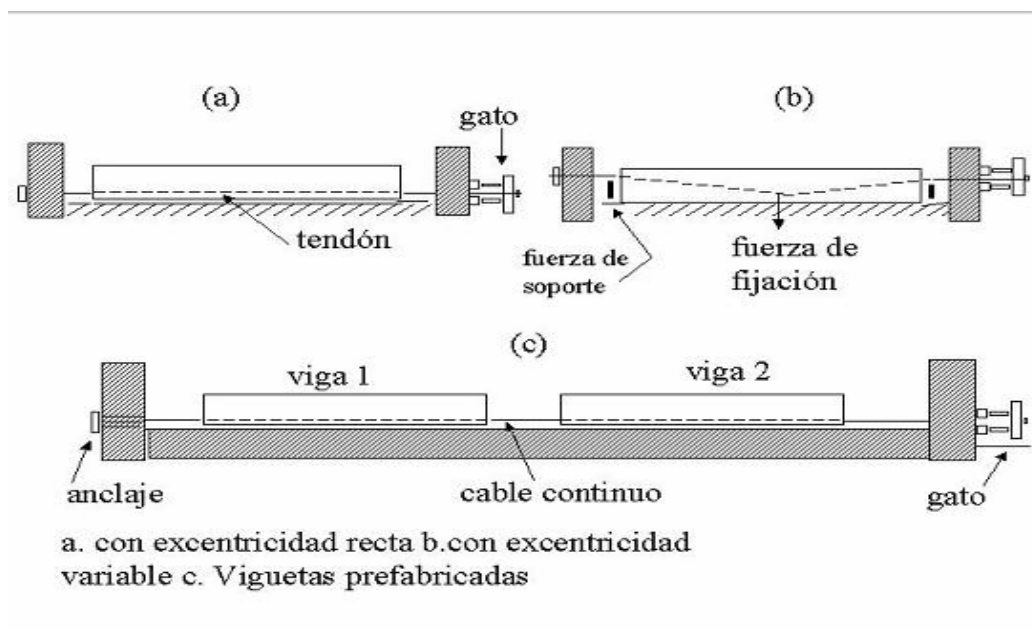
### 5.3.1.5.1.3. SISTEMAS DE TENSIONAMIENTO

#### 5.3.1.5.1.3.1. PRETENSADO

La aplicación de los esfuerzos de tensión en el acero de preesfuerzo se realiza antes del vaciado del concreto. Se utiliza muy a menudo cuando se requiere un gran número de elementos similares prefabricados y livianos.

La fuerza de contracción que se produce en el acero luego de liberarlo de los anclajes, se transmite al concreto mediante la adherencia de los materiales.

**Figura 25:** Sistemas de pretensado



#### 5.3.1.5.1.3.2. POSTENSADO

En el sistema de postensado, los cables sin tensionar se colocan siguiendo una trayectoria determinada por las fuerzas internas que se producen en el elemento debido a las cargas externas.

Los esfuerzos de tensión se aplican al acero luego del endurecimiento del concreto y la fuerza de compresión se transmite mediante el anclaje del cable a ambos lados del elemento.

Para evitar la adherencia con el concreto, el acero se introduce dentro de una camisa protectora o bien se deja el ducto vacío y luego del fraguado se coloca el cable.<sup>20</sup>

#### **5.3.1.5.1.4. CONCRETO BASICO DEL PREESFUERZO**

A diferencia del concreto reforzado, el concreto preesforzado se diseña teniendo en cuenta tres aspectos básicos característicos:

- La sección transversal del elemento trabaja en su totalidad. Es decir que no se presenta una sección fisurada.
  
- Se diseña por el método elástico
  
- Las cargas no se mayoral pero si se combinan.

El diseño de los elementos de concreto preesforzado se realiza mediante el balanceo de los esfuerzos internos producidos por el preesfuerzo y los esfuerzos externos debido a las cargas.

#### **5.3.1.5.1.5. PERDIDAS EN EL TENSIONAMIENTO DEL TENDON (A.8.8CCDSP95)**

---

<sup>20</sup> “Manual de diseño de puentes”, I.V. Duarte, N. Rangel, (1998), tesis de grado UIS.

Cuando el tendón de preesfuerzo se tensiona para inducir los esfuerzos al elemento, ocurren pérdidas de la fuerza tensora a medida que se avanza del extremo hacia el centro de la luz. Esto hace que el tensionamiento efectivo en cada punto del recorrido del cable sea diferente.

Las pérdidas se deben a varios factores:

#### **Durante la transferencia**

- Fracción del tendón y las paredes del ducto
- Acortamiento elástico del concreto
  
- Corrimiento del anclaje

#### **Debidas al tiempo**

- Retracción del fraguado del concreto
  
- Flujo plástico del concreto
  
- Relajación del acero sometido a alto esfuerzo

#### **5.3.1.5.1.6. DETERMINACION DEL TRAZADO DE TENDONES**

En elementos de concreto preesforzado, el tendón o cable se ubica siguiendo una trayectoria muy parecida a la determinada por el diagrama de momentos que tiene forma parabólica, este tipo de ubicación del tendón se presenta generalmente en el sistema de postensionamiento. El análisis que determina el trazado del tendón calcula dos límites, uno superior y otro inferior que limitan la excentricidad permitida en un punto dado. Esto da cierta libertad para el acomodamiento del tendón, lo cual facilita un poco el proceso constructivo.

Los límites tanto superior como inferior que delimitan la excentricidad del cable se definen mediante ecuaciones establecidas. Pero antes es práctico calcular los esfuerzos en el concreto para los estados límites:

**fci** = esfuerzo de compresión permisible en la transferencia

**fti** = esfuerzo de tensión permisible en la transferencia

**fcs** = esfuerzo de compresión permisible bajo carga de servicio

**fts** = esfuerzo de tensión permisible bajo cargas de servicio

Los valores de estos esfuerzos se establecen normalmente siguiendo las indicaciones del A.8.7.2.1 CCDSP95

### **5.3.2. TIERRA ARMADA (A.13 CCDSP95)**

Para disipar parte de la energía generada por la onda producida por los caídos de la roca se plantea la construcción de un elemento flexible que disminuya el efecto de la onda sobre la estructura de concreto.

La estructura planteada consiste en un muro de tierra armada reforzado con geotextil separados verticalmente. Adicionalmente se debe colocar un geodren planar como elemento de disipación separado verticalmente, iniciando justo encima de la losa del túnel falso.

El muro se apoya directamente sobre la losa de concreto reforzado de la estructura y sobre el talud en la parte posterior del muro. La cara superior del elemento debe tener una inclinación aproximada de 26 grados, retenida por un muro perimetral de gaviones en piedra diseñado para aumentar la estabilidad del sistema.

En sus libros “Estabilidad de taludes en zonas tropicales” y en “Diseño de muros de suelo reforzado con geosintéticos”, el profesor Suárez propone

métodos para el diseño de muros de tierra armada, a continuación se hará un breve resumen de los aspectos más importantes a tener en cuenta.

El suelo de relleno debe cumplir con las siguientes especificaciones

**Tabla 8:** propiedades de los materiales para muros de tierra reforzada

PROPIEDADES DEL MATERIAL A SER USADO EN EL MURO EN TIERRA REFORZADA			
Clasificación SUCS	CH	Índice plástico (%)	23.61
Humedad (%)	19.96	Humedad óptima	15.02
Finos (%)	87.64	Densidad máxima	1.8
Angulo de fricción	31.4°	Cohesión (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.42
Límite líquido (%)	52.06	Descripción	Arcilla limosa color gris.
Límite plástico (%)	28.45		

Para diseñar esta estructura es posible emplear las metodologías convencionales de diseño de muros en tierra reforzada, dada la geometría poco convencional y las cargas excepcionales a las que va a estar sometida. Por tal motivo, se debe definir un diseño preliminar para comprobar su estabilidad por medio de análisis de Estado de equilibrio límite, empleando algún programa como Slope-W Versión 4 de GEO-SLOPE International Ltd, Calgary Alberta, Canadá.

SLOPE-W es un producto de Software que utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento de los taludes. Este programa opera dentro de la interfase gráfica de Microsoft Windows. Este programa permite trabajar con nueve diferentes métodos de análisis, se recomienda trabajar conjuntamente con los siguientes tres métodos:

1. Método ordinario o de Fellenius
2. Método Bishop simplificado

### 3. Método de Janbú simplificado.

Como resultado del análisis se obtienen factores de seguridad para cada uno de los métodos indicados. Para el análisis se modela la estructura en tierra armada apoyada sobre un estrato rocoso en la parte posterior e inferior del muro, con un estrato de suelo muy resistente en el pie del muro, simulando el elemento en gaviones. El modelo se analiza sin tener en cuenta la carga sísmica, imponiendo sobre la tierra armada una carga puntual equivalente a la carga de impacto.

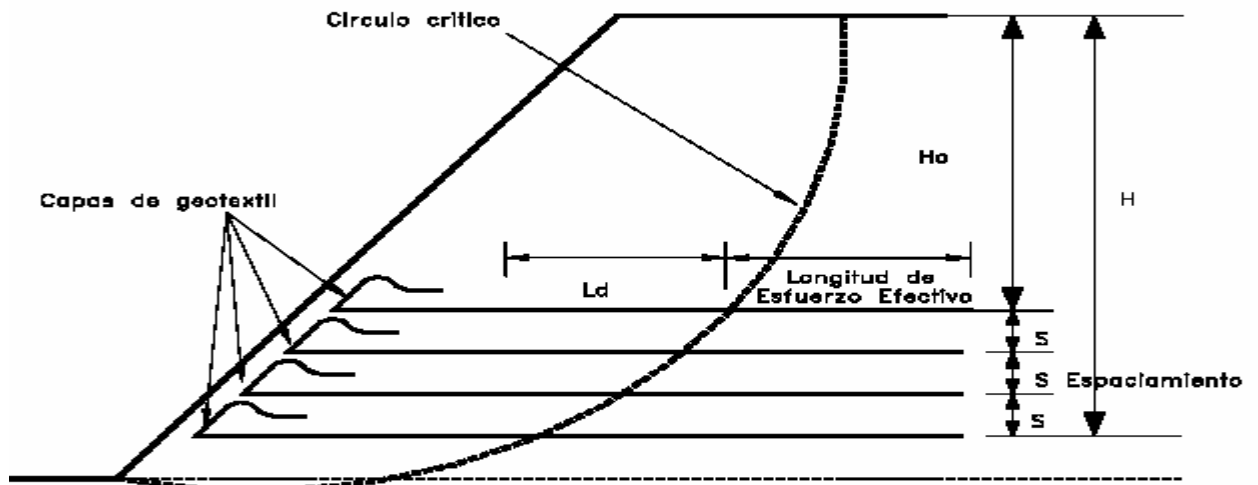
La tierra armada consisten en un relleno de suelo granular con láminas de refuerzo, que pueden ser metálicas o de elementos plásticos. Los muros en tierra armada consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta pendiente. El concepto fue introducido por Vidal en los años 1960.

#### **5.3.2.1. ELEMENTOS DE REFUERZO**

Los refuerzos pueden construirse con materiales capaces de desarrollar tensión y que permitan la fricción entre el elemento y el suelo. Inicialmente, se utilizaron tiras de acero galvanizado en caliente. El galvanizado debe garantizar una cantidad de zinc en lo posible de 610 gramos por metro cuadrado para disminuir la corrosión.

El sistema más popular de muros de tierra reforzada es el refuerzo de terraplenes con geotextiles, en el cual el mecanismo de transmisión de esfuerzos es predominantemente de fricción. Existe una gran cantidad de geotextiles de diferentes propiedades mecánicas, tejidos y no tejidos. Los rellenos utilizados son generalmente materiales granulares que van desde arenas limosas hasta gravas. Un problema importante de los geotextiles es su deterioro con la luz ultravioleta del sol y por esto se requiere que este material permanezca cubierto, con concreto emulsión asfáltica o suelo con vegetación.

**Figura 26:** Tierra armada con geotextil



Fuente: "Estabilidad de taludes en zonas tropicales", Jaime Suárez

Recientemente se han introducido en el mercado las geomallas que son mallas Poliméricas o metálicas con una forma determinada, en dos direcciones, en el cual se incluye el efecto de fricción y además, el efecto de agarre dentro del suelo. En ocasiones las geomallas llevan varillas para ayudar a la resistencia de arrancamiento de la malla. Generalmente, las geomallas tienen mayor resistencia al arrancamiento que los geotextiles.

### 5.3.2.2. DISEÑO

Los rellenos o muros de tierra armada deben diseñarse para estabilidad interna y externa. La estabilidad interna requiere que el refuerzo proporcione suficiente resistencia al cortante para garantizar la estabilidad de la masa de relleno. El refuerzo debe tener un tamaño, espaciamiento y longitud tales que no falle a

tensión bajo los esfuerzos a los que son sometidos y no se salga (pull out) de la masa de suelos. En lo referente a estabilidad externa, el muro de tierra armada debe satisfacer los mismos requisitos de capacidad de soporte, deslizamiento y volcamiento de un muro convencional.<sup>21</sup>

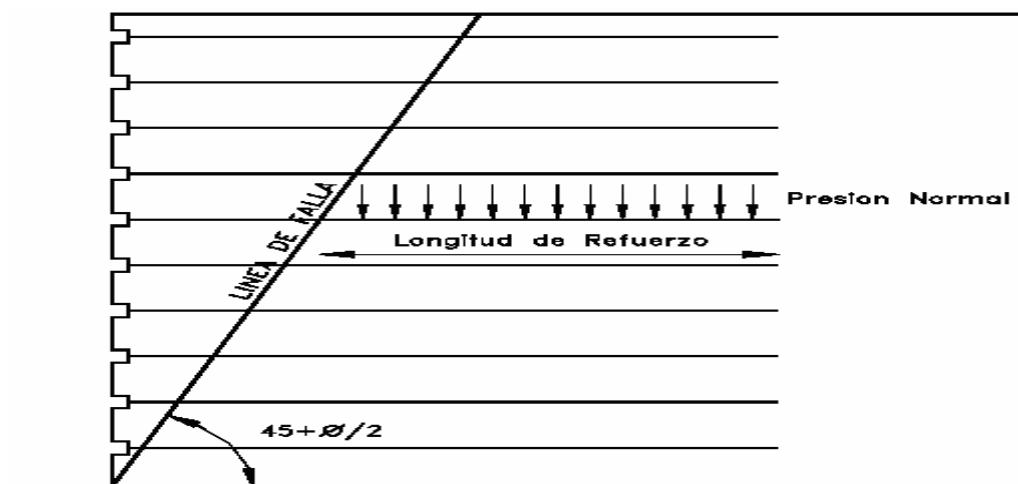
**Figura 27:** factores de seguridad

Estabilidad	Factor de seguridad
General del talud	1.4
Deslizamiento de muro	1.5
Volcamiento	Generalmente no se requiere
Capacidad de soporte	2.0
Pull out	1.8
Tensión	1.7

Fuente: Oficina De Control Geotécnico 1989

Existe una gran cantidad de métodos de análisis y se han realizado ensayos a gran escala, en tal forma que puede garantizarse su eficiencia.

**Figura 28:** localización de la longitud de refuerzo de diseño



Fuente: "Estabilidad de taludes en zonas tropicales", Jaime Suárez.

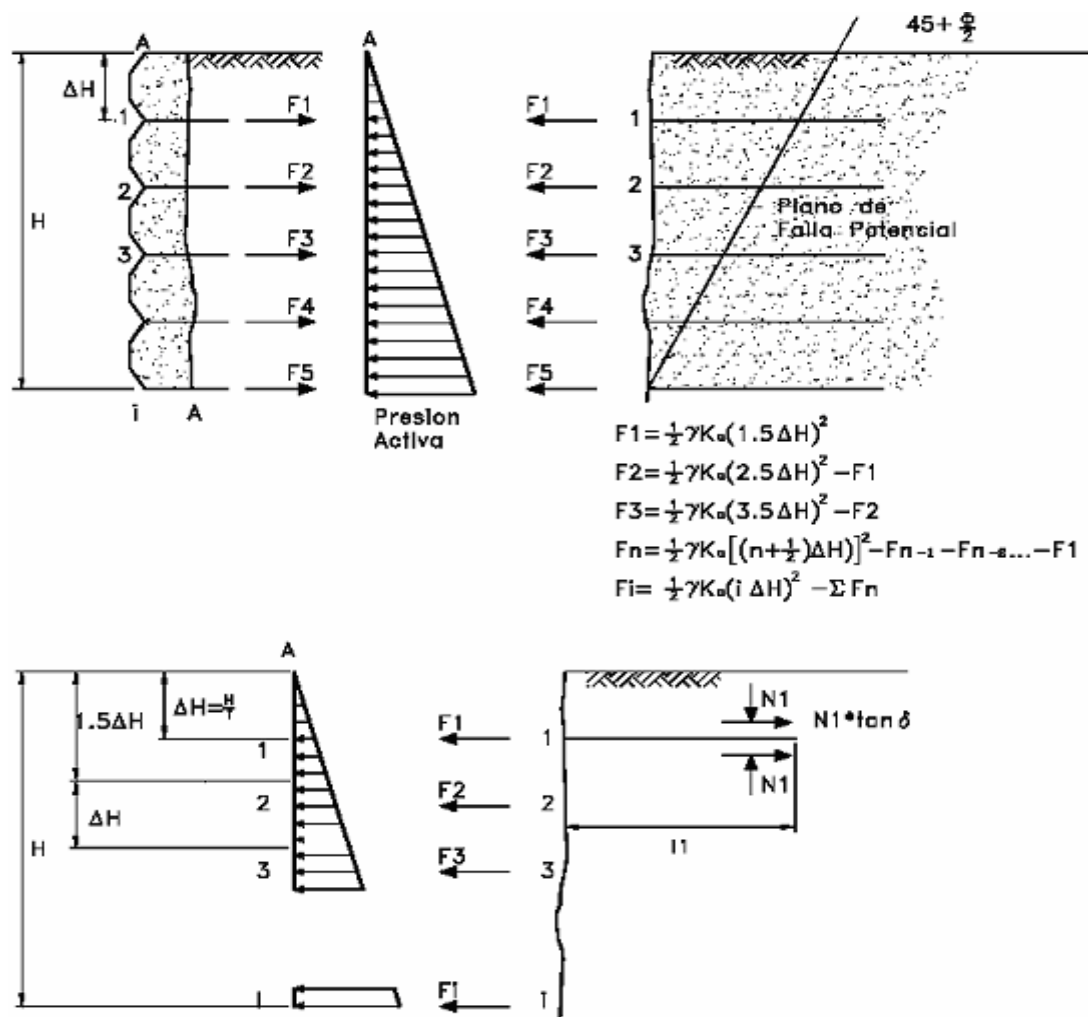
El método más utilizado de diseño de muro de tierra armada es calcular el refuerzo horizontal suficiente para resistir las presiones activas del suelo de relleno de la estructura armada.

<sup>21</sup> "Diseño de muros de suelo reforzados con geosintéticos", Jaime Suárez, 2004

El diseño incluye varias etapas así:

1. Cálculo de las fuerzas o presiones activas.
2. Distribución de estas presiones o fuerzas entre los diversos elementos de refuerzo. Estas presiones se distribuyen en forma gráfica de acuerdo a la localización de cada elemento. La fuerza total corresponde al área aferente del diagrama de presiones.
3. Cálculo de la resistencia a tensión del elemento de refuerzo.
4. Análisis de la longitud requerida para evitar arrancamiento de los refuerzos.
5. Diseño de la pared exterior.
6. Diseño del sistema de subdrenaje.

**Figura 29:** Presiones y fuerzas de diseño en tierra reforzada



### **5.3.3. MUROS DE CONCRETO CICLOPEO**

El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de piedra. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro, por presencia de zonas de debilidad estructural interna. En ocasiones se le colocan refuerzos de varilla de acero dentro del concreto ciclópeo para mejorar su resistencia interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar al de los muros de concreto simple rígidos y masivos.

### **5.3.4. MUROS EN GAVIONES**

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca. Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes:

Simple de construir y mantener y utiliza los cantos y piedras disponibles en el sitio. Se puede construir sobre fundaciones débiles. Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar.

Se emplean tres tipos de mallas diferentes, hexagonales o de triple torsión, Electro soldada y elaborada simple. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos (de PH menor 6).

Existen una gran cantidad de tamaños de malla disponible para formar las cajas.

Generalmente, se utilizan cajas de 2m. x 1m. x 1m. La forma básica es trapezoidal.

Las canastas de gavión se colocan unas sobre otras tratando de traslapar lo mejor posible las unidades para darle cierta rigidez que requiere el muro.

Para muros muy anchos con secciones superiores a cuatro metros se puede realizar cierta economía adoptando una forma celular de construcción, lo cual equivale a eliminar algunas de las cajas interiores donde los espacios se rellenan con piedra sin la colocación de canastas de malla. El tamaño y la forma de estas celdas deben diseñarse en tal forma que no se debilite la estabilidad interna general del muro.

En ocasiones, los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro.

El peso unitario del gavión depende de la naturaleza y porosidad de la roca de relleno y puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\gamma_s = (1 - n_r) * G_s * \gamma_w$$

Donde:

$n_r$  = Porosidad del enrocado

$G_s$  = Gravedad Específica de la roca

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua

Para diseños preliminares  $G_s$  puede asumirse igual a 2.6 en el caso de rocas duras. La porosidad del enrocado generalmente varía de 0.3 a 0.4 dependiendo de la angulosidad de los bloques de roca.

El diseño de un muro en gaviones debe consistir de:

**a. Diseño de la masa del muro para estabilidad a volteo y deslizamiento y estabilidad del talud.**

En el diseño debe tenerse en cuenta que para evitar deformaciones excesivas relativas, el muro debe proporcionarse en tal forma que la fuerza resultante actúa en el tercio medio de la sección volumétrica del muro.

El ángulo movilizado de fricción utilizado  $\delta$  en el diseño no debe exceder  $\varphi/2$  donde:

$\varphi$  es el ángulo de fricción interna del relleno compactado detrás del muro. En el caso de que el muro se cimiente sobre suelos compresibles  $\delta$  igual a cero.

No existe un sistema de diseño universalmente aceptado para muros en gaviones y debe tenerse en cuenta que la gran deformación del muro puede generar una falla interna debida a su propia flexibilidad. Las deformaciones internas pueden ser de tal magnitud que el muro no cumpla con el objetivo para el cual fue diseñado.

#### **b. Diseño Interno de la Estructura del Gavión.**

El gavión debe tener un volumen o sección tal que internamente no se pueda producir su falla o rotura a lo largo de cualquier plano. Es importante analizar la estabilidad del muro independientemente nivel por nivel, suponiendo en cada uno de los niveles que el muro es una estructura de gravedad apoyada directamente sobre las unidades de gavión inmediatamente debajo de la sección considerada. En resumen, se deben realizar un número de análisis igual al número de niveles.

#### **c. Especificación del tipo de malla, calibre del alambre tamaño de las unidades, tipo y número de uniones y calidad del galvanizado, tamaño y forma de los cantos.**

Se debe diseñar unión por unión la cantidad de alambre de amarre entre unidades. Se debe definir si la malla es de doble torsión electro soldada o eslabonada y el calibre de alambre de la malla, la escuadría del tejido de la

mallas, el peso de zinc por metro cuadrado de superficie de alambre, el tipo de uniones entre unidades.

Es importante que en el diseño se incluya un dibujo de la forma como se amarran las unidades entre sí, para facilitar su construcción en forma adecuada.

El tamaño máximo de los cantos debe ser superior a dos veces al ancho máximo de la escuadría de la malla. Generalmente, se utilizan cantos de diámetro entre 15 y 30 centímetros.

**d. Despiece de las unidades de gavión nivel por nivel.**

Se debe diseñar el traslape entre unidades para darle rigidez al muro. Es importante dibujar planos de cada uno de los niveles del muro en gaviones para facilitar su construcción, de acuerdo al diseño.

e. Sistema de filtro. En el contacto entre el suelo y el gavión se recomienda colocar un geotextil no tejido como elemento de filtro, y en la cimentación del muro se recomienda construir un dren colector para recoger el agua recolectada por el muro. Debe tenerse en cuenta que el muro en gaviones es una estructura permeable, la cual permite la infiltración de prácticamente el 100% de la lluvia y la escorrentía que pase por encima del muro.

## **6. CONSTRUCCIÓN**

### **6.1. CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA (B.3 CCDSP95)**

Para el establecimiento de las especificaciones de construcción se ha tomado como base el informe que establecieron los diseñadores del túnel falso del cerro de San Pablo elaborado por la firma Geotecnología Ltda.

#### **6.1.2. RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCION**

El objeto de estas especificaciones es proveer los requisitos mínimos para la construcción segura y funcional de túneles falsos.

A continuación se presenta un cronograma de actividades, el cual se recomienda utilizar y realizar en orden cronológico para la óptima construcción de túneles falsos.

##### **6.1.2.1. PROGRAMACIÓN DE OBRA RECOMENDADA**

###### **6.1.2.1.1. ACTIVIDAD 1: LIMPIEZA Y CONFORMACIÓN DE LA SUBRASANTE GENERAL DEL PROYECTO**

Esta actividad consiste en la conformación de una banca ancha, eliminando todos los elementos altos en la corona del talud de la banca. La totalidad del proyecto estará conformada en una sola superficie uniforme.

**Foto10:** Voladuras de roca – Túnel Falso Cerro de San Pablo



Adicionalmente se levantará la totalidad de la carpeta asfáltica existente, bases granulares, subbases, etc., en tal forma que la subrasante este conformada sobre roca.

**Foto 11:** Adecuación de la vía – Túnel Falso Cerro de San Pablo



Durante esta actividad se removerán por medio de explosivos los negativos salientes de roca.

**Foto 12:** Levantamiento de la capa asfáltica – Túnel Falso Cerro de San Pablo



#### **6.1.2.1.2. ACTIVIDAD 2: CONSTRUCCIÓN DE LA SUBMURACIÓN POR DEBAJO DE LOS VOLADIZOS DEL TÚNEL FALSO**

Esta actividad consiste en la limpieza del talud por debajo de la vía, en la colocación de pernos de anclaje dentro de la roca en la zona de los voladizos, la colocación de formaletas especiales para el soporte de los concretos y el vaciado de las submuraciones en concreto ciclópeo.

#### **6.1.2.1.3. ACTIVIDAD 3: CONSTRUCCIÓN DE LOS CIMIENTOS Y ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO MITAD EXTERIOR**

Construcción de los cimientos (vigas transversales VCT y longitudinales VCL), columnas 8B.3 CCDSP) y estructura de pavimento en la mitad exterior del túnel falso (B.3.17 CCDSP). Los cimientos deben construirse apoyados sobre la roca y debidamente anclados a esta mediante pernos.

Entre los cimientos se debe colocar una capa de material granular y sobre el conjunto una placa de concreto reforzado. En esta etapa del proyecto se recomienda no construir el andén con el objeto de que esta zona adecuada se puede utilizar para el tránsito de vehículos durante la construcción de la segunda etapa del sistema de cimientos y columnas.

**Foto13:** Armado de refuerzos de vigas de cimentación – Túnel Falso Cerro de San Pablo



Durante esta etapa se puede permitir el tránsito de vehículos automotores en el espacio entre el talud y la obra en curso.

#### **6.1.2.1.4. ACTIVIDAD 4: CONSTRUCCIÓN DE LOS CIMIENTOS, COLUMNAS, VIGAS LONGITUDINALES Y ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO MITAD INTERIOR DEL TÚNEL FALSO**

Los cimientos deben construirse apoyados sobre la roca y debidamente anclados a esta mediante pernos.

Entre los cimientos se debe colocar una capa de material granular de acuerdo al diseño de la estructura de pavimentos y sobre ellos una capa de concretote pavimento.

Durante esta etapa se puede permitir el tránsito de vehículos automotores en el espacio entre la obra en curso y las columnas exteriores. Este espacio se debe haber construido durante la actividad 3.

#### **6.1.2.1.5. ACTIVIDAD 5: TRANSPORTE Y COLOCACIÓN DE LAS VIGAS PREFABRICADAS (B.3.18CCDSP)**

Las vigas aéreas VA se deben elaborar previamente en un patio de fabricación. Durante la colocación de estas vigas se debe establecer un sistema controlado de tráfico por horas para el tránsito sobre la ruta.

#### **6.1.2.1.6. ACTIVIDAD 6: CONSTRUCCIÓN DE RIOSTRAS Y LOSA DE CONCRETO ARMADO ENCIMA DE DE LAS VIGAS PREFABRICADAS (B.3 CCDSP)**

Durante esta actividad se debe construir el bordillo en concreto armado o viga de apoyo de los gaviones sobre el extremo exterior de la losa.

#### **6.1.2.1.7. ACTIVIDAD 7: TENSADO DE LOS CABLES (B.3.21.5 CCDSP)**

Estos cables son los cables de cortante en el centro de las vigas VA, previo chequeo de la resistencia de la losa, sea mayor a 200 kg/cm<sup>2</sup>. La tensión en el gato por cable se debe establecer durante el diseño.

#### **6.1.2.1.8. ACTIVIDAD 8: CONSTRUCCIÓN DEL MURO O BLOQUE DE CONCRETO CICLÓPEO**

Esta actividad incluye la colocación e pernos dentro de la roca y la construcción de un muro debidamente aislado de la estructura de concreto armado relleno la totalidad de espacio entre las columnas y el talud.

La altura del muro debe incluir el espesor de las vigas y losas que se van a construir posteriormente por encima del sistema de columnas y vigas longitudinales.

#### **6.1.2.1.9. ACTIVIDAD 9: CONSTRUCCIÓN DEL MURO PERIMETRAL CON GAVIONES DE PIEDRA**

Este muro debe construirse en todo el perímetro exterior de la placa, incluyendo los portales del túnel falso.

#### **6.1.2.1.10. ACTIVIDAD 10: CONSTRUCCIÓN DE LOS ANDENES**

Los andenes y sardineles se construirán en concreto reforzado, para lo cual se requiere el cierre parcial de un carril.

#### **6.1.2.1.11. ACTIVIDAD 11: CONSTRUCCIÓN DE LA CUBIERTA PROTECTORA**

Esta actividad comprende la construcción de la cubierta protectora en suelo reforzado, incluyendo la colocación de geodrenes planares y del biomanto superior.

#### **6.1.2.2. PROCEDIMIENTOS RECOMENDADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS DE CONCRETO ARMADO (B.3)**

Se debe cumplir con la normativa establecida en los artículos 500, 630, 640 y 641 de las especificaciones generales de construcción de carreteras del INVIAS.

El concreto reforzado será de clase C, con resistencia mínima a la compresión de a los 28 días de 280 kg/cm<sup>2</sup>.

El concreto para vigas prefabricadas (postensadas), será de clase A, con resistencia mínima a la compresión a los 28 días de 350kg/cm<sup>2</sup>. Se recomienda transportarlas cuando cumplan los 28 días de fundidas.

La vía se construirá en concreto rígido apoyado directamente sobre las vigas transversales VCT de la estructura (Túnel falso). El concreto para la placa reforzada de la vía llevará un acelerante, dosificado y aplicado según las especificaciones del fabricante.

#### **6.1.2.3. PROCEDIMIENTOS RECOMENDADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS OBRAS DE CONCRETO CICLÓPEO**

Debe cumplir con el artículo 630 de las especificaciones de construcción de carreteras del INVIAS.

El concreto ciclópeo se compone de concreto simple clase D (210kg/cm<sup>2</sup>) y agregado ciclópeo, en proporción de 40% del volumen total como máximo, Se debe construir primero la totalidad de los anclajes con epóxico en cada módulo antes de fundir el concreto ciclópeo.

#### **6.1.2.4. PROCEDIMIENTOS RECOMENDADOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL RELLENO PROTECTOR**

Debe cumplir con los requisitos establecidos en los artículos 682 y 820 del INVIAS.

El relleno se debe iniciar con un geodren planar en toda el área de la placa del túnel falso. Seguido del geotextil, luego la primera capa de suelo de relleno, nuevamente otra capa del geotextil etc. Se instalará de la siguiente forma:

Previa colocación del primer geodren planar sobre la placa de concreto reforzado, se extiende la primera capa de geotextil, teniendo especial cuidado de permitir un traslapeo transversal a la estructura no menor a 50 cm, previo armado de las formaletas de cara del muro, las cuales pueden ser de cualquier material utilizado para tal fin; estas formaletas se van armando de abajo hacia

arriba ayudados por tirantes o pies de amigo en cada terraza (B.3.5 CCDSP-B.3.12 CCDSP)1°.

Luego se extiende el material de relleno, enseguida se debe compactar el suelo de relleno con porcentaje mínimo del 90% del proctor modificado, en capas no mayores a 15 cm, en este punto cabe recalcar la necesidad de compactar con un equipo liviano en los bordes o paredes del muro y si es necesario con herramienta manual muy cerca de la formaleta del muro para evitar secciones o áreas sin compactación.

