



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



ETS INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS

## TRABAJO DE FIN DE GRADO

---

Estudio geológico-geotécnico para el diseño del vertedero en la Quebrada de Solahuayco de la ciudad de Quito (Ecuador)

---

*presentado por*

Francisco Devesa Peiró

---

Para la obtención del

**Grado en Ingeniería Civil**

*Curso: 2017/2018*

*Fecha: 22/05/2018*

*Tutor: Francisco Javier Torrijo Echari*

*Cotutor: Julio Garzón Roca*





# Índice

<b>1. Memoria</b> .....	<b>5</b>
1. Antecedentes .....	9
2. Objetivos.....	10
3. Ubicación del proyecto .....	10
4. Alcance de los trabajos.....	11
5. Aspectos geológicos . .....	12
5.1. Geología regional .....	12
5.2. Geología local.....	13
5.2.1. Introducción .....	13
5.2.2. Estratigrafía .....	13
5.3. Geología estructural.....	15
5.4. Hidrogeología .....	16
5.5. Geomorfología .....	16
5.6. Tectónica .....	17
6. Cálculo de la escorrentía superficial del barranco . .....	18
7. Sondeos Eléctricos Verticales (SEV) .....	20
7.1. Resultados de los Sondeos Eléctrico Verticales (SEV).....	20
7.2. Conclusiones.....	22
8. Datos del terreno obtenidos mediante correlaciones .....	23
9. Estudio de soluciones e la disposición constructiva.....	25
9.1. Muros de contención .....	25
9.2. Bermas.....	27
9.3. Gaviones.....	28
9.4. Gran muro de contención .....	29
9.6. Resumen del estudio de soluciones de la disposición constructiva.....	30
10. Estudio e soluciones del sistema de drenaje.....	31
10.1. Drenaje mediante canalizaciones y tuberías.....	31
10.2. Drenaje multicapa .....	32
10.3. Capa granular .....	33

10.4. Resumen del estudio de soluciones del sistema de drenaje .....	35
11. Propuesta de ejecución del vertedero .....	35
12. Estudio del cuerpo de relleno.....	37
10.1. Programas requeridos .....	37
10.2. Bermas.....	37
12.3. Análisis de la estabilidad del vertedero .....	39
12.4. Geometría de los taludes .....	44
12.5. Geometría e las Bermas .....	45
13. Valoración económica .....	45
14. Conclusiones y recomendaciones .....	46
15. Bibliografía.....	47

**Anejo 1: Planos**

- 01/16. Ubicación de la campaña geotécnica
- 02/16. Planos de ubicación de los perfiles
- 03/16. Perfil A
- 04/16 Perfil B
- 05/16 Perfil C
- 06/16 Perfil A-A'
- 07/16 Perfil de los taludes de la solera del relleno PK0+00 a 0+10
- 08/16 Perfil de los taludes de la solera del relleno PK0+10 a 0+20
- 09/16 Perfil de los taludes de la solera del relleno PK0+20 a 0+30
- 10/16 Perfil de los taludes de la solera del relleno PK0+30 a 0+40
- 11/16 Perfil de los taludes de la solera del relleno PK0+40 a 0+50
- 12/16 Perfil de los taludes de la solera del relleno PK0+50 a 0+60
- 13/16 Perfil de los taludes de la solera del relleno PK0+60 a 0+66
- 14/16 Perfil del relleno de la solución definitiva
- 15/16 Perfil A-A' de la solución definitiva
- 16/16. Perfil B de la solución definitiva del sistema de drenaje

**Anejo 2: Registro de calicatas**

- 1/5 Registro de Calicatas c-1 y c-2
- 2/5 Registro de Calicatas c-3 y c-4
- 3/5 Registro de Calicatas c-5 y c-6
- 4/5 Registro de Calicatas c-7 y c-8

5/5 Registro de Calicatas c-9

**Anejo 3: Registro de los SEV**

1/4 Ubicación de los SEV

2/4 SEV 1-2-3

3/4 SEV 3-4

4/4 SEV 3-5

**Anejo 4: Registro de sondeos**

1/3 Documentos de laboratorio

2/3 S1 y S2

3/3 S3

**Anejo 5: Registro de los SPT**

1/2 SPT 1 y 2

2/2 SPT3

**Anejo 6: Geología**

1/2 Mapa geológico

2/2 Perfil geológico

**Anejo 7: Cálculos**

1-3 Documento recopilatorio de los resultados de los modelados

2-3 Modelación SLIDE

3-3 Modelación RS2

**Anejo 8: Planos informativos**

01/12 Ubicación

02/12 Estudio de solución Bermas

03/12 Estudio de solución Gaviones

04/12 Estudio de solución Gran muro de contención

05/12 Estudio de solución Muros de contención

06/12 Estimación volumétrica de la solución Bermas

07/12 Estimación volumétrica de la solución Gaviones

08/12 Estimación volumétrica de la solución Gran muro de contención

09/12 Estimación volumétrica de la solución Muros de contención

10/12 Estudio de soluciones del drenaje Capa granular

11/12 Estudio de soluciones del drenaje multicapa

12/12 Estudio de soluciones del drenaje canalizaciones mediante tuberías



# 1. Memoria

<b>1. Memoria.....</b>	<b>5</b>
1. Antecedentes .....	9
2. Objetivos.....	10
3. Ubicación del proyecto .....	10
4. Alcance de los trabajos.....	11
5. Aspectos geológicos .....	12
5.1. Geología regional.....	12
5.2. Geología local.....	13
5.2.1. Introducción.....	13
5.2.2. Estratigrafía.....	13
5.3. Geología estructural.....	15
5.4. Hidrogeología.....	16
5.5. Geomorfología.....	16
5.6. Tectónica.....	17
6. Cálculo de la escorrentía superficial del barranco .....	18
7. Sondeos Eléctricos Verticales (SEV) .....	20
7.1. Resultados de los Sondeos Eléctrico Verticales (SEV).....	20
7.2. Conclusiones.....	22
8. Datos del terreno obtenidos mediante correlaciones.....	23
9. Estudio de soluciones e la disposición constructiva.....	25
9.1. Muros de contención.....	25
9.2. Bermas.....	27
9.3. Gaviones.....	28
9.4. Gran muro de contención.....	29
9.6. Resumen del estudio de soluciones de la disposición constructiva.....	30
10. Estudio e soluciones del sistema de drenaje.....	31
10.1. Drenaje mediante canalizaciones y tuberías.....	31
10.2. Drenaje multicapa.....	32
10.3. Capa granular.....	33



10.4. Resumen del estudio de soluciones del sistema de drenaje.....	35
11. Propuesta de ejecución del vertedero.....	35
12. Estudio del cuerpo de relleno.....	37
10.1. Programas requeridos.....	37
10.2. Bermas.....	37
12.3. Análisis de la estabilidad del vertedero.....	39
12.4. Geometría de los taludes.....	44
12.5. Geometría e las Bermas.....	45
13. Valoración económica.....	45
14. Conclusiones y recomendaciones.....	46
15. Bibliografía.....	47

**Resumen del Trabajo Final de Grado:** El presente trabajo se basa en un estudio geológico geotécnico de un posible vertedero en la zona de la Quebrada de Solahuayco, en Quito, Ecuador. Esta obra está motivada por la ejecución de un túnel que atraviesa la capital de Norte a Sur para la realización del metro, consistiendo éste en alrededor de 3.1 millones de metros cúbicos. Por razones medioambientales y debido a esta elevada cifra, se requiere de la construcción de varios vertederos a los alrededores de la construcción.

