

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO

Colegio Politécnico

Deslizamiento de Terrenos Nulti

Robinson Gerardo Galarza Ramírez

Magno Rivera Z, M.Sc. Director

Tesis de grado presentada como requisito para la obtención del título de
Ingeniero Civil

Quito, 19 de Diciembre de 2012

**Universidad San Francisco de Quito
Colegio Politécnico**

**HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS
Deslizamiento de Terrenos Nulti**

Robinson Gerardo Galarza Ramírez

Magno Rivera Z, M.Sc
Director de la tesis
Miembro del comité de tesis

Fabricio Yépez, Ph.D.
Miembro del comité de tesis

Fernando Romo, M.Sc.
Coordinador de Ingeniería Civil
Miembro del comité de tesis

Santiago Gangotena, Ph.D.
Decano del Politécnico

Quito, 19 de Diciembre de 2012

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído la Política de Propiedad Intelectual de la Universidad San Francisco de Quito y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo de investigación quedan sujetos a lo dispuesto en la Política.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo de investigación en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art.144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma:

Nombre: Robinson Gerardo Galarza Ramírez

C. I.: 1712235223

Fecha: 19/Dic./2012

Resumen

Los deslizamientos de terrenos son una amenaza inminente, especialmente en laderas compuestas por suelos de malas características geotécnicas. En la provincia de Azuay existen muchos deslizamientos de terrenos, producidos generalmente en suelos de origen sedimentario. El contexto geológico, la pendiente del terreno y la litología del talud son los condicionantes principales de un deslizamiento. Mientras que el agua, la sismología y la actividad volcánica son los detonantes de este fenómeno. En la parroquia de Nulti se han producido varios deslizamientos de terrenos, que destruyen todo lo que se encuentra a su alrededor, dejando construcciones civiles, sembríos y carreteras totalmente destruidas. Las metodologías y procesos de estabilización de taludes son empleados para encontrar la forma de detener parcial o totalmente el movimiento de la masa. Los parámetros geotécnicos del deslizamiento, deben ser analizados y estudiados, para saber si por medio de obras civiles de drenaje se podrá obtener la estabilidad del deslizamiento de terreno.

Abstract

The landslides are an imminent threat, especially in slopes composed by soils of poor geotechnical characteristics. In Azuay there are many landslides, usually produced in sedimentary origin soils. The geological composition, the slope and lithology of the zone are the main determinants of a landslide. While water, seismology and volcanic activity is the fulminant of this phenomenon. In the parish of Nulti there have been several landslides, destroying everything that is around them, leaving civil constructions, crops and roads totally destroyed. The methodologies and slope stabilization processes are employed to find a way, and stop partially or completely the movement of this mass. The geotechnical parameters of the landslide, must be deeply analyzed and studied, to see if the landslide could become stable with drainage constructions.

INDICE DE CONTENIDO

1	Capítulo 1 INTRODUCCION.....	13
1.1	Localización geográfica del proyecto	13
1.2	Clima y orografía	15
1.3	Reseña Histórica	16
1.4	Actividad económica	16
1.5	Área de influencia.....	17
1.6	Datos disponibles	19
1.7	Justificación del proyecto	26
2	CAPITULO 2 MARCO TEORICO	29
2.1	Terrenos inestables.....	29
2.2	Información general de un deslizamiento de terreno.....	32
2.2.1	Tipos de deslizamiento	33
2.2.2	Forma general de un deslizamiento	34
2.3	Tipos de deslizamiento	38
2.3.1	Deslizamientos rotacionales	38
2.3.2	Deslizamientos planos o de translación	39
2.3.3	Deslizamientos combinados o de otras formas	40
2.4	Etapas en proceso de falla de un deslizamiento	41
2.4.1	Etapa de deterioro de un deslizamiento	42
2.5	Erosión en suelos	48
2.6	Caracterización del movimiento	53
2.6.1	Tipo de material.....	53
2.6.2	Humedad	53

2.6.3	Secuencia de repetición	54
2.6.4	Velocidad del movimiento	55
2.6.5	Estado de actividad	58
2.6.6	Movimientos post falla	60
2.7	El agua y riesgos de deslizamiento de terreno	66
2.7.1	Ejemplos de casos comunes de agua y deslizamientos	67
2.7.2	Los detonantes de inestabilidad	70
2.7.3	Modelos Hidromecánicos del suelo	71
2.7.4	Estabilidad de una pendiente infinita	74
2.7.5	Casos de un macizo rocoso y sus presiones de fisura	76
2.7.6	El agua y su influencia en la velocidad de deslizamiento.....	77
2.7.7	El agua y la gestión de riesgos de deslizamientos de terreno	78
2.8	Métodos de estabilización de taludes	80
2.8.1	Método de Bishop	80
2.8.2	Método de Fellenius.....	82
2.9	Factor de seguridad de un talud.....	85
3	CAPITULO 3 PROCEDIMIENTO PARA INESTABILIDAD DE TALUDES	91
	91	
3.1	Levantamiento topográfico	91
3.2	Geología aplicada en el lugar	94
3.2.1	Geología regional.....	94
3.2.2	Geología a detalle	96
3.3	Perforaciones geotécnicas	100
3.4	Determinación de parámetros geotécnicos para cálculo de estabilidad	106
3.5	Determinación de perfiles topográficos sobre la falla	120

3.6	Determinación del aporte de agua a la zona inestable.....	121
3.7	Cálculos y metodologías para factor de seguridad.....	122
3.7.1	Método de Bishop	122
3.7.2	Método de Fellenius.....	126
3.8	Métodos y aplicación para estabilidad de taludes	130
4	CAPITULO 4 DISENOS DE DRENAJE.....	134
5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	140
6	BIBLIOGRAFIA	142
7	ANEXOS	144
7.1	Registro histórico de pluviosidad en Cuenca	144
7.2	Levantamiento topográfico Nulti	146
7.3	Levantamientos geotécnicos de Nulti	147
7.4	Levantamientos topográficos de formaciones geológicas de Nulti	148
7.5	Cálculos método de Bishop sin nivel freático.....	149
7.6	Cálculos método de Bishop con nivel freático.....	150
7.7	Cálculos método de Fellenius sin nivel freático	151
7.8	Cálculos método de Fellenius con nivel freático.....	152
7.9	Diseño de drenajes del deslizamiento de Tumbambiro	153

INDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1, LOCALIZACIÓN	13
ILUSTRACIÓN 2, PARROQUIA NULTI	14
ILUSTRACIÓN 3, CENTRO PARROQUIAL NULTI	18
ILUSTRACIÓN 4, MASA DESLIZAMIENTO NULTI	19
ILUSTRACIÓN 5, TABLA PLUVIOSIDAD AZUAY (TAMBIÉN DISPONIBLE EN ANEXOS 7.1)	21
ILUSTRACIÓN 6, PLUVIOSIDAD VS AÑO AZUAY	22
ILUSTRACIÓN 7, PROMEDIO PLUVIOSIDAD VS AÑO AZUAY	23
ILUSTRACIÓN 8, PLUVIOSIDAD MENSUAL	24
ILUSTRACIÓN 9, PROMEDIO PLUVIOSIDAD MENSUAL	24
ILUSTRACIÓN 10, PLUVIOSIDAD TOTAL	25
ILUSTRACIÓN 11, DESLIZAMIENTO POR INFILTRACIÓN DE AGUA	32
ILUSTRACIÓN 12, VELOCIDAD DE DESLIZAMIENTO	33
ILUSTRACIÓN 13, FORMA GENERAL DE UN DESLIZAMIENTO	37
ILUSTRACIÓN 14, FORMA GENERAL DE UN DESLIZAMIENTO	37
ILUSTRACIÓN 15, DESLIZAMIENTOS ROTACIONALES	39
ILUSTRACIÓN 16, DESLIZAMIENTOS DE TRANSLACIÓN	39
ILUSTRACIÓN 17, DESLIZAMIENTOS COMBINADOS O DE OTRAS FORMAS	41
ILUSTRACIÓN 18, DETERIORO DE UN DESLIZAMIENTO O DESCASCARAMIENTO	44
ILUSTRACIÓN 19, ROCA DE GRAN TAMAÑO SOBRE CASA BARABÓN AZUAY	46
ILUSTRACIÓN 20, DESMORONAMIENTO DE TALUD, BARABÓN AZUAY	47
ILUSTRACIÓN 21, EROSIÓN DE TALUD EN BARABÓN, AZUAY	48
ILUSTRACIÓN 22, ORIGEN DE CÁRCAVAS POR EROSIÓN INTERNA	50
ILUSTRACIÓN 23, DESLIZAMIENTOS RETROGRESIVOS	55
ILUSTRACIÓN 24, TABLA DE VELOCIDAD DE MOVIMIENTO (VARNES)	56

	11
ILUSTRACIÓN 25, DESLIZAMIENTOS ROTACIONALES, SIMPLES Y MÚLTIPLES	57
ILUSTRACIÓN 26, INCLINACIONES SENCILLAS Y MÚLTIPLES	58
ILUSTRACIÓN 27, DESARROLLO GENERAL DE DESLIZAMIENTOS EN ZONAS TROPICALES MONTAÑOSAS	60
ILUSTRACIÓN 28, FALLA PROGRESIVA DE DEFORMACIONES CON EL TIEMPO EN UN TALUD	64
ILUSTRACIÓN 29, EVOLUCION DE UN DESLIZAMIENTO EN ROCA FRACTURADA	65
ILUSTRACIÓN 30, FUERZAS MECANICAS EN AGUA INTERSTICIAL	73
ILUSTRACIÓN 31, TALUDES EN EL CASO DE UNA PRESA U ORILLA NATURAL	75
ILUSTRACIÓN 32, BLOQUE EN UNA PENDIENTE	78
ILUSTRACIÓN 33, MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO	81
ILUSTRACIÓN 34, MÉTODO DE FELLENIUS, CÁLCULO DE ECUACIÓN	84
ILUSTRACIÓN 35, CURVAS DE NIVEL NULTI 1 (ANEXOS 7.2)	91
ILUSTRACIÓN 36, LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO NULTI 2 (ANEXOS 7.3)	92
ILUSTRACIÓN 37, LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO NULTI 3	93
ILUSTRACIÓN 38, LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO CON FORMACIONES DE LAS ZONAS (ANEXOS 7.4)	94
ILUSTRACIÓN 39, MAQUINA PERFORACIÓN Y ENSAYO SPT	101
ILUSTRACIÓN 40, MUESTREO DE PERFORACIONES 0-9 METROS NULTI	102
ILUSTRACIÓN 41, MUESTREO DE PERFORACIONES 9-14 METROS NULTI	102
ILUSTRACIÓN 42, MUESTREO DE PERFORACIONES NULTI	103
ILUSTRACIÓN 43, MUESTREO PERFORACIONES (MUESTRAS HUMEDAD) NULTI	103
ILUSTRACIÓN 44, TABLA DE RESUMEN DE PERFORACIONES NULTI	105
ILUSTRACIÓN 45, CALICATA PARA OBTENCIÓN DE MUESTRA ENSAYO TRIAXIA 1L	107
ILUSTRACIÓN 46, CALICATA PARA OBTENCIÓN DE MUESTRA PARA ENSAYO TRIAXIAL 2	108
ILUSTRACIÓN 47, TALLADO DE PROBETAS CILÍNDRICAS PARA ENSAYO TRIAXIAL	110
ILUSTRACIÓN 48, PROBETAS CILÍNDRICAS PARA ENSAYO TRIAXIAL	111
ILUSTRACIÓN 49, PROBETA 1 SOMETIDA A PRESIÓN HIDROSTÁTICA DEL AGUA	112

ILUSTRACIÓN 50, GRAFICO DE ESFUERZOS CORTANTES DE UN SUELO CON DIAGRAMAS DE MOHR	113
ILUSTRACIÓN 51, APERTURA DE VÁLVULAS DE AGUA EN ENSAYO TRIAXIAL	115
ILUSTRACIÓN 52, ESPÉCIMEN DE ENSAYO TRIAXIAL FRACTURADO	116
ILUSTRACIÓN 53, RELACIÓN DE ESFUERZOS, ENSAYO TRIAXIAL	118
ILUSTRACIÓN 54, DIAGRAMA DE CÍRCULOS DE MOHR, ENSAYO TRIAXIAL	119
ILUSTRACIÓN 55, PERFIL DE TALUD CON NIVEL FREÁTICO	120
ILUSTRACIÓN 56, DRENES PRINCIPALES	134
ILUSTRACIÓN 57, SUB DRENES HORIZONTALES	135
ILUSTRACIÓN 58, DISEÑO DE DRENES PROYECTO TUMBAMBIRO (ANEXOS 7.9)	137

1 Capítulo 1 INTRODUCCION

1.1 Localización geográfica del proyecto

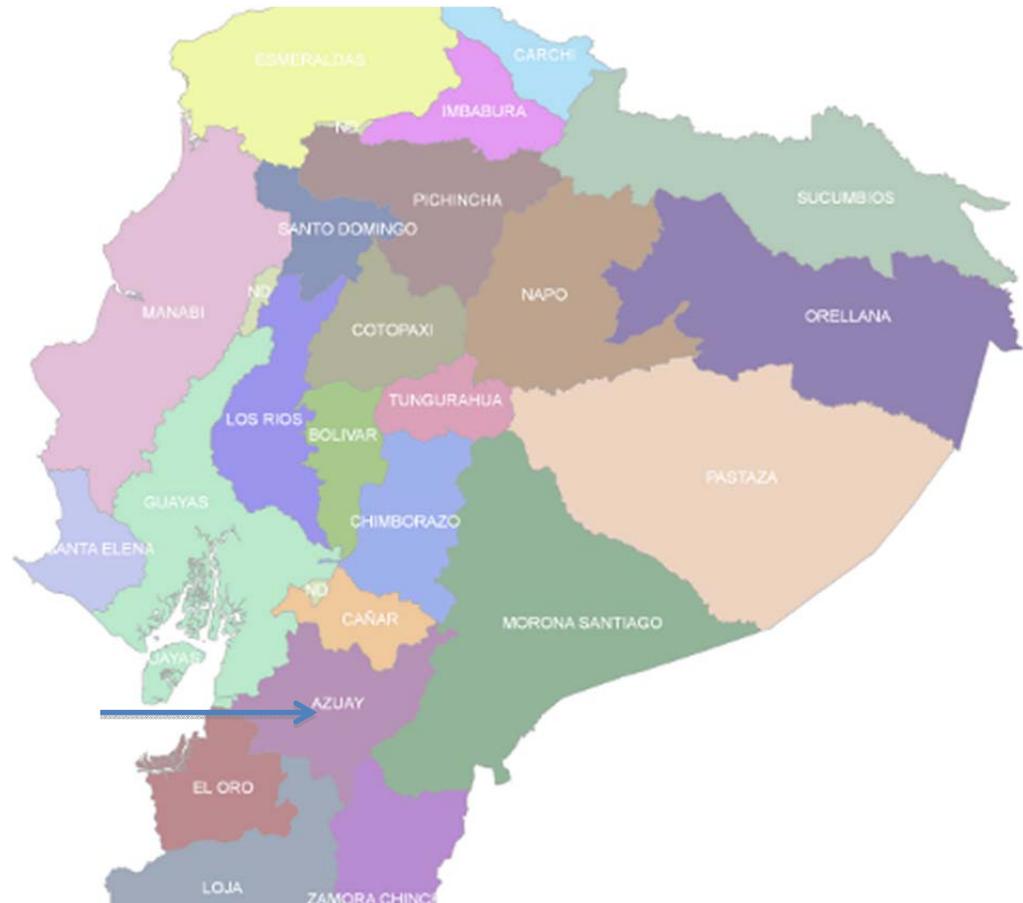


Ilustración 1, Localización

Realizado por: Robinson Galarza

El proyecto a realizarse, queda en la provincia del Azuay, lugar donde se encuentra la Parroquia Rural de Nulti, cantón Cuenca. Azuay, la principal provincia Cañarí, se encuentra ubicada en el austro andino de Ecuador (en coordenadas geográficas) a $3^{\circ} 10' \text{ LS}$ y $79^{\circ} 30' \text{ LW}$, en coordenadas planas

UTM: Norte 9649860 / 9668240 y Este: 666680 / 694500. Azuay tiene una población de 712127 habitantes, con densidad de 89,07 habitantes por km². (información obtenida del censo 2010 inec)

La cabecera provincial de Azuay, es Cuenca, y está integrada por 15 viejos y nuevos cantones: Gualaceo, Giron, Paute, Sigsig, Santa Isabel, Guachapala, El Pan, Sevilla de Oro, Chordeleg, San Fernando, Nabón, Oña, Pucará, Camilo P. Enríquez, Cuenca; ubicados en la cuenca del río Paute y del río Jubones.



Ilustración 2, Parroquia NULTI

Realizado por: Robinson Galarza

La parroquia de nuestra señora de Nulti, donde se realizará el proyecto, está a 11,5 kilómetros de distancia de la ciudad de Cuenca en dirección noreste, y está ubicado geográficamente (17M730291, 9682564; Latitud -2,87003°, Longitud 78,92831°). Nulti se encuentra a 2320 metros sobre el nivel del mar.

Esta parroquia ha sabido conservar su identidad, a pesar de su cercanía con la ciudad de Cuenca, sigue teniendo su propia arquitectura, festividades y tradiciones.

La parroquia de Nulti, limita al norte con la parroquia Llacao; al este con las parroquias de San Cristóbal del cantón Paute y Jadán del cantón Gualaceo; al sur con la parroquia de Paccha; y al oeste con la ciudad de Cuenca.

Nulti tiene una extensión de 31,3 km², lo que ocupa el 1% del territorio cantonal, y el 0,39% del territorio provincial.

La parroquia de Nulti, está conectada con la ciudad de Cuenca por una autopista que une Cuenca con Azogues, y también con otra vía alterna asfaltada por Ucubamba.

1.2 Clima y orografía

El clima en la provincia del Azuay es muy variable, ya que tiene menores temperaturas en sus partes altas y sus paramos, y mayores temperaturas en sus valles y partes costeras. En la franja templada va de 10 a 15 grados centígrados, en sus paramos baja hasta los 4 grados, en su zona subtropical de 16 a 18 grados y en su zona costera va de 20 a 35 grados centígrados.

La provincia, se destaca por tener una orografía muy montañosa, ya que es atravesada en la dirección noreste-suroeste por la Cordillera de los Andes, que forma en el territorio dos cadenas montañosas que son paralelas: la Oriental y Occidental. Estas dos cadenas están unidas por cadenas montañosas menores, que conforman hoyas, y estas definen las cuencas hidrográficas de

los ríos Jubones, Paute y Balao. La provincia del Azuay, cuenta con 987 km de ríos y 1138 hectáreas de lagunas y cuerpos de agua.

La parroquia de Nulti tiene un clima más estable, ya que la elevación de la parroquia no es tan variable, como la de toda la provincia. La temperatura se mantiene por los 15 a 20 grados centígrados.

1.3 Reseña Histórica

La parroquia de Nulti, fue creada el 15 de Septiembre de 1869, mediante decreto presidencial de García Moreno. Es reconocida como parroquia eclesiástica en 1976, antes dependía de Paccha. Nulti es una deformación de la voz cañari “multisapa”, que se divide en dos términos: “multi” que quiere decir pocas, y “sapa” que quiere decir armas, es decir pocas armas.

Los rasgos culturales de la parroquia siguen estando en pie, ya que durante el mes de Septiembre la parroquia celebra sus fiestas en honor al señor de los Milagros de Nulti.

1.4 Actividad económica

La agricultura y ganadería son las mayores ocupaciones de sus habitantes. La producción agrícola abastece únicamente para el autoconsumo de sus habitantes. Gran parte de los habitantes, trabajan en industrias, instituciones públicas, talleres artesanales y servicios de la ciudad de Cuenca. Según los datos del último censo del 2010, la población económicamente activa está

conformada por alrededor de 2000 personas, de ellos el 69% son hombres y el 31% mujeres.

Actualmente, se han construido muchas viviendas de alto nivel socio económico en la zona, por lo que las cifras datadas en el último censo del 2010, están desactualizadas a lo que se puede observar que ha sucedido en la zona en los dos últimos años.

1.5 Área de influencia

La parroquia de Nulti, es un lugar donde gracias a sus laderas empinadas y su tipo de suelo, se pueden concentrar muchos riesgos, que afectarían a muchas construcciones y mucha gente, que se encuentra tanto en las laderas como en las partes bajas. En Nulti existen muchas amenazas de origen natural, tales como terremotos e inestabilidad de terrenos y de origen antrópico tales como la deforestación.

Estas amenazas pueden ser una cadena de otra; es decir al momento de deforestar las laderas de la parroquia, se crea una susceptibilidad muy alta, a que se ocasione inestabilidad de terrenos en las laderas. De igual forma, al momento de ocasionarse un terremoto en alguna de las fallas que atraviesan la provincia del Azuay, crearía un riesgo inminente de inestabilidad de terrenos. Es decir si cualquiera de estas dos amenazas que existen en la parroquia de Nulti se desencadenan, crearían inestabilidad de terrenos en la zona.

En la parte baja de la parroquia de Nulti, existen varias quebradas que están llevando agua a diferentes partes, al igual que autopistas; que se verían gravemente afectadas con un deslizamiento de terrenos.

Podemos evidenciar que la amenaza latente es la inestabilidad de terrenos, fenómeno que se produce muy continuamente en esta zona, siendo así que existen reactivaciones constantes de los antiguos deslizamientos, uno de esos en el año 2007, el que involucra a todo el centro parroquial y otras viviendas que se encuentran tanto en las laderas como en las zonas bajas de la parroquia.



Ilustración 3, Centro Parroquial NULTI

Realizado por: Robinson Galarza

Como podemos observar en la fotografía, Nulti y su centro parroquial, asentado en un deslizamiento antiguo.



Ilustración 4, Masa deslizamiento NULTI

Realizado por: Robinson Galarza

En esta fotografía, podemos observar la pendiente en la que se asienta Nulti, y la masa del deslizamiento reactivado.

1.6 Datos disponibles

Los trabajos de deslizamientos de terrenos en el Ecuador, es un tema muy poco explorado todavía. En muy pocas partes de nuestro país se han hecho investigaciones y trabajos relacionados con los deslizamientos de terrenos. En

varias provincias del Ecuador como Loja, Azuay, Manabi, Esmeraldas y Chimborazo se ocasionan fenómenos como deslizamientos de terrenos, pero lamentablemente sigue siendo un tema oscuro y difícil de comprender. Con diferentes entidades de gestión de riesgos y defensa civil, se ha podido incrementar el control que debe existir para precaver este tipo de fenómenos.

El único trabajo encontrado con relación a este tipo de temas de deslizamientos de terrenos en la provincia de Azuay es el proyecto Precupa, realizado con anterioridad para la prevención de desastres naturales de la cuenca del Paute con la cooperación del cuerpo suizo de socorro en caso de catástrofe.

Datos de pluviosidad

Estos datos de pluviosidad fueron obtenidos por la aviación civil, que nos proporcionó el registro histórico de pluviosidad en mm, sacados en el Aeropuerto Mariscal Lamar de Cuenca, que tiene un periodo de registro de 37 años, que es una muy buena base de datos sobre este tema.

Registro historico de pluviosidad en mm Aeropuerto Mariscal Lamar CUENCA														
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	TOTAL	Promedio
1977	36,0	80,3	74,2	53,0	84,3	50,3	53,0	30,4	50,9	137,8	68,0	26,1	744,3	62,0
1978	22,7	85,9	153,6	177,4	89,0	49,4	29,6	17,2	98,9	39,2	62,8	66,6	892,3	74,4
1979	24,9	49,0	168,7	126,6	86,7	19,5	19,4	47,6	36,9	30,8	58,1	15,2	683,4	57,0
1980	51,3	132,5	47,5	125,6	41,1	28,8	34,9	37,0	66,0	166,0	137,4	128,6	996,7	83,1
1981	45,0	55,6	119,2	111,2	32,0	45,5	50,8	19,9	37,0	105,4	31,3	143,4	796,3	66,4
1982	71,9	18,2	88,9	230,2	176,0	10,2	34,8	13,0	45,3	244,1	127,9	77,9	1138,4	94,9
1983	107,7	41,0	87,8	129,3	119,3	18,1	17,6	29,5	10,9	92,9	20,6	149,2	823,9	68,7
1984	17,8	176,1	138,9	159,6	68,9	46,1	28,2	32,6	48,1	83,6	41,2	48,5	889,6	74,1
1985	44,6	10,4	20,4	31,3	61,3	30,7	29,4	27,0	37,4	104,8	139,4	91,0	627,7	52,3
1986	80,2	60,1	104,7	77,8	91,0	7,4	17,2	32,1	36,5	70,2	91,5	61,6	730,3	60,9
1987	25,7	61,7	80,7	87,9	112,7	15,9	17,5	28,1	55,8	67,2	80,1	32,9	666,2	55,5
1988	86,2	95,3	59,0	153,9	109,2	65,4	25,0	28,9	65,4	125,6	80,9	110,2	1005,0	83,8
1989	135,4	90,6	165,9	74,1	48,0	77,1	48,0	7,1	43,2	167,4	40,1	52,3	949,2	79,1
1990	90,5	56,7	36,6	177,7	24,7	52,4	28,4	19,8	20,4	183,4	103,5	66,2	860,3	71,7
1991	50,5	133,0	97,3	52,0	63,9	40,4	35,9	12,0	56,6	54,1	109,2	70,1	775,0	64,6
1992	3,6	132,3	145,4	98,7	72,3	33,1	12,1	11,6	112,5	76,9	69,9	68,9	837,3	69,8
1993	72,9	125,4	255,7	119,2	61,3	20,5	34,7	22,6	66,9	83,9	100,4	136,1	1099,6	91,6
1994	100,9	107,7	159,9	133,4	94,7	31,1	31,4	31,3	53,4	75,5	162,2	51,3	1032,8	86,1
1995	8,7	62,1	79,5	66,3	78,3	48,2	37,8	6,7	6,3	85,5	113,6	130,0	723,0	60,3
1996	59,7	142,4	122,2	131,4	95,9	103,2	27,6	15,0	33,9	114,9	37,3	38,8	922,3	76,9
1997	56,6	47,5	83,5	115,3	60,2	69,9	15,2	6,4	50,6	62,0	126,0	58,9	752,1	62,7
1998	52,8	146,7	136,1	89,0	178,1	25,3	37,4	24,7	13,7	142,7	74,9	47,3	968,7	80,7
1999	96,3	138,3	173,1	183,7	143,8	62,0	19,8	29,4	106,1	98,0	92,4	140,9	1283,8	107,0
2000	29,4	124,7	80,3	127,7	161,6	56,5	21,5	18,8	179,9	15,4	13,2	61,3	890,3	74,2
2001	91,2	42,9	129,8	58,8	51,4	38,3	9,4	13,9	67,1	24,3	73,4	62,1	662,6	55,2
2002	37,1	15,6	85,4	122,7	78,8	24,8	36,0	17,9	9,1	144,0	124,6	145,6	841,6	70,1
2003	28,3	38,5	92,9	133,2	53,3	44,6	27,1	6,5	83,1	53,8	138,9	76,5	776,7	64,7
2004	40,1	105,2	37,9	111,1	66,2	19,2	36,8	4,8	83,2	43,5	137,3	78,1	763,4	63,6
2005	60,4	115,8	224,1	122,8	56,6	70,2	11,8	7,4	5,2	149,7	33,1	225,2	1082,3	90,2
2006	44,7	78,8	101,5	141,7	31,7	57,6	20,8	23,9	29,6	37,7	94,5	97,1	759,6	63,3
2007	55,8	28,5	154,6	199,4	59,2	94,7	12,5	34,2	23,4	62,1	101,4	94,0	919,8	76,7
2008	44,5	174,4	124,9	169,3	162,6	44,0	18,0	42,3	49,4	107,2	81,6	53,0	1071,2	89,3
2009	90,3	33,9	126,3	146,1	62,3	56,5	7,1	6,8	16,0	20,3	58,3	93,1	717,0	59,8
2010	13,5	102,4	71,4	144,4	89,5	96,9	88,6	18,4	44,4	27,6	88,6	133,4	919,1	76,6
2011	35,9	134,3	114,9	206,4	55,4	65,2	63,0	16,7	61,9	110,0	114,6	110,5	1088,8	90,7
Promedio	54,7	87,0	112,7	125,4	83,5	46,3	29,7	21,2	51,6	91,6	86,5	86,9	876,9	
Max	135,4	176,1	255,7	230,2	178,1	103,2	88,6	47,6	179,9	244,1	162,2	225,2	1283,8	
Min	3,6	10,4	20,4	31,3	24,7	7,4	7,1	4,8	5,2	15,4	13,2	15,2	627,7	

Ilustración 5, Tabla Pluviosidad Azuay (También disponible en anexos 7.1)

Realizado por: Robinson Galarza

Con estos datos, pudimos sacar los siguientes gráficos, que nos ayudan a entender mejor la pluviosidad en la ciudad de Cuenca.

El grafico (1) nos indica la pluviosidad total que ha habido cada año, desde el año de 1977 hasta el 2011. Podemos ver en este que los picos se encuentran básicamente en el año 1999 y también ha tenido picos en los años de 1982, 1993, 2005 y 2008.

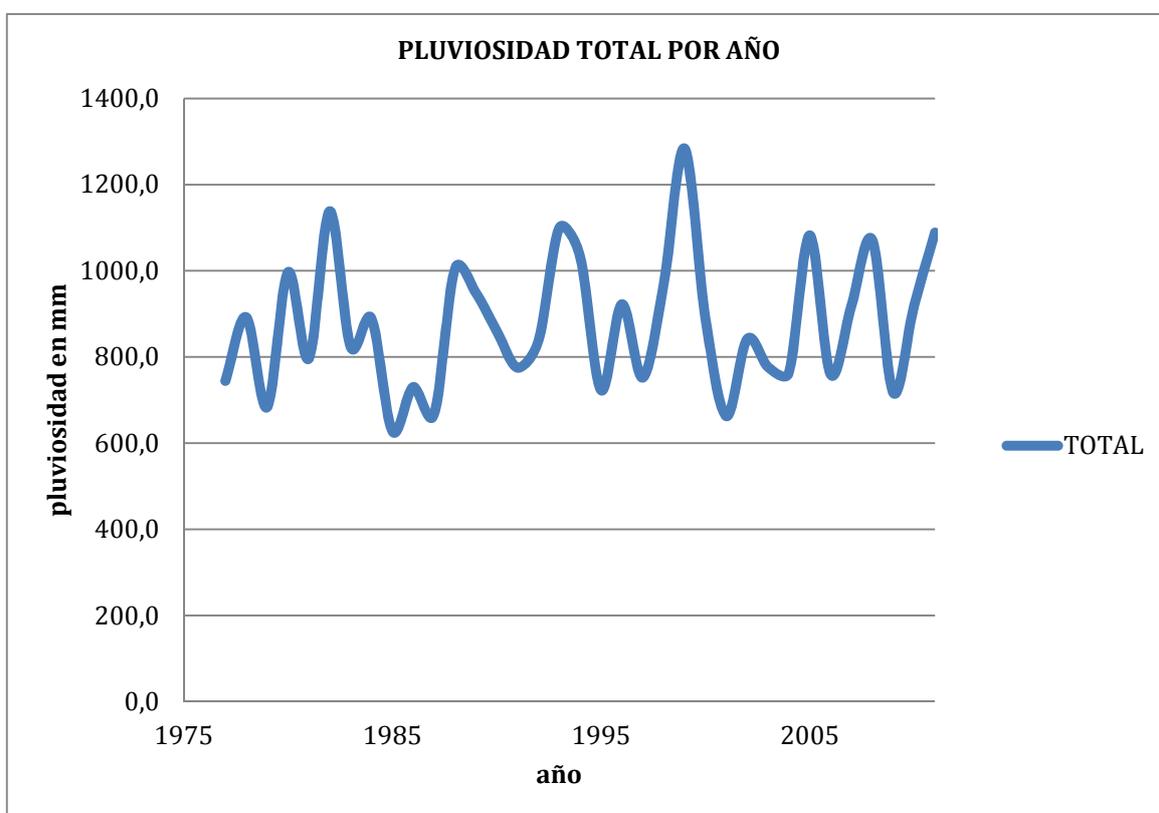


Ilustración 6, Pluviosidad Vs Año Azuay

Realizado por: Robinson Galarza

Al sacar los promedios de la pluviosidad anual, podemos también hacer el siguiente gráfico, que nos muestra el promedio de cada año.

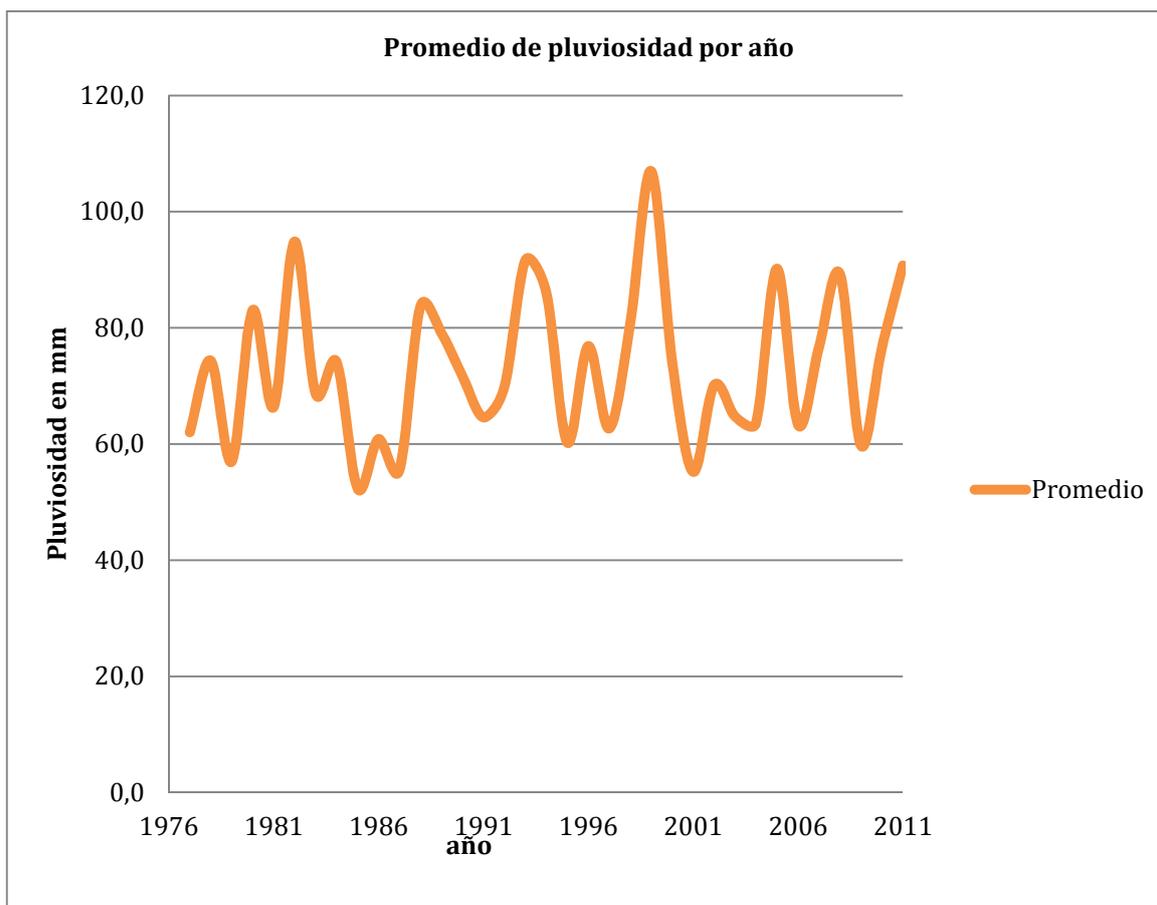


Ilustración 7, Promedio Pluviosidad Vs Año Azuay

Realizado por: Robinson Galarza

Aquí podemos ver que el año que más llovió, fue en 1999, con 107 mm de promedio,

La siguiente relación, con los datos proporcionados nos muestran los promedios de pluviosidad en cada mes, en periodos cada cinco años:

AÑO	MESES												TOTAL
	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	
1977-1982	41,9666667	70,25	108,6833333	137,3333333	84,85	33,95	37,08333333	27,5166667	55,83333333	120,55	80,9166667	76,3	875,2333333
1983-1987	55,2	69,86	86,5	97,18	90,64	23,64	21,98	29,86	37,74	83,74	74,56	76,64	747,54
1988-1992	73,24	101,58	100,84	111,28	63,62	53,68	29,88	15,88	59,62	121,48	80,72	73,54	885,36
1993-1997	59,76	97,02	140,16	113,12	78,08	54,58	29,34	16,4	42,22	84,36	107,9	83,02	905,96
1998-2002	61,36	93,64	120,94	116,38	122,74	41,38	24,82	20,94	75,18	84,88	75,7	91,44	929,4
2003-2007	45,86	73,36	122,2	141,64	53,4	57,26	21,8	15,36	44,9	69,36	101,04	114,18	860,36
2008-2011	46,05	111,25	109,375	166,55	92,45	65,65	44,175	21,05	42,925	66,275	85,775	97,5	949,025

Ilustración 8, Pluviosidad mensual

Realizado por: Robinson Galarza

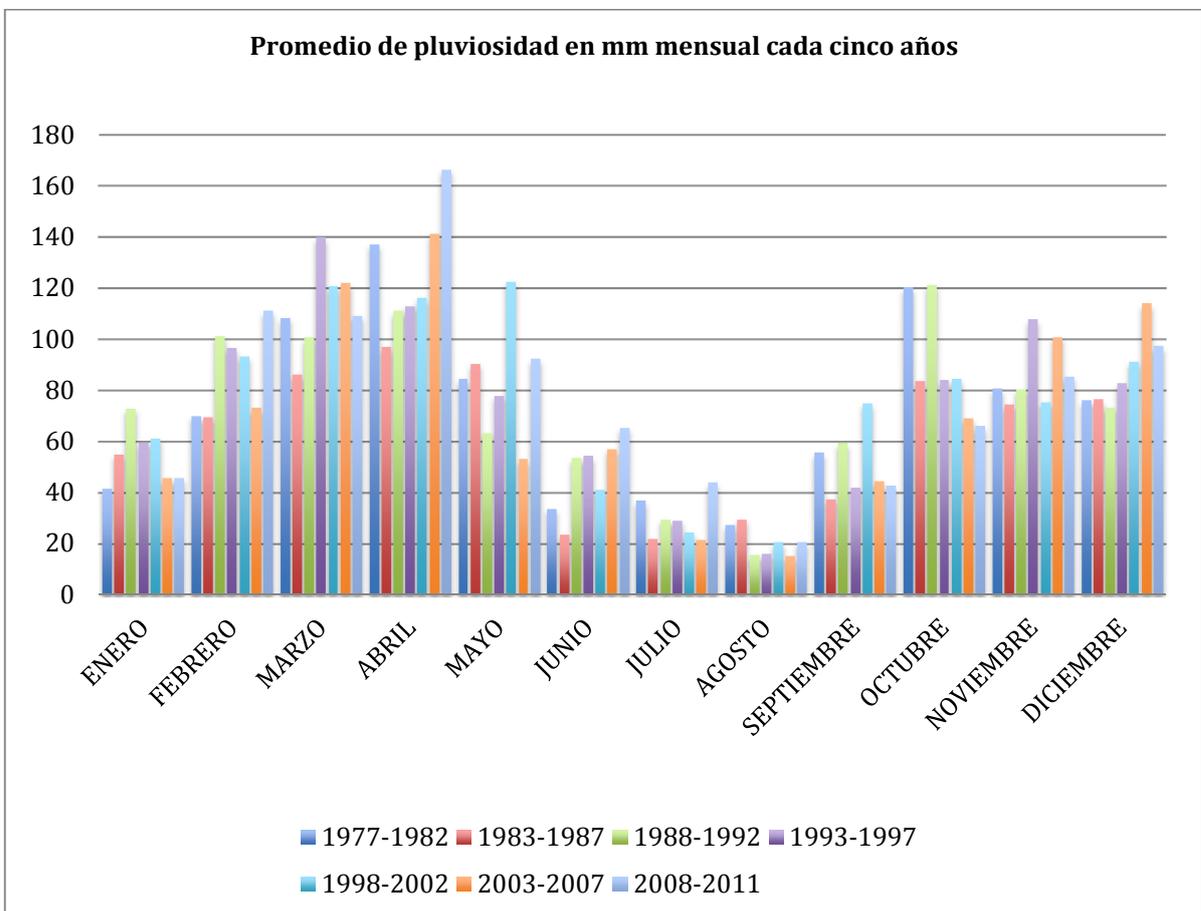


Ilustración 9, Promedio Pluviosidad mensual

Realizado por: Robinson Galarza

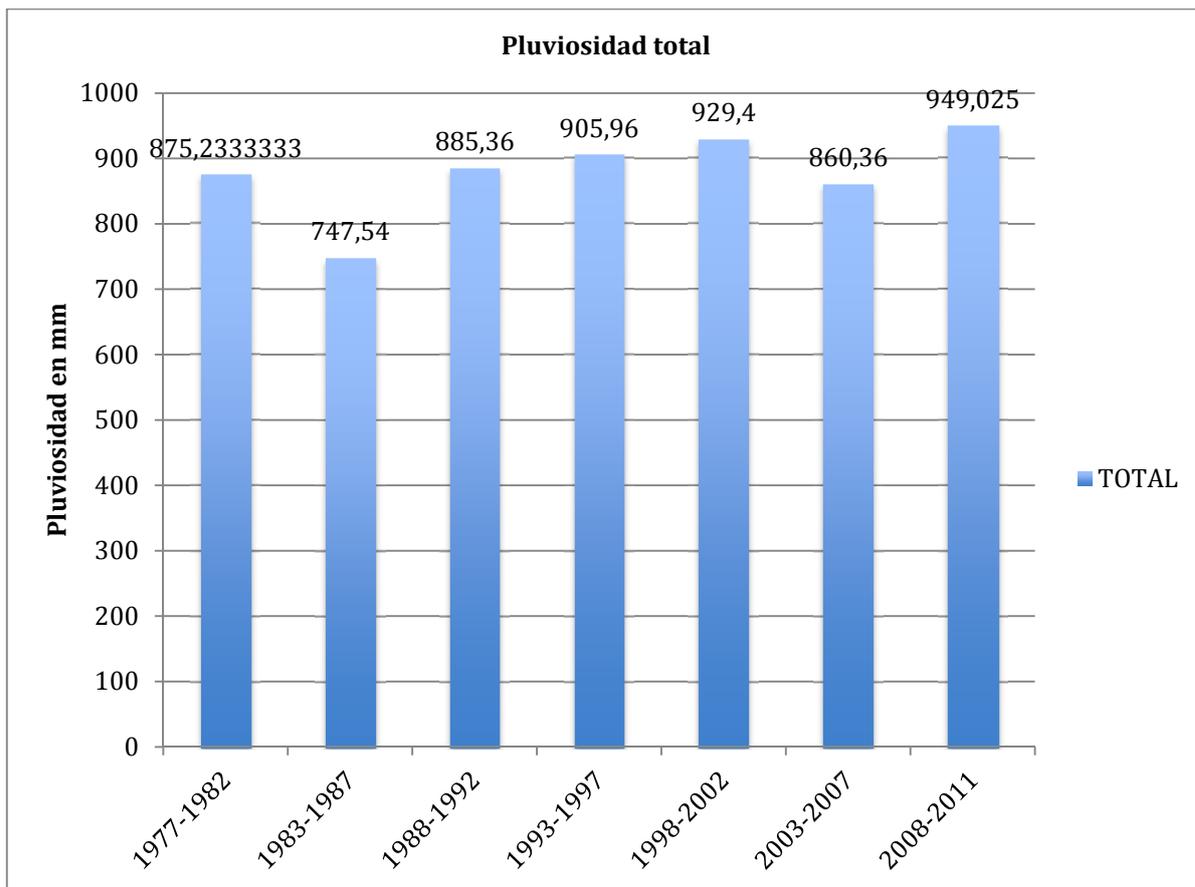


Ilustración 10, Pluviosidad Total

Realizado por: Robinson Galarza

En este gráfico, se pudo ver que en el último periodo de años que corresponde al periodo de 2008 al 2011, hay una pluviosidad total de 949,025 mm, lo que nos indica que es la temporada que más lluvias hemos tenido. Es decir es la etapa de lluvias con más volumen de agua; lo que nos hace confirmar las causas de los problemas de deslizamientos que hemos tenido en los últimos años.

1.7 Justificación del proyecto

Los tipos de suelos de nuestro país, en su mayoría son suelos de buena resistencia a la compresión y al corte, es decir se hace difícil que estos sufran de deslizamientos, ya que los deslizamientos de terrenos se dan principalmente por suelos blandos, o con un tipo de roca frágil que ha sido previamente fracturada.

Al hablar de rocas fracturadas, estamos entrando ya en temas de sismicidad y movimientos de placas tectónicas. Ya que las rocas que están superficiales, al estar fracturadas, quiere decir que tuvo que haber un movimiento anterior que haya fracturado la roca.

En la provincia del Azuay, los tipos de suelos que existen son suelos de baja resistencia a la compresión y al corte. Es decir son suelos malos ante cargas verticales, y peores aun en laderas o inclinaciones pronunciadas. La ciudad de Cuenca se encuentra en un valle, rodeada por varias lomas y montañas, y como en toda ciudad que va creciendo a lo largo del tiempo, se puede ver como los alrededores de la ciudad son cada vez más habitados. El problema de esto es que la ciudad no tiene a donde más crecer que a las laderas y a las lomas de alrededor, entonces los habitantes se han movilizadо hacia las laderas.

Por falta de planificación y falta de control de las autoridades, hacia la gente que sigue construyendo sus casas alrededor de la ciudad, estas casas y

construcciones siguen cargando la masa de deslizamiento, haciendo que se reactiven o incluso que se creen deslizamientos diferentes a los anteriores.

La preocupación que existe de la gente que vive por esta zona, es debido al riesgo tan grande que sufren todas las viviendas construidas tanto en la masa del deslizamiento, como en la parte de debajo de Nulti. El riesgo es inmenso, ya que la gente que ha seguido comprando terrenos en Nulti, o sus alrededores, sigue construyendo y haciendo más vulnerable toda la zona y sus alrededores. En la actualidad, justamente por falta de información y poco control de las entidades de control de riesgo como del municipio en la zona, se construyó casas de mucho valor en el lado derecho de la masa del deslizamiento, lo que ha seguido cargando más la masa del deslizamiento, y sigue ocasionando pérdidas muy grandes en las construcciones.

En varios deslizamientos antiguos, se ha podido ver como la fuerza ocasionada por la masa que se desliza, ha empujado cauces de ríos grandes, o incluso ha ocasionado grandes inundaciones por la barrera que este deslizamiento puede llegar a crear al llegar a un río. Los riesgos que se corren con un deslizamiento como este, o incluso el riesgo tan grande que se corre de reactivar el antiguo macro deslizamiento que existía hace mucho tiempo es muy alto.

Por otro lado el agua es el factor más determinante en un deslizamiento, ya que hemos podido observar que un deslizamiento mientras más saturada este su masa, va socavando la superficie de contacto, y creando menor fricción, sea en su roca fracturada o en su tipo de suelo de contacto. Entonces el nivel

freático es algo determinante al hablar de deslizamientos de terrenos, ya que el nivel freático es el nivel al que está el agua subterránea desde la superficie, y si este está muy alto, el riesgo de la reactivación o la creación de un deslizamiento de terreno es mayor.

2 CAPITULO 2 MARCO TEORICO

2.1 Terrenos inestables

La gestión de riesgos, es el proceso que implica un manejo de actividades, con un enfoque estructurado para reducir los riesgos, o enfrentar una situación de emergencia. La gestión de riesgos, en Ecuador ha sido minimizado ya que lamentablemente en el país no se da solución a los problemas hasta que pasen los desastres. Es decir no se trabaja para prevenir los desastres, sino para arreglar cuando el desastre ya ocurrió.

La falta de prevención y de normativas en el tema de inestabilidad de terrenos, es la causante de tantas pérdidas. La destrucción total de grandes construcciones, de escuelas, viviendas y poblaciones enteras, es la respuesta frente a un desastre natural como el deslizamiento de terrenos.

En la parroquia de Nulti, al haber indicios de deslizamientos antiguos, o peligro de deslizamientos, debía haberse alertado a los pobladores, y crear normativas que prohíban los permisos de construcción en el lugar y sus alrededores. Pero lamentablemente los pobladores después de no haber sido alertados, empezaron sus construcciones en la zona, lo que ha ido cargando peso y moviendo poco a poco la gran masa que está dentro del deslizamiento.

Los fenómenos de deslizamiento de terrenos, es todo evento que produce el desplazamiento de un pequeño o gran volumen de suelo o rocas.

Para la generación de fenómenos de inestabilidad de terrenos, se consideran dos factores llamados condicionantes y detonantes.

Los factores condicionantes son aquellos que condicionan la generación del fenómeno, entre ellos tenemos el contexto geológico, tipo de terreno (litología), pendiente del terreno y actividad humana, este último puede ser un factor condicionante o detonante. Cuando se habla del contexto geológico, se refiere al tectonismo que ha sufrido una región durante su historia geológica a la disposición de las capas, si se trata de terrenos de origen sedimentario.

Entre los factores detonantes o disparadores de fenómenos de inestabilidad de terrenos, está el agua y los sismos, que al generarse producen esfuerzos dinámicos de corte que disparan fenómenos de inestabilidad de terrenos, como desprendimientos, deslizamientos, lavas torrenciales, derrumbes, avalanchas de roca y flujos de lodo. Otro factor detonante para deslizamientos o caída de rocas tenemos las erupciones volcánicas debido a la actividad de un volcán principalmente cuando el edificio volcánico es demasiado erguido, por ejemplo el volcán Tungurahua o Cotopaxi en el Ecuador, que al subir el magma desde el interior de la corteza terrestre hacia la superficie puede generar grandes presiones sobre las paredes del volcán, y detonar deslizamiento, por ejemplo el monte St. Helens en Estados Unidos en el año 1980.

Al momento de intervenir en la naturaleza, para formar canales de agua, alcantarillados, sequias, cunetas, cisternas y todo tipo de estructura civil que involucre el paso de agua, es uno de los principales detonantes de inestabilidad de terrenos, ya que estamos aportando a la acumulación de

acuíferos, que pueden estarse drenando al pasar el tiempo, creando grietas por el suelo y obviamente desestabilizando el terreno.

En la parroquia de Nulti, uno de los factores detonantes para la generación o reactivación de deslizamientos es el agua (escorrentía, hipodérmica y subterránea).

Cuando en una pendiente se escurre o infiltra agua, la acción desestabilizadora del agua es el triple que si no hubiera. Esto se da gracias a que el agua hace crecer abruptamente el peso volumétrico de la masa, la presión intersticial, y por ende aumenta la resultante de las fuerzas desestabilizantes. También ocurre un cambio en el comportamiento geológico del suelo, ya que el suelo puede pasar de su estado sólido, a un estado de fluido viscoso y algunos flujos de lodo pueden reemplazar el suelo.

Los sismos pueden generar en terrenos de granulometría fina o terrenos de naturaleza arcillosa sensibles, un fenómeno llamado licuefacción de suelos, que se genera por la baja permeabilidad de los mismos, que durante la sacudida sísmica, el agua no puede drenar libremente en el interior de la masa concerniente, y por lo tanto necesariamente existirá una elevación de la presión intersticial que en algún tiempo será igual al esfuerzo total, y por ende el esfuerzo efectivo se volverá cero, y el suelo se comportara como un líquido.



Ilustración 11, Deslizamiento por infiltración de agua

Realizado por: Robinson Galarza

En la parroquia de Nulti, como en la mayoría de zonas de deslizamientos de la provincia de Azuay, el agua parece ser el factor más importante del fenómeno de deslizamientos de terrenos ya que los niveles freáticos muy altos y la detección de sequias y grietas con agua, son una evidente prueba de infiltración de acuíferos en la masa de suelo.

2.2 Información general de un deslizamiento de terreno

Siendo los deslizamientos uno de los eventos o fenómenos que más daños causan en el país, a las obras de infraestructura, las personas y sus bienes, en este trabajo se dará importancia a los mismos.

Un deslizamiento de terreno, es el desplazamiento continuo de una masa de suelo o roca en el mismo sentido de la gravedad, es decir de la pendiente en donde la gravedad terrestre es el factor principal.

2.2.1 Tipos de deslizamiento

Considerando la dinámica del movimiento, existen dos tipos de deslizamientos de terrenos, deslizamientos rápidos y deslizamientos lentos:

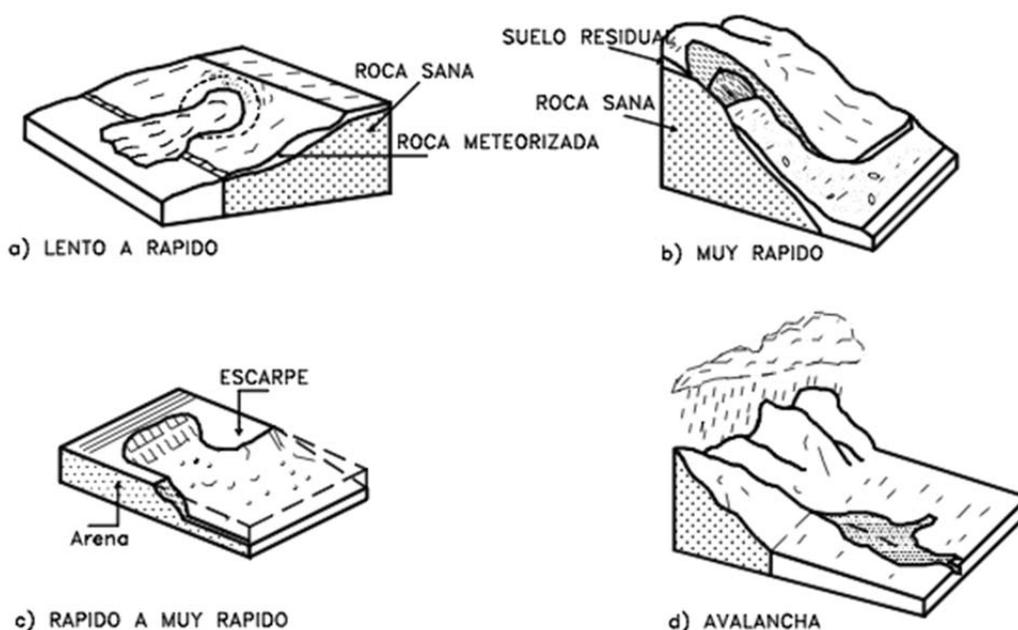


Ilustración 12, Velocidad de deslizamiento

Realizado por: Robinson Galarza

Los deslizamientos de tipo rápido son aquellos donde la velocidad del movimiento es tal, que la caída de todo el material puede darse en pocos minutos o segundos. Estos se dan normalmente en lugares donde las pendientes son muy pronunciadas y ha habido lluvias fuertes, y vienen combinados con árboles, rocas, lodos fluviales, etc. Son deslizamientos más

violentos, ya que casi no presentan señales y no se puede predecir ni evacuar a la gente. Normalmente dejan enterrado poblaciones enteras dependiendo de su fuerza y magnitud.

Por otro lado los deslizamientos lentos son aquellos donde la velocidad del movimiento es tan lento que no se percibe a simple vista. Este tipo de deslizamiento si da señales de movimiento, ya que se puede percibir en el tiempo de recorrido grietas, escarpes, flancos en sus lados y más. Este tipo de deslizamiento es el que más nos interesa en este proyecto, ya que el deslizamiento de Nulti es un deslizamiento de tipo lento, que ha seguido recorriendo con mayor velocidad en épocas de lluvias constantes, dándonos muchas señales que son las que vamos a estudiar. Este tipo de deslizamiento lento va destruyendo poco a poco al pasar el tiempo las construcciones que están en la masa en movimiento, dando como primeras señales agrietamientos en la mampostería de las construcciones.

2.2.2 Forma general de un deslizamiento

Las formas generales que puede tener un deslizamiento, se las observa por las siguientes partes:

a) Escarpe principal:

El escarpe principal, corresponde a una superficie dentro del deslizamiento que se encuentra muy inclinada a longitudinalmente. Es causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie que forma el escarpe principal dentro del deslizamiento se conoce

como la superficie de falla.

b) Escarpes secundarios:

El escarpe secundario, es una superficie inclinada, producida por desplazamientos diferenciales dentro de la masa del deslizamiento.

c) Cabeza:

La cabeza de un deslizamiento, se la conoce como la parte superior del material que se mueve a lo largo del contacto entre el material del deslizamiento con el escarpe principal.

d) Cima:

Es el punto más alto de la cabeza del deslizamiento, que tiene contacto entre el material del deslizamiento con el escarpe principal.

e) Corona:

La corona de un deslizamiento, es el material que se encuentra en el sitio, que está parcialmente inalterado y adyacente a la parte más alta del escarpe principal.

f) Superficie de falla:

La superficie de falla en un deslizamiento, es el área que se encuentra debajo del movimiento que delimita el volumen del material en movimiento. El suelo que se encuentra debajo de la superficie de falla no está en movimiento.

g) Pie de la superficie de falla:

El pie de la superficie de falla, es la línea de intercepción entre la parte inferior de la superficie de rotura, con la superficie original del terreno. Algunas veces esta no se la puede encontrar a simple vista.

h) Base o lengua:

La base o lengua de un deslizamiento, es el área cubierta por el material en movimiento abajo del pie de la superficie de falla.

i) Punta:

La punta de un deslizamiento, es el punto de la base que está a mayor distancia de la cima, es decir el punto mas bajo del deslizamiento.

j) Flancos (izquierdo o derecho):

Los flancos de un deslizamiento, es el perfil lateral de la masa en movimiento, es decir el lado izquierdo o derecho donde ya termina la masa del deslizamiento.

k) Superficie original del deslizamiento:

Es la superficie que existía antes de que se haya producido el deslizamiento, es decir la superficie que existía antes del movimiento.

l) Grietas de regresión:

Las grietas de regresión, son las grietas que se encuentran en la masa del deslizamiento, que se han producido por causa del movimiento del material.

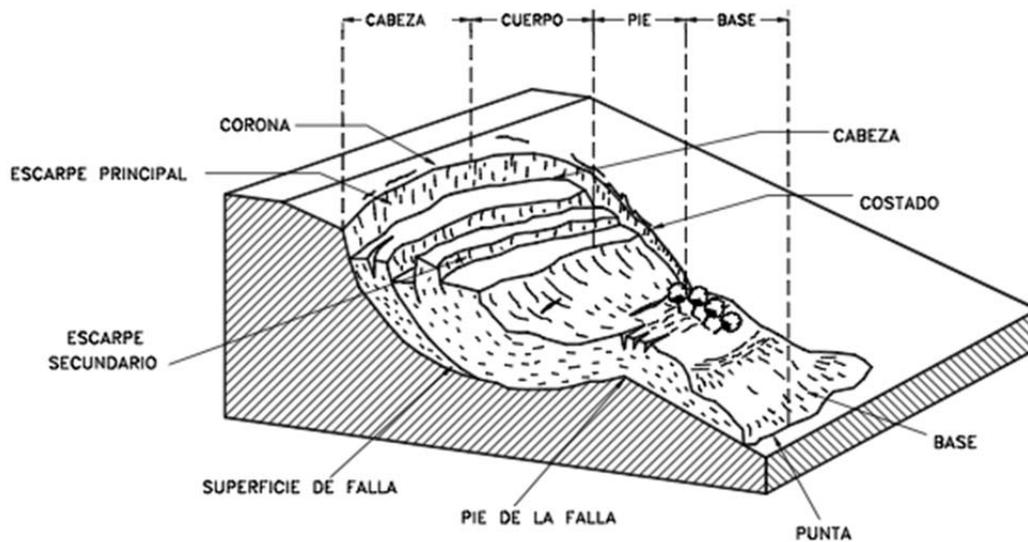


Ilustración 13, Forma general de un deslizamiento

Realizado por: Robinson Galarza

En la materia de deslizamientos de terrenos, existen muchos tipos de fenómenos, que están moviéndose de diferente forma, y pueden comportarse de diferente modo, dependiendo de las causas o factores detonantes del fenómeno.

Forma general:

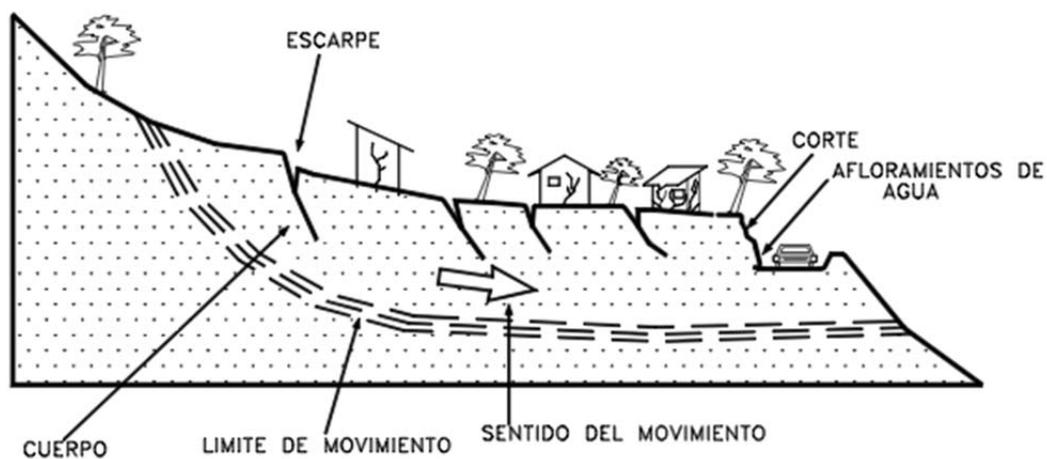


Ilustración 14, Forma general de un deslizamiento

Realizado por: Robinson Galarza

2.3 Tipos de deslizamiento

De acuerdo al mecanismo un deslizamientos se clasifica en rotacional, translacional y combinado.

2.3.1 Deslizamientos rotacionales

Los deslizamientos de tipo rotacional o circular, se dan típicamente en suelos homogéneos. El deslizamiento, como solido rígido de la zona superior sobre la inferior a lo largo de una rotación, va a ser la única forma que la masa de deslizamiento va a poder adquirir. Dependiendo de las superficies de rotura que tenga el deslizamiento, si son profundas o superficiales, los deslizamientos de tipo rotacional se pueden producir como rotaciones de talud, que intersecan al deslizamiento parcialmente; rotaciones en el pie, que pasan por el pie del talud; o mediante rotaciones del deslizamiento profundas, que van a intersecar la masa más abajo del pie del deslizamiento.

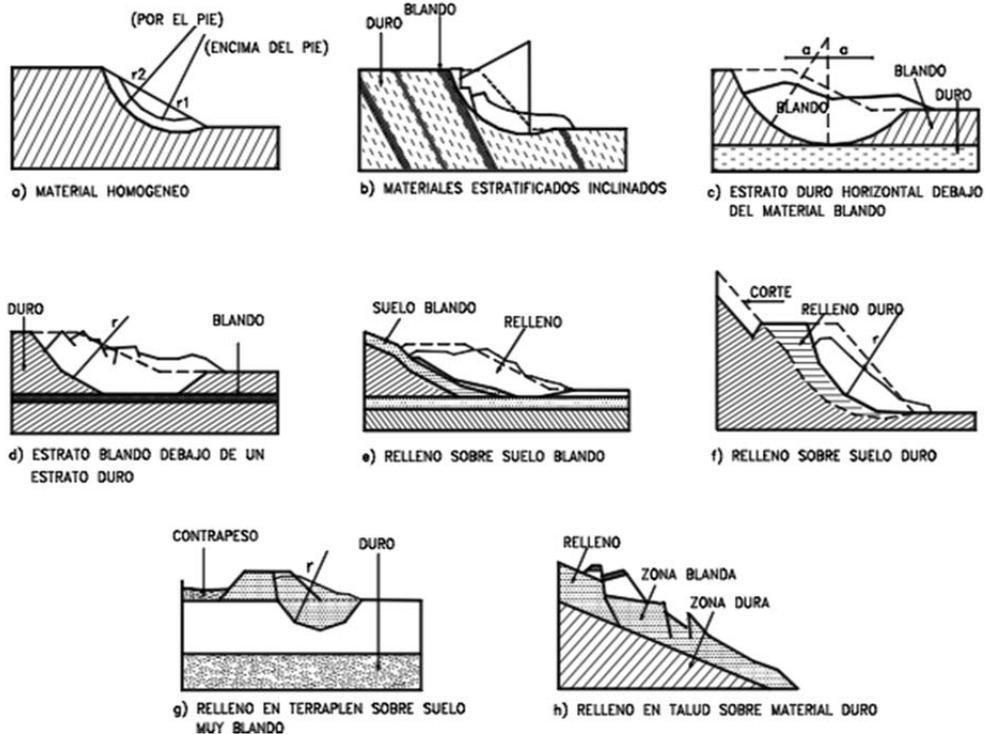


Ilustración 15, deslizamientos rotacionales

Realizado por: Robinson Galarza

2.3.2 Deslizamientos planos o de translación



Ilustración 16, Deslizamientos de translación

Realizado por: Robinson Galarza

Los deslizamientos planos o de translación, se dan frecuentemente en laderas naturales, que no han sido intervenidas por el hombre. En este tipo de

deslizamiento el suelo que recubre al material, se desliza según una superficie que en buena parte es paralela al borde externo del terreno natural. Este tipo de deslizamiento, puede tener como factor detonante obras de excavación a sus alrededores, o obras que aumenten la carga a la masa, como estructuras o rellenos; o también temporadas de lluvia donde el agua se infiltre en los poros de la masa.

2.3.3 Deslizamientos combinados o de otras formas

El tipo de deslizamientos combinados o de otras formas, normalmente son mezclas del deslizamiento tipo rotacional con el deslizamiento de translación. En este tipo de deslizamiento la línea de rotura puede darse de translación en la primera parte, pero a medida que se hace más profunda puede tener zonas de rotación, o viceversa.

Normalmente este tipo de deslizamientos se da en suelos no homogéneos, ya que el material que está en la masa del deslizamiento no se comporta como un solo cuerpo, sino que tiene diferentes materiales con características diferentes, y por eso no se comporta de una manera en particular.

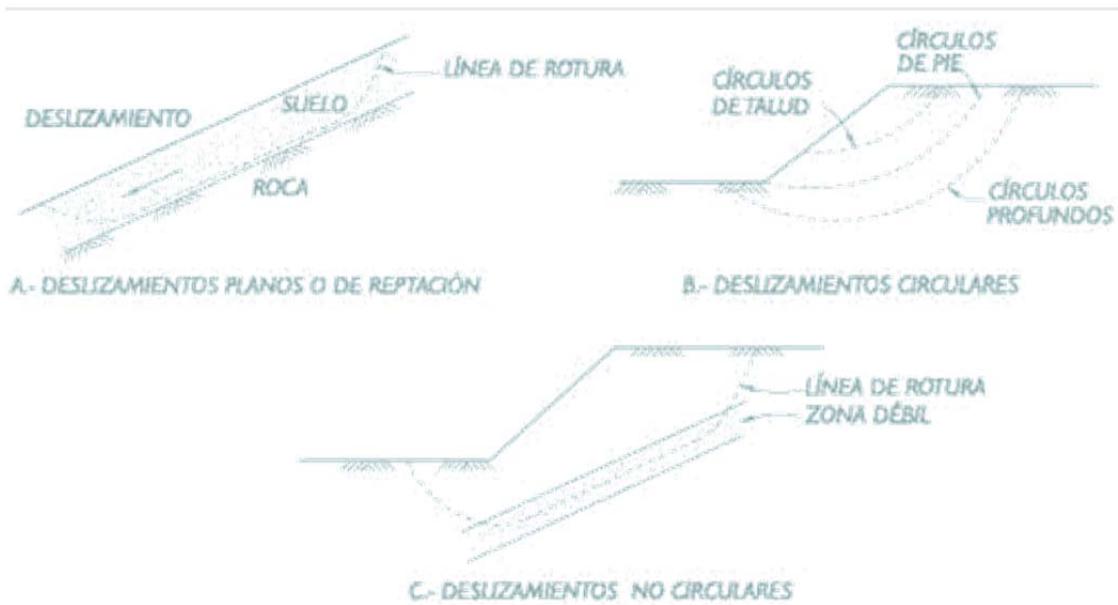


Ilustración 17, deslizamientos combinados o de otras formas

Realizado por: Robinson Galarza

Entre estos diferentes tipos de deslizamientos, encontramos los deslizamientos que se encuentran activos, es decir que la masa está en constante movimiento, y los deslizamientos latentes, que son los deslizamientos que no se encuentran en movimiento, pero por diferentes factores puede llegar a activarse de nuevo.

2.4 Etapas en proceso de falla de un deslizamiento

Al clasificar un deslizamiento, por su forma general, se pretende identificar toda la masa que se encuentra en movimiento. Es por eso que se necesita clasificar y estudiar el deslizamiento por la topografía y características geotécnicas.

Existen cuatro etapas que se consideran para clasificar los movimientos:

a.) Etapa de deterioro o previo a la falla, que es cuando el suelo está intacto en la superficie.

b.) Etapa de falla, que es cuando se forma una superficie de falla, y ocurre el movimiento de la masa.

c.) Etapa post-falla, que se caracteriza como la etapa cuando se está deslizando la masa de suelo, hasta que se detiene totalmente.

d.) Etapa de posible reactivación, es caracterizada como la etapa en la que pueden ocurrir más movimientos que podrían ser como nuevas fallas y vuelve a las tres etapas anteriores.

2.4.1 Etapa de deterioro de un deslizamiento

El deterioro, puede requerir mantenimiento y obras de estabilización con el tiempo. Lamentablemente a este fenómeno se le da muy poca importancia al momento de diseñar.

Al momento de construcción de carreteras y vías, o una obra de infraestructura que necesite cortes y rellenos en taludes, se produce en el corte una relajación de los esfuerzos de confinamiento, lo que trae como consecuencia la desestabilización de taludes, cambiándose la posición de equilibrio en la que normalmente se encontraba el talud, por un deterioro acelerado del mismo.

El deterioro, físicamente hablando, la alteración física y química de los materiales, trayendo como consecuencia el desprendimiento de los mismos.

Uno de los efectos más importantes que ocurren en el deterioro, es el de relajación de los esfuerzos de confinamiento, ya que la fuerza de confinamiento entre las partículas del suelo se relaja totalmente, y se puede desprender, ocasionando graves daños.

Previamente a la falla masiva, se pueden observar algunos procesos que ocurren:

1. Desprendimiento de granos: El desprendimiento de granos de la masa de suelo, es la desintegración física de la masa. Esto ocurre el momento en que la resistencia de las partículas de suelo pierden fuerza, y empiezan a separarse por causa del peso de las mismas. Esto causa un debilitamiento general del material, y no puede ser un riesgo muy grande, pero puede dar como resultado el colapso de rocas mas grandes o de cantidades pequeñas de la masa. Aparte esto, puede ayudar a que los tipos de suelo más finos se sedimenten y produzcan depósitos dentro de estructuras de drenaje.

Una de las soluciones para evitar este tipo de fenómenos, es limpiar periódicamente el pie del talud, y si es necesario cubrir con geo textiles o hormigón las estructuras de drenaje.

2. Descascaramiento: El descascaramiento, es el fenómeno en el que se produce la caída de cascadas de la masa de roca generalmente. Las cascadas de la roca son laminas de grosores no muy grandes. Esto puede ser el resultado de la litología y fisilidad de la roca. El descascaramiento no es un riesgo inmediato, pero puede ser un deposito de sedimentos en el pie del talud, y estos obviamente van a producir sedimentación en las obras civiles del deslizamiento. Una de las recomendaciones para que esto no ocurra, es la construcción de

capas de hormigón en la roca, con hormigón lanzado o materiales de bioingeniería.

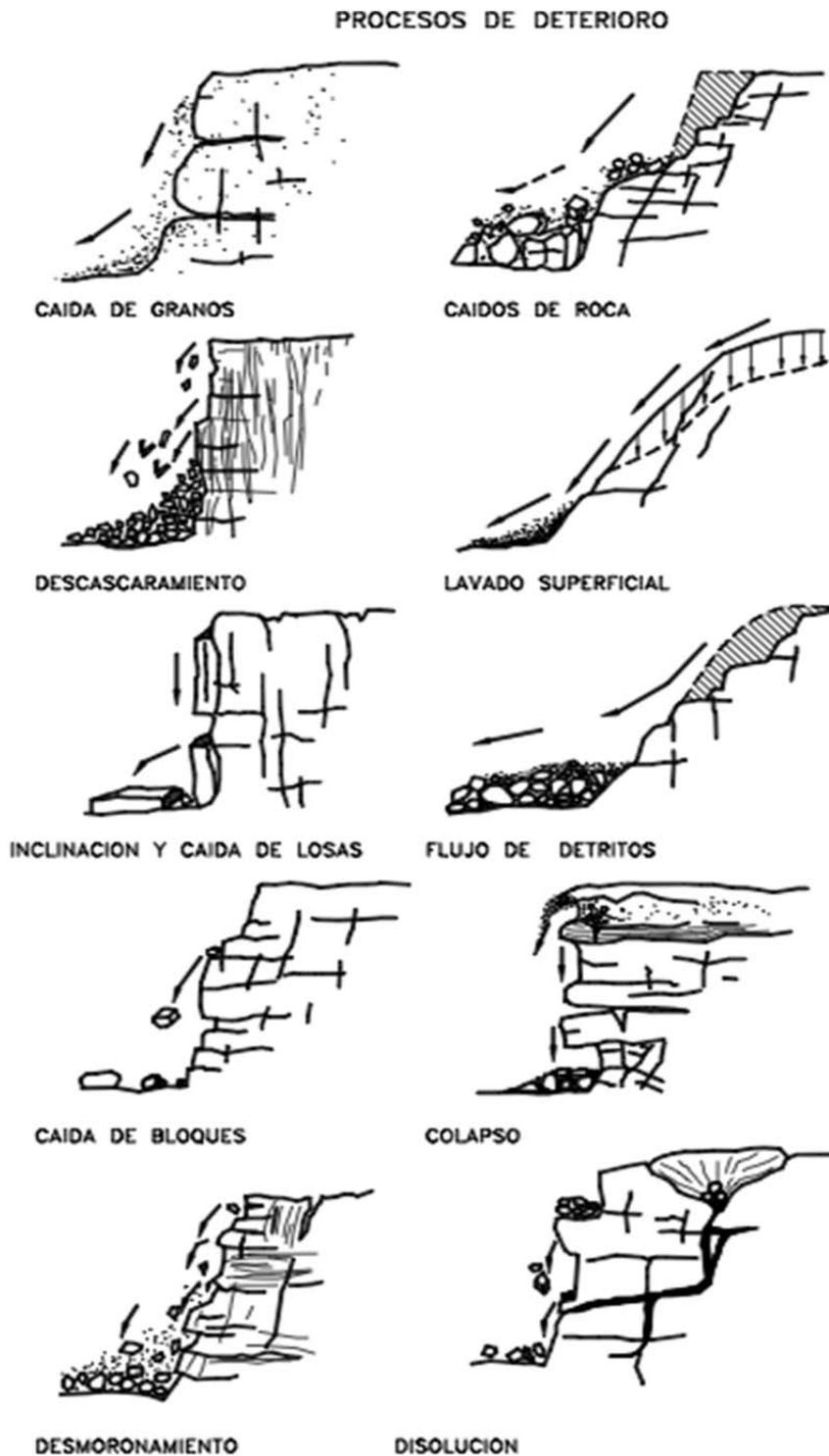


Ilustración 18, Deterioro de un deslizamiento o descascaramiento

Realizado por: Robinson Galarza

3. Formación, inclinación caída de roca: La formación de pequeñas placas de roca, con dimensión mínima de 5 cm, que pueden deslizarse o inclinarse. Las fracturas a tensión paralelas a la superficie del talud, generalmente son uno de los signos que deben ocurrir antes de un evento de deslizamiento, ya que estas son las que dan como resultado la pérdida de soporte de la masa. La caída de roca, puede ser algo muy riesgoso y una señal clara de peligro de deslizamiento de terrenos. Estos pueden causar daños a infraestructuras, canales de drenaje, vías, etc. Al momento de ocasionarse una inclinación en la masa, esta puede ser considerada como un proceso de deterioro o como un movimiento de la masa. Lo que se puede hacer para prevenir este tipo de daños, es la construcción de terrazas en los taludes, o refuerzos con pernos especiales, o muros de contención.
4. Caídas de bloques: Las caídas de bloques, pueden ser causadas por la gravedad, pero se dan principalmente por pérdida de esfuerzos de cohesión entre las partículas del suelo. Los bloques pueden ser de cualquier tamaño, lo que llega a ser muy riesgoso para las obras civiles en el pie del talud. La mayoría de ocasiones que estos bloques caen, bajan saltando y rodando, obteniendo gran velocidad y destruyendo todo lo que se atraviesa en su camino. Para evitar este riesgo de caídas de bloque, se suele hacer obras civiles como muros de contención o capas

de hormigón lanzado sobre el talud, para evitar que las rocas del talud se deslicen.



Ilustración 19, Roca de gran tamaño sobre casa Barabón Azuay

Realizado por: Robinson Galarza

5. Desmoronamiento del talud: El desmoronamiento de un talud, es el que produce caídas de bloques, que pueden ser de gran tamaño. Puede ser el causante de grandes acumulaciones de masa de suelo sobre el pie del talud. Para evitar el desmoronamiento, se puede realizar al igual que en los anteriores casos gradas, colocación de mallas, estructuras de contención, capa de hormigón lanzado, etc. Lo más usado, para este tipo de fenómenos, es la disminución del ángulo del talud, para así disminuir la fuerza de la masa por causa de la gravedad.



Ilustración 20, Desmoronamiento de talud, Barabón Azuay

Realizado por: Robinson Galarza

6. Caídas de roca: Las caídas de muchas rocas en un poco lapso de tiempo, puede ocasionarse por causa de un debilitamiento de la masa de roca, debido al poco soporte lateral. El volumen de la falla depende de los planos de discontinuidad y puede cubrir varios planos en pocos instantes.

7. Lavado superficial o erosión: El lavado superficial, o erosión de partículas de suelo o roca, se da por las fuerzas generadas por el agua, que al momento de una precipitación van llevando las pequeñas rocas o partículas del suelo, así generando una inestabilidad en las zonas que va lavando. Las gotas de lluvia, pueden ir desprendiendo partículas de suelo o filtrarse por la masa de suelo, así creando un gran peligro, gracias a que el agua es el factor principal de disminución de cohesión entre partículas del suelo.

Para evitar este fenómeno, se puede construir una capa de hormigón, para que la masa de suelo no quede expuesta. Otra obra civil que se puede realizar, y puede ser más eficiente para evitar este tipo de fenómeno, es la construcción de drenajes, que conduzcan el agua por tuberías, y no dejen que el agua se filtre por la masa de suelo.



Ilustración 21, Erosión de talud en Barabón, Azuay

Realizado por: Robinson Galarza

2.5 Erosión en suelos

La erosión en suelos aluviales o poco cementados, especialmente aquellos compuestos especialmente por limos y arcillas es muy común,

principalmente cuando su vegetación ha sido removida. Podemos clasificar la erosión en cinco tipos:

1. Erosión laminar: Este proceso de erosión, es iniciado por el impacto de las gotas de agua lluvia contra la superficie del suelo, complementada con la fuerza de escorrentía que al lavando la superficie del suelo, sin formar canales. Mientras la velocidad de las gotas de lluvia que caen aumenta, su efecto es mayor sobre las partículas de suelo. Cuando la pendiente del talud es grande el proceso es mas critico, ya que esta erosión puede llegar a causar mucho daño en la masa.
2. Erosión en surcos: La erosión en surcos, es la erosión causada por la concentración del flujo de agua, así creando canales en la superficie, por donde van a correr los flujos de agua normalmente, y va a seguir creando surcos más hondos. Los surcos van formando redes complejas cuando sigue fluyendo el agua por ellos, y estos van uniéndose entre ellos, así transportando las partículas de suelo por donde van pasando, y haciendo canales más hondos en forma de U.
3. Erosión en cárcavas: La erosión en cárcavas, es el estado de erosión mas avanzado ya que es caracterizado por la profundidad de los surcos. Este facilita el avance lateral por medio de desprendimientos de masas de suelo en los taludes de alta pendiente, que son los que conforman las cárcavas. Las cárcavas, normalmente tienen una sección lineal en forma de V, pero al pasar el tiempo se van haciendo de forma U, extendiéndose lateralmente.

4. Erosión interna: La erosión interna, se produce por el agua al fluir por los ductos que se encuentran dentro del suelo. Este fenómeno da origen a los colapsos y derrumbes en la masa interna del suelo, que posteriormente causan hundimientos en el terreno.

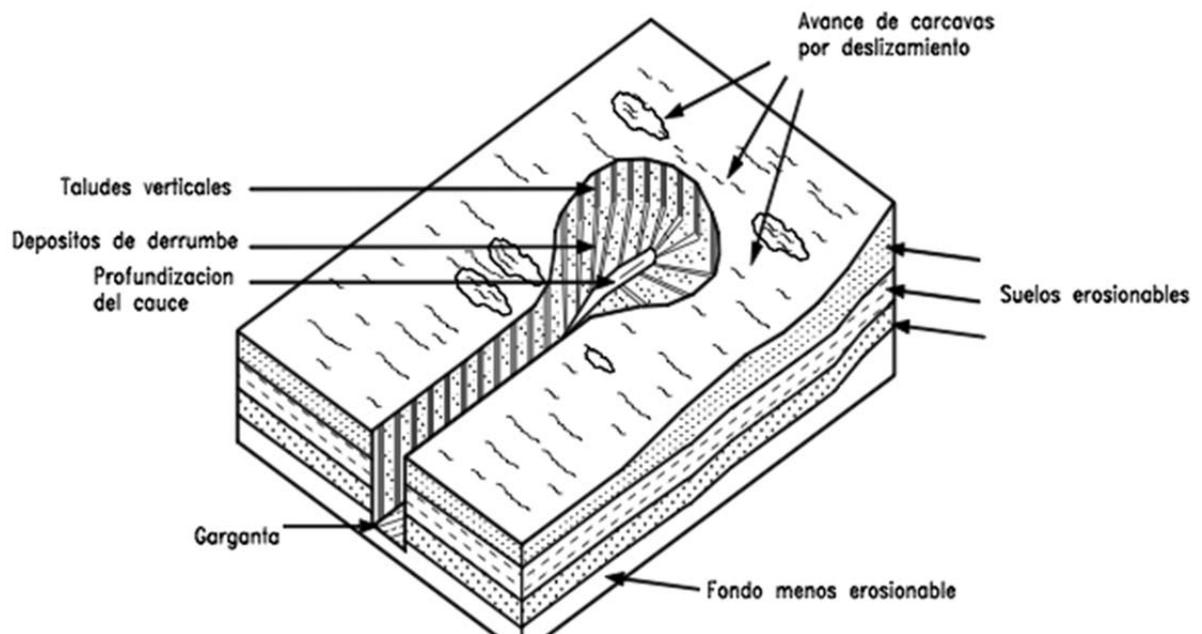


Ilustración 22, Origen de cárcavas por erosión interna

Realizado por: Robinson Galarza

5. Erosión por afloramiento de agua: En sitios de afloramiento de agua, se puede dar otro tipo de erosión. Esta se caracteriza por ser una erosión en forma de pequeñas cuevas y taludes negativos, que producen finalmente desprendimientos de masas de suelo.

6. Flujo de partículas de suelo: Las vertientes de agua que se forman por la lluvia, transportan en su fluido partículas de suelo que se van desprendiendo de la masa. Este tipo de flujos son totalmente impredecibles y mueven grandes volúmenes de material.
7. Colapso: El colapso de grandes bloques de material, se produce por falta de soporte vertical. El tamaño de los bloques es de 50 cm o más, que pueden ser desprendidos de taludes negativos. La amenaza que estos colapsos presentan es muy grande, ya que no se trata de pequeños bloques de masa, sino grandes bloques que pueden llegar a pesar varias toneladas.
8. Disolución de materiales: Para los materiales que son solubles en agua, la disolución puede ser otro factor muy importante, que con presencia de aguas agresivas pueden ir disolviéndose en el agua y creando cavidades internas que podrían colapsar. Para evitar este fenómeno, se puede hacer por ejemplo inyecciones de cemento o rellenar las cavidades con un material no soluble.
9. Expansión y contracción: En suelos principalmente arcillosos, pueden producirse fácilmente cambios de expansión o contracción de la masa por cambios de humedad, que son asociados con la succión del material. El cambio físico de la masa puede producir agrietamientos en el suelo con pérdida de resistencia cortante del suelo. La única forma de evitar esto, es con la disminución de humedad en la masa o sino procesos en los que se coloca cal para evitar arcillas expansivas.

10. Agrietamiento cosísmico: Este agrietamiento, se produce por medio de eventos sísmicos, que producen cambios en la masa del suelo y deformaciones del mismo. Este tipo de agrietamiento debilita la masa del talud y produce superficies de falla. La única forma de prevenir este tipo de agrietamiento por sismo, es la cobertura vegetal de la masa.
11. Deformaciones por concentración de esfuerzos: La masa del suelo, al estar sometida a esfuerzos de compresión o esfuerzos cortantes, sufren deformaciones. Estas deformaciones aumentan con el tiempo, produciendo fatiga en el material de suelo. La única forma de evitar estas deformaciones, es disminuyendo los esfuerzos en el suelo, al construir muros de contención o estructuras de refuerzo.
12. Agrietamiento debido a la tensión: Los suelos tienen muy baja resistencia a la tensión, lo que hace que se produzcan grietas en la masa. Estas grietas normalmente se producen en la cabeza de un deslizamiento, que está sometida a fuerzas de tensión muy grandes. Estas grietas en estas zonas facilitan la filtración de agua, que va debilitando la masa de suelo, y forma superficies de falla.

2.6 Caracterización del movimiento

Aparte del tipo de movimiento que ocurre en una masa de suelo, es muy importante definir las características que posee en cuanto al estilo de movimiento, secuencia, estado de actividad, velocidad, humedad y material. Se puede caracterizar los diferentes movimientos dependiendo del tipo de material que la masa presenta.

2.6.1 Tipo de material

1. Roca: Se denomina una roca, la masa dura que estaba intacta en el lugar del movimiento antes de su iniciación.
2. Residuos: Se denomina residuos, al suelo que contiene una significativa proporción en su masa de material grueso. Se considera que si más del 20% del material en peso, es mayor a 2 milímetros de diámetro equivalente, debería llamarse residuo.
3. Tierra: Se denomina al material de un deslizamiento como tierra, cuando este contiene más del 80% del material en peso menor de 2 milímetros. Aquí se incluyen materiales como arenas finas a arcillas muy plásticas.

2.6.2 Humedad

La humedad se puede dividir en cuatro términos, para definirla.

1. Seco: Se denomina seca a una muestra que se encuentra sin humedad visible.

2. Húmedo: Se denomina como húmedo, al material que contiene algo de agua, pero no posee agua como corriente libre, este se comporta como un sólido plástico pero no como un líquido.
3. Mojado: Mojado, se lo denomina al suelo que contiene suficiente agua para comportarse en parte como un líquido, y se puede observar agua que puede salir del material.
4. Muy mojado: Se denomina como muy mojado al suelo que contiene suficiente agua para fluir por medio de él, aun en pendientes bajas.

2.6.3 Secuencia de repetición

La secuencia de repetición, se refiere a movimientos que inician en un área y van progresando, o se repiten en una dirección. Vames (1978) recomienda utilizar la siguiente terminología.

1. Progresivo: La superficie de falla se extiende en la misma dirección del movimiento
2. Retrogresivo: Cuando la superficie de falla se extiende en dirección opuesta al movimiento.
3. Ampliándose: La superficie de falla se extiende hacia una u otra dirección de los flancos.
4. Alargándose: Cuando la superficie de falla tiene un proceso de alargamiento, y va agregando continuamente volumen de material

desplazado. La superficie de falla se puede alargar en una o más direcciones.

5. Confinado: Se refiere a movimientos en los que se puede ver un escarpe, pero no se puede visualizar una falla visible en el pie de la masa.
6. Disminuyendo: Ocurre cuando el volumen de material desplazado, va disminuyendo a lo largo del tiempo.



Ilustración 23, Deslizamientos retrogresivos

Realizado por: Robinson Galarza

2.6.4 Velocidad del movimiento

La velocidad del movimiento, tiene una gran influencia sobre el poder destructivo que tiene un deslizamiento. Generalmente los deslizamientos que se producen con una gran velocidad, corresponden a catástrofes que se ocasionaron, dejando muchas víctimas y gran destrucción. Por otro lado los movimientos que ocurren muy lentamente, son muy impredecibles sin instrumentación o estudio de la masa. En general estos representan un riesgo bajo en pérdidas de vidas humanas.

En la siguiente tabla, se indica la escala de velocidades de movimiento propuestas por el Transportation Research Board de los Estados Unidos, la cual representa una escala única de taza de movimiento.

Clase	Descripción	Velocidad (mm/sg)	Desplazamiento	Poder destructor
7	Extremadamente rápido			Catástrofe de violencia mayor; edificios destruidos por el impacto o el material desplazado, muchas muertes; escape improbable.
		5×10^3	5 m/seg	
6	Muy rápida			Alguna pérdida de vidas; velocidad demasiado alta para permitir a todas las personas escapar.
		5×10^1	3 m/min	
5	Rápida			Escape posible; estructuras, propiedades y equipos destruidos.
		5×10^{-1}	1.8 m/hora	
4	Moderada			Algunas estructuras temporales y poco sensitivas pueden mantenerse temporalmente.
		5×10^{-3}	13 m/mes	
3	Lenta			Construcciones remediales pueden llevarse a cabo durante el movimiento. Algunas estructuras insensitivas pueden mantenerse con mantenimiento frecuente.
		5×10^{-5}	1.6 m/año	
2	Muy lenta			Algunas estructuras permanentes no son dañadas por el movimiento.
		5×10^{-7}	16 mm/año	
1	Extremadamente lenta			Imperceptibles sin instrumentos; construcción posible pero deben tenerse precauciones.

Ilustración 24, Tabla de velocidad de movimiento (Varnes)

Realizado por: Robinson Galarza

Los tipos de movimientos de un deslizamiento, puede ser combinado con otro tipo de deslizamiento. Por ejemplo se pueden producir varios tipos de deslizamiento en un solo movimiento mezclado.

Varnes, en su texto establece una nomenclatura de actividad de deslizamiento:

Complejo: Un deslizamiento complejo, es el deslizamiento que posee al menos dos tipos de movimiento, como por ejemplo inclinación y deslizamiento.

Compuesto: El estilo compuesto, pertenece al caso en el cual ocurren simultáneamente varios tipos de movimiento, pero estos se encuentran no solo en una masa, sino que pueden estar en diferentes áreas del desplazamiento.

Múltiple: Un estilo múltiple de un deslizamiento, se denomina a un deslizamiento que está moviéndose de forma repetida del mismo tipo. Este deslizamiento generalmente amplía la superficie de la falla.

Sencillo: El estilo de movimiento sencillo, corresponde a un deslizamiento que tiene un solo tipo de movimiento.

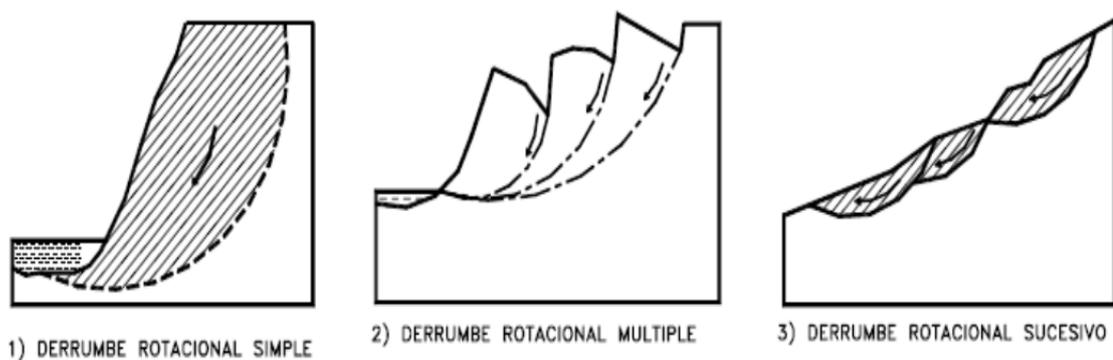


Ilustración 25, Deslizamientos rotacionales, simples y múltiples

Realizado por: Robinson Galarza

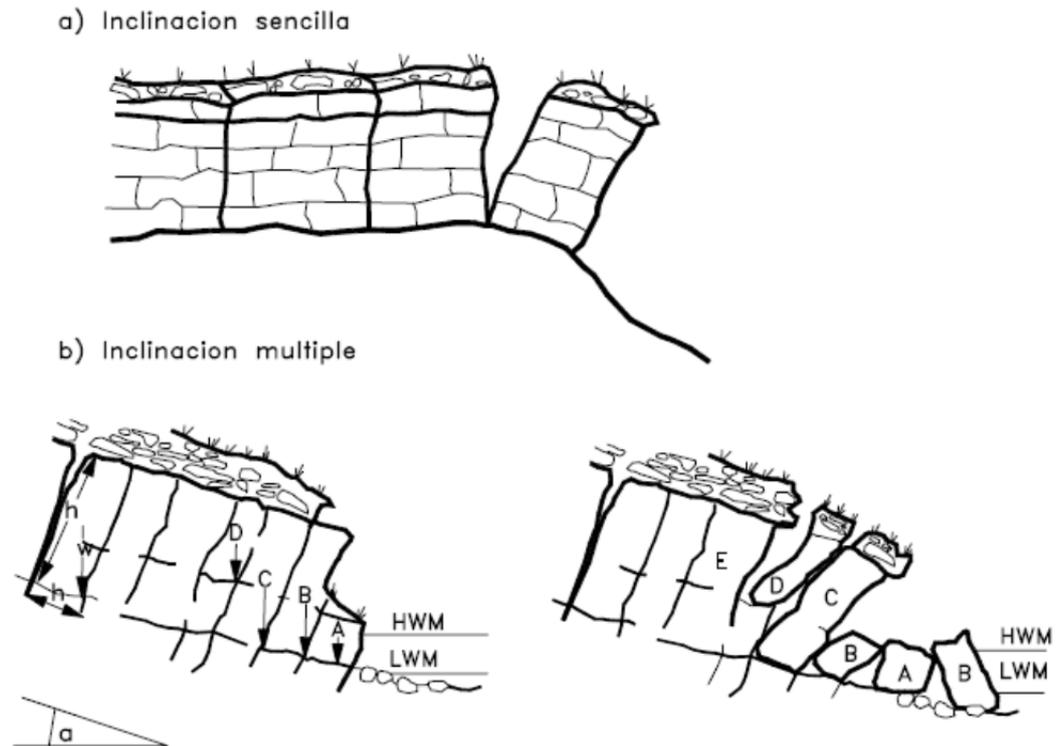


Ilustración 26, Inclinaciones sencillas y múltiples

Realizado por: Robinson Galarza

2.6.5 Estado de actividad

Los deslizamientos tienen una actividad, que se puede determinar por la velocidad del movimiento y la historia que tiene en el pasado.

Activo: Un deslizamiento que se encuentra activo, quiere decir que se está moviendo en la actualidad.

Reactivado: Es un movimiento que está activado nuevamente, después de haber estado inactivo un tiempo. Estos normalmente se reactivan sobre antiguas superficies de falla.

Suspendido: Es un deslizamiento que ha estado activo durante los últimos ciclos estacionales, pero no se encuentran en movimiento en la actualidad.

Inactivo: Deslizamiento que lleva varios ciclos estacionales sin ninguna actividad.

Dormido: Un deslizamiento dormido, es aquel que es inactivo, pero las causas del movimiento permanecen.

Abandonado: Un deslizamiento abandonado es por ejemplo un río que producía un deslizamiento, y este cambio de curso.

Estabilizado: Es aquel movimiento, que después de obras remediales, se logró suspender su movimiento.

Relicto: Es un deslizamiento que pudo haber ocurrido hace varios miles de años.

Estructura geológica

En el mecanismo de falla, la formación geológica del lugar del movimiento es un factor determinante, ya que la geología del lugar nos puede muchos parámetros en el comportamiento del movimiento. Esto es más determinante

todavía en ambientes tropicales de montaña, donde la estructura geológica define generalmente la ocurrencia de las fallas en un talud.

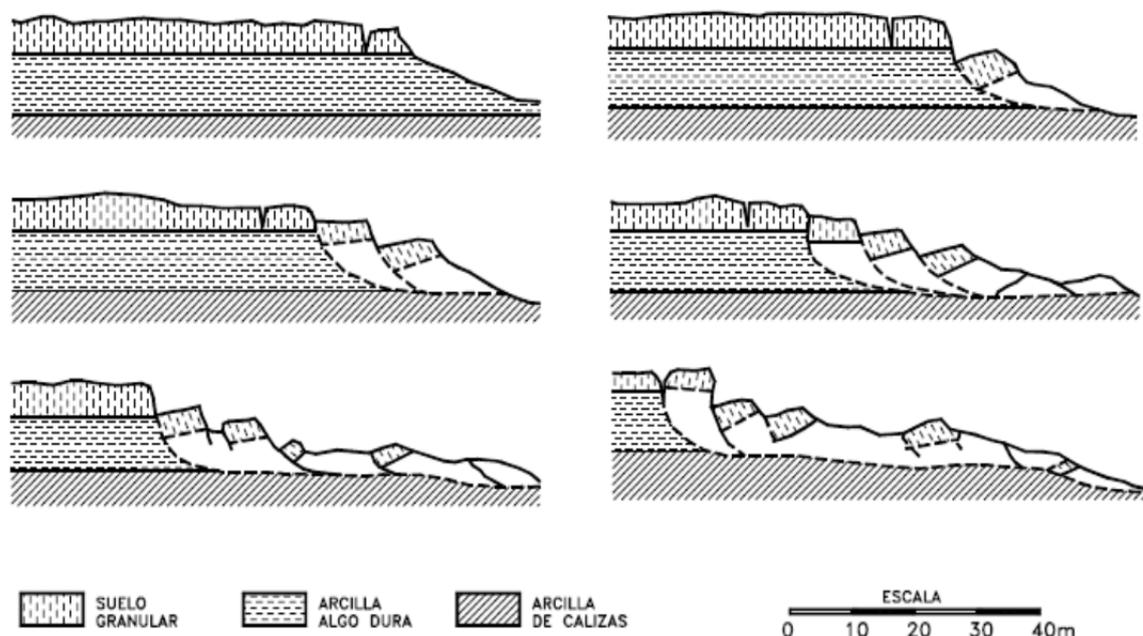


Ilustración 27, Desarrollo general de deslizamientos en zonas tropicales montañosas

Realizado por: Robinson Galarza

2.6.6 Movimientos post falla

Los movimientos post falla, son movimientos en los que la energía inicial es la más grande, y esta va disminuyendo progresivamente debido al rompimiento, remodelo y desaceleración por fricción. En casos de materiales dúctiles o elastoplásticos, la energía se va disipando únicamente por la fricción.

La energía de un deslizamiento se puede dividir en tres:

Energía potencial

La energía potencial se puede determinar por las características geométricas de un talud al momento de fallar. Se puede predecir el comportamiento del movimiento determinando el valor de la energía potencial al final de la falla.

La energía potencial, como no puede desaparecer se convierte en energía cinética a medida que la masa se mueve. Al momento de disminuirse la velocidad, la energía cinética se disipa en otros tipos de energía como la calórica o de sonido.

Energía friccionante

La energía friccionante, depende totalmente del comportamiento del suelo, ya que esta energía depende del esfuerzo y la deformación del suelo. La energía de fricción, es difícil de calcular, ya que esta energía se disipa a lo largo de esfuerzos de desplazamiento del suelo, no solamente en la falla sino en una gran masa.

Energía de remoldeo o desmoronamiento

En rocas y suelos residuales no saturados, la energía de remoldeo se transfiere en buena parte en energía potencial o cinética, pero no se tiene mucho conocimiento sobre esa afirmación. En el caso de arcillas la energía de remoldeo puede considerarse proporcional a la resistencia al corte no drenado y a su índice de plasticidad.

Longitud de recorrido del movimiento

Al momento de transformación de energía potencial a energía cinética en un deslizamiento, la distancia de recorrido puede ser más grande. Después de realizarse varias pruebas de volumen de la masa de falla y longitud de recorrido, se ha podido realizar algunas relaciones entre volumen de falla y longitud de recorrido. Se puede decir que la relación entre el volumen de falla y la distancia de recorrido depende del nivel de humedad de los materiales. También se puede afirmar que la distancia de recorrido aumenta generalmente con el volumen de la masa de falla. La altura de deslizamiento también al aumentar, hará que aumente la energía y la longitud de recorrido. La energía producida en un evento sísmico, puede generar energía cinética superior a la de un evento estático, entonces puede dar más energía al sistema, por lo que va a tener mayor distancia de recorrido al producirse dicho evento.

Evolución o proceso de falla

Una falla se forma, obedeciendo siempre a un proceso que tiene varios factores que incluyen:

Condiciones originales del talud

La geología, topografía y características de los materiales que se encuentran en la masa de deslizamiento, las condiciones ambientales de la zona, la forestación, entre otros, determinan la susceptibilidad al deterioro, los factores detonantes y la falla en general.

Factores de deterioro

En la etapa de deterioro, se ve una disminución en la resistencia cortante del material. Existen muchos factores que pueden ser determinantes en el deterioro, tales como falla progresiva por expansión o figuración, deformación al cortante, desmoronamiento. Descomposición, reducción de cohesión, lavado de los cementantes, disolución, etc.

Factores detonantes

Los factores detonantes, producen un aumento en los esfuerzos cortantes, estos van incrementándose a lo largo de la superficie de falla hasta que se produce el movimiento. El momento que se detona el deslizamiento, ocurren varios procesos mezclados entre factores de deterioro y factores de detonación, que pueden llegar a convertirse en procesos muy complejos.

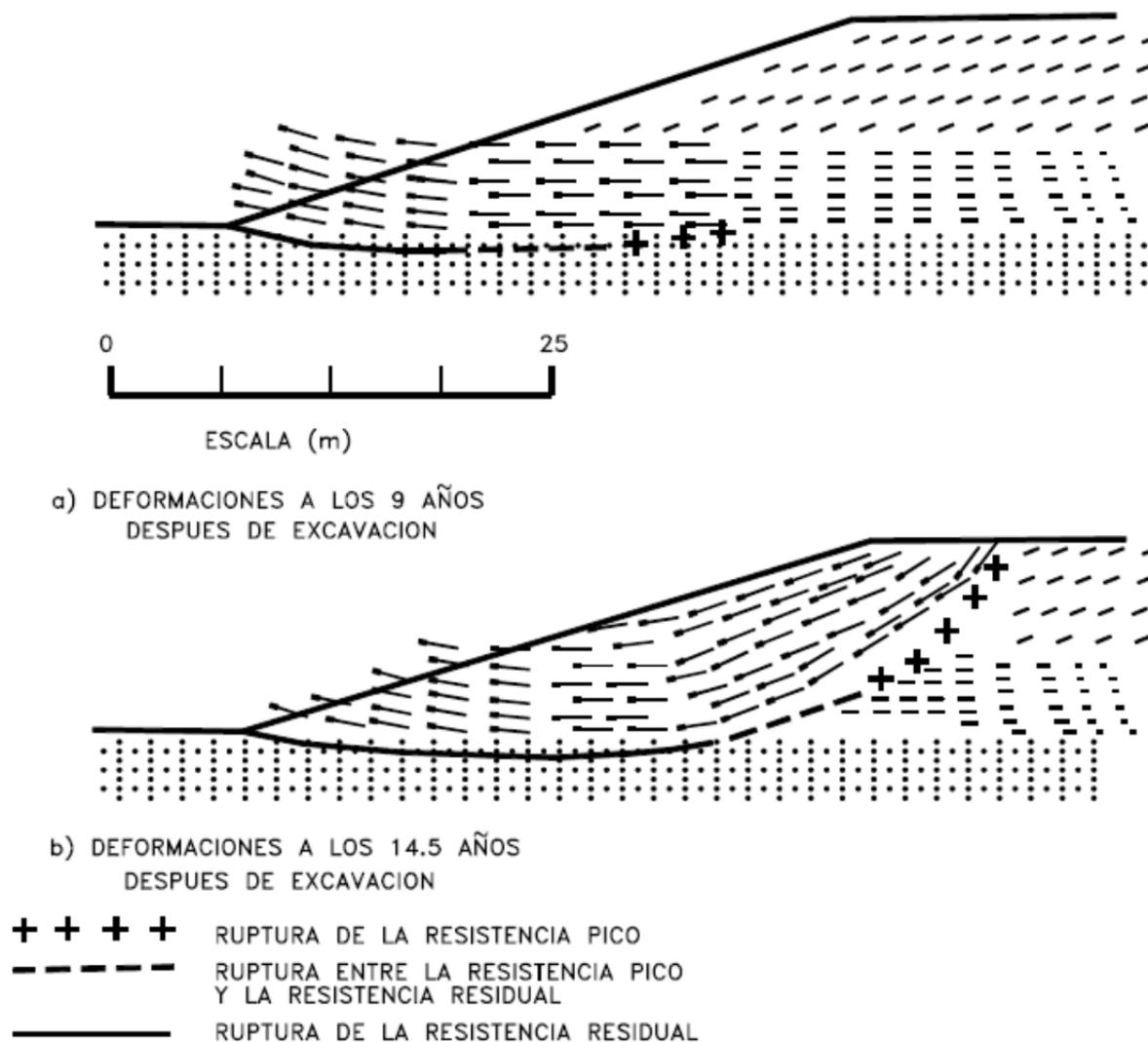


Ilustración 28, Falla progresiva de deformaciones con el tiempo en un talud

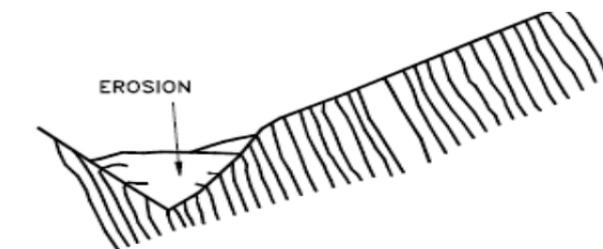
Realizado por: Robinson Galarza

Fallamiento

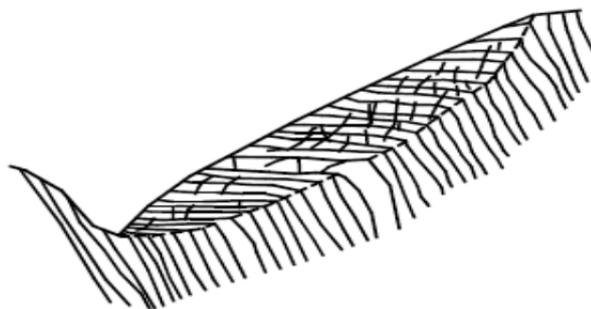
El fallamiento, es un proceso físico generalmente, que después de que interviene el factor detonante se desencadena. Las condiciones de esfuerzo y deformación son las características principales de este evento. Las fallas, al

momento de crearse pueden durar procesos de minutos o de años, dependiendo de las condiciones en las que se den.

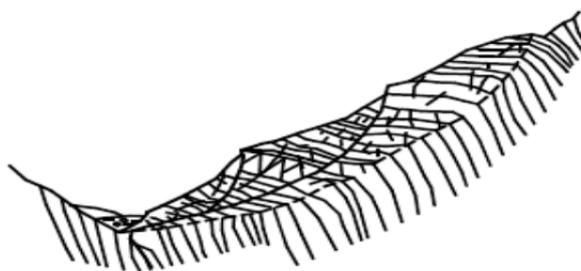
Las deformaciones que se producen, al actuar los esfuerzos, disminuyen la resistencia. Cuando recién se empieza a mover un talud, generalmente las deformaciones progresivas afectan grandes volúmenes de talud, pero a lo largo del proceso de fallamiento, estas deformaciones se van concentrando en una superficie a lo largo de la masa, que termina produciendo la falla del material.



a) EROSION Y DETERIORO SUPERFICIAL



b) REPTACION+INCLINACION+DETERIORO INTERNO



c) DESLIZAMIENTO

Ilustración 29, Evolución de un deslizamiento en roca fracturada

Realizado por: Robinson Galarza

2.7 El agua y riesgos de deslizamiento de terreno

(Glissements terrain3)

Las aguas subterráneas y de superficie desempeñan un papel de desestabilización sobre los suelos y los macizos rocosos con manifestaciones que pueden ser extremas como los deslizamientos de terreno o los derrumbes de rocas.

Para prevenir estos riesgos, por medio de modelización hidrogeológica debe ser evidente con operaciones de drenaje de las aguas y una vigilancia.

Los deslizamientos de terreno se explican por la conjunción de factores permanentes o de predisposición (ya explicados partes anteriores) y de factores detonantes como la lluvia, una fuga de canalizaciones, un sismo o trabajos de excavación mal realizados. Las napas subterráneas, y más concretamente sus fluctuaciones vinculadas a las condiciones meteorológicas o a veces a las acciones humanas, son muy a menudo el principio de detonación de los movimientos de laderas: deslizamientos, derrumbes, flujos de lodo o lavas torrenciales.

Sobre las pendientes, la acción desestabilizadora del agua infiltrada en el suelo es triple:

1. Crecimiento del peso volumétrico de los suelos por aumento del contenido de agua. (Este efecto es el menor de los efectos la mayoría de las veces).

2. Cambio del comportamiento geotécnico:

El suelo pasa del estado sólido al estado viscoso. Ciertos flujos de lodo o lavas torrenciales son transformadas y terminan perteneciendo toda la masa de suelo. Podemos también citar cuando se produce un sismo, la licuefacción de las arenas bajo el nivel freático que es el comienzo de numerosos deslizamientos sobre pendientes muy débiles, o el comportamiento de ciertas arcillas sensibles a fuerte contenido de agua. Por otro lado, circulaciones de agua subterránea pueden crear una alteración de las propiedades mecánicas de los terrenos.

3. Acción mecánica desfavorable de las presiones de agua subterránea.
)Que es el que más nos interesa, para poder identificar las presiones que existen en los poros de la masa del deslizamiento).

2.7.1 Ejemplos de casos comunes de agua y deslizamientos

Los episodios de lluvias muy fuertes o lluvias constantes, que nos dan una pluviosidad muy alta en una época, crean inestabilidades múltiples y deslizamientos de terreno. Así, una lluvia breve de muy fuerte intensidad arrastrará numerosos deslizamientos superficiales y flujos de lodo, mientras

que lluvias de intensidad moderada pero que persisten varias semanas son susceptibles de provocar deslizamientos en gran escala, que son los más graves y profundos.

En Roquebillière (los Pastos en la montaña Marítimos), el 24 de noviembre de 1926, un deslizamiento que movilizó varias centenas de miles de metros cúbicos, degeneró en flujo de lodos, destruyendo varias casas y produjo 19 víctimas. Este acontecimiento se explica sin duda por la postura en carga de conductos cársticos en los yesos del Triásico que brutalmente habría desestabilizado la cobertura morrenica.

Los meses de octubre y noviembre de 1926, habían sido excepcionalmente lluviosos con más lluvia en el mes de octubre que la pluviosidad media anual. Varios otros movimientos de terreno se produjeron en otras partes en la región en aquella época.

El derrumbe de Sube a Zandila en Valtelline (Lombardía, Italia), ocurrido en 1987, movilizó más de 30 millones de metros cúbicos y produjo 27 víctimas. Las lluvias muy fuertes entre el 15 y 20 de julio engendraron numerosas crecidas torrenciales y desembalses violentos con flujos de lodo por todo el valle. Las temperaturas elevadas a partir del 21 de julio además aceleraron la fundición de las nieves sobre las cumbres. La rotura monte Zandila sobrevino el 28 del mismo mes [Azzoni y al., (1992)].

En Langhe (Piamonte, Italia), lluvias extremas (más de 250 mm en 24 horas) provocaron en noviembre de 1.994 las crecidas catastróficas y varias centenas de deslizamientos, particularmente deslizamientos planos a lo largo de las juntas de las margas arenosas.

En octubre y noviembre de 2000, cayó cerca de 900 mm de lluvia acumulada antes del país Niçois que dieron origen a numerosas inestabilidades, esencialmente pequeños flujos de lodo o deslizamientos superficiales. En resumen, más de una centena de órdenes "cat' nat" (1) han sido tomados en aplicación de la ley de 1.982 sobre la indemnización de los desastres naturales.

En Séchilienne (Isère), un movimiento vasto de ladera que afecta formaciones metamórficas paleozoicas, una vigilancia está empleada desde hace muchos años y revela un movimiento continuo. El mecanismo de deformación es complejo, pero observamos claramente variaciones temporales de la velocidad del movimiento (Fig. 1), que se superponen a una tendencia general a la aceleración. Estas variaciones pueden explicarse sólo por las fluctuaciones de aportaciones hídricas en forma de lluvia o en forma de fundición de nieve que se infiltran en el macizo.

Los episodios de lluvias muy fuertes o de fundición maciza y rápida de las nieves engendran inestabilidades múltiples y superficiales y deslizamientos de terreno.

2.7.2 Los detonantes de inestabilidad

Autores diversos intentaron definir criterios meteorológicos de disparo de inestabilidades, particularmente a partir de acumulaciones de lluvia sobre n días o de la intensidad /duración del episodio lluvioso.

La experiencia muestra sin embargo que factores más sutiles intervienen. Así, un período de sequedad provoca fisuras en los suelos arcillosos superficiales, lo que facilita la infiltración del agua en las grietas en el momento de episodio lluvioso y desestabilizador.

En un caso que se usó para estudio, las caídas de bloques de basalto del acantilado son numerosas en el momento de las lluvias fuertes y tropicales. El estudio estadístico muestra que el número mensual N de caídas de bloques puede ser unido a la altura de agua mensual P . La correlación queda mediocre, ya que la influencia del agua sobre las caídas obviamente es más compleja que una relación simple y lineal, y otros factores desempeñan sin duda un papel como los períodos previos de sequedad, alteración de las capas de tobas volcánicas, etc.

Señalemos el empleo de las redes nodales que dieron resultados interesantes sobre los sitios de Chenaula en Suiza y de Sallèdes en la Auvernia [Mayoraz y al., (1996)].

Los modelos mecánicos como las medidas in situ demuestran la acción desestabilizadora de las aguas subterráneas en los suelos como en los macizos rocosos.

2.7.3 Modelos Hidromecánicos del suelo

En los suelos, el agua presente entre los granos sólidos desarrolla una presión intersticial μ . La ley de Terzaghi introduce la relación entre Esfuerzos Totales σ , y Esfuerzos efectivos σ' (que se ejercen sobre el esqueleto sólido) y presión intersticial

$$\mu: \sigma = \sigma' + \mu.$$

El papel mecánico del agua puede entonces ser estudiado de dos maneras, que son equivalentes:

4. Si se toma como sistema mecánico una porción de suelo, incluida el agua intersticial, este sistema está sometido a fuerzas volumétricas, por ejemplo la gravedad terrestre, y a esfuerzos totales σ sobre su contorno.
5. Si se toma como sistema mecánico una porción de suelo solo con los granos sólidos, hay que tener en cuenta dos fuerzas volumétricas suplementarias, el empuje de Archimède y las fuerzas de flujo inducidas por la circulación del agua, y son los esfuerzos efectivos σ' que se ejerce sobre el contorno.

El criterio más simple de rotura que se utiliza en los suelos es el criterio de Mohr-Coulomb, que expresa la resistencia al corte τ_f con la ayuda de dos características, la cohesión c y el ángulo de fricción interno φ :

$$\tau_f = c + (\sigma - \mu) \operatorname{tg} \varphi = c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi.$$

Cuando el suelo no está saturado (rellenos o suelos en países tropicales, por ejemplo), el agua ejerce una succión por capilaridad que crea una cohesión aparente que puede alcanzar algunas centenas de kilo pascales; unos deslizamientos de terreno pueden producirse en caso de saturación completa, seguido por ejemplo de una lluvia intensa y duradera que entraña el descenso del frente de saturación a partir de la superficie y la anulación de la cohesión aparente.

La estabilidad de un talud generalmente se estudia determinando primero el campo de las presiones intersticiales μ , luego estudiando la estabilidad a partir de $\sigma' = \sigma - \mu$.

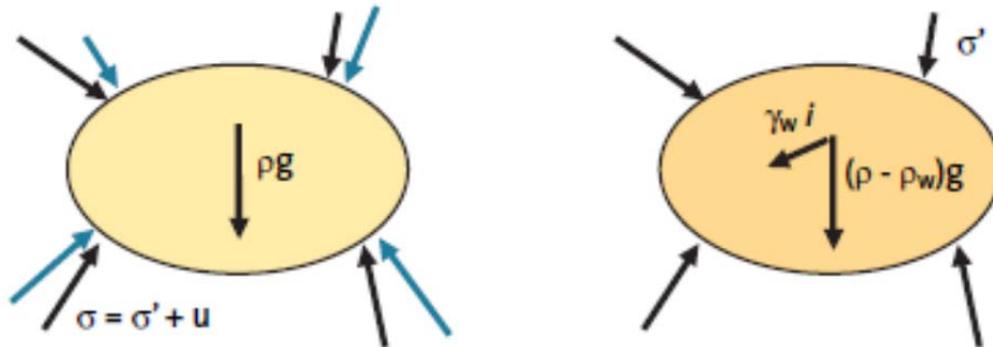


Ilustración 30, Fuerzas mecánicas en agua intersticial

Realizado por: Robinson Galarza

Hay que tener en cuenta cambios en la distribución de las presiones u en el suelo en el transcurso del tiempo:

1. En el caso de una excavación, una fase pasajera se instaura antes de alcanzar un nuevo régimen permanente; esta fase dura de algunos días a algunos años en general.
2. En el caso de una ladera natural, la evaluación de la estabilidad toma en consideración condiciones razonablemente desfavorables de altura de niveles freáticos, por ejemplo vertientes sobre la ladera.

Una situación particularmente desfavorable es aquella en donde formaciones arcillosas en pendiente, se superponen a un estrato acuífero que puede ponerse en carga en el momento de episodios lluviosos excepcionales. Este mecanismo ha sido evocado para explicar el flujo de lodos de Roquebillière de

1926 (conducidos por disolución en el yeso triásico cubierto de morrenas), los flujos catastróficas de 1998 en Sarno en Campanie (karsts en las calizas superpuestas por cenizas y tobas volcánicas alteradas), o el deslizamiento dramático de Cabassou (Guayana) en 2000 (granito fisurado recubierto de lateritas arcillosas).

2.7.4 Estabilidad de una pendiente infinita

Una ladera, de pendiente constante, está formada por coluviales que descansan en un substrato impermeable. El nivel freático está a una altura h_w y el agua fluye paralelamente la pendiente en la capa del suelo.

Para un deslizamiento en la interfaz suelo/substrato, la estabilidad es evaluada por medio del coeficiente de seguridad F , relación de las fuerzas estabilizantes y las fuerzas motrices.

En este caso, F es igual a la relación entre la resistencia al corte τ_f dado por el esfuerzo de corte sobre la interface. Entonces:

F disminuye cuando h_w aumenta y, para $h_w = h$ (nivel aflorante) en el caso corriente de un suelo sin cohesión a largo plazo ($c = 0$), con $\gamma = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$, encontramos que el coeficiente de seguridad se reduce a la mitad con relación al estado seco.

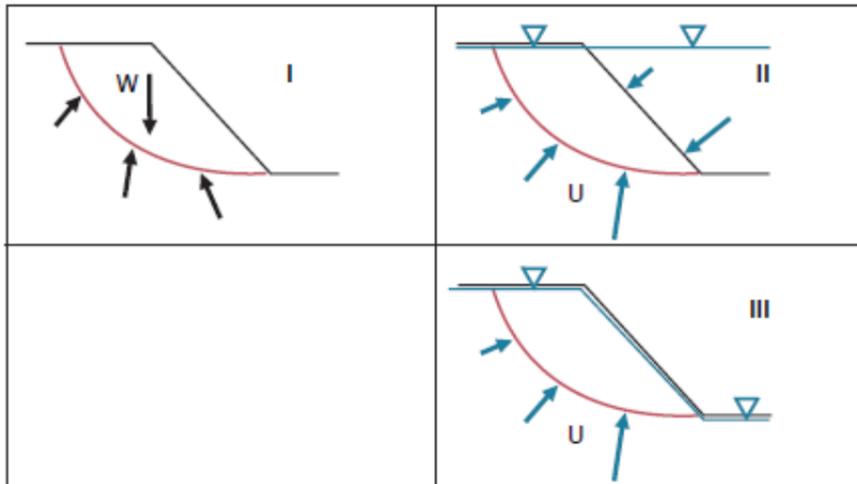


Ilustración 31, Taludes en el caso de una presa u orilla natural

Realizado por: Robinson Galarza

Caso I: talud sin agua, sometido a la gravedad (y a las reacciones del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento).

Caso II: talud en equilibrio hidráulico con depósito lleno.

Caso III: talud con agua después de un vaciado rápido.

En las dos últimas configuraciones, solo se figuran las fuerzas hidráulicas que se ejercen sobre la porción de suelo en el cual se analiza el equilibrio. Examinando el efecto de las fuerzas hidráulicas en presencia, vemos inmediatamente que los grados de estabilidad se arreglan en el orden siguiente: $III < I \leq II$.

2.7.5 Casos de un macizo rocoso y sus presiones de fisura

En los macizos rocosos, las inestabilidades son limitadas la mayoría de las veces por las discontinuidades (diaclasas, fallas, juntas estratigráficas, etc.) en las cuales el agua ejerce una presión sobre los puntos, la roca ella misma es supuesta casi-impermeable. En el ejemplo, podemos suponer que en caso de tormenta, la grieta trasera se llena rápidamente: F disminuye fuertemente, (el denominador contiene un término que aumenta como el cubo de la altura de agua) y puede descender debajo de 1. Tan pronto como el bloque comenzará a volcar, es probable que la grieta se drenará rápidamente y que el equilibrio se restablecerá.

De modo análogo, parece que una alternación de períodos durante las cuales las fracturas se taponan y se destapan, en la misma razón de las deformaciones del macizo, explica los cambios de comportamiento del deslizamiento de Clapière (Alpes Marítimos), que movilizó aproximadamente 50 hm³ de gneis y migmatitas fracturados.

La alerta de 1987-1988, con un pico de velocidad que se acercaba a un decímetro por día, se volvió corto, después de una desaceleración importante que se atribuye a un crecimiento de permeabilidad y luego a un drenaje rápido del macizo en movimiento.

2.7.6 El agua y su influencia en la velocidad de deslizamiento

La alimentación de los niveles subterráneos a partir de las precipitaciones P obedece a la siguiente ecuación:

$P = E + R + I$ donde: E designa el évapo-transpiración, R el escurrimiento e I la infiltración.

Para los deslizamientos establecidos de terreno, cuya velocidad fluctúa a dependiendo de las temporadas, con valores que pueden ir de algunos milímetros a algunos metros al año, la sollicitación hidráulica puede ser esquematizada del modo siguiente:

$P_e \rightarrow H \rightarrow V$

La lluvia bruta P es reemplazada la mayoría de las veces por la lluvia eficaz:

$P_e = P - E$.

La letra H representa el agua subterránea, puede corresponder a una altura del nivel freático o a una presión intersticial en un punto representativo.

V representa la velocidad del deslizamiento. La primera parte del modelo ($P_e \rightarrow H$) es puramente hidrogeológico; a menudo utilizamos un modelo a depósito para representar la alimentación del acuífero por las aportaciones de superficie. La segunda parte ($H \rightarrow V$) expresa el papel mecánico del agua subterránea.

Para el deslizamiento de Clapière, en el cual no hay un nivel acuífero bien identificado, sino más bien circulaciones por fisuras mal conocidas, Favre y al.

(1992) emplearon un modelo simple que daba una pseudo altura piezométrica H (n) con arreglo a las aportaciones A (n), lluvia o agua nieve al día n .

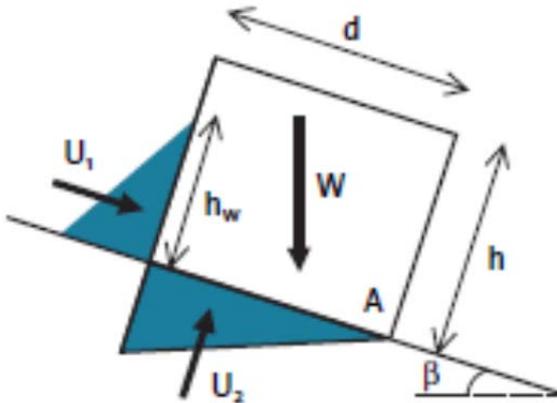


Ilustración 32, Bloque en una pendiente

Realizado por: Robinson Galarza

Dibujo de un bloque en una pendiente

En el dibujo anterior, podemos ver un bloque y su deslizamiento dependiendo de la pendiente al que se encuentra. La fuerza se puede obtener con la siguiente ecuación:

$$F = \frac{Wd \cos \beta}{Wh \sin \beta + \frac{1}{3} \gamma_w (h_w^3 + 2dh_w)}$$

2.7.7 El agua y la gestión de riesgos de deslizamientos de terreno

La lucha contra el agua es una de las acciones más eficaces para prevenir, estabilizar o disminuir la velocidad de movimiento de un deslizamiento de

terreno. El conocimiento del modo de alimentación del nivel freático es indispensable para intervenir eficazmente.

Según los casos, procederemos a la recolección de las aguas de superficie o al drenaje por drenes sub horizontales, zanjas, galerías o pozos drenantes con el fin de disminuir las presiones hidráulicas. Pero esto supone de encontrar zonas de permeabilidad suficiente en los terrenos con el fin de que el radio de acción de los drenes sea máximo, o todavía de encontrar fracturas "productoras" en los macizos rocosos.

El éxito de un drenaje dependerá, también en su mantenimiento para evitar un riesgo de taponamiento por depósitos sulfatados, calcáreos o ferruginosos, llegadas de materiales finos, etc.

La vigilancia y la alerta

Ya que el papel de las precipitaciones en el disparo de las inestabilidades es reconocido, sistemas de alerta que se basan en criterios pluviométricos que han sido puestos en ejecución en ciertos sitios.

En el caso de estudio antes mencionado, se ha adoptado un criterio de gestión de riesgo: si la cantidad de agua caída en las 24 horas sobrepasa 15 mm, la vereda del lado del acantilado, la que es la más expuesta a las caídas de rocas, se cierra a la circulación durante las 72 horas. Así se evita exponer a

los usuarios a los períodos más críticos, y minimizamos la molestia ocasionada por el cierre del camino.

El análisis estadístico de los acontecimientos mostró que este criterio era sin duda óptimo, aunque también caen rocas cuando el camino era abierto.

2.8 Métodos de estabilización de taludes

Existen varios métodos para la estabilización de taludes. Todos consisten en la obtención del factor de seguridad del talud. Los métodos de Bishop y Fellenius, que son los métodos que se van a utilizar para obtener el factor de seguridad del talud en Nulti, son métodos muy utilizados, gracias a su exactitud y a la geometría del deslizamiento que estamos analizando.

2.8.1 Método de Bishop

El método de Bishop, que fue presentado en el año 1955, consiste en utilizar dovelas, teniendo en cuenta las fuerzas que actúan entre ellas. Bishop, asume en su método de estabilidad de taludes, que las fuerzas que existen entre estas dovelas son únicamente horizontales, y estas no tienen en cuenta las fuerzas cortantes que actúan.

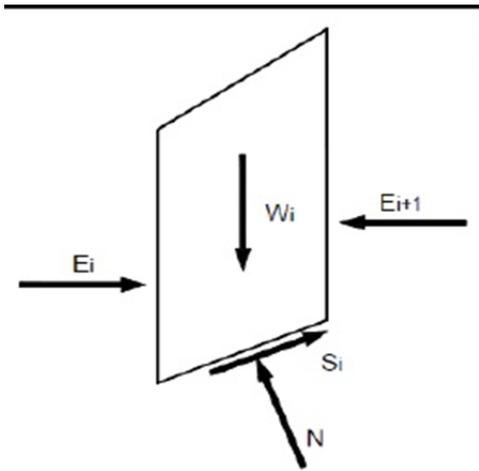


Ilustración 33, Método de Bishop simplificado

El método original de Bishop, es un método muy complejo en el que se debe analizar muchos parámetros más, pero este método de Bishop simplificado se ha realizado muchas veces comparando con el original, y la diferencia de exactitud es mínima. A continuación podemos ver la expresión simplificada que se utiliza para realizar el cálculo de estabilidad de un talud, bajo este método:

$$F.S = \frac{\sum \left[\frac{c' \cdot \Delta l \cos \alpha + (W' u \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + \frac{\text{sen} \alpha \tan \phi'}{F.S}} \right]}{\sum W \text{sen} \alpha}$$

Donde:

Δl : Longitud del arco de la base de la dovela

W : Peso de cada dovela

c' , ϕ' : Parámetros de resistencia de suelo (cohesión y ángulo de fricción interna)

u : Presión de poros en la base de cada dovela

α : Ángulo del radio y la vertical de cada dovela

El termino de F.S. que quiere decir factor de seguridad, como se puede ver en la expresión, está tanto en la derecha como en la izquierda de la ecuación, lo que nos dice que para sacar el valor, se debe iterar la expresión, hasta que los valores converjan.

Actualmente, este método es uno de los más usados para la determinación del factor de seguridad de un talud. Este método únicamente satisface el equilibrio de momentos, pero se considera como un método de cálculo muy preciso y con pocos errores.

Al comparar este método de Bishop con otros métodos de cálculo de factor de seguridad de un talud, se puede ver que la diferencia de los valores es mínimo. La restricción principal del método de Bishop es que solamente se pueden considerar superficies circulares.

2.8.2 Método de Fellenius

Este método de cálculo, es basado en la aplicación de mecánica racional clásica. El método de Fellenius se basa en la división de la cuña de deslizamiento en rebanadas, así estudiando el estado de fuerzas y esfuerzos en cada una de estas rebanadas. La condición de equilibrio de cada una de las rebanadas es obtenida por la superioridad de las fuerzas estabilizadoras sobre las fuerzas desestabilizadoras en la superficie del deslizamiento. Es decir las fuerzas estabilizadoras deben ser siempre mayores a las fuerzas desestabilizadoras.

Las fuerzas estabilizadoras del terreno, se pueden obtener del ángulo de fricción interno del terreno y por la fuerza de cohesión que este tiene.

$$\text{Fuerzas estabilizadoras} = F \text{ de fricción} + F \text{ de cohesión}$$

$$\text{Fuerzas desestabilizadoras} = P \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi + c \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha}$$

Donde P es la carga sobre la superficie de rotura ($P=w + q \cdot \Delta x$), siendo w el peso de la tierra y q la carga de uso.

α es el ángulo que forman la superficie con la horizontal

φ es el ángulo de fricción interna del terreno

c es la cohesión del terreno

Δx es el grosor de cada rebanada

Las fuerzas desestabilizadoras se identifican con la componente tangencial de las cargas sobre la superficie de rotura.

$$\text{Fuerzas desestabilizadoras} = P \cdot \sin \alpha$$

$$\text{Fuerzas desestabilizadoras} = (w + q \cdot \Delta x) \cdot \sin \alpha$$

$$\text{Fuerzas desestabilizadoras} = (\gamma \cdot A + q \cdot \Delta x) \cdot \sin \alpha$$

Dónde:

γ es el peso específico del suelo

A es la superficie del terreno que forma la rebanada

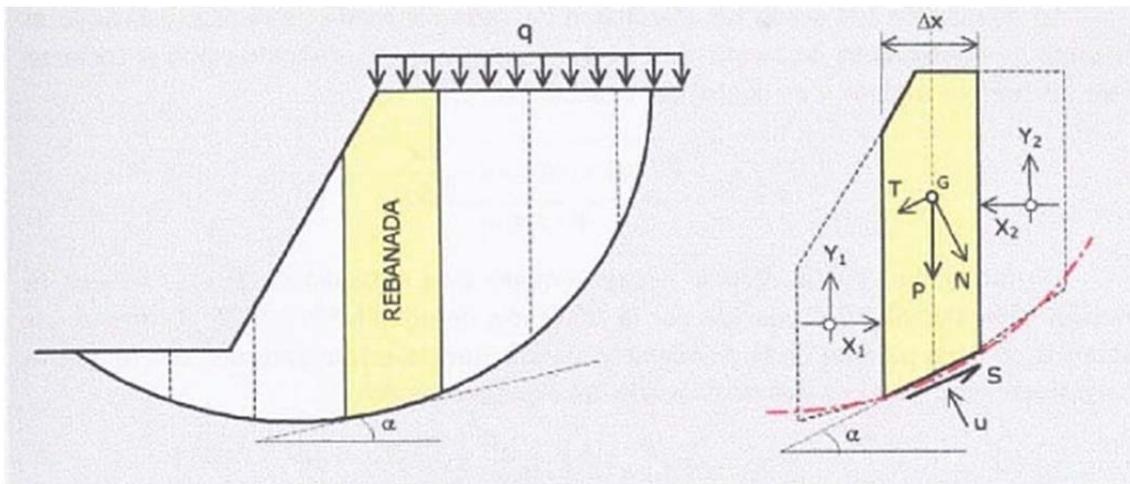


Ilustración 34, Método de Fellenius, cálculo de ecuación

Este método, propone que las fuerzas de interacción entre rebanadas no influyen significativamente en el cálculo. Esto se debe a que tienen pequeña magnitud o se anulan entre ellas totalmente. Cuando existen cargas no uniformes en el terreno, esto no es del todo cierto.

Para evaluar el grado de estabilidad que tiene cada una de las rebanadas, se aplica el concepto de factor de seguridad de un talud, definido como:

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}}$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{P \cdot \cos \alpha \cdot \tan \varphi + c \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha}}{P \cdot \sin \alpha}$$

Un factor, que puede afectar negativamente en la estabilidad es la presión intersticial o también conocida como presión de poros, que es producida por el agua infiltrada en el terreno. Esta fuerza disminuye la fricción entre el terreno y la superficie de contacto.

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{(P \cdot \cos \alpha + u \cdot \Delta x) \cdot \tan \varphi + c \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha}}{P \cdot \sin \alpha}$$

De esta ecuación, podemos deducir que la presión intersticial o presión de poros (u) es una fuerza que puede afectar mucho la fricción entre el terreno y la superficie de contacto en la superficie de deslizamiento.

El método de Fellenius, lo que intenta hacer es hallar el coeficiente de la seguridad global, no solo la de una rebanada. Lo que nos acerca más a la realidad. La superficie de deslizamiento que más se aproxima a la realidad será la que presente menor valor al coeficiente.

$$\Sigma F = \Sigma F1 = \frac{\Sigma(P1 \cdot \cos \alpha_1 + u_1 \cdot \Delta x_1) \cdot \tan \varphi + c \cdot \frac{\Delta x_1}{\cos \alpha_1}}{\Sigma(P_1 \cdot \sin \alpha)}$$

2.9 Factor de seguridad de un talud

El factor de seguridad de un talud, es el valor que va a asumirse el mismo para todos los puntos a lo largo de la superficie de falla, entonces este valor va a ser el que representa el promedio del valor total en toda la longitud de la superficie de falla. El factor de seguridad puede tener valores mayores o menores a 1. En el caso de que los valores de factor de seguridad de un talud sea mayor que 1, quiere decir que el talud está bien diseñado y no corre peligro de deslizarse, en las condiciones que se encuentra de saturación, ángulo de fricción interno, cohesión y

geometría. Si el factor de seguridad de un talud tiene un valor inferior a 1, quiere decir que el talud se encuentra actualmente deslizando, o está a punto de deslizarse, ya que las condiciones que tiene la masa de suelo son muy malas, en cuanto a cohesión, ángulo de fricción interno, o geometría.

Es decir, un suelo sin cohesión, por ejemplo una arena limpia sin humedad, va a ser estable siempre y cuando su ángulo de fricción interno, sea mayor al ángulo que forma la geometría del talud con la horizontal. Por otro lado en suelos cohesivos, este valor aumenta, ya que al valor del ángulo de fricción interna, se le suma el valor de la cohesión del suelo, que las dos son opuestas al movimiento de la masa de deslizamiento.

La superficie de falla es utilizada para referirse a una superficie asumida a lo largo de lo que puede ocurrir en un deslizamiento. Un deslizamiento no ocurre a lo largo de las superficies, si es que el talud está diseñado correctamente. Los análisis de equilibrio límite tienen algunas limitaciones, que se relacionan por no tener en cuenta las deformaciones.

Los métodos de equilibrio límite se basan solamente en la estática, no toman en cuenta las deformaciones, lo que hace que las distribuciones de las presiones no sean realistas.

Para taludes simples, se han desarrollado por muchos autores tablas para poder calcular con mayor facilidad el factor de seguridad. La

primera persona en desarrollar una tabla de estas fue Taylor en el año de 1937 y 1948, que se las puede aplicar únicamente para análisis de esfuerzos totales, sin considerar la presión de poros que existe en el suelo.

Existen hoy en día varios métodos que sirven para calcular el factor de seguridad de un talud. A continuación se encuentran algunos de ellos.

1. Método de talud infinito: Este método toma como superficie de falla una recta, y forma un equilibrio de fuerzas, e implícito de momentos. En este método se analiza un bloque superficial con un espesor determinado y un nivel freático definido; para suponer una falla paralela a la superficie del terreno.
2. Método de bloques o cuñas: Este método, toma como superficie de falla tramos rectos que forman una cuña, y forma un equilibrio únicamente de fuerzas. Luego este método analiza las fallas de cuñas simples, dobles, o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre los sectores de la cuña. Son buenos para analizar suelos estratificados o mantos de roca.
3. Método de espiral logarítmica (Frohlich 1953): Analiza superficies de fallas espirales logarítmicas, aplicando un equilibrio de fuerzas y momentos. Asume una superficie de falla espiral logarítmica, en el que el radio de esta espiral, varía con el ángulo de rotación en el centro de la espiral. Es muy útil para analizar estabilidad de taludes donde ya se han puesto geomallas. Para taludes homogéneos, es considerado uno de los mejores métodos.

4. Método de arco circular (Petterson 1916, Fellenius 1922): Analiza superficies de falla circulares, aplicando un equilibrio principalmente de momentos, e implícitamente de fuerzas. Este método supone una superficie de falla circular, que es analizada como un bloque. Para este método, se requiere un suelo cohesivo.
5. Método de Fellenius (Fellenius 1927): Este método también conocido como el método ordinario, analiza superficies de falla circulares, en las que aplica un equilibrio de fuerzas. Este método de Fellenius, es uno de los más usados, y una de sus principales características es que no tiene en cuenta las fuerzas que existen entre las dovelas, y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para las dovelas individuales. Sin embargo, es un método con un procedimiento muy simple. No es recomendable para taludes planos con alta presión de poros.
6. Método de Bishop simplificado (Bishop,1955): Este método de Bishop, analiza superficies de falla circulares, en las que se aplican equilibrio de momentos. Este método asume que todas las fuerzas cortantes entre las dovelas es cero, para así reducir el número de incógnitas. La solución es sobre determinada, debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela.
7. Método de Janbu simplificado (Janbu,1968): Este método de Janbu sirve para cualquier forma de superficie de falla, aplicando un equilibrio de fuerzas. Al igual que el método de Bishop, este método asume que la fuerza cortante es cero entre las dovelas. La solución es sobre determinada, que no cumple completamente con las condiciones de

equilibrio de momentos. Pero este método tiene un factor de corrección, que asume el posible error. En este método los factores de seguridad son bajos.

8. Método sueco modificado (US army corps of engineers,1970): Este método, sirve para cualquier forma de superficie de falla, y tiene un equilibrio de fuerzas. Este método supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad en este método normalmente son altos.
9. Método de Lowe y Karafiath (1959): Este método es útil para cualquier forma de la superficie de la falla, haciendo un equilibrio exclusivamente de fuerzas. Este método asume que las fuerzas entre partículas están inclinadas a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. No satisface el equilibrio de momentos, y considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
10. Método de Spencer (1967): Este método es útil para cualquier forma de superficie de falla, dando un equilibrio de momentos y fuerzas. Asume que la inclinación de las fuerzas laterales, son iguales para cada pedazo; así satisfaciendo el equilibrio estático, al asumir que la fuerza resultante entre pedazos es constante y desconocida.
11. Método de Morgenstern y Price (1965): Este método es útil para cualquier forma de superficie de falla. Da un equilibrio de fuerzas y momentos, en el que asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. Es muy similar al método de Spencer, con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre las dovelas varía de acuerdo a una función arbitraria.

12. Método de Sarme (1973): Este método igualmente es útil para cualquier forma de superficie de falla, dando un equilibrio de fuerzas y de momentos. Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para el cálculo de un coeficiente sísmico que es requerido para producir la falla. Esto crea una relación entre el mencionado coeficiente sísmico con el factor de seguridad. Con el factor de seguridad estático, se puede ver un coeficiente sísmico igual a cero. Este método satisface todas las condiciones de equilibrio, pero la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la que se determina, al utilizar procedimientos más convencionales.
13. Método por elementos finitos: Este método es muy útil para todo tipo de superficie de falla, creando un equilibrio entre esfuerzos y deformaciones. El método satisface todas las condiciones de esfuerzo, al obtener esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos. El único problema de este método es que no se obtiene un factor de seguridad.

3 CAPITULO 3 PROCEDIMIENTO PARA ESTABILIDAD DE TALUDES

3.1 Levantamiento topográfico

A continuación, encontramos la topografía del lugar, obtenido por el proyecto PRECUPA en el año 1995-1996:

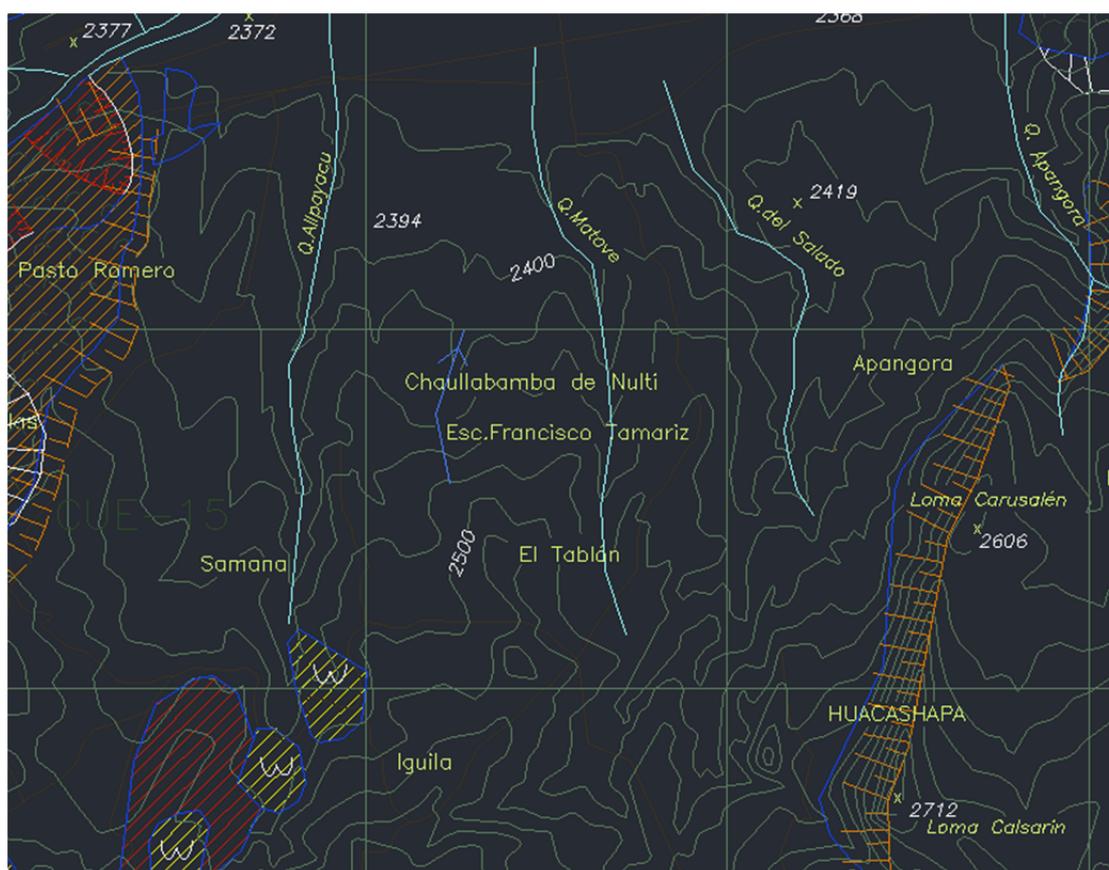


Ilustración 35, Curvas de nivel NULTI 1 (anexos 7.2)

También, nos fueron proporcionados gracias al municipio de Cuenca los planos topográficos de geología y geotecnia del lugar, que fueron obtenidos por el proyecto PRECUPA. Estos planos nos ayudan para poder localizar las formaciones que se encuentran en los sectores afectados, y poder

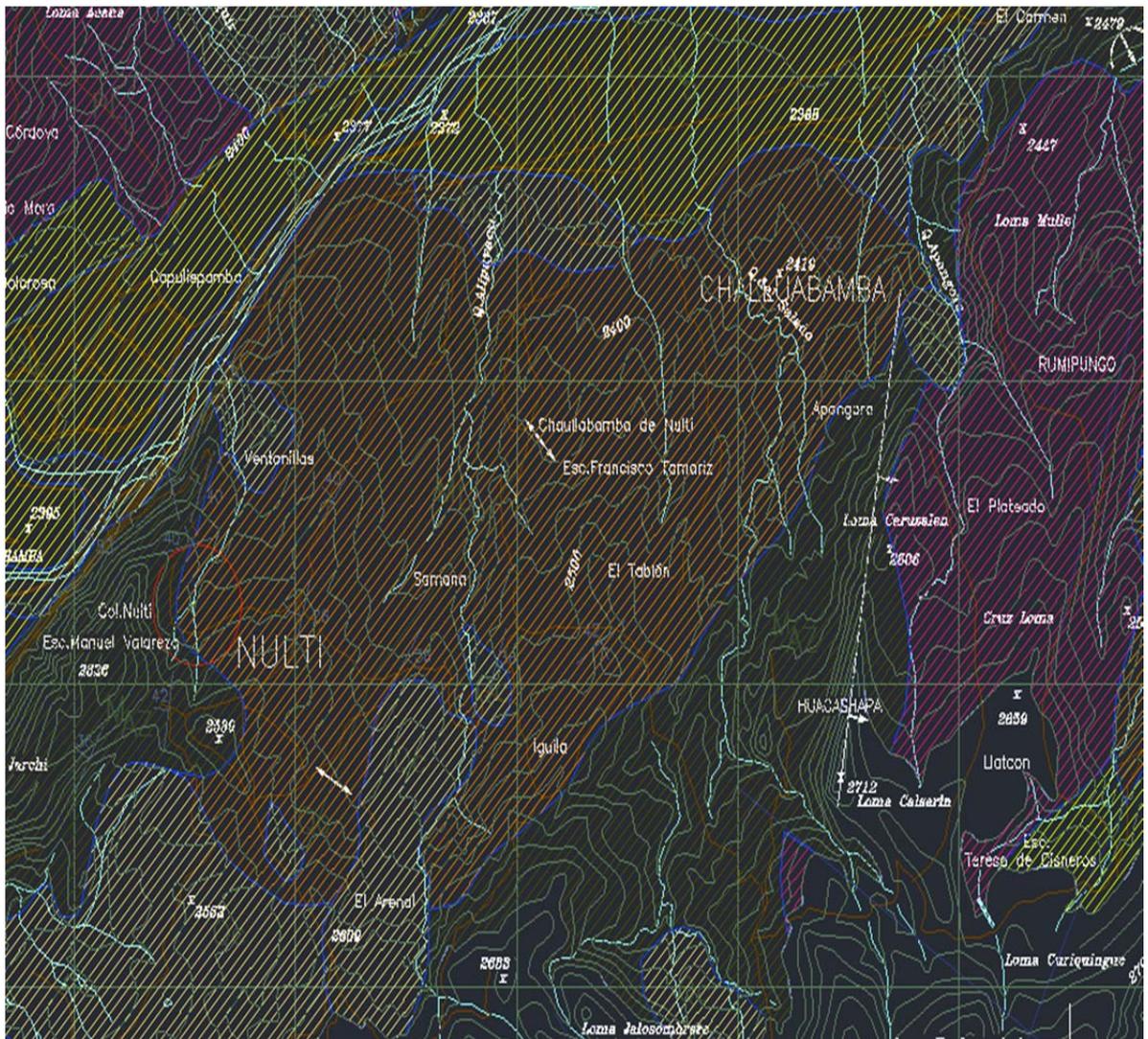


Ilustración 37, Levantamiento topográfico NULTI 3

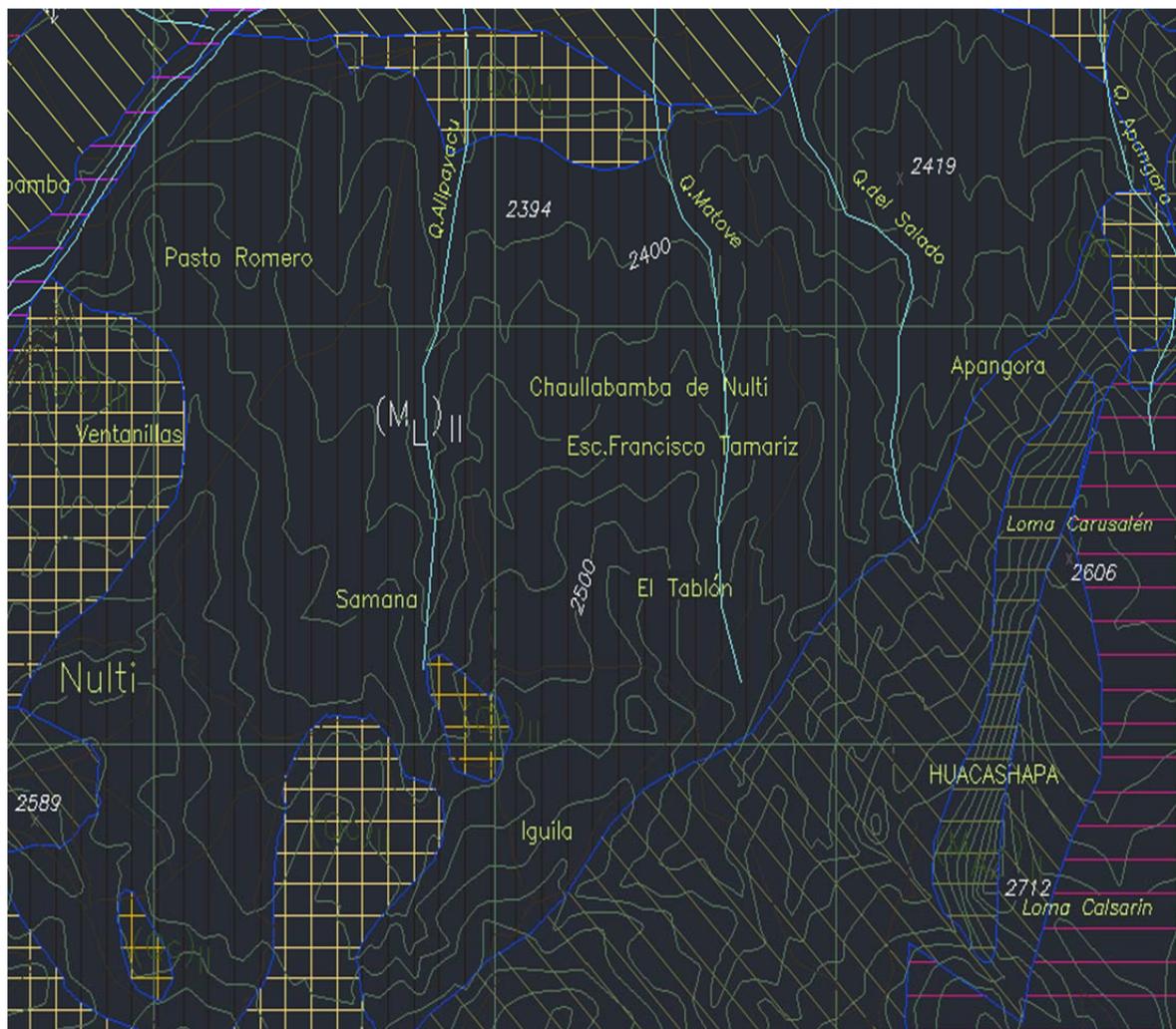


Ilustración 38, Levantamiento topográfico con formaciones de las zonas (anexos 7.4)

3.2 Geología aplicada en el lugar

3.2.1 Geología regional

La ciudad de Cuenca es una cuenca geológica, como su nombre lo indica, ya que esta se encuentra rodeada por montañas, principalmente de origen sedimentario. Los alrededores de la ciudad, podemos saber de qué manera fueron formados, gracias a estudios previos que se han realizado por varios

geólogos que se dedicaron a estudiar todas las características y las formaciones que existen alrededor de la ciudad de Cuenca.

La formación de las montañas y las cuencas, sabemos cómo se ocasionó, gracias a la geología. La formación de estas montañas alrededor de la ciudad de Cuenca, fueron formadas como todas las montañas en el margen Pacífico ecuatoriano durante el Cretácico Tardío y el Paleógeno, que se ocasionó la reorganización de la Placa Pacífica y el inicio de subducción de la placa de Nazca abajo del continente sudamericano, al mismo tiempo se produjo en los Andes meridionales del Ecuador la apertura de grandes cuencas sedimentarias, tales como la de la ciudad de Cuenca.

Se han realizado varias investigaciones y estudios sobre sedimentología, que nos han dado varios nuevos criterios sobre los estratos geológicos de la cordillera del Andes en Ecuador, que nos dicen que luego de un periodo de intensa actividad volcánica, se desarrollaron en sur de Ecuador varias cuencas clásticas, alimentadas desde fuentes metamórficas y volcánicas antiguas.

Las cuencas fueron formándose en dos etapas. La primera etapa de formación de las cuencas en el Ecuador es considerada la etapa en que se formaron cuencas de extensión con sentido este-oeste, que fueron influenciados por grandes olas y mareas, que fueron evolucionando a lo largo de la costa pacífica. La segunda etapa, es la que se formó con un fenómeno de inversión de cuenca, debido a procesos de compresión en sentido este-oeste que fueron deformando a las series iniciales del relleno de cuencas. Estas formaciones y deformaciones que se crearon, son rellenadas por recubrimientos de depósitos volcánicos eólicos.

La cuenca de Cuenca se encuentra dentro de las cuencas terciarias de la zona austral del Ecuador, con formaciones sedimentarias miocénicas. Esta cuenca aflora principalmente en el valle de Cuenca y en el valle del río Burgay, presenta una forma elongada que va del norte al noreste, donde se puede apreciar los principales rasgos tectónicos y estructurales en esa dirección.

Las formaciones más antiguas que existen, según las interpretaciones estratigráficas de la cuenca de Cuenca son la formación Biblián y la formación Loyola, que son compuestas principalmente de depósitos intermedios ácidos. La formación Loyola es la que nos interesa, ya que Nulti se encuentra en una zona compuesta principalmente por esta formación Loyola.

Estos recubrimientos volcánicos, de los que estamos hablando han sido erosionados desde que se ocasiono su depósito hasta ahora, permitiendo el afloramiento actual de las otras formaciones terciarias y cuaternarias que han recubierto las zonas de inundación con depósitos coluviales, glaciares, arcillas y acarreo fluviales.

3.2.2 Geología a detalle

Las formaciones que se encuentran justamente en la zona de Nulti, nos dicen que es una formación Loyola (ML).

Esta formación tiene las siguientes características:

(información obtenida del proyecto PRECUPA Capitulo B: GEOLOGIA-GEOTECNIA (terrenos inestables) parte B4.16 página 38)

Formación Loyola (MI)

Descripción geológica

Reconocida y definida por Shepard en 1934 con nombre de white shell (lutitas). Geólogos de UNDP 1969 dan el nombre de Loyola.

Afloramientos: Principales en los flancos del anticlinal de Cuenca y en el flanco oriental del sinclinal de Gualaceo. Actualmente con la apertura de la autopista Cuenca – Azogues se tiene importantes afloramientos en el tramo medio entre el Descanso y Azogues.

Litología: Formación sedimentaria clástica finogranular, consiste en una alternancia de lutitas gris oscuro muy fisibles, limolitas que meteorizan a arcillas de color blanco y habano, localmente lentes de areniscas limosas habanas finamente estratificadas con cemento calcáreo, calizas, y mega brechas. En el lado oriental de la cuenca, en la base de la formación ocurren areniscas y conglomerados (básales) en discordancia sobre la Fm. Yunguilla. Abunda yeso, especialmente en las superficies alteradas.

Espesor y tectónica: En la parte central Oeste de la ciudad e = 500 m.

Formación afectada por deformaciones y fallas sin sedimentarias.

Contacto concordante o transicional con areniscas de la Fm. Azogues en el techo y la Fm. Biblián en la base.

Edad y génesis: Según últimas dataciones de trazas de fisión, edad Mioceno Medio (Steinmann et al., 1996). Este autor con estudios sedimentológicos indican fauna con abundantes peces, escamas, ostrácodos y camarones que determinan un ambiente marino salobre con sedimentos depositados al nivel del mar en planicie costera (Feldmann et al., 1993).

Comportamiento geotécnico

Condiciones geodinámicas.- Numerosos fenómenos inestables implican a los sedimentos de la facie fino granular de Loyola. El intenso plegamiento y fracturamiento por fallamiento interviene en la fragmentación del macizo y la degradación general de sus características físico mecánicas. Las condiciones de saturación son indispensables en el desarrollo de la rotura general.

Condiciones estructurales.- Las facies arenosas muy localizadas presentan fracturación de media a alta que puede intervenir en roturas en bloque. En general el macizo fisible está fragmentado con sistemas múltiples de estratificación, fracturación y desecación (en superficie). Facie arenosa con fracturas cerradas con cemento calcáreo y yeso abiertas hasta 2mm, con relleno areno arcilloso y óxidos, caras planas, bordes rugosos. Facie fina, con fracturas cerradas a abiertas relleno arcilloso y bordes blandos.

Condiciones hidrogeológicas.- Permeabilidad baja (por fracturación). Permite la infiltración de aguas freáticas pero no la transmisibilidad. Desarrollo importante de presión de poros en zonas mal drenadas y en el pie de colinas cerca o bajo los niveles freáticos.

Trabajabilidad y posible uso del material.- Fácil excavación con equipo liviano en estado seco. Arcillas sensibles en estado húmedo. Expansividad limita su uso como relleno.

Comportamiento geotécnico en resumen.- Facie arenosa de mediana competencia pero es poco representativa. Facie fina, es fisible con desarrollo de alteración residual hasta 3m de espesor de expansividad media-alta, bajas

propiedades mecánicas y un comportamiento de suelo respecto a la resistencia al corte; materiales colapsables en condiciones saturadas.

CLASIFI C. SUCS	PARAMETROS FISICO-MECANICOS							CLASIFI C. Bieniaw ski
	K (m/s)	γ (KN/m ³)	C' (MN/m ²)	ϕ' (°)	Cu (MN/m ²)	ϕ_u (°)	σ_c (MN/m ²)	
ML-CL- CH	10-8- 10-10	18 - 21	0.01 - 0.03	20 - 25	0.02 - 0.04	7 - 15		
SM	10-4- 10-6	*19 - 21	0.05 - 0.1	30 *	-	-		IV

* Valores estimados a partir de características físicas

ML - CL – CH : Facie fina fisil e incompetente

SM : Areniscas con comportamiento similar a material rocoso, parámetros estimados a partir de las características físicas y el índice RMR.

Susceptibilidad a terrenos inestables

Moderada a alta. Suelos residuales de Loyola propician reptaciones en secuencias temporales: desecación-infiltración-deformación-desecación.

Sedimentos Loyola fino granulares fragmentados, propician en condiciones no drenadas, deslizamientos rotacionales profundos en bajas a medias pendientes, implicando incluso los sedimentos competentes de Azogues. En superficie predomina : la desecación, fragmentación y erosión laminar.

Esta formación presenta el mayor número de deslizamientos y de las mayores intensidades.

3.3 Perforaciones geotécnicas

Las perforaciones geotécnicas, son métodos directos que permiten reconocer el suelo en profundidad centímetro a centímetro cuando las muestras del terreno se recuperan en un ciento por ciento. Para este tipo de perforaciones, es necesario contar con equipos especializados, que puedan perforar las capas del suelo, con taladros o barrenos. Después de perforar las capas de suelo, se pueden obtener muestras del mismo, para de esta manera estudiar cada una de sus características y a la profundidad que se encuentran.

Existen varios métodos que se utilizan para realizar perforaciones geotécnicas. Una de estas formas es por medio de una máquina perforadora que cuenta con un taladro y un muestreador interno, que nos va a sacar las muestras de la perforación que queremos obtener.

En la masa del deslizamiento, se realizaron varias perforaciones geotécnicas con recuperación de testigos a diferentes profundidades para poder obtener muestras de suelo que permitan determinar las características físico mecánicas mediante los ensayos de mecánica de suelos.



Ilustración 39, Maquina perforación y ensayo SPT

Realizado por: Robinson Galarza

Se realizaron varias perforaciones, a diferentes profundidades en las que se pudo detectar rocas de origen sedimentario como lutitas y areniscas. (ver ilustración 41). En las primeras capas, formaciones con alto contenido de arcillas limosas (ilustración 40).



Ilustración 40, Muestreo de perforaciones 0-9 metros NULTI

Realizado por: Robinson Galarza



Ilustración 41, Muestreo de perforaciones 9-14 metros NULTI

Realizado por: Robinson Galarza



Ilustración 42, Muestreo de perforaciones NULTI



Ilustración 43, Muestreo perforaciones (muestras humedad) NULTI

En el muestreo de las perforaciones, se pueden localizar desde la superficie hasta los 10 metros aproximadamente, una gran cantidad de arcillas y limos saturados. De 10 metros en adelante, se pudo localizar formaciones de lutita y areniscas en general fracturada. La lutita es una roca sedimentaria que se puede descomponer fácilmente en estado saturado.

La lutita es una roca sedimentaria, compuesta por partículas de tamaño menor a 0,06 milímetros. Dentro de estas partículas, están las limolitas y arcillitas, que son compuestas generalmente por óxidos e hidróxidos de hierro, cuarzo y calcedonia. La lutita, al estar poco compactada, es una arcilla que se puede reconocer fácilmente por ser suave y de plasticidad alta, al estar con contenido de humedad alto.

Las lutitas son localizadas normalmente en ambientes sedimentarios acuosos, con niveles de energía muy bajos, como llanuras de inundaciones de ríos o partes de abanicos aluviales. Cuando están en estado saturado, estas se convierten en lodos o barro. Las lutitas son porosas pero poco permeables, ya que sus poros son muy pequeños y no están bien comunicados entre ellos.

A continuación se describen los resultados de las perforaciones geotécnicas, realizadas dentro del deslizamiento de Nulti (Ilustración 44).

RESUMEN DE PERFORACIONES EN LA PARROQUIA NULTI

POZO	COORD.	PIEZOMETRO					POZO DE AGUA				MATERIALES		LIMPIEZA Y DESARROLLO horas	PRUEBA DE BOMBEO horas	BROCAL O LOSETA unidad
		PERFORACION		SPT	ENTUBADO (PVC 181 psi)		PERFORACION		ENTUBADO (PVC 181 psi)		Bentonita sacos	Grava m3			
		φ mm.	Prof. metros	Cantidad	φ	Prof. (m)	φ	Prof. (m)	φ	Prof. (m)					
NP1	730406 E	96.00 (HQ)	0.00 - 8.70	5	2"	25,00	NO	0,00	NO	0,00	0	0,1	0	0	1
	9683231 N	76.20 (NQ)	8.70 - 30.00												
NP2	730549 E	96.00 (HQ)	0.00 - 6.00	17	2"	30,00	NO	0,00	NO	0,00	0	0,1	0	0	1
	9683255 N	76.20 (NQ)	6.00 - 31.50												
NP3	730591 E	96.00 (HQ)	0.00 - 10.00	5	NO	0,00	6"	31,00	6"	30,00	11	1,5	30	0	1
	9682849 N	76.20 (NQ)	10.00 - 30.00				9 7/8"	31,00							
NP4	730869 E	76.20 (3")	0.00 - 8.45	7	2"	25,00	NO	0,00	NO	0,00	0	0,1	0	0	1
	9683231 N	76.20 (NQ)	8.45 - 25.80												
NP5	730201 E	76.20 (3")	0.00 - 8.45	8	NO	0,00	4"	31,00	6"	30,00	14	1,5	33	0	1
	9682804 N	76.20 (NQ)	8.45 - 30.00				6"	31,00							
							9 7/8"	31,00							

Ilustración 44, Tabla de resumen de perforaciones NULTI

3.4 Determinación de parámetros geotécnicos para cálculo de estabilidad

El cálculo de estabilidad de un talud, puede ser obtenido por muchos métodos, descritos y analizados en el capítulo 2.2. Los métodos usados para calcular el factor de seguridad de nuestro talud, fueron por el método de Bishop y el de Fellenius. Para poder realizar el cálculo del factor de seguridad de un talud, bajo cualquier método, es necesario obtener parámetros geotécnicos del suelo como el ángulo de fricción interna (δ), presión intersticial o de poros y la cohesión del suelo, que fue descrito previamente.

Uno de los ensayos más completos en mecánica de suelos, que nos puede dar los resultados del ángulo de fricción interna (δ), presión de poros y de cohesión, es el ensayo triaxial. El ensayo triaxial tiene como objetivo determinar el ángulo de fricción interna, la presión intersticial o de poros y la cohesión, que permitan establecer la resistencia al corte. Se aplican a las probetas, esfuerzos tanto laterales como verticales; para intentar reproducir los esfuerzos a los que se encuentran sometidos los suelos en condiciones naturales.



Ilustración 45, Calicata para obtención de muestra ensayo triaxia 1l

Realizado por: Robinson Galarza

El material que fue sometido a este ensayo, es material obtenido en el sitio del deslizamiento, a 1,2 metros de profundidad. Es decir este material, está en la masa del actual deslizamiento de Nulti. La forma de obtener muestras, para realizar un ensayo triaxial, debe ser perfecta, y sin manipulación externa de ningún tipo.

En el sitio, donde se pudo constatar a simple vista que el deslizamiento era más rápido, se excavó dos calicatas de aproximadamente 60 centímetros de ancho, 80 centímetros de largo y 1,20 metros de profundidad (como está especificado en la norma ASTM D 2850) para obtener la muestra para ensayo

triaxial. En cada una de las dos calicatas, se debe obtener una muestra cubica de aproximadamente 30 centímetros por lado, sacada de una de las paredes de la calicata, a una profundidad de 1,20 metros. El proceso de obtención de la muestra, debe ser muy preciso, usando únicamente las manos para sacarlo sin alterar su composición ni sus propiedades físicas. Se debe detallar la forma en la que la muestra fue encontrada, para de esta manera el momento de hacer el ensayo triaxial, obtener los resultados más precisos, sometiéndole a la muestra a esfuerzos de la misma forma que lo hacia el suelo alrededor, en su estado natural.



Ilustración 46, Calicata para obtención de muestra para ensayo triaxial 2

Realizado por: Robinson Galarza

Al momento de sacar las muestras de su estado natural, se debe tratar de no alterar la muestra de suelo, normalmente poniendo parafina alrededor de la muestra en forma de cubo, para que no varíe su humedad. La parafina, se la debe derretir en olla, para después sellar todas las caras y esquinas de la muestra, teniendo en cuenta la forma en la que se encontraba la muestra naturalmente.

Al momento de sellar las muestras con parafina, se puede primero tapar los poros que tiene el suelo, para evitar que la humedad de la muestra se evapore; también se puede dar una mejor rigidez a la muestra, para que no se altere por factores externos.

El ensayo de compresión triaxial, al ser el ensayo más utilizado para determinar las características de esfuerzo-deformación y resistencia al esfuerzo cortante del suelo, nos va a dar las características geotécnicas del suelo, para obtener los factores de seguridad de estabilidad de taludes, aplicando las metodologías anteriormente descritas.

Las muestras obtenidas in situ, se las saca en el laboratorio, y se debe tallarlas para convertirlas en muestras cilíndricas, para que los esfuerzos laterales y verticales que se aplica en el ensayo, sean distribuidos de la forma que se distribuyen en su estado natural (ilustración 47).



Ilustración 47, Tallado de probetas cilíndricas para ensayo triaxial

Realizado por: Robinson Galarza

El ensayo se realiza en una cámara circular transparente (cámara triaxial) llena de líquido, que en este caso es agua, en la que se coloca la probeta cilíndrica del suelo que normalmente tiene una altura igual a dos veces su diámetro. La muestra debe estar forrada con una membrana de caucho, para que no afecte el agua de alrededor en el estado de la muestra. Esta membrana va sujeta a un pedestal y a un cabezal sobre los que se apoyan los extremos de la probeta.



Ilustración 48, Probetas cilíndricas para ensayo triaxial

Realizado por: Robinson Galarza

La primera parte del ensayo, es en la que la probeta del suelo es sometida a una presión hidrostática del agua, que producen esfuerzos verticales iguales a los horizontales, ya que la presión del agua va a ser la misma en todo el cilindro. Aparte se incrementan los esfuerzos verticales de carga, con el pistón vertical (ilustración 49).



Ilustración 49, Probeta 1 sometida a presión hidrostática del agua

Realizado por: Robinson Galarza

La resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, se la obtiene en función de los esfuerzos totales, usando la ley de Coulomb:

$$\tau_f = c + \tan(\phi)$$

Cada prueba generalmente se hace con tres o cinco probetas cilíndricas de la misma muestra de suelo, aplicando diferentes esfuerzos confinantes. Los resultados de cada una de las probetas, se las representa por medio de un círculo que se llama diagrama de Mohr, cuya envolvente nos permite obtener los parámetros del suelo:

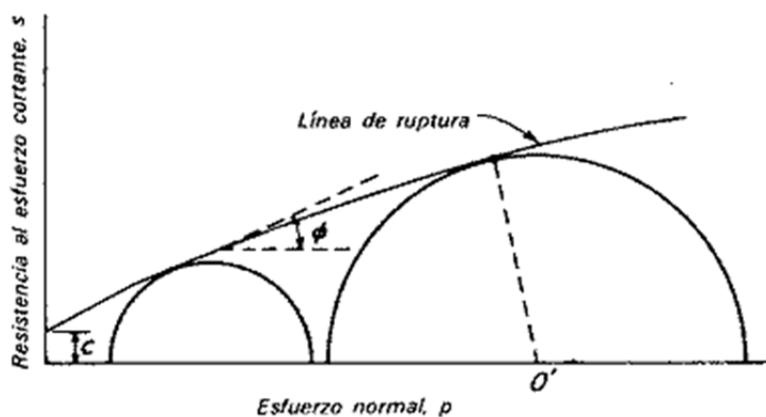


Ilustración 50, Grafico de esfuerzos cortantes de un suelo con diagramas de Mohr

Realizado por: Robinson Galarza

Donde c' es la cohesión, ϕ' el ángulo de fricción interna de la muestra, τ el esfuerzo cortante y σ el esfuerzo aplicado a la muestra.

Procedimiento del ensayo triaxial:

1. La muestra que se utiliza, debe ser una muestra inalterada, como se mencionó anteriormente, la que se procede a tallar cilíndricamente, dependiendo el tamaño de la maquina triaxial que se va a utilizar. Se toman las dimensiones de cada uno de los especímenes que se van a utilizar.
2. De cada una de las muestras se debe obtener el contenido de humedad. Pesamos el primer espécimen y lo colocamos en la base de la cámara triaxial, utilizando una piedra porosa entre la muestra y dicha base.
3. Se coloca la membrana de caucho alrededor del espécimen, con mucho cuidado para no alterarlo.
4. Se coloca la cabeza de plástico utilizando una piedra porosa entre la cabeza y el espécimen. Se debe asegurar la membrana con algún dispositivo que no deje que se salga del espécimen.
5. Se coloca la cámara con su tapa, asegurándonos que apretados los tornillos que la sujetan uniformemente.
6. Centramos el brazo de carga con el pistón y se coloca el controlador de deformaciones en cero.
7. Se debe aplicar presión al tanque de almacenamiento de agua y se abren las válvulas que permiten el paso de agua a la cámara.



Ilustración 51, Apertura de válvulas de agua en ensayo triaxial

Realizado por: Robinson Galarza

8. Se aplica la carga lentamente, hasta que la muestra se fracture. Se anota las lecturas tanto del controlador de deformaciones como del esfuerzo producido.



Ilustración 52, Espécimen de ensayo triaxial fracturado

Realizado por: Robinson Galarza

Se repiten los anteriores pasos para cada uno de los especímenes que se vayan a ensayar.

Obtención de datos de ensayos:

Deformación unitaria	Esfuerzo desv. (kg/cm²)
0	0
0,22	0,17
0,41	0,33
0,45	0,36
0,54	0,43
0,56	0,45
0,64	0,51
0,71	0,56
0,75	0,60
0,80	0,64
0,83	0,66
0,90	0,72
0,98	0,78
1,01	0,81
1,05	0,84
1,07	0,85
1,16	0,92
1,19	0,95
1,23	0,98
1,27	1,01

Espécimen no.	$\Delta\sigma$ (kg/cm²)	σ_3 (kg/cm²)	σ_1 (kg/cm²)
1	0,84	0,5	1,34
2	0,58	1	1,58
3	0,98	1,5	2,48

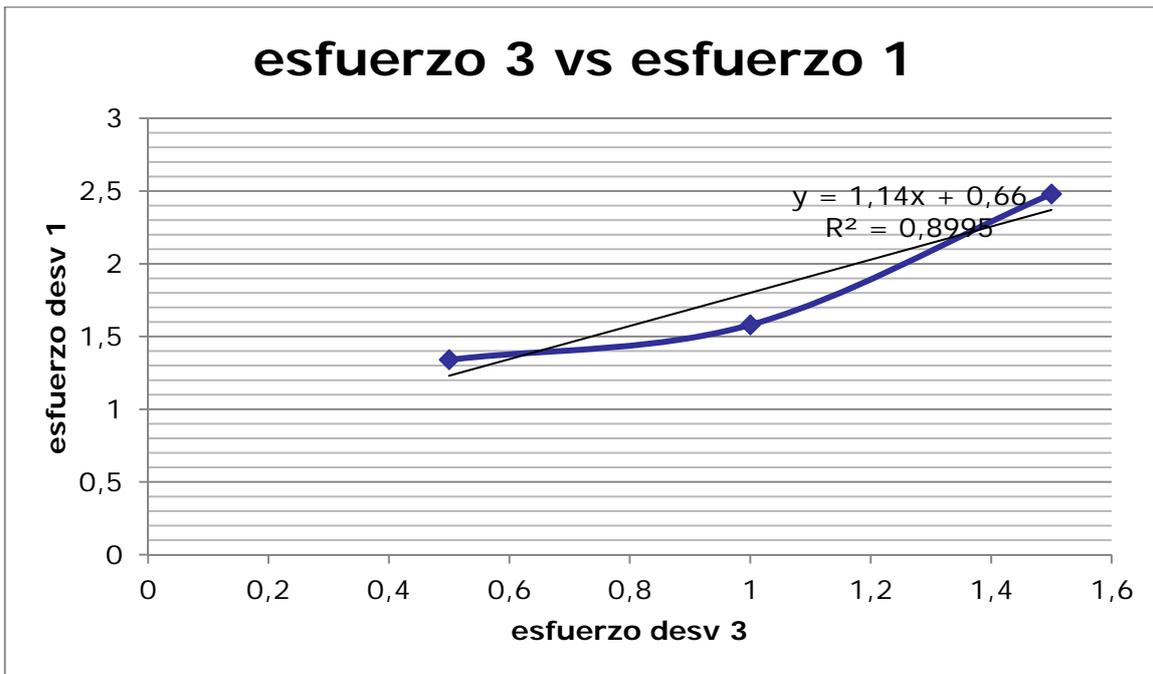


Ilustración 53, Relación de esfuerzos, ensayo triaxial

Realizado por: Robinson Galarza

Al realizar los cálculos con las ecuaciones anteriormente explicadas, podemos sacar por medio de los círculos de Mohr, la cohesión y el ángulo de fricción

interna

φ :

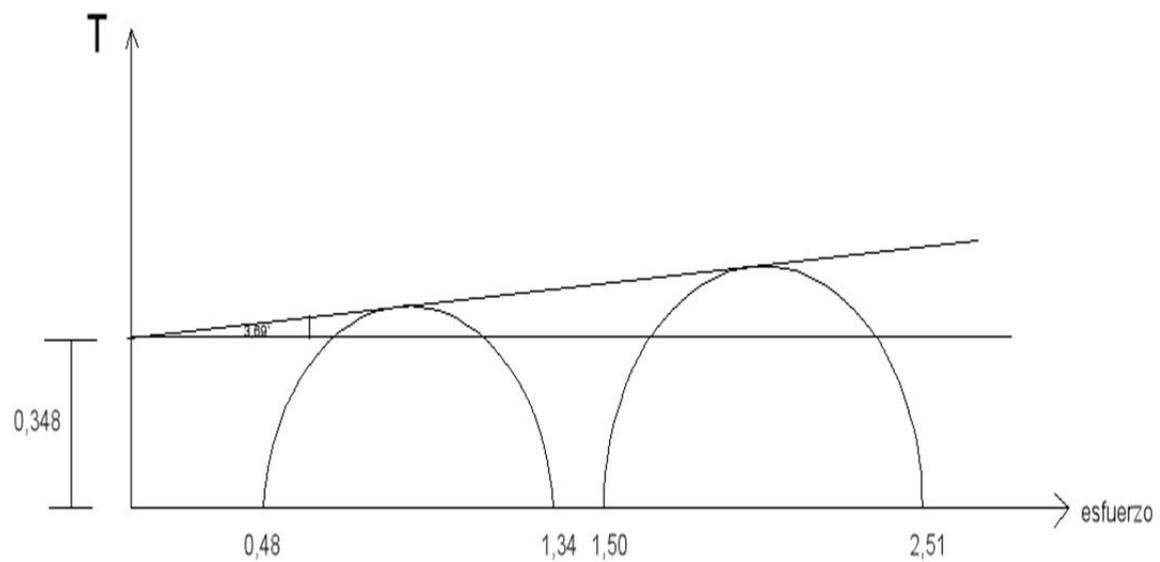


Ilustración 54, Diagrama de círculos de Mohr, ensayo triaxial

Realizado por: Robinson Galarza

Cohesión (C) (kg/cm ²)	0,348
Ángulo de fricción interna (φ)	3,69°

3.5 Determinación de perfiles topográficos sobre la falla

Los perfiles topográficos de un deslizamiento, son parámetros fundamentales para poder determinar el Factor de seguridad de un talud. Los perfiles topográficos, pueden obtenerse por medio de un levantamiento topográfico o también realizando con una estación total líneas sobre el deslizamiento, que indiquen la pendiente, con su ángulo de inclinación.

En el caso del deslizamiento de Nulti, los perfiles fueron obtenidos por medio del estudio topográfico que se realizó previamente. Al tener la topografía del lugar, podemos sacar la inclinación de cada una de las laderas que conforman el deslizamiento. Con las inclinaciones y las distancias de cada ladera de la masa del deslizamiento, podemos obtener perfiles que serán una representación gráfica de la inclinación del talud.

Típicamente tendrán la siguiente forma:

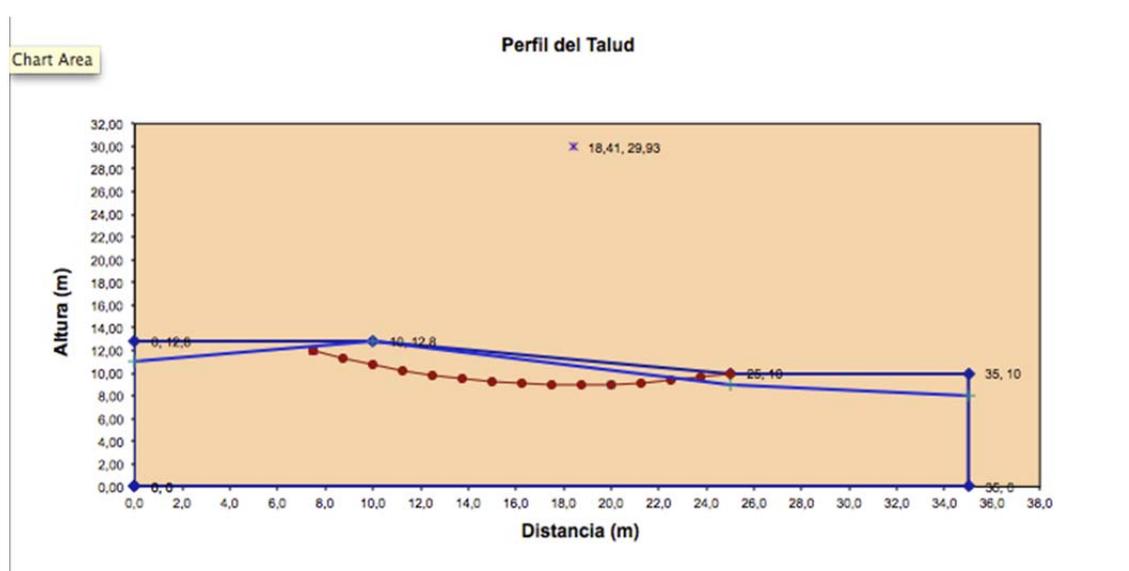


Ilustración 55, Perfil de Talud con nivel freático

Realizado por: Robinson Galarza

Otro parámetro muy útil e importante para el cálculo de la estabilidad de un talud, es el nivel freático de la masa del deslizamiento. Este parámetro nos sirve para saber la influencia de agua que esta infiltrada en el suelo, y así determinar el comportamiento que este suelo tendrá con esa cantidad de agua, al nivel que se encuentre.

El nivel freático, se puede obtener típicamente de perforaciones, o con instrumentos especiales de geotecnia, que usan diferentes métodos para determinar el nivel freático del suelo.

Para el caso del deslizamiento de terreno de Nulti, se obtuvo el nivel freático por medio de perforaciones. Al perforar un suelo, se puede determinar el nivel freático, ya que al llegar al nivel del agua, el cambio de saturación del suelo es evidente. En Nulti, después de cada perforación, se construyó una tapa, para poder determinar más fácilmente el nivel freático en los alrededores de la perforación, únicamente mirando por el ducto de la perforación.

3.6 Determinación del aporte de agua a la zona inestable

Las aguas de escorrentía, producto de la lluvia así como aguas subterráneas e hipodérmicas, es el factor detonante principal de deslizamientos. Por esta razón para cualquier estudio de estabilidad de un deslizamiento, se deben tener en cuenta estos tres tipos de agua que pueden estar parcial o totalmente presentes.

Para el deslizamiento de Nulti, aún no se han realizado cálculos sobre estos parámetros hidrogeológicos, por esta razón no se incluyen en esta tesis los

cálculos correspondientes a los mismos. Sin embargo con los niveles freáticos determinados en las perforaciones, se puede tener una idea del grado de saturación debido a las aguas subterráneas e hipodérmicas.

3.7 Cálculos y metodologías para factor de seguridad

3.7.1 Método de Bishop

Hoja de cálculo, que considera los siguientes parámetros:

Peso específico del suelo

Ángulo de fricción interna

Cohesión

Perfil de terreno

Sin nivel freático: (anexos 7.5)

Datos del Terreno		
γ_1 kN/m ³	c KPa	ϕ °
22	0,35	3,7

Perfil del Talud		
P	x	y
1	0	0
2	35	0
3	35	10
4	25	10
5	10	12,8
6	0	12,8
7	0	0

Superficie de Ruptura	
-----------------------	--

Punto entrada	
x	y
7,5	12

Centro	
xc	yc
18,41	29,93

Punto Salida	
x	y
25,0	10,0

Radio
R= 20,99

Tercer Punto	
x	y
20,0	9,0

Geometría

y_{\max}	12,8	m
y_{\min}	10	m
Altura del Talud	2,8	m
Pendiente del Talud	10,57	°

Datos para la representación del círculo de rotura

Círculo de Rotura		Perfil	Dovelas	
x	y_c	y_T	h	h_{media}
7,5	12,00	12,80	0,80	1,15
8,75	11,30	12,80	1,50	1,80
10,00	10,70	12,80	2,10	2,23
11,25	10,20	12,57	2,37	2,45
12,50	9,79	12,33	2,54	2,59
13,75	9,46	12,10	2,64	2,64
15,00	9,22	11,87	2,65	2,61
16,25	9,05	11,63	2,58	2,51
17,50	8,96	11,40	2,44	2,33
18,75	8,94	11,17	2,22	2,08
20,00	9,00	10,93	1,93	1,75
21,25	9,13	10,70	1,57	1,35
22,50	9,34	10,47	1,13	0,86
23,75	9,63	10,23	0,60	0,30
25	10,00	10,00	0,00	
			Rango de los valores	17,5
			n° de divisiones	14
			Ancho dovela	1,25

F_R KPa	m_α
2,66	0,9337
3,81	0,9571
4,52	0,9756
4,85	0,9897
5,04	0,9997
5,11	1,0057
5,05	1,0080
4,87	1,0066
4,58	1,0016
4,16	0,9931
3,62	0,9811
2,93	0,9654
2,09	0,9460
1,06	0,9228

Por medio de iteraciones obtenemos:

Método de Bishop		
FS=	$\frac{\Sigma F_R}{\Sigma F_t}$	$\frac{54,34}{106,65} = 0,510$

Diferencia Iteración 0,00

Con nivel freático (anexos 7.6):

Datos del Terreno		
γ_1 kN/m ³	c KPa	ϕ °
22	0,35	3,7

Perfil del Talud		
P	x	y
1	0	0
2	35	0
3	35	10
4	25	10
5	10	12,8
6	0	12,8
7	0	0

Superficie de Rotura			
Punto entrada		Centro	
x	y	xc	yc
7,5	12	18,41	29,93
Punto Salida		Radio	
x	y	R= 20,99	
25	10		
Tercer Punto			
x	y		
20,00	9,00		

Nivel Freático		
P	x	y
1	0	11
2	10	12,80
3	25	9
4	35	8

Geometría		
y_{max}	12,8	m
y_{min}	10	m
Altura del Talud	2,8	m
Pendiente del Talud	10,57	°

Circulo de Rotura		Perfil	Dovelas		Perfil NF		
x	y _c	y _T	h	h _{media}	y _{NF}	y _{NF} -y _c	h _{NF}
7,5	12,00	12,80	0,80	1,15	12,35	0,35	0,81
8,75	11,30	12,80	1,50	1,80	12,58	1,28	1,69
10,00	10,70	12,80	2,10	2,23	12,80	2,10	2,19
11,25	10,20	12,57	2,37	2,45	12,48	2,28	2,33
12,50	9,79	12,33	2,54	2,59	12,17	2,38	2,38
13,75	9,46	12,10	2,64	2,64	11,85	2,39	2,35
15,00	9,22	11,87	2,65	2,61	11,53	2,31	2,24
16,25	9,05	11,63	2,58	2,51	11,22	2,16	2,05
17,50	8,96	11,40	2,44	2,33	10,90	1,94	1,79
18,75	8,94	11,17	2,22	2,08	10,58	1,64	1,45
20,00	9,00	10,93	1,93	1,75	10,27	1,27	1,04
21,25	9,13	10,70	1,57	1,35	9,95	0,82	0,55
22,50	9,34	10,47	1,13	0,86	9,63	0,29	0,15
23,75	9,63	10,23	0,60	0,30	9,32	0,00	0,00
25	10,00	10,00	0,00		9,00	0,00	

Rango de los valores n° de divisiones Ancho dovela

17,5
14
1,25

c b _i	F _R
KPa	KPa
0,44	1,90
0,44	2,32
0,44	2,65
0,44	2,90
0,44	3,07
0,44	3,18
0,44	3,23
0,44	3,21
0,44	3,13
0,44	2,99
0,44	2,78
0,44	2,49
0,44	1,99
0,44	1,08

Por medio de iteraciones obtenemos:

Método de Bishop	
FS=	$\frac{\sum F_R}{\sum F_t} = \frac{36,90}{106,65} = 0,346$
	Diferencia Iteración 0,00

3.7.2 Método de Fellenius

Sin nivel freático (anexos 7.7):

Datos del Terreno		
γ_1 kN/m ³	c KPa	ϕ °
22	0,35	3,7

Perfil del Talud		
P	x	y
1	0	0
2	35	0
3	35	10
4	25	10
5	10	12,8
6	0	12,8
7	0	0

Superficie de Rotura	
----------------------	--

Punto entrada	
x	y
7,5	12

Centro	
xc	yc
18,41	29,93

Punto Salida	
x	y
25,0	10,0

Radio
R= 20,99

Tercer Punto	
x	y
20,0	9,0

Geometría	
-----------	--

y_{\max} 12,8 m
 y_{\min} 10 m
 Altura del Talud 2,8 m
 Pendiente del Talud 10,57 °

Datos para la representación del círculo de rotura

Círculo de Rotura		Perfil	Dovelas	
x	y _c	y _T	h	h _{media}
7,5	12,00	12,80	0,80	1,15
8,75	11,30	12,80	1,50	1,80
10,00	10,70	12,80	2,10	2,23
11,25	10,20	12,57	2,37	2,45
12,50	9,79	12,33	2,54	2,59
13,75	9,46	12,10	2,64	2,64
15,00	9,22	11,87	2,65	2,61
16,25	9,05	11,63	2,58	2,51
17,50	8,96	11,40	2,44	2,33
18,75	8,94	11,17	2,22	2,08
20,00	9,00	10,93	1,93	1,75
21,25	9,13	10,70	1,57	1,35
22,50	9,34	10,47	1,13	0,86
23,75	9,63	10,23	0,60	0,30
25	10,00	10,00	0,00	
Rango de los valores				17,5
nº de divisiones				14
Ancho dovela				1,25

c Δl _i	F _R
KPa	KPa
0,50	2,29
0,48	3,38
0,47	4,16
0,46	4,61
0,45	4,91
0,45	5,06
0,44	5,05
0,44	4,89
0,44	4,58
0,44	4,13
0,44	3,54
0,44	2,80
0,45	1,95
0,46	0,97

Método Fellenius sin NF			
FS=	$\frac{\sum F_R}{\sum F_t}$	$\frac{52,31}{106,65}$	= 0,490

Con nivel freático (anexos 7.8):

Datos del Terreno		
γ_1 kN/m ³	c KPa	ϕ °
22	0,35	3,7

Perfil del Talud

P	x	y
1	0	0
2	35	0
3	35	10
4	25	10
5	10	12,8
6	0	12,8
7	0	0

Superficie de Rotura

Punto entrada		Centro	
x	y	xc	yc
7,5	12	18,41	29,93

Punto Salida		Radio
x	y	R=
25	10	20,99

Tercer Punto	
x	y
20,00	9,00

Nivel Freático		
P	x	y
1	0	11
2	10	12,80
3	25	9
4	35	8

Geometría	
y_{max}	12,8 m
y_{min}	10 m
Altura del Talud	2,8 m
Pendiente del Talud	10,57 °

Circulo de Rotura		Perfil	Dovelas		Perfil NF		
x	yc	y _T	h	h _{media}	y _{NF}	y _{NF} -y _c	h _{NF}
7,5	12,00	12,80	0,80	1,15	12,35	0,35	0,81
8,75	11,30	12,80	1,50	1,80	12,58	1,28	1,69
10,00	10,70	12,80	2,10	2,23	12,80	2,10	2,19
11,25	10,20	12,57	2,37	2,45	12,48	2,28	2,33
12,50	9,79	12,33	2,54	2,59	12,17	2,38	2,38
13,75	9,46	12,10	2,64	2,64	11,85	2,39	2,35
15,00	9,22	11,87	2,65	2,61	11,53	2,31	2,24
16,25	9,05	11,63	2,58	2,51	11,22	2,16	2,05
17,50	8,96	11,40	2,44	2,33	10,90	1,94	1,79
18,75	8,94	11,17	2,22	2,08	10,58	1,64	1,45
20,00	9,00	10,93	1,93	1,75	10,27	1,27	1,04
21,25	9,13	10,70	1,57	1,35	9,95	0,82	0,55
22,50	9,34	10,47	1,13	0,86	9,63	0,29	0,15
23,75	9,63	10,23	0,60	0,30	9,32	0,00	0,00
25	10,00	10,00	0,00		9,00	0,00	

Rango de los valores	17,5
n° de divisiones	14
Ancho dovela	1,25

$c \Delta l_i$ KPa	F_R KPa
0,50	1,53
0,48	1,86
0,47	2,25
0,46	2,63
0,45	2,92
0,45	3,12
0,44	3,22
0,44	3,23
0,44	3,14
0,44	2,95
0,44	2,69
0,44	2,35
0,45	1,83
0,46	0,97

Método Fellenius con NF	
$FS = \frac{\sum F_R}{\sum F_t}$	$\frac{34,69}{106,65} = 0,325$

Los resultados obtenidos por medio de estos dos métodos de cálculo del factor de seguridad, nos indican la susceptibilidad que tiene el terreno a fallar. Los resultados por el método de Bishop, que se lo realizó por medio de iteraciones nos indica que el factor de seguridad del talud con esas características es de 0,346. Al hacer los cálculos por el método de Fellenius, nos da un factor de seguridad de 0,325. El factor de seguridad de un talud, como se había demostrado anteriormente debe ser mayor a 1 para que sea un talud estable, pero podemos ver que los resultados que nos proporcionan ambos métodos son menores que el factor de seguridad mínimo de un talud.

3.8 Métodos y aplicación para estabilidad de taludes

Para la estabilización de un talud, es importante considerar varios parámetros, para poder brindar diferentes soluciones que nos permitan dar una estabilización parcial o total a un deslizamiento de terrenos.

Los drenajes y captaciones de agua, pueden ser las soluciones más efectivas para la estabilización de un deslizamiento, ya que estos mejoran las propiedades de los materiales y modifican las condiciones a los límites. Por medio de drenajes y captaciones de agua, se va a evitar las infiltraciones de agua en la masa de un deslizamiento, ya que los materiales en este caso son de naturaleza arcillosa principalmente y al quitar el agua, necesariamente se aumentara la resistencia al corte de los mismos.

Otra posible solución frente a un deslizamiento podría ser muros de sostenimiento, que crean fuerzas estabilizadoras que aumentan la presión pasiva del suelo

Por medio de muros de sostenimiento o contención con drenajes y captaciones, se puede estabilizar un deslizamiento. En este caso particular, dado a la magnitud del mismo, será inútil la construcción de muros de sostenimiento.

Los drenajes que más se utilizan gracias a su efectividad y características, son las cunetas de coronación. Las cunetas de coronación nos permiten reducir las infiltraciones que favorecen a que las aguas evacuen rápidamente. También nos ayudan a disminuir la presión de poros del suelo. Al realizar este tipo de obras civiles, podremos también orientar de cierta forma las líneas de flujo del agua y guiar de cierta forma el curso del agua. Normalmente drenes de

caudales pequeños pueden modificar de manera muy optima las condiciones de flujo y reducir significativamente las sub presiones.

También existen varias técnicas diferentes que nos permiten modificar las características de la masa del suelo, para que se detenga su movimiento. Una de estas técnicas consiste en la evacuación de aguas superficiales. Como habíamos dicho, la acumulación e infiltración de aguas meteóricas deben ser en lo posible evitadas, entonces se puede impermeabilizar las fisuras superficiales con diferentes tipos de materiales. Esta técnica consiste en rellenar las fisuras y las zonas de acumulación e infiltración de agua con otro tipo de materiales que sean mayormente impermeables, así evitando que el agua se introduzca a la zona de falla del deslizamiento.

Desbanques o escombros que fueron trabajos previos sobre el deslizamiento, deben ser removidos y transportados a otro lugar para evitar que sea zona de infiltración de agua. En el deslizamiento de Nulti, deberían evitarse todo tipo de escombros y desbanques que existen en las zonas donde se han caído construcciones como resultado del movimiento del deslizamiento.

Otra técnica muy usada, que ha dado en varios deslizamientos resultados positivos son las técnicas de captación de todas las fuentes de agua hacia el deslizamiento, por medio de colectores impermeables. Los colectores impermeables, que van a llevar las aguas hacia un mismo lugar, normalmente deberían ser recubiertas de geo membranas, para de esta forma evitar todo tipo de infiltraciones en los colectores. Entonces esta técnica lo que propone es desviar por medio de estos colectores revestidos de geo membrana las aguas que provienen de la zona superior a la corona del deslizamiento sin llegar a la masa del deslizamiento, construyendo una cuneta de coronación más arriba

del escarpe principal, para de esta forma evitar que esta disminuya a la velocidad del deslizamiento.

Estas aguas que son obtenidas de la zona superior del deslizamiento, deben ser conducidas a zonas que se encuentren estables. Es decir no pueden pasar por medio de la masa del deslizamiento, ya que de esta forma lo que vamos a provocar es darle mayor peso al deslizamiento, y podemos ocasionar que el deslizamiento se haga incluso más grande. Las aguas deberán ser conducidas o depositadas en zonas totalmente estables, y mejor aún si estas son conducidas directamente a quebradas o ríos cercanos.

Cuando existe infiltraciones anormales hacia la masa del deslizamiento, tales como fugas del sistema de alcantarillado o de la red de agua potable, debe repararse lo más inmediato posible las redes de alcantarillado o agua potable. Incluso si el agua proviene de zonas superiores, donde tienen agua de riego por gravedad, se debe suspender totalmente el agua, para que no siga aportando más inestabilidad en la masa. El problema en ese tipo de infiltraciones anormales es que es muy difícil localizar de manera precisa el sitio exacto donde se producen las fugas.

Para la estabilización de un deslizamiento, se pueden realizar varias obras civiles que ayuden a mejorar el drenaje y por ende las propiedades del suelo que se desliza.

El sistema de zanjas drenantes, es el sistema más antiguo que se empleó para estabilización de terrenos inestables. La construcción de zanjas drenantes, puede ser muy fácil de realizar si las profundidades son pequeñas (de 1 a 2 metros). El principio de este sistema, es excavar una zanja en el suelo, para después colocar en la parte inferior un dren recubierto de material filtrante

como gravas rodadas o redondeadas (normalmente de ríos), para que de esta forma, el agua se filtre en las rocas, y no en la masa del deslizamiento.

Sub drenes horizontales, también pueden ser realizados colocando gravas redondas alrededor de un conducto de tubería flexible en una zanja, para que el agua se conduzca hacia una zona de captación de aguas subterráneas.

4 CAPITULO 4 DISENOS DE DRENAJE

Los diseños de drenaje más óptimos para un deslizamiento de terrenos, son cunetas de coronación, con drenajes y sub drenes horizontales arriba de la masa del deslizamiento. Los drenes principales, son realizados en forma trapezoidal, para fluidez del agua que va a correr por el dren.

Se dimensiono los drenes principales de 0,4 metros de ancho en la parte de arriba, 0,20 metros de ancho en la parte inferior y 0,25 metros de alto; para de esta forma al llenar de material filtrante la zanja, el agua corra sin problema y se filtre en las gravas redondas (Ilustración 56).

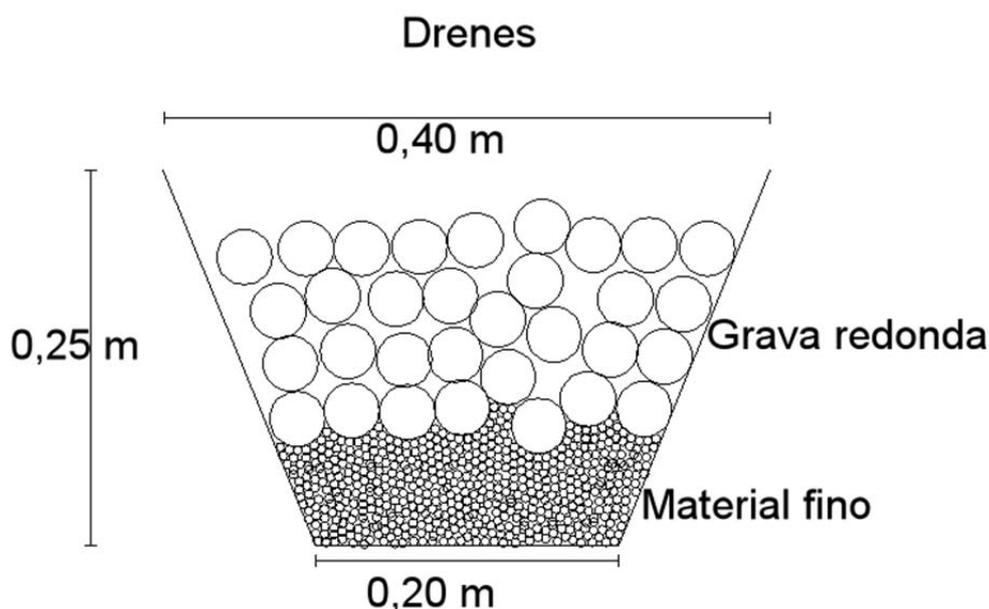


Ilustración 56, Drenes principales

Realizado por: Robinson Galarza

Los sub drenes horizontales van de las mismas dimensiones que las zanjas drenantes principales. La diferencia de estos sub drenes con los drenes

principales, es que estos van en forma horizontal, colectando toda el agua por medio de una tubería flexible con orificios, que aparte de recolectar agua por los orificios, filtre el agua por el material filtrante de la zanja (Ilustración 57).

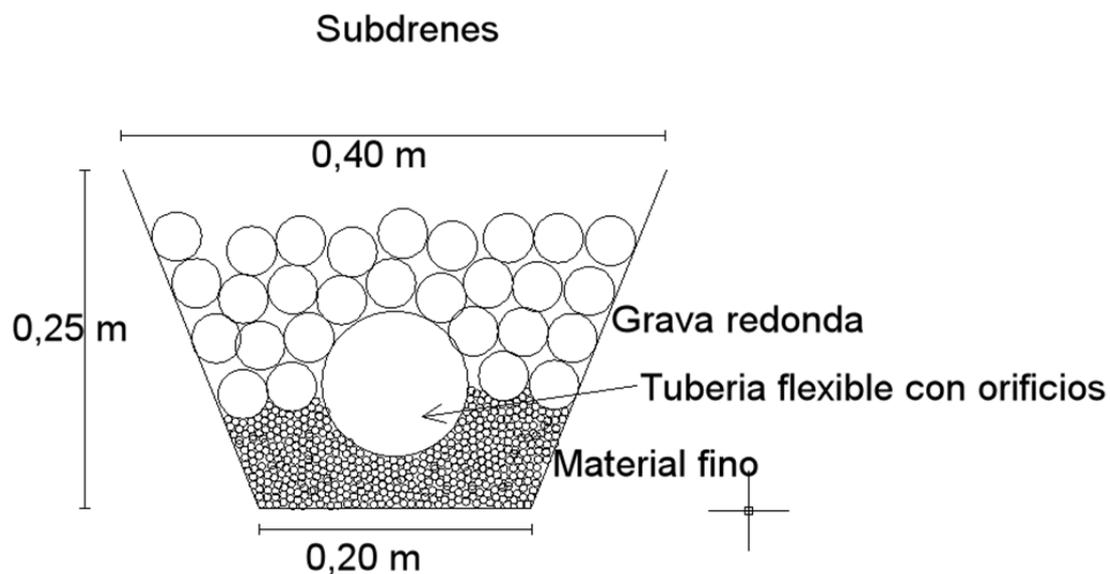


Ilustración 57, Sub drenes horizontales

Realizado por: Robinson Galarza

A continuación, encontramos un sistema de drenes y sub drenes, construido en la ciudad de Cuenca para el deslizamiento de Tumbambiro por la dirección de obras públicas del municipio de Cuenca.

El sistema diseñado consta de construir 2 sub drenes principales y de 10 sub drenes secundarios que se ubican perpendiculares a los principales.

El sub dren principal superior (DPS), se lo construye con la finalidad de recoger las aguas subterráneas hipodérmicas y superficiales que drenan de cotas

superiores hacia la masa que se puso en movimiento. Estas aguas serán conducidas hasta el pozo P-1 y conducido hacia el pozo principal de evacuación de toda el agua drenada.

El Sub dren principal inferior (DPI), se lo construye con la finalidad de recolectar toda el agua pluvial caída en la masa que se puso en movimiento, la misma que será drenada a través de los sub drenes (S1...S10) construidos en la masa que se puso en movimiento.

Los sub drenes (S1...S10) construidos en la masa que se puso en movimiento tienen la finalidad de drenar el agua pluvial caída sobre el deslizamiento.

Se construirá una caja de revisión (C1) o un pozo de 600mm. para recolectar todas las aguas drenadas y conducir las al sistema de alcantarillado o a su vez darles otro uso que las autoridades estimen pertinentes. El caudal de agua recolectado será mayor de medio litro por segundo, el mismo que puede ser utilizado para regar jardines o consumo doméstico dependiendo de la calidad de las mismas.

A continuación se encuentra un diseño de drenes en el proyecto de Tumbambiro.

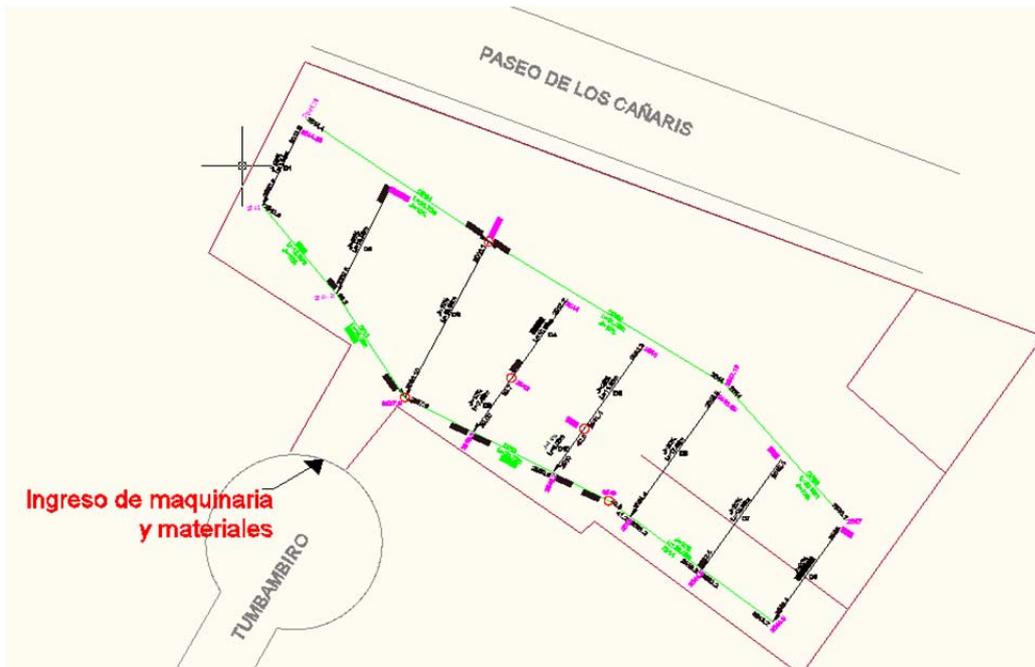


Ilustración 58, diseño de drenes proyecto Tumbambiro (anexos 7.9)

Realizado por: Robinson Galarza

Se recomienda que la construcción de los sub drenes esté de acuerdo a las facilidades que el constructor considere convenientes para la ejecución de los mismos.

Sin embargo se sugiere el siguiente proceso de construcción:

Construcción de la caja de revisión C1 o pozo de 600mm y conducción del agua hacia el sistema de alcantarillado.

Construcción del sub dren D3

Construcción del pozo P1

Construcción del sub dren DPS1

Construcción del sub dren: DPS2, DPS3

Construcción del sub dren: DPI1, DPI2, DPI3, DPI4

Construcción de los sub drenes: D1, D2, D4, D5, D6, D7, D8

La construcción de los pozos: P2, P3 y P4 se la realizará concomitantemente a la construcción de los sub drenes pertinentes

Estos pueden ser construidos al mismo tiempo dependiendo de la cantidad de la maquinaria.

Como primera actividad se realizará el desbroce y limpieza del sitio, lo cual incluye vegetación, árboles, desperdicios y otros materiales que se encuentren en el área de trabajo; los cuales deben ejecutarse manualmente y con las herramientas necesarias.

Consecutivamente se debe realizar el replanteo del proyecto según las especificaciones y medidas existentes en los planos.

Una vez realizada la actividad anterior se procede con la excavación a máquina conjuntamente con el desalojo del material hacia las escombreras autorizadas por la EMAC.

La siguiente actividad a realizar es la compactación de las zanjas, previa la colocación del colchón de arena siguiendo las medidas mostradas en el plano.

Sobre la capa de arena, se procede al tendido de la geo membrana, con las medidas de acuerdo al tipo de dren en el que estemos trabajando.

Sobre la geo membrana se ubica el tubo de PVC con ranuras, y sobre este la capa de material filtrante, de igual manera siguiendo las medidas especificadas.

Una forma de proteger el material filtrante y el tubo de los materiales finos, se cubre con un geo textil a lo largo de todo el dren y en la base se coloca un material impermeable, como una geo membrana, que nos ayudara a evitar obstrucciones del dren.

Una vez armado el dren, se cubre con material de sitio que debe ser compactado para mantener el nivel del terreno.

El diseño de drenajes presentado como ejemplo, es un diseño muy óptimo, que podría trabajar de excelente manera en el deslizamiento de Nulti, ya que fue realizado para un deslizamiento de parecidas características y ha bajado la velocidad de movimiento de la masa.

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se pudo constatar que los cálculos del factor de seguridad del talud del deslizamiento de terrenos en Nulti, tiene un valor muy bajo. Ambos métodos, tanto el de Fellenius como el de Bishop, presentan valores similares muy bajos, ya que son de 0,325 y 0,346 respectivamente, cuando un talud es considerado estable al tener un factor de seguridad mayor a 1.

Para poder dar una solución real al deslizamiento de terrenos de Nulti, se debe realizar modelos tanto hidrológicos como hidrogeológicos para estudiar el comportamiento de las aguas de escorrentía, hipodérmicas y subterráneas sobre el deslizamiento.

Se pudo constatar por medio de perforaciones y propiedades geotécnicas del suelo, que los materiales litológicos que conforman el deslizamiento están conformadas por lutitas y areniscas. Las lutitas se encuentran totalmente meteorizadas, lo que incrementa la susceptibilidad a generación de deslizamientos con pendientes menores a 10° .

Se recomienda realizar un modelo, lo más aproximado a la realidad de hidrología e hidrogeología, para el diseño óptimo de cunetas de coronación y zanjas drenantes, para que se apliquen varias metodologías con variaciones de niveles freáticos, a varias profundidades, para de esta forma conocer el grado de estabilidad que tiene el talud con relación al nivel freático.

Al analizar detenidamente las propiedades geotécnicas del suelo, por medio de los ensayos triaxiales, se puede decir que estas arcillas y limos, aparte de estar en condiciones saturadas limite, tienen una resistencia al corte muy mala para aguantar el peso de construcciones civiles de cualquier tipo.

6 BIBLIOGRAFIA

- Municipalidad de Cuenca, **Informe sobre geología regional en terrenos inestables PRECUPA**, Capítulo B, Página 10, 2010.
- Rivera M. Ing. M. Sc, **Ingeniería Geológica y Geotecnia**, 2012
- Christian Chapeau, Jean-Louis Durville, **Le eau et les risques**, 2005
- Alfonsi P, **Relation entre les paramètres hydrologiques et la vitesse dans les glissements de terrains**, 1997
- Mayoraz F, Cornu T, Vulliet L, **Using neural networks to predict slope movements**. Proc. International Symposium on Landslides, Trondheim, Balkema, Página 295-300, 1996
- Escuela Politécnica del Ejercito Hugo Bonifaz, **Manual de resistencia de materiales**, Edición Primera, 2011
- Hutchinson J. N. **“Mass Movement”**, Encyclopedia of Geomorphology. Reinhold New York, Páginas 688-695, 1968
- IAEG Commission on Landslides **“Suggested nomenclature for landslides”**. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, Páginas 13-16. 1990
- Collins, B., Znidarcic, D. **“Triggering Mechanisms of Rainfall Induced Debris Flows”**. II Simposio Panamericano de Deslizamientos, Río de Janeiro .pp. 277-286, 1997.
- Jaime Suarez Diaz, **Cálculo del factor de seguridad de un talud**, Bucaramanga Colombia, 2007
- De Matteis, Alvaro, **Geología y Geotecnia**, Estabilidad de Taludes. 2003.

- Terzagui, K, Peck, R. **Mecánica de Suelos en la ingeniería práctica**, Edición segunda, 1973
- Jiménez Salas, J.A., Serrano González, A, **Geotecnia y cimientos**, Tomo II, Capítulo Mecánica del suelo y de las rocas., 1981.
- Dirección de obras públicas del municipio de Cuenca **Diseño de drenes proyecto Tumbambiro, 2012.**

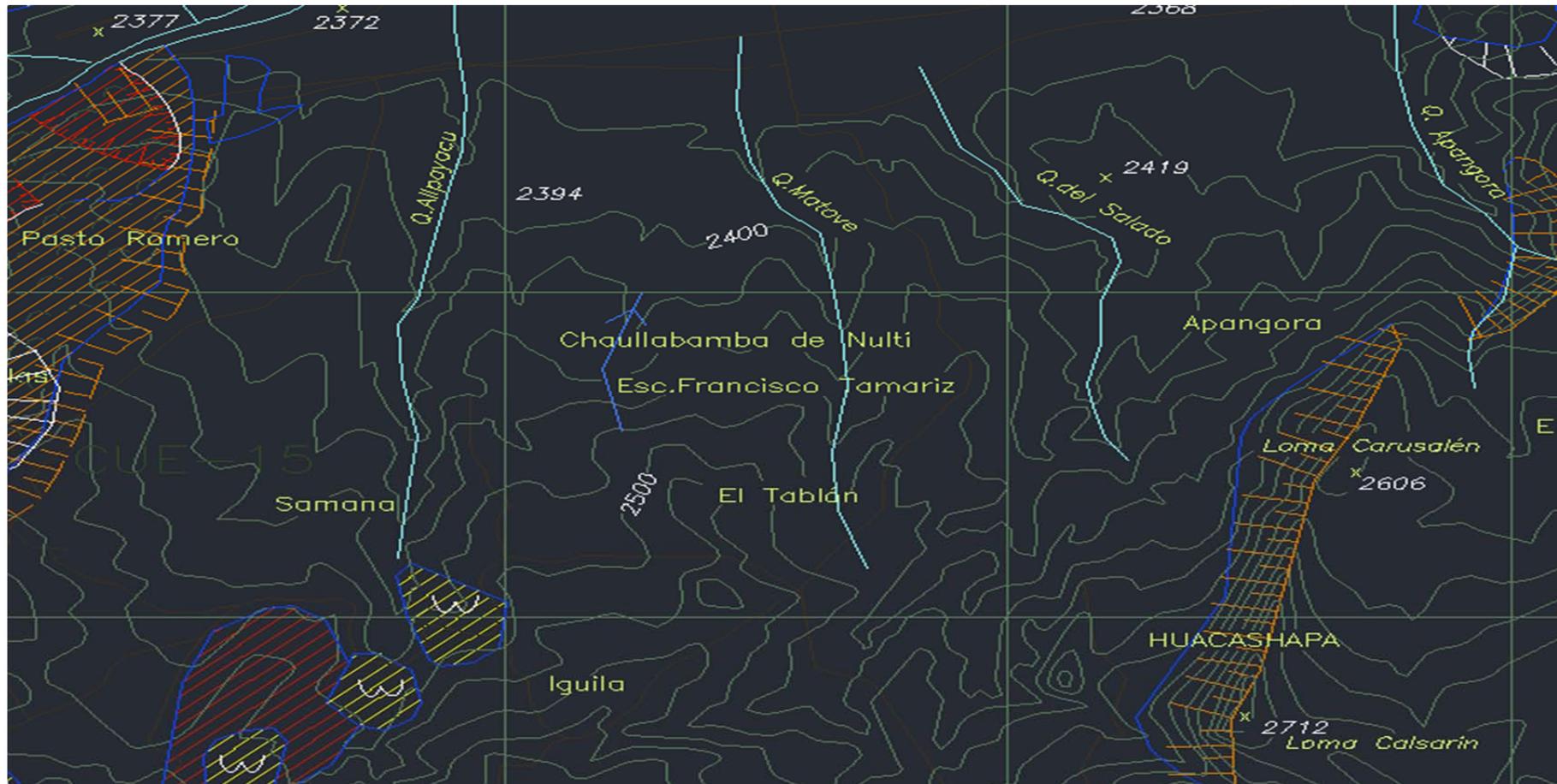
7 ANEXOS

7.1 Registro histórico de pluviosidad en Cuenca

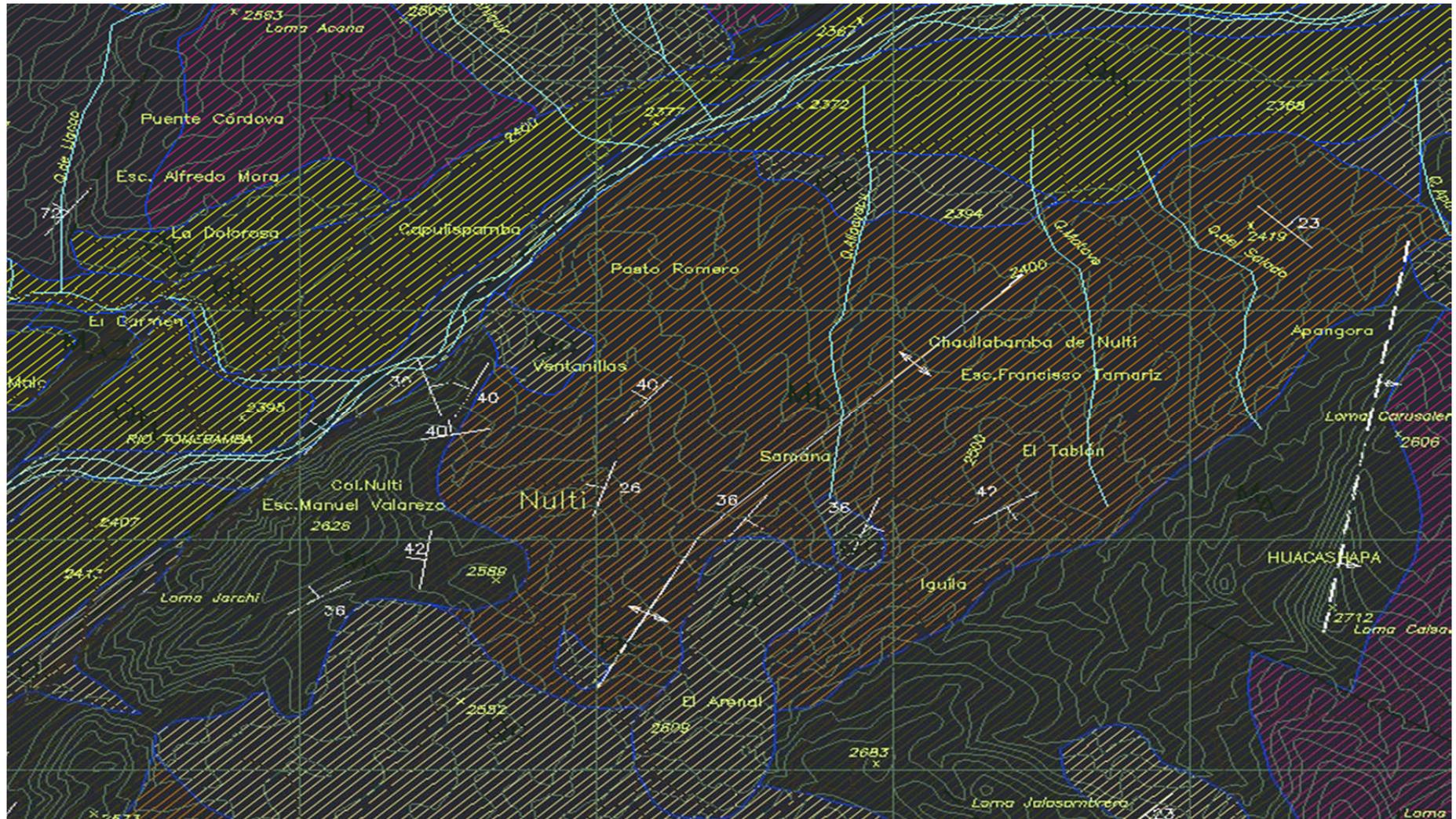
Registro histórico de pluviosidad en mm Aeropuerto Mariscal Lamar CUENCA													
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPT.	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	TOTAL
1977	36,0	80,3	74,2	53,0	84,3	50,3	53,0	30,4	50,9	137,8	68,0	26,1	744,3
1978	22,7	85,9	153,6	177,4	89,0	49,4	29,6	17,2	98,9	39,2	62,8	66,6	892,3
1979	24,9	49,0	168,7	126,6	86,7	19,5	19,4	47,6	36,9	30,8	58,1	15,2	683,4
1980	51,3	132,5	47,5	125,6	41,1	28,8	34,9	37,0	66,0	166,0	137,4	128,6	996,7
1981	45,0	55,6	119,2	111,2	32,0	45,5	50,8	19,9	37,0	105,4	31,3	143,4	796,3
1982	71,9	18,2	88,9	230,2	176,0	10,2	34,8	13,0	45,3	244,1	127,9	77,9	1138,4
1983	107,7	41,0	87,8	129,3	119,3	18,1	17,6	29,5	10,9	92,9	20,6	149,2	823,9
1984	17,8	176,1	138,9	159,6	68,9	46,1	28,2	32,6	48,1	83,6	41,2	48,5	889,6
1985	44,6	10,4	20,4	31,3	61,3	30,7	29,4	27,0	37,4	104,8	139,4	91,0	627,7
1986	80,2	60,1	104,7	77,8	91,0	7,4	17,2	32,1	36,5	70,2	91,5	61,6	730,3
1987	25,7	61,7	80,7	87,9	112,7	15,9	17,5	28,1	55,8	67,2	80,1	32,9	666,2
1988	86,2	95,3	59,0	153,9	109,2	65,4	25,0	28,9	65,4	125,6	80,9	110,2	1005,0
1989	135,4	90,6	165,9	74,1	48,0	77,1	48,0	7,1	43,2	167,4	40,1	52,3	949,2
1990	90,5	56,7	36,6	177,7	24,7	52,4	28,4	19,8	20,4	183,4	103,5	66,2	860,3
1991	50,5	133,0	97,3	52,0	63,9	40,4	35,9	12,0	56,6	54,1	109,2	70,1	775,0
1992	3,6	132,3	145,4	98,7	72,3	33,1	12,1	11,6	112,5	76,9	69,9	68,9	837,3
1993	72,9	125,4	255,7	119,2	61,3	20,5	34,7	22,6	66,9	83,9	100,4	136,1	1099,6
1994	100,9	107,7	159,9	133,4	94,7	31,1	31,4	31,3	53,4	75,5	162,2	51,3	1032,8

1995	8,7	62,1	79,5	66,3	78,3	48,2	37,8	6,7	6,3	85,5	113,6	130,0	723,0
1996	59,7	142,4	122,2	131,4	95,9	103,2	27,6	15,0	33,9	114,9	37,3	38,8	922,3
1997	56,6	47,5	83,5	115,3	60,2	69,9	15,2	6,4	50,6	62,0	126,0	58,9	752,1
1998	52,8	146,7	136,1	89,0	178,1	25,3	37,4	24,7	13,7	142,7	74,9	47,3	968,7
1999	96,3	138,3	173,1	183,7	143,8	62,0	19,8	29,4	106,1	98,0	92,4	140,9	1283,8
2000	29,4	124,7	80,3	127,7	161,6	56,5	21,5	18,8	179,9	15,4	13,2	61,3	890,3
2001	91,2	42,9	129,8	58,8	51,4	38,3	9,4	13,9	67,1	24,3	73,4	62,1	662,6
2002	37,1	15,6	85,4	122,7	78,8	24,8	36,0	17,9	9,1	144,0	124,6	145,6	841,6
2003	28,3	38,5	92,9	133,2	53,3	44,6	27,1	6,5	83,1	53,8	138,9	76,5	776,7
2004	40,1	105,2	37,9	111,1	66,2	19,2	36,8	4,8	83,2	43,5	137,3	78,1	763,4
2005	60,4	115,8	224,1	122,8	56,6	70,2	11,8	7,4	5,2	149,7	33,1	225,2	1082,3
2006	44,7	78,8	101,5	141,7	31,7	57,6	20,8	23,9	29,6	37,7	94,5	97,1	759,6
2007	55,8	28,5	154,6	199,4	59,2	94,7	12,5	34,2	23,4	62,1	101,4	94,0	919,8
2008	44,5	174,4	124,9	169,3	162,6	44,0	18,0	42,3	49,4	107,2	81,6	53,0	1071,2
2009	90,3	33,9	126,3	146,1	62,3	56,5	7,1	6,8	16,0	20,3	58,3	93,1	717,0
2010	13,5	102,4	71,4	144,4	89,5	96,9	88,6	18,4	44,4	27,6	88,6	133,4	919,1
2011	35,9	134,3	114,9	206,4	55,4	65,2	63,0	16,7	61,9	110,0	114,6	110,5	1088,8
Promedio	54,7	87,0	112,7	125,4	83,5	46,3	29,7	21,2	51,6	91,6	86,5	86,9	876,9
Max	135,4	176,1	255,7	230,2	178,1	103,2	88,6	47,6	179,9	244,1	162,2	225,2	1283,8

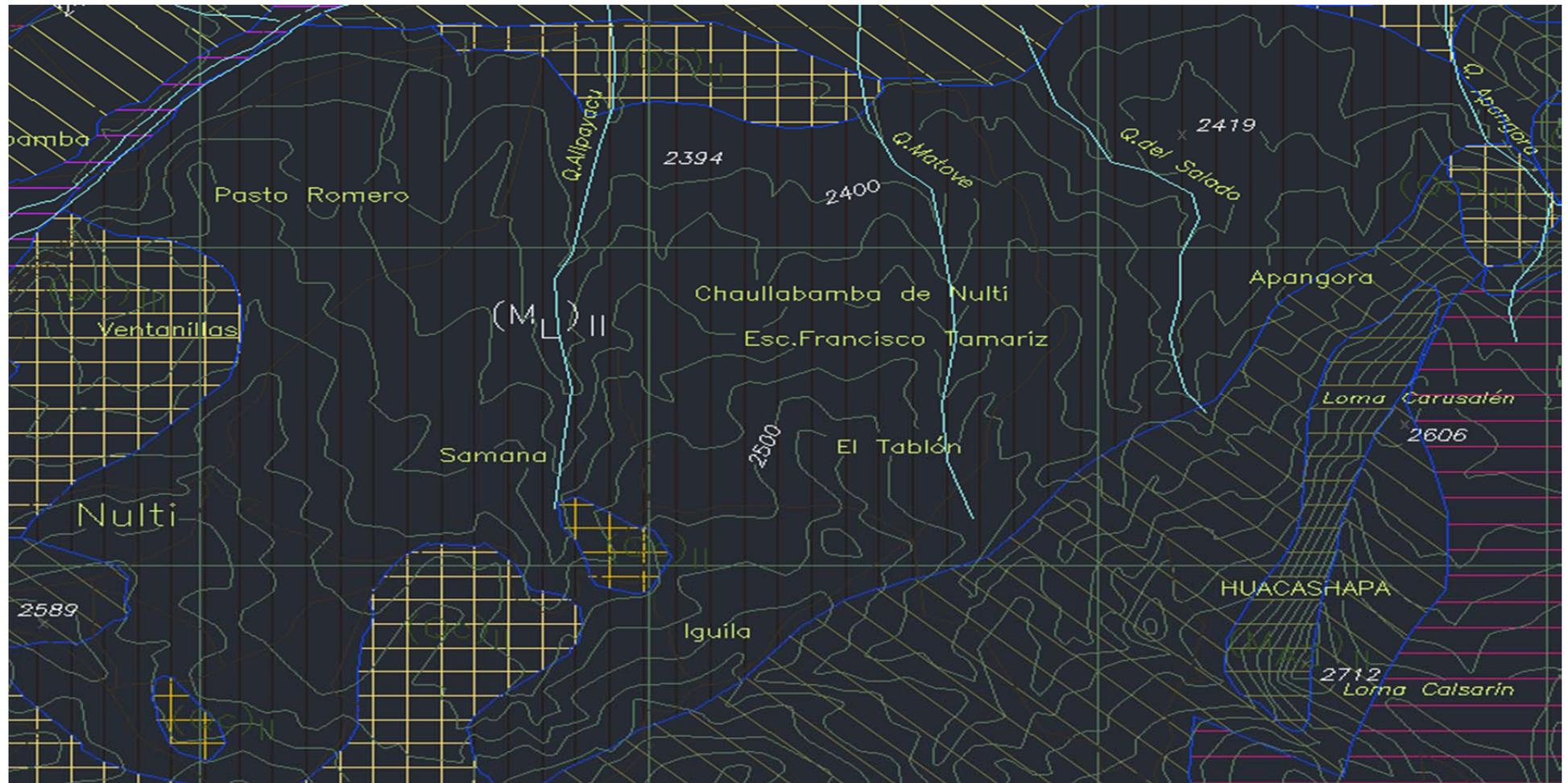
7.2 Levantamiento topográfico Nulti



7.3 Levantamientos geotécnicos de Nulti



7.4 Levantamientos topográficos de formaciones geológicas de Nulti



7.5 Cálculos método de Bishop sin nivel freático

Dovela	x_i m	y_i m	y_{i+1} m	$y_i - y_{i+1}$ m	b_i m	θ °	θ rad	h_{media} m	γ_1 kN/m ³	W_i KN	c KPa	ϕ °	ϕ rad	$\cos\theta$	$\sen\theta$	$\text{tg}\theta$	$W_i \cos\theta$ KN	$W_i \sen\theta$ KN	Δl_i m	$c \Delta l_i$ KPa	F_R KPa	m_α
1	7,50	12,00	11,30	0,70	1,25	29,37	0,51	1,15	22	31,67	0	4	0,06	0,87	0,49	0,56	27,60	15,53	1,43	0,50	2,66	0,9337
2	8,75	11,30	10,70	0,60	1,25	25,52	0,45	1,80	22	49,55	0	4	0,06	0,90	0,43	0,48	44,71	21,35	1,39	0,48	3,81	0,9571
3	10,00	10,70	10,20	0,50	1,25	21,79	0,38	2,23	22	61,42	0	4	0,06	0,93	0,37	0,40	57,03	22,80	1,35	0,47	4,52	0,9756
4	11,25	10,20	9,79	0,41	1,25	18,16	0,32	2,45	22	67,51	0	4	0,06	0,95	0,31	0,33	64,15	21,04	1,32	0,46	4,85	0,9897
5	12,50	9,79	9,46	0,33	1,25	14,60	0,25	2,59	22	71,21	0	4	0,06	0,97	0,25	0,26	68,91	17,95	1,29	0,45	5,04	0,9997
6	13,75	9,46	9,22	0,25	1,25	11,10	0,19	2,64	22	72,64	0	4	0,06	0,98	0,19	0,20	71,28	13,98	1,27	0,45	5,11	1,0057
7	15,00	9,22	9,05	0,17	1,25	7,64	0,13	2,61	22	71,90	0	4	0,06	0,99	0,13	0,13	71,26	9,56	1,26	0,44	5,05	1,0080
8	16,25	9,05	8,96	0,09	1,25	4,21	0,07	2,51	22	69,05	0	4	0,06	1,00	0,07	0,07	68,86	5,06	1,25	0,44	4,87	1,0066
9	17,50	8,96	8,94	0,02	1,25	0,79	0,01	2,33	22	64,13	0	4	0,06	1,00	0,01	0,01	64,13	0,88	1,25	0,44	4,58	1,0016
10	18,75	8,94	9,00	-0,06	1,25	-2,63	-0,05	2,08	22	57,16	0	4	0,06	1,00	-0,05	-0,05	57,10	-2,62	1,25	0,44	4,16	0,9931
11	20,00	9,00	9,13	-0,13	1,25	-6,05	-0,11	1,75	22	48,14	0	4	0,06	0,99	-0,11	-0,11	47,87	-5,07	1,26	0,44	3,62	0,9811
12	21,25	9,13	9,34	-0,21	1,25	-9,50	-0,17	1,35	22	37,02	0	4	0,06	0,99	-0,16	-0,17	36,52	-6,11	1,27	0,44	2,93	0,9654
13	22,50	9,34	9,63	-0,29	1,25	-12,98	-0,23	0,86	22	23,77	0	4	0,06	0,97	-0,22	-0,23	23,16	-5,34	1,28	0,45	2,09	0,9460
14	23,75	9,63	10,00	-0,37	1,25	-16,51	-0,29	0,30	22	8,30	0	4	0,06	0,96	-0,28	-0,30	7,96	-2,36	1,30	0,46	1,06	0,9228

7.6 Cálculos método de Bishop con nivel freático

Dovela	x_i m	y_i m	y_{i+1} m	$y_i - y_{i+1}$ m	b_i m	Θ °	Θ rad	h_{media} m	γ_1 kN/m ³	W_i KN	c KPa	ϕ °	ϕ rad	$\cos\Theta$	$\sen\Theta$	$\text{tg}\Theta$	$W_i \cos\Theta$ KN	$W_i \sen\Theta$ KN	u KN	Δl_i m	$c b_i$ KPa	F_R KPa
1	7,50	12,00	11,30	0,70	1,25	29,37	0,51	1,15	22	31,67	0	4	0,06	0,87	0,49	0,56	27,60	15,53	8,14	1,43	0,44	1,90
2	8,75	11,30	10,70	0,60	1,25	25,52	0,45	1,80	22	49,55	0	4	0,06	0,90	0,43	0,48	44,71	21,35	16,89	1,39	0,44	2,32
3	10,00	10,70	10,20	0,50	1,25	21,79	0,38	2,23	22	61,42	0	4	0,06	0,93	0,37	0,40	57,03	22,80	21,92	1,35	0,44	2,65
4	11,25	10,20	9,79	0,41	1,25	18,16	0,32	2,45	22	67,51	0	4	0,06	0,95	0,31	0,33	64,15	21,04	23,30	1,32	0,44	2,90
5	12,50	9,79	9,46	0,33	1,25	14,60	0,25	2,59	22	71,21	0	4	0,06	0,97	0,25	0,26	68,91	17,95	23,81	1,29	0,44	3,07
6	13,75	9,46	9,22	0,25	1,25	11,10	0,19	2,64	22	72,64	0	4	0,06	0,98	0,19	0,20	71,28	13,98	23,50	1,27	0,44	3,18
7	15,00	9,22	9,05	0,17	1,25	7,64	0,13	2,61	22	71,90	0	4	0,06	0,99	0,13	0,13	71,26	9,56	22,39	1,26	0,44	3,23
8	16,25	9,05	8,96	0,09	1,25	4,21	0,07	2,51	22	69,05	0	4	0,06	1,00	0,07	0,07	68,86	5,06	20,53	1,25	0,44	3,21
9	17,50	8,96	8,94	0,02	1,25	0,79	0,01	2,33	22	64,13	0	4	0,06	1,00	0,01	0,01	64,13	0,88	17,90	1,25	0,44	3,13
10	18,75	8,94	9,00	-0,06	1,25	-2,63	-0,05	2,08	22	57,16	0	4	0,06	1,00	-0,05	-0,05	57,10	-2,62	14,54	1,25	0,44	2,99
11	20,00	9,00	9,13	-0,13	1,25	-6,05	-0,11	1,75	22	48,14	0	4	0,06	0,99	-0,11	-0,11	47,87	-5,07	10,42	1,26	0,44	2,78
12	21,25	9,13	9,34	-0,21	1,25	-9,50	-0,17	1,35	22	37,02	0	4	0,06	0,99	-0,16	-0,17	36,52	-6,11	5,55	1,27	0,44	2,49
13	22,50	9,34	9,63	-0,29	1,25	-12,98	-0,23	0,86	22	23,77	0	4	0,06	0,97	-0,22	-0,23	23,16	-5,34	1,46	1,28	0,44	1,99
14	23,75	9,63	10,00	-0,37	1,25	-16,51	-0,29	0,30	22	8,30	0	4	0,06	0,96	-0,28	-0,30	7,96	-2,36	0,00	1,30	0,44	1,08

7.7 Cálculos método de Fellenius sin nivel freático

Dovela	x_i m	y_i m	y_{i+1} m	$y_i - y_{i+1}$ m	b_i m	θ °	θ rad	h_{media} m	γ_1 kN/m ³	W_i KN	c KPa	ϕ °	ϕ rad	$\cos\theta$	$\sen\theta$	$tg\theta$	$W_i \cos\theta$ KN	$W_i \sen\theta$ KN	Δl_i m	$c \Delta l_i$ KPa	F_R KPa
1	7,50	12,00	11,30	0,70	1,25	29,37	0,51	1,15	22	31,67	0	4	0,06	0,87	0,49	0,56	27,60	15,53	1,43	0,50	2,29
2	8,75	11,30	10,70	0,60	1,25	25,52	0,45	1,80	22	49,55	0	4	0,06	0,90	0,43	0,48	44,71	21,35	1,39	0,48	3,38
3	10,00	10,70	10,20	0,50	1,25	21,79	0,38	2,23	22	61,42	0	4	0,06	0,93	0,37	0,40	57,03	22,80	1,35	0,47	4,16
4	11,25	10,20	9,79	0,41	1,25	18,16	0,32	2,45	22	67,51	0	4	0,06	0,95	0,31	0,33	64,15	21,04	1,32	0,46	4,61
5	12,50	9,79	9,46	0,33	1,25	14,60	0,25	2,59	22	71,21	0	4	0,06	0,97	0,25	0,26	68,91	17,95	1,29	0,45	4,91
6	13,75	9,46	9,22	0,25	1,25	11,10	0,19	2,64	22	72,64	0	4	0,06	0,98	0,19	0,20	71,28	13,98	1,27	0,45	5,06
7	15,00	9,22	9,05	0,17	1,25	7,64	0,13	2,61	22	71,90	0	4	0,06	0,99	0,13	0,13	71,26	9,56	1,26	0,44	5,05
8	16,25	9,05	8,96	0,09	1,25	4,21	0,07	2,51	22	69,05	0	4	0,06	1,00	0,07	0,07	68,86	5,06	1,25	0,44	4,89
9	17,50	8,96	8,94	0,02	1,25	0,79	0,01	2,33	22	64,13	0	4	0,06	1,00	0,01	0,01	64,13	0,88	1,25	0,44	4,58
10	18,75	8,94	9,00	-0,06	1,25	-2,63	-0,05	2,08	22	57,16	0	4	0,06	1,00	-0,05	-0,05	57,10	-2,62	1,25	0,44	4,13
11	20,00	9,00	9,13	-0,13	1,25	-6,05	-0,11	1,75	22	48,14	0	4	0,06	0,99	-0,11	-0,11	47,87	-5,07	1,26	0,44	3,54
12	21,25	9,13	9,34	-0,21	1,25	-9,50	-0,17	1,35	22	37,02	0	4	0,06	0,99	-0,16	-0,17	36,52	-6,11	1,27	0,44	2,80
13	22,50	9,34	9,63	-0,29	1,25	-12,98	-0,23	0,86	22	23,77	0	4	0,06	0,97	-0,22	-0,23	23,16	-5,34	1,28	0,45	1,95
14	23,75	9,63	10,00	-0,37	1,25	-16,51	-0,29	0,30	22	8,30	0	4	0,06	0,96	-0,28	-0,30	7,96	-2,36	1,30	0,46	0,97

7.8 Cálculos método de Fellenius con nivel freático

Dovela	x_i m	y_i m	y_{i+1} m	$y_i - y_{i+1}$ m	b_i m	θ °	θ rad	h_{media} m	γ_1 kN/m ³	W_i KN	c KPa	ϕ °	ϕ rad	$\cos\theta$	$\sen\theta$	$tg\theta$	$W_i \cos\theta$ KN	$W_i \sen\theta$ KN	u KN	Δl_i m	$c \Delta l_i$ KPa
1	7,50	12,00	11,30	0,70	1,25	29,37	0,51	1,15	22	31,67	0	4	0,06	0,87	0,49	0,56	27,60	15,53	8,14	1,43	0,50
2	8,75	11,30	10,70	0,60	1,25	25,52	0,45	1,80	22	49,55	0	4	0,06	0,90	0,43	0,48	44,71	21,35	16,89	1,39	0,48
3	10,00	10,70	10,20	0,50	1,25	21,79	0,38	2,23	22	61,42	0	4	0,06	0,93	0,37	0,40	57,03	22,80	21,92	1,35	0,47
4	11,25	10,20	9,79	0,41	1,25	18,16	0,32	2,45	22	67,51	0	4	0,06	0,95	0,31	0,33	64,15	21,04	23,30	1,32	0,46
5	12,50	9,79	9,46	0,33	1,25	14,60	0,25	2,59	22	71,21	0	4	0,06	0,97	0,25	0,26	68,91	17,95	23,81	1,29	0,45
6	13,75	9,46	9,22	0,25	1,25	11,10	0,19	2,64	22	72,64	0	4	0,06	0,98	0,19	0,20	71,28	13,98	23,50	1,27	0,45
7	15,00	9,22	9,05	0,17	1,25	7,64	0,13	2,61	22	71,90	0	4	0,06	0,99	0,13	0,13	71,26	9,56	22,39	1,26	0,44
8	16,25	9,05	8,96	0,09	1,25	4,21	0,07	2,51	22	69,05	0	4	0,06	1,00	0,07	0,07	68,86	5,06	20,53	1,25	0,44
9	17,50	8,96	8,94	0,02	1,25	0,79	0,01	2,33	22	64,13	0	4	0,06	1,00	0,01	0,01	64,13	0,88	17,90	1,25	0,44
10	18,75	8,94	9,00	-0,06	1,25	-2,63	-0,05	2,08	22	57,16	0	4	0,06	1,00	-0,05	-0,05	57,10	-2,62	14,54	1,25	0,44
11	20,00	9,00	9,13	-0,13	1,25	-6,05	-0,11	1,75	22	48,14	0	4	0,06	0,99	-0,11	-0,11	47,87	-5,07	10,42	1,26	0,44
12	21,25	9,13	9,34	-0,21	1,25	-9,50	-0,17	1,35	22	37,02	0	4	0,06	0,99	-0,16	-0,17	36,52	-6,11	5,55	1,27	0,44
13	22,50	9,34	9,63	-0,29	1,25	-12,98	-0,23	0,86	22	23,77	0	4	0,06	0,97	-0,22	-0,23	23,16	-5,34	1,46	1,28	0,45
14	23,75	9,63	10,00	-0,37	1,25	-16,51	-0,29	0,30	22	8,30	0	4	0,06	0,96	-0,28	-0,30	7,96	-2,36	0,00	1,30	0,46

7.9 Diseño de drenajes del deslizamiento de Tumbambiro