Terminada la capa y compactada se procede a voltear la solapa sobre la nueva capa y extender el nuevo geodren sobre la base de la misma y empezar un nuevo ciclo.

Debe tenerse especial cuidado con la instalación de los drenes planos los cuales permiten un flujo permanente y trabajo en condiciones drenadas.

El geodren planar se colocará de acuerdo a la separación requerida y siempre sobre toda el área.

Para el remate y terminación de la cubierta protectora se requiere la protección de la tierra armada de los rayos ultravioleta, como se escoge en el diseño algún tipo de agro textil como una barrera natural de protección, una vez terminada la compactación y elevación del muro se procede a extender el agrotexil sobre la pared del muro reforzado, con la ayuda de espolones y cespedones de *Brachiaria*, con una capa de tierra negra y riego.

## 7. ESTRUCTURAS TIPO TUNEL FALSO CONSTRUIDAS

En Colombia solo se ha construido un túnel falso con el propósito de proteger las vías contra caídas de roca o deslizamientos del talud.

En el año de 1997 se construyeron los “Túneles de Quebrada blanca en la vía que comunica a Bogotá con el departamento del Meta.

Aunque estas estructuras son denominadas túneles falsos no poseen una capa protectora para la estructura de concreto que minimice el efecto del impacto sobre la estructura.

**Foto 14:** Entrada a los túneles de Quebrada blanca



Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 15:** Detalle columnas de los túneles de Quebrada blanca



Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 16:** Vigas Túneles de Quebrada blanca



Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 17:** Columnas túneles de Quebrada blanca



Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 18:** Vista frontal del túnel de Quebrada blanca



Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 19:** Placa- túneles de Quebrada blanca



Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 20:** Detalle apoyo - túneles de Quebrada blanca



Fuente: Jaime Suárez.

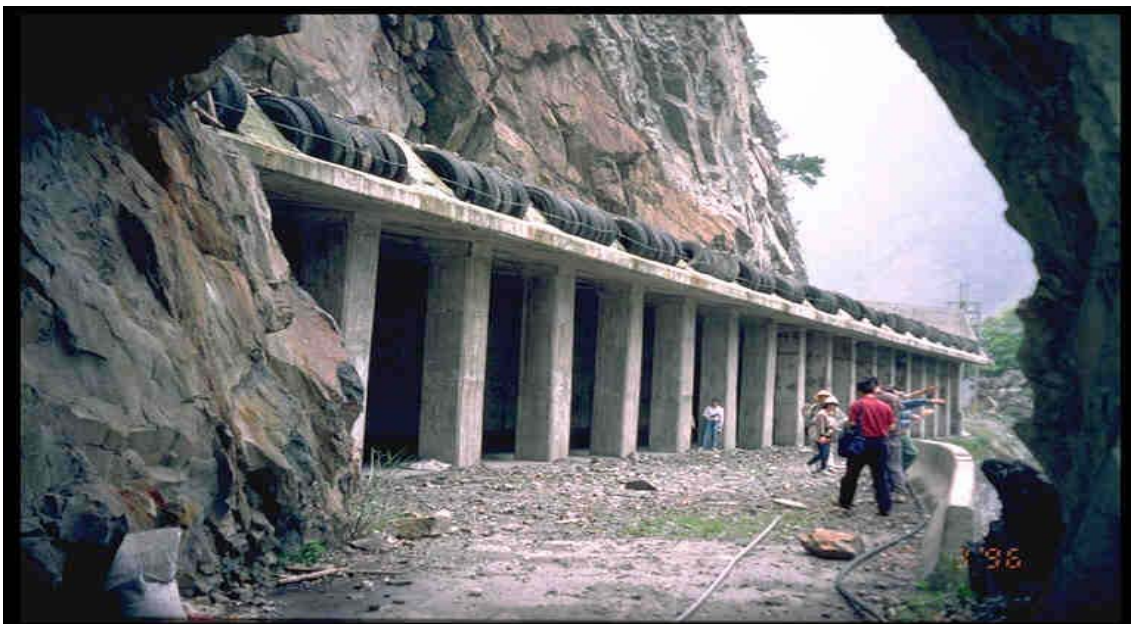
**Foto 21:** Vista de los túneles de Quebrada blanca



Fuente: Jaime Suárez.

En el mundo se han realizado varios tipos de túneles falsos, principalmente para proteger vías de los trenes y para proteger las carreteras, a continuación se presentan fotografías de algunas estructuras que se han realizado con el propósito de disipar el impacto de las rocas sobre la vía.

**Foto 22:** Cubierta protectora de una vía en Taiwán antes de colocar el relleno.



Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 23:** Vista del túnel falso de Taiwán



Fuente: Jaime Suárez.

Algunos diseñadores utilizan llantas usadas en la capa protectora ubicada sobre la estructura de concreto con el fin de disminuir los esfuerzos pero se ha comprobado que las llantas se deforman y luego vuelven a recuperar su posición causando un efecto de rebote en las rocas.

En otros lugares se han utilizado no solo para mitigar los efectos del impacto de los bloque sino para contener deslizamientos de roca como “Snowsheds” en los Alpes Suizos.

**Foto 24:** “Snowsheds”



Fuente: Jaime Suárez.

En otras partes del mundo se han vuelto populares los túneles falsos, tanto que muchos ingenieros han dedicado parte de sus investigaciones en el mejoramiento de estructuras para que puedan soportar los efectos de las caídas de roca, incluso han intentado reemplazar las capas protectoras de tierra armada por placas de concreto que se soportan sobre columnas que trabajan como un sistema amortiguador al igual que un retenedor hidráulico.

**Foto 25:** Túnel falso con vigas cajón y soportado sobre mensulas



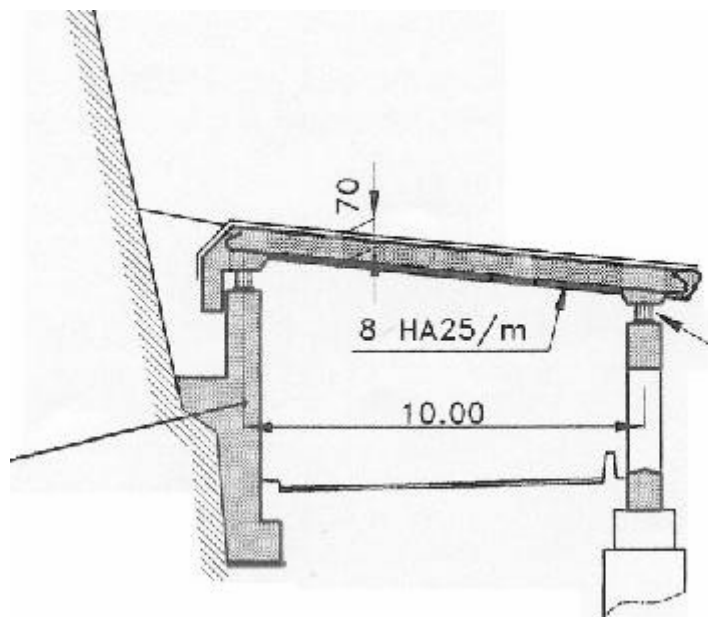
Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 26:** Galería “Les Essariaux” en Francia



Fuente: “Modelling of reinforced concrete structures subjected to Impacts by the discrete element method”, 2003.

**Figura 30:** Esquema del nuevo sistema de túneles falsos propuesto por Tonello<sup>22</sup> IC.



Fuente: “modelling of reinforced concrete structures subjected to Impacts by the discrete element method”, 2003.

<sup>22</sup> “modelling of reinforced concrete structures subjected to Impacts by the discrete element method”, Sébastien Hentz, Laurent Daudeville, and Frédéric Donzé, ASCE engineering mechanics conference, University of Washington, Seattle. 2003

## **8. CONSTRUCCION DEL TUNEL FALSO CERRO DE SAN PABLO CARRETERA LA FORTUNA –BUCARAMANGA**

La carretera Bucaramanga – Barrancabermeja forma parte de la red vial principal del país, debido a esto es indispensable mantenerla despejada y garantizar su flujo normal vehicular.

Durante los últimos años se han presentado eventos de caídas de roca en ciertos tramos, en el sitio conocido como el Cerro de San Pablo y como consecuencia de esto se aumenta el riesgo de accidentes y taponamiento de la vía.

El taponamiento de la vía ocurrido en esta vía se debe al gran tamaño de los bloques que caen de la parte alta del talud ocasionando un deterioro en la capa asfáltica y trayendo como consecuencia quiebres en la economía de la región y un problema general para el departamento.

### **8.1. ESTUDIOS GEOTECNICOS PREVIOS**

En el reporte que la firma Geotecnología Ltda., la cual fue encargada de realizar el estudio geotécnico se han detallado algunos aspectos importantes de previos al diseño de la obra, en la investigación pertinente realizada a esta obra se destacan algunos puntos de este documento como referencia previa al seguimiento<sup>23</sup>.

---

<sup>23</sup> “Estudio geotécnico y diseño de las obras de control caídas de rocas”-Peña de San Pablo carretera cruce ruta 45 la Fortuna – Bucaramanga ruta 66 tramo 6602, Geotecnología (2003).

### 8.1.1. LOCALIZACION GENERAL

Sobre la carretera La Fortuna–Bucaramanga entre el PR19+900 al PR20+300, existe un talud en roca de altura variable entre 120 y 150 metros con una pendiente de más de 70 grados.

Se ha propuesto la construcción de un túnel falso como estructura de protección de la vía, la obra se localiza exactamente en el tramo entre PR19+963.5 al PR20+215.5. En este sitio la calzada es angosta y de tránsito peligroso tanto por la caída de bloques como por la acumulación de material al lado derecho de la vía.<sup>2425</sup>

**Figura 31:** Localización general



<sup>24</sup> INVIAS.

<sup>25</sup> “Caracterización geotécnica de deslizamientos en la carretera Bucaramanga – Barrancabermeja en el tramo puente mata de cacao-Puente Sogamoso”, Lanzziano J.F., Ojeda A. (1997).

**Figura 32:** Localización específica



### 8.1.2. ANTECEDENTES E INFORMACION HISTORICA

- En reporte del ingeniero K.Grimme en marzo de 1969 se reporta lo siguiente: “Parece que en este sector no se efectuó explanación total, los planos de diaclasas están orientados en forma desfavorable lo cual significa que al efectuar el corte algunos bloques quedan situados peligrosamente sobre la vía”.
- En el estudio realizado por INTEC LTDA se encuentran los siguientes comentarios: “Filo de San Pablo: esta zona representa mayor peligro para la vida de los usuarios que transitan por la vía...El mecanismo de diaclasamiento esta favorecido por la constitución de materiales que presentan baja resistencia al esfuerzo cortante... También se puede apreciar el afloramiento de agua continuo, aun en épocas de verano, haciendo más crítico el problema pues deja sin apoyo a los bloques al diluirse las lutitas....”
- En el proyecto de grado realizado por Juan Fernando Lanziano Melo y Alirio Enrique Ojeda se reporta lo siguiente: “En este sitio la calzada es

angosta y de tránsito peligroso no solo por la caída de bloques sino por la acumulación del material al lado derecho de la vía...”

- En el reporte del administrador de mantenimiento vial de la carretera el Ingeniero Guillermo Medina se encuentran las dimensiones y volúmenes de las caídas de rocas en el sector, resumidos en la siguiente tabla:

**Tabla 9:** Derrumbe ocurrido en agosto del 2002

DIMENSIONES	VOLUMENES
2.4*1.7*1.1	4.5
2*1.4*1.3	3.6
2.6*1.4*0.7	2.5
2.3*1.1*0.9	2.3
1.6*1.4*1	2.2
1.6*1.25*1.1	2.2
2.9*1.4*0.45	1.8
1.9*1.3*0.7	1.7
2.1*1.05*0.6	1.3
1.4*1.1*0.7	1.1

**Tabla 10:** Derrumbe ocurrido en marzo del 2003

DIMENSIONES	VOLUMENES
9*5.3*2.4	114.5
8.3*5*2.4	99.6
4.9*4.7*3	69.1
7.4*4.3*1.8	57.3
4.7*2.1*1.3	12.8
3*1.9*1.8	10.3
4.1*1.6*1.5	9.8
4.8*2.2*0.9	9.5
2.7*2.5*1.3	8.8
2.5*1.6*1.6	6.4

Fuente: Medina G.A. (2003) ADMAVIAL-687

### **8.1.3. GEOLOGIA Y GEOTECNIA GENERAL**

#### **8.1.3.1. GEOLOGÍA REGIONAL**

Descripción geológica regional e histórica tomada de: "Contribución al conocimiento de la geología de los Santanderes", elaborado por Clavijo, J. et al. (1993) IV Simposio de Geología Regional.

A mediados del Proterozoico, el territorio de Santander formaba parte de un "megaterreno" cuyo basamento se encontraba conectado probablemente al Escudo de Guayana. En este tiempo se desarrolla una cuenca marina en la que se depositan sedimentos clásticos con importantes aportes ígneos alcalinos.

A finales del Proterozoico (945-680 m.a.) esta secuencia es deformada, intruida por cuerpos de composición granodiorítica-cuarzomonzonítica y es sometida a metamorfismo de alto grado como es el caso del Neis de Bucaramanga y el Ortoneis de Berlín que constituyen el basamento continental. El basamento del precámbrico en el Macizo de Santander, representa el zócalo más antiguo de todo el Oriente Colombiano.

Durante el Paleozoico inferior se depositó, sobre paleorrelieves erosionados del Proterozoico, una megasecuencia grano - decreciente cíclica de ambientes de talud submarino afectados durante la Orogenia Caledoniana, produciendo un metamorfismo de muy bajo a localmente bajo grado hasta la facies esquisto verde, conformándose la Formación Silgará y la unidad de la secuencia metasedimentaria en el Macizo de Santander.

Después del hiato estratigráfico en el intervalo Devónico superior-Carbonífero inferior. Se inicia una tectónica de fallamiento que forma relieves de mesas y valles; los avances y retrocesos del mar se suceden en un paisaje árido como lo evidencia la alternancia de sedimentitas rojas y calizas biogénicas (Formación Diamante).

A comienzos del Triásico se inicia la apertura del Paleocaribe por formación de fosa tectónica de hundimiento (graben), con actividad volcánica más o menos intensa, algunas áreas empiezan a hundirse y en las cuales sólo se depositaron algunos abanicos aluviales (Formación Tiburón). En las fases finales del Triásico y comienzos del Jurásico, se inicia la ruptura de La Pangea mediante un proceso de formación de cuenca intercontinental, según Maze (1984).

A principios del Jurásico en lo referente al actual Nororiente Colombiano se forman algunas cuencas (Valle Medio del Magdalena, Cesar, Perijá, Mérida, Maracaibo), por hundimiento en bloques escalonados siguiendo un patrón en zig-zag, limitado por dos sistemas de falla N-NE y otro NW-SE que lo desplaza, cuyo elemento principal es la Falla de Bucaramanga-Santa Marta. Se suceden breves incursiones marinas (Formación Bocas), seguidas de una sedimentación fluviolacustre, acompañada de un incipiente vulcanismo explosivo (Formación Jordán) que aporta en parte material de relleno de estas cuencas; simultáneamente ocurre la intrusión de cuerpos granodioríticos en el Macizo de Santander (190-160 m.a). A finales del Jurásico y comienzos del Cretácico se deposita la potente secuencia fluvial del Grupo Girón.

En el Cretácico inferior la sedimentación continental da paso de manera gradual a la transgresión marina, que inicialmente inunda las entradas del Magdalena y luego invade áreas mayores (ETAYO, F. et al., 1989), depositándose una espesa secuencia de areniscas, lutitas y calizas de las formaciones cretácicas en las provincias del Valle Medio del Magdalena y áreas menores en las provincias de Santander.

En el Cretácico superior y comienzos del Terciario, se produce el retiro del mar. En el Paleoceno medio ocurre el levantamiento de la provincia del Macizo de Santander. Durante este lapso la erosión remueve gran parte de la megasecuencia cretácica, aportando el material que forma las diversas y potentes unidades terciarias.

Durante el Mioceno superior y el Plioceno, la Falla Bucaramanga-Santa Marta, tuvo su desplazamiento de rumbo sinistral de aproximadamente 100 Km (BOINET, T. et al., 1989). La última fase compresiva en la Cordillera Oriental se produce desde el Mioceno superior y se continúa hasta el presente (BOINET, T. et al., 1985), generada por el desplazamiento de la placa Suramericana hacia el Occidente. En el Mioceno inferior-Plioceno-Pleistoceno se deposita la secuencia molásica del Grupo Real. Entre el Pleistoceno y el Holoceno, se producen grandes depósitos fluviales semiconsolidados y pequeños depósitos glaciares, destacándose los que cubren el Valle Medio del Magdalena y los que constituyen la Meseta de Bucaramanga, entre otros.

### **8.1.3.2. GEOLOGÍA LOCAL**

En la zona de estudio del cerro San Pablo se presenta básicamente una formación geológica del Terciario caracterizada por desarrollar una geoforma positiva sobresaliente en el paisaje conocido como filo de La Paz.

#### **Formación La Paz**

Esta formación toma el nombre del Filo prominente “La Paz” en el cual se encuentra el sector objeto del presente estudio, dicho nombre fue usado originalmente durante la Concesión de Mares (Taborda, 1965). Esta formación geológica consiste principalmente de areniscas conglomeráticas grises claras, masivas, con estratificación cruzada. En la parte inferior y cerca del tope, hay intercalaciones de arcillolita gris, más bien blanda. La sección tipo se localiza en la zona de estudio y fue descrita por F. Montero con un espesor de 1280 m (Ward, et al, 1973), sin embargo varía localmente de espesor ya que unos 14 Km al norte en el sector de la Putana sólo presenta 460 m y en los campos petroleros solamente de 170 a 210 metros de espesor.

El límite inferior, es una inconformidad regional y discordancia angular, la cual es menos evidente en afloramientos conocidos como en exploraciones del subsuelo en las cuales cubre los bordes truncados de todas las formaciones del Cretáceo y parte de la formación Girón. No se han encontrado fósiles en la

Formación La Paz, pero su posición estratigráfica entre formaciones con fósiles datados indica una edad Eoceno.

En la zona de estudio la formación La Paz está constituida por una secuencia de areniscas de grano medio a gruesos con algunos niveles conglomeráticos con delgadas interposiciones de lodolitas grises y grises verdosas; las capas de areniscas y areniscas conglomeráticas son principalmente lenticulares; las capas de lodolitas son más tabulares y continuas.

Las areniscas son moderadamente duras, ligeramente friables y tienen cemento lodoso y silíceo del cual depende en gran parte su dureza y permeabilidad. Las areniscas conglomeráticas suelen presentar gravas redondeadas de lodolitas que son muy susceptibles a lavado, generando oquedades que facilitan la infiltración de agua lluvia.

La presencia de interposiciones de lodolitas direcciona el tránsito de agua en el afloramiento y facilita la pérdida de material fino principalmente en los contactos de los estratos, con lo cual se debilita la competencia del macizo rocoso generando zonas de debilidad a partir de las cuales se generan las diaclasas y grietas de distensión que limitan los bloques que posteriormente se desprenden del afloramiento rocoso.

### **8.1.3.3. TECTONICA**

#### **8.1.3.3.1. ESTRUCTURAS REGIONALES**

Regionalmente la zona de estudio se puede dividir en tres provincias tectónicas, la primera corresponde a la estructura del sinclinal de Nuevo Mundo en el cual las rocas principalmente terciarias buzcan hacia el noroeste con una dirección preferencial de los estratos hacia el noreste en la zona de estudio. Al suroeste de esta estructura se presentan las rocas sedimentarias Cretáceas con fallamientos y pliegues como es el caso de la zona de San Vicente de Chucuri; por último la región conocida como Valle del Magdalena Medio, en la cual se presentan principalmente rocas terciarias con fallamiento y plegamiento

asociado al sistema de Fallas de La Salina, la cual es una falla inversa de alto ángulo y buzamiento hacia el este, levantando y cabalgando el bloque oriental poniendo en contacto la Formación Umir del Cretáceo Superior con rocas más jóvenes como la formación Real del Terciario.

### 8.1.3.3.2. ESTRUCTURAS LOCALES

En el afloramiento se describió a detalle la sección de la formación La Paz que se presenta en la zona de estudio y se midieron los rumbos y buzamientos de las capas, así como las diaclasas y superficies de descascaramiento. No se realizó diferenciación entre las diaclasas y superficies de descascaramiento ya que constituyen en conjunto planos de debilidad que junto con el rumbo y buzamiento de las capas determinan el tamaño de los bloques desprendidos. Los rumbos y buzamientos medidos son los siguientes:

N37E / 38NW	N32E / 43NW
N34E / 36NW	N55E / 35NW
N47E / 42NW	N26E / 42NW
N32E / 38NW	N42E / 39NW
N33E / 32NW	N44E / 41NW
N54E / 40NW	

Los planos de diaclasas y superficies de descascaramiento son los siguientes:

N56E / 50SE	N55E / 54SE	N33W / 47NE
N83E / 47SE	N67E / 71SE	N3W / 64NE
N83E / 63SE	N39E / 35SE.	N75W / 82SW
N82E / 79SE	N25E / 64SE	N85W / 74SW
N80E / 40SE	N12E / 59SE	N81W / 70SW
N70E / 70SE	N60E / 45NW	N79W / 54SW
N49E / 83SE	N87E / 76NW	N70W / 82SW
N58E / 56SE,		N41W / 85SW

Empleando el Software DIPS se determinó que el rumbo y diaclasamiento promedio de la sección de formación La Paz en la zona de estudio es: N 60° a 70° con una inclinación promedio de 39.6.

El diaclasamiento se presenta principalmente perpendicular a la estratificación y es poco continuo ya que presenta intervalos irregulares de espaciamiento desde 0.3 hasta 3 a 4 metros dependiendo de la competencia de las rocas.

El descascaramiento presenta espesores que varían ampliamente, en el afloramiento se determinaron espesores de 10 a 30 cm en bloques pequeños y medianos (inferiores a 1 metro) y de 0.8 hasta 2 metros como máximo en los bloques más grandes.

Con base en estas observaciones y teniendo en cuenta el espesor de las capas de areniscas principalmente podemos deducir que el máximo tamaño esperado de bloques sería de 8 metros de altura por 4 metros de longitud y 2 metros de espesor es decir un bloque de 64 m<sup>3</sup>.<sup>26</sup>

**Tabla 11:** Columna estratigráfica cerro de san pablo

Esp.	Descripción
K 91 – 25m	Coluvión delgado aparentemente estable de grandes bloques de areniscas finas, rojizas, lodosas con suelo orgánico arenoso y rastros altos.
2.5	(N37E/38NW) Arenisca amarilla fina lodosa, masiva lenticular ligeramente fracturada N56E/50SE, N87E/76NW.
1.3	Arenisca amarilla fina blanda muy fracturada con intraclastos de hasta 4 cm elipsoidales de lodolitas grises.
0.35	Arenisca fina muy lodosa y lodolita gris y amarilla clara, dúctil, laminada en capas de 1 a 3 cm.
1.5	(N32E/43NW). Areniscas de grano medio con estratificación cruzada y oquedades de lodolitas N55E/54SE, N33W/47NE.
15	Derrubio de pequeños bloques de areniscas angulares clasto soportado con suelo gris claro limoso.
7.2	(N34E/36NW). Capa de arenisca fina amarilla, ligeramente lodosa con “hilos” de materia orgánica (raíces?) con estratificación plana paralela laminar. N67E/71SE, N41W/85SW.
Sup alcan + 4m	(N55E/35NW). Arenisca media a fina con lentes de estratificación cruzada y lenticular, areniscas media a gruesa conglomerática con gravas de lodolitas grises y verdes blandas en cuyos contactos presentan planos de debilidad por baja cementación del contacto (N83E/63SE
0.30	Nivel de arenisca media con grande guijos de lodolitas verdes y grises, duras, físilas se observan oquedades generadas por la pérdida de las lodolitas generando el contacto entre estratos como plano de debilidad.
Sup 42 m	(N47E/42NW) Arenisca fina verdosa con gravas pequeñas de lodolitas y estratificación cruzada. Presenta esporádicos intraclastos de carbón de 1 a 3 cm de diámetro, en la parte media presenta pequeños lentes conglomeráticos cuarzosos y lodosos en capas de 3 a 5 m de espesor. N3W/64NE, N39E/35SE.
Cubierto 28 m super.	La litología que se puede observar en el afloramiento es continua con la anterior.
Sup 40 m	(N26E/42NW). Gruesas capas (1,5 a 2m) de areniscas, medias, finas y finas lodosas, rojizas, amarillas y verdes con lentes conglomeráticos cuarzosos (35%), lodolíticos (55%), Otros (5%) y carbón (5%) discontinuos, de 5 a 8 m de longitud. Lentes de arenisca verdes lodosa. Los últimos 4 m de espesor son conglomeráticos y presentan lentes con abundante carbón. N82E/79SE, N75W/82SW.

<sup>26</sup> “Estudio geotécnico y diseño de las obras de control de caídos de roca”, Geotecnología Ltda. (2003).

0.7	Conglomerado y arenisca media conglomerática con abundantes clastos de lodolitas, nivel húmedo con afloramiento de agua a 6m de altura.
2.3	Arenisca fina lodosa dura, cuneiforme, amarilla claro con un nivel conglomerático superior (50cm) de conglomerados con lodolitas y agua a 15 m de altura.
Super 52 m	Potente capa de arenisca fina, verdosa, con estratificación cruzada y masiva presenta variación hacia el techo con capas de arenas medias y luego gruesas a conglomeráticas con interposiciones de lentes conglomeráticos lodosos con oquedades. N80E/40SE, N70E/70SE, N12E/59SE
2.0	Conglomerado en forma de cuña con gravas de cuarzo (30%), lodolitas (45%), carbón (15%) y otros en matriz arenosa media a gruesa cuarzosas. Este nivel transporta agua que aflora a diferentes niveles.
3.0	(N32E/38NW). Arenisca de grano grueso que varía a medio y fino con lentes conglomeráticos lodolíticos con estratificación en artesa. Buzamientos aparentes con respecto a la vía: 26, 34, 40°.
Sup 36	(N42E/39NW). Sucesión de areniscas de grano medio, fino, conglomerática, gruesa, media, fina, conglomerática con lentes de conglomerados lodolíticos y carbonosos de 30 a 80 cm de espesor máximo que transportan agua y debilitan el plano de estratificación.
3.5	Arenisca dura crema a amarillenta de grano medio cuarzosa, con poco diaclasamiento y abundante descascaramiento. N25E/64SE, N85W/74SW, N60E/45NW. Conglomerado cuarzoso con matriz blanca, saturada. Nivel que transporta agua a diferentes (1.0), suprayacido de arenisca blanda lodosa con grado de meteorización alto (1.3)
Sup 25	Arenisca media conglomerática, cuarzosa, dura, masiva con bajo grado de diaclasamiento y algo de descascaramiento. N49E/83SE, N81W/70SW.
2.0	(N44E/41NW). Lodolitas grises y verdosas intercaladas con areniscas finas lodosas en capas de 3 a 10 cm de espesor. Zona con abundante humedad y vegetación que presenta forma lenticular discontinua en espesor pero continua en todo el afloramiento; presenta niveles de afloramiento de agua a diversas alturas.
1.5	Areniscas de grano grueso sobre la cual se presenta nuevamente intercalación con areniscas lodosas amarillas en capas de 5 a 30 cm de espesor saturadas. N83E/47SE.
3.2 Sup 10	Arenisca verdosa fina dura, lodosa, masiva. N76W/50SW.
2.8	(N33E/32NW). Capa de lodolita gris laminada y finamente estratificada gris verdosa con laminas carbonosas, duras, frágiles, conforman una sección tabular que presenta continuas perdidas de bloques pequeños de hasta 2 metros, sobre este se generan salientes de roca más competente. Su parte superior es más carbonosa y fosilifera (no presenta agua ) N58E/56SE, N79W/54SW presenta niveles con nódulos lutíticos ferruginosos oxidados.
Sup 50	Sucesión de areniscas finas, grises, verdosas, duras, macizas y masivas en capas de 3 m de espesor con buzamiento aparente frente a la vía de 18° con areniscas medias duras y lentes conglomeráticos.
0.3	Lodolita gris arenosa
1.5	Arenisca fina verdosa
Sup 8 a 9	Arenisca gruesa conglomerática, rojizas y amarillas con lentes de conglomerados de 2 a 6 m de longitud y espesores que alcanzan los 70 cm. Presenta delgados niveles lenticulares de arcillolitas grises.
al poste final	Gruesas capas de areniscas medias, gruesas, conglomeráticas y arenisca fina con lentes de conglomerado cuarzoso en capas lenticulares de 1 a 3.8 m esp. N70W/82SW (pared en la curva), (N54E/40NW)

Fuente: "Estudio geotécnico y diseño de las obras de control de caídos de roca", Geotecnología Ltda. (2003).

#### 8.1.4. ANALISIS DE LOS ENSAYOS Y SONDEOS

##### Perforaciones

Se realizaron dos sondeos a rotación con punta de diamante, realizando ensayos de penetración estándar cada 3.0 metros.

## Ensayos de campo

Se ejecutaron ensayos de penetración estándar cada 50 centímetros de acuerdo a ASTM D 1586-67.

Para cada ensayo se tomaron tres lecturas de número de golpes para penetración de 6 pulgadas.

**Tabla 12:** Ensayos de laboratorio realizados

ENSAYO	NORMA	NUMERO DE ENSAYOS
Granulometría	ASTM D421-58 - D422-63	4
Contenido de humedad	NTC 1495 -ASTM D2216	4
Límites de Atterberg	NTC 1494-ASTM D4318	2
Clasificación	NTC 1504 -ASTM D2487	4
Resistencia al corte directo	NTC 1917- ASTM D3080	2
Compactación	AASHTO T99-T180- ASTM D698-D1557	3
CBR de laboratorio	INV-E148-ASTMD1883-AASTHO T193	1
Resistencia a la compresión inconfiada de núcleos de roca	ASTMC1231 AASHTO 22-85	2

Fuente: "Estudio geotécnico y diseño de las obras de control de caídos de roca", Geotecnología Ltda. (2003).

**Tabla 13:** Resumen de los resultados de penetración estándar SPT

Profundidad (metros)	Sondeo	
	1	2
	N golpes/pie	
0.0 a 0.5	RT	RT
0.5 a 1.0	RT	RT
1.0 a 1.5	RT	RT
1.5 a 2.0	RT	RT
2.0 a 2.5	RT	RT
2.5 a 3.0	RT	RT
3.0 a 3.5	RT	RT
3.5 a 4.0	RT	RT
4.0 a 4.5	RT	RT
4.5 a 5.0	RT	RT
5.0 a 5.5	RT	RT
5.5 a 6.0	RT	RT
6.0 a 6.5		RT
6.5 a 7.0		RT
7.0 a 7.5		RT

Fuente: "Estudio geotécnico y diseño de las obras de control de caídos de roca", Geotecnología Ltda. (2003).

**Tabla 14:** Ensayos de laboratorio

Muestra	localización	%W	%finos	% LL	% LP	% IP	S.U.C.S. <sup>27</sup>
1	PR29 Margen der.	19.96	87.64	52.06	28.45	23.61	CH
2	PR40 Margen izq.	18.22	22.45	32.97	17.31	15.66	SC
Subbase gran.	-	0.52	6.01				GP
Base granular	-	0.31	5.60				GP

Fuente: "Estudio geotécnico y diseño de las obras de control de caídos de roca", Geotecnología Ltda. (2003).

**Tabla 15:** Corte directo

Muestra	localización	Angulo de fricción interno	cohesión
1	PR 29 margen der.	31.412	0.418
2	PR 40 margen izq.	34.031	0.221

Fuente: "Estudio geotécnico y diseño de las obras de control de caídos de roca", Geotecnología Ltda. (2003).

### Calculo de la capacidad de soporte

Para el cálculo de la capacidad de soporte se utilizó una correlación empírica con la resistencia a la compresión simple y el RQD.

La resistencia a la compresión en los bloques de roca varía entre 515 y 527 kg/cm<sup>2</sup>.

Este dato corresponde a los ensayos de compresión inconfiada realizados a los núcleos de roca.

El RQD de la roca varía entre 15 y 20 a profundidad superior a 5.0 metros.

Para calcular la capacidad de soporte se utiliza el criterio de Bowles:

Capacidad de soporte de la roca sana = 1.0 a 2.5 la resistencia de la roca a la presión inconfiada.

<sup>27</sup> Sistema Unificado de Clasificación de suelos

Corrección por RQD <sup>28</sup>

Capacidad de soporte = (resistencia a la compresión) \* (RQD) <sup>2</sup>

Resistencia a la compresión = 515 kg/cm<sup>2</sup>.

RQD de diseño = 0.15

Capacidad de soporte de punta= 515\* (0.15) <sup>2</sup> = 116 kg/cm<sup>2</sup>.

Para el diseño se recomienda trabajar con una capacidad admisible de 100 ton/m<sup>2</sup>, teniendo en cuenta las fracturas y discontinuidades de la roca.

#### **8.1.5. ANALISIS DE LAS LLUVIAS EN LA ZONA**

Las lluvias sobre esta región y en general sobre el departamento están determinadas por los movimientos de la zona de confluencia intertropical a lo largo de todo el año. En el primer semestre ésta se desplaza de sur a norte y produce un aumento de precipitación para los meses de abril y mayo, alcanzando un promedio de 300 mm/mes. En el segundo semestre se produce un movimiento de norte a sur que genera lluvias en los meses de octubre y noviembre alcanzando valores hasta de 400 mm/mes.<sup>29</sup>

En el segundo semestre las precipitaciones son mas altas pues la zona de confluencia intertropical trae en su desplazamiento masas de aire cargadas de vapor proveniente del Océano Atlántico.

La temperatura como es conocido en Colombia esta fuertemente condicionada por la altura sobre el nivel del mar.

---

<sup>28</sup> Bowles J.E., "Foundation Analysis and Design". McGraw-Hill. 1996.

<sup>29</sup> "Estudio geotécnico y diseño de las obras de control de caídos de roca", Geotecnología Ltda. (2003).

Para la temperatura de la zona se contó con información dada por el IDEAM, en la cual se mostraba que las temperaturas bajas en la zona oscilan alrededor de los 24°C y las temperaturas altas de la zona oscilan alrededor de los 35°C, temperatura la cual combinada con la humedad de la zona genera lluvias de tipo convectiva.

La humedad relativa supera el 80%, por lo cual el índice de aridez calculado para la mayoría de las estaciones de la región ofrece valores ubicados entre el 0 y el 0.1, es decir, de exceso y normal disponibilidad de agua en el suelo durante todo el año.

Se calculó que el punto de rocío a una altura de 300 msnm es de 22.8°C.

## **8.2. CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA DE PROTECCION**

Las características de la estructura son las mismas descritas en la sección 5.1 de este libro.

### **8.2.1. CALCULO DE LAS FUERZAS DE IMPACTO**

**Para un bloque de 100 m<sup>3</sup>**

Volumen del bloque = 100 m<sup>3</sup>

Altura de caída H = 50 m

Tipo de arena = Limosa

Angulo de fricción interno = 30°

Densidad del bloque = 2400 kg/m<sup>3</sup>

Masa = 240000 kg

$$\text{Velocidad } v = \sqrt{(2 \cdot g \cdot H)} = 31.32 \text{ m/s}$$

$$\text{Radio } R = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Modulo de elasticidad del suelo } ME = 23.22 \text{ MN/m}^2$$

$$F = 60.296 \text{ MN} = 6148.5 \text{ Ton}$$

$$F = 2.8 \cdot R \cdot e^{0.7 - 0.5 \cdot \frac{0.4}{0.6}} \cdot ME \cdot \tan \varphi \left( \frac{m \cdot v^2}{2} \right)$$

$$\text{Volumen del bloque} = 100 \text{ m}^3$$

$$\text{Altura de caída } H = 50 \text{ m}$$

Tipo de arena = Limosa

$$\text{Angulo de fricción interno} = 30^\circ$$

$$\text{Densidad del bloque} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Masa} = 240000 \text{ kg}$$

$$\text{Velocidad } v = \sqrt{(2 \cdot g \cdot H)} = 31.32 \text{ m/s}$$

$$\text{Radio } R = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Modulo de elasticidad del suelo } ME = 23.22 \text{ MN/m}^2$$

$$F = 2.8 \cdot R \cdot e^{0.7 - 0.5 \cdot \frac{0.4}{0.6}} \cdot ME \cdot \tan \varphi \left( \frac{m \cdot v^2}{2} \right)$$

$$F = 60.296 \text{ MN} = 6148.5 \text{ Ton}$$

**Para un bloque de 100 m<sup>3</sup>**

Volumen del bloque = 10 m<sup>3</sup>

Altura de caída H = 50 m

Tipo de arena = Limosa

Angulo de fricción interno = 30°

Densidad del bloque = 2400 kg/m<sup>3</sup>

Masa = 240000 kg

Velocidad  $v = \sqrt{2 \cdot g \cdot H} = 31.32 \text{ m/s}$

Radio R = 1.0 m

Modulo de elasticidad del suelo ME = 23.22 MN/m<sup>2</sup>

$$0.7 - 0.5 \quad 0.4 \quad 0.6$$

$$F = 2.8 \cdot R \cdot e \cdot ME \cdot \tan\phi \left( \frac{m \cdot v^2}{2} \right)$$

$$F = 15.15 \text{ MN} = 1544.43 \text{ Ton}$$

**Tabla 16:** valores de fuerza de impacto

Tamaño (m <sup>3</sup> )	Fuerza de impacto(ton)
100	6148.5
64	4704.3
32	3103.6
10	1544.4
5	1019.0
1	387.9

Para el calculo se utilizó la formula de Ernst Basler + Partners ltd (1997).

## **8.2.2. MEMORIAS DE DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO**

El objeto del presente trabajo corresponde al diseño estructural de una estructura de protección para los vehículos y peatones, contra la caída de rocas en la vía Barrancabermeja – Bucaramanga, a la altura del cerro de San Pablo PR 20.

La estructura se conforma de vigas aéreas transversales a la vía, que soportan una losa de concreto de 0.40 m de espesor. Las vigas T (formadas de la placa y las vigas aéreas) se apoyan sobre columnas de 0.70m \*0.90m, separadas cada 2.0m. Para mejorar su funcionamiento a cortante, una vez construida la viga llevará un preesfuerzo en su centroide.

La cimentación está formada por una retícula de vigas transversales VCT, y vigas de cimentación longitudinales VCL.

### **8.2.2.1. DIMENSIONAMIENTO**

Las dimensiones geométricas de la viga y tablero están supeditadas por los refuerzos máximos permisibles a cortante y flexión en la viga y losa, y en el esfuerzo admisible de terreno en la cimentación. De acuerdo al diseño mostrado a continuación, las dimensiones de la estructura son:

Altura de la viga prefabricada

$$h = 1.60 \text{ m}$$

Espesor de la viga prefabricada

$$b_w = 0.65 \text{ m}$$

Espesor de losa

$$e = 0.40 \text{ m}$$

## 8.2.2.2. CARGAS

### 8.2.2.2.1. CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas están constituidas por el peso propio de los elementos, el peso de la tierra sobre la losa, y el impacto de las rocas que caen sobre el conjunto.

$$\text{Viga pref.} \quad 0.65\text{m} \times 1.60\text{m} \times 2.4 \text{ Tn/m}^3 \quad = 2.50 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Losa superior} \quad 0.40\text{m} \times 2.00\text{m} \times 2.4\text{Tn/m}^3 \quad = 1.92 \text{ Tn/m}$$

$$\begin{aligned} \text{El peso del relleno es variable desde } & 7.0\text{m} \times 2.0\text{m} \times 2.1\text{Tn/m}^3 = 29.4 \text{ Tn/m} \\ \text{hasta } & 2.5\text{m} \times 2.0\text{m} \times 2.1 \text{ Tn/m}^3 \quad = 10.5 \text{ Tn/m} \end{aligned}$$

El impacto de las rocas que caen sobre el conjunto se modela como carga aplicada sobre el relleno, y repartida en un área aferente equivalente al cuadrado del doble del espesor del relleno en el punto de aplicación de la carga.

Las cargas a tener en cuenta, de acuerdo a la información suministrada en el estudio de suelos, son:

6150 Tn en el apoyo interior

Espesor del relleno 7.0 m

$$\text{Carga por metro lineal} = 6150 \text{ Tn} / (4 \times 7.0\text{m} \times 7.0\text{m}) \times 2.0\text{m} = 62.8 \text{ Tn/m}$$

4987 Tn en el cuarto de la luz

Espesor del relleno 5.9 m

Carga por metro lineal =  $4987 \text{ Tn} / (4 \cdot 5.9\text{m} \cdot 5.9\text{m}) \cdot 2.0\text{m} = 71.6 \text{ Tn/m}$

3825 Tn en el centro de luz

Espesor del relleno 4.75 m

Carga por metro lineal =  $3825 \text{ Tn} / (4 \cdot 4.75\text{m} \cdot 4.75\text{m}) \cdot 2.0\text{m} = 84.8 \text{ Tn/m}$

#### 8.2.2.2.2. CARGAS DE SISMO

De acuerdo con la zonificación establecida en el CCDSP95, se evalúa el espectro de diseño, con los siguientes parámetros:

Coeficiente de aceleración expresado como una fracción de la gravedad

$A = 0.25$

Coeficiente del perfil del suelo S2 S = 1.00

El espectro suavizado de diseño se obtiene de:  $S_{am} = 1.2 A S / (T_m^{2/3})$

**Tabla 17:** Espectro sísmico de diseño:

$T_m$	$S_{am}$
0.00	0.625
0.33	0.625
0.40	0.553
0.50	0.476
0.60	0.422
0.70	0.381
0.80	0.348
0.90	0.322
1.00	0.300

El sismo se modelará 100% en un sentido más 30% en el otro sentido, y viceversa, para considerar los efectos ortogonales del mismo.

Las masas se aplican por aferencia a los nudos de la losa.

### 8.2.2.3. DISEÑO VIGA VA (0.65\*2.00)

El diseño prevé que el componente dinámico de la carga impuesta por la caída de rocas, genera una carga tanto positiva como negativa.

**Tabla 18:** Refuerzo positivo

<b>Distancia (m)</b>	1.35	2.85	4.35	5.15
<b>Mu (Tn-m)</b>	516.22	1255.21	1500	1629.9

**En el centro de la luz X= 5.15m**

$$Mu = 1629.9 \text{ Tn-m}$$

$$d = 178 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ cm.}$$

**Diseño del acero:**

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00717$$

$$As = 0.00717 \times 200 \times 178$$

$$A_s = 255.3 \text{ cm}^2$$

Se propone 50# 8 en paquetes

$$S = \phi b = 2.54 \text{ cm.}$$

S = 1.33 veces tamaño agregado grueso

$$S = 1.5 \times 1.9 = 2.85 \text{ cm.}$$

$$S = 2.5 \text{ cm.}$$

$$\bar{y} = 21.7 \text{ cm.}$$

$$d = 200 - 21.7 = 178.3 \text{ cm. Ok}$$

$$a = 18 \text{ cm.} < 40 \text{ cm. Ok}$$

**a X= 4.35 m del eje de apoyo**

$$M_u = 1500 \text{ Tn-m}$$

$$d = 181 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ cm.}$$

**Diseño del acero:**

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00634$$

$$A_s = 0.00634 \times 200 \times 181$$

$$A_s = 229.5 \text{ cm}^2$$

se propone 45# 8 en paquete

$$\bar{y} = \frac{15 \times 8.5 + 15 \times 19.5 + 15 \times 30.5}{45}$$

$$\bar{y} = 19.5 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 19.5$$

$$d = 180.5 \text{ cm Ok}$$

$$a = 16.2 \text{ cm} < 40 \text{ cm Ok}$$

**a X= 2.85 m del eje de apoyo**

$$M_u = 1255.21 \text{ Tn-m}$$

$$d = 183 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ cm.}$$

**Diseño del acero:**

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00514$$

$$A_s = 0.00514 \times 200 \times 183$$

$$A_s = 188.1 \text{ cm}^2$$

Se propone 37# 8 en paquetes

$$\bar{y} = \frac{15 \times 8.5 + 15 \times 19.5 + 7 \times 30.5}{37}$$

$$\bar{y} = 17 \text{ cm}$$

$$d = 200 - 17$$

$$d = 183 \text{ cm Ok}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{229.5 \times 4200}{0.85 \times 350 \times 200}$$

$$a = 16.2 \text{ cm} < 40 \text{ cm Ok}$$

**a X= 1.35m del eje de apoyo**

$$M_u = 516.22 \text{ Tn-m}$$

$$d = 191.5 \text{ cm}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

**Diseño del acero:**

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00188$$

$$A_s = 0.00188 \times 200 \times 191.5$$

$$A_s = 72.3 \text{ cm}^2$$

se propone 15# 8 en paquete

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{72.3 \times 4200}{0.85 \times 350 \times 200}$$

$$a = 5.10 \text{ cm} < 40 \text{ cm Ok}$$

### Calculo de cuantía mínima $\rho_{min}$

$$\phi M_n = 1.2 M_{cr}$$

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

$$f_r = 1.98 \times \sqrt{350}$$

$$f_r = 37.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = 68.470.725 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{37.04 \times 68.470.725}{123}$$

$$M_{cr} = 1.760.907 \text{ kg-cm}$$

$$M_{cr} = 206.2 \text{ Tn - m}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 \times 206.2 = 227.4 \text{ Tn - m}$$

**Tabla 19:** Refuerzo negativo

<b>Distancia (m)</b>	1.35	2.85	4.35	5.15
<b>Mu- (Tn-m)</b>	-305.06	-743.01	-906.10	-993.09

**En el centro de la luz X= 5.15m**

$$M_{u-} = -993.09 \text{ Tn-m}$$

$$d = 180 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

**Diseño del acero:**

$$M_u = \phi \rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{0.59 \rho f_y}{f'_c}\right)$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0138$$

$$A_s = 0.0138 \times 65 \times 180$$

$$A_s = 161.8 \text{ cm}^2$$

se propone 32# 8

$$S = \phi b = 2.54 \text{ cm}$$

S = 1.33 veces tamaño agregado grueso

$$S = 1.5 \times 1.9 = 2.85 \text{ cm} \leftarrow$$

$$S = 2.5 \text{ cm}$$

**a X= 4.35m del eje de apoyo**

$$M_u = -806.10 \text{ Tn-m}$$

$$d = 180 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

**Diseño del acero:**

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.011$$

$$A_s = 0.011 \times 65 \times 180$$

$$A_s = 128.5 \text{ cm}^2$$

se propone 26# 8

**a X= 2.85m del eje de apoyo**

$$M_u = -743.01 \text{ tn-m}$$

$$d = 180 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

**Diseño del acero:**

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 65 \times 180$$

$$A_s = 117.6 \text{ cm}^2$$

se propone 24# 8

**a X= 1.35m del eje de apoyo**

$$M_u = -305.06 \text{ tn-m}$$

$$d = 180 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

**Diseño del acero:**

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00394$$

$$A_s = 0.00394 \times 65 \times 180$$

$$A_s = 46.1 \text{ cm}^2$$

se proponen 10# 8

#### **8.2.2.4. CIMENTACIÓN**

La cimentación está compuesta tanto por las vigas transversales al eje de la vía (VCT 1.0m\*1.0m), como por las vigas longitudinales (VCL 1.0m\*-1.0m), actuando en las dos direcciones. La modelación de la estructura se hizo mediante resortes (springs), cada 0.5 m.

La capacidad de soporte, de acuerdo con el estudio geotécnico es de 300 Tn/m<sup>2</sup>.

Revisión de la capacidad de soporte

Nudo crítico: 328 ENVESERV

Carga en el resorte = 107 Tn

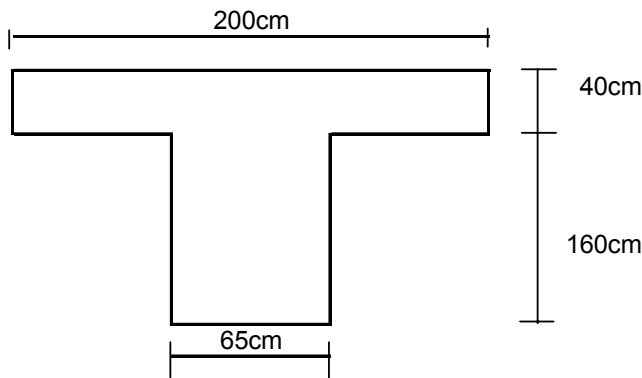
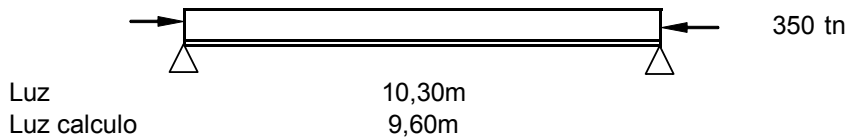
Área de contacto 0.50m<sup>2</sup>

Esfuerzo en el terreno =  $107/0.5=214 \text{ Tn/m}^2 < 300 \text{ Tn/m}^2$  Ok

## REFUERZO A CORTANTE A 4,00m

$H = 200\text{cm}$   
 $d = 160\text{cm}$   
 $bw = 65\text{cm}$   
 $b = 200\text{cm}$   
 $f'_c = 350\text{kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$   
 $f_{ys} = 4200\text{kg/cm}^2$

$r^2 = 3721\text{cm}^2$   
 Estribo# 5  
 $f_{pe} = 19,02\text{kg/cm}^2$   
 $f_d = ,00\text{kg/cm}^2$   
 $f_{pc} = 19,02\text{kg/cm}^2$   
 $vd = ,00\text{kg}$



seccion	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	A*Y (cm <sup>3</sup> )
Nervio	10.400	80	832.000
Alma	8.000	180	1.440.000
	18.400		2.272.000
		$yt \text{ (cm)} =$	123

$V_u \text{ (kg)} = 107.700$   
 $v_u \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 10,36$   
 $v_{ci} \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 12,83$   
 $v_w \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 23,11$   
 $v_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = 12,83$   
 $v_s = v_n - v_c = 3,50$   
 $S \text{ (cm)} = 110$

$V_d \text{ (kg)} = 82.846$   
 $I \text{ (cm}^4\text{)} = 68.470.725$   
 $M_{cr} \text{ (kg-cm)} = 27.146.351$   
 $M_u \text{ (kg-cm)} = 150.000.000$   
 pero no debe exceder  $39,29\text{kg/cm}^2$   
 3Ramas #5

### REFUERZO A CORTANTE A 2,50m

H = 200cm

d = 160cm

bw = 65cm

b = 200cm

f'c = 350kg/cm<sup>2</sup>

fy = 4200kg/cm<sup>2</sup>

fys = 4200kg/cm<sup>2</sup>

r<sup>2</sup> = 3721cm<sup>2</sup>

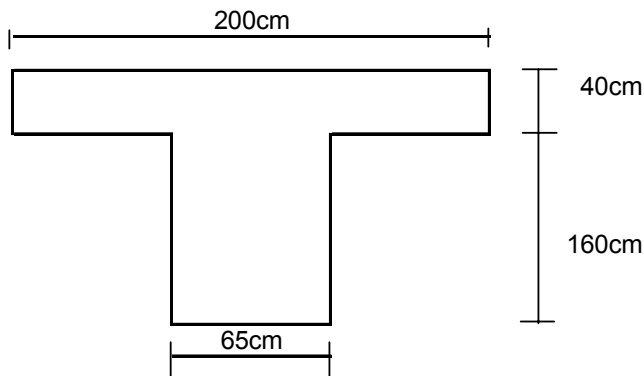
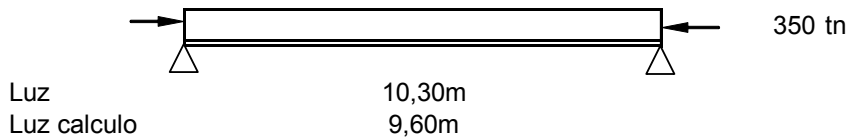
Estribo# 5

fpe = 19,02kg/cm<sup>2</sup>

fd = ,00kg/cm<sup>2</sup>

fpc = 19,02kg/cm<sup>2</sup>

vd = ,00kg



seccion	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	A*Y (cm <sup>3</sup> )
Nervio	10.400	80	832.000
Alma	8.000	180	1.440.000
	18.400		2.272.000
		yt (cm)=	123

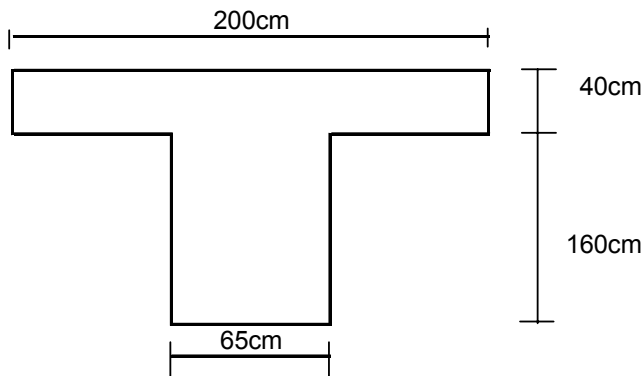
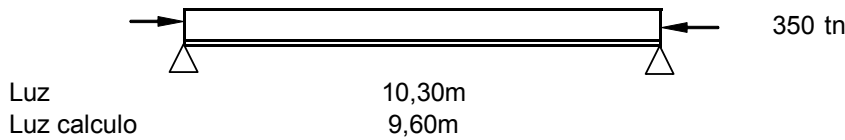
V<sub>u</sub> (kg) = 323.000  
 vu (kg/cm<sup>2</sup>) = 31,06  
 vci (kg/cm<sup>2</sup>) = 33,60  
 vw (kg/cm<sup>2</sup>) = 23,11  
 vc (kg/cm<sup>2</sup>) = 23,11  
 vs = vn - vc = 13,43  
 S (cm) = 29

V<sub>d</sub> (kg) = 248.462  
 I (cm<sup>4</sup>) = 68.470.725  
 M<sub>cr</sub> (kg-cm) = 27.146.351  
 M<sub>u</sub> (kg-cm) = 125.521.000  
 pero no debe exceder 39,29kg/cm<sup>2</sup>  
 3 Ramas #5

## REFUERZO A CORTANTE A h/2

$H = 200\text{cm}$   
 $d = 160\text{cm}$   
 $bw = 65\text{cm}$   
 $b = 200\text{cm}$   
 $f'_c = 350\text{kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$   
 $f_{ys} = 4200\text{kg/cm}^2$

$r^2 = 3721\text{cm}^2$   
 Estribo# 5  
 $f_{pe} = 19,02\text{kg/cm}^2$   
 $f_d = ,00\text{kg/cm}^2$   
 $f_{pc} = 19,02\text{kg/cm}^2$   
 $vd = ,00\text{kg}$



seccion	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	A*Y (cm <sup>3</sup> )
Nervio	10.400	80	832.000
Alma	8.000	180	1.440.000
	18.400		2.272.000
		yt (cm)=	123

$V_u (\text{kg}) = 547.000$ $v_u (\text{kg/cm}^2) = 52,60$ $v_{ci} (\text{kg/cm}^2) = 71,11$ $v_w (\text{kg/cm}^2) = 23,11$ $v_c (\text{kg/cm}^2) = 23,11$ $v_s = v_n - v_c = 38,77$ $S(\text{cm}) = 10$	$V_d (\text{kg}) = 420.769$ $I (\text{cm}^4) = 68.470.725$ $M_{cr} (\text{kg-cm}) = 27.146.351$ $M_u (\text{kg-cm}) = 51.622.000$  pero no debe exceder 39,29kg/cm <sup>2</sup> 3 Ramas #5
--	--

Fuente: "Memorias de diseño túnel falso cerro de San Pablo", Suárez y Montero

### 8.2.2.4.1. DISEÑO DE VIGA CIMENTACION TRANSVERSAL VCT

Tabla 20: Viga VCT

Distancia (m)	0.35	1.55	3.10	5.15
Mu (Tn-m)	-	-182.07	-211.29	-244.61
	+	180.69	89.56	17.73
Vu (Tn)	294.69	110.77	40.82	26.67

#### Diseño del refuerzo viga

##### Flexión

$$Mu = 244.61 \text{ Tn-m}$$

$$d = 91 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00844 \Rightarrow \rho_{\min} = 0.0033$$

$$A_s = 0.00844 * 100 * 91$$

$$A_s = 76.86 \text{ cm}^2$$

Use 16# 8 arriba

## **Flexión**

$$M_u^+ = 180.69 \text{ Tn-m}$$

$$d = 92 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00596$$

$$A_s = 54.9 \text{ cm}^2$$

Use 12# 8 abajo

## **Cortante viga**

$$d = 92 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$V_u = 294.69 \text{ Tn}$$

$$v_u = 294.69 * 1000 / (100 * 92)$$

$$v_u = 32.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 * (280)^{0.5}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_s = v_u / 0.85 - 8.87$$

$$v_s = 32.03 / 0.85 - 8.87$$

$$v_s = 28.81 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$v_{s\text{máx}} = 2.1 * (280)^{0.5}$$

$$v_{s\text{máx}} = 35.14 \text{ kg/cm}^2$$

Usando 4 ramas #5

$$A_v = 4 * 2.0 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 8.00 \text{ cm}^2$$

$$S = A_v * f_y / (b * v_s)$$

$$S = 8.00 * 4200 / (100 * 25.75)$$

$$S = 11.7 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 45 \text{ cm}$$

Use 4E #5 @ 0.10 m

### 8.2.2.4.2. DISEÑO DE VIGA VCL

**Tabla 21:** Diseño de viga cimentación longitudinal VCL

Distancia (m)		0.00	0.50	1.00	1.50	2.00
Mu (Tn-m)	-	-163.14	-146.16	-104.83	-63.02	-109.15
	+	140.26	113.42	37.76	47.57	104.15
Vu (Tn)		181.46	154.50	127.86	205.49	205.49

### Diseño del refuerzo viga VCL

#### Flexión

$$Mu^- = 163.14 \text{ Tn-m}$$

$$d = 92 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00535 \Rightarrow \rho_{\text{mín}} = 0.0033$$

$$As = 0.0053 * 100 * 92$$

$$As = 49.3 \text{ cm}^2$$

Use 10# 8 arriba

## **Flexión**

$$M_u^+ = 140.26 \text{ Tn-m}$$

$$d = 92 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00457$$

$$A_s = 42.03 \text{ cm}^2$$

Use 10# 8 abajo

## **Cortante viga**

$$d = 92 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$V_u = 205.49 \text{ Tn}$$

$$v_u = 205.49 * 1000 / (100 * 92)$$

$$v_u = 22.34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 * (280)^{0.5}$$

$$v_c = 8.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_s = v_u / 0.85 - 8.87$$

$$v_s = 22.34 / 0.85 - 8.87$$

$$v_s = 17.40 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$v_{s\text{m}\acute{a}\text{x}} = 2.1 * (280)^{0.5}$$

$$v_{s\text{m}\acute{a}\text{x}} = 35.14 \text{ kg/cm}^2$$

Usando 4 ramas #5

$$A_v = 4 * 2.0 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 8.00 \text{ cm}^2$$

$$S = A_v * f_y / (b * v_s)$$

$$S = 8.00 * 4200 / (100 * 17.40)$$

$$S = 19.3 \text{ cm}$$

$$S_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = d/2 = 45 \text{ cm}$$

Use 4E #5 @ 0.18 m

### 8.2.2.5. DISEÑO DE COLUMNAS

**Tabla 22:** Resumen de acciones en las columnas

Elemento	Comb	Pu	Mu 22	Mu 33
		Tn	Tn-m	Tn-m
72	COMB 1	583.64	13.29	64.85
	COMB 2	652.39	14.85	74.52
	COMB 3	759.54	17.23	100.88
	COMB7X MAX	135.82	15.61	53.57
	COMB7X MIN	159.26	8.94	17.62
	COMB7Y MAX	135.82	45.16	35.87
	COMB 7Y MIN	159.26	38.48	0.00
73	COMB 1	356.20	7.98	63.76
	COMB 2	429.21	9.64	73.45
	COMB 3	714.48	16.17	100.66
	COMB7X MAX	109.64	9.19	17.72
	COMB7X MIN	116.25	4.13	53.34
	COMB7Y MAX	109.64	25.24	1.08
	COMB 7Y MIN	116.25	20.18	34.34

Elemento	Comb	Vu 22	Vu 33
		Tn	Tn
72	SERV7X	35.62	13.95
	SERV7Y	29.09	46.02
73	SERV7X	35.54	5.73
	SERV7Y	18.44	18.44

Acero de confinamiento

Ancho de la pila    b=90 cm

Alto de la pila      h=70 cm

Dimensión núcleo   hc          58.73 cm

Concreto              F'c          280 kg/cm<sup>2</sup>

Acero                      Fy                      4200 kg/cm<sup>2</sup>

Area bruta              Ag                      6300 cm<sup>2</sup>

Area del núcleo      Ac                      4800 cm<sup>2</sup>

Para un s = 10 cm

Fórmula 1       **$A_{sh} = 0.30 * s * h_c * ((A_g / A_c) - 1) * (f'_c / F_y)$**

Fórmula 2       **$A_{sh} = 0.12 * s * h_c * (f'_c / F_y)$**

de (1)              Ash = 3.67 cm<sup>2</sup>

de (2)              Ash = 4.70 cm<sup>2</sup>

Usando estribo # 4

Ramas 4

Area Av 5.07 cm<sup>2</sup>

Use una separación de 10 cm

### **Diseño de la columna**

Acero de confinamiento

Ancho de la pila      b=70 cm

Alto de la pila        h=90 cm

Dimensión núcleo    hc                      78.73 cm

Concreto	F'c	280 kg/cm <sup>2</sup>
Acero	Fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Area bruta	Ag	6300 cm <sup>2</sup>
Area del núcleo	Ac	4800 cm <sup>2</sup>

Para un s = 10 cm

Fórmula 1  $Ash = 0.30 * s * hc * ((Ag / Ac) - 1) * (f'c / Fy)$

Fórmula 2  $Ash = 0.12 * s * hc * (f'c / Fy)$

de 1  $Ash = 3.67 \text{ cm}^2$

de 2  $Ash = 4.70 \text{ cm}^2$

Usando estribo # 4

Ramas 4

Area Av 5.07 cm<sup>2</sup>

Use una separación de 10 cm

### 8.2.2.6. TIERRA ARMADA

Altura del muro = 7.0 m

Geotextil tejido T 2400 o similar

Refuerzos separados cada 30 centímetros verticalmente.

Geodren planar cada 1.5 metros verticales

Muro perimetral de gaviones en piedra de 3.5 metros de altura

Los resultados de los factores de seguridad se presentan para cada uno de los métodos indicados en la sección 5.3.2 de este libro.

**Tabla 23:** Factores de seguridad

<b>Bloque</b>	<b>F.S. Fellenius</b>	<b>F.S. Bishop</b>	<b>F.S. Janbú</b>
2662 Ton	9.85	10.24	9.551
3825 Ton	2.413	2.370	2.454
4987 Ton	2.466	2.527	2.289
6150 Ton	2.309	2.413	2.192

Los factores de seguridad dan valores elevados para los bloques de 6150 y 4987 Toneladas, ya que el impacto de estos ocurre en los puntos de mayor altura del relleno.

El bloque de 1500 Toneladas no representa una amenaza para la estabilidad de la estructura en tierra armada, salvo daños en el muro en gaviones por impacto directo sobre el elemento.

### **8.3. ESPECIFICACIONES TECNICAS**

#### **ITEM 1. Desarrollo de los trabajos**

Debe cumplir con el artículo 105 “Desarrollo de los trabajos” de las especificaciones generales de construcción de carreteras del INVIAS.

#### **ITEM 2. Limpieza y conformación**

Debe cumplir con el artículo 201 “Demolición y remoción” de las especificaciones generales de construcción de carreteras del INVIAS. Según la clasificación “Demolición de estructuras existentes”. 201.4.2.3 Demolición de pavimentos, andenes de concreto y bordillos.

### **ITEM 3. Concreto armado**

Debe cumplir con los artículos 630 “Concreto”, 640 “acero de refuerzo” y 641 “acero de preesfuerzo” de las especificaciones del INVIAS. El concreto para las vigas prefabricadas (postensadas), será de clase A, el concreto de la placa llevará un acelerante, el concreto reforzado (VCT, VCL, columnas, andenes, sardineles, vigas longitudinales y estructura del pavimento) será de clase C

### **ITEM 4. Concreto ciclópeo**

Debe cumplir con el artículo 630 “concreto ciclópeo” de las especificaciones del INVIAS. El concreto ciclópeo se compone de concreto simple clase D y agregado ciclópeo en proporción de 40% del volumen total, como máximo. Muro entre la estructura, el talud y la submuración de la estructura en el talud interior.

### **ITEM 5. Anclajes con epóxico**

**Descripción:** Esta especificación consiste en la construcción de los anclajes en el muro en concreto ciclópeo (talud superior) , en los muros de recalces ( talud interior) y para las vigas de cimentación de la estructura VCT y VCL (banca de la vía).

**Generalidades:** Los anclajes serán en varilla de  $\frac{3}{4}$  “ llenos con epóxicos de pernos.

En este ITEM se debe incluir la totalidad de los costos de suministro y colocación de anclajes en varillas de  $\frac{3}{4}$  “, epóxicos, andamios, etc. Y la realización de las perforaciones en  $1 \frac{1}{4}$  “, longitud de 1 metro.

El espaciamiento horizontal de los anclajes debe ser de 1.50 metros y vertical de 1.50 metros intercalando filas de anclajes.

El diámetro de perforación para los anclajes debe ser de 1 ¼ “ y 1 metro de longitud. Los anclajes constan de una varilla de ¾”.

Cada anclaje tiene una longitud promedio de 2.2 metros. El lleno de los anclajes se construirá con epóxico para anclaje de pernos. En este caso SIKADUR 42.<sup>30</sup>

#### **ITEM 6. Steel deck**

Este trabajo consiste en el suministro y colocación de Steel deck, como formaleta para fundir la losa de 0.40 m del túnel falso y se apoyará sobre la viga VA.

El principal objetivo es servir como formaleta para la construcción de la losa de la estructura.

#### **ITEM 7. Gaviones**

Debe cumplir con los artículos 681 “gaviones” de las especificaciones del INVIAS.

Canastas con alambre de triple torsión calibre 12<sup>31</sup>, con aberturas inferiores a 0.1m llenos de cantos o rajón de diámetro superior a 0.13m.

#### **ITEM 8. Rellenos en suelo reforzado**

Deben cumplir con las especificaciones del artículo 682 “muros de contención de suelo reforzado con geotextil”, 820 “geotextiles” de las especificaciones generales del INVIAS.

---

<sup>30</sup> “Manual de productos 2003”, Sika Colombia S.A.

<sup>31</sup> Anexo A: diámetro de los alambres para gaviones.

El geotextil será tejido y tendrá una resistencia a la tira ancha método Grab. de 36 kg/cm<sup>2</sup>.

#### **ITEM 9. Geodren planar**

Este trabajo consiste en el suministro y colocación de geodren planar, en el relleno en suelo reforzado. El principal objetivo es filtrar la onda dinámica producida por el impacto y al mismo tiempo actuar como subdrenes o filtros del relleno de suelo.

#### **ITEM 10. Revegetalización con biomanto de fique**

Este trabajo consiste en el suministro y colocación de materiales de revegetalización con biomanto de fique para la protección y conservación de las telas de geotextil del muro en tierra armada.

#### **ITEM 11. Señalización y control de tránsito.**

Debe cumplir con los artículos 700 "líneas de demarcación y marcas viales", 701 "tachas reflectivas" y 710 "señales verticales de tránsito" de las especificaciones generales del INVIAS.

### **8.4. SEGUIMIENTO DE LA OBRA**

#### **8.4.1. JUSTIFICACION**

En nuestro país se ejecutan obras durante todo el año, estas obras en la mayoría de casos son obras de reconstrucción de vías o construcción de las mismas sin ninguna novedad. Aprovechando que paralelamente a la elaboración de este proyecto se ejecuta la construcción del Túnel Falso en el cerro de San Pablo nos ha parecido pertinente hacer un seguimiento parcial de la construcción, principalmente por que es una construcción pionera en nuestro país de este tipo de estructuras.

## **8.4.2. METODOLOGÍA DE TRABAJO**

El seguimiento a la obra se realizó efectuando visitas a la obra, en estas visitas se tomaron fotografías de los avances en las actividades y se realizaron observaciones en cada uno de los procesos constructivos.

En la primera visita al sitio se observaron las consecuencias de la caída de rocas en la vía y se hizo un reconocimiento previo de la zona.

Para la segunda visita se contactó a la firma que esta realizando la construcción, la empresa INCOEQUIPOS S.A. y se pidieron los permisos pertinentes para poder estar presentes en cada una de las actividades de construcción.

En las siguientes visitas se procedió a llevar un archivo fotográfico del avance en las obras, el cual se presenta en el siguiente informe.

## **8.4.3. INFORME GENERAL**

### **8.4.3.1. CONTRATISTA**

Para la realización de la construcción de 60 metros lineales de los 200 que contempla el proyecto “Túnel falso del cerro de san pablo” se realizó la licitación pública numero OPA-050-2004 por un valor total de \$4'333.396.381.<sup>32</sup> La firma de Ingenieros INCOEQUIPOS S.A. resulto favorecida como contratista para la realización de la obra que tendrá una duración de 32 semanas aproximadamente.

El grupo administrativo de trabajo para esta obra conformado por las siguientes personas:

---

<sup>32</sup> Anexo B: Valor total de la propuesta

**Tabla 24:** Grupo de trabajo INCOEQUIPOS S.A.

CARGO	NOMBRE	PROFESION	Nº MATRICULA PROFESIONAL
Director de obra	German Cajigas	Ing. civil	2520253880 CND
Residente de obra	Freddy Duarte	Ing. civil	6820262820 STD
Geóloga especialista	Edgar Bueno	geólogo	
Gestión de calidad	Alejandra Ruiz	Ing. civil	1920209480 CAU
Medioambiente	Carlos Polo	Ing. civil	14768 CND
Auditor interno	Andrea Cubillos	Ing. civil	2520266321 CND

Fuente: Incoequipos s.a.

La firma ubicó sus oficinas principales sobre la vía principal que comunica a Bucaramanga con Barrancabermeja en el municipio de Lebrija en una hacienda conocida como Villa Angelina, allí se hacen las actividades de carácter administrativo.

Adicionalmente en el sitio conocido como “la planta de Esgamo” se construyeron unas instalaciones provisionales para otro tipo de actividades.

La localización exacta de “la planta de Esgamo” es PR 19+900 a PR 20+300; en este sitio se adecuaron los laboratorios, el taller, el deposito de materiales, la planta de mezcla, el almacén y una oficina, también este sitio fue utilizado para la construcción de las vigas prefabricadas VA.

En la planta de Esgamo la empresa tiene para a su disposición los siguientes equipos:

**Tabla 25:** información del equipo

EQUIPO	MARCA	REFERENCIA	CAPACIDAD
Cargador	Caterpillar	966D	2.7m <sup>3</sup> - 3.5m <sup>3</sup>
Volqueta	Mack	Doble troque	2.5m <sup>3</sup>
Compactador	Dinapac	CA15	6 ton
Plancha vibratoria	Watker	BPU-2950 <sup>a</sup>	2.9 ton
Compresor con martillo	Ingersoll-Rand	DXL-900	900PCM
Compresor con martillo	Attas copco	XA-350	700PCM

Moto niveladora	Caterpillar	1406	-
Retrocargador de llantas	Caterpillar	416D	0.5m³-1.2m³

#### 8.4.3.2. MANEJO DE ACTIVIDADES

Según el cronograma del contratista y debido a ciertos factores que afectaron el curso de la obra el inicio de obra empezó el día 13 de septiembre del 2004 y debe estar lista para el día 13 de julio del 2005, diferente a las fechas establecidas en la licitación, la cual establecía que el inicio de obra se realizaría el 13 de septiembre del 2004 y debía entregarse para mediados de mayo del 2005. Estas variaciones en el calendario fueron ocasionadas por efectos del clima, problemas con el presupuesto y problemas regionales, los cuales fueron superados y se acordó entre contratista y contratante un arreglo sin mayor dificultad.

La firma constructora estableció un cronograma de actividades<sup>33</sup> el cual luego de superados todos los inconvenientes se fijó de la siguiente manera:

**Tabla 26:** calendario de actividades

INICIO	FIN	ACTIVIDAD	DURACION
<b>SEPTIEMBRE 2004</b>			
13-09-04	29-03-05	Localización y replanteo	150 días
13-09-04	12-07-05	Señalización y control de tránsito	236 días
<b>OCTUBRE</b>			
02-10-04	27-11-04	Bolsas de arena protección poliducto	45 días
<b>NOVIEMBRE</b>			
29-11-04	21-02-05	Excavación en roca y transporte de material	60 días
<b>DICIEMBRE</b>			
03-12-04	04-02-05	Elaboración y aprobación de diseño de concretos; Vigas cimentación	42 días
03-12-04	04-02-05	Elaboración y revisión de diseño concretos; Vigas Prefabricadas VA	42 días
16-12-04	03-01-05	Montaje infraestructura – patio para vigas prefabricadas	7 días
<b>ENERO</b>			
04-01-05	21-01-05	Suministro y figurado de hierro; Vigas prefabricadas VA	15 días
11-01-05	11-01-05	Excavación y conformación de la subrazante; Carril exterior	0.5 días
12-01-05	12-01-05	Excavación y conformación de la subrazante; Carril interior	0.5 días
25-01-05	28-02-05	Armado de parrillas; Vigas prefabricadas VA	30 días
<b>FEBRERO</b>			

<sup>33</sup> Anexo C: Cronograma de actividades

16-02-05	21-02-05	Submuración concreto ciclópeo y anclajes	5 días
16-02-05	26-02-05	Suministro y figurado acero de refuerzo; Vigas de cimentación	10 días
22-02-05	24-02-05	Excavación y relleno temporal vigas cimentación; Mitad carril exterior	3 días
23-02-05	11-03-05	Suministro y figurado acero de refuerzo; Columnas	15 días
25-02-05	28-02-05	Excavación y relleno temporal vigas cimentación; Mitad carril interior	3 días
25-02-05	14-03-05	Suministro y figurado acero de refuerzo; Estructura pavimento	15 días
28-02-05	05-03-05	Armado parrilla VCT módulo 7	5.5 días
<b>MARZO</b>			
01-03-05	15-03-05	Fundida vigas concreto módulo 7; Viga prefabricada VA	13 días
05-03-05	11-03-05	Armado parrilla VCT módulo 8	5.5 días
05-03-05	11-03-05	Fundida de vigas VCT y anclajes, módulo 7; mitad exterior	5.5 días
12-03-05	18-03-05	Armado parrillas VCT módulo 9	5.5 días
12-03-05	14-03-05	Construcción vigas VCL y anclajes, módulo 7; viga exterior y canal 7	2 días
12-03-05	18-03-05	Fundida de vigas VCT y anclajes, módulo 8; mitad exterior	5.5 días
15-03-05	19-03-05	Construcción de columnas externas módulo 7	5 días

Las actividades se detallan solo hasta la última visita realizada que fue el 19 de marzo del 2005

Fuente: Incoequipos S.A.

#### **8.4.3.3. REGISTRO FOTOGRAFICO CONSTRUCCIÓN DEL TUNEL FALSO CERRO DE SAN PABLO**

Del estudio geotécnico realizado por Geotecnología se extrajeron las siguientes fotos:

**Foto 27:** Arenisca muy fina lodosa



Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 28:** Gruesas capas de areniscas – Cerro de San Pablo



Fuente: Jaime Suárez.

**Foto 29:** Sondeos en la vía



Fuente: Jaime Suárez.

En la primera visita la cual tenía como objeto determinar el estado del talud y la familiarización con la zona se pudo apreciar una parte importante de la construcción, la cual es el proceso de señalización previo que es necesario para prevenir a la población e informar a los transeúntes de la futura obra.

**Foto 30:** Vista previa del talud



La obra finalizada se muestra en una valla informativa del INVIAS en la cual se puede observar como quedará el túnel falso luego de su terminación.

**Foto 31:** Valla informativa del INVIAS



**Foto 32:** Estado de la vía antes de la construcción



Se realizó un reconocimiento del lugar donde están ocurriendo las caídas de roca y realizar una observación del estado del talud, así como del diámetro de los bloques que caen de la parte alta.

**Foto 33:** Caídos de roca sobre la vía



Durante las ultimas semanas se han presentado una serie de eventos de caídas de roca de la parte alta del talud interrumpiendo el trafico de la vía, se han podido observar rocas de gran tamaño de las cuales algunas necesitan de maquinaria para ser movidas, hay una gran cantidad de bloques salidos del talud y que pueden desprenderse en el futuro constituyendo así un gran riesgo para la realización de cualquier obra en el sitio.

**Foto 34:** Inicio de actividades en la zona



Como se ha detallado en los estudios geotécnicos por efectos del agua principalmente las rocas se están agrietando ocasionando serios daños a l talud y trayendo consecuencias desastrosas como la caída de bloques.

**Foto 35:** Falla en el talud



**Foto 36:** Bloques de roca salientes del talud



La empresa contratista desarrolló un plan de manejo de tráfico, señalización y desvíos para el desarrollo de las obras, de tal manera que se puedan realizar las diferentes actividades propias del proyecto.

**Foto 37:** Control de tráfico cierre parcial de la calzada



**Foto 38:** Planta de Esgamo – Triturado



**Foto 39:** Inicio democión del pavimento existente



**Foto 40:** Remoción de capa asfáltica



**Foto 41:** Señalización de cierre total de la vía Visto desde la carretera Barrancabermeja - Bucaramanga



**Foto 42:** Señalización de cierre total de la vía Visto desde la carretera Bucaramanga –Barrancabermeja



Para la limpieza y remoción de materiales fue necesaria la utilización de explosivos, para manejar estas actividades se contó con el apoyo del ejército nacional. Durante el desarrollo de esta actividad hubo ciertos cambios en el cronograma de actividades debido problemas con la consecución de los explosivos, en estas actividades es necesario el cierre total de la vía para garantizar la seguridad.

**Foto 43:** Instalación de explosivos



**Foto 44:** Escombros sobre la vía



La finalidad de la limpieza del talud era remover los bloques que pueden caer durante la construcción ocasionando daños a la obra y a los trabajadores.

**Foto 45:** Caras limpias del talud luego de remover los bloques salientes



**Foto 46:** Adecuación de Planta de Esgamo



Las vigas prefabricadas VA se realizaron paralelamente a la construcción de la estructura en el sitio, como se muestra en la figura se debió adecuar “la planta de Esgamo” para tal fin, en las fotos se muestra como se aplanan el terreno para evitar deformaciones en las formaletas.

**Foto 47:** Adecuación del sitio donde se armarán las vigas VA



**Foto 48:** Detalle de explosión



**Foto 49:** Escombros luego de la explosión



**Foto 50:** Instalación de los explosivos en la parte media del talud



**Foto 51:** Vista del sitio adecuado para la iniciación de la construcción



Pudimos observar el proceso de armado de las vigas y cada uno de los pasos a seguir en el amarre de los hierros, para estas actividades fue necesaria la presencia permanente del supervisor de obra para garantizar la colocación exacta de los aceros.

**Foto 52:** Armado de la primera viga prefabricada postensada VA



**Foto 53:** Detalle de refuerzo viga VA- estribos



**Foto 54:** Detalle de refuerzo viga VA - ganchos



**Foto 55:** Construcción de las submuraciones



**Foto 56:** Proceso de instalación de anclajes- Sobre las submuraciones



**Foto 57:** Proceso de instalación de anclajes- Mitad carril exterior



**Foto 58:** Verificación de profundidad para anclaje



**Foto 59:** Perforaciones sobre la roca



**Foto 60:** Revisión topográfica de ubicación de anclajes



Para la realización de la armadura para las vigas de cimentación fue necesario el cierre parcial de un carril ayudado por obreros que controlaban el tráfico a uno y otro lado del sitio de realización de la actividad.

**Foto 61:** Armado de vigas de cimentación transversales



**Foto 62:** Detalle del refuerzo en el nudo – viga cimentación columna



**Foto 63:** Colocación de estribos en la columna



En la construcción de las vigas prefabricadas se observaron los detalles en la colocación de los ductos donde se colocaran los cables para el postensado y

en la colocación de los tubos que servirán como ductos donde pasaran los hierros que servirán para amarrar las riostras.

**Foto 64:** Detalle de amarre de estribos - Viga VA



**Foto 65:** Detalle de torón viga VA



**Foto 66:** Retiro de steel deck



**Foto 67:** Vigas prefabricadas VA- Detalle refuerzo de amarre a la losa



Foto 68: Detalle – huecos para amarre de riostras



Foto 69: Cierre de Formaleta para fundir viga VA



**Foto 70:** Formaleta lista para fundir viga VA



**Foto 71:** Detalle de la viga VA- Vista superior



Las vigas prefabricadas deben cumplir como mínimo 28 días antes de empezar a ser transportadas.

**Foto 72:** Vigas en proceso de Curado



**Foto 73:** Soportes para las vigas de cimentación



## 9. RECOMENDACIONES

- Para la selección de una estructura de protección túnel falso es necesario realizar los estudios previos al diseño , es importante recalcar que en nuestro medio lo mas costoso es el movimiento de tierras por consiguiente al comparar la construcción de un túnel falso con la construcción de un talud escalonado podemos inclinarnos por el Túnel.
- Al realizar el calculo de la fuerza de impacto se debe tener en cuenta que en todos los experimentos que se han realizado se ha modelado el impacto como una carga dinámica de corta duración es decir, que la roca deja de inmediato la estructura luego del choque, rebotando hacia fuera del túnel, esta energía con la que la roca rebota es mínima ya que el propósito de la estructura es absorber parte de esta energía y transmitirla proporcionalmente a cada miembro de la estructura partiendo de la placa, transmitiéndose por las columnas y repartiendo la carga por áreas aferentes en los cimientos para finalmente llegar al suelo.
- En la simulación de la caída de rocas es necesario aclarar que el uso de un software no es necesario para diseñar la estructura ya que las formulas propuestas se hicieron para calcular fuerzas partiendo de parámetros simples como volumen del bloque , altura de caída, características del suelo, etc., los cuales se relacionaron para crear una

ecuación que relacione la fuerza de impacto con el espesor de la capa amortiguadora, sin embargo el software sirve para tener una idea de la dirección del bloque y del sitio exacto donde ocurrir el evento y en algunos casos para calcular la fuerza de impacto.

- Se debe aclarar que en el análisis del impacto se supone una caída vertical, es decir que la roca impone una carga vertical, por tal motivo y con el propósito de minimizar los efectos horizontales se ha dado a la superficie del colchón amortiguador una inclinación la cual causa este efecto y ayuda a la disminución del tiempo de contacto entre el bloque y la estructura.
- La estructura del túnel falso se comporta de la misma manera que un puente, por lo tanto su diseño y construcción esta gobernado por la misma normativa y se realiza de la misma manera, con la diferencia que en la evaluación de cargas no se diseña con una carga de camión sino con una carga dinámica de impacto la cual aumenta los valores de esfuerzo cortante, siendo este parámetro el que gobierna el diseño.
- La estructura que se propone en este libro es un ejemplo particular basado en el túnel falso propuesto para el cerro de San Pablo, los elementos que componen la estructura son los elementos bases de un túnel falso, es decir son esenciales para el buen funcionamiento de la obra; sin embargo las características de cada uno de ellos puede variar de acuerdo a las condiciones y necesidades del proponente del proyecto.
- La escogencia de los materiales utilizados en la construcción de un túnel falso queda a criterio del diseñador siempre y cuando realice los análisis previos a cada uno de ellos, sin embargo los recomendados en este libro

son los más eficientes y de uso cotidiano que ayudaran al diseñador a optimizar su propuesta.

- La utilización de llantas en la construcción de la capa de tierra amortiguadora no se recomienda, debido a los efectos elásticos que estas transmiten a la tierra, los cuales no contribuyen al funcionamiento correcto de la capa protectora debido a su gran deformación sometiendo los bloques a un tiempo mayor de contacto con la estructura.
- El muro de gaviones perimetral se recomienda para garantizar la estabilidad de la tierra armada.
- Se recomienda la colocación de iluminación en el túnel para evitar distracciones en los conductores por los efectos de la sombra de las columnas

## 10. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES

- La capa de tierra armada es el elemento fundamental del túnel falso, ya que cumple con la función principal del túnel la cual es disipar la energía de impacto, por lo tanto se establece como la parte más importante del túnel y la que requiere mas cuidado en el diseño.
- En el diseño de la capa de tierra armada se determinó que la ecuación propuesta por la firma Ernst and Basler Parents ya que esta empresa se ha dedicado durante los últimos años a la construcción de túneles falsos en el mundo.
- Es necesario adecuar un laboratorio para realizar las pruebas de impacto con diversos tipos de placas y así poder determinar mediante análisis estadísticos el comportamiento de elementos sometidos a estas cargas.
- Se concluye que es necesario modelar la estructura de concreto con algún software de simulación de efectos, en nuestro caso SAP 2000 el cual servirá para proporcionarnos los efectos de las cargas sobre la estructura y así poder determinar las dimensiones de cada uno de los elementos.

- La forma de simular la carga dinámica es aplicar la fuerza calculada por la fórmula de Ernst and Basler Parents como una carga puntual en ciertos puntos sobre la estructura.
- El análisis de los cimientos es necesario realizarlo por el método del coeficiente de balasto para poder evaluar el suelo como un material elástico y poder diseñar los elementos más rígidos.
- Durante el seguimiento a la obra “Túnel falso Cerro de San Pablo”, pudimos observar ciertos cambios en el cronograma de actividades debidos a demoras en el traslado de los explosivos y a las condiciones climáticas adversas como las lluvias que en ciertas ocasiones impedían la colocación de explosivos mojando las mechas y los tacos enterrados en la roca.
- En el proceso de la elaboración de las vigas de cimentación se notó un desnivel en la superficie lo cual trajo como consecuencia la construcción de bases para estas, estas bases se pueden apreciar en las fotografías.
- Como en el sitio donde se debía construir el túnel existía un muro de contención el cual soportaba parte de la banca de la vía fue necesario anclarlo antes de iniciar la construcción y algunos anclajes no se hicieron a la roca sino al muro.
- El proceso de postensado así como algunas otras actividades importantes de la construcción no pudieron ser apreciadas ya que en la construcción de obras para el estado nunca se cumple con el calendario

establecido debido a factores ajenos al contratista y la construcción del túnel se extendió hasta mediados del mes de julio del 2005.

- La construcción de Túneles falsos para el control de caída de rocas es importante en nuestro medio y debe ser implementada en muchas de las carreteras de nuestro país ya que debido a la topografía un gran número de vías se ven afectadas por estos eventos ocasionando grandes pérdidas humanas como económicas, por los taponamientos de las vías principales.
- Para la presentación de un proyecto de túnel falso se procede igual que como cualquier obra, se entrega las memorias de diseño y los planos de los elementos y sus despieces, en este libro no se anexó ningún plano ya que el propósito de esta obra es orientar al diseñador, las memorias de diseño que se muestran en este libro obedecen a un diseño normal de cualquier estructura que se gobierne por el CCDSP95. por lo tanto no constituyen un algoritmo de diseño.

## 11. BIBLIOGRAFIA

- **“Código colombiano de diseño sísmico de puentes”**, Asociación de ingeniería sísmica.1995.
- **“Geotechnical aspects- Candy’s Bend Road widening”**, Arthur’s Pass, 2001, G.J. Saul. Opus international Consultants, Wellington.  
[www.opus.co.nz/pubs//saul\\_1.pdf](http://www.opus.co.nz/pubs//saul_1.pdf)
- **“Modelling of reinforced concrete structures subjected to impacts by the discrete element method”**, Sebastian Hentz, Laurent Daudeville, and Frédéric Donzé; 16<sup>th</sup> ASCE engineering mechanics conference, Universidad de Washington, Julio 2003.
- **“Finite element modelling of concrete protection structures submitted to rock impacts”**, Philippe Berthet, Yechya Timsab, Laurent Daudeville, Jacky Mazars; 16<sup>th</sup> ASCE engineering mechanics conference, Universidad de Washington, Julio 2003.
- **“Rock fall: A tool for probabilistic analysis design of remedial measures and prediction of rockfall”**, Warren Douglas Steven; 1998.
- **“Vanguardia Liberal”**, sección 8A, miércoles 8 de diciembre del 2004.
- **“Plan de manejo de tráfico”**, construcción del túnel falso Cerro de San Pablo, Headway, octubre 2004.

- **“Prototype impact test on ultimate impact resistance of PC rock-sheds”**, N. Kishi, H. Konno, K. Ikeda, K.G. Matsuoka; international journal of impact engineering N° 27, 2002.
- **“Ingeniería de puentes”**, Samuel montero Vargas, Universidad pontificia Bolivariana, 2005.
- **“Dinamica estructural”**, Maldonado, Chio, UIS,
- **“Etude numerique de la sollicitation dynamique des galeries de protection lors de chutes de blocs par la methode des elements discrets”**, F.V. Donzé, S.A. Magnier, S. Montani y F. Descoedres; 2002.
- **“Estabilidad de taludes en zonas tropicales”**, Jaime Suárez.1998.
- Chapter 9:” **Analysis of Rockfalls Hazards”**. Badger and Lowell (2002).
- **“Rockfall 6.1”**, Dr. Spang 2001. [www.dr-spang.de](http://www.dr-spang.de)
- [www.google.com/rockfall-sheds](http://www.google.com/rockfall-sheds)
- **” Rockfall impact on protection galleries”**. R. Chikatamarla, J. Laue, S. M. Springman, ETH Zurich, Switzerland, 2003.
- Rock mechanics laboratory (LMR),” **Impact of falling blocks”**, SM/December 1997.
- Montani Stoffel S. 1998,” **Sollicitation Dynamique de la couverture des galeries de protection lords de chutes de blocs”**.
- **“Estudio geotécnico y diseño de las obras de control caídos de roca Peña de San pablo”**, Geotecnología Ltda. 2002.

- **“Design forces for rockfall galleries”**, Ernas Basler-Partners Ltda, 1998.
- **” Memorias de Diseño tunel Falso cerro de San Pablo”**. Jaime Suárez y Samuel Montero, 2003.
- Carlos Lorente, **”Geotecnia y cimientos”** III 1ª parte. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia” 1980.
- **“Manual de diseño de puentes”**, I. V. Duarte, N. Rangel, (1998), tesis de grado UIS.
- **“Diseño de muros de suelo reforzados con geosintéticos”**, Jaime Suárez, 2004.
- **“Estudio geotécnico y diseño de las obras de control caídas de rocas”**-Peña de San Pablo carretera cruce ruta 45 la Fortuna – Bucaramanga ruta 66 tramo 6602, Geotecnología (2003).
- **“Caracterización geotécnica de deslizamientos en la carretera Bucaramanga –Barrancabermeja en el tramo puente mata de cacao-Puente Sogamoso”**, Lanzziano J. F., Ojeda A. tesis de grado UIS. (1997).
- **“Manual de productos 2003”**, Sika Colombia S.A.
- **AASHTO**
- **INVIAS**

## ANEXO A

### DIÁMETRO DE LOS ALAMBRES PARA GAVIONES

CALIBRE BWG	Diámetro		Sección mm <sup>2</sup>	Longitud y peso	
	mm.	Pulg.		m/Kg	Gr/m
1	7.62	.300	45.60	2.79	358
2	7.21	.284	40.83	3.12	321
3	6.58	.259	34.00	3.74	267
3 ½	6.35	.250	31.67	4.02	249
4	6.04	.23	28.65	4.44	225
5	5.59	.22	24.54	5.20	193
5 ½	5.50	.217	23.75	5.36	186
6	5.16	.203	20.91	6.10	164
7	4.57	.180	16.40	7.77	129
8	4.19	.165	13.79	9.24	108
9	3.76	.148	11.10	11.47	87
9 ½	3.60	.141	10.18	12.51	80
10	3.40	.134	9.08	14.02	71
11	3.05	.120	7.30	17.45	57
12	2.77	.109	6.02	21.16	47
12 ½	2.50	.098	4.91	25.94	38
13	2.41	.095	4.56	27.93	36
14	2.11	.082	3.50	36.39	27
15	1.83	.072	2.65	48.43	21
16	1.65	.065	2.14	59.52	17
17	1.47	.056	1.70	74.93	13
18	1.24	.049	1.20	106.15	9
19	1.07	.042	0.90	141.54	7
20	.89	.035	0.62	205.46	5
21	.81	.032	0.51	249.78	4
22	.71	.028	0.40	318.47	3

## ANEXO B

**MINISTERIO DE TRANSPORTE  
INSTITUTO NACIONAL DE VIAS  
Oficina de Prevención y Atención de Emergencias  
Dirección Territorial Santander**

**LICITACION PÚBLICA N°. OPA-050-2004**

**Objeto: Atención Obras de Emergencia en La Peña de San Pablo p.r.19+900 a p.r.20+300  
de la carretera La Fortuna-Bucaramanga 5502**

**FORMULARIO N°. 4**

**VALOR TOTAL DE LA PROPUESTA**

N°	ESPEC. INVIAS	ACTIVIDAD	uni	cant	precio	valor parcial
1	P1	Localización, replanteo y medición permanente del proyecto.	Global	1	9.655.000	9.655.000
2	600.2	Excavación en roca.	M3	23.000	52.993	1.218.839.000
3	900.2	Transporte material de explanación	m3-km	69.000	886	61.134.000
4	P2	Señalización y control de tránsito	Global	1	14.482.500	14.482.500
5	630.1	Concreto clase A. 5000 PSI para vigas VA prefabricadas. Incluye fabricación, transporte e izado.	M3	429	818.975	351.340.75
6	630.3	Concreto clase C. 4000 PSI para vigas de cimentación, columnas, losa de rodadura, de cubierta y demás elementos estructurales.	M3	1.431	415.165	594.101.115
7	630.4	Concreto clase D. 3000 PSI para cunetas y rellenos de concreto ciclópeo	M3	9	352.408	3.171.672
8	630.5	Concreto clase E. 2500 PSI para solado	M3	18	308.960	5.561.280
9	340.3	Acero de refuerzo de 60000 psi	Kg	349.848	2.897	1.013.509.656
10	330.1	Base granular	M3	369	54.364	20.060.316
11	P3	Instalación de anclajes, incluye perforaciones en la roca y las varillas de anclaje, y epóxico.	Unid	870	82.068	71.399.160
12	681.1	Gaviones con malla de triple torsión calibre 12, incluye cantos, suministro e instalación dentro de las mallas.	M3	1.338	87.494	117.066.972
13	202.4	Demolición y remoción de estructuras existentes, incluye carpeta de asfalto la estructura granular y el acarreo del material.	M3	597	44.936	26.826.792
14	P4	Torones para preesfuerzo en la viga prefabricada VA.	Und	1.155	66.482	76.786.710
15	P5	Platinas de acero para tensionar los torones.	Und	330	14.483	4.779.390
16	P6	Ductos para la conexión de la viga VA y el refuerzo de la riostra	Und	330	4.818	1.589.940
17	P7	Ductos para la conexión de esfuerzos cortante entre la viga prefabricada VA y las columnas.	Und	33	9.655	318.615
18	P8	Steel Deck.	M2	936	9.635	9.018.360
19	610.1	Relleno para estructura de tierra armada.	M3	5.760	32.238	185.690.880
20	820.1	Geotextil T2400 o similar.	M2	15.010	4.345	65.218.450
21	820.1	Geodren planar tipo 1 o similar.	M2	3.950	16.861	66.600.950
22	820.1	Geotextil NT 1600° similar.	M2	1.230	3.669	4.512.870
23	630.7	Concreto clase G. Ciclópeo.	M3	1.475	250.571	369.297.225
24	810.2	Empradización con biomanto de fique.	M2	1.100	34.483	15.931.300
						0
<b>TOTAL BASICO</b>						4.306.892.428
<b>AIU</b>						30%
<b>UTILIDAD</b>						9%
<b>IVA</b>						26.503.953
<b>VALOR TOTAL</b>						4.333.396.381

### ANEXO C CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

ACTIVIDAD	septiembre	octubre	noviembre	diciembre	enero	febrero	marzo
Localización y replanteo							
Señalización y control de tránsito							
Bolsas de arena protección poliducto							
Excavación en roca y transporte de material							
Elaboración y aprobación de diseño de concretos; Vigas cimentación							
Elaboración y revisión de diseño concretos; Vigas Prefabricadas VA							
Montaje infraestructura - patio para vigas prefabricadas							
Suministro y figurado de hierro; Vigas prefabricadas VA							
Excavación y conformación de la subrazante; Carril exterior							
Excavación y conformación de la subrazante; Carril interior							
Armado de parrillas; Vigas prefabricadas VA							
Submuración concreto ciclópeo y anclajes							
Suministro y figurado acero de refuerzo; Vigas de cimentación							
Excavación y relleno temporal vigas cimentación; Mitad carril exterior							
Suministro y figurado acero de refuerzo; Columnas							
Excavación y relleno temporal vigas cimentación; Mitad carril interior							
Suministro y figurado acero de refuerzo; Estructura pavimento							
Armado parrilla VCT módulo 7							
Fundida vigas concreto módulo 7; Viga prefabricada VA							
Armado parrilla VCT módulo 8							
Fundida de vigas VCT y anclajes, módulo 7; mitad exterior							
Armado parrillas VCT módulo 9							
Construcción vigas VCL y anclajes, módulo 7; viga exterior y canal 7							
Fundida de vigas VCT y anclajes, módulo 8; mitad exterior							
ucción de columnas externas módulo 7							