## 1. Antecedentes

El Municipio del Distrito Metropolitano de Quito (MDMQ) está ejecutando la construcción del Metro de Quito, el cual recorrerá la ciudad de Quito (Ecuador) longitudinalmente de Norte a Sur, con una única línea y una posible futura ampliación hacia el suroriente “Guamani” desde “El recreo” y otras dos hacia “Calderón” y “Cotocollao” norotiente y noroccidente respectivamente, desde “El Labrador”. Todo esto supone la construcción de un túnel de más de 20 km de longitud, estimándose en un volumen de 3.1 millones de metros cúbicos de movimiento de tierras y materiales. Debido a esta elevada cifra de metros cúbicos y al impacto ambiental que supone su reubicación, se destinarán varias zonas estratégicas (vertederos) y se desarrollarán unas técnicas específicas para su colocación.

Los técnicos del Metro de Quito han seleccionado varias posibles zonas que presentan las condiciones morfológicas idóneas. Es una de estas zonas en la cual se centra el presente trabajo final de grado, situado al suroriente de la ciudad de Quito, en la Quebrada Solahuayco, siendo las otras dos la “Escombrera San José de Nayón” y la “Escombrera San Pedro”. Todas estas requieren la realización de los estudios de obra civil, estudios hidráulicos, conformación de plataformas e integración de la zona al espacio público.

El presente trabajo final de grado se encarga de los estudios de geología y geotecnia necesarios para el vertedero de la Quebrada de Solahuayco.

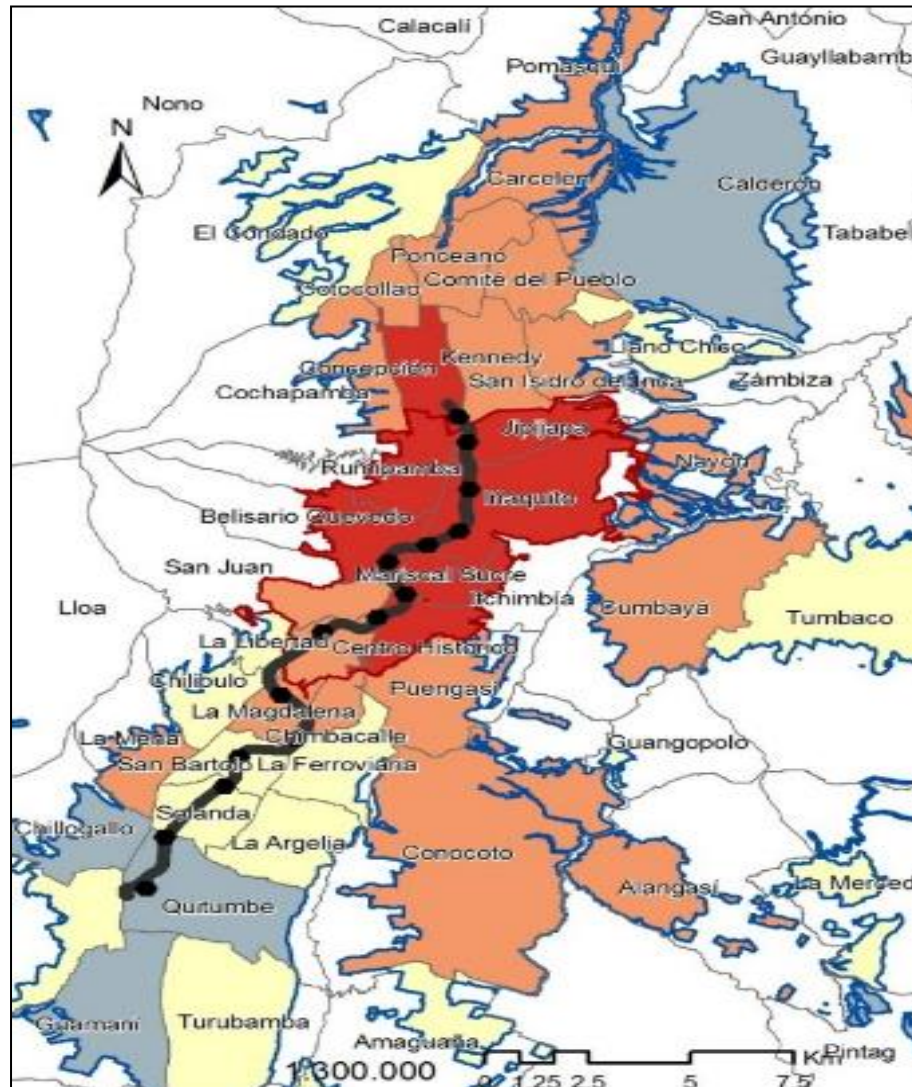


Figura 1: Futura línea 1 del metro de Quito.

Fuente: Instituto de la Ciudad de Quito.

## 2. Objetivos

El presente documento contiene los aspectos relacionados para la correcta elaboración del Proyecto desde el punto de vista de la geotecnia. Los objetivos del mismo son:

- Determinar las condiciones geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas del terreno donde se ubicará el vertedero.
- Realizar unas recomendaciones para la metodología constructiva del mismo, basándose en diversas perforaciones, sondeos y ensayos de laboratorio.

## 3. Ubicación del proyecto

El área donde se realizará el vertedero se encuentra en el Sector Sur Oriente del Distrito Metropolitano de la ciudad de Quito (Ecuador, Provincia de Pichincha). En la intersección de los Barrios de San Carlos del Sur y San Miguel de Chanchas, en cuyo linde se encuentra el Canal de Pita, perteneciente a la Parroquia de Concoto en la naciente Quebrada Solahuayco. Con las coordenadas  $0^{\circ} 17' 9.41''$  S y  $78^{\circ} 30' 46.27''$  W.

La zona abarca unas 10 Hectáreas y presenta una inclinación de entre 15 a 30 grados, ver siguientes figuras.

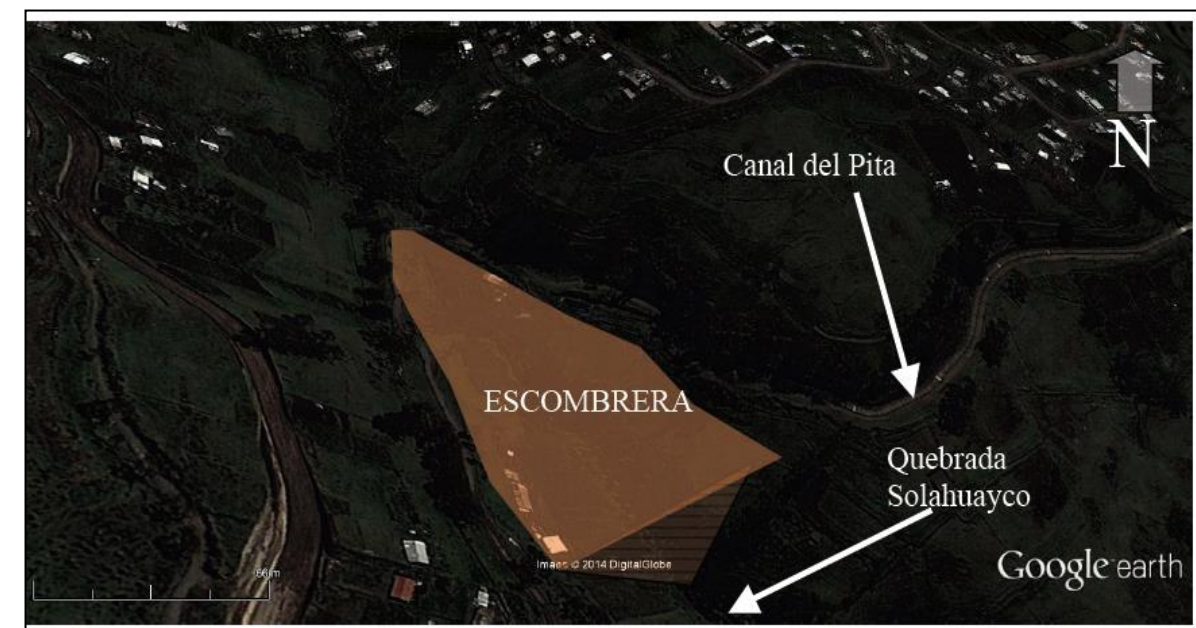


Figura 3.1: Ubicación del vertedero en referencia a la ciudad de Quito (Imagen extraída de Google Earth)



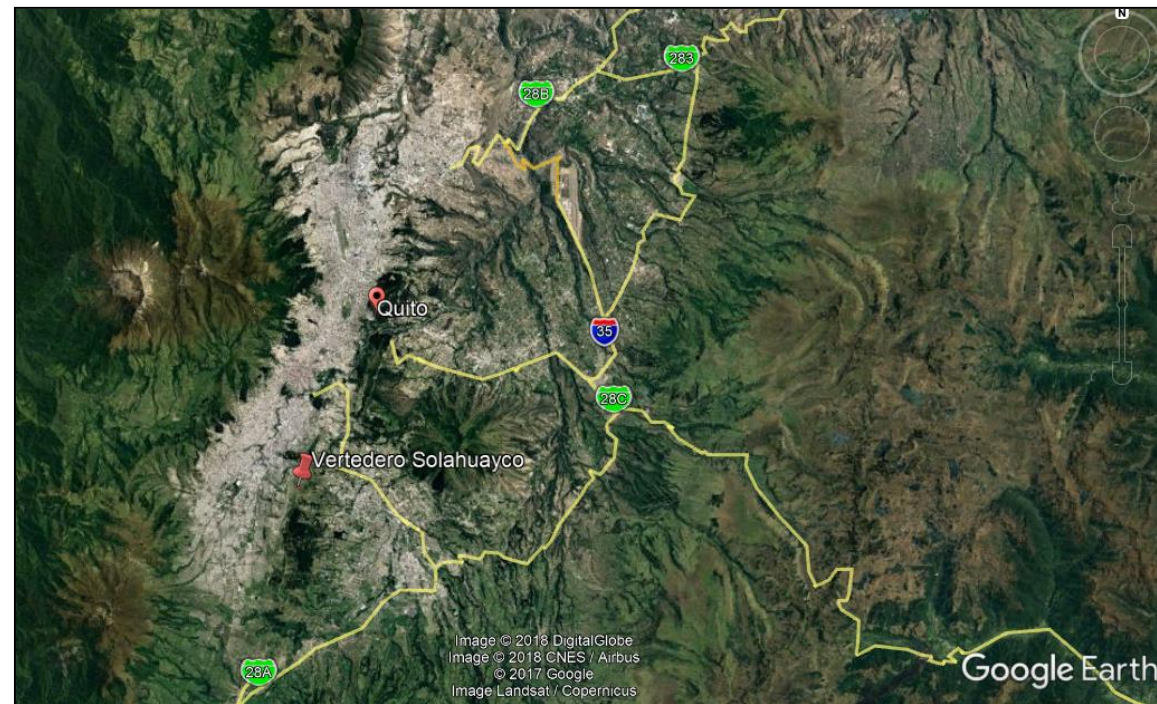


Figura 3.2: Ubicación del vertedero. (Imagen extraída de Google Earth)

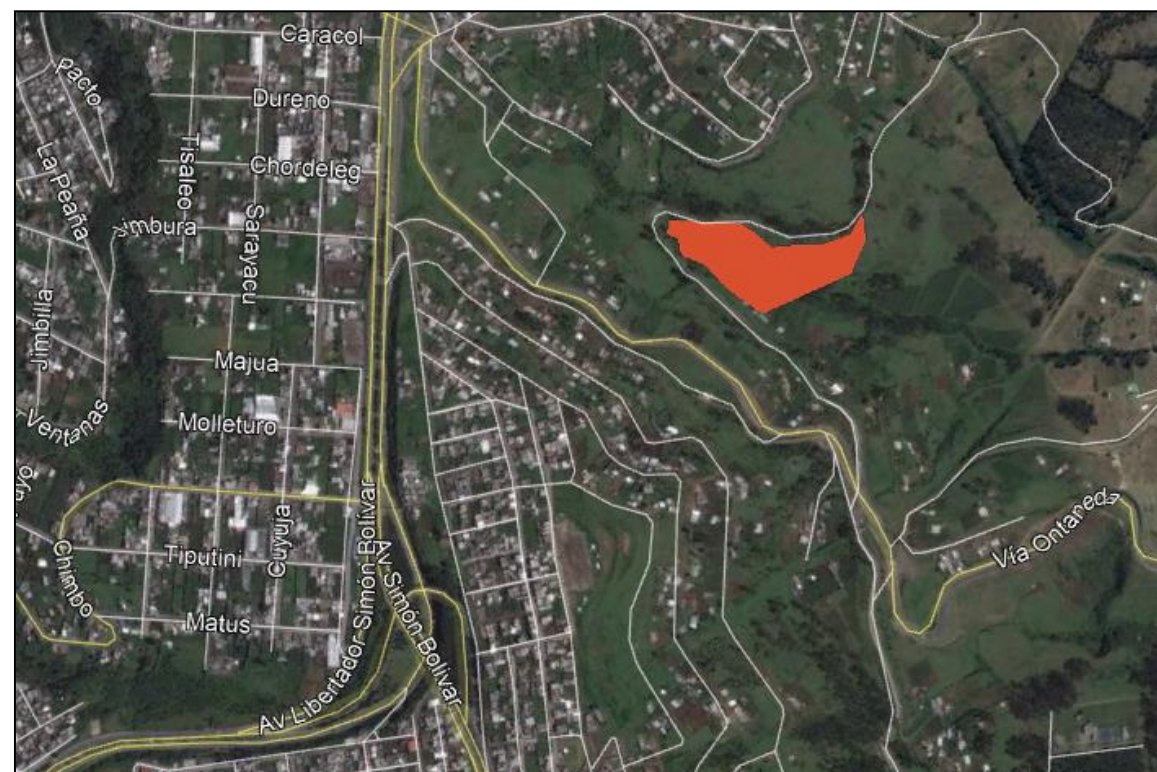


Figura 3.3: Detalle de la ubicación del vertedero (Imagen extraída de Google Earth)

#### 4. Alcance de los trabajos

El alcance de este estudio geotécnico es el de determinar las características geológicas y geotécnicas de la zona donde se emplazará el futuro vertedero, así como la zona de amortiguamiento. Se harán recomendaciones para la colocación del relleno, la metodología a emplear y las obras complementarias necesarias para garantizar el correcto drenaje y seguridad.

En el reconocimiento inicial de la zona, para caracterizar previamente las condiciones geológica-geotécnicas y definir el tipo y ubicación de investigaciones necesarias, se ha hecho uso de la cartografía del distrito metropolitano de Quito y la hoja de Quito Edificación I-1978 Hoja 65 SE CT-ÑIII- A4, a escala 1:50000 realizada por la Dirección de Geología y Minas.

Los principales trabajos presentes en el estudio son:

- Levantamiento geológico de detalle
- Investigaciones de campo
- Trabajos de laboratorio
- Descripción del subsuelo
- Parámetros geotécnicos del subsuelo
- Análisis de la capacidad de carga
- Análisis de asentos
- Diseño de taludes de corte
- Diseño de taludes de relleno
- Diseño de estructuras de drenaje
- Conclusiones y recomendaciones constructivas



## 5. Aspectos geológicos

### 5.1. Geología regional

El área destinada para el vertedero de Solahuayco se encuentra emplazada en el Valle Interandino, una depresión morfotectónica limitada por dos cadenas montañosas al Este y al Oeste, la cordillera Real y la cordillera Occidental respectivamente. Su dirección es de N-S a NNE-SSW, abarcando aproximadamente unos 25 km de ancho y 300 km de largo, comprendido entre 2°10'S en la zona de Alausí y 0° 30'N en Chota. Este valle se remonta al Mioceno tardío-Plioceno, empezando presumiblemente desde el Norte (Winkler et al., 2002).

El Valle Interandino se divide en tres valles: el Valle Interandino Norte, el Valle Interandino Central (Quito-Guayllabamba) y el Valle Interandino Sur (Villagómez, 2003). De estos tres, el vertedero se halla en el segundo, el Valle Interandino Central, el cual está delimitado por los volcanes Mojanda y Cusín al Norte, por Rumiñahui, Pasochoa e Illiniza al Sur, por los volcanes Caitagua, Atacazo y el complejo Volcánico Pichincha en la Cordillera Occidental al Oeste, y finalmente al Este por el macizo Cotourcu en la Cordillera Real y los volcanes Pambanamarca y Puntas.

Como basamento presenta gabros indiferenciados compuestos por gabros porfiríticos y microgabros y rocas sedimentarias indiferenciadas consistentes en limolitas, lutitas y arenitas. La Formación Pisque está presente con el miembro de lavas basales compuesto de lavas y escoria basáltica hacia la base y brechas en el techo. Dicho miembro constituye el basamento estrictamente volcánico del Valle Interandino Central (Villagómez, 2003).

El relleno observado es volcanosedimentario, está dividido en dos secuencias diferenciadas por una discordancia mayor (Villagómez, 2003). La secuencia inferior está integrada por las Formaciones Pisque y San Miguel, depositadas en un leve régimen extensional, de E-W aproximadamente, desde el Plioceno tardío al Pleistoceno temprano (Villagómez, 2003). La secuencia superior consiste en depósitos volcánicos, laháres, flujos hiperconcentrados y depósitos fluviales, que se corresponden con las Formaciones: Guayllabamba, Chiche, Mahángara, Mojanda y Cangahua; depositadas desde el Pleistoceno medio al Holoceno en un régimen compresional con una dirección aproximada de E-W (Villagómez, 2003).

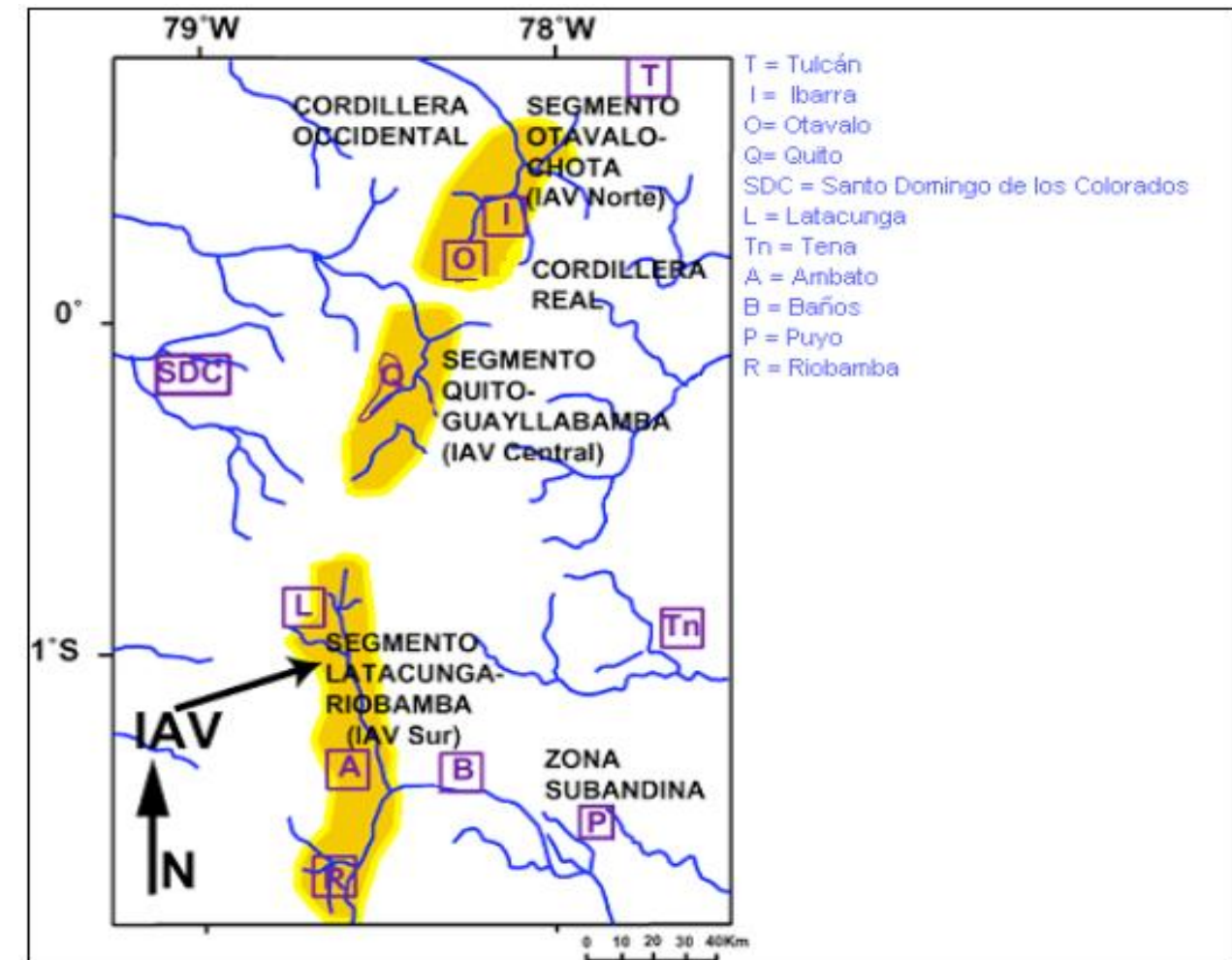


Figura 5.1: Segmentos del Valle Interandino. Fuente: Villagómez (2003).

Las acreciones sucesivas de terrenos oceánicos y continentales desde el Mesozoico fueron estableciendo diferentes estructuras (fallas) que constituyen límites del Valle Interandino Central. La característica prominente en este segmento es el "Sistema de Fallas Activas Inversas de Quito". Ego y Seberier (1996) proponen para estas estructuras una geometría de rampa y despegue, según la cual la rampa final se divide en tres fallas inversas acomodadas en echelón. Entre las principales fallas de este sistema se encuentran las denominadas Falla de Quito y Falla Catequilla.



## 5.2. Geología local.

### 5.2.1. Introducción.

El área donde se ubicará el vertedero se describe a continuación en base a la Dirección de Geología y Minas, 1978, con las coordenadas 9968950N; 777.000 E (PSAT 56).

El plano geológico de la zona a estudiar se adjunta en el **Anejo 6:Geología**.

### 5.2.2. Estratigrafía.

#### Aluviales (Cuaternario)

Depósitos compuestos por bloques y gravas de roca volcánica, con forma redondeada a subredondeada, inmersas en una matriz arenosa. Dicho material se deposita en el lecho de la quebrada de Solahuayco.



Figura 5.2: Depósito aluvial en el cauce de la Quebrada de Solahuayco.

#### Coluviales (Cuaternario)

Los depósitos se presentan superficialmente cubriendo buena parte de la zona baja de las laderas adyacentes al futuro vertedero. Están compuestos mayoritariamente por el material de las partes altas a los mismos, vislumbrándose en muy baja concentración pequeños bloques y gravas, predominando un limo arenoso de baja plasticidad y color marrón café, que constituye en alto porcentaje la capa vegetal (ver **Figura 5.3. Depósito coluvial al pie de la ladera, margen derecha de la Quebrada**). Este depósito presenta una potencia que varía entre 1 y 5 metros, situándose en el estrato inmediatamente inferior la Formación Cangahua.



Figura 5.3: Depósito coluvial al pie de la ladera, margen derecha de la Quebrada de Solahuayco. Formación Cangahua (Pleistoceno superior-Holoceno)



El área del futuro vertedero estará emplazada en su totalidad sobre suelos limo-arenosos compactos, de coloración café a café amarillento. Petrologicamente, se tratan de tobas volcánicas alteradas, constituidas por cenizas endurecidas formadas a partir de material piroclástico retrabajado y meteorizados debido a las condiciones climáticas frías y secas (Clapperton y Vera, 1968). Su colorido varía desde amarillentos a café claro. Esta formación está intercalada por caídas de ceniza, piedra pómez o pumita, paleosuelos, y ocasionalmente canales aluviales y flujos de lodos con un espesor aproximado de 50m.



Figura 5.4: Aforamiento de la Formación de Cangahua en la margen derecha de la Quebrada de Solahuayco.

**Volcano sedimentarios de la Formación Machángara (Pleistoceno)**

La Formación Machángara, pese a no presentarse en el área de estudio, sí que lo hace al noreste de la misma, a 1 km de distancia aproximadamente. Dicha formación está constituida por una secuencia de lavas, conglomerados, tobas y sedimentos mal clasificados, con un espesor que supera los 300 m.

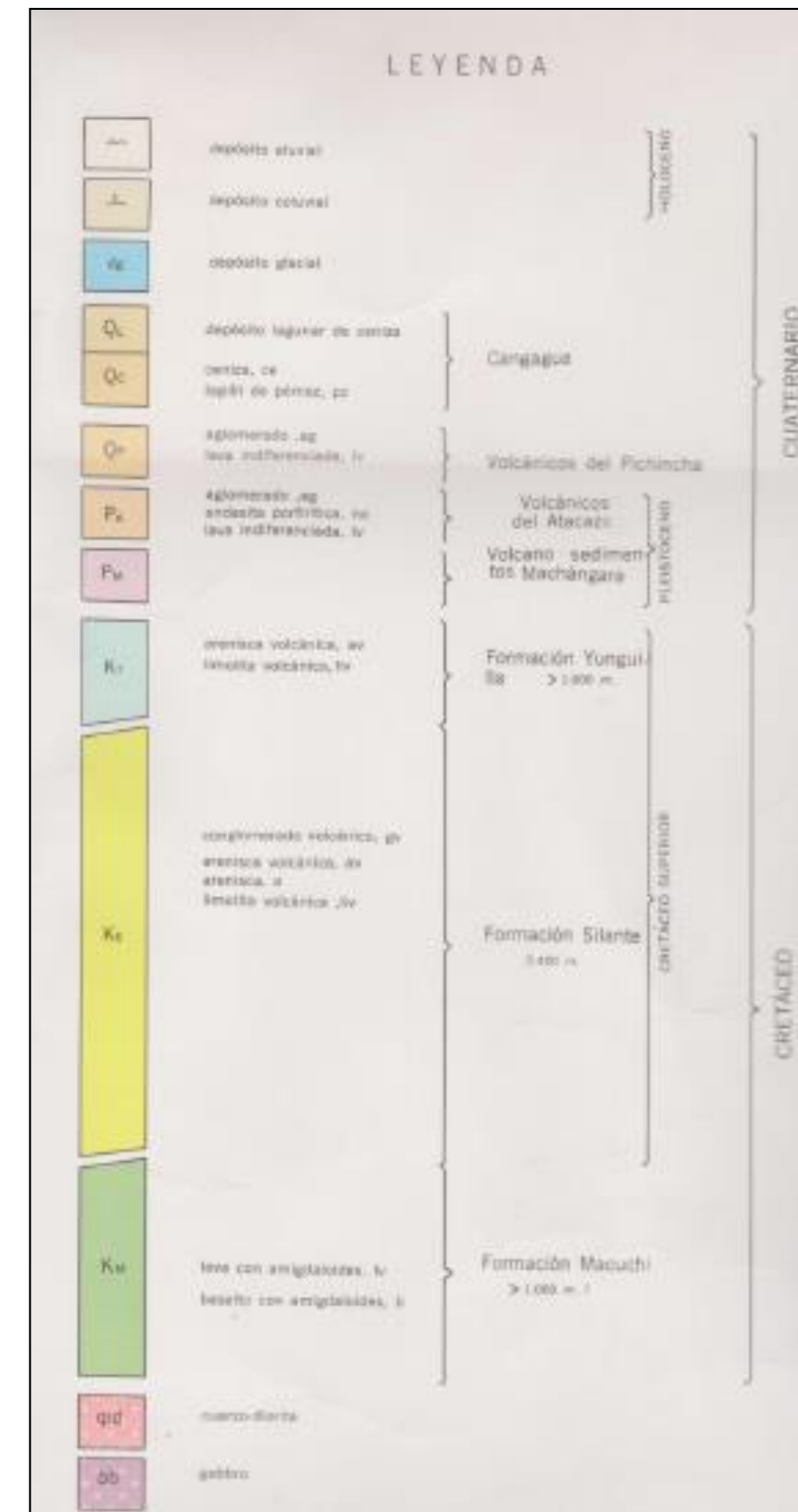


Figura 5.5.a: Leyenda del Mapa geológico de la ciudad de Quito a escala original 1:50000. Edición I Hoja 65 SE CT-ÑIII-A4. Fuente: Dirección de Geología y Minas (1978).



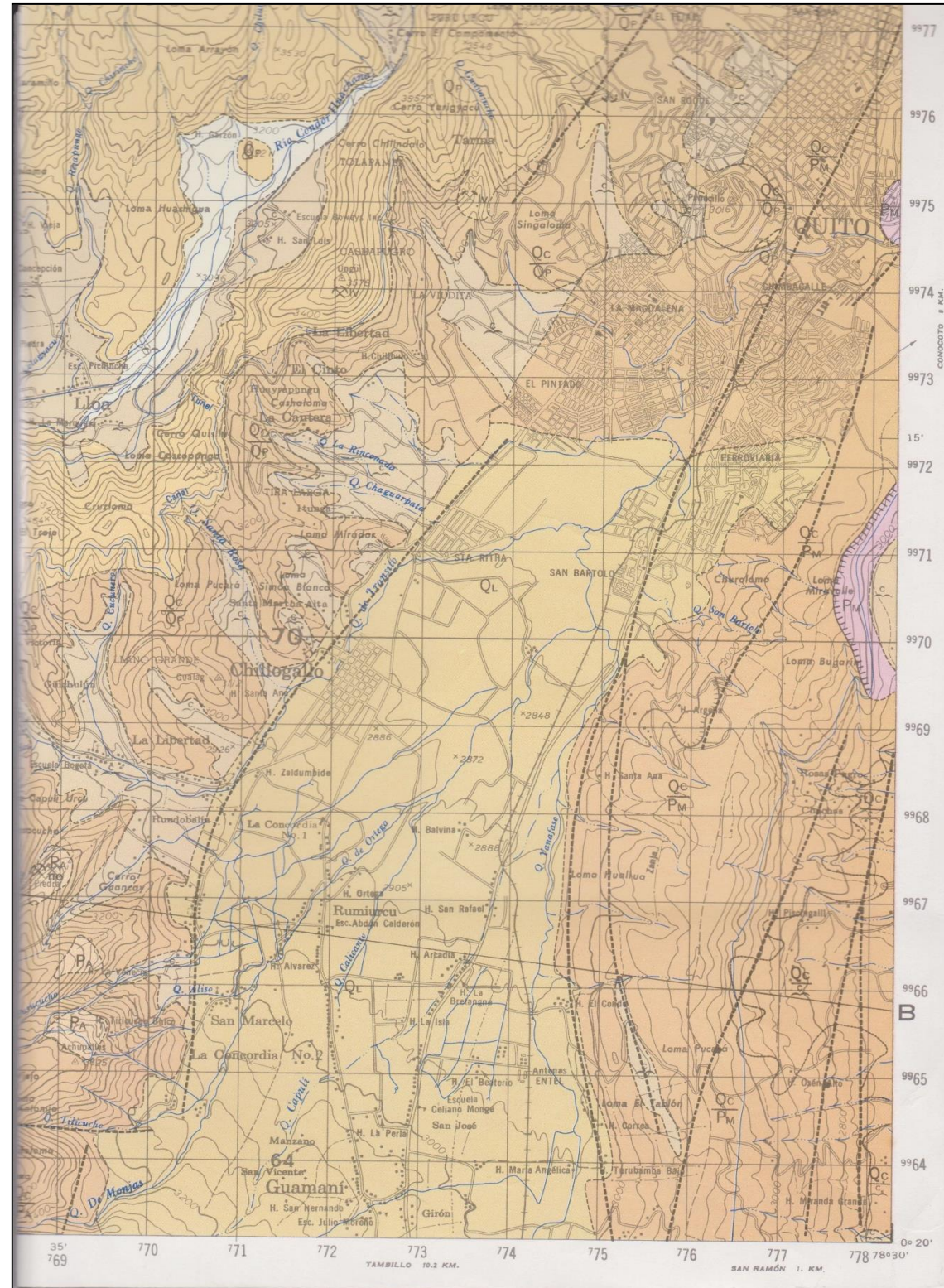


Figura 5.5. b: Mapa geológico de Quito a escala original 1:50000. Edición I. Hoja 65 SE CT-ÑIII-A4. Fuente: Dirección de Geología de Minas (1978).

### 5.3. Geología estructural.

El área que abarcará el futuro vertedero pertenece al Valle Interandino Central, anteriormente citado, presentando sus límites en el norte por el nudo de volcanes Mojanda y Cusín y en el sur por los volcanes Pasochoa, Cotopaxi e Illiniza.

La falla de Quito hace referencia a una zona compresiva, activa y compleja desde el punto de vista tectónico. Su extensión abarca desde Tambillo hasta San Antonio de Pichincha, un total de 50 km. Esta estructura es la causante del levantamiento de hasta 400 m que sufre el fondo del Valle Interandino (Ego, 1995).

Morfológicamente está definida por tres elevaciones no conectadas con orientación N-NNE, denominadas de norte a sur: Calderón-Catequilla, Batán- La Bota e Ilumbisí-Puengasí (Villagómez, 2003). Presenta pliegues de flancos asimétricos y convergencia oriental asociados en profundidad a una estructura inversa con buzamiento hacia Occidente. Ego y Sebrier (1996), proponen una geometría de rampa y despegue, según la cual, la rampa final se divide en tres fallas inversas acomodadas en echelón.

El área de estudio presenta una falla inferida de dirección SW-NE, cruzando casi perpendicularmente la parte baja del valle que conforma a Quebrada de Solahuayco.



Figura 5.6: Mapa de la geología estructural de la ciudad de Quito. Fuente: Periódico La Hora.



#### 5.4. Hidrogeología.

En la zona del proyecto no se han observado afloramientos de agua, de este hecho se deduce que los niveles freáticos están a unas profundidades suficientes, bajo el lecho de la quebrada, siendo desde el punto de vista estructural una ventaja, puesto que será favorable para la cimentación de a proyectar.

#### 5.5. Geomorfología.

La zona donde se emplazará el proyecto está constituida por depósitos volcanosedimentarios que en su conjunto forman un relieve semiplano con moderada pendiente hacia el este. No obstante el área abarcada, al pertenecer al cauce de la Quebrada de Solahuayco, presenta márgenes con elevadas pendientes que en algunas ocasiones superan los 45°.



Figura 5.7: Vista general de las pendientes que conforman las laderas del cauce de la Quebrada de Solahuayco.



## 5.6. Tectónica.

El basamento es afectado por la zona de convergencia entre las placas tectónicas continental y oceánica, dando lugar al levantamiento de la Cordillera de Los Andes. El Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se encuentra Ecuador, ha sido afectado por importantes sismos en los últimos 200 años, como pueden ser los sismos de la provincia de Esmeraldas (1906, 1978 y 2016), el de Ambato (1949), el del Volcán El Reventador (1987) y el de Bahía de Caráquez (1998).

En la **Figura 5.8. Eventos sísmicos registrados por el USGS.** se resumen los sismos de más de 2.5 sobre la escala Richter que se han dado en los últimos 20 años (desde 1998), que forman parte de la base de datos del Servicio Geológico de los Estados Unidos- USGS (por sus siglas en inglés).

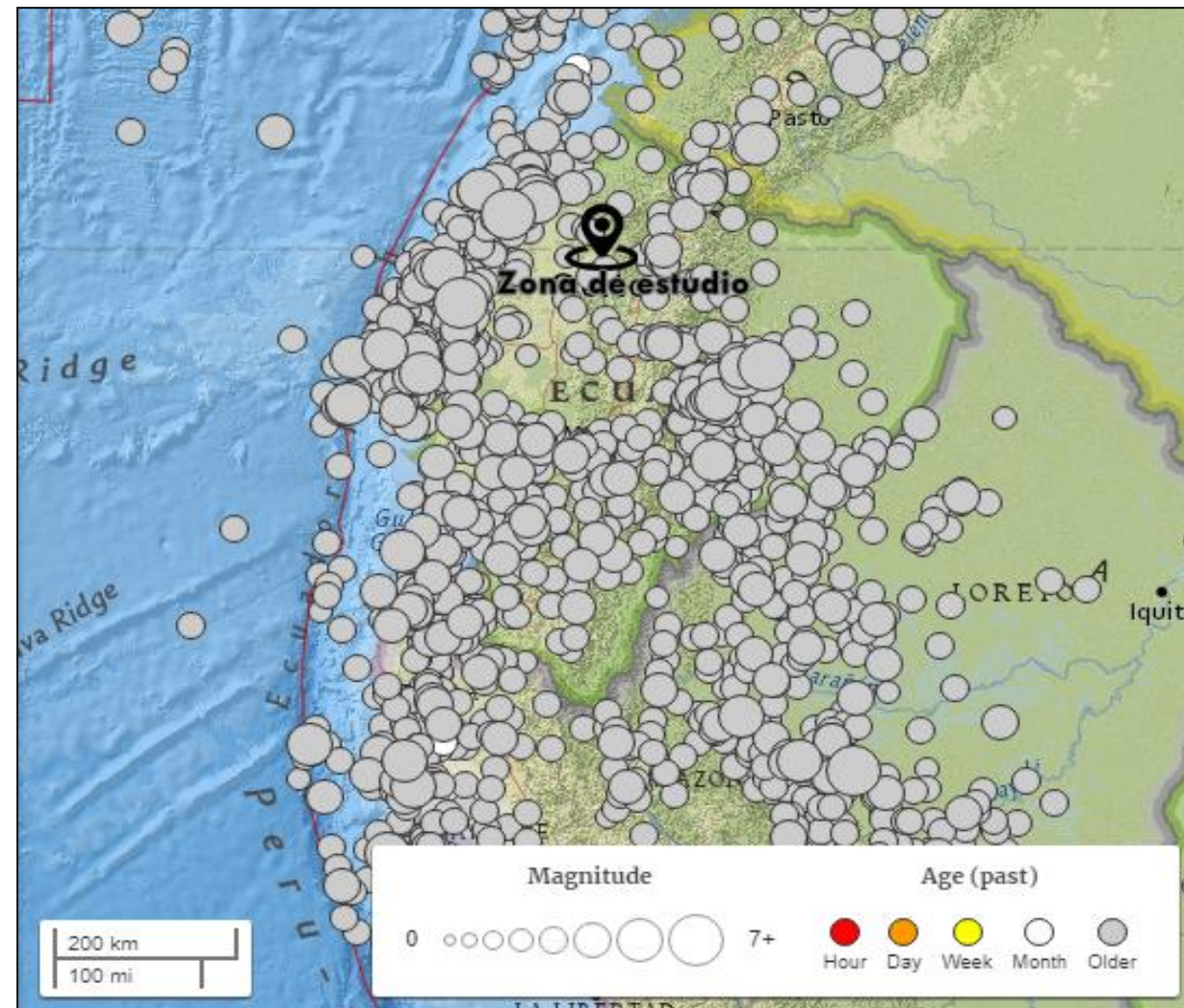


Figura 5.8: Eventos Sísmicos registrados por el USGS. Fuente: USGS

Para el diseño estructural de la obra, se ha tenido en cuenta la ubicación sismo-tectónica. El Código Técnico Ecuatoriano de la Construcción (NEC-14), zonifican al país en función de la aceleración en roca esperada para el sismo de diseño. Según esta zonificación presentada, el futuro vertedero pertenecería a la zona sísmica V calificada como zona sísmica alta, en la cual se aplica un factor sísmico  $a_g$  de 0.40g (Normativa Ecuatoriana de la Construcción, 2014), tal y como se adjunta en la **Figura 5.9. Mapa de la zonificación propuesta por la NEC-14.**

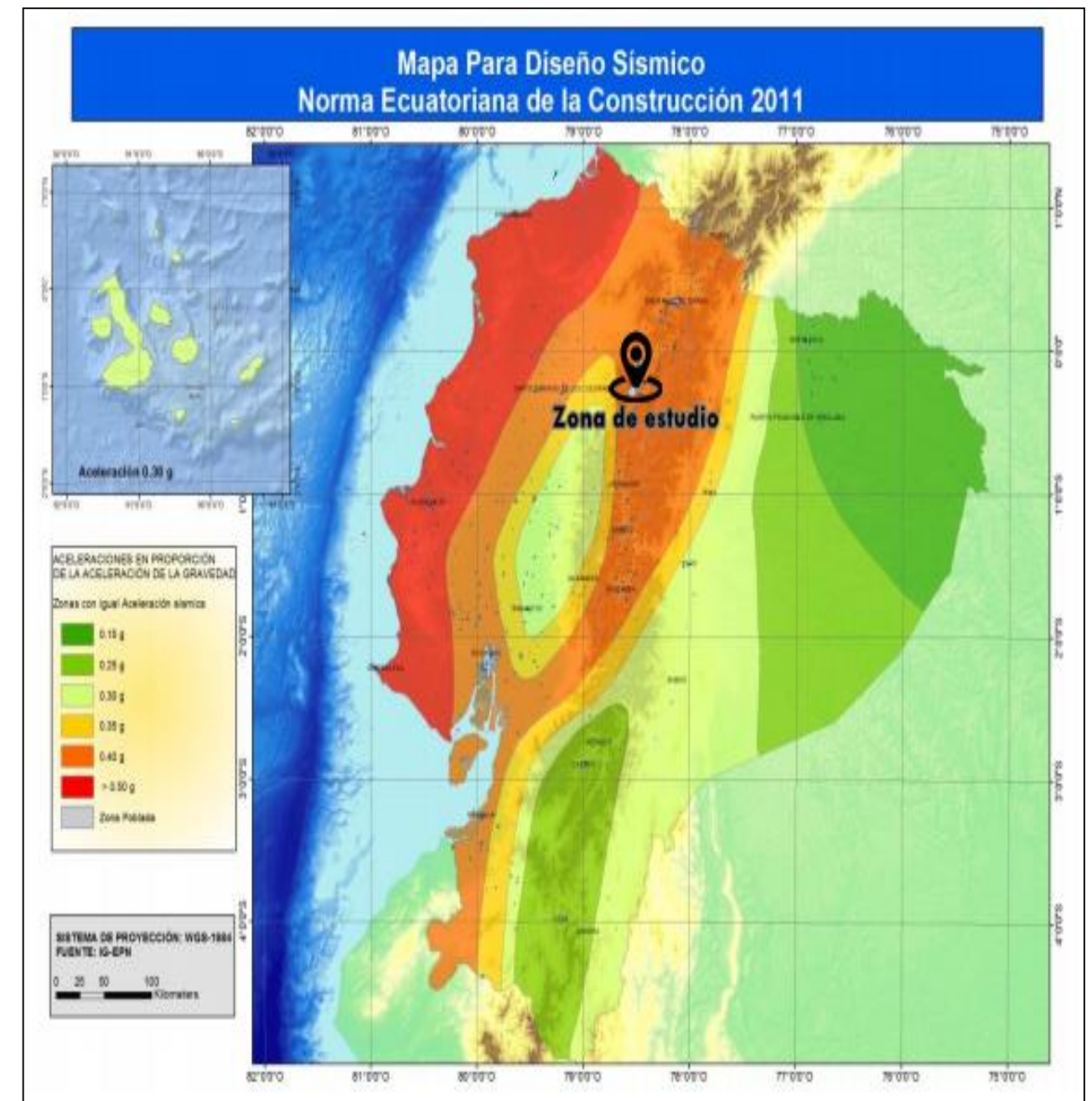


Figura 5.9: Mapa de la zonificación propuesta por la NEC-14. Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción



## 6. Cálculo de la escorrentía superficial en el barranco

Existen diversos métodos para la obtención de los caudales máximos escorrentía en una zona determinada, entre los que se encuentran el método SCS (Soil Conservation Service) que obtiene la precipitación eficaz que produce escorrentía superficial directa, y el método racional. De estos dos métodos, más usados en la zona en la que se encuentra el Proyecto, el primero presenta el inconveniente de haber sido realizado para EEUU, y no para la zona geográfica en la que nos hallamos, por ello requiere de un análisis específico de los resultados, mientras que el segundo de estos, el método racional, es válido para superficies de cuencas y subcuencas de hasta 200 Ha, siendo idóneo puesto que el área a tratar consta de 9.14 Ha (según la Ficha y Plan ambiental de la escombrera de Solahuaico). Dicho método se rige por la fórmula:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

Siendo:

Q: Caudal máximo expresado en m<sup>3</sup>/s

C: Coeficiente de escorrentía (adimensional)

I: Intensidad máxima de precipitación pluvial (mm/h)

A: Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

El área de la cuenca se ha obtenido a partir de la Ficha y plan de manejo ambiental de la escombrera de Solahuaico.

El coeficiente de escorrentía depende de la superficie del terreno y del tiempo asociado al evento (que al hacer uso del método racional coincide con el tiempo de concentración). Los valores del coeficiente de escorrentía tomados provienen del proyecto SISHILAD del año 1996, con ayuda de la red hidrometeorológica de las laderas del Volcán Pichincha, obteniéndose con valores experimentales que contemplan las características de la ciudad de Quito y alrededores, así como la modelación física de lluvias en la zona.

TIPO DE SUPERFICIE	T=2 años	T=5 años	T=10 años	T=25 años	T=50 años
<b>SUPERFICIE URBANIZADA E IMPERMEABLE</b>					
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90
Hormigón	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92
<b>SUPERFICIE URBANIZADA CON AREAS VERDES</b>					
a) Cobertura vegetal menor al 50% de la superficie total, con pendiente del terreno entre:					
• 0% y 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44
• 2% y 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49
• Superior al 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52
b) Cobertura vegetal entre el 50 y el 75% de la superficie total, con pendiente del terreno entre:					
• 0% y 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37
• 2% y 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45
• Superior al 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49
c) Cobertura vegetal superior al 75% de la superficie total, con pendiente del terreno entre:					
• 0% y 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32
• 2% y 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42
• Superior al 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47
<b>SUPERFICIE NO URBANIZADA</b>					
a) Sin cobertura vegetal y pendiente del terreno entre:					
• 0% y 2%	0.36	0.37	0.38	0.41	0.44
• 2% y 7%	0.41	0.42	0.43	0.46	0.49
• Superior al 7%	0.46	0.47	0.48	0.50	0.53
b) Con cultivos agrícolas y pendiente del terreno entre:					
• 0% y 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43
• 2% y 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48
• Superior al 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51
c) Con pastizales y pendiente del terreno entre:					
• 0% y 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37
• 2% y 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45
• Superior al 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49
d) Con bosques y matorrales y pendiente del terreno entre:					
• 0% y 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35
• 2% y 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43
• Superior al 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48

Tabla 6.1: Coeficiente de escorrentía en función del periodo de retorno T y de la superficie.

Fuente: Sistema de Pronóstico Hidrológico de las Laderas del Pichincha y Área Metropolitana de Quito, Quito, Julio de 1996

De acuerdo a la **Tabla 6.1. Coeficiente en función del periodo de retorno T y de la superficie**, se ha tomado como coeficiente de escorrentía C=0.48, asociado a la clasificación d) una superficie no urbanizada con bosques y matorrales y pendiente del terreno superior al 7%, con un periodo de retorno de T=50 años, tal y como indica la Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP.

El tiempo de concentración  $t_c$ , coincidente con el asociado al de la duración del evento, es el tiempo que tarda una gota de agua en recorrer la totalidad de la zona



tratada. Para su obtención se ha utilizado la fórmula empírica Kirpich o California, debido a que asumimos que todos los puntos de la subcuenca contribuirán a aumentar el caudal, no almacenándolo.

$$tc = 0.0195 * \left( \frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0.385}$$

Siendo:

- tc: Tiempo de concentración (minutos)
- L: Longitud del cauce (metros)
- ΔH: Diferencia de cotas (metros)

Los siguientes datos se han obtenido del levantamiento topográfico de la Quebrada: Longitud= 602.3 m, Cota superior=3030 msnm, Cota inferior= 2880 msnm. Obteniéndose finalmente tc= 4.6 min

Para la obtención de la intensidad de lluvia, al hacer uso del método racional tc= 4.602 min, se ha utilizado la curva I.D.F. (Intensidad Duración frecuencia) del Proyecto Sistema de Pronóstico Hidrológico de las Laderas de Pichincha y Área Metropolitana de Quito "SISHILAD", asociada a la estación pluviográfica de Izobamba para el cálculