



**UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI**

**VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y  
ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

## **T E S I S**

**“ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL  
SOSTENIMIENTO DE LOS TALUDES EN LA  
CHANCADORA SECUNDARIA DEL NIVEL 3195 DEL  
PROYECTO DE LA AMPLIACIÓN DE LA MINA  
TOQUEPALA”**

**PRESENTADO POR**

**BACHILLER JOSÉ AUGUSTO MALDONADO VERA**

**ASESOR**

**INGENIERO RENE HERADIO FLORES PAURO**

**PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE**

**INGENIERO CIVIL**

**MOQUEGUA – PERÚ**

**2017**

## CONTENIDO

	<b>Pág.</b>
<b>PORTADA</b>	
Página de jurado.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos.....	iii
Contenido.....	iv
<b>ÍNDICE DE TABLAS.....</b>	<b>ix</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>xi</b>
<b>ÍNDICE DE ECUACIONES.....</b>	<b>xv</b>
<b>ÍNDICE DE APÉNDICES.....</b>	<b>xvi</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>xx</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>xxi</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>xxii</b>

## CAPÍTULO I

### PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción de la realidad del problema.....	1
1.2. Definición del problema.....	3
1.2.1. Problema general.....	3
1.2.2. Problemas específicos.....	3
1.3. Objetivos de la investigación.....	3
1.3.1. Objetivo general.....	3
1.3.2. Objetivos específicos.....	4
1.4. Justificación.....	4
1.5. Alcances y limitaciones.....	5
1.6. Variables.....	5
1.6.1. Variables independientes.....	5
1.6.2. Variables dependientes.....	5
1.6.3. Operacionalización de variables.....	5
1.7. Hipótesis de la investigación.....	6
1.7.1. Hipótesis general.....	6

1.7.2. Hipótesis derivadas .....	6
----------------------------------	---

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

2.1. Antecedentes de la investigación .....	8
2.2. Bases teóricas .....	11
2.3. Definición de términos .....	13
2.3.1. Estabilización de taludes .....	13
2.3.1.1. Concepto .....	13
2.3.1.2. Tipos de falla de taludes .....	14
2.3.1.3. Los tipos de fallas más comunes en taludes .....	15
2.3.1.4. Factores que influencia la estabilidad de taludes .....	24
2.3.2. Análisis de estabilidad en suelo y roca .....	32
2.3.2.1. Resistencia al esfuerzo cortante del suelo y roca .....	35
2.3.2.2. Métodos para falla circular .....	40
2.3.2.3. Método para falla por vuelco .....	50
2.3.2.4. Método para falla por cuña .....	51
2.3.2.5. Método para falla planar .....	53
2.3.3. Tipos de estabilización de taludes .....	55
2.3.3.1. Estabilización de taludes mediante banquetas .....	56
2.3.3.2. Estructuras ancladas .....	58
2.3.3.3. Recubrimiento con concreto lanzado .....	63
2.3.4. Concreto lanzado .....	63
2.3.4.1. Concepto .....	63
2.3.4.2. Uso de concreto lanzado .....	66
2.3.4.3. Propiedades del concreto lanzado .....	67
2.3.5. Concreto lanzado o shotcrete con fibra .....	75
2.3.5.1. Reseña histórica de la aplicación de las fibras .....	75
2.3.5.2. Concepto .....	75
2.3.5.3. Tipos de fibra .....	76
2.3.5.4. Aporte de la fibra .....	82
2.3.6. Vías de proyección .....	83
2.3.6.1. Concepto .....	83

2.3.6.2. Proyección de vía seca .....	83
2.3.6.3. Proyección de vía húmeda .....	85
2.3.6.4. Comparación vías de proyección .....	86
2.3.6.5. ACI 506.....	86
2.3.6.6. Principales ensayos del concreto lanzado .....	87
2.3.7. Toquepala.....	88
2.3.7.1. Ubicación .....	88
2.3.7.2. Condiciones Climáticas.....	90
2.3.7.3. Las coordenadas geográficas del sitio del proyecto.....	90
2.3.7.4. Elevaciones aproximadas .....	90
2.3.7.5. Temperatura del aire .....	90
2.3.7.6. Humedad relativa .....	90
2.3.7.7. Precipitaciones .....	91
2.3.7.8. Helada .....	91

### **CAPÍTULO III**

#### **MÉTODO**

3.1. Tipo de la investigación .....	92
3.2. Diseño de la investigación .....	92
3.3. Población y muestra.....	92
3.3.1. Población.....	92
3.3.2. Muestras .....	93
3.4. Descripción de instrumentos para recolección de datos .....	93
3.4.1. Observación experimental.....	93
3.4.2. Observación en laboratorio .....	93
3.4.3. Observación de campo .....	93

### **CAPÍTULO IV**

#### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

4.1. Presentación de resultados .....	94
4.1.1. Análisis de la clasificación de suelos .....	94
4.1.1.1. Identificación del suelo en el lado sur de la Chancadora Secundaria .....	95
4.1.1.2. Identificación del suelo en el lado centro de la Chancadora Secundaria .....	97
4.1.1.3. Identificación del suelo en el lado norte de la Chancadora Secundaria.....	98

4.1.1.4. Mapeo de la identificación del suelo en la Chancadora Secundaria .....	100
4.1.2. Análisis de estabilidad de taludes .....	100
4.1.2.1. Datos generales .....	100
4.1.2.2. Estación Estereográfica .....	103
4.1.2.3. Análisis de estabilidad de talud lado norte.....	104
4.1.2.4. Análisis de estabilidad de talud lado centro.....	110
4.1.2.5. Análisis de estabilidad de talud lado sur.....	114
4.1.3. Estudios previos de los materiales .....	116
4.1.3.1. Agregado fino.....	117
4.1.3.2. Agregado grueso .....	117
4.1.3.3. Agua .....	117
4.1.3.4. Cemento .....	117
4.1.4. Diseño de mezcla del concreto lanzado .....	118
4.1.4.1. Diseño de mezcla de concreto lanzado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .....	119
4.1.4.2. Diseño de mezcla de concreto lanzado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ con 4 kg de fibra .....	121
4.1.4.3. Diseño de mezcla de concreto lanzado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ con 6 kg de fibra .....	122
4.1.5. Transformación de la malla electrosoldada a fibra sintética.....	124
4.1.6. Rendimiento de los procesos constructivos .....	124
4.1.6.1. Rendimientos para la colocación de los pernos autoperforantes .....	124
4.1.6.2. Rendimientos para la colocación de malla electrosoldada.....	126
4.1.6.3. Rendimientos de la colocación del concreto lanzado en taludes .....	127
4.1.7. Análisis de precios unitarios .....	130
4.2. Contrastación de hipótesis .....	133
4.3. Discusión de resultados.....	134

## **CAPÍTULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

5.1. Conclusiones .....	141
5.2. Recomendaciones .....	142
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	143
APÉNDICES.....	146

MATRIZ DE CONSISTENCIA .....	209
INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS .....	212
AUTORIZACIÓN PARA PUBLICACIÓN .....	217

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Contenido de tablas</b>	<b>Pág.</b>
Tabla 1. Operacionalización de variables .....	6
Tabla 2. Valores típicos de parámetros de resistencia para rocas (Hoek y Brown). .....	33
Tabla 3. Resistencia típica de rocas en $N/mm^2$ .....	34
Tabla 4. Competencia de la roca de acuerdo al ensayo de Compresión uniaxial.	34
Tabla 5. Listado de tablas para cálculo de estabilidad de taludes disponibles.....	42
Tabla 6. Especificaciones para un mortero de alta calidad a los 28 días .....	68
Tabla 7. Límites de gradación para agregados en concreto proyectado .....	70
Tabla 8. Clasificación de las arenas según su módulo de finura.....	71
Tabla 9. Contenido de impurezas permitidas en el agua de mezclado.....	72
Tabla 10. Características mecánicas de las fibras. ....	77
Tabla 11. Comparación vías de proyección de concreto lanzado. ....	86
Tabla 12. Identificación del suelo del lado sur. ....	97
Tabla 13. Identificación del suelo del lado centro .....	98
Tabla 14. Identificación de suelo en el lado norte. ....	99
Tabla 15. Propiedades de la roca.....	101
Tabla 16. Datos generales .....	102
Tabla 17. Análisis estereográfico .....	103
Tabla 18. Análisis estático del lado norte .....	109
Tabla 19. Análisis pseudoestático del lado norte .....	109
Tabla 20. Análisis estático del lado centro.....	112
Tabla 21. Análisis pseudoestático del lado centro .....	113
Tabla 22. Análisis estático del lado sur.....	115
Tabla 23. Análisis pseudoestático del lado sur .....	116
Tabla 24. Diseño de mezcla de $F'C = 210 \text{ kg/cm}^2$ .....	119
Tabla 25. Ensayo de compresión según norma ASTM C-39.....	120
Tabla 26. Diseño de mezcla de $F'C = 210 \text{ kg/cm}^2 + 4 \text{ kg de fibra}$ .....	121
Tabla 27. Ensayo de compresión según norma ASTM C-39.....	122
Tabla 28. Diseño de mezcla de $F'C = 210 \text{ kg/cm}^2 + 4 \text{ kg de fibra}$ .....	123
Tabla 29. Ensayo de compresión según norma ASTM C-39.....	124

Tabla 30. Rendimientos en la colocación de pernos autoperforantes .....	125
Tabla 31. Rendimientos en la colocación de malla electrosoldada.....	127
Tabla 32. Rendimientos en la colocación del concreto lanzado de 2” .....	128
Tabla 33. Rendimientos en la colocación del concreto lanzado de 1” .....	129
Tabla 34. Análisis precios unitarios 01 .....	130
Tabla 35. Análisis precios unitarios 02 .....	131
Tabla 36. Análisis precios unitarios 03 .....	131
Tabla 37. Análisis precios unitarios 04.....	132
Tabla 38. Costos del sostenimiento de los taludes en la Chancadora Secundaria .....	140



## ÍNDICE DE FIGURAS

Contenido de figuras	Pág.
Figura 1. Nomenclatura de deslizamientos. ....	14
Figura 2. Deslizamiento producido por la saturación del Suelo, se puede observar la inclinación de los arboles respecto de la vertical, lo que hace pensar que esta ante la presencia de creep. ....	15
Figura 3. Falla de Creep en las laderas. ....	16
Figura 4. Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial. ....	16
Figura 5. Falla por deslizamiento superficial sobre un estrato favorable al deslizamiento. ....	17
Figura 6. Nomenclatura de una zona de falla. ....	18
Figura 7. Falla local. ....	19
Figura 8: Falla de pie. ....	19
Figura 9. Falla de base. ....	20
Figura 10. Tipo de falla por traslación. ....	21
Figura 11. Falla por traslación. ....	21
Figura 12. Falla por flujo en materiales húmedos. ....	22
Figura 13: Esquema y representación de varios casos de falla plano. ....	23
Figura 14. Igual de fricción en los dos planos. ....	24
Figura 15. Esquema general de la falla al volteo. ....	24
Figura 16. Variación de la geometría de un talud por erosión. ....	26
Figura 17. Vaciado rápido. ....	26
Figura 18. Fuerzas de filtración generadas por el cambio de nivel en el embalse. ....	27
Figura 19. Talud sometido a lluvia. ....	28
Figura 20. Fuerzas debidos a la gravedad y fuerza provocadas por sismos. ....	29
Figura 21. Aspectos geológicos que pueden provocar la falla de un talud. ....	29
Figura 22. Excavación en el pie del talud. ....	30
Figura 23. Aspectos geológicos que pueden provocar la falla de un talud. ....	32
Figura 24. Falla de Resistencia de Esfuerzos. ....	35
Figura 25. Circulo de Mohr y envolvente de falla. ....	36
Figura 26. Circulo de Morh – Coulomb. ....	37
Figura 27. Diagrama de análisis, talud infinitos. ....	43

Figura 28. Esquema del método del bloque deslizante.....	44
Figura 29. Esquema del método de las dovelas. ....	45
Figura 30. Diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas aplicado en el método Bishop modificado.....	46
Figura 31. Diagrama para determinar el factor $f_0$ para el método de Janbu.....	47
Figura 32. Esquema estático del Método Morgensten – Price.....	49
Figura 33: Esquema estático del método de Spencer.....	49
Figura 34. Esquema de falla por volteo .....	50
Figura 35. Esquema del modelo de volteo.....	51
Figura 36. Esquema de falla por cuña.....	52
Figura 37. Esquema del modelo de la cuña.....	53
Figura 38. Esquema del modelo planar.....	54
Figura 39. Talud con banquetas intermedia.....	57
Figura 40. Talud con banquetas intermedia en el Perú.....	58
Figura 41. Anclaje con varilla de acero.....	59
Figura 42. Anclaje con tendones de acero.....	60
Figura 43. Dovelas de concreto reforzada.....	61
Figura 44. Anclaje de las mallas .....	61
Figura 45. Anclaje tensionados.....	62
Figura 46. Muros anclados.....	63
Figura 47. Recubrimiento con concreto lanzado.....	63
Figura 48. Aplicación de concreto lanzado en un talud.....	65
Figura 49. Clasificación de fibras.....	78
Figura 50. Fibra natural de celulosa.....	79
Figura 51. Fibra sintética.....	79
Figura 52. Fibras cortas de acero con extremos conformados.....	80
Figura 53. Mecanismo de control de propagación de las fisuras.....	81
Figura 54. Tablero de puente fabricado con concreto reforzado con fibras de acero. .....	81
Figura 55. Macrofibra de polipropileno MasterFiber.....	82
Figura 56. Equipo de lanzado de concreto vía seca.....	84
Figura 57. Equipo de lanzado de concreto vía humedad.....	85

Figura 58. A la izquierda prensa universal modelo SATEC utilizada a la derecha espécimen de concreto.....	87
Figura 59. Ensayo del ASTM C-1399 .....	88
Figura 60. Ubicación geografía de la Mina de Toquepala. ....	89
Figura 61. Distancias relativas a puntos de interés. ....	89
Figura 62. Secciones de la ingeniería desarrollada .....	95
Figura 63. Talud 05 de la Chancadora Secundaria lado sur.....	95
Figura 64. Cortes de talud temporal del tercer corte superior. Nótese el comportamiento clástico en el cuerpo del aglomerado con tendencia a descompresión y generar inestabilidad de bloques aislados de roca. ...	96
Figura 65. Roca dura en talud 1, se utilizó voladura.....	97
Figura 66. En el talud central se encontró material suelto en el hombro del talud 2 y roca dura en el talud 1.....	98
Figura 67. Material rocoso en el talud norte .....	99
Figura 68. Mapeo de la clasificación de suelo en la chancadora secundaria. ....	100
Figura 69. Análisis estático con un factor de seguridad 3,08175.....	104
Figura 70. Análisis pseudoestático con un factor de seguridad 2,07165 .....	104
Figura 71. Falla de la cuña entre el D1 y D3 .....	105
Figura 72. Análisis estático con un factor de seguridad 2,91648.....	105
Figura 73. Análisis pseudoestático con un factor de seguridad 2,28444 .....	106
Figura 74. Falla de la cuña entre el D2 y D3 .....	106
Figura 75. Análisis estático con un factor de seguridad 7,58918.....	107
Figura 76. Análisis pseudoestático con un factor de seguridad 6,87341 .....	107
Figura 77. Falla planar en el D2.....	108
Figura 78. Sección típica de la Chancadora Secundaria lado norte analizada. ...	108
Figura 79. Análisis estático con un factor de seguridad 9,99249.....	110
Figura 80. Análisis pseudoestático con un factor de seguridad 7,70287 .....	110
Figura 81. Falla de la cuña entre el D2 y D3 .....	111
Figura 82. Sección típica de la Chancadora Secundaria lado centro analizada. .	111
Figura 83. Sección típica de la Chancadora Secundaria lado sur analizada. ....	114
Figura 84. Fibra Po Bar Chip R50 .....	118
Figura 85. Concreto de $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .....	120

Figura 86. Probeta de concreto de $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .....	120
Figura 87. Ensayo de Slump en concreto con fibra. ....	122
Figura 88. Concreto $F'C = 210 \text{ kg/cm}^2 + 6 \text{ kg de fibra}$ .....	123
Figura 89. Colocación de los pernos autoperforantes .....	126
Figura 90. Colocación de malla electrosoldada. ....	126
Figura 91. Colocación de malla electrosoldada con equipo elevador.....	126
Figura 92. Comparación de la resistencia de la compresión del concreto .....	137

## ÍNDICE DE ECUACIONES

<b>Contenido de ecuaciones</b>	<b>Pág.</b>
Ecuación 1. Esfuerzos cortante y normal del plano de falla son iguales .....	36
Ecuación 2. Ecuación de Morh Coulomb .....	36
Ecuación 3. Criterio de Hoek Brown. ....	37
Ecuación 4. Criterio de Hoek Brown alt 2002. ....	38
Ecuación 5. Para calcular el Mb.....	38
Ecuación 6. Constante del macizo rocoso de s .....	38
Ecuación 7. Constante del macizo rocoso de a .....	38
Ecuación 8. Para la obtener la resistencia a la compresión de la roca .....	39
Ecuación 9. Resistencia a la tracción .....	39
Ecuación 10. Para calcular el ángulo de fricción por el método de Hoek Brown. 39	
Ecuación 11. Para calcular el Cohesión según el método de Hoek Brown.....	40
Ecuación 12. Ecuación del método de Hoek Brown.....	40
Ecuación 13. Factor de seguridad por el método del talud infinito .....	43
Ecuación 14. Factor de seguridad por el bloque deslizante .....	44
Ecuación 15. Método de dovelas para calcular el factor de seguridad .....	45
Ecuación 16. Factor de seguridad por el método de Bishop modificado.....	46
Ecuación 17. Factor de seguridad por el método de Janbu .....	47
Ecuación 18. Factor de seguridad con respecto al equilibrio de momentos .....	48
Ecuación 19. Factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas .....	48
Ecuación 20. Factor de seguridad por el método Spencer. ....	49
Ecuación 21. No existe deslizamiento .....	50
Ecuación 22. Factor de seguridad deslizamiento .....	51
Ecuación 23. Factor de seguridad por cuña .....	52
Ecuación 24. Factor de seguridad para falla planar .....	55

## ÍNDICE DE APÉNDICES

<b>Contenido de apéndice</b>	<b>Pág.</b>
Ecuación A 1. Ecuación de Hoek Brown modificado para túneles .....	146
Ecuación A 2. Método de Hoek Brown para calcular taludes .....	147
Ecuación A 3. Módulo de Young para esfuerzo son.....	147
Ecuación A 4. Módulo de Young para esfuerzo mayor de 100 MPa.....	148
Figura B 1. Plano de planta general de la Chancadora Secundaria inicial.....	149
Figura B 2. Plano de secciones de la Chancadora Secundaria inicial.....	149
Figura C 1. Resultado de la conversión de Hoek Brown a Mor Coulomb para roca ripable.....	150
Figura C 2. Resultado de la conversión de Hoek Brown a Mor Coulomb para roca dura.....	151
Tabla D 1. Datos generales del concreto de $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .....	152
Tabla D 2. Datos generales de los pernos autoperforantes .....	153
Tabla D 3. Datos generales de la lechada de concreto $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .....	154
Figura F 1. Modulaci3n del talud en el an3lisis 01 y el punto O. ....	156
Figura F 2. An3lisis 01 en estado est3tico en el lado norte.....	156
Figura F 3. An3lisis 01 en estado pseudoest3tico en el lado norte.....	157
Figura F 4. Modulaci3n del talud en el an3lisis 02 y el punto O. ....	157
Figura F 5. An3lisis 02 en estado est3tico en el lado norte.....	158
Figura F 6: An3lisis 02 en estado pseudoest3tico en el lado norte. ....	158
Figura F 7. Modulaci3n del talud en el an3lisis 03 y el punto O. ....	159
Figura F 8. An3lisis 02 en estado est3tico en el lado norte.....	159
Figura F 9. An3lisis 03 en estado pseudoest3tico en el lado norte.....	160
Figura F 10. Modulaci3n del talud en el an3lisis 04 y el punto O. ....	160
Figura F 11. An3lisis 04 en estado est3tico en el lado norte.....	161
Figura F 12. An3lisis 04 en estado pseudoest3tico en el lado norte.....	161

Figura F 13. Comparación de los factores de seguridad en estado estático en el lado norte. ....	162
Figura F 14. Comparación de los factores de seguridad en estado pseudoestático en el lado norte. ....	162
Figura G 1. Modulación del talud en el análisis 04 y el punto O.....	163
Figura G 2: Análisis 01 en estado estático en el centro. ....	163
Figura G 3. Análisis 01 en estado pseudoestático en el centro. ....	164
Figura G 4. Modulación del talud en el análisis 02 y el punto O.....	164
Figura G 5. Análisis 02 en estado estático en el centro. ....	165
Figura G 6. Análisis 02 en estado pseudoestático en el centro. ....	165
Figura G 7. Modulación del talud en el análisis 03 y el punto O.....	166
Figura G 8. Análisis 03 en estado estático en el centro. ....	166
Figura G 9. Análisis 03 en estado pseudoestático en el centro. ....	167
Figura G 10. Modulación del talud en el análisis 04 y el punto O.....	167
Figura G 11. Análisis 04 en estado estático en el centro. ....	168
Figura G 12. Análisis 04 en estado pseudoestático en el centro. ....	168
Figura G 13. Modulación del talud en el análisis 05 y el punto O.....	169
Figura G 14. Análisis 05 en estado estático en el centro. ....	169
Figura G 15. Análisis 05 en estado pseudoestático en el centro. ....	170
Figura G 16. Modulación del talud en el análisis 06 y el punto O.....	170
Figura G 17. Análisis 06 en estado estático en el centro. ....	171
Figura G 18. Análisis 06 en estado pseudoestático en el centro. ....	171
Figura G 19. Modulación del talud en el análisis 07 y el punto O.....	172
Figura G 20. Análisis 07 en estado estático en el centro. ....	172
Figura G 21. Análisis 07 en estado pseudoestático en el centro. ....	173
Figura G 22. Modulación del talud en el análisis 08 y el punto O.....	173
Figura G 23. Análisis 08 en estado estático en el centro. ....	174
Figura G 24. Análisis 08 en estado pseudoestático en el centro. ....	174
Figura G 25. Comparación de los factores de seguridad en estado pseudoestático en el lado centro.....	175

Figura G 26. Comparación de los factores de seguridad en estado pseudoestático en el lado centro.....	175
Figura H 1. Modulaci3n del talud en el an3lisis 01 y el punto O.....	176
Figura H 2. An3lisis 01 en estado est3tico en el sur.....	176
Figura H 3. An3lisis 01 en estado pseudoest3tico en el sur. ....	177
Figura H 4. Modulaci3n del talud en el an3lisis 02 y el punto O.....	177
Figura H 5. An3lisis 02 en estado est3tico en el sur.....	178
Figura H 6. An3lisis 02 en estado pseudoest3tico en el sur. ....	178
Figura H 7. Modulaci3n del talud en el an3lisis 03 y el punto O.....	179
Figura H 8. An3lisis 03 en estado est3tico en el sur.....	179
Figura H 9. An3lisis 03 en estado pseudoest3tico en el sur. ....	180
Figura H 10: Modulaci3n del talud en el an3lisis 04 y el punto O.....	180
Figura H 11. An3lisis 04 en estado est3tico en el sur.....	181
Figura H 12. An3lisis 04 en estado pseudoest3tico en el sur. ....	181
Figura H 13. Modulaci3n del talud en el an3lisis 05 y el punto O.....	182
Figura H 14. An3lisis 05 en estado est3tico en el sur.....	182
Figura H 15. An3lisis 05 en estado pseudoest3tico en el sur. ....	183
Figura H 16. Modulaci3n del talud en el an3lisis 06 y el punto O.....	183
Figura H 17. An3lisis 06 en estado est3tico en el sur.....	184
Figura H 18. An3lisis 06 en estado pseudoest3tico en el sur. ....	184
Figura H 19. Modulaci3n del talud en el an3lisis 07 y el punto O.....	185
Figura H 20. An3lisis 07 en estado est3tico en el sur.....	185
Figura H 21. An3lisis 07 en estado pseudoest3tico en el sur. ....	186
Figura H 22. Modulaci3n del talud en el an3lisis 08 y el punto O.....	186
Figura H 23. An3lisis 08 en estado est3tico en el sur.....	187
Figura H 24. An3lisis 08 en estado pseudoest3tico en el sur. ....	187
Figura H 25. Comparaci3n de los factores de seguridad en estado pseudoest3tico en el lado sur.....	188
Figura H 26. Comparaci3n de los factores de seguridad en estado pseudoest3tico en el lado sur.....	188



Figura I 1. Curva granulométrico del agregado fino.....	191
Figura I 2. Curva granulométrico del agregado grueso.....	194
Tabla I 1. Propiedades físicas del agregado fino.....	189
Tabla I 2. Granulometría del agregado fino .....	190
Tabla I 3. Propiedades físicas del agregado grueso .....	192
Tabla I 4. Granulometría del agregado grueso.....	193
Tabla I 5. Análisis Químico – Cloruros y sulfatos.....	195
Tabla I 6. Análisis Químico – Solidos disueltos .....	195
Tabla I 7 Análisis Químico – Alcalinidad .....	196
Tabla J 1. Comparación con la ASTM C150 .....	197
Figura K 1. Análisis de equivalencia de malla electrosoldada a fibra .....	200
Tabla L 1. Suministro e instalación de pernos autoperforantes .....	201
Tabla L 2. Suministro e instalación de malla electrosoldada.....	202
Tabla L 3. Instalación de concreto lanzado.....	203
Tabla L 4. Análisis precios unitarios por m <sup>2</sup> .....	204
Figura M 1. Cuadro de Project .....	205
Figura M 2. Cuadro de Dimensions .....	205
Figura M 3. Dimensiones del talud a trabajar.....	206
Figura M 4. Datos de materiales .....	206
Figura M 5. Con nivel freático a utilizar.....	207
Figura M 6. Cuadro para calcular los valores solicitados.....	208
Figura M 7. Valor obtenido es 2,0910 .....	208
Figura M 8. Deformación del talud.....	208

## RESUMEN

En el presente trabajo de titulación se ha realizado con el propósito de analizar el proceso constructivo del sostenimiento de los taludes aledaños al área de la plataforma donde se instalará la chancadora secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina de Toquepala, este trabajo tiene un enfoque al área de ingeniería geotécnica donde se analizará los taludes referido. El análisis se realizará durante la construcción de la plataforma de la misma y se tendrá que identificar los estratos de suelo y roca que se van encontrar durante la etapa construcción y se verificará el nuevo diseño de sostenimiento de concreto lanzado, pernos anclados y malla electrosoldada para mejorar la estabilidad del talud esto se obtendrá cuando se realice el análisis de equilibrio límite para obtener el factor de seguridad del talud. Se realizó todos los ensayos correspondientes a los materiales que se van a utilizar en el concreto lanzado y en la obtención del producto final. Se analizó y busco obtener un proceso constructivo más económico y con menor tiempo constructivo, para disminuir los costos en el proyecto.

Palabras claves: Sostenimiento, concreto lanzado, talud, factor de seguridad y fibra sintética.

## **ABSTRACT**

In the present work of titulación has been made with the purpose of analyzing the constructive process of the support of the slopes bordering the area of the platform where the secondary crusher of level 3 195 will be installed of the project of the Expansion of the Toquepala mine, this Work has a focus on the area of geotechnical engineering where the referred slopes will be analyzed. The analysis will be carried out during the construction of the platform and it will be necessary to identify the soil and rock strata that will be found during the construction phase and the new design for the sustained release of concrete, anchored bolts and electrowelded mesh will be verified. improve the stability of the slope this will be obtained when the limit equilibrium analysis is carried out to obtain the safety factor of the slope. All the tests corresponding to the materials that are going to be used in the released concrete and in the obtaining of the final product were carried out. We analyzed and sought to obtain a more economical constructive process and with less constructive time, to reduce costs in the project.

Keywords: Sustainability, thrown concrete, slope, safety factor and synthetic fiber.

## INTRODUCCIÓN

En la presente investigación se refiere al siguiente tema, análisis del proceso constructivo del sostenimiento de los taludes en la chancadora secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala, que se puede definir como un estudio de investigación del área geotécnica.

La característica principal de la investigación es el comportamiento de los taludes que se va formado y obteniendo durante la construcción de la nueva plataforma de la Chancadora Secundaria.

Para analizar esta problemática es necesario de mencionar sus causas. Una de ellas es el proceso constructivo. Se conoce que el proceso constructivo es el método que se va a utilizar durante la construcción del proyecto y debe ser óptimo y realizarse en el menor tiempo y disminuir los costos de la construcción y presentar un producto final con una buena calidad.

La investigación de esta problemática constructiva es de gran interés de conocer cómo se puede mejorar el proceso constructivo y analizar el comportamiento de los taludes en su equilibrio límite y factores de seguridad.

En el ámbito profesional, como ingeniero civil, el interés es conocer nuevos métodos constructivos, reducir los costos, tiempos durante la construcción y la estabilización de taludes.

El marco es de teoría ingenieril, la investigación se realizó con una serie de análisis estructural en los taludes, clasificación del suelo, ensayos en los materiales que se van a utilizar para la construcción y la observación.

Durante la observación, se encontró un problema durante el proceso de la construcción como tiempo perdido, donde no se pudo obtener datos reales en el proceso de sostenimiento

Analizar el proceso constructivo más óptimo del sostenimiento de los taludes de la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala.

Comparar el proceso constructivo del sostenimiento de los taludes de la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala.

Verificar el sostenimiento de los taludes de la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala.

En el capítulo I se realiza el planteamiento del problema de la investigación ¿Cómo se demostrará el análisis del proceso constructivo del sostenimiento de los taludes de la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala? ¿Qué tipos de análisis estructural será el mejor en el proceso constructivo?

En el capítulo II se analizará el concepto y caracterización, así como su origen, desarrollo y análisis de los taludes cercanos a la chancadora secundaria en construcción.

En el capítulo III se analizará la metodología de la investigación, los métodos que se utilizará para el desarrollo de la tesis, también como la muestra y población que se va a obtener.

En el capítulo IV se hará el análisis e interpretación de los resultados obtenidos durante la investigación y verificar las hipótesis.

En el capítulo V se colocará las conclusiones y recomendaciones del proyecto de tesis.

## **CAPÍTULO I**

### **PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.1. Descripción de la realidad del problema**

Actualmente se está llevando a cabo el proyecto de la Ampliación Toquepala, con la actividad de movimiento masivo de tierra, muros anclados y sostenimientos de taludes, esto es para la ampliar la producción a 120,00 toneladas diarias de procesamiento de mineral. Esto hace que el talud circundante se modifique para ganar espacio y ganar área de la construcción para las nuevas edificaciones que se van a construir.

Las instalaciones de los pernos, las mallas electrosoldadas y el concreto lanzado produce mucho retraso durante el proceso del sostenimiento de un talud de 10,00 metros de altura. El proceso de las cuatros etapas para sostener el talud son las siguientes etapas: la primera etapa se colocará una primera capa de concreto lanzado de un espesor de 1'' en una altura aproximada de 2,70 metros en forma descendiente, se realizará las perforaciones e inyecciones de pernos anclados, la segunda etapa tendrá una altura de 4,00 metros donde se colocará concreto lanzado, las perforaciones e inyecciones de pernos y la tercera etapa que contará con una altura aproximadamente de 3,30 metros se continuará colocado los elementos de

sostenimientos de las etapas 1 y 2; en la cuarta etapa se colocará en todo el talud las mallas electrosoldadas y se aplicará la segunda capa de concreto lanzado de un espesor de 1”.

El tiempo que se demora el proceso de sostenimiento de taludes produce que las excavadoras y los tractores del área movimiento de tierra tengan horas improductivas y esperar hasta que se termine la actividad del sostenimiento; los gastos de operación aumentan.

La realización de este proceso en cuatro etapas constructivas se produce por el motivo que el equipo de perforación e inyección solo tiene un rango de 2,50 metros de altura para realizar la actividad y se tiene un rendimiento de 6,00 unidades de perforaciones e inyecciones por día.

En la instalación y colocación de las mallas electrosoldadas se usa una plataforma articulada para elevar al personal hacia el hombro de talud para poder colocar la malla electrosoldada produce un rendimiento de 120,00 metros cuadrados por día de instalación.

Durante el desarrollo de la instalación de los pernos, colocación de las mallas electrosoldadas y el concreto lanzado se observó que el proceso constructivo de esta actividad produce tiempos de horas máquinas y hombres improductivos haciendo elevar el costo de operación de la obra.

Con todos los problemas mencionados que produce, el proceso de sostenimiento de taludes con las actividades de instalación de los pernos, colocación de las mallas electrosoldadas y el concreto lanzado, se llegó a la siguiente conclusión en mejorar el proceso constructivo del sostenimiento de los



taludes en el proyecto de la Ampliación Toquepala, se busca eliminar las restricciones y obtener la mejora continua; mejorar la productividad de la actividad.

## **1.2. Definición del problema**

### **1.2.1. Problema general**

¿Cómo se demostrará el análisis del proceso constructivo del sostenimiento de los taludes de la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala?

### **1.2.2. Problemas específicos**

¿Qué tipos de análisis estructural será el mejor en el proceso constructivo?

¿Cómo se realizará nuevos diseños de sostenimiento de los taludes de la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala?

¿Qué proporción se relaciona el análisis en el proceso constructivo con el desempeño del sostenimiento de los taludes de la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala?

## **1.3. Objetivos de la investigación**

### **1.3.1. Objetivo general**

Analizar el proceso constructivo más óptimo del sostenimiento de los taludes de la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala.

### **1.3.2. Objetivos específicos**

Comparar el proceso constructivo y el costo del sostenimiento de taludes del alcance inicial con el nuevo diseño obtenido.

Verificar el factor de seguridad de la estabilización de talud de los diseños propuestas.

Relacionar el proceso constructivo con el sostenimiento de taludes del alcance inicial con el nuevo diseño obtenido.

### **1.4. Justificación**

Debido al atraso de proyecto y problema que se está generado durante el proceso constructivo de las instalaciones de los pernos, colocación de las mallas electrosoldadas y el concreto lanzado, se está planteado buscar nuevas soluciones para mejorar el proceso constructivo del sostenimiento de taludes y para futuros proyectos de estabilización de taludes.

En esta investigación se va a mejorar las etapas constructivas, optimizar los recursos durante la ejecución del proyecto y su aporte beneficiara a reducir y optimizar costos durante la ejecución de la misma.

Los beneficiarios van ser todas las personas, por ser un tema que tiene mucha influencia en la vida de las personas, como en carreteras, presas, ampliación y túneles; esto mejoraría mucho la calidad de vida de muchas personas.

## **1.5. Alcances y limitaciones**

Este trabajo de investigaciones es un análisis del procesos constructivo del sostenimientos de los taludes de la Chancadora Secundaria en el proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala se tiene un alcance que toda la información de campo y control se encuentra documentada y la limitación es que los análisis estructurales no se tiene, se debe investigar más sobre el concreto lanzado y sus ensayos; cuando se realice la prueba del concreto lanzado con diferentes tipos de fibra se obtuvieron muestra, pero por tema económico no se pudo realizar el ensayo correspondiente al concreto.

## **1.6. Variables**

### **1.6.1. Variables independientes**

Análisis del proceso constructivo del sostenimiento de los taludes.

### **1.6.2. Variables dependientes**

En la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la ampliación de la mina Toquepala.

### **1.6.3. Operacionalización de variables**

En la tabla 1, se colocará la Operacionalización de variables el presente proyecto de investigación.

**Tabla 1**  
*Operacionalización de variables*

Variable	Denominación	Dimensión	Indicador
Independiente	Análisis del proceso constructivo del sostenimiento de los taludes	Clasificación del suelo	Roca Dura, Roca Ripable y Material Suelto
		Factor de seguridad	Análisis de equilibrio límites
		Diseño estructural	Anclajes de taludes y concreto lanzado
		Diseño de mezcla	Estudio de los materiales para el concreto
Dependiente	En la Chancadora Secundaria del nivel 3195 del proyecto de la ampliación de la mina Toquepala	Rendimientos	Tiempo de realización de la actividad
		Área	Superficie de estudio
		Niveles	Altura de estudio

Fuente: Elaboración propia

## **1.7. Hipótesis de la investigación**

### **1.7.1. Hipótesis general**

El proceso constructivo más eficiente es la utilización de concreto lanzado con fibra sintética para el sostenimiento de los taludes en la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala.

### **1.7.2. Hipótesis derivadas**

El costo de la estabilidad de taludes con la utilización de concreto lanzado con fibra sintética será más eficiente que el alcance del proyecto.

Todos los diseños propuestos cumplirán con los factores de seguridad en la estabilidad de taludes.

Sera logará disminuir las actividades del proceso constructivo del alcance con la nueva propuesta de estabilización de taludes.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Antecedentes de la investigación**

Para el desarrollo del proyecto, se realizó una búsqueda de información de investigación referida al tema de geotecnia y concreto lanzado, esto tiene una relación con el proyecto de investigación.

García & Garrido (2013), realizaron el trabajo de investigación con el nombre: “Propuesta de Estabilización del talud ubicado en Boulevard Raúl Leoni, El Cafetal, Caracas”. Con el objetivo: Establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo a través de la implementación de un sistema de estabilización para el talud posterior a las residencias Icabaru y Aramis. Con la metodología: Esta investigación es de nivel descriptiva, ya que se debe establecer estructura y el comportamiento del talud para luego seleccionar un método de estabilización y proyectarlo para el talud en cuestión. En el lugar: Boulevard Raúl Leoni, El Cafetal, Caracas y con el resultado: Esto condujo posteriormente, a la verificación de los métodos de estabilización existentes más convenientes, que garantizaran el funcionamiento del talud y la calidad de vida de los habitantes ubicados en las adyacencias del mismo.

Veliz (2009), realizó el trabajo de investigación con el nombre: “Estabilización de taludes con pantallas de concreto lanzado con malla electro soldada y anclajes de concreto reforzado”. Con el objetivo: Aportar conocimientos para la estabilización de taludes, desarrollando el método constructivo de estabilización de un talud con pantallas de concreto lanzado con malla electro soldada y anclajes de concreto reforzado indicando cada uno de los procesos de construcción con normas establecidas y ensayos para cada uno de los materiales que se utilizan. En el lugar: Edificio Koica-Intecap situado en 10 ma. Avenida zona 5 frente al estadio Mateo Flores, Guatemala y con el resultado: De acuerdo a lo observado en el proyecto de estabilización de talud en edificio Koica–Intecap, utilizando el método de pantallas de concreto lanzado con malla electro soldada y anclajes de concreto reforzado es eficaz para la estabilización de taludes.

Pacheco (2006), realizó el trabajo de investigación con el nombre: “Estabilización del talud de la Costa Verde en la zona del distrito de San Isidro”. Con el objetivo: Se efectuará el análisis para condiciones estáticas y dinámicas, analizando las alternativas de solución para los distintos problemas, tratando de minimizar los costos de la obra de mejoramiento. En el lugar: El área en estudio comprende los acantilados de Costa Verde, ubicados en la parte suroeste de la ciudad de Lima, Perú y con el resultados: Luego de haber hecho el análisis comparativo económico y de haber analizado las ventajas y desventajas de los 03 tipos de muro de contención analizados, la decisión de utilizar los muros ASTM C915 es clara y contundente.

Poveda & Vargas (2006), realizaron el trabajo de investigación con el nombre: “Estabilización de talud en el PR 55 + 950 de la vía Manizales – Mariquita”. Con el objetivo: Formular soluciones para la estabilización del talud y afirmación del suelo en el PR55 + 950 con el fin de tener un tránsito permanente, con un óptimo nivel de servicio, reduciendo así los costos de transporte y tiempos de viaje. Con la metodología: La metodología desarrollada en el proyecto de investigación “Estabilización del talud en la progresiva 0+055 al 0+950 de la vía Mariquita - Manizales, es considerado por Tamayo y Tamayo como el tipo de investigación experimental, ya que es la recopilación de información, registro e interpretación de las condiciones para así hacer un diseño de estabilidad para el talud, que se acomode a la solución de los deslizamientos y a la interrupción de tránsito que se presenta en este tramo de la vía. La estabilización de deslizamientos activos o potencialmente inestables es un trabajo relativamente complejo, el cual requiere de metodologías de diseño y construcción. Con el lugar: La Progresiva 0+055 al 0+950 de la vía Mariquita – Manizales, Colombia y con el resultado: La zona de la banca requiere de obras de contención adicionales a las que actualmente se están implementando mediante la construcción de estructuras de contención con caisson y pantallas ancladas.

Alvarado, Arteaga & Antonio (2004), realizaron el trabajo de investigación con el nombre: “Aplicaciones del concreto lanzado en estabilización de taludes anclados y revestimiento de elementos estructurales”. Con el objetivo: Realizar una investigación sobre la utilización del concreto lanzado, en obras ingenieriles en El Salvador y elaborar un documento que presente los procedimientos de aplicación del concreto lanzado por el método de la vía húmeda en estabilización de taludes



anclados y recubrimiento de estructuras para prolongar su vida útil. En el lugar: El Salvador y con el resultado: El concreto lanzado ha mejorado las técnicas tradicionales para la colocación en estructuras de difícil acceso, además de ser una alternativa nueva en nuestro medio, este proceso ha generado mayores rendimientos, reducción de costos y tiempo.

## **2.2. Bases teóricas**

Las bases teóricas en la parte de geotécnica se utilizarán la teoría de Mohr – Coulomb y métodos de estabilización de taludes.

El modelo matemático del fenómeno de falla por cortante en un deslizamiento se realiza usando las teorías de la resistencia de materiales. Las rocas y los suelos se producen falla por cortante que se comportan de acuerdo a las teorías de las propiedades de la fricción y cohesión (Suárez D., 2002).

El círculo de Mohr se usa para demostrar la resistencia al corte de los suelos, que se utiliza el criterio de la falla Mohr – Coulomb, lo cual equivale a que una combinación de esfuerzos crítico que se alcanza. Los esfuerzos que se obtienen superiores de la envolvente de falla estos no pueden existir. (Suárez D., 2002).

Es necesario aclarar que el estado de esfuerzos en los diferentes puntos de la masa de suelo que constituye un talud es un problema no resuelto en totalidad; esto provoca que los procedimientos usuales de estabilidad estructural no puedan utilizarse, por lo que surge la necesidad de recurrir a métodos de tipo especial, llamados de Análisis de Equilibrio Límite (Espinoza D. & Tapia B., 2013).

Según Suárez Díaz (2002) afirma que “el factor de seguridad es usado por los ingenieros para verificar cuál es el factor de falla de los taludes y analizar en las peores condiciones del diseño”.

Este método es el primer método riguroso que considera la estabilidad del talud a través del análisis de fuerzas que actúan en éste, dividiendo a la masa de suelo en movimiento en franjas independientes o dovelas. El método considera una superficie de falla cilíndrica, la cual tiene rotación considerando un punto de giro que corresponde al centro del círculo que define la superficie de falla. Se ignora la el cual corresponde al centro del círculo que define la superficie de falla (Montoya O., 2009).

El reglamento nacional de edificación considera parámetro como estabilización de un talud existente, estabilización de un talud recién cortado, los anexos método Rankine – empuje de tierra y método de la espiral logarítmica.

El criterio de rotura de Hoek-Brown (1980) fue propuesto inicialmente para ser usado en el análisis de excavaciones subterráneas en macizos rocosos resistentes. Las propiedades físicas de las rocas que se usa son los mismos cuando se aplica para obtener la resistencia en los ensayos de los laboratorios (Ramírez O. & Alejandro M., 2004).

El criterio de rotura de macizos rocosos de Hoek-Brown es ampliamente aceptado y ha sido aplicado en un gran número de proyectos a nivel mundial. Mientras que en general el criterio se considera satisfactorio, existen algunas incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite. En

particular, la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso dado, ha sido un inconveniente desde la publicación original del criterio en 1980. (Corkum, Carranza-T., & Hoek, 2002)

Revisado la información de la base teórica en el caso del concreto lanzado se usará el código ACI 506R-05, Guía del concreto lanzado.

Según Delfin y Petter (2012) afirma que “el código elaborado por el American Concrete Institute, ACI. La información proporcionada de los materiales y propiedades y de la mezcla seca como de la mezcla húmeda del hormigón proyectado”.

### **2.3. Definición de términos**

#### **2.3.1. Estabilización de taludes**

##### **2.3.1.1. Concepto**

Un talud de suelo o roca no se puede considerar con un factor de seguridad estable, porque a futuro la estabilidad del suelo o roca que pueda presentar pérdida en la estabilidad, debido a los factores naturales tales como las presiones hidrostáticas, el intemperismo y la erosión. Un aumento de sobrecargas, la disminución de la resistencia del suelo y una cambio desfavorable de los esfuerzos son causas que contribuyen de una manera que el talud busque una nueva posición más estable y cambie el factor de seguridad (Véliz A., 2009).

### 2.3.1.2. Tipos de falla de taludes

Toda masa de suelo que constituya un talud natural, terraplén o corte, presenta una falla a desplazarse hacia la parte inferior y frente por su peso propio. Cuando la resistencia a los esfuerzos cortantes del suelo contrarresta esa tendencia, el talud es estable; en caso contrario, se produce una falla por deslizamiento. (Montoya O., 2009).

Los procesos geotécnicos activos de los taludes y laderas corresponden generalmente, a movimientos hacia la parte inferior y hacia afuera de los materiales que son parte de un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos. Las fallas ocurren generalmente a lo largo de superficies, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos como se observar en la figura 01. Algunos segmentos del talud o ladera pueden moverse hacia arriba, mientras otros se mueven hacia abajo (Suárez D., 2002).

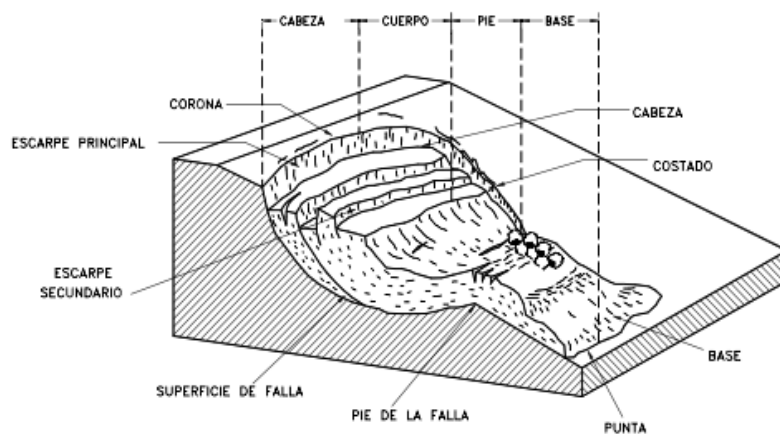


Figura 1. Nomenclatura de deslizamientos.  
Fuente: Suárez, 2002.

### ***2.3.1.3. Los tipos de fallas más comunes en taludes***

#### ***a. Falla por deslizamiento superficial***

Cualquier talud tienden a recibir fuerzas internas y hacer que las partículas, porciones de suelo próximas a su frontera falla en el pie. Se analiza esta falla al proceso más o menos continuo, y por lo general lento, de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. El creep puede involucrar a grandes extensiones de áreas y la falla superficial se produce sin una transición brusca ente la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. Como se puede ver observa en la figura 02 (De Matteis, 2003).



*Figura 2.* Deslizamiento producido por la saturación del Suelo, se puede observar la inclinación de los arboles respecto de la vertical, lo que hace pensar que esta ante la presencia de creep. Fuente: Matteis, 2003.

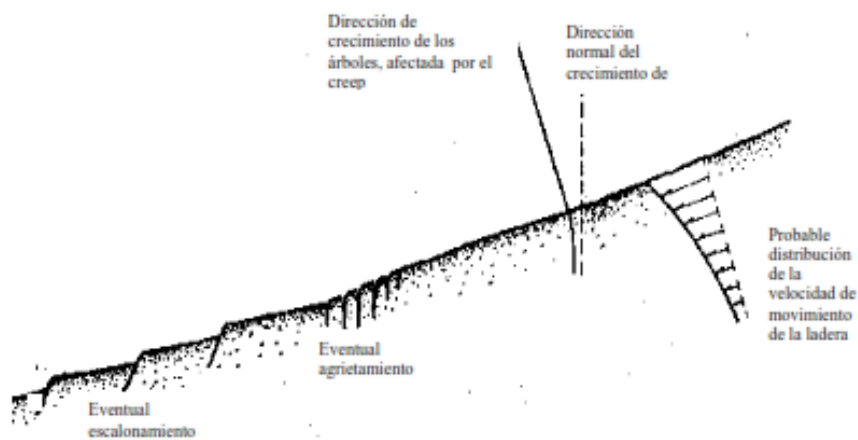
Existen dos clases de deslizamientos: el estacional, que produce solo en el área de la corteza superficial de la ladera y que sufre la influencia de los cambios naturales y climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, solo se puede atribuir al efecto gravitacional. El primero en mayor o menor grado siempre existe, variando su intensidad según la época del año; en cambio el segundo deslizamientos

los movimientos son prácticamente iguales, como se muestra en la siguiente figura 03 (De Matteis, 2003).



*Figura 3.* Falla de Creep en las laderas.  
Fuentes: Montoya, 2009.

El fenómeno es más constante en la superficie, la velocidad del movimiento de la ladera en la parte inferior de un creep típico puede ser muy baja y rara vez se excede la de algunos centímetros al año. El fenómeno se pone de produce en los ojos del ingeniero, se verifica que los árboles y postes están inclinados respecto de la vertical y; se evidencian agrietamientos o escalonamientos en el talud de roca o suelo (De Matteis, 2003), como se observa en la figura 04.



*Figura 4.* Indicadores que indican la presencia de un movimiento superficial.  
Fuentes: Matteis, 2003.

Otro tipo de falla por deslizamiento superficial se obtiene en la costra de suelo sobre un estrato que por condiciones geológicas es favorable a producirse falla en el deslizamiento de una superficie de falla predefinida. En general este tipo de movimiento está asociado a estratigrafías cuyo echado está en dirección del talud y que además se aumenta la aceleración al presentarse flujo de agua en el interior del cuerpo del talud (Montoya O., 2009). Como se puede apreciar en la figura 05.

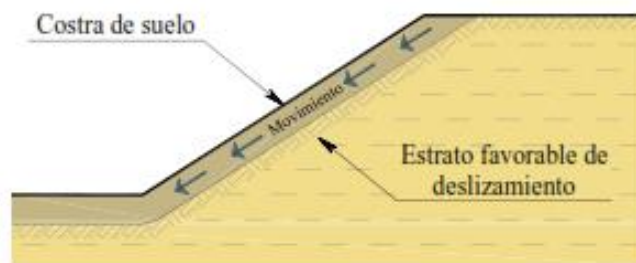


Figura 5. Falla por deslizamiento superficial sobre un estrato favorable al deslizamiento. Fuente: Montoya, 2009.

### ***b. Movimiento del cuerpo de talud***

Puede ocurrir en taludes movimientos bruscos que afecten a más considerables en el estrato del suelo, con superficies de falla que penetran profundamente en el interior de su cuerpo, interesando o no al terreno de fundación como se observa la figura 06. Si considera que la superficie de falla se forma cuando la zona de su futuro desarrollo actúa esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia al corte del material; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento a lo largo de la cual se produce la falla. Estos fenómenos se los denomina “deslizamiento de tierras” y puede estudiarse dos tipos bien diferenciados (De Matteis, 2003).

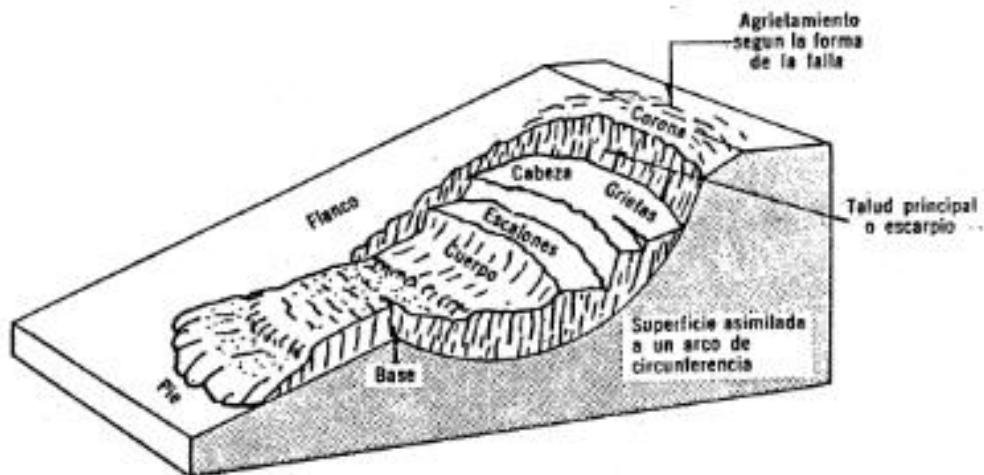


Figura 6. Nomenclatura de una zona de falla.  
Fuente: Matteis, 2003.

### ***c. Falla rotacional***

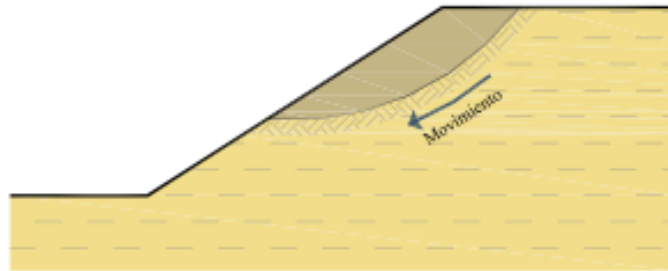
En el primer lugar se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud. Esta superficie forma una traza con el plano del papel que puede asimilarse, por facilidad y sin mayor error a una circunferencia, aunque pueden existir formas algo diferentes, en la que por lo general influye la secuencia geología local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales. Estas fallas son conocidas como rotación. Este tipo de fallas ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico este regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor cuando la pendiente donde pasa la masa que rota (De Matteis, 2003).

#### ***i. Falla local***

Esto se produce cuando la superficie de falla corta al plano inclinado del talud entre el hombro y el pie, sin cortar el pie del talud como se observa la figura 07 y coloquialmente a este tipo de falla se le conoce como “desconchamiento” y en



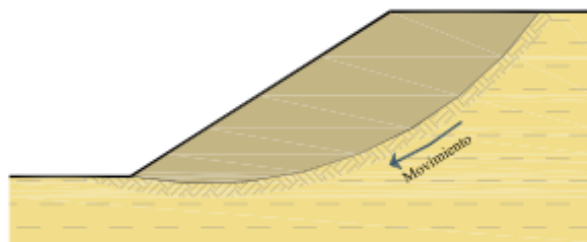
la mayoría de los casos no corresponde a una falla catastrófica. Al provocar un cambio en la superficie geometría del talud puede propiciar la aparición de fallas subsecuentes que lleven a la falla catastrófica del talud (Montoya O., 2009).



*Figura 7.* Falla local.  
Fuente: Montoya, 2009.

### *ii. Falla pie*

Se presenta cuando la superficie de falla tiene salida en las cercanías del pie del talud, y corresponde a una falla catastrófica del talud como se muestra en la figura 08.

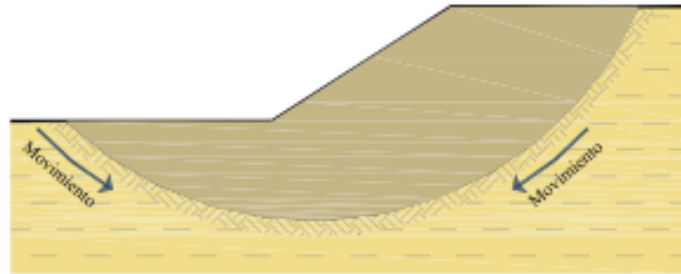


*Figura 8:* Falla de pie.  
Fuente: Montoya, 2009.

### *iii. Falla base*

Esto ocurre cuando la superficie de falla corta al plano horizontal que forma la base del talud, y corresponde a una falla general de toda la geometría del talud.

Presenta la mayor profundidad en el talud y puede estar limitada por estratos más resistentes que la misma falla, como se aprecia en la figura 09.



*Figura 9.* Falla de base.  
*Fuente:* Montoya, 2009.

#### ***d. Falla de traslacional***

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos con superficies curvas que llegan al exterior formando agrietamientos. Los taludes con estratos débiles que favorecen estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también a los factores climatológicos de la naturaleza, como se ve observado en la figura 10 (De Matteis, 2003).

La superficie de falla se desarrolla paralela a la estratificación de suelos débiles, terminando generalmente sobre planos de agrietamientos verticales. Los estratos débiles que propician la aparición de este mecanismo de falla por lo general corresponden a arcillas blandas, arenas finas o limos no plásticos, que se encuentran empacados entre estratos de suelos de mayor resistencia como se ve en la figura 11 (Montoya O., 2009).

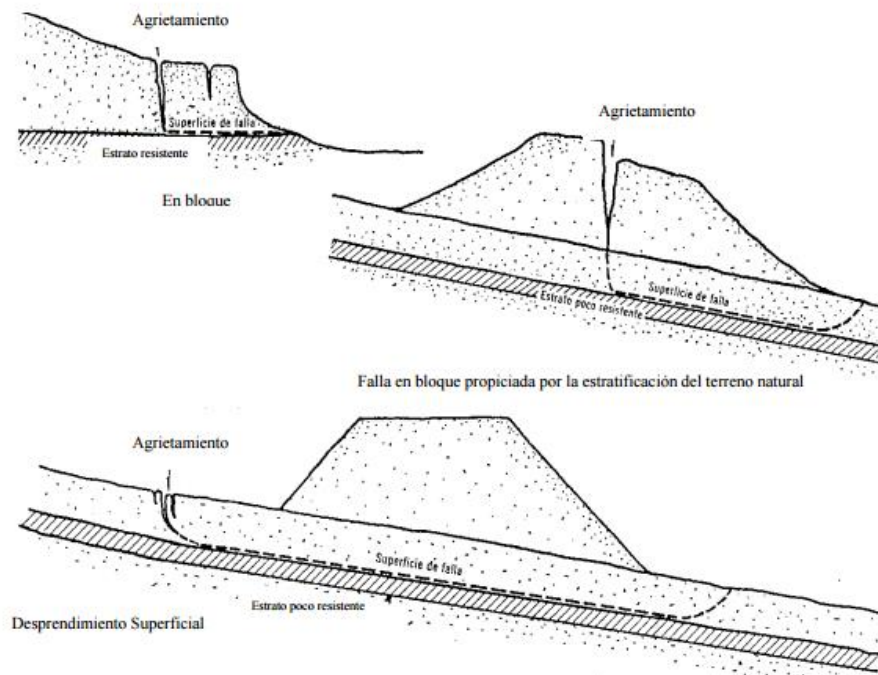


Figura 10. Tipo de falla por traslación.  
Fuente: Matteis, 2003.

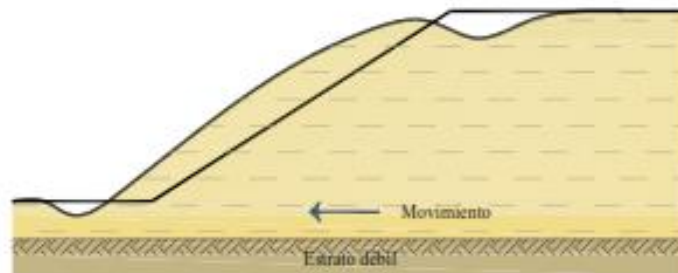


Figura 11. Falla por traslación.  
Fuentes: Montoya, 2009.

### e. Falla por flujo

Corresponde a movimientos relativamente rápidos de una parte del talud, de forma que esos movimientos y las velocidades en las que ocurren, corresponden al comportamiento que presentaría un líquido viscoso. No se distingue una superficie de deslizamiento debido a que ésta se presenta en un periodo breve de tiempo. Esta falla se puede observar con mayor frecuencia en taludes naturales formados por materiales no “consolidados” y se desarrolla el mecanismo cuando hay un aumento

de los esfuerzos por el contenido de agua que se encuentra en el estrato (Montoya O., 2009).

El flujo en materiales relativamente secos con se ve en la figura 12, que comprende en primer lugar a los fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalancha) hasta los que ocurren lentamente. Afecta a grandes masas de fragmentos y suelen ser de castróficas consecuencias. En segundo se puede encontrar deslizamientos producidos por la licuación de la estructura de los loess, asociados muchas veces a sismo. (De Matteis, 2003)

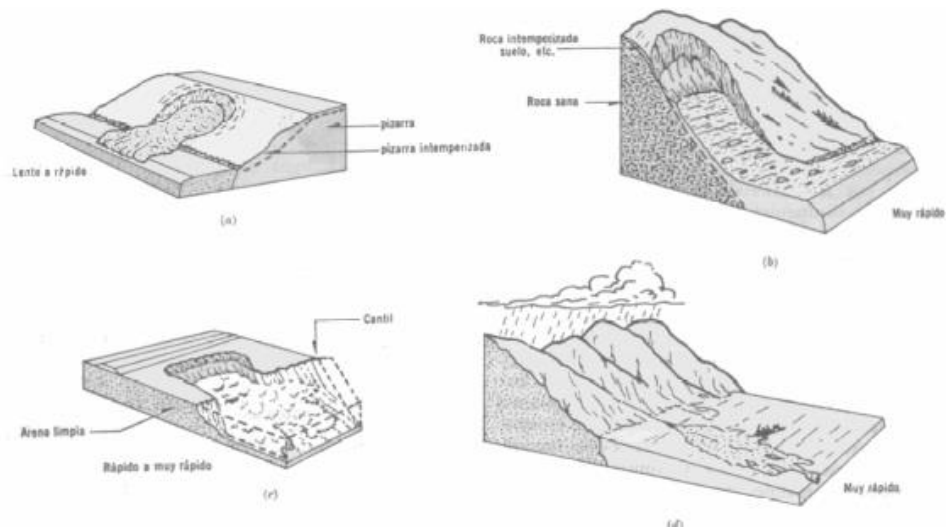


Figura 12. Falla por flujo en materiales húmedos.  
Fuentes: De Matteis, 2003.

#### **f. Falla por licuación**

El fenómeno de licuación se presenta cuando se provoca una reducción rápida de los esfuerzos cortantes de un suelo. Esta pérdida conduce al colapso del suelo en que se presenta y con ello al de la estructura que forme o que se encuentre sobre éste. La licuación se ha presentado con mayor frecuencia en arenas finas, sumergidas sometidas a un incremento en la presión de poro por efecto de

vibraciones o sismo alcanzando su gradiente crítico, lo que desencadena el fenómeno (Montoya O., 2009).

### ***g. Falla planar***

Las fallas planas ocurren a lo largo de una superficie aproximadamente plana y se analizan como un problema en dos dimensiones como se puede observar en la figura 13. (Suárez D., 2002).

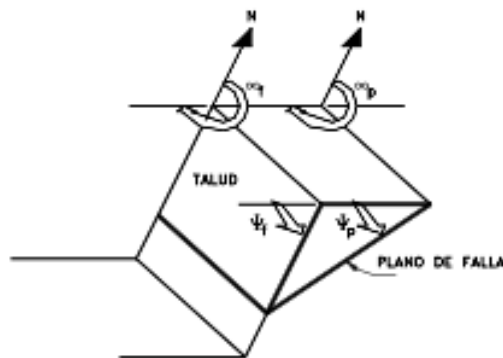


Figura 13: Esquema y representación de varios casos de falla plano.  
Fuente: Suárez, 2002.

### ***h. Falla en cuña***

La falla en cuña se produce cuando ocurre que la masa de roca se desliza a lo largo de dos discontinuidades que se interceptan en un ángulo oblicuo en la superficie del talud como se observa en la figura 14. La formación de una falla en cuña depende primordialmente, de la litología y de la masa de roca. (Suárez D., 2002).

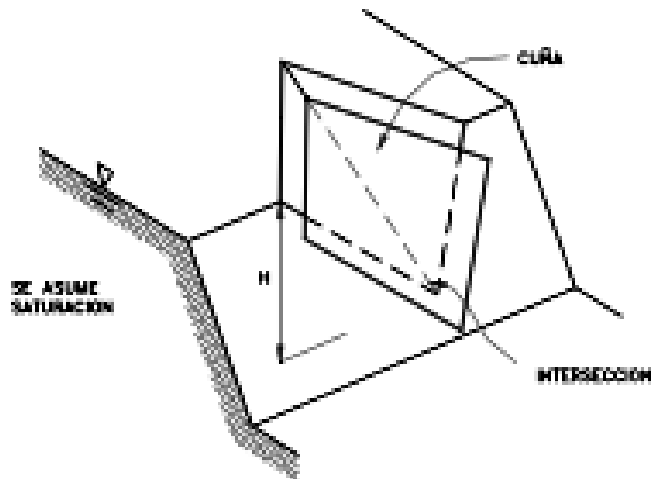


Figura 14. Igual de fricción en los dos planos.  
Fuente: Suárez, 2002.

**i. Falla al volteo**

Las fallas al volteo ocurren en masas de roca que están subdivididas en una serie de columnas de gran buzamiento y con rumbo aproximadamente paralelo a la superficie del talud. En la falla al volteo la columna de roca rota alrededor de un punto cerca a la base inferior de la misma columna como se puede observar en la figura 15, produciendo la falla de volteo (Suárez D., 2002).

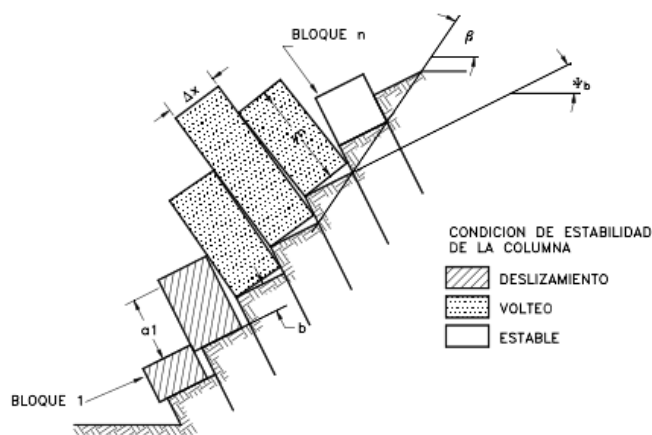


Figura 15. Esquema general de la falla al volteo.  
Fuente: Suárez, 2002.

**2.3.1.4. Factores que influencia la estabilidad de taludes**

Según Montoya Orozco, 2009 afirma que “La falla de un talud se debe a un incremento en los esfuerzos actuantes o a una disminución de resistencia al esfuerzo

cortante del suelo. Esta variación, en general, es causada por efectos naturales y actividades humanas”.

#### ***a. Procesos naturales***

Fundamentalmente constituyen los factores condicionantes cuando se trata de agentes que integran la meteorización, siendo los agentes erosivos los que tienen una mayor incidencia como factores desencadenantes, así como los fenómenos de carácter tectónico que influyen en la corteza terrestre. (Ayala C., y otros, 1986)

##### ***i. Agua***

Constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades; dadas las diversas formas con que se presenta en la naturaleza, se describen los efectos que produce según su procedencia (Ayala C., y otros, 1986):

Las corrientes de agua con su poder erosivo y de transporte constituyen un gran factor desencadenante; pueden actuar de forma continua con desigual importancia, según la intensidad de la corriente, produciendo socavaciones en el pie de los taludes, que disminuyen o eliminan su soporte en la base e incrementan el esfuerzo de corte en los materiales como se puede observar en la figura 16. El agua y el viento continuamente afectan a los taludes erosionándolos. La erosión modifica la geometría del talud y por tanto los esfuerzos a los que está sometido, resultando un talud diferente al inicialmente analizado o en una modificación de las condiciones que tenía (Montoya O., 2009).

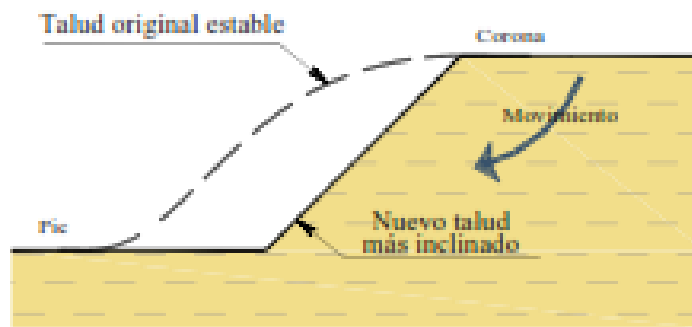


Figura 16. Variación de la geometría de un talud por erosión.  
Fuentes: Montoya, 2009.

Los embalses pueden estar sujetos a un cambio rápido en su nivel de agua y se ven sujetos a la disminución de la fuerza lateral que proporciona el agua, además de que el exceso de presión de poro no tiene tiempo de disiparse como se observa en la siguiente figura 17 (Montoya O., 2009).

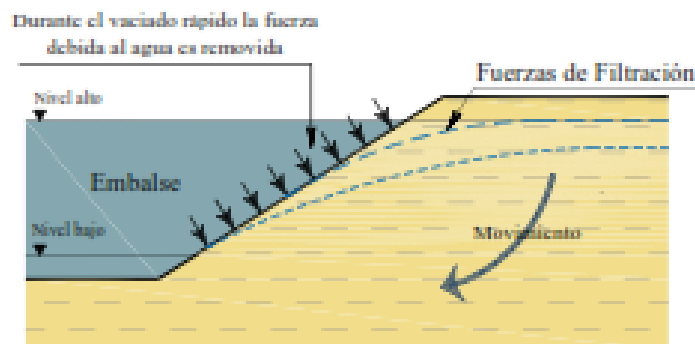


Figura 17. Vaciado rápido.  
Fuente: Montoya, 2009.

En ese tiempo se puede presentar la falla del talud. Si el nivel de agua en el embalse permanece en niveles bajos y la falla no ocurre mientras presenta condiciones de resistencia al esfuerzo cortante no drenadas, el flujo que se presenta y las fuerzas de filtración pueden provocar la falla del talud como se ve en la figura 18 (Montoya O., 2009).



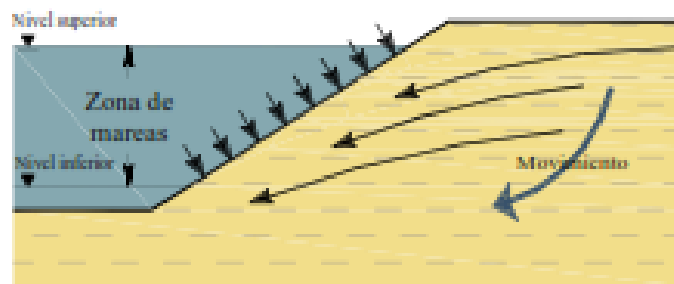


Figura 18. Fuerzas de filtración generadas por el cambio de nivel en el embalse.  
Fuentes: Montoya, 2009.

## ii. Agua subterránea

Se consideran como tales, las corrientes y niveles subterráneos y el agua distribuida en el interior de la red de fracturación de un macizo rocoso o de forma intersticial en los suelos, que condicionan la estabilidad de los mismos. Ejercen una serie de disoluciones y otros cambios físico-químicos en el terreno, que disminuyen las características resistentes del mismo (Ayala C., y otros, 1986).

## iii. Lluvia

Durante el periodo de lluvias, los taludes se ven afectados al saturarse los suelos que los forman, provocando un aumento de peso de la masa, una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante y la erosión de la superficie expuesta. Al introducirse agua en las grietas que presente el talud se origina un incremento en las fuerzas actuantes o aparición de fuerzas de filtración, pudiendo provocar la falla como se observa en la figura 19 (Montoya O., 2009).

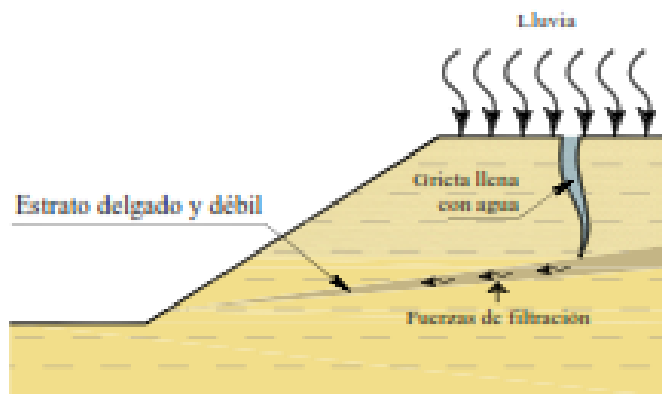


Figura 19. Talud sometido a lluvia.  
Fuente: Montoya, 2009.

Constituye un factor desencadenante de inestabilidades, contribuyendo a aumentar la acción de diversos factores condicionantes; meteorización, acción de las aguas subterráneas, etc. El impacto de las gotas de lluvia sobre los suelos produce salpicaduras que levantan y dejan caer las partículas, tendiendo a transportarlas hacia niveles inferiores de la vertiente (Ayala C., y otros, 1986).

#### ***iv. Hielo y nieve***

Se pueden diferenciar cuantitativamente los efectos de las masas de hielo y nieve que forman los glaciares y los producidos por la acción hielo – deshielo del agua que contiene el terreno. Los glaciares en su recorrido modelan los valles, debido a los fragmentos rocosos que contiene y que aumentan el poder abrasivo del hielo, originando escarpadas paredes rocosas. (Ayala C., y otros, 1986).

#### ***v. Sismicidad y vulcanismo***

Constituyen factores desencadenantes de grandes deslizamientos, pudiendo ocasionar daños graves. Cuando ocurre un sismo se generan una serie de

vibraciones, que se propagan como ondas de diferente frecuencia; la aceleración, vertical y horizontal asociada a esas ondas, origina una fluctuación del estado de esfuerzos en el interior del terreno afectando al equilibrio de los taludes como se observa en la figura 20. (Ayala C., y otros, 1986).

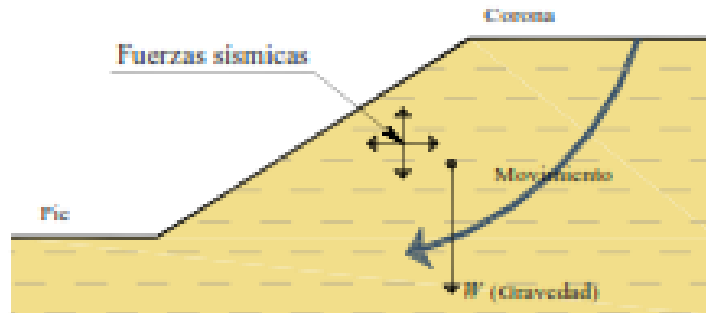


Figura 20. Fuerzas debidos a la gravedad y fuerza provocadas por sismos.  
Fuente: Montoya, 2009.

#### vi. Aspectos geológicos

Algunas fallas de taludes son provocadas por aspectos geológicos no detectados durante el levantamiento y exploración de campo, los cuales, al no ser considerados durante la evaluación de la estabilidad del talud, aumentan la incertidumbre del factor de seguridad calculado como se observa en la figura 21. (Montoya O., 2009).

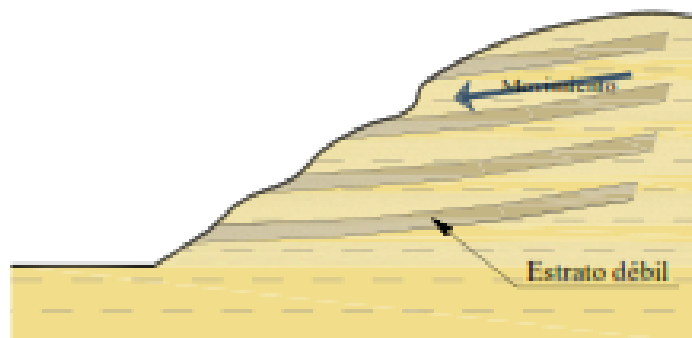


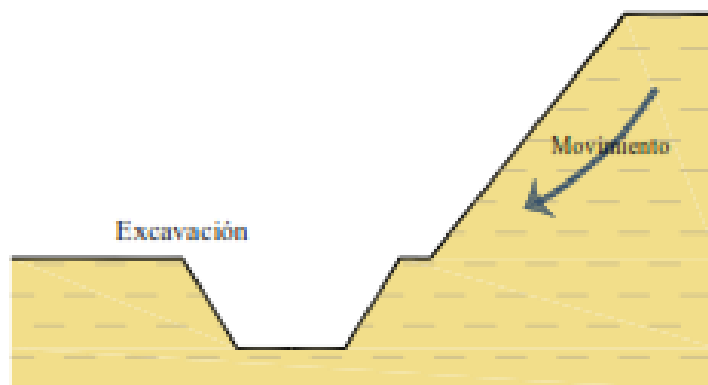
Figura 21. Aspectos geológicos que pueden provocar la falla de un talud.  
Fuente: Montoya, 2009.

## ***b. Procesos humano***

El desarrollo de los países incluye un conjunto de actuaciones adecuadas a crear una infraestructura que permita el progreso de los mismos; destacan los sectores dirigidos a procurar los recursos naturales y aquellos que permitan los servicios necesarios para su transformación y distribución; la actividad humana que se deriva constituye una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de taludes. Aunque estos generalmente tienen consecuencia de menor entidad que los producidos por causas naturales, a veces producen daños de mayor cuantía. También tenemos los siguientes procesos humanos (Ayala C., y otros, 1986):

### ***i. Excavaciones***

Cuando se realiza una excavación al pie del talud, el esfuerzo total se disminuye, generando en el suelo un incremento negativo en la presión de poro. Durante el tiempo en que este incremento de presión de poro se disipada, puede presentarse la falla del talud al disminuir la resistencia al esfuerzo cortante del suelo como se observa en la figura 22 (Montoya O., 2009).



*Figura 22.* Excavación en el pie del talud.  
Fuente: Montoya, 2009.

## ***ii. Voladuras***

Los efectos inmediatos de las voladuras son los derivados de las características de la onda que se propaga y de los gases que se originan. Pueden actuar como desencadenantes de los movimientos, condicionando y disminuyendo la estabilidad de los macizos rocosos. El comportamiento del terreno, como medio transmisor, depende principalmente de sus características resistentes a la tracción, existencia de discontinuidades que supongan superficies de reflexión de la onda, contenido en agua, etc. La onda de compresión origina la apertura de grietas radiales alrededor de la carga y la de tracción fragmenta el material. También se pueden producir plastificaciones del mismo. Como consecuencia se amplía la red de fracturación preexistente en el terreno, creando nuevas superficies potenciales de deslizamiento (Ayala C., y otros, 1986).

## ***iii. Sobrecargas***

Es un factor condicionante de los movimientos que modifican el entorno natural en el que se produce dicha acción. Es el resultado del incremento de peso, debido a diversos tipos de construcciones, sobre el terreno natural como se puede ver la figura 23. (Ayala C., y otros, 1986)

Según Montoya Orozco, 2009 afirma que “En algunos casos esta situación se remedia mediante la excavación de una o más bermas en el cuerpo del talud, lo que reduce las fuerzas actuantes en éste”.

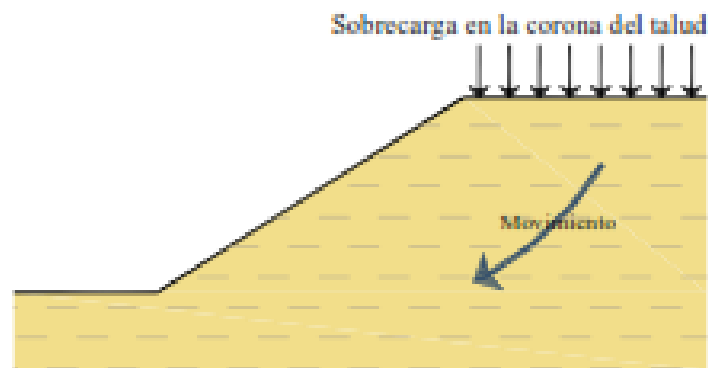


Figura 23. Aspectos geológicos que pueden provocar la falla de un talud.  
Fuente: Montoya, 2009.

#### ***iv. Actividad minera***

Se incluye la explotación de canteras, minería a cielo abierto y subterráneo. Las dos primeras actividades participan de los riesgos descritos en excavaciones, aumentados por el carácter provisional de los taludes excavados, principalmente en los comienzos de las explotaciones. La explotación subterránea de los recursos naturales ha sido causa de movimientos importantes en la superficie. (Ayala C., y otros, 1986).

#### **2.3.2. Análisis de estabilidad en suelo y roca**

Mediante el cálculo de un factor de seguridad se procede al análisis de la estabilidad de cada talud, de forma que se pueda definir el tipo de medidas correctoras que deben ser aplicadas en caso de fallas potenciales. Para este procedimiento se vuelve necesario un estudio geológico y geo mecánico de los materiales conformantes del talud, de los posibles mecanismos de rotura que pueden tener lugar y de los factores que influyen, condicionan y desencadenan las inestabilidades (Espinoza D. & Tapia B., 2013).

Hoek y Brown propusieron, a partir de una amplia gama de ensayos y experimentos reales, un conjunto de relaciones permiten valorar la resistencia pico, en función de las clasificaciones geomecánicas al uso e introducir la posibilidad de suponer que la cohesión y el ángulo de rozamiento no sean lineales y sean, por consiguiente, dependiente del estado tensional en tabla 2, 3 y 4 se muestra las propiedades de la roca según Hoek y Brown (Ayala C., y otros, 1986).

**Tabla 2**

*Valores típicos de parámetros de resistencia para rocas (Hoek y Brown)*

<b>Tipo de roca</b>	<b>Peso unitario seco kN/m<sup>3</sup></b>	<b>Cohesión (MPa)</b>	<b>Angulo de fricción (°)</b>
Rocas ígneas duras: granito basalto	25-30	35-55	35-45
Rocas metamórficas: cuarcita, neiss, pizarras	25-28	20-40	30-40
Rocas sedimentarias duras: caliza, dolomita arenisca	23-28	23-28	35-45
Roca sedimentarias blandas: arenisca, lutitas, limolitas	17-23	17-23	25-35

Fuente: Suárez, 2002

**Tabla 3**  
Resistencia típica de rocas en  $N/mm^2$

<b>Roca</b>	<b>Compresión</b>	<b>Tensión</b>	<b>Cortante</b>
Granito	100-250	7-25	14-50
Diorita	150-300	15-30	-
Dolerita	100-350	15-35	25-60
Gabro	150-300	15-30	-
Basalo	150-300	10-30	20-60
Arenisca	20-170	4-25	8-40
Lutita	5-100	2-10	3-30
Caliza	30-250	5-25	10-50
Dolomita	30-250	15-25	-
Carbón	5-50	2-5	-
Cuarcita	150-300	10-30	20-60
Neiss	50-200	5-20	-
Mármol	100-250	7-20	-
Pizarra	100-200	7-20	15-30

Fuente: Suárez, 2002.

**Tabla 4**  
Competencia de la roca de acuerdo al ensayo de Compresión uniaxial

<b>Compresión uniaxial en <math>N/mm^2</math></b>	<b>Competencia de la roca</b>
5 a 20	Muy débil
20 a 40	Débil
40 a 80	Resistencia mediana
80 a 160	Dura
160 a 320	Muy dura

Fuente: Suárez, 2002.



### 2.3.2.1. Resistencia al esfuerzo cortante del suelo y roca

La resistencia al esfuerzo cortante se define como la oposición que ofrecen las partículas al desplazamiento relativo; puesto que depende de la interacción entre éstas, la naturaleza de las interacciones será la que determine la magnitud de la resistencia. Es importante entender la naturaleza de la resistencia cortante para pronosticar los problemas de estabilidad de taludes, tales como fallas y deslizamientos con se puede observar en la figura 24 (Espinoza D. & Tapia B., 2013).

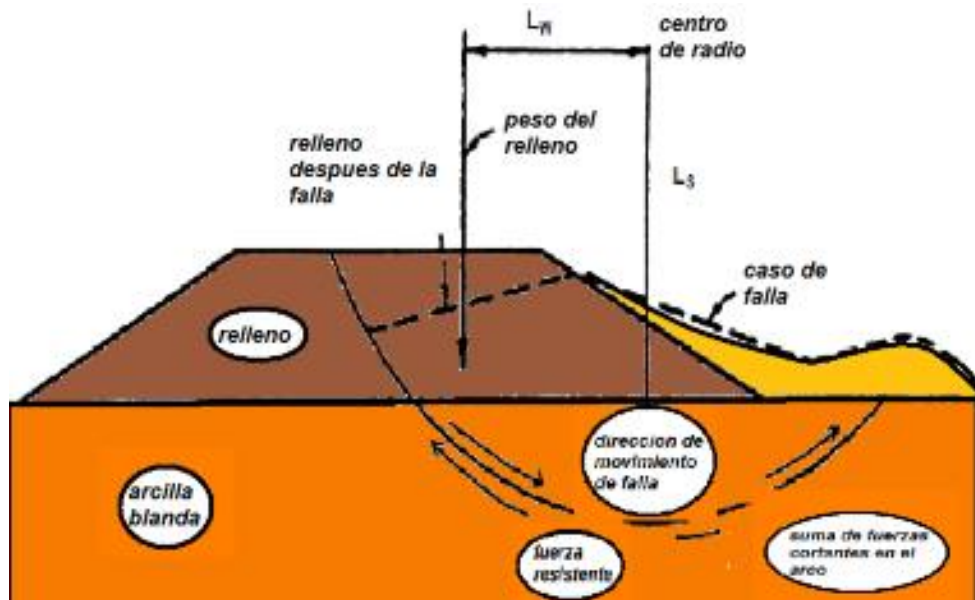


Figura 24. Falla de Resistencia de Esfuerzos.  
Fuentes: Alva, 2002.

#### a. Criterios de falla de Morh-Coulomb

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales que afirma que éstos fallan debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante, y no solamente por la presencia de un esfuerzo máximo de uno de éstos.

De tal manera que la relación funcional entre estos esfuerzos sobre un plano de falla se expresa de la forma (Espinoza D. & Tapia B., 2013):

$$\tau = \sigma \dots\dots\dots \text{(Ecuación 1)}$$

Donde:

$\tau$  = *Esfuerzo cortante sobre el plano de falla*

$\sigma$  = *Esfuerzo normal sobre el plano de falla*

La envolvente de falla definida por esta ecuación es una línea curva, pero en la práctica es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Tal relación se escribe como y se puede observar en la figura 25 y 26:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \dots\dots\dots \text{(Ecuación 2)}$$

Donde:

$C$  = *Cohesion*

$\varphi$  = *Angulo de Fricción*

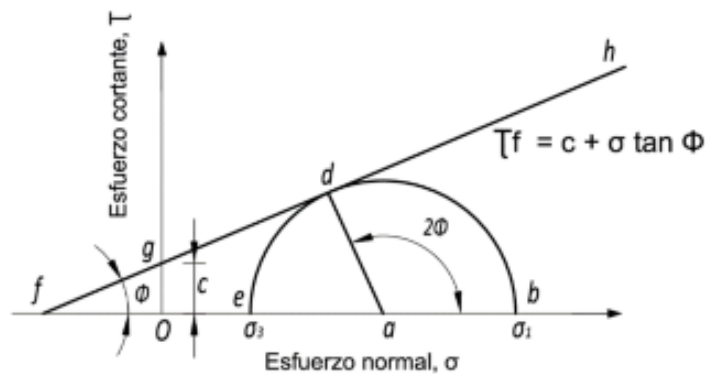


Figura 25. Círculo de Mohr y envolvente de falla.  
Fuente: Espinoza & Tapia.

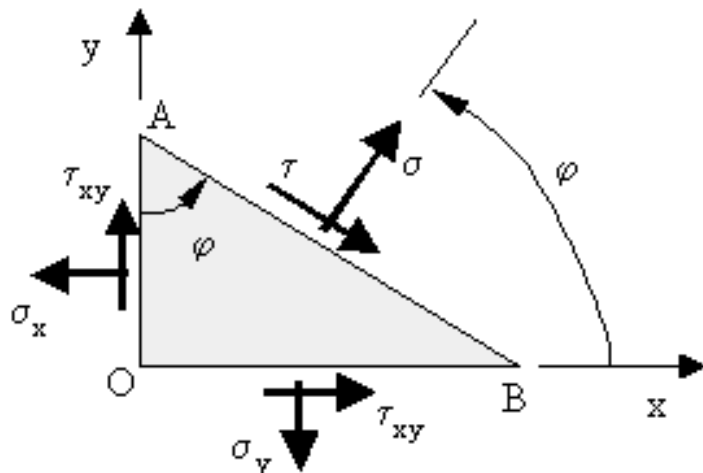


Figura 26. Círculo de Morh – Coulomb.  
Fuentes: Suárez, 2002.

**b. Criterio de rotura de Hoek Brown**

El criterio de rotura más generalmente utilizado en la actualidad en el estudio del comportamiento de los macizos rocosos es el de Hoek y Brown, criterio empírico definido para probetas de laboratorio a partir de ensayos sobre un enorme número de muestras de distintos tipos de rocas propias de macizos rocosos duros (Hoek y Brown, 1980) y que se puede extrapolar al comportamiento de los macizos rocosos. Este criterio se puede expresar mediante la siguiente fórmula: (Ramírez O. & Alejandro M., 2004).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_3 \sigma_c + s \sigma_c^2} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 3)}$$

Para el caso de la roca intacta, o sea, del material rocoso, se tendría por definición que  $s = 1$ .

$m$  y  $\sigma_c$  Serían parámetros característicos de la roca que se obtendrán mediante ensayos de laboratorio.

Mediante ensayos de laboratorio. La resistencia a la tracción correspondiente se podría obtener introduciendo  $\sigma_1 = 0$ , en la ecuación del criterio de rotura de Hoek-Brown y resolviéndola.

La ingente aplicación práctica del criterio de Hoek-Brown en la ingeniería práctica de macizos rocosos durante las décadas de los 80 y los 90, llevó a que se pusieran de manifiesto algunas problemáticas en lo que concierne por ejemplo a su utilización para macizos rocosos de mala calidad, etc... Esto fue llevando a los autores a ir realizando actualizaciones periódicas para ir superando estos desajustes de las cuales las dos últimas versiones serían Hoek y Brown (1998) y Hoek et al. (2002). Se presenta a continuación la propuesta de la última de las versiones del criterio de rotura, que como podrá constatarse mantiene la estructura inicial, presentada en el apartado anterior, aunque se operan leves variaciones. La unidad de los esfuerzos es en MPA (Ramírez O. & Alejandro M., 2004).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \dots\dots\dots \text{(Ecuación 4)}$$

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI-100}{28-14D} \right) \dots\dots\dots \text{(Ecuación 5)}$$

$$s = \exp \left( \frac{GSI-100}{9-3D} \right) \dots\dots\dots \text{(Ecuación 6)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \dots\dots\dots \text{(Ecuación 7)}$$

Donde:

$D$  = Es un factor que depende sobre el grado de alteración

$GSI$  = Índice de resistencia geologica del terreno

$\sigma_{ci}$  = Es la resistencia a compresión uniaxial

$\sigma_1$  = Es el esfuerzo principal efectivo mayor

$\sigma_3$  =  $WsE$  el esfuerzo principal efectivo menor

$m_i$  = Identificación de la roca mineral

$m_b$  = Es un valor reducido de la constante del material  $m_i$

$a$  = es una constante del macizo rocoso

$s$  = es una constante del macizo rocoso

Donde para obtener la resistencia a la compresión se usa la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} S^a \dots\dots\dots \text{(Ecuación 8)}$$

Para la resistencia a la tracción se usa la siguiente ecuación:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 9)}$$

Hoek, Carranza-Torres y Corkum (2002) proponen utilizar un ajuste basado en una regresión lineal media de la ecuación en una gama de valores de la tensión principal menor tal que el proceso de ajuste llevaría consigo equilibrar las áreas que quedarían por encima y debajo de la recta de Mohr-Coulomb. Este ajuste daría como resultado las siguientes expresiones de fricción y cohesión: (Corkum, Carranza-T., & Hoek, 2002)

$$\phi = \text{sen}^{-1} \left[ \frac{6am(s+m\sigma_3)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am(s+m\sigma_3)^{a-1}} \right] \dots\dots\dots \text{(Ecuación 10)}$$

$$C = \frac{\sigma_3[(1+2a)s+(1-a)m\sigma_3](s+m\sigma_3)^{a-1}}{(1+a)(+2a)\sqrt{\frac{1+(6am(s+m\sigma_3)^{a-1})}{(1+a)(1+2a)}}} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 11)}$$

Donde:

$$\sigma_{3n} = \frac{\sigma_{3max}}{\sigma_{ci}} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 12)}$$

Otras ecuaciones en caso de túneles y taludes, propiedad mecánica de la roca se encontrará en el apéndice A.

### **2.3.2.2. Métodos para falla circular**

El método más difundido es el del equilibrio límite, el cuál asume la validez del criterio de falla de Coulomb a lo largo de la superficie de falla asumida. Se consideran diagramas de cuerpo libre para hacer actuar las fuerzas asumidas o conocidas. El esfuerzo cortante inducido en la superficie de falla asumida es comparado con el esfuerzo resistente del material. El método de las rebanadas, que considera un análisis de falla rotacional, es la solución más comúnmente utilizada dentro del Método del equilibrio Límite (Pacheco Z., 2006).

El Factor de Seguridad es empleado por los Ingenieros para conocer cuál es el factor de amenaza de que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. (Suárez D., 2002):

$$\mathbf{FS} = \text{Resistencia al corte disponible} / \text{Equilibrio de esfuerzos de corte}$$

En superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

**FS = Momento Resistente / Momento actuante**

El factor de seguridad hallado nos indica lo siguiente: Si el factor de seguridad es menor a la unidad ( $FS < 1$ ), el talud es inestable o ya colapsado. Si el factor de seguridad es mayor a la unidad ( $FS > 1$ ), el talud es estable. Si el factor de seguridad es menor a la unidad ( $FS = 1$ ), el talud presenta el riesgo de una falla inminente (Pacheco Z., 2006).

***a. Método de Tablas o número de estabilidad***

Para taludes simples homogéneos se han desarrollado tablas que permiten un cálculo rápido del Factor de Seguridad. Existe una gran cantidad de tablas desarrolladas por diferentes Autores. La primera de ellas fue desarrollada por Taylor en 1937 y 1948, las cuales son aplicables solamente para análisis de esfuerzos totales, debido a que no considera presiones de poro. Desde entonces varias tablas han sido sucesivamente presentadas por Bishop y Morgenstern (1960), Hunter y Schuster (1968), Janbú (1968), Morgenstern (1963), Spencer (1967), Terzaghi y Peck (1967) y otros, las cuales se resumen en la tabla 5. (Alva H., 2010)

**Tabla 5***Listado de tablas para cálculo de estabilidad de taludes disponibles*

Autor	Parámetros	Inclinación de talud	Método analítico utilizado	Observaciones
Taylor (1948)	$C^u$ , $C^u, \phi$	0-90° 0-90°	$\phi = 0$ Círculo de fricción	Análisis no drenado Taludes secos solamente
Bishop y Morgenstern (1960)	$C^u, \phi, r$	11-26,5°	Bishop	Primero en incluir efectos del agua
Gibsson y Morgenstern (1960)	$C^u$	0-90°	$\phi = 0$	Análisis no drenado con cero resistencia en la superficie y $c =$ aumenta linealmente con la profundidad
Spencer (1960)	$C^u, \phi, r^u$	0-34°	Spencer	Círculos de pie solamente.
Janbú (1967)	$C^u$ $C^u, \phi, r^u$	0-90°	$\phi = 0$ Janbu GPS	Una serie de tablas para diferentes efectos de movimiento de agua y grietas de tensión.7
O' Connor y Mitchell (1977)	$C^u, \phi, r^u$	11-26°	Bishop	Bishop y Morgenstern (1960) extendido para incluir $N = 0.1$
Hock y Bray (1977)	$C^u, \phi$ $C^u, \phi$	0-90° 0-90°	Círculo de fricción	Incluye agua subterránea y grietas de tensión. Análisis de bloque en tres dimensiones
Consins (1977)	$C^u, \phi$	0-45°	Bishop	Extensión del método de Taylor (1948)
Cherles y Soares (1984)	$\phi$	26-63°	Bishop	Envolvente de falla no lineal de Mohr-Coulomb
Barnes (1991)	$C^u, \phi, r^u$	11-63°	Bishop	Extensión de Bishop y Morgenstern (1960) para un rango mayor de ángulos del talud

Fuente: Alva, 2010.



**b. Método del talud infinito**

En las condiciones en las cuales se presenta una falla paralela a la superficie del talud, a una profundidad somera y la longitud de la falla es larga comparada con su espesor, se puede utilizar en forma precisa aproximada, el análisis de talud infinito ver figura 27. Es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el Factor de seguridad de un talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud (Garcia R. & Garrido U., 2013).

$$F.S. = \frac{C+(h\gamma-h_w\gamma_w)*\text{Cos}\varphi*\text{tan}\varphi}{h\gamma\text{sen}\varphi} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 13)}$$

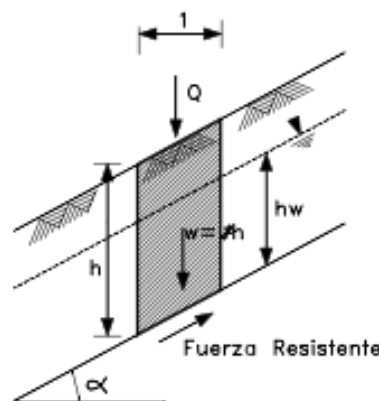


Figura 27. Diagrama de análisis, talud infinitos.  
Fuentes: García, 2013.

**c. Método del bloque deslizando**

El análisis de bloque puede utilizarse cuando existe a una determinada profundidad, una superficie de debilidad relativamente recta y delgada. La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independientemente, utilizando las fuerzas entre bloques ver figura 28. No

considera la deformación de los bloques y es útil cuando existe un manto débil o cuando aparece un manto muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento (Suárez D., 2002).

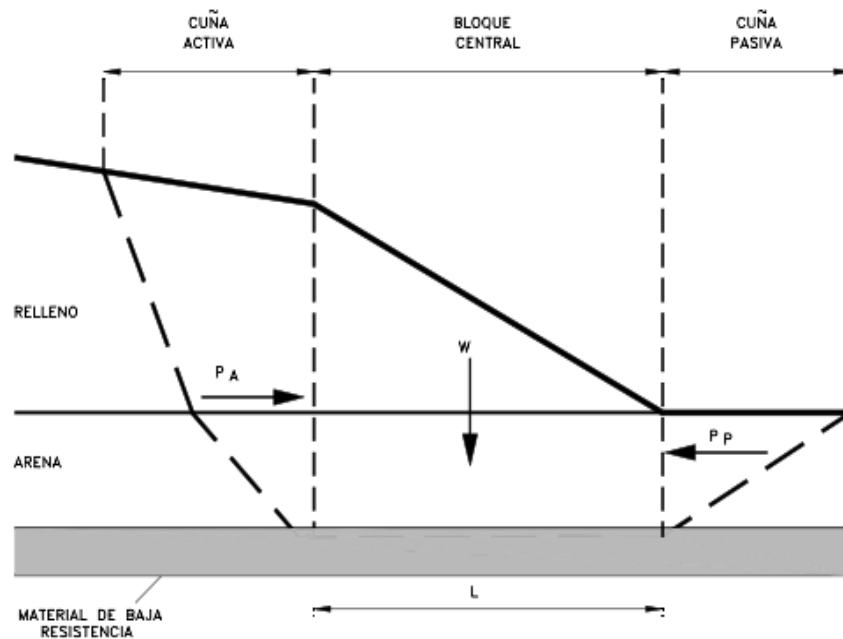


Figura 28. Esquema del método del bloque deslizante.  
Fuente: Suárez, 2002.

Según Espinoza Durán y Tapia Berzoza, afirma que “En el caso de tres bloques, la cuña superior se le llama cuña activa y las otras dos, cuña central y pasiva, respectivamente. El factor de seguridad puede calcularse sumando las fuerzas horizontales así:”

$$F.S. = \frac{Pp + C + (W - u) \cdot \tan \phi}{Pa} \dots \dots \dots \text{(Ecuación 14)}$$

Donde:

Pp = Fuerza pasiva producida por la cuña inferior

Pa = Fuerza activa producida por la cuña superior

C = Cohesión efectiva

L = Longitud del fondo

W = Peso total del bloque central

u = Fuerza total de poros en el fondo del bloque central

$\phi$  = Fricción del suelo en el fondo del bloque

**d. Método de las dovelas: Fellenius**

Este método supone que las fuerzas de interacción entre rebanadas no influye de manera significativa en el cálculo de la estabilidad ya que son de pequeña magnitud o se anulan casi totalmente entre ellas; aunque este hecho no es totalmente cierto para determinados casos donde hay cargas no uniformes sobre el terreno con se aprecia en la figura 29 (Espinoza D. & Tapia B., 2013).

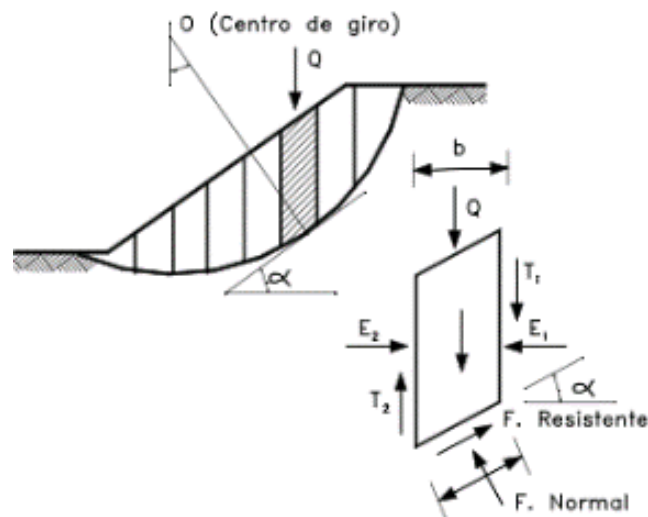


Figura 29. Esquema del método de las dovelas.  
Fuente: Suarez, 2002.

$$F.S. = \frac{Pp + C * L + (W - u) \tan \phi}{Pa} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 15)}$$

Donde:

W = Peso total de cada tajada

C = Cohesión efectiva

u = Fuerza total de poros en el fondo del bloque central

b = Ancho de la tajada

$\phi$  = Fricción del suelo en el fondo del bloque

**e. Método de Bishop simplificado**

Bishop (1955) presentó un método utilizando Dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las Dovelas, se puede observar en la figura 30 (Montoya O., 2009):

$$FS = \frac{1er}{\sum W \text{sen}\alpha} \left( Cb + W \tan\phi * \left( \cos\alpha + \frac{\text{sen}\alpha * \tan\phi}{FS} \right) \right) \dots\dots\dots \text{(Ecuación 16)}$$

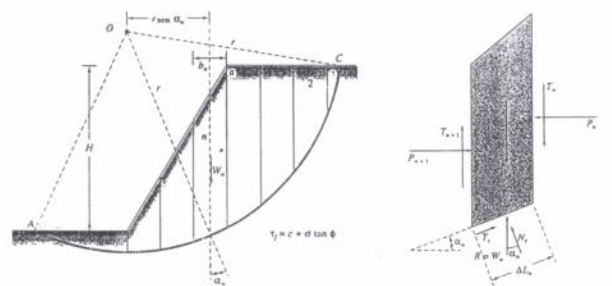


Figura 30. Diagrama de cuerpo libre y polígono de fuerzas aplicado en el método Bishop modificado  
Fuentes: Montoya, 2009.

**f. Método de Janbu**

Según Montoya Orozco, 2009 afirma lo siguiente “El método toma en cuenta las fuerzas normales generadas entre las dovelas, sin considerar las fuerzas de fricción generadas entre éstas”. Como se observa en la figura 31.

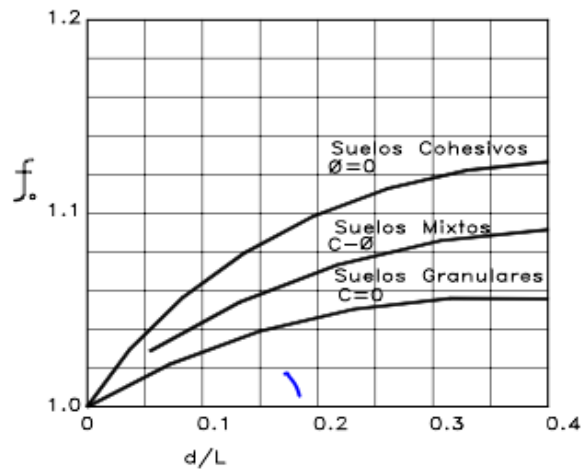
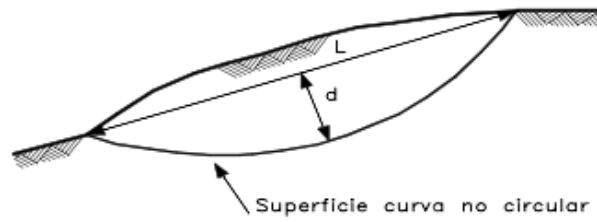


Figura 31. Diagrama para determinar el factor  $f_0$  para el método de Janbu.  
Fuente: Suarez, 2002.

El factor de seguridad se calcula como:

$$FS = \frac{f_0 \sum \{c' b + (W - ub) \tan \varphi\} \frac{1}{\cos \alpha m \alpha}}{\sum W (\tan \alpha)} \dots \dots \dots \text{(Ecuación 17)}$$

Donde:

$b$  = Ancho de la dovela

$W$  = Peso de cada dovela

$C, \varphi$  = Parámetros de resistencia

$u$  = Presión de poros en la base de cada dovela

$\alpha$  = Angulo del radio y la vertical en cada dovela

$f_0$  = Curvatura de la superficie de falla

**g. Método Morgenstern – Price**

Morgenstern y Price (1965) propusieron un método que satisface el equilibrio estático de fuerzas y momentos en forma rigurosa. Considera que la fuerza resultante entre dovelas varía con respecto a un porcentaje de una función arbitraria y por una constante  $\lambda$ . Estos factores permiten utilizar superficies de falla curvas que no necesariamente sean cilíndricas se puede observar en la figura 32 (Espinoza D. & Tapia B., 2013).

Las ecuaciones presentan el cálculo del factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas y de momentos, respectivamente.

$$FS_m = \frac{\sum(Cb+(N-uL)R\tan\phi)}{\sum Wx - \sum Nf \pm \sum Dd} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 18)}$$

$$FS_f = \frac{\sum(Cb+(N-u)\tan\phi\cos\alpha)}{\sum N\sin\alpha - \sum D\cos\alpha} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 19)}$$

Donde:

FS<sub>m</sub> = Factor de seguridad con respecto al equilibrio de momentos.

FS<sub>f</sub> = Factor de seguridad con respecto al equilibrio de fuerzas.

W = Peso de la dovela

N = Fuerza normal entre dovelas

x = Fuerza tangencial entre dovelas

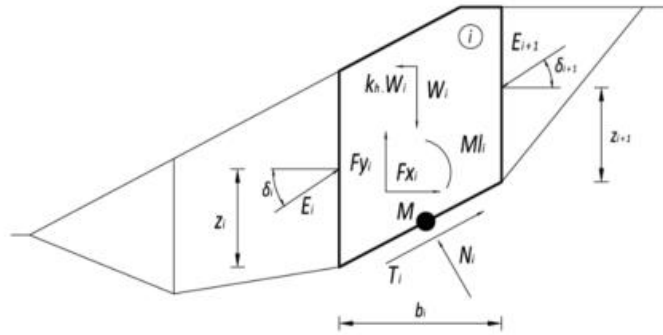


Figura 32. Esquema estático del Método Morgenstén – Price.  
Fuente: Espinoza y Tapia, 2013.

**h. Método Spencer:**

El método de Spencer es un método general de cortes realizados en la base del equilibrio límite. Se requiere satisfacer el equilibrio de fuerzas y momentos actuando en bloques individuales. El bloque es creado mediante la división del suelo sobre la superficie de deslizamiento dividiendo planos como se encuentra en la figura 33 (Espinoza D. & Tapia B., 2013).

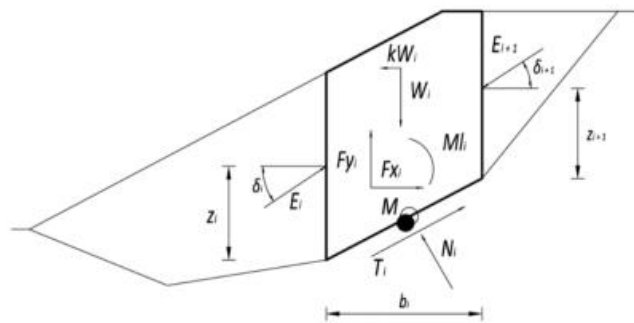


Figura 33: Esquema estático del método de Spencer.  
Fuente: Espinoza y Tapia, 2013.

$$FS = \tan\phi * \tan(\varphi_{i+1} - \alpha_i) \dots\dots\dots \text{(Ecuación 20)}$$

Por lo tanto, antes de ejecutar la iteración es necesario encontrar el valor más alto FSmin que satisfaga las condiciones antes mencionadas. Los valores por debajo

del valor crítico FS min se encuentran en un área de soluciones inestables, por lo tanto se comienza con la iteración configurando FS a un valor “justo” por encima de FS min y todos los valores FS resultantes del proceso de iteración son mayores a FS min. (Espinoza D. & Tapia B., 2013).

### 2.3.2.3. Método para falla por vuelco

El análisis cinemático requiere para que ocurra volteo, que se presenten las siguientes condiciones:

El rumbo de las capas debe ser aproximadamente paralelo a la superficie del talud. En ningún caso la diferencia debe ser superior a 20 grados con se observa en la figura 34 y 35.

El buzamiento debe cumplir la siguiente condición:

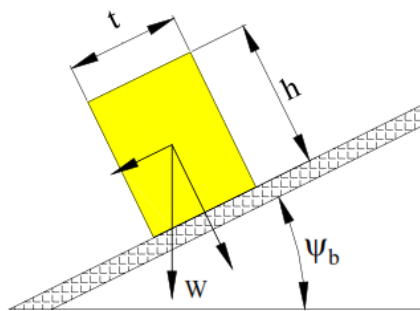


Figura 34. Esquema de falla por volteo  
Fuente: Gavilanes, 2000.

Condición de deslizamiento:  $\psi_b > \phi$

Condición de vuelco:  $\tan\psi_b > t/h$

**$\psi_b < \phi$  No existe deslizamiento** ..... (Ecuación 21)



Donde:

$\tan\psi_b < t/h$  No existe vuelvo

$\tan\psi_b > t/h$  Existe vuelvo

**$\psi_b > \phi$  Existe deslizamiento** ..... (Ecuación 22)

Donde:

$\tan\psi_b < t/h$  No existe vuelvo

$\tan\psi_b > t/h$  Existe vuelvo

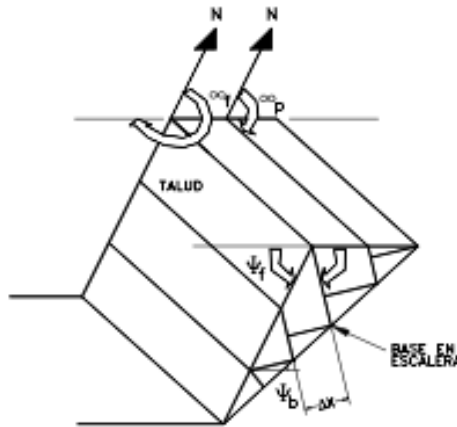


Figura 35. Esquema del modelo de volteo.  
Fuente: Suarez, 2002.

#### 2.3.2.4. Método para falla por cuña

El análisis cinemático de una falla en cuña es controlado por la orientación de la línea de intersección de los dos planos. Las condiciones estructurales que se deben cumplir son las siguientes ver figura 36:

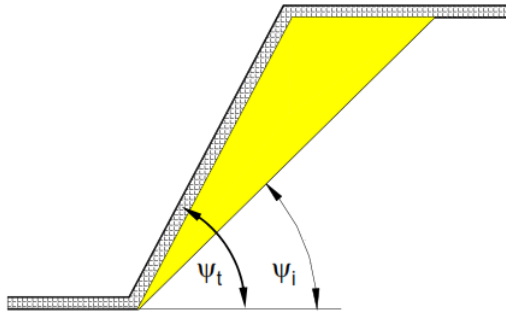


Figura 36. Esquema de falla por cuña.  
Fuente: Gavilanes, 2002

La dirección de la línea de intersección debe ser aproximadamente cercana a la del buzamiento de la superficie del talud.

El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el de la superficie del talud.

El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio de las dos superficies. (Suárez D., 2002).

$$FS = \frac{3}{\gamma H} (C_A X + C_B X) + \left( A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} X \right) \tan \phi_A + \left( B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} Y \right) \tan \phi_B \dots \text{(Ecuación 23)}$$

Donde

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{24}}{\text{sen } \theta_{45} \cos \theta_{2na}}$$

$$Y = \frac{\text{sen } \theta_{13}}{\text{sen } \theta_{35} \cos \theta_{1nb}}$$

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cos \theta_{nanb}}{\text{sen } \psi_5 \text{sen}^2 \theta_{nanb}}$$

$$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cos \theta_{nanb}}{\text{sen } \psi_5 \text{sen}^2 \theta_{nanb}}$$

$H$  : Altura total de la cuña.

$C$  y  $\phi$  = Parámetros de resistencia en términos de tensiones efectivas.

$\gamma$  = Peso específico de la roca.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

$X, Y, A, B$  = Factores adimensionales que representan la geometría de la cuña.

$\psi_a, \psi_b$  = Buzamientos de los planos A y B.

$\psi_5$  = Inclinación de la recta de la intersección (5).

$\theta_{ij}$  = Angulo que forman las rectas de intersección.

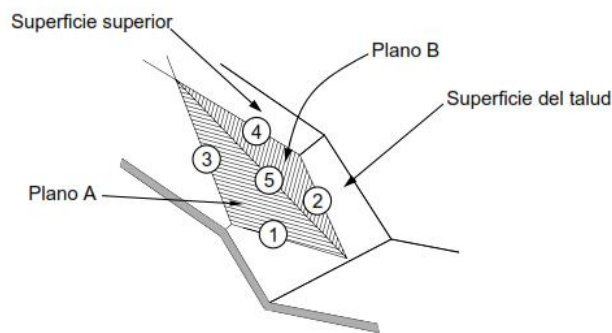


Figura 37. Esquema del modelo de la cuña.

Fuente: Suarez, 2002.

Interpretación de la figura 36:

1 Intersección del plano A con el frente del talud.

2 Intersección del plano B con el frente del talud.

3 Intersección del plano A con la superficie superior del talud.

4 Intersección del plano B con la superficie superior del talud.

5 Intersección de los planos A y B.

### 2.3.2.5. Método para falla planar

El análisis cinemático tiene en cuenta cuatro condiciones estructurales así como se puede ver en la figura 38:

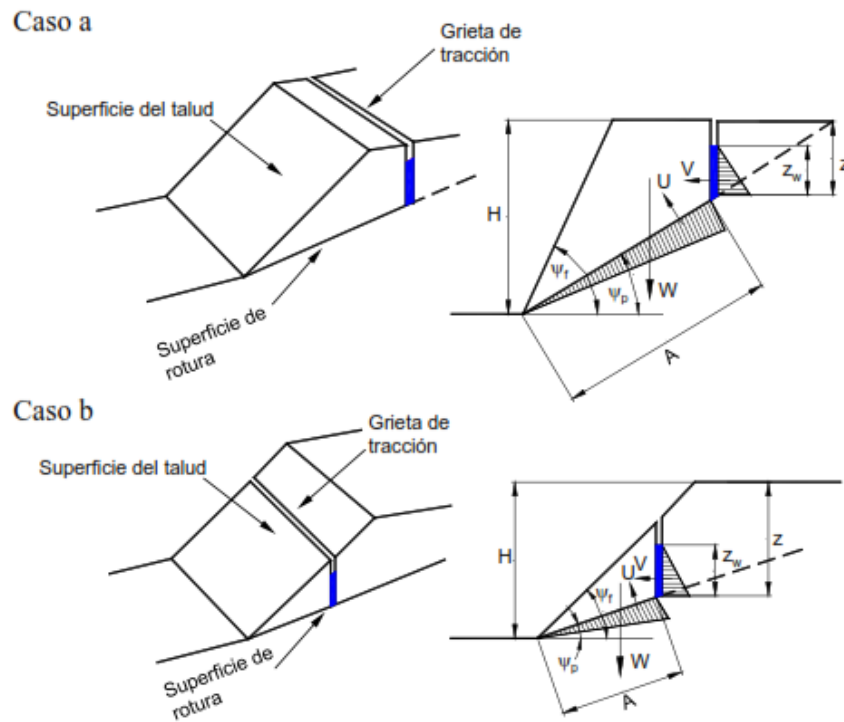


Figura 38. Esquema del modelo planar.  
Fuente: Gavilanes, 2000.

La dirección de la discontinuidad debe estar a menos de 20 grados de la dirección de la superficie del talud.

El buzamiento de la discontinuidad debe ser menor que el buzamiento de la superficie del talud.

El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que su ángulo de fricción.

La extensión lateral de la masa potencial de falla debe ser definida por superficies laterales que no contribuyen a la estabilidad. Si las condiciones anteriores se cumplen la estabilidad puede evaluarse por el método del equilibrio límite. El análisis de estabilidad requiere la solución de fuerzas perpendiculares y paralelas a la superficie de falla potencial. (Suárez D., 2002).

$$FS = \frac{CA + [W \cos \psi_p - U - V \sin(\psi_p + \delta)] \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos(\psi_p + \delta)} \dots\dots\dots \text{(Ecuación 24)}$$

Donde:

$$A = \frac{H - Z}{\sin \psi_p}$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w \frac{H - Z}{\sin \psi_p}$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \frac{1 - \left(\frac{Z}{H}\right)^2}{\tan \psi_p} - \frac{1}{\tan \psi_t} \right] \text{ Caso A}$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \frac{\left(1 - \frac{Z}{H}\right)^2 (\tan \psi_t - 1)}{\tan \psi_p} \right] \text{ Caso B}$$

$H$  = Altura de cara del talud.

$Z$  = Altura de la grieta de tracción.

$Z_w$  = Altura del agua en la grieta de tracción.

$C$  y  $\phi$  = Parámetros de resistencia en términos de tensiones efectivas.

$A$  = Área de la superficie de deslizamiento.

$\psi_p$  = Angulo que forma el plano de deslizamiento con la horizontal.

$\psi_t$  = Angulo del talud con la horizontal.

$U$  = Resultante de las presiones intersticiales que actúan en el plano de deslizamiento.

$V$  = Resultante de las presiones intersticiales que actúan en el plano de deslizamiento.

### 2.3.3. Tipos de estabilización de taludes

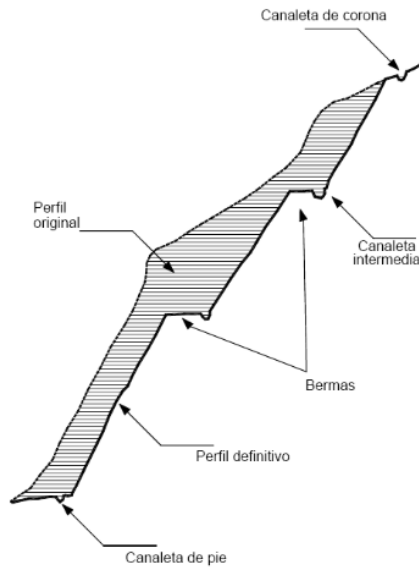
La excavación en los taludes, sobre todo para obras civiles y geotécnica según la geográfica topográficas, puede tener laderas como mucha pendientes, o en lugares

con mucha sobrepoblación, como carreteras en la proximidad de núcleos urbanos; así como aquellas que necesiten un nivel superior del factor de seguridad, como excavaciones para entalladuras de los estribos de una presa, deben ser realizadas con colocación de elementos resistentes que mejoren la estabilidad para un factor de seguridad preestablecido. (Ayala C., y otros, 1986).

#### ***2.3.3.1. Estabilización de taludes mediante banquetas***

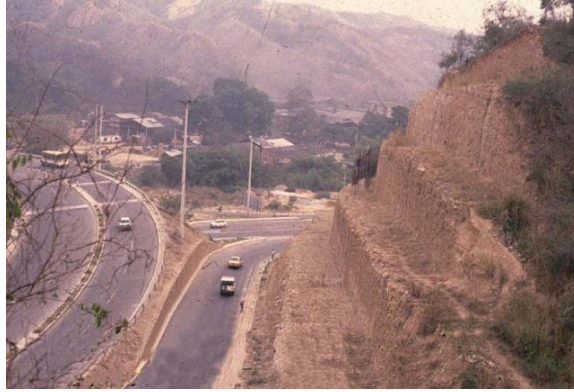
La disposición de banquetas o bermas intermedias en un talud es una medida que suele decidirse antes de la construcción del talud, en la fase de proyecto, medidas estas se adoptan con frecuencia en taludes ya construidos o naturales, cuando se prevén deslizamientos o estos ya han comenzado a producirse (Ayala C., y otros, 1986).

Por otra parte las banquetas o bermas no solo producen un efecto beneficioso en la estabilidad general del talud, sino que su uso es aconsejable también por otros motivos: facilitan el proceso constructivo y las operaciones de mantenimiento del talud, retienen las caídas de fragmentos de roca, indeseables en todos los casos, y si se dispone en ellas zanjas de drenaje para evacuar las aguas de escorrentías, disminuyen su efecto erosivo y el aumento de las presiones con se puede observar en la figura 39 (Ayala C., y otros, 1986).



*Figura 39.* Talud con banquetas intermedia.  
Fuentes: Ayala, 1986.

En la parte inferior de un gran talud continuo, la descarga y velocidad del agua superficial aumentan, causando el incremento de las fuerzas de socavación. En este caso, la velocidad de la corriente puede reducirse al proporcionar una banqueta casi horizontal a la mitad del talud, o la concentración del agua superficial en la parte inferior del talud puede prevenirse al construir una zanja en la banqueta para drenar el agua hacia afuera del talud. La banqueta también puede usarse como acera para inspección o como andamio para reparación. Por lo tanto, las banquetas deben diseñarse tomando en cuenta la dificultad de inspeccionar y reparar, la pendiente del talud, la altura de corte, los suelos del talud, los costos y otras condiciones, como en la figura 40 (ONOUCHI, 1984).



*Figura 40.* Talud con banquetas intermedia en el Perú.  
Fuentes: Alva, 2010

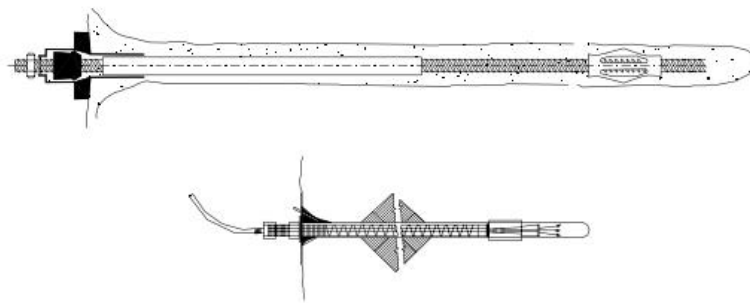
### ***2.3.3.2. Estructuras ancladas***

El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. Las estructuras ancladas incluyen los pernos metálicos utilizados para sostener bloques de roca, las estructuras con tendones pre tensionados, anclados en el suelo y los tendones pasivos no pre tensionados (Suárez D., 2002).

Pernos individuales no tensionado son elementos estructurales generalmente constituidos por varillas de acero, las cuales se colocan dentro de una perforación, la cual se inyecta posteriormente con cemento para unir la varilla al macizo de roca. Realmente, lo que ocurre es un refuerzo del macizo de roca por intermedio de la varilla. En esta forma, se pueden evitar los caídos de roca y en ocasiones los deslizamientos de macizos de roca fracturada con discontinuidades muy espaciadas. El diseño de los pernos, generalmente, es empírico basado en un análisis de las discontinuidades en el macizo y de la estabilidad de los bloques. La parte más importante del diseño es determinar la localización, ángulo de inclinación y longitud de cada perno. El detalle común de las tecnologías de pernos es que minimizan la relajación o desprendimiento de los bloques de roca. Una vez los



bloques se sueltan es muy difícil recobrar la estabilidad completa del macizo, por eso la colocación de anclajes es muy útil que se realice, previamente a la excavación. Este prerefuerzo se puede lograr instalando anclajes a medida que se avanza con la excavación o instalando pernos a la cresta del corte, antes de la excavación, como se puede observar en la figura 41 (Suárez D., 2002).



*Figura 41.* Anclaje con varilla de acero.  
Fuente: Suárez, 2002.

Anclajes individuales tensionados (Anclas activas), este método consiste en la colocación dentro del macizo de roca y muy por debajo de la superficie de falla real o potencial de una serie de tirantes de acero anclados en su punta y tensados por medio de gatos en superficie. Los anclajes generan fuerzas de compresión que aumentan la fricción y / o contrarrestan la acción de las fuerzas desestabilizadoras. Los anclajes pretensionados se colocan atravesando posibles superficies de falla, anclando los bloques a roca sana, detrás de esta superficie. El tensionamiento del perno, transmite una fuerza a la roca, produciendo una compresión y modificando los esfuerzos normales sobre la superficie de falla. Si las fuerzas de anclaje se instalan a un ángulo menor que a la normal a la superficie potencial de falla, se crea adicionalmente, una fuerza resistente que se opone al movimiento. La fuerza requerida para el anclaje, se minimiza cuando la suma del ángulo de buzamiento de

los anclajes y el de la fractura es igual al ángulo de fricción. Se ahorra gran cantidad de pernos autoperforantes, instalándolos al ángulo óptimo, en lugar de colocarlos normales a la falla. En la cabeza exterior del ancla se coloca una platina metálica para fijar el anclaje y permitir su tensado (Suárez D., 2002). Como se observa en la figura 42.

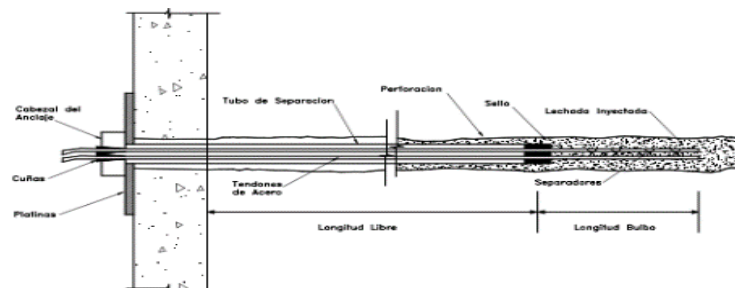


Figura 42. Anclaje con tendones de acero.  
Fuente: Suárez Díaz, 2002.

#### ***a. Dovelas de concreto reforzada***

Para prevenir que se suelte un bloque de roca en la cresta de un talud. Estos pernos son comúnmente varillas de acero colocadas en huecos preperforados, inyectando una resina epóxica o cemento, las varillas generalmente, no son tensionadas debido a que la roca puede moverse al colocar la tensión, se utiliza hierro de alta resistencia en diámetros que varían desde  $\frac{1}{2}$  a 1,5 pulgadas, como se puede ver en la figura 43 (Suárez D., 2002).



*Figura 43.* Dovelas de concreto reforzada  
Fuente: Suárez, 2006.

### ***b. Mallas exteriores de alambre galvanizados***

Los anclajes con pernos para evitar la ocurrencia de desprendimientos de bloques de roca o material. Debe tenerse en cuenta que los anclajes de mallas protegen la caída de bloques superficiales, pero no representan estabilidad para el caso de fallas de bloques grandes o movimientos de grandes masas de suelo o roca, como se puede observar en la figura 44 (Suárez D., 2002).



*Figura 44.* Anclaje de las mallas  
Fuente: Suárez, 2006

### ***c. Anclajes tensionados***

Para impedir el deslizamiento de bloques de roca a lo largo de un plano de estratificación o fractura. Estos anclajes, generalmente utilizan cable de acero, los cuales se colocan en huecos preperforados e inyectados. La fuerza de

tensionamiento depende de la longitud y características del anclaje y no es raro utilizar fuerzas hasta de 50 toneladas por ancla, como se demuestra en la figura 45 (Suárez D., 2002).

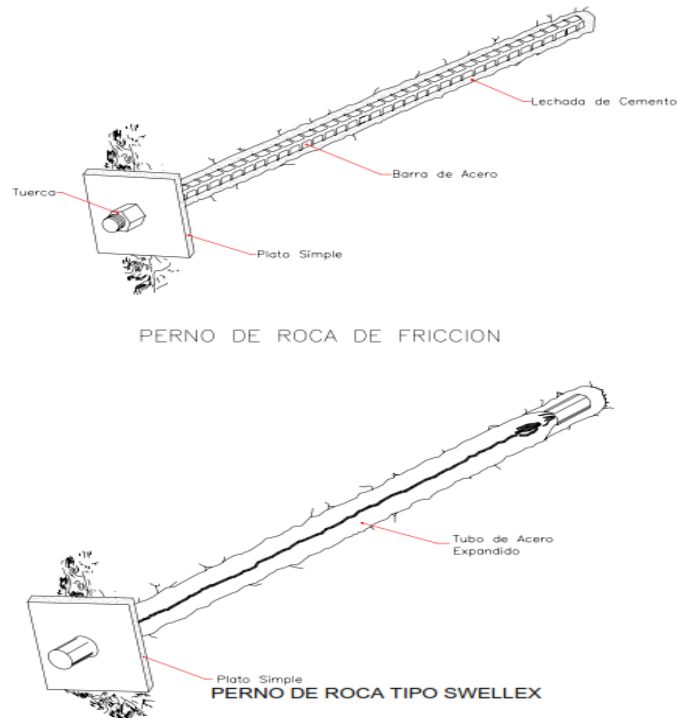


Figura 45. Anclaje tensionados.  
Fuente: Alva, 2010.

#### ***d. Muros Anclados***

Para prevenir el deslizamiento de una zona suelta. Los muros anclados generalmente, incluyen el concreto lanzado para prevenir el movimiento de bloques en una zona fracturada y drenaje de penetración para impedir la presión de agua. Estos muros anclados pueden ser pasivos o activos dependiendo de si son pretensionados o no, como se observa en la figura 46 (Suárez D., 2002).

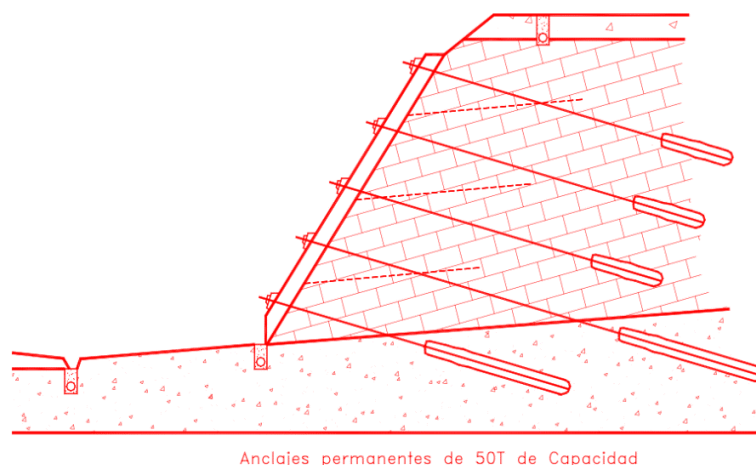


Figura 46. Muros anclados.  
Fuente: Suárez, 2006.

### 2.3.3.3. *Recubrimiento con concreto lanzado*

Consiste en una capa de hormigón rociada sobre la superficie de taludes en roca. La dosificación del hormigón se hace de forma convencional El árido ha de tener una granulometría uniforme y un tamaño superior a 2 cm. Como se observa en la figura 47. Cuando el árido empleado es de tamaño más pequeño el hormigón proyectado se llama gunita (Ayala C., y otros, 1986).



Figura 47. Recubrimiento con concreto lanzado.  
Fuente: Suárez, 2006.

### 2.3.4. **Concreto lanzado**

#### 2.3.4.1. *Concepto*

Se define como mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie. Es la creación

de una película proyectando hormigón contra el frente; esta película tendrá el espesor que se desee, de manera que evita la alteración de la superficie del terreno (Véliz A., 2009).

El principio del proyectado fue descubierto en 1907 por Carl E. Akeley, escultor y naturalista del Museo Americano de Historia Natural de Chicago (Field Museum of Natural History in Chicago). Aunque sus primeros usos datan de 1910 cuando Akeley fue contratado para resanar las superficies de viejas edificaciones de hormigón. El proceso fue patentado un año más tarde por la cement Gun con el nombre de gunitite. En los siguientes años surgieron nuevas marcas comerciales, tales como Guncture, Pneucrete, Blastcrete, Biocrete y Jetcrete, que esencialmente efectuaban el mismo proceso. En los años 30 se introdujo el término genérico concreto lanzado o shotcrete para denominar el proceso de gunitado. Al mismo tiempo se fue extendiendo su uso hasta que en 1945 ya existían más de 5,000 máquinas de Gunitar en más de 120 países (Mateo S., 2013).

La fuerza del chorro como se observa en la figura 48 que produce un impacto sobre la superficie, compacta el material. Normalmente el material fresco colocado tiene un revestimiento cero y puede sostenerse por sí mismo. La variedad de usos del concreto lanzado sigue aumentando después de una experiencia de 50 años. Se usan dos diferentes procesos: “mezclado húmedo” y el “mezclado seco” (Alvarado V., Arteaga C., & Antonio M., 2004).



*Figura 48.* Aplicación de concreto lanzado en un talud.  
Fuente: Vercelli, 2009.

En 1951, el American Concrete Institute (ACI) adoptó el término Concreto lanzado o shotcrete para describir el método de proyectado por vía seca. Aunque actualmente también se aplica para el proceso de proyección por vía húmeda gracias a que el término ha ganado una amplia aceptación en Estados Unidos (Mateo S., 2013).

Los avances en la investigación y en el campo de la construcción, junto con las necesidades actuales, han traído mejoras, avances y nuevas oportunidades para el concreto proyectado a través del desarrollo de equipos y de materiales de mayor y mejor calidad. Los aditivos químicos, equipos robotitos, materiales cementantes suplementarios, como la micro sílice y los refuerzos con fibra. Debido a su gran versatilidad y elevadas propiedades del producto final, la proyección, tanto de concreto como de mortero, ha demostrado ser una técnica invaluable para el soporte de roca y suelo durante la construcción de túneles y excavaciones de minas (Contreras M., 2012).

#### **2.3.4.2. *Uso de concreto lanzado***

Una propiedad importante del concreto lanzado es su facilidad para formar una excelente adherencia con varios materiales. Tiene características impermeables aun en secciones delgadas, y se pueden Usar aditivos para asegurar su impermeabilidad. El concreto lanzado puede ser usado en (Alvarado V., Arteaga C., & Antonio M., 2004):

Estabilizar taludes en zonas de alto fracturamiento. Evita la intemperización de la roca y reducir su permeabilidad y/o deformabilidad, y/o aumentar su resistencia.

Revestimiento de túneles, minas y en estructuras con secciones curvas o alabeadas.

Recubrimiento para protección de: cisternas, tanques de agua, muros de contención, canales, muelles, diques y represas.

Refuerzos y reparación de estructuras de concreto.

Protección del acero estructural en la estabilización de taludes.

Recubrimiento de acero estructural para proporcionar resistencia al fuego y proteger su capacidad de resistencia.

Refuerzo de estructura de concreto, losas, muros de concreto y mampostería, bóvedas de ladrillo y mampostería.



Reparaciones de estructuras de concreto y mampostería dañadas por sismos o incendios.

Revestimientos refractarios de chimeneas, hornos, cúpulas, etc.

Revestimientos resistentes a la abrasión en almacenes de carbón y agregados, tolvas, vertedores, varaderos.

#### ***2.3.4.3. Propiedades del concreto lanzado***

El concreto lanzado aplicado correctamente es un material estructural versátil, que posee gran durabilidad y una excelente adherencia con el concreto, mampostería, acero, madera y otros materiales. Estas propiedades favorables dependen de una correcta planeación y supervisión y de la habilidad y atención continua del equipo de concreto lanzado. La contracción por secado depende de las proporciones de mezcla empleadas, pero generalmente se encuentra dentro del rango de 0,06 hasta 0,10 por ciento. La relación agua/cemento para el concreto lanzado en el lugar, está compuesta entre 0,35 a 0,50 por peso, que es más baja que la mayoría de los valores para las mezclas convencionales de concreto. En general, las propiedades físicas del concreto lanzado, son comparables con aquellas del concreto convencional de la misma composición (Véliz A., 2009).

En el mortero proyectado por vía seca, la relación a/c mejora el desempeño mecánico del material en estado endurecido, así como también su impermeabilidad y densidad, lo cual impacta positivamente. La calidad del mortero proyectado es uno de los aspectos a considerar durante el diseño, preparación, colocación y tratamiento final de las mezclas, por lo que se hace necesario el establecimiento de

las propiedades requeridas para el buen desempeño del material. A este respecto el comité ACI 506 (2004) propone las especificaciones, para un mortero proyectado de buena calidad ver la tabla 6 (Contreras M., 2012).

**Tabla 6**  
*Especificaciones para un mortero de alta calidad a los 28 días.*

<b>Propiedad</b>	<b>Valor</b>
Resistencia a compresión (kg/cm <sup>2</sup> )	300-500
Resistencia a la tracción por adhesión (kg/cm <sup>2</sup> )	70-140
Encogimiento (a los tres meses) (%)	0.06-0.10
Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	2230-2390
Absorción de agua (%)	06-09
Vacíos permeables (%)	14-17

Fuente: Contreras, 2012.

Los materiales para la fabricación del concreto lanzado tienen que ser de buena calidad para que puedan producir un concreto con propiedades aceptables. Para ello los materiales no pueden estar dañados y deben almacenarse en forma adecuada, según el ACI 301 (Alvarado V., Arteaga C., & Antonio M., 2004).

#### ***a. Agregados***

Los Agregados son materiales granulares como arena, grava, piedra triturada o similares que se utilizan, deben cumplir con los requerimientos de la norma ASTM C-33. Los agregados que se utilizan para el concreto lanzado resistente a altas

temperaturas son diferentes a los utilizados normalmente; dentro de estos se pueden mencionar los limos, arcillas expandida, escorias, vermiculita, perlita, alúmina fundida y caolín (Alvarado V., Arteaga C., & Antonio M., 2004).

Los Agregados Finos se indican como pasante en la malla 3/8” y retenida en la malla # 200, denominada y agregado grueso, es todo el material retenido en la Malla # 4. Para el Shotcrete no se debe usar particular mayores esto produce más rebote y ocasionado incremento en los Costos (Contreras M., 2012).

Según el ACI 506R-16, “indica que debe cumplir los siguientes parámetros como se observa en la tabla 07.”

**Tabla 7***Límites de gradación para agregados en concreto proyectado*

<b>Porcentaje que pasa (en peso)</b>			
<b>Medida del Tamiz</b>	<b>Graduación 1</b>	<b>Graduación 2</b>	<b>Graduación 3</b>
3/4" (19 mm)	-	-	100
1/2" (12 mm)	-	100	80-95
3/8" (10 mm)	100	90-100	70-90
Nº 4 (4.75 mm)	95-100	70-85	50-70
Nº 8 (2.4 mm)	80-100	50-70	35-55
Nº 16 (1.2 mm)	50-85	35-55	20-40
Nº 30 (600 um)	25-60	20-35	10-30
Nº 50 (300 um)	10-30	08-20	05-17
Nº 100 (150 um)	02-10	02-10	02-10

Fuente: ACI 506R-6.

Contreras Márquez, 2012 afirma lo siguiente “En caso específico de las arenas, existe un parámetro que permite clasificarlas de acuerdo con su tamaño promedio. Este parámetro se denomina Modulo de Finura y se calcula a través  $\frac{3}{4}$ ” y # 100 divida entre cien.” Según la tabla 08.

**Tabla 8**  
*Clasificación de las arenas según su módulo de finura*

<b>Módulo de finura</b>	<b>Tipo de arena</b>
< 02	Fina
02-03	Media
> 03	Gruesa

Fuente: Contreras, 2012.

**Ensayos que se realizarán a los Agregados:**

Análisis Granulométrico del agregado grueso y fino (ASTM C-136).

Impurezas orgánicas del agregado fino (ASTM C-40).

Gravedad específica y absorción (ASTM C-128)

Determinación del peso volumétrico (ASTM C-29).

Contenido de Humedad de las arenas (ASTM C-566).

***b. Agua***

El agua de la mezcla está formada por el agua añadida a la mezcla y por la humedad que contengan los agregados. El agua con relación a su uso en el concreto tiene dos funciones, como ingrediente para la elaboración de las mezclas donde inicia la reacción química de cemento, produciendo el fraguado y endurecimiento del concreto, y como medio de curado del concreto cuando se utiliza este método. Aunque en estas aplicaciones las características del agua tienen efectos de diferente

importancia, es usual que se recomiende emplear agua de una sola calidad en ambos casos (Guzmán Z., 2008).

El agua para el curado debe estar libre de sustancias que puedan dañar el concreto y de sustancias que puedan ocasionar manchas cuando el concreto lanzado es ocupado en acabados arquitectónicos (Véliz A., 2009).

De acuerdo con la norma COVENIN 2 385 (Concreto y Mortero, Calidad del Agua Mezclado. Requisitos) el agua potable podrá utilizarse como agua de mezclado, con un pH en el rango de 5-7,5 y considerando, además, la cantidad de cloruros, sales disueltas e impurezas orgánicas que puedan afectar la calidad del producto final, según la tabla 9 (Guzmán Z., 2008).

**Tabla 9**  
Contenido de impurezas permitidas en el agua de mezclado

<b>Impureza</b>	<b>Contenido máximo (ppm)</b>
Cloruros	500
Sólidos disueltos	5000
Materia orgánicas por consumo de oxígeno	250

Nota: Guzmán, 2008.

### **c. Cemento**

El Cemento Portland debe cumplir los requisitos de calidad respectivos. Si el concreto lanzado está expuesto a suelo o agua freática que contengan elevadas concentraciones de sulfatos disueltos, deberán usarse cementos resistentes a los sulfatos. Cuando las exigencias estructurales requieran alta resistencia rápida, se

preferirá el empleo de un cemento portland de endurecimiento rápido (Véliz A., 2009)

Se pueden utilizar para elaborar los concretos lanzados todos los cementos Portland Tipo I y V existentes en el país que cumplan con la norma ASTM C 150 o C 595. El cemento influye, básicamente, en todas las propiedades del mortero, por lo que la elección del mismo será determinante para predecir las propiedades finales de la mezcla. Aun cuando solamente constituye entre el 10 % y 20 % del peso del concreto, sus propiedades físicas, químicas y mecánicas hacen de este producto el material ideal para la construcción y edificación estructuras de resistencia y larga vida útil (Contreras M., 2012).

#### ***d. Aditivo de mezcla***

Puede ser deseable incluir aditivos en el concreto lanzado para usos y condiciones de colocación especiales. Empleando con cuidado los aditivos que pueden producir resultados muy satisfactorios, pero algunos aditivos que han sido satisfactorios en el concreto normal, pueden no ser útiles en el concreto lanzado. (Véliz A., 2009).

#### ***i. Aditivos para el control de hidratación***

También llamados retardantes de fragua tienen como función principal retardar la reacción química que se produce en el cemento evitando el desarrollo del Calor de hidratación, demora el endurecimiento, produce un aumento del tiempo de trabajabilidad de la mezcla y al mismo tiempo genera un cierto efecto plastificante. Los aditivos retardantes deben cumplir con la norma ASTM C 494-92. Estos aditivos actúan directamente sobre las partículas de cemento

cubriéndolos con una capa delgada relativamente impermeable postergando su hidratación, particularmente del aluminato Tricalcico (C3A). (Guzmán Z., 2008)

### ***ii. Aditivos reductores de agua***

Los aditivos reductores de agua tienen como función principal incrementar la trabajabilidad de la mezcla sin afectar la relación agua cemento (a/c) por consiguiente no afectar la resistencia de la mezcla, esto se da por que los reductores de agua son sustancias que provocan una gran dispersión de las partículas de cemento. Los aditivos reductores de agua de alto rango deben cumplir con la norma ASTM C 494-92 Los reductores de agua se utilizan en concretos y morteros lanzados por vía húmeda exclusivamente para optimizar el mezclado y el transporte, se obtiene mayor homogeneidad y favorece la hidratación completa del cemento; se facilita la impulsión a través de tuberías y mangueras. Existen dos tipos de aditivos reductores de agua, los normales y los de alto rango o también llamados superfluidificantes o superplastificantes (Guzmán Z., 2008).

### ***iii. Aditivos acelerante de fragua***

Los aditivos acelerantes de fragua acortan el tiempo de fraguado y aumentan la rapidez del endurecimiento del concreto, son productos solubles en agua y actúan químicamente sobre la mezcla, obteniendo resistencias elevadas a corto plazo; lamentablemente la mayoría de los acelerantes de fragua tienen efectos adversos sobre las propiedades del concreto como el incremento de la contracción por secado, incremento de porosidad, incremento de la permeabilidad, reduce la resistencia al ataque químico y reduce la durabilidad.



### **2.3.5. Concreto lanzado o shotcrete con fibra**

#### ***2.3.5.1. Reseña histórica de la aplicación de las fibras***

A lo largo de las décadas, se han desarrollado investigaciones referentes al concreto y sus propiedades. Desde el siglo XX viene experimentando una profunda evolución como principal material de construcción. Dichas investigaciones fundamentalmente buscan mejorar el rendimiento del mismo. Tecnologías nuevas vienen presentándose desde el siglo XX, como por ejemplo concreto proyectado o concretos pre y post tensados, concretos de alta resistencia o autocompactantes, así también como concreto reforzado con fibras de acero o fibras sintéticas (Sotil L. & Zegarra R., 2015).

El inicio de las fibras sintéticas es gracias a la marca Chardonnet, quien a finales del siglo XIX inventó la seda artificial, no obstante, en 1935 es cuando se produce la primera fibra de nylon, surgiendo una nueva etapa en el uso de fibras. Sin embargo, la aplicación de este tipo de fibras en la construcción fue varios años después (Sotil L. & Zegarra R., 2015).

#### ***2.3.5.2. Concepto***

El Concreto Lanzado reforzado con fibras ya sean estas sintéticas o de acero crean un refuerzo homogéneo; se pueden aplicar muy rápido, asegurando un refuerzo inmediato a la roca excavada. El refuerzo homogéneo con fibras permite resistir esfuerzos de flexo tracción en cualquier punto de la capa de shotcrete. Unos espesores uniformes permiten una reducción importante de los consumos de Shotcrete, una capa reforzada con fibras tiene una muy buena adherencia a la roca, la cual es necesaria que se soporte a sí misma (Guzmán Z., 2008)

El American Institute Concret, se refiere “de la utilización de la Fibra en el Código 506.1R-08, Guide to Fiber-Reinforced Shotcrete”.

Las fibras con una adecuada resistencia mecánica a la tracción, homogéneamente distribuidas dentro del Concreto, constituyen una micro-armadura la cual, por un lado se muestra extremadamente eficaz para contrastar el muy conocido fenómeno de la fisuración por retracción y, por otro lado, confiere al hormigón una ductilidad que puede llegar a ser considerable en la medida en que sea elevada la resistencia misma de las fibras y su cantidad, confiriendo además al hormigón en tales circunstancias una gran tenacidad (Gallovich S., Rossi, Winterberg, & Perri A., 2010).

#### **2.3.5.3. Tipos de fibra**

La adición de fibras a la masa de concreto confiere ciertas propiedades, ya sea en estado fresco o en estado endurecido. Es por esto que se pueden clasificar de la siguiente manera (Sotil L. & Zegarra R., 2015):

Fibras Estructurales: brindan una mayor energía de rotura y proporcionan mejora en la resistencia a la fisuración en estado endurecido.

Fibras No Estructurales: controlan la fisuración por retracción (estado fresco), así también como resistencia al fuego, abrasión e impacto.

Por otra parte, la clasificación de las fibras también se da por la materia prima con la cual son producida, entre las cuales se tienen (Sotil L. & Zegarra R., 2015):

Naturales: amianto (asbesto), celulosa y carbono.

Sintética: nylon, polipropileno, vidrio y otras.

Metálicas: acero carbono, inox y sus aleaciones y aluminio.

**Tabla 10**  
*Características mecánicas de las fibras*

<b>Fibras</b>	<b>Diámetro (um)</b>	<b>Densidad (10<sup>3</sup> kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Módulo de elasticidad (kN/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Resistencia a la tracción (kN/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Alargamiento en la ruptura (%)</b>
Acero	5,00-500,00	7,84	200,00	0,50-2,00	0,5-3,5
Vidrio	07,00-15,00	2,60	70,00-80,00	02,00-04,00	2,00-3,50
Amianto	0,02-0,04	3,00	180,00	3,30	02,00-03,00
Polipropileno	20,00-200,00	0,90	05,00-07,00	0,50-0,75	8,00
Nylon	-	1,10	4,00	0,90	13,00-15,00
Polietileno	-	0,95	0,30	0,0007	10,00
Carbono	9,00	1,90	230,00	2,60	1,00
Kevlar	10,00	1,45	65,00-133,00	3,60	2,10-4,00
Acrílico	18,00	1,18	14,00-19,50	0,40-1,00	3,00

Fuente: Sotil y Zegarra, 2015.

Se observa en la tabla 10 las grandes diferencias entre las propiedades de cada tipo de fibra. Entre ellas resaltan la resistencia a la tracción y alargamiento en la ruptura. Se recomienda que las fibras estructurales tengan un módulo de elasticidad 3 veces superior al del concreto (Sotil L. & Zegarra R., 2015).

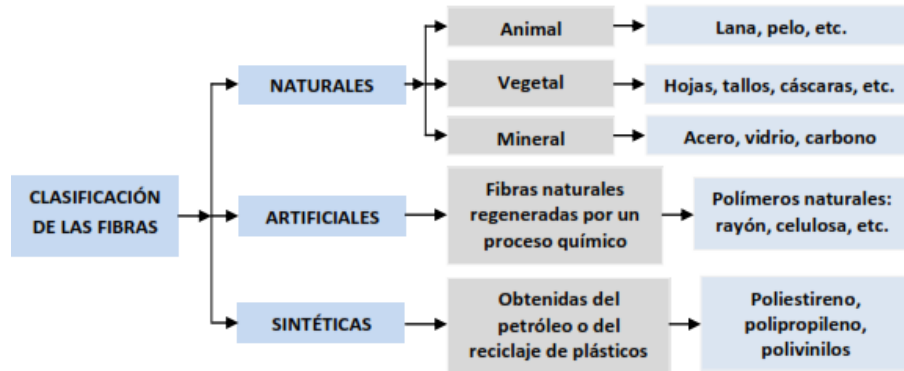


Figura 49. Clasificación de fibras.  
Fuente: López, 2015.

Las fibras naturales son las derivadas de la naturaleza, y pueden ser de procedencia animal, vegetal o mineral. Ejemplos de ellas son las fibras de acero, vidrio, lechuguilla, maguey, bagazo de caña, etc. La principal ventaja de estas fibras también conocidas como “fibras no procesadas”, es que con ellas se pueden obtener materiales reforzados a un bajo costo, empleando las técnicas adecuadas para su obtención. Dentro de las fibras naturales, las de origen mineral actualmente se aplican como refuerzo en el concreto y constantemente se mejoran, ejemplos de ellas son las fibras cortas de acero (primer tipo de fibra empleada en esta investigación) y las fibras de carbono, sin embargo, la principal desventaja que presentan es su alto costo, a diferencia de las fibras naturales de origen vegetal las cuales suelen ser muy económicas (López R., 2015).



*Figura 50.* Fibra natural de celulosa.  
Fuentes: Sotil y Zegarra, 2015.

Las fibras artificiales son producidas a partir de elementos naturales pero han sido regeneradas mediante algún proceso químico, por lo que son más uniformes y resistentes a roturas, al fuego a las arrugas que las fibras naturales. Ejemplo de éstas son el acetato, la viscosa, el rayón y la seda artificial (López R., 2015).

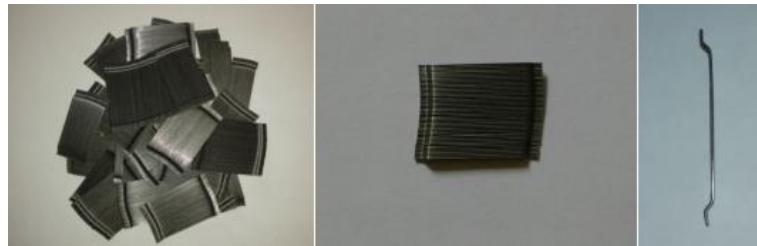
Muchos investigadores vienen difundiendo el empleo de estas fibras como reductores de fisuras de retracción plástica, esto a complejos mecanismos de presión de poros capilares, los cuales inhiben o disminuyen la retracción por exudación y en consecuencia, las fisuras. Actualmente, este tipo de fibras son utilizadas en concreto para elementos prefabricados, revestimiento (paneles delgados de alta resistencia) y pisos industriales, como se observa en la figura 51 (Sotil L. & Zegarra R., 2015).



*Figura 51.* Fibra sintética.  
Fuentes: Sotil y Zegarra, 2015.

### *a. Fibras metálicas o de acero*

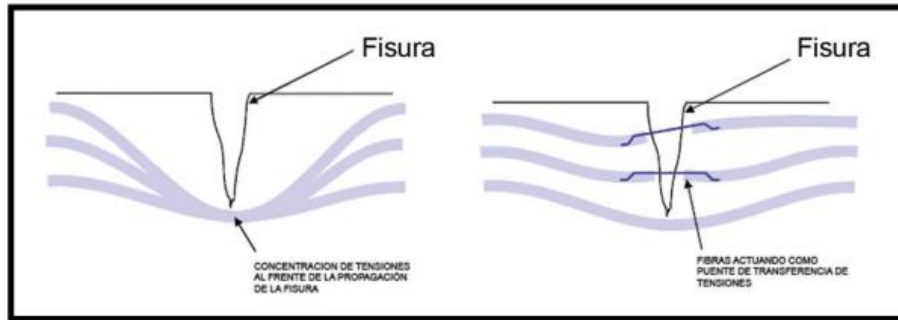
Dentro de la amplia gama de fibras naturales, las que se aplican actualmente como adición para el concreto son las de origen mineral, como son las fibras de acero, carbono y la tradicional fibra de vidrio. Como se muestra en la figura 52 (Guzmán Z., 2008).



*Figura 52.* Fibras cortas de acero con extremos conformados.  
Fuentes: López, 2015.

Las fibras suponen una mejora ante determinadas propiedades como el control de la fisuración por contracción, y el incremento en la resistencia al fuego, abrasión e impacto, entre otras. Las especificaciones estándar, clasificación y definiciones relativas a las fibras de acero, se encuentran normalizadas en la ASTM A820/A820M-06 (Guzmán Z., 2008).

El concreto se transforma en un material con característica frágil a dúctil. Este fenómeno ocurre porque las fibras crean puentes de transferencia de tensiones a través de las fisuras de bajo modulo, como es el caso de la retracción plástica en concreto, como se observa en la figura 53 (Guzmán Z., 2008).



*Figura 53.* Mecanismo de control de propagación de las fisuras.  
Fuentes: Sotil y Zegarra, 2015.

Los volúmenes de fibras de acero usados en concreto normalmente varían de 0,25 % a 2,00 %. Volúmenes mayores que 2,00 % generalmente reducen la trabajabilidad y la dispersión de las fibras y requieren un diseño especial de las mezclas o técnicas especiales de colocación. Las fibras de acero también se usan largamente en el concreto lanzado en aplicaciones de capas delgadas, especialmente en la estabilización de taludes de rocas y revestimiento de túneles. El humo de sílice y los acelerantes han permitido que se coloque el concreto lanzado en capas más gruesas. El humo de sílice reduce la permeabilidad del concreto lanzado. El concreto lanzado con fibras de acero como ve en la figura 54 y se ha empleado con altos volúmenes de fibras (hasta 2,00 %) con éxito. (Guzmán Z., 2008).



*Figura 54.* Tablero de puente fabricado con concreto reforzado con fibras de acero.  
Fuente: López, 2015.

### ***b. Fibras de polipropileno***

Las fibras sintéticas son las fibras que se fabrican por el hombre y son resultado de la investigación y el desarrollo de la industria petroquímica. Los tipos de fibras usadas en concreto son: acrílicas, aramida, carbón, nylon, poliéster, polietileno y polipropileno, siendo esta última la de mayor desarrollo, pues ha permitido mejorar, a un costo razonable, algunas propiedades de morteros y concretos y han facilitado la creación de nuevos materiales de construcción. Para la segunda parte de nuestra investigación se emplearon fibras de polipropileno (Macrofibras), como se observa en la figura 55 (Guzmán Z., 2008).



*Figura 55. Macrofibra de polipropileno MasterFiber.*  
Fuentes: López, 2015.

#### ***2.3.5.4. Aporte de la fibra***

La adición de fibras al hormigón proyectado tiene como objetivo mejorar algunas de las propiedades mecánicas de éste, tales como su resistencia a la flexión y al impacto. Como beneficio adicional, las fibras permiten un mayor control de las fisuras por retracción. Cuando se utiliza el concreto lanzado con fibras, no procede el uso de mallas de acero si es que estuviesen especificadas, puesto que su funcionalidad es reemplazada por la de las fibras. En cuanto a la mezcla de las



fibras con el concreto lanzado, las fibras de acero se hacen presentes según un rango que varía entre 12 a 60 kg/m<sup>3</sup>, mientras que las de propileno, entre 5 a 9 kg/m<sup>3</sup> (Pacheco O., 2012).

### **2.3.6. Vías de proyección**

#### **2.3.6.1. Concepto**

Se tiene dos tipos de lanzado de concreto por Vía Seca y Vía Humedad, esto va depender siempre como se va utilizar el agua en la proyección de Shotcrete. Cabe acotar que, en ambos procesos, durante la proyección propiamente dicha suelen incorporarse aditivos acelerantes de fraguado con el fin de precipitar el endurecimiento de la mezcla, especialmente durante la proyección sobre cabeza o vertical. Tanto el proceso de proyección de concreto o mortero por vía seca como por vía húmeda, generan un material adecuado para la construcción (Contreras M., 2012).

#### **2.3.6.2. Proyección de vía seca**

El concreto lanzado o shotcrete por el denominado vía seca data de fines de los años 50 en nuestro país, teniendo sus antecedentes en los túneles de los primeros proyectos hidroeléctricos que se ejecutaron expandiéndose luego en las actividades mineras como elemento de sostenimiento en los socavones. La tecnología de este tipo ha tenido un desarrollo lento a nivel mundial porque el diseño de la mezcla es netamente artesanal, es muy variable en su calidad al depender de la voluntad del operador la aplicación del agua y en consecuencia no mantiene constante su relación agua/cemento; el rebote irregular muestra una estructura de gradación discontinua y finalmente la compatibilidad entre los diversos tipos de cemento y los acelerante

ultrarrápidos ha sido un problema de difícil solución, como se puede observar en la figura 56 (Guzmán Z., 2008)

Según Guzmán Zúñiga, 2008 se afirma lo siguiente “Consiste en 5 pasos:”

Mezcla cuidadosa de todos los componentes a excepción del agua.

La mezcla anterior es introducida en una cámara especial de alimentación, llamada equipo de reparto.

La mezcla es introducida a través de una manguera hacia el sistema dosificador.

El material es transportado, con aire comprimido, hasta la boquilla donde el agua y los aditivos líquidos son incorporados.

El material es proyectado, mediante la boquilla, a alta velocidad sobre la superficie requerida.



Figura 56. Equipo de lanzamiento de concreto vía seca.  
Fuente: Zúñiga, 2008.

### 2.3.6.3. Proyección de vía húmeda

Se define al Concreto lanzado como un mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre una superficie. A diferencia del concreto convencional, que se coloca y luego se compacta (vibrado) en una segunda operación, el concreto lanzado se coloca y se compacta al mismo tiempo, debido a la fuerza con que se proyecta desde la boquilla, como se puede observar en la figura 57 (Guzmán Z., 2008).

Según Guzmán Zúñiga, 2008 se afirma lo siguiente “Consiste en 4 pasos:”

Preparación de la mezcla de concreto o mortero. Este es el material en estado fresco a través de camiones mezcladores.

El mortero o el concreto es colocado dentro de la cámara de despacho.

La mezcla es desplazada a través de aire comprimido hasta la boquilla.

El material es proyectado, mediante la boquilla, a alta velocidad sobre la superficie requerida.

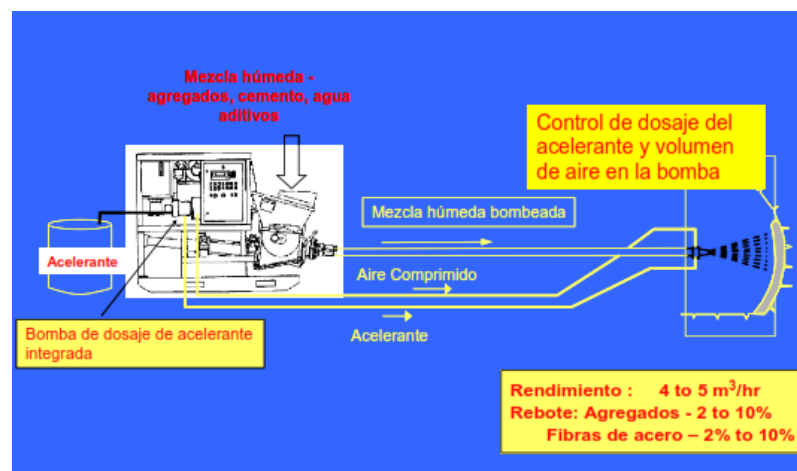


Figura 57. Equipo de lanzamiento de concreto vía húmeda.  
Fuente: Guzmán, 2008.

#### 2.3.6.4. Comparación vías de proyección

En la tabla 11, se realizó una comparación entre los dos sistemas de colocación del concreto lanzado.

**Tabla 11**  
*Comparación vías de proyección de concreto lanzado.*

Vía Seca	Vía Humedad
Control instantáneo del agua de mezclado y de la consistencia en la boquilla.	El agua de mezclado se controla en el equipo de mezclado y se puede medir con precisión.
Adecuado para mezclas con agregados ligeros.	Mejor calidad del mezclado de los componentes.
Mayor facilidad de impulsión alcanzando mayores distancias.	Menos polvo y menor pérdida de cemento.
Mayor flexibilidad y facilidad de colocación.	Menor cantidad de rebote y menos desperdicio de material.
Alcanza mayores resistencias.	Alcanza mayor productividad.

Fuente: Guzmán 2008.

Nota: Comparación de vía seca y vía húmeda.

#### 2.3.6.5. ACI 506

La Norma de ACI, proporciona la información de los materiales y propiedades de materiales, también habla la tecnología que se va colocar, Vías Secas y Húmeda, habla muchas de sus propiedades y características, indica con que equipos se debe realizar el traslado y la aplicación. La realización de las pruebas para calificar el personal adecuado para la colocación de Shotcrete, indica cómo se obtiene un buen aseguramiento de calidad del producto y los estándares mínimo de aceptación para los dos tipos de sistemas. ACI 506.5R-09 ACI 506.1R-08, Indica la utilización de Fibras de Refuerzos en el lanzamiento, cuando debe ser el largo de las fibras,

mejoramiento en las propiedades física del shotcrete, indicación en el proceso constructivo de roca y la construcción (American Concrete Institute, 2007)

### 2.3.6.6. Principales ensayos del concreto lanzado

#### a. Resistencia a la compresión (ASTM C-39)

Es la medida de la resistencia del concreto a la carga axial, es decir, es la capacidad de carga a compresión por unidad de área del concreto hidráulico, sus unidades son  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Depende principalmente de la concentración de la pasta que se expresa en términos de la relación agua/ cemento. Influye también la calidad de los agregados, el grado de compactación de la mezcla y las condiciones de curado. Para determinar la resistencia a compresión del concreto reforzado con fibras se usa el método de prueba que establece la norma ASTM C 39, misma que se utiliza para el concreto convencional. Para esta prueba se fabricaron especímenes cilíndricos de concreto de 150 x 300 mm (6 x 12 pulgadas), moldeados en tres capas y compactados por medio de vibración externa durante 15 segundos, como la figura 58 (Guzmán Z., 2008).



Figura 58. A la izquierda prensa universal modelo SATEC utilizada a la derecha espécimen de concreto.

Fuente: Guzmán, 2008.

**b. Ensayos de vigas prismáticos (ASTM C-1399):** El ensayo de flexión sobre placa, también denominado ensayo de punzonamiento, ha sido codificado por primera vez por la SNCF (Empresa Nacional Ferrocarriles Franceses) en 1989, según la figura 59.

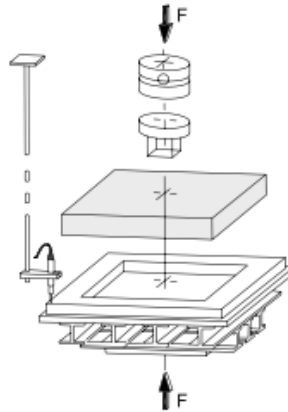


Figura 59. Ensayo del ASTM C-1399  
Fuente: Guzmán Zúñiga, 2008

El desempeño de las fibras se mide fundamentalmente según su capacidad de absorción de energía, para lo cual, se utiliza el ensayo conocido como Ensayo de Placa. La tasa de deformación en el punto medio debe ser de 1,50 mm por minuto. La lógica del ensayo consiste en registrar la curva carga – deformación hasta alcanzar una deformación de 25 mm en el punto central de la placa. El área bajo la curva entrega la energía absorbida (Pacheco O., 2012).

### **2.3.7. Toquepala**

#### **2.3.7.1. Ubicación**

El yacimiento minero de Toquepala está ubicado en el extremo Sur del Perú, en el Departamento de Tacna, Provincia Jorge Basadre, Distrito Ilabaya, a una elevación de 3 100 a 3 600 m s. n. m. La zona es montañosa y desértica (Sánchez, 2012).

Las nuevas instalaciones del proyecto se ubicarán en la quebrada Toquepala. El área se caracteriza por pendientes moderadas a fuertes con presencia de afloramientos rocosos hacia los sectores altos y una cobertura de material de desbroce y desmonte en el fondo de la quebrada. Como se muestra en la Figura la ubicación geográfica del Mineral de Toquepala, al Sur de Perú cerca de la frontera Norte de Chile. Las distancias relativas de Toquepala a diversos puntos de interés. En particular, la distancia de la mina a la ciudad de Tacna es de 94 km. Según la figura 60 y 61 (Sánchez, 2012)



Figura 60. Ubicación geográfica de la Mina de Toquepala.  
Fuente: Extraído de Sánchez, 2012.



Figura 61. Distancias relativas a puntos de interés.  
Fuente: Extraído de Sánchez, 2012.

### **2.3.7.2. Condiciones Climáticas**

Según Sánchez, 2012 afirma que “El yacimiento minero de Toquepala está ubicado en el Departamento de Tacna, en el extremo Sur del Perú, a una elevación de 3 100 a 3 600 msnm. La zona es montañosa y desértica”.

### **2.3.7.3. Las coordenadas geográficas del sitio del proyecto**

Latitud: S 17° 15' 36”

Longitud: W 70° 36' 30”

### **2.3.7.4. Elevaciones aproximadas**

Elevación, sobre el nivel del mar 3 100-3 600 msnm.

Presión Barométrica 0,69 bar (a)

### **2.3.7.5. Temperatura del aire**

Temperatura máxima del aire 24 °C

Temperatura media del aire 12 °C

Temperatura mínima del aire -4 °C

### **2.3.7.6. Humedad relativa**

Máxima 100 %

Promedio 44 %

Mínima 14 %



#### **2.3.7.7. Precipitaciones**

Promedio Anual, Diciembre a Marzo 125,60 mm.

Promedio Anual, Abril a Noviembre 19,20 mm.

Máximo en 24h 60,0 mm.

Máximo mensual (1985-2012) 143,00 mm.

No se reporta caída de nieve

#### **2.3.7.8. Helada**

Penetración 0,15 m.

## **CAPÍTULO III**

### **MÉTODO**

#### **3.1. Tipo de la investigación**

El presente estudio corresponde a investigación de tipo aplicada, cuantitativa y cuasi experimental, es aplicada por que se enfoca en resolver un problema de la construcción, es cuantitativa por que la investigación utilizará métricas medibles para evaluar los sistemas constructivos y el sostenimiento de talud, es cuasi experimental, porque se evaluará en la ampliación de la mina de Toquepala.

#### **3.2. Diseño de la investigación**

Para la contrastación de hipótesis este estudio recubre a un estudio aplicada, cuantitativa y cuasi experimental, esta orienta a la aplicación de los conocimientos teóricos y práctico a la solución de un problema práctico e inmediato.

#### **3.3. Población y muestra**

##### **3.3.1. Población**

En esta investigación la población que se va a identificación de suelo, del análisis estructural de taludes, del diseño de mezcla de concreto lanzado y del proceso constructivo.

### **3.3.2. Muestras**

La muestra que se va a seleccionar será en la forma aleatoria para los siguientes casos; para la identificación de suelo se obtendrá 3 muestras, para el análisis estructural se considera 3 secciones, en el diseño de mezcla se utilizará 4 muestras y en el rendimiento del proceso constructivo se seleccionará 10 muestras.

## **3.4. Descripción de instrumentos para recolección de datos**

### **3.4.1. Observación experimental**

Se usará para las obtenciones de la clasificación de suelos se usó el instrumento N° 1, en este punto se identificó del suelo para verificar los estratos y propiedades del suelo.

### **3.4.2. Observación en laboratorio**

Para las propiedades físicas de los agregados que son los siguientes pesos específicos, absorción, humedad y ensayos granulométricos comparados con la norma se usó el instrumento N° 2.

Para las propiedades químicas del agua para los ensayos de cloruros y sulfatos, solidos disueltos y alcalinidad se obtuvo con el instrumento N° 3.

Para las propiedades químicas y físicas del cemento se compararán con la norma ASTM C150 se usó con el instrumento N° 4.

### **3.4.3. Observación de campo**

Para obtener la información de los rendimientos del trabajo de los procesos constructivos se tomó con los datos de campo como rendimientos de horas hombres, horas maquinas, colocación de malla electrosoldada y colocación de concreto lanzado, se usó el instrumento N°

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.1. Presentación de resultados**

##### **4.1.1. Análisis de la clasificación de suelos**

Se está desarrollado actualmente el proyecto de la Ampliación Toquepala, para el proyecto de investigación el área 2 400 o también conocido como la Chancadora Secundaria para el estudio.

El proyecto se ha desarrollado una ingeniería donde los taludes van a ser 1:3 (H: V), contará con una altura vertical aproximadamente de 10,00 metros, tendrán una banqueta de 3,70 metros y un sistema de sostenimiento de pernos autoperforantes, malla electrosoldada, malla de doble torsión y concreto lanzado, como se muestra en la figura 62. En el apéndice A se colocó las imágenes de la chancadora secundaria según los siguientes planos PATCT-DA-296130-02-PF-204\_4 y PATCT-DA-296130-02-PF-205\_3.

Las cargas más críticas que recibirá es el paso de los vehículos que se dirigen hacia un tanque de agua ionizada y en la parte inferior del nivel de la plataforma se construirá el nuevo edificio de la Chancadora Secundaria y se tendrá el paso del personal obrero y maquinarias.

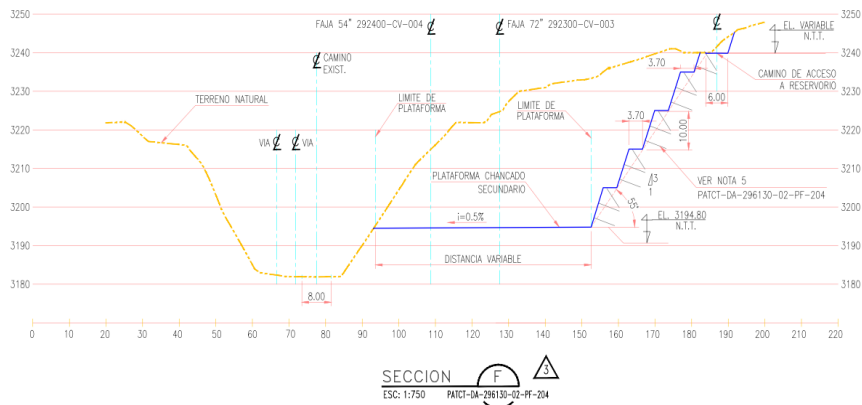


Figura 62. Secciones de la ingeniería desarrollada  
Fuente: Plano PATCT-DA-296130-02-PF-205\_3

#### 4.1.1.1. Identificación del suelo en el lado sur de la Chancadora Secundaria

Durante el proceso constructivo del lado sur conjuntamente con el responsable de la identificación del suelo de la empresa, se realizó la identificación de los suelos en los taludes; y durante el proceso constructivo del talud 5 se encontró que el material de corte que se está interviniendo es un depósito de escombros y afloramientos irregulares de una roca volcánica consistente, pero en estado descompresionado. Esta situación viene generando influencias desfavorables que se traducen en inestabilidad y generación de sobre-excavaciones, como se observa en la figura 63.

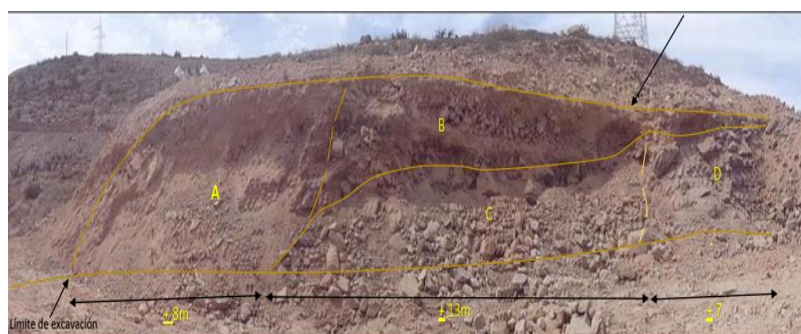


Figura 63. Talud 05 de la Chancadora Secundaria lado sur  
Fuente: Elaboración Propia

Nota: **A** = Depósito de escombros con débil compacidad: limos arenosos con contenido de grava y bolonería de roca aislada. **B** = Cobertura de escombros con débil compacidad en el talud medio superior. Lo componen capas de limos arenosos con grava y capas con aglomeraciones de bolonería de roca con poca matriz. **C** = Talud medio inferior compuesto por afloramientos de roca volcánica descompresionada lo que permite su remoción con el equipo pesado. **D** = Afloramientos de roca volcánica descompresionada que permite su remoción con equipo pesado.

El proceso constructivo del talud 4 se empezó a observar cambio en el material de suelo en los niveles de 3 230, bajo condiciones especiales de heterogeneidad en la composición de los elementos que componen un material como es el caso de los aglomerados volcánicos. Se exponen al deterioro de los fenómenos del medio ambiente y aun periodo de relajación de esfuerzos que en muchos casos, como el de los aglomerados, conduce al desprendimiento de bloques de roca, como se observa en la figura 64. Se ha verificado que los parámetros de resistencia así como los factores que rigen la estabilidad de los taludes, que se han cortado en el cuerpo del aglomerado como en la roca volcánica se encuentran desmejorados.



*Figura 64.* Cortes de talud temporal del tercer corte superior. Nótese el comportamiento clástico en el cuerpo del aglomerado con tendencia a descompresión y generar inestabilidad de bloques aislados de roca.

Fuente: Elaboración propia.

Durante el proceso constructivo a partir del nivel 3 230 hasta el pie del talud 1, se empezó a identificar dos tipos de roca ripable y dura, con un equipo topográfico se empezó a tomar los puntos de cada tipo de roca.

Para el perfilado y excavación de los taludes en caso de roca ripable se usó una excavadora con un martillo hidráulico y en la roca dura se usó los explosivos, como se observa en la figura 65 hasta llegar a los taludes de diseño solicitado.



*Figura 65.* Roca dura en talud 1, se utilizó voladura.  
Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 12, se realizó la identificación del suelo en roca dura, roca ripable y material común, donde se puede observar que el material que predomina en el talud 5 es el material común, en el talud 4 y 3 es la roca ripable y en el talud 2 y 1 es la roca dura.

**Tabla 12**  
*Identificación del suelo en el lado sur*

<b>Talud</b>	<b>Roca dura</b>	<b>Roca ripable</b>	<b>Material común</b>
<b>Talud 5</b>	0,00 %	0,00 %	100,00 %
<b>Talud 4</b>	0,00 %	67,35 %	32,65 %
<b>Talud 3</b>	0,00 %	93,96 %	6,04 %
<b>Talud 2</b>	55,21 %	43,48 %	1,32 %
<b>Talud 1</b>	82,24 %	17,76 %	0,00 %

Fuente: Elaboración propia

#### ***4.1.1.2. Identificación del suelo en el lado centro de la Chancadora Secundaria***

En el lado centro solo se realizó 2 taludes por la formación geológica que se encuentra actualmente y el proceso constructivo se empezó hacer el análisis con el

geólogo responsable de la obra. Se determinó que en el talud 2 se encontró material suelto en el hombro del talud y se realizó la limpieza hasta encontrar roca dura como se observa en la figura 66.



*Figura 66.* En el talud central se encontró material suelto en el hombro del talud 2 y roca dura en el talud 1

Fuente: Elaboración propia.

En la tabla 13, se realizó la identificación del suelo en roca dura y material común, donde se puede observar que el material que predomina en el talud 2 es el material común y en el talud 1 es la roca dura.

**Tabla 13**

*Identificación del suelo en el lado centro*

<b>Talud</b>	<b>Roca dura</b>	<b>Roca ripable</b>	<b>Material común</b>
<b>Talud 2</b>	44,00 %	0,00 %	56, 00 %
<b>Talud 1</b>	100,00 %	0,00 %	0,00 %

Fuente: Elaboración Propia

#### ***4.1.1.3. Identificación del suelo en el lado norte de la Chancadora Secundaria***

En el talud norte se puede observar a la simple vista material rocoso y ripable no comprimido con la evaluación con el responsable de la geología se evaluó y se encontró roca ripable en el hombro de talud 5 y durante el proceso constructivo se identificó en el nivel 3 240 roca dura, se empezó a realizar el uso de explosivo para



triturar la roca y llegar a los niveles de diseño indicado como se puede observar en la figura 67.



*Figura 67.* Material rocoso en el talud norte  
Fuente: Elaboración propio

En la tabla 14, se realizó la identificación del suelo en la roca dura y roca ripable donde se puede observar que el material que predomina en el talud 5, 4, 3, 2 y 1 es la roca dura.

**Tabla 14**  
*Identificación de suelo en el lado norte*

<b>Talud</b>	<b>Roca dura</b>	<b>Roca ripable</b>	<b>Material común</b>
<b>Talud 5</b>	62,63 %	37,37 %	0,00 %
<b>Talud 4</b>	100,00 %	0,00 %	0,00 %
<b>Talud 3</b>	100,00 %	0,00 %	0,00 %
<b>Talud 2</b>	100,00 %	0,00 %	0,00 %
<b>Talud 1</b>	100,00 %	0,00 %	0,00 %

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.1.4. Mapeo de la identificación del suelo en la Chancadora Secundaria

Después de identificar los suelos que se encuentran en los taludes de la Chancadora Secundaria, se procedió a realizar un mapeo en los taludes para identificar las áreas y los tipos de suelo, para poder realizar el análisis estructural y el equilibrio límite en los taludes como se observa en la figura 68.

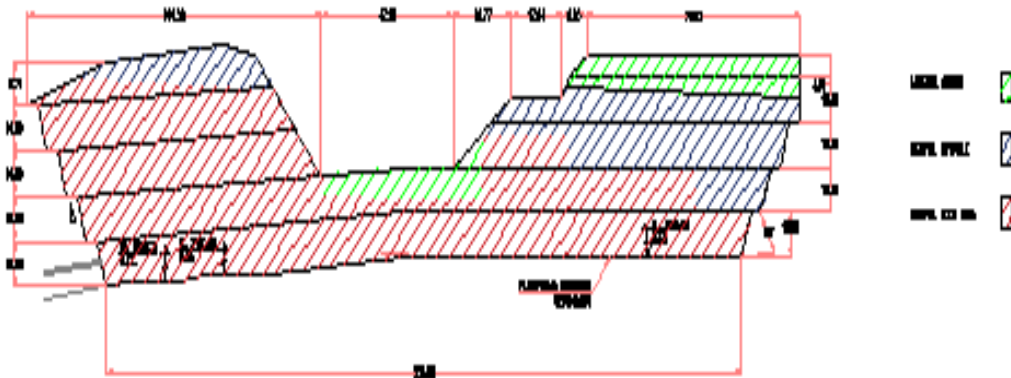


Figura 68. Mapeo de la clasificación de suelo en la chancadora secundaria.

Fuente: *Elaboración propia.*

*Nota: En color verde es material común, en color azul es roca ripable y color rojo es roca dura.*

#### 4.1.2. Análisis de estabilidad de taludes

##### 4.1.2.1. Datos generales

En el proyecto se ha realizado los estudios de mecánicas de suelos y roca como se indica en el informe geológico, geotécnico con fines de cimentaciones y de taludes que está se encuentra en la tabla 15:

**Tabla 15**  
*Propiedades de la roca*

<b>Propiedades</b>	<b>Roca dura</b>	<b>Roca ripable</b>
Peso específico (KN/m <sup>3</sup> )	22,00	21,00
Peso específico Saturado (KN/m <sup>3</sup> )	22,50	21,50
GSI	50,00	44,00
Poisson	0,22	0,22
Esfuerzos ci (MPA)	62,00	62,00
mi (Riolita)	20,00	20,00

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se obtuvieron los valores de la roca dura y ripable del informe geotécnico del proyecto.

Como se puede observar el material encontrado son roca dura y ripable, se utilizó el método de Hoek Brown modificado para calcular la cohesión y fricción que se necesita para utilizar el método de Morh Coulomb en los análisis estructurales. Con el programa RocLab el análisis se encuentran en el Apéndice C, se obtuvieron los siguientes resultados en la tabla 16.

**Tabla 16**  
*Datos Generales*

<b>Propiedades</b>	<b>Roca Dura</b>	<b>Roca Ripable</b>	<b>Material Suelo</b>
Peso Específico (KN/m <sup>3</sup> )	22,00	21,00	19,91
Peso Específico Saturado (KN/m <sup>3</sup> )	22,50	21,50	20,50
Cohesión (KN/m <sup>2</sup> )	152,00	160,00	12,75
Fricción	55,48	58,88	36,70
Módulo de Elasticidad (KN/m <sup>2</sup> )	3937000,00	3623340,00	2355752,00
Poisson	0,22	0,22	0,22

Fuente: Elaboración propia

Nota: Propiedades del suelo y roca que se va a utilizar en el análisis.

En el Apéndice D se colocó las propiedades del concreto, malla y pernos, que se van a utilizar en los análisis de equilibrio límites de los taludes, en caso que se coloque sostenimientos en los taludes.

Se utilizó un coeficiente sísmico de 0,23 g para ambas dirección, esto fue considerado en el estudio de peligro sísmico del proyecto de la Ampliación Toquepala.

Se realizó los siguientes análisis pseudoestático o dinámico y estático los factores de seguridad son 1,1 y 1,5 respectivamente.

Se utilizó los siguientes programas para los análisis respectivos para falla planar el programa Swedge, en la falla cuña Rocplane, en la falla circular el Plaxis y para calcular la estación estereográfica el Dips.

#### 4.1.2.2. Estación Estereográfica

Se realizó un estudio estereográfico de los lados norte y centro de la Chancadora Secundaria, para identificar las fallas planar, cuña y volteo. Con el programa Dips se realizó el modelamiento en el Apéndice E se encuentra el análisis, donde se obtuvieron los siguientes resultados como se muestra en la tabla 17.

**Tabla 17**  
*Análisis estereográfico*

Ubicación	Estación Geomecánica	Familias (Dir. Buz/ Buz)	Ángulo	Talud	Falla Planar	Falla Cuña	Falla Volteo
				1:2	No	No	No
Lado Centro	EG-03	293°/83° (1) 35°/74° (2) 15°/62° (3) 340°/72° (4)	275°	1:3	No	D2 y D3	No
				1:4	No	D2 y D4	No
Lado Norte	EG-18	210°/54° (1) 255°/71° (2) 349°/61° (3)	267°	1:3	D2	D1 y D3 D2 y D4	No
				1:4	D2	D1 y D3	No

Fuente: Elaboración propia

### 4.1.2.3. Análisis de estabilidad de talud lado norte

#### a. Análisis de falla en cuña

Usado el programa Swedge se analizó los métodos estático y pseudoestático, se obtuvieron los siguientes resultados:

En la falla en cuña en D1 y D3 en estado estático se obtuvieron el siguiente resultado y como se muestra en la figura 69.

Geometry	Forces
Joint Set 1	Dip (deg): 54, Dip Direction (deg): 210, Cohesion (t/m2): 1.275, Friction Angle (deg): 36.7
Joint Set 2	Dip (deg): 61, Dip Direction (deg): 348, Cohesion (t/m2): 1.275, Friction Angle (deg): 36.7
Upper Face	Dip (deg): 12, Dip Direction (deg): 267
Slope Face	Dip (deg): 72, Dip Direction (deg): 267
<input type="checkbox"/> Tension Crack Dip (deg): 70, Dip Direction (deg): 165, Trace Length (m): 0	
Slope Properties Slope Height (m): 10, Unit Weight (t/m3): 1.919, Bench Width (m): 23.6156, <input type="checkbox"/> Overhanging	
Distance in meters, Force in Tonnes (1000 kg) Safety Factor = 3.08175, Wedge Weight = 801.295 tonnes, Sliding on Line of Intersection, Trend = 276.045, Plunge = 29.1979	

Figura 69. Análisis estático con un factor de seguridad 3,08175  
Fuente: Elaboración propia

En la falla en cuña en D1 y D3 en estado pseudoestático se obtuvieron el siguiente resultado y como se observa en la figura 70.

Geometry	Forces
Joint Set 1	Dip (deg): 54, Dip Direction (deg): 210, Cohesion (t/m2): 1.275, Friction Angle (deg): 36.7
Joint Set 2	Dip (deg): 61, Dip Direction (deg): 348, Cohesion (t/m2): 1.275, Friction Angle (deg): 36.7
Upper Face	Dip (deg): 12, Dip Direction (deg): 267
Slope Face	Dip (deg): 72, Dip Direction (deg): 267
<input type="checkbox"/> Tension Crack Dip (deg): 70, Dip Direction (deg): 165, Trace Length (m): 0	
Slope Properties Slope Height (m): 10, Unit Weight (t/m3): 1.991, Bench Width (m): 23.6156, <input type="checkbox"/> Overhanging	
Distance in meters, Force in Tonnes (1000 kg) Safety Factor = 2.07165, Wedge Weight = 831.359 tonnes, Sliding on Line of Intersection, Trend = 276.045, Plunge = 29.1979	

Figura 70. Análisis pseudoestático con un factor de seguridad 2,07165  
Fuente: Elaboración propia

La Conformación de la cuña usando el programa Swedge, se puede verificar en la figura 71.

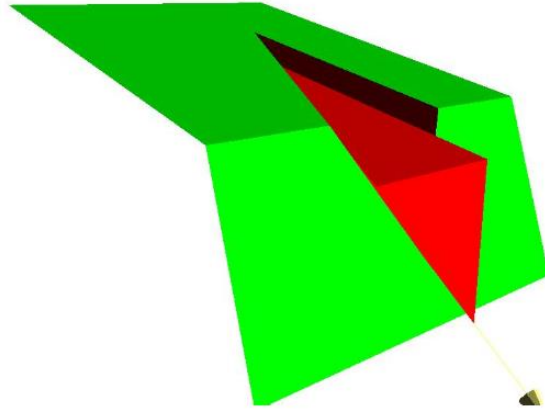


Figura 71. Falla de la cuña entre el D1 y D3  
Fuente: Elaboración propia

En la falla en cuña en D2 y D3 en estado estático se obtuvieron el siguiente resultado y como se observa en la figura 72.

Deterministic Input Data				
Geometry		Forces		
	Dip (deg)	Dip Direction (deg)	Cohesion (t/m2)	Friction Angle (deg)
Joint Set 1	71	255	1.275	36.7
Joint Set 2	61	348	1.275	36.7
Upper Face	12	267		
Slope Face	72	267		

Tension Crack	
Dip (deg)	70
Dip Direction (deg)	165
Trace Length (m)	0

Slope Properties	
Slope Height (m)	10
Unit Weight (t/m3)	1.991
<input type="checkbox"/> Bench Width (m)	1.48346
<input type="checkbox"/> Overhanging	

Distance in meters	
Force in Tonnes (1000 kg)	

Safety Factor = 2.91648
Wedge Weight = 28.5648 tonnes
Sliding on Line of Intersection:
Trend = 314.003 Plunge = 56.2334

Aceptar    Cancelar    Aplicar

Figura 72. Análisis estático con un factor de seguridad 2,91648  
Fuente: Elaboración propia

En la falla en cuña en D2 y D3 en estado pseudoestático se obtuvieron el siguiente resultado y como se observa en la figura 73.

	Dip (deg)	Dip Direction (deg)	Cohesion (t/m2)	Friction Angle (deg)
Joint Set 1	71	255	1.275	36.7
Joint Set 2	61	348	1.275	36.7
Upper Face	12	267		
Slope Face	72	267		

Tension Crack

Dip (deg) 70  
Dip Direction (deg) 165  
Trace Length (m) 0

Slope Properties  
Slope Height (m) 10  
Unit Weight (t/m3) 1.991  
 Bench Width (m) 1.48346  
 Overhanging

Safety Factor = 2.28444  
Wedge Weight = 28.5648 tonnes  
Sliding on Line of Intersection:  
Trend = 314.003 Plunge = 56.2334

Figura 73. Análisis pseudoestático con un factor de seguridad 2,28444  
Fuente: Elaboración propia

La Conformación de la cuña usando el programa Swedge, se puede verificar en la figura 74.

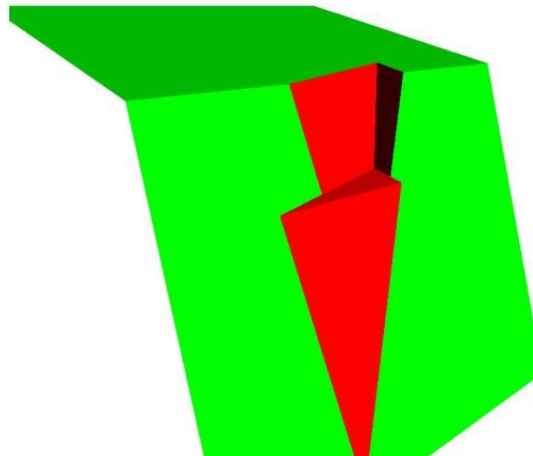


Figura 74. Falla de la cuña entre el D2 y D3  
Fuente: Elaboración propia



### b. Análisis en falla planar

Usado el programa RocLab se analizó los métodos estático y pseudoestático, se obtuvieron los siguientes resultados:

En la falla planar en D2 en estado estático se obtuvieron el siguiente resultado y como se muestra en la figura 75.

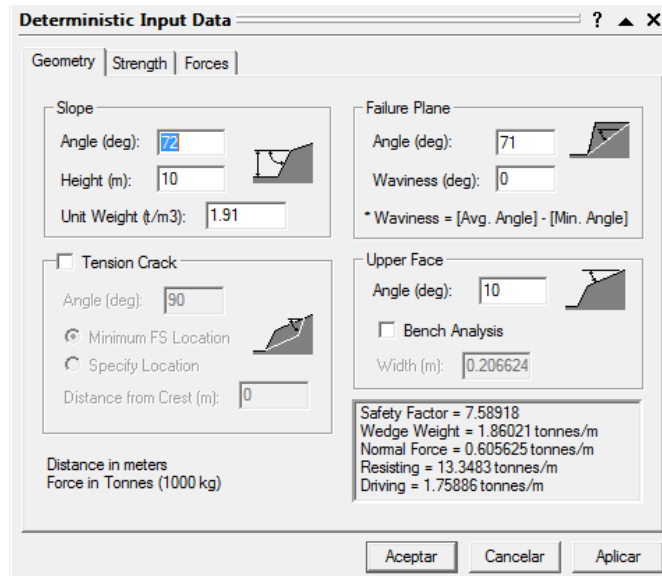


Figura 75. Análisis estático con un factor de seguridad 7,58918  
Fuente: Elaboración propia

En la falla planar en D2 en estado pseudoestático se obtuvieron el siguiente resultado y como se muestra en la figura 76.

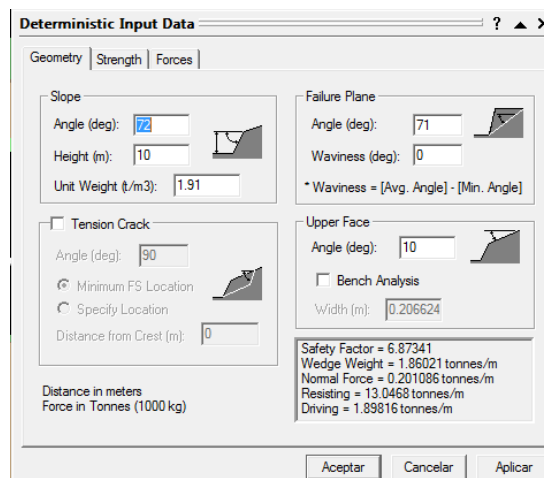


Figura 76. Análisis pseudoestático con un factor de seguridad 6,87341  
Fuente: Elaboración propia

La conformación planar usando el programa RocLab como se muestra en la figura 77.

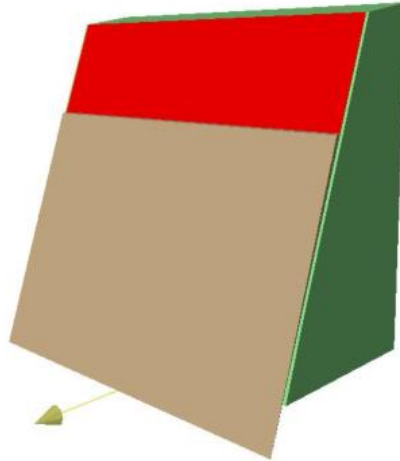


Figura 77. Falla planar en el D2  
Fuente: Elaboración propia

### *c. Análisis en falla circular*

Usado el programa Plaxis se analizó el estado estático y pseudoestático, se obtuvieron los siguientes resultados, como se observa el modelamiento del análisis en la figura 78.

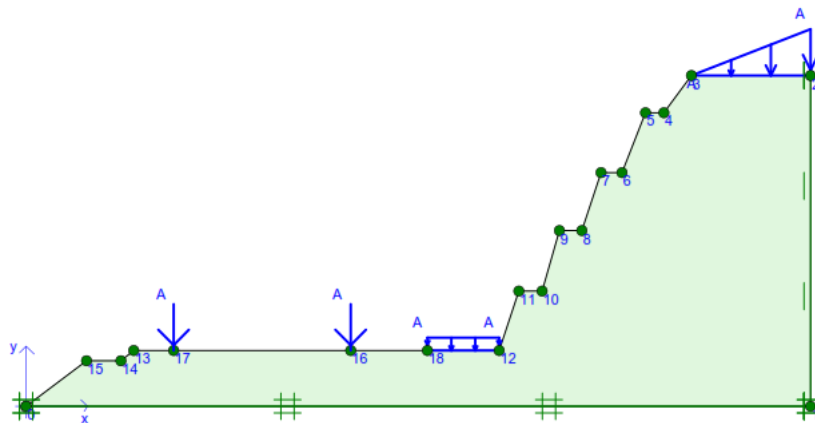


Figura 78. Sección típica de la Chancadora Secundaria lado norte analizada.  
Fuente: Propia.

Los análisis realizados se encuentran en el Apéndice F, incluye las cargas utilizadas y los métodos de sostenimientos tomados, se obtuvieron los siguientes

resultados como se muestra en la tabla 18 en el análisis estático y tabla 19 en el análisis pseudoestático.

**Tabla 18**

*Análisis estático del lado norte*

N°	Características del talud	FS	Dx (mm)	Dy (mm)	DU (mm)
1	Sin sostenimiento	2,5344	-87,44	-68,11	95,99
2	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3 y 4	2,5369	-101,13	-80,54	115,56
3	Sostenimiento en el talud 1	2,5270	-213,49	-172,51	248,76
4	Sostenimiento en los taludes 1 y 2	2,5789	-203,12	171,89	250,57

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 4 análisis de estabilidad de taludes.

**Tabla 19**

*Análisis pseudoestático del lado norte*

N°	Características del talud	FS	Dx (mm)	Dy (mm)	DU (mm)
1	Sin sostenimiento	1,6489	-50,96	-27,16	51,81
2	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3 y 4	1,6407	-182,39	47,77	188,54
3	Sostenimiento en el talud 1	1,6342	-58,11	-35,58	61,03
4	Sostenimiento en los taludes 1 y 2	1,7301	-89,43	-33,77	89,48

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 4 análisis de estabilidad de taludes.

#### 4.1.2.4. Análisis de estabilidad de talud lado centro

##### a. Análisis de falla en cuña

Usado el programa Swedge se analizó los métodos estático y pseudoestático, se obtuvieron los siguientes resultados:

En la falla en cuña en D2 y D3 en estado estático se obtuvieron el siguiente resultado y como se muestra en la figura 79.

Parameter	Value
Joint Set 1 Dip (deg)	72
Joint Set 1 Dip Direction (deg)	35
Joint Set 2 Dip (deg)	62
Joint Set 2 Dip Direction (deg)	15
Upper Face Dip (deg)	12
Upper Face Dip Direction (deg)	275
Slope Face Dip (deg)	72
Slope Face Dip Direction (deg)	275
Cohesion (t/m2)	1.275
Friction Angle (deg)	36.7
Slope Height (m)	10
Unit Weight (t/m3)	1.991
Bench Width (m)	2.25046
Overhanging	<input type="checkbox"/>
Tension Crack Dip (deg)	70
Tension Crack Dip Direction (deg)	165
Tension Crack Trace Length (m)	0
Safety Factor	9.99249
Wedge Weight (tonnes)	5.33852
Sliding on Line of Intersection: Trend	325.504
Sliding on Line of Intersection: Plunge	50.6946

Figura 79. Análisis estático con un factor de seguridad 9,99249  
Fuente: Elaboración propia

En la falla en cuña en D2 y D3 en estado pseudoestático se obtuvieron el siguiente resultado y como se muestra en la figura 80.

Parameter	Value
Joint Set 1 Dip (deg)	74
Joint Set 1 Dip Direction (deg)	35
Joint Set 2 Dip (deg)	62
Joint Set 2 Dip Direction (deg)	15
Upper Face Dip (deg)	12
Upper Face Dip Direction (deg)	275
Slope Face Dip (deg)	72
Slope Face Dip Direction (deg)	275
Cohesion (t/m2)	1.275
Friction Angle (deg)	36.7
Slope Height (m)	10
Unit Weight (t/m3)	1.991
Bench Width (m)	2.25046
Overhanging	<input type="checkbox"/>
Tension Crack Dip (deg)	70
Tension Crack Dip Direction (deg)	165
Tension Crack Trace Length (m)	0
Safety Factor	7.70287
Wedge Weight (tonnes)	5.33852
Sliding on Line of Intersection: Trend	325.504
Sliding on Line of Intersection: Plunge	50.6946

Figura 80. Análisis pseudoestático con un factor de seguridad 7,70287  
Fuente: Elaboración propia

La Conformación de la cuña usando el programa Swedge, se puede observar en la figura 81.

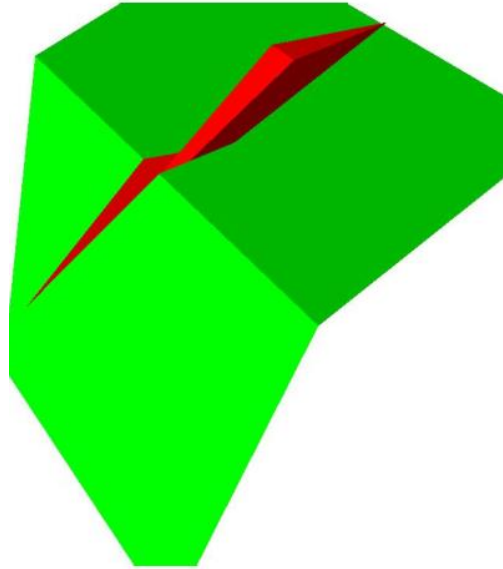


Figura 81. Falla de la cuña entre el D2 y D3  
Fuente: Elaboración propia

### ***b. Análisis en falla circular***

Usado el programa Plaxis se analizó los métodos estático y pseudoestático, se obtuvieron los siguientes resultados, como se observa el modelamiento del análisis en la figura 82.

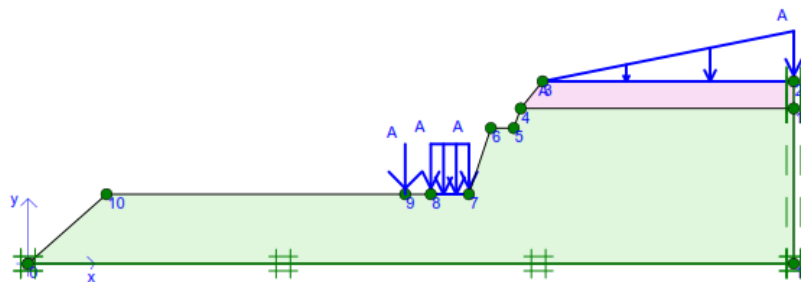


Figura 82. Sección típica de la Chancadora Secundaria lado centro analizada.  
Fuente: Elaboración propia

Los análisis realizados se encuentran en el Apéndice G, incluye las cargas utilizadas y los métodos de sostenimientos tomados, se obtuvieron los siguientes

resultados como se muestra en la tabla 20 en el análisis estático y tabla 21 en el análisis pseudoestático.

**Tabla 20**  
*Análisis estático del lado centro*

N°	Características del talud	FS	Dx (mm)	Dy (mm)	DU (mm)
1	Sin sostenimiento	2,3615	-281570,00	-178300,00	333280,00
2	Sostenimiento en el talud 2	2,1651	-284980,00	-2515370,00	314850,00
3	Sostenimiento en los taludes 1 y 2	2,1707	-17120,00	-12950,00	18910,00
4	Sostenimiento en el talud 2 más anclajes en el talud 2	2,1343	-12,66	-9,92	13,94
5	Sostenimiento en los taludes 1 y 2 más anclajes en el talud 2	2,1506	20660,00	16220,00	22870,00
6	Sostenimiento en los taludes 1 y 2 más anclajes en el talud 2 sin corona	2,1477	7520,00	5910,00	8320,00
7	Sostenimiento en los taludes 1 y 2 más anclajes en los taludes 1 y 2	2,1484	10440,00	9420,00	740,00
8	Sostenimiento en los taludes 1 y 2 más anclajes en los taludes 1 y 2 menor	2,1128	6,57	4,68	6,90

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 8 análisis de estabilidad de taludes.

**Tabla 21**  
*Análisis pseudoestático del lado centro*

Nº	Características del talud	FS	Dx (mm)	Dy (mm)	DU (mm)
1	Sin sostenimiento	1,5934	-11710,00	-5260,00	12840,00
2	Sostenimiento en el talud 2	1,4898	-5,07	-2,78	5,43
3	Sostenimiento en los taludes 1 y 2	1,4830	-358,35	-197,10	383,10
4	Sostenimiento en el talud 2 más anclajes en el talud 2	1,4896	-55,91	-33,93	60,75
5	Sostenimiento en los taludes 1 y 2 más anclajes en el talud 2	1,4907	811,58	272,91	856,62
6	Sostenimiento en los taludes 1 y 2 más anclajes en el talud 2 sin corona	1,4907	811,58	272,91	856,62
7	Sostenimiento en los taludes 1 y 2 más anclajes en los taludes 1 y 2	1,4897	601,81	-364,51	651,67
8	Sostenimiento en los taludes 1 y 2 más anclajes en los taludes 1 y 2 menor	1,4460	8,75	4,77	9,23

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 8 análisis de estabilidad de taludes

#### 4.1.2.5. Análisis de estabilidad de talud lado sur

##### a. Análisis en falla circular

Usado el programa Plaxis se analizó los métodos estático y pseudoestático, se obtuvieron los siguientes resultados, como se observa el modelamiento del análisis en la figura 83.

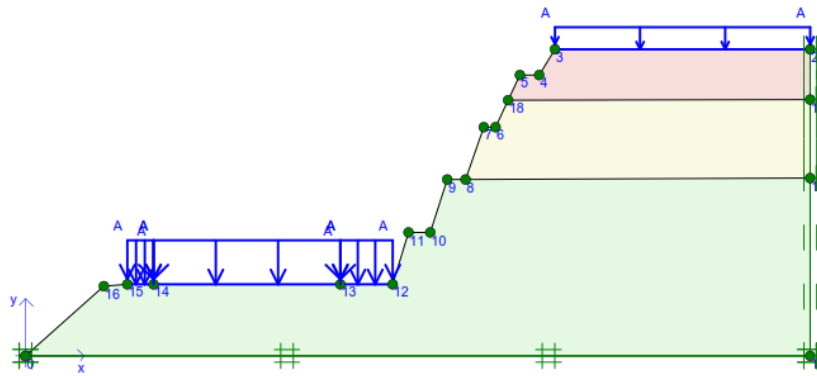


Figura 83. Sección típica de la Chancadora Secundaria lado sur analizada.  
Fuente: Elaboración propia

Los análisis realizados se encuentran en el Apéndice H, incluye las cargas utilizadas y los métodos de sostenimientos tomados, se obtuvieron los siguientes resultados como se muestra en la tabla 22 en el análisis estático y tabla 23 en el análisis pseudoestático.



**Tabla 22**  
*Análisis estático del lado sur*

Nº	Características del talud	FS	Dx (mm)	Dy (mm)	DU (mm)
1	Sin sostenimiento	1,5074	2,92	1,92	3,43
2	Sostenimiento en el talud 4	1,6633	-48,82	-33,29	57,19
3	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3 y 4	1,6525	80,46	-56,06	89,79
4	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5	1,7394	-25,86	-15,83	28,68
5	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 más anclajes en el talud 5	1,6398	-3,92	-3,25	4,77
6	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 más anclajes en el talud 4	1,6454	11,91	8,58	14,12
7	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 más anclajes en los taludes 4 y 5	1,6430	2,43	1,94	2,10
8	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 más anclajes en los taludes 3, 4 y 5	1,6550	-3,52	-2,93	4,50

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 8 análisis de estabilidad de taludes.

**Tabla 23**  
*Análisis pseudoestático del lado sur*

N°	Características del talud	FS	Dx (mm)	Dy (mm)	DU (mm)
1	Sin sostenimiento	0,9887	1,43	0,65	1,53
2	Sostenimiento en el talud 4	1,1492	44,86	19,94	48,68
3	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3 y 4	1,1517	125,30	80,44	148,90
4	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5	1,2033	-89,96	-43,11	96,29
5	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 más anclajes en el talud 5	1,1386	8,77	5,35	10,27
6	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 más anclajes en el talud 4	1,1170	17,42	10,81	20,23
7	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 más anclajes en los taludes 4 y 5	1,1252	17,90	10,71	20,56
8	Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 más anclajes en los taludes 3, 4 y 5	1,1245	5,78	3,56	6,73

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 8 análisis de estabilidad de taludes.

#### **4.1.3. Estudios previos de los materiales**

Se realizó el diseño de mezcla, pero antes se realizaron primeros los ensayos previos de agregados gruesos y finos, análisis de agua, verificación del cemento, fibras y aditivos a utilizar, todos estos estudios lo realizó la empresa Supermix como subcontratista de la empresa de Mota Engil Perú SA.

#### ***4.1.3.1. Agregado fino***

Se realizaron los ensayos del agregado fino para el diseño de mezcla, los resultados se encuentra en el Apéndice I y fueron las siguientes ensayos que se realizó como granulometrías peso específico, absorción, humedad, % malla pasa #200, peso unitario compactado y suelto.

#### ***4.1.3.2. Agregado grueso***

En el mismo caso se realizaron los mismos ensayos que el agregado fino y se obtuvo un HUSO 89, los resultados se encuentra en el Apéndice I.

#### ***4.1.3.3. Agua***

Se realizaron los ensayos químicos del agua que son las siguientes alcalinidades, solidos disueltos, cloruros y sulfatos, en el apéndice I se encuentran los resultados obtenidos.

#### ***4.1.3.4. Cemento***

Se realizó la verificación y comparación del cemento tipo V con la norma ASTM C-150 y su elaboración proviene de la empresa Yura, los resultados obtenido se encuentra el apéndice J.

#### ***4.1.3.5. Aditivos***

Para el diseño de mezcla, se usaron los siguientes aditivos como complemento del diseño de mezcla, los datos técnicos de los aditivos se encuentra en el apéndice J.

##### ***a. Masterset Delvo***

Su función es la retardar el fraguado del concreto dentro de los rangos de dosificación normales, generalmente extenderá los tiempos de trabajabilidad y de

fraguado del concreto que contenga cemento portland normal, ceniza volante, cemento con escoria de alto horno y microfísica.

***b. Masterglenium 3 810***

Es un aditivo hiperplastificante reductor de alto rango basado en la tecnología de policarboxilato, excelente capacidad fluidificante asociada a una excelente mantención de la manejabilidad sin alterar tiempo de fraguado.

***c. Master Roca Sa 160***

Es un acelerante de álcali, de alto desempeño para concreto lanzado en vía húmeda. Es un aditivo líquido cuya dosificación puede variarse para obtener los tiempos de endurecimiento y fraguado requeridos.

**4.1.3.6. Fibra sintética**

Se utilizaron la fibra sintética y pose la característica de controlar las grietas por contracción plástica del concreto. El producto a utilizado es BarChip R50, los datos técnicos se encuentran en el Apéndice J. Como se puede observar en la figura 84.



*Figura 84.* Fibra Po Bar Chip R50  
Fuente: Elaboración propia

**4.1.4. Diseño de mezcla del concreto lanzado**

Se realizó los diseños de mezcla para el concreto lanzado con una relación de agua y cemento de 0,50, se considerará un Slump de 6” a 8” y una resistencia a la compresión de 210 kg/cm<sup>2</sup>. El método que se utilizó fue por el método ACI.

#### 4.1.4.1. Diseño de mezcla de concreto lanzado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Se realizó el diseño de mezcla y se obtuvieron los siguientes resultados por peso, volumen y peso corregido por humedad como se puede observar en la tabla 24 y en la figura 85.

**Tabla 24**  
Diseño de mezcla de  $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

N°	Material	Peso (Kg)	Volumen absoluto (m <sup>3</sup> )	Peso corregido por humedad (kg)
1	Cemento Tipo V	416,00	0,1321	416,00
2	Agua	208,00	0,2080	208,83
3	Arena	1157,40	0,4486	1179,39
4	Piedra H-89	494,08	0,1911	497,54
5	Master Glenium 3810	5,40	0,0051	5,40
6	Master/Set Delvo	0,83	0,0008	0,83
7	Aire Atrapado	0,00	0,0300	0,00

Fuente: Elaboración propia

Nota: Peso corregido por humedad y volumen absoluto obtenido utilizando el método ACI en el diseño de mezcla.



Figura 85. Concreto de  $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

Fuente: Propia

Se realizó el ensayo de compresión del concreto con la norma ASTM C-39, se obtuvieron los siguientes resultados como se muestra en la tabla 25 y como se puede observar en la figura 85.

**Tabla 25**

*Ensayo de compresión según norma ASTM C-39*

<b>Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>3 Días</b>	<b>9 Días</b>	<b>28 Días</b>
1	108,50	182,50	256,50
2	112,20	179,40	259,20
<b>Promedio</b>	<b>110,35</b>	<b>180,95</b>	<b>257,85</b>

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizaron las roturas a los 3 días, 9 días y 28 días



Figura 86. Probeta de concreto de  $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .

Fuente: Propia.

**4.1.4.2. Diseño de mezcla de concreto lanzado  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  con 4 kg de fibra**

Se realizó el diseño de mezcla y se obtuvieron los siguientes resultados por peso, volumen y peso corregido por humedad como se puede observar en la tabla 26 y en la figura 87.

**Tabla 26**  
*Diseño de mezcla de  $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 + 4 \text{ kg de fibra}$*

N°	Material	Peso (Kg)	Volumen absoluto ( $\text{m}^3$ )	Peso corregido por humedad (kg)
1	Cemento V	416,00	0,1321	416,00
2	Agua	208,00	0,2080	208,83
3	Arena	1157,40	0,4486	1179,39
4	Piedra H-89	494,08	0,911	497,54
5	Master Glenium 3810	5,40	0,0051	5,40
6	Master/Set Delvo	0,83	0,0008	0,83
7	Fibra Barchip	4,00	0,0043	4,00
8	Aire Atrapado	0,00	0,0300	0,00

Fuente: Elaboración propia

Nota: Peso corregido por humedad y volumen absoluto obtenido utilizando el método ACI en el diseño de mezcla

Se realizó el ensayo de compresión del concreto con la norma ASTM C-39, se obtuvieron los siguientes resultados como se muestra en la tabla 27 y como se puede observar en la figura 87.



Figura 87. Ensayo de Slump en concreto con fibra.  
Fuente: Propia.

**Tabla 27**  
*Ensayo de compresión según norma ASTM C-39*

<b>Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4 Día</b>	<b>10 Días</b>	<b>28 Días</b>
1	158,90	242,00	272,00
2	161,40	232,90	286,10
<b>Promedio</b>	<b>160,15</b>	<b>237,45</b>	<b>279,05</b>

Nota: Se realizaron las roturas a los 4 días, 10 días y 28 días.  
Fuente: Elaboración propia

#### **4.1.4.3. Diseño de mezcla de concreto lanzado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ con 6 kg de fibra**

Se realizó el diseño de mezcla y se obtuvieron los siguientes resultados por peso, volumen y peso corregido por humedad como se puede observar en la tabla 28 y en la figura 88.



**Tabla 28**

Diseño de mezcla de  $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 + 6 \text{ kg de fibra}$

N°	Material	Peso (Kg)	Volumen absoluto ( $\text{m}^3$ )	Peso corregido por humedad (kg)
1	Cemento V	426,00	0,1352	426,00
2	Agua	213,00	0,2130	214,74
3	Arena	1140,70	0,4421	1162,94
4	Piedra H-89	489,68	0,1894	491,64
5	Master Glenium 3810	5,40	0,0051	5,40
6	Master/Set Delvo	0,83	0,0008	0,83
7	Fibra Barchip	6,00	0,065	6,00
8	Aire Atrapado	0,00	0,0300	0,00

Nota: Peso corregido por humedad y volumen absoluto obtenido utilizando el método ACI en el diseño de mezcla.

Fuente: Elaboración propia



*Figura 88.* Concreto  $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 + 6 \text{ kg de fibra}$

Fuente: Propia.

Se realizó el ensayo de compresión del concreto con la norma ASTM C-39, se obtuvieron los siguientes resultados como se muestra en la tabla 29.

**Tabla 29**  
*Ensayo de compresión según norma ASTM C-39*

<b>Resistencia (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>3 Día</b>	<b>7 Días</b>	<b>28 Días</b>
1	247,00	336,00	369,00
2	243,00	317,00	402,00
<b>Promedio</b>	<b>245,00</b>	<b>326,50</b>	<b>385.50</b>

Fuente: Elaboración propia

Nota: Peso corregido por humedad y volumen absoluto obtenido utilizando el método ACI en el diseño de mezcla.

#### **4.1.5. Transformación de la malla electrosoldada a fibra sintética**

Se realizó la equivalencia de la malla electrosoldada a fibra sintética donde se obtuvo el siguiente resultado con una dosis de fibra sintética de 5 kilogramos por metro cubico de concreto preparado, el análisis realizado se encuentra en el Apéndice K.

#### **4.1.6. Rendimiento de los procesos constructivos**

##### ***4.1.6.1. Rendimientos para la colocación de los pernos autoperforantes***

Los rendimientos de la actividad para la colocación de los pernos autoperforantes se obtuvieron el siguiente resultado como se muestra en la tabla 30 y en la figura 89.

**Tabla 30***Rendimientos en la colocación de pernos autoperforantes.*

<b>Nº</b>	<b>Fecha</b>	<b>Colocación de pernos autoperforantes (Und.)</b>	<b>Personal utilizados</b>
1	21/02/2016	13,00	5,00
2	20/02/2016	9,00	4,00
3	02/02/2016	8,00	4,00
4	01/02/2016	14,00	5,00
5	22/01/2016	16,00	5,00
6	21/01/2016	9,00	4,00
7	20/01/2016	13,00	5,00
8	06/01/2016	12,00	5,00
9	05/01/2016	11,00	5,00
10	12/12/2016	10,00	5,00
<b>Promedio</b>		<b>12,00</b>	<b>5,00</b>

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 10 muestras con diferente fecha, donde se obtuvo diferentes resultados y rendimientos; se usó el promedio de todas las muestras.



*Figura 89.* Colocación de los pernos autoperforantes  
Fuente: Propia

#### ***4.1.6.2. Rendimientos para la colocación de malla electrosoldada***

Los rendimientos de la actividad para la colocación de malla electrosoldada se obtuvieron el siguiente resultado como se muestra en la tabla 31 y en la figura 90 y 91.



*Figura 90.* Colocación de malla electrosoldada.  
Fuente: Propia



*Figura 91.* Colocación de malla electrosoldada con equipo elevador.  
Fuente: Propia

**Tabla 31**  
*Rendimientos en la colocación de malla electrosoldada*

<b>Resultados</b>			
<b>N°</b>	<b>Fecha</b>	<b>Colocación de Malla Electrosoldada (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Personal utilizados</b>
1	22/02/2016	125,00	4,00
2	19/02/2016	100,00	3,00
3	04/02/2016	85,00	4,00
4	02/02/2016	125,00	4,00
5	23/01/2016	125,00	3,00
6	20/01/2016	105,00	4,00
7	19/01/2016	110,00	3,00
8	07/01/2016	95,00	4,00
9	04/01/2016	110,00	3,00
10	11/12/2016	115,00	4,00
<b>Promedio</b>		<b>110,00</b>	<b>4,00</b>

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 10 muestras con diferente fecha, donde se obtuvo los diferentes resultados y rendimientos; se usó el promedio de todas las muestras.

#### **4.1.6.3. Rendimientos de la colocación del concreto lanzado en taludes**

Los rendimientos de la actividad de la colocación del concreto lanzado, se obtuvieron los siguientes resultados como se muestra en las tablas 32 y 33 se

observa una gran diferencia entre el área de ampliación y cantidad de volumen a colocar; esto se debe que la colocación de concreto lanzado con un espesor de 1” produce más volumen de concreto dentro del área del talud y es para facilitar la colocación de la malla electrosoldada y cuando se aplica con un espesor de 2” donde al remplazar la malla electrosoldada por fibra sintética produce menor volumen dentro del área del talud.

**Tabla 32**  
*Rendimientos en la colocación del concreto lanzado de 2”*

N°	Fecha	Colocación de Concreto Lanzado de 2" (m <sup>2</sup> )	Volumen Utilizado (m <sup>3</sup> )	Personal utilizados	Tiempo de Aplicación (horas)
1	08/07/2016	503,94	32,00	3,00	6,00
2	07/07/2016	629,92	40,00	3,00	7,50
3	06/07/2016	755,91	48,00	3,00	9,00
4	15/06/2016	692,91	44,00	3,00	8,25
5	14/06/2016	755,91	48,00	3,00	9,00
<b>Promedio</b>		<b>667,72</b>	<b>42,40</b>	<b>3,00</b>	<b>7,95</b>

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 5 muestras con diferente fecha, donde se obtuvo diferentes resultados y rendimientos; se usó el promedio de todas las muestras.

**Tabla 33**  
*Rendimientos en la colocación del concreto lanzado de 1''*

N°	Fecha	Colocación del Concreto Lanzado de 1'' (m <sup>2</sup> )	Volumen Utilizado (m <sup>3</sup> )	Personal utilizados	Tiempo de Aplicación (horas)
1	23/02/2016	629,92	24,00	3,00	4,50
2	22/02/2016	524,93	20,00	3,00	3,75
3	05/02/2016	734,91	28,00	3,00	5,25
4	04/02/2016	839,90	32,00	3,00	6,00
5	26/01/2016	524,93	20,00	3,00	3,75
6	22/01/2016	1 049,87	40,00	3,00	7,50
7	20/01/2016	1 049,87	40,00	3,00	7,50
8	09/01/2016	629,92	24,00	3,00	4,50
9	06/01/2016	419,95	16,00	3,00	3,00
10	12/12/2016	1 049,87	40,00	3,00	7,50
<b>Promedio</b>		<b>745,41</b>	<b>28,40</b>	<b>3,00</b>	<b>5,00</b>

Fuente: Elaboración propia

Nota: Se realizó 10 muestras con diferente fecha, donde se obtuvo los diferentes resultados y rendimientos; se usó el promedio de todas las muestras.

#### 4.1.7. Análisis de precios unitarios

Se realizó el análisis de precios unitarios por las actividades y obtuvieron los siguientes resultados, como se muestra en las tablas 34, 35, 36 y 37. En el Apéndice L se colocó los detalles de cada partida.

Actividad: Concreto lanzado con un espesor de 2", malla electrosoldada y pernos autoperforantes, con la unidad en metros cuadrados.

**Tabla 34**  
*Análisis precios unitarios 01*

<b>Metrados</b>		<b>Costos</b>		<b>\$ 173,39</b>
<b>Subpartida</b>	<b>Unidad</b>	<b>Rendimientos</b>	<b>Precios</b>	<b>Costos</b>
<b>Suministro e instalación de pernos autoperforantes</b>	Ml	0,095	\$ 1 252,24	<b>\$ 118,80</b>
<b>Suministro e instalación de Malla Electrosoldada</b>	m <sup>2</sup>	1,000	\$1 7.10	<b>\$ 17,10</b>
<b>Suministro e instalación de Concreto lanzado e= 2 "</b>	m <sup>3</sup>	0,051	\$ 738.05	<b>\$3 7,49</b>

Fuente: Elaboración propia.

Nota: Precios del concreto lanzado, pernos autoperforantes y malla electrosoldada.



Actividad: Concreto lanzado con un espesor de 2" con 6 kg de fibra y pernos auto perforantes, con la unidad en metros cuadrados.

**Tabla 35**  
*Análisis precios unitarios 02*

<b>Metrados</b>	<b>Costos</b>		<b>\$ 170,87</b>	
<b>Subpartida</b>	<b>Unidad</b>	<b>Rendimientos</b>	<b>Precios</b>	<b>Costos</b>
<b>Suministro e instalación de pernos auto perforantes</b>	ml	0,095	\$ 1 252,24	<b>\$ 118,80</b>
<b>Suministro e instalación de Concreto lanzado e=2"</b>	m <sup>3</sup>	0,051	\$ 1 025,13	<b>\$ 52,07</b>

Fuente: Elaboración propia

Nota: Precio del concreto lanzado con 6 kg de fibra más pernos auto perforantes

Actividad: Concreto lanzado de un espesor de 2" con 6 kg de fibra con la unidad en metros cuadrados.

**Tabla 36**  
*Análisis precios unitarios 03*

<b>Metrados</b>	<b>Costos</b>		<b>\$ 52,07</b>	
<b>Subpartida</b>	<b>Unidad</b>	<b>Rendimientos</b>	<b>Precios</b>	<b>Costos</b>
<b>Suministro e instalación de Concreto lanzado e=2"</b>	m <sup>3</sup>	0,051	\$ 1 025,13	<b>\$ 52,07</b>

Fuente: Elaboración propia

Nota: Precios del concreto lanzado con 6 kg de fibra.

Actividad: Concreto lanzado de un espesor de 2" y malla electrosoldada con la unidad de metros cuadrados.

**Tabla 37**  
*Análisis precios unitarios 04*

<b>Metrados</b>		<b>Costos</b>		<b>\$ 54,59</b>	
<b>Subpartida</b>	<b>Unidad</b>	<b>Rendimientos</b>	<b>Precios</b>	<b>Costos</b>	
<b>Suministro e instalación de Malla Electrosoldada</b>	m <sup>2</sup>	1,000	\$ 17,10	<b>\$ 17,10</b>	
<b>Suministro e instalación de Concreto lanzado e=2"</b>	m <sup>3</sup>	0,051	\$ 738,05	<b>\$ 37,49</b>	

Fuente: Elaboración propia

Nota: Precios del concreto lanzado y malla electrosoldada

#### **4.2. Contrastación de hipótesis**

Se realizó la contrastación de hipótesis, en el proyecto de investigación que tiene una hipótesis global y tres subhipótesis en la investigación.

En la hipótesis global se indica “El proceso constructivo más eficiente es la utilización de concreto lanzado con fibra sintética para el sostenimiento de los taludes en la Chancadora Secundaria del nivel 3 195 del proyecto de la Ampliación de la mina Toquepala.”

El proceso constructivo más eficiente se obtiene con la utilización de la fibra sintética que reemplaza la actividad de la malla electrosoldada; con esto se mejora los tiempos de ejecución de las actividades y la disminución de la cantidad de concreto lanzado aplicado en la primera capa de concreto

En la subhipótesis número uno indica que “El costo de la estabilidad de taludes con la utilización de concreto lanzado con fibra sintética será más eficiente que el alcance del proyecto.”

El costo del concreto lanzado con fibra sintética tiene una disminución del 8 % del alcance del proyecto, es más eficiente en la disminución del rebote del concreto lanzado y en la aplicación de la superficie con un espesor de 2” estos hace disminuir más el costo a un 15 %.

En la subhipótesis numero dos indica que “Todos los diseños propuestos cumplirán con los factores de seguridad en la estabilidad de taludes.”

Se realizó la verificación de los factores de seguridad en la estabilidad de taludes donde solo uno no cumple el lado sur sin sostenimiento, donde se requiere la utilización de un sostenimiento adicional.

En la subhipótesis número tres se indica que “Sera logará disminuir las actividades del proceso constructivo del alcance con la nueva propuesta de estabilización de taludes.”

Se logró disminuir la actividad de la colocación de la malla electrosoldada y en algunos casos la colocación de pernos autoperforantes y esto se debe que los factores de seguridades y el terreno cumplen con los parámetros de diseño.

### **4.3. Discusión de resultados**

Los resultados de las tablas 12, 13 y 14, se obtuvo un promedio de los lados más críticos, como se puede apreciar casi todo el estrato de la Chancadora Secundaria es pura roca dura, en un porción es roca ripable y en menor proporción material común como se muestra en la figura 74 del mapeo de suelo.

Las fallas planar y de cuña que se obtuvo en la estación estereográfica en los lados centro y norte, se realizó la verificación del factor de seguridad en análisis estático con un factor de seguridad de 1,50 y pseudoestático con un factor de seguridad de 1,10, todos los resultados obtenidos en las figuras 69, 70, 72, 73, 75 y 76 superan los factores de seguridad indicadas.

En las tablas 18 y 19 se realizó el análisis de falla circular del lado norte de la Chancadora Secundaria revisado los factores de seguridad todas superar el 1,10 en pseudoestático y 1,50 en estático, se revisó los desplazamientos del talud se consideró el análisis 1 (sin sostenimiento) que tiene un desplazamiento estático de 95,99 mm y pseudoestático de 51,81 mm; revisado el tema de costos sería el más económico.

En las tablas 20 y 21 se realizó el análisis de falla circular del lado centro de la Chancadora Secundaria, los factores de seguridad en los dos análisis cumplen, revisado los desplazamientos tenemos dos:

- El análisis 4 (Sostenimiento en el talud 2 con concreto lanzado más anclaje en el talud 2) con un desplazamientos estático 13,49 mm y pseudoestático 60,75 mm.
- El análisis 8 (Sostenimiento en los taludes 1 y 2 más anclaje en los taludes 1 y 2 menor) con un desplazamientos estático 6,90 mm y pseudoestático 9,23 mm.
- Revisado el costo de la aplicación del sostenimiento en el análisis 4 y 8:
- El análisis 4 tiene un costo menor, pero un desplazamiento mayor.
- El análisis 8 tiene un costo mayor, pero un desplazamiento menor.

En las tablas 22 y 23 se realizó el análisis de falla circular del lado sur de la Chancadora Secundaria, los factores de seguridad obtenida en este lado todos cumplen excepto el análisis 01, revisado los desplazamientos en los análisis pseudoestáticos y estáticos todos tienen desplazamientos son menores a 150 mm.

Revisado el costo de la aplicación del sostenimiento en el análisis 2 al 8:

- El análisis 2 (Sostenimiento en el talud 4 con concreto lanzado) es el de menor costo solo con la colocación concreto lanzado.
- El análisis 3 (Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3 y 4 con concreto lanzado) es el intermedio en costo solo con la colocación de concreto lanzado.

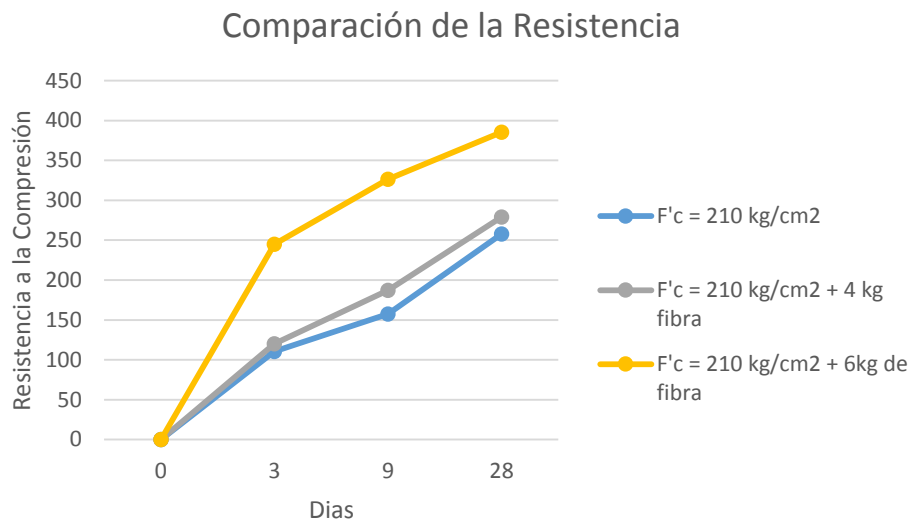
- El análisis 4 (Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 con concreto lanzado) es el de mayor costo solo con la colocación de concreto lanzado.
- El análisis 5 (Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 con concreto lanzado más anclajes en el talud 5) es el de menor costo con la instalación de anclajes.
- El análisis 6 (Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 con concreto lanzado más anclajes en el talud 4) tiene el mismo costo que el análisis 5.
- El análisis 7 (Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 con concreto lanzado más anclajes en los taludes 4 y 5) es el de intermedio en costo de la instalación de anclajes.
- El análisis 8 (Sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 con concreto lanzado más anclajes en los taludes 3, 4 y 5) es el mayor costo con anclajes.

En las tablas 24 (concreto lanzado), 26 (concreto lanzado más 4 kilogramos de fibra sintética) y 28 (concreto lanzado más 6 kilogramos) son los diseños de mezcla del concreto lanzado, se observa que no hay muchas variación de los porcentajes de los materiales en los diseños de mezcla y solo hay en la variación de la cantidad de fibra sintética.

Revisado el costo de los diseños de mezcla, él es costo mayor cuando se tiene mayor cantidad de fibra sintética y se llegó a una relación que con mayor cantidad fibra sintética el costo del concreto es mucho mayor.

En las tablas 25 (concreto lanzado), 27 (concreto lanzado más 4 kilogramos de fibra sintética) y 29 (concreto lanzado más 6 kilogramos) son las rotura de

compresión del concreto lanzado y se observó que la fibra ayuda a mejorar la resistencia de concreto, se concluyó que con mayor cantidad de fibra sintética se logra mayores resistencia a la compresión.



*Figura 92.* Comparación de la resistencia de la compresión del concreto  
Fuente: Elaboración Propia.

En el punto 4.1.5 se realizó la equivalencia de la malla electrosoldada a fibra sintética, donde se obtuvo una dosis de 5 kilogramos por metro cubico de concreto, pero para asegurar el diseño se consideró una dosificación de 6 kilogramo por metro cubico de concreto. Con esta modificación se elimina la actividad de la colocación de la malla electrosoldada y disminución de la cantidad en la colocación de concreto.

En la tabla 30 se obtuvieron 10 muestras para la colocación de pernos autoperforantes se obtuvo un promedio de 12,00 pernos por día y con 5,00 personas para su realización.

En la tabla 31 se obtuvieron 10 muestras para la colocación e instalación de malla electrosoldada se obtuvo un promedio de 110 metros cuadrado por día y con 4 personas.

En las tablas 32 y 33 se obtuvieron los rendimientos del concreto lanzado con una 1" y 2" donde se observó que los siguientes rendimientos:

- Concreto lanzado con 1" tenemos un rendimiento de 26,25 metros cuadrados por un metro cubico.
- Concreto lanzado con 2" tenemos un rendimiento de 15,75 metros cuadrados por un metro cubico.

Se puede observar que con la colocación de concreto lanzado con un espesor de 2" se obtiene aproximadamente 2,50 m<sup>2</sup> más que con un espesor de 1"; esto produce disminuir los tiempos de colocación de concreto lanzado y el rebote de la actividad.

Revisado las tablas 34, 35, 36 y 37, donde nos muestran los precios unitarios de la colocación del concreto lanzado para el sostenimiento; se observó que la colocación con 6 kilogramo de fibra sintética es de menor costo, se tiene un mayor rendimientos en la actividad y con menor desperdicio del concreto.

Revisado todos los resultados se llegó a la siguiente solución geotécnico para el desarrollo de la Chancadora Secundaria, se consideró el costo y tiempo de la construcción; es la siguiente forma:



- En el lado norte no se aplicaría ningún sostenimiento de talud, todo el estrato es de roca dura y sus factores de seguridad cumplen.
- En el lado centro se aplicaría el sostenimiento del análisis 8 que es de pernos autoperforantes en el talud 2 y concreto lanzado con 6 kilogramos de fibra en los taludes 1 y 2, se consideró esta propuesta por el motivo que en la plataforma inferior se instalará una sala eléctrica y por proteger de las caídas de piedra; se utilizó el sostenimiento mencionado y como se indicó que es de un costo mayor, pero su desplazamiento global es mucho menor.
- En el lado sur se aplicaría el sostenimiento del análisis 8 que es de pernos autoperforantes en los taludes 3, 4 y 5; concreto lanzado en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5 se consideró la aplicación de este sostenimiento. por el motivo que en la plataforma inferior se instalará la nueva Chancadora Secundaria, se tendrá personal caminado en el momento de la operación; el sostenimiento tiene un costo mayor, pero su desplazamiento global es mucho menor.

Con el sostenimiento elegido que se va a utilizar en la construcción se analizó y se obtuvo el siguiente resultado por el costo de la construcción que se encuentra en la tabla 38:

**Tabla 38**  
*Costo del sostenimiento de los taludes en la Chancadora Secundaria*

<b>Ubicación</b>	<b>Talud</b>	<b>Metrado</b>	<b>Costos</b>	<b>Total</b>
	Talud 05	635,27	\$ 0,00	\$ 0,00
	Talud 04	1 120,29	\$ 0,00	\$ 0,00
Lado norte	Talud 03	1 172,57	\$ 0,00	\$ 0,00
	Talud 02	1 193,65	\$ 0,00	\$ 0,00
	Talud 01	1 508,51	\$ 0,00	\$ 0,00
	Talud 02	188,51	\$ 170,87	\$ 32 210,70
Lado centro	Talud 01	471,28	\$ 52,07	\$ 24 539,54
	Talud 05	575,20	\$ 170,87	\$ 98 284,42
	Talud 04	1 095,67	\$ 170,87	\$ 187 217,13
Lado sur	Talud 03	1 205,93	\$ 170,87	\$ 206 057,25
	Talud 02	1 527,46	\$ 52,07	\$ 79 534,84
	Talud 01	1 602,22	\$ 52,07	\$ 83 427,59
				<b>\$ 711 271,47</b>

Fuente: Elaboración propia.

Nota: Costo directo de la construcción del sostenimiento de la Chancadora Secundaria de la Ampliación Toquepala

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. Conclusiones

**Primera.** Se consideró el sostenimiento más óptimo en los taludes en el lado norte no se colocará ningún sostenimiento, en el lado centro se consideró sostenimiento en los taludes 1 y 2, en el lado sur se consideró sostenimiento en los taludes 1, 2, 3, 4 y 5. A la vez se indica que si el anclaje es de mayor longitud, el factor de seguridad aumenta.

**Segunda.** Se realizó la comparación del proceso constructivo donde se obtuvo que el nuevo proceso es más rápido que el alcance inicial y el costo disminuye en un 65% del alcance inicial.

**Tercero.** Se verificó el factor de seguridad de los taludes con los análisis estáticos y pseudoestático en los lados norte, centro y sur de la Chancadora Secundaria para las siguientes fallas circular, planar, volteo y cuña; donde se recomienda la colocación de concreto lanzado con un espesor de 2” con 6 kilogramo de fibra sintética

**Cuarto.** Se relacionó el proceso constructivo inicial con el alcance del proyecto, si los taludes tienen más elementos de sostenimientos, el proceso constructivo va a tener un periodo más largo o viceversa; si tiene menos sostenimientos el proceso constructivo es más rápido para la construcción.

## **5.2. Recomendaciones**

**Primera.** Se recomienda durante la construcción en el equipo técnico debe estar conformar por un Ingeniero Geólogo, porque los estudios y la refracción sísmica que se realizaron fueron en la superficie del terreno natural y se puede encontrar falla no detectadas durante el proceso constructivo que no se aprecien en los estudios previos.

**Segundo.** Se recomienda el cambio de la malla electrosoldada a fibra sintética, producen una gran mejora en el tiempo de ejecución, disminuyen el almacenamiento, el costo de operación es menor, disminuyen el fisuramiento del concreto y mejora la resistencia a la compresión.

**Tercero.** No se debe encontrar ninguna partícula suelta en el talud antes de la colocación del concreto lanzado, se recomienda la utilización de aire comprimiendo con agua para la eliminación de las partículas sueltas.

**Cuarto.** Cuando se usa explosivo para el corte y perfilado en los taludes en roca debe ser una voladura controlada, después de realizarse la voladura se verificará si hay modificaciones en la discontinuidad de la roca.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J. (2010). *Soluciones geotécnicas en estabilidad de taludes*. Lima, Perú: (s.n.)
- Alvarado, B., Arteaga, H., & Antonio, L. (2004). *Aplicaciones de concreto lanzado en estabilidad de taludes anclados y revestimiento de elementos estructurales* (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad de El Salvador. Ciudad Universitaria, El Salvador.
- American Concrete Institute. (2007). *Guide to Shotcrete*. Estados Unidos: (s.n.)
- Ayala, F., Andreu, F., Fe, M., De Simón, A., Fernández, I. & Olalla, C. (1986). *Manual de Ingeniería de Taludes*. Madrid, España: (s.n.).
- Contreras, A. (2012). *Optimización de logística y calidad de mezclas de concreto proyectable para Línea 5, Metro de Caracas*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Simón Bolívar. Sartenejas, Venezuela.
- Corkum, B., Carranza – Torres, C. & Hoek, E. (2002). El criterio de rotura de Hoek Broken. Estados Unidos: (s.n.).
- De Matteis, Á. (2003). *Estabilidad de taludes*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de Rosario, Argentina.
- Espinoza, C., & Tapia, L. (2013). *Análisis comparativo entre los métodos de estabilidad de taludes aplicados a las presas de tierra del Proyecto Pacalori*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad de Cuenca. Ecuador.
- Gallovich, A., Rossi, B., Perri, W. & Perri, R. (2010). *Fibras como elemento estructural para el refuerzo del Hormigón*, Italia: MACCAFERRI.

- García, R. & Garrido, F. (2013). *Propuesta de estabilización del talud ubicado en el Boulevard Raúl Leoni, El Cafetal, Caracas*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nueva Esparta. Caracas, Venezuela.
- Guillen, C. (2014). *Estabilidad de taludes en los departamentos de Guatemala y Alta Verapaz, casos reales*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala.
- Guzmán, C. (2008). *Sostenimiento con shotcrete vía húmeda en la Mina Cobriza*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Mina). Universidad Ricardo Palma. Lima, Perú.
- López, C., Fariñas, J., García, P., Gomez, R. Llopis, G., Mataix, C. & Serrano, P. (2002). *Manual de estabilidad y revegetación de taludes*. Madrid, España: C. López.
- López, J. (2015) *Análisis de las propiedades del concreto reforzado con fibras cortas de acero y Macrofibras de polipropileno: Influencia del tipo y consumo de fibra adicionado*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- Mateo, R. (2013) *Caracterización a Cortante de Hormigón Proyectado*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertas. Barcelona, España.
- Montoya, A. (2009) *Confiabilidad en estabilidad de taludes*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional Autónoma de México. México.

- Pacheco, L. (2012). *Análisis comparativo de códigos internacionales para hormigón proyectado*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad de Chile. Chile.
- Pacheco, A. (2006). *Estabilidad del talud de la Costa Verde en la zona del distrito de San Isidro*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Perú.
- Poveda, J. & Vargas, G. (2006). *Estabilidad del Talud en PR 55 + 950 de la Vía Manizales Mariquita*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad de la Salle. Bogotá, Colombia.
- Ramírez, P. & Alejandro, L. (2004). *Mecánica de Rocas: Fundamentos e Ingeniería de taludes*, Madrid, España. (s.n.)
- Sotil, A. & Zegarra, J. (2015). *Análisis comparativo del comportamiento del concreto sin refuerzo, concreto reforzado con fibras de acero Wirand FF3 y concreto reforzado con fibras de acero Wirand FF4 aplicado a losas industriales de pavimento rígido*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú.
- Suarez, J. (2002) *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bogotá, Colombia: (s.n.)
- Veliz, C. (2009). *Estabilización de taludes con pantallas de concreto lanzado con malla electro soldada y anclajes de concreto reforzado*. (Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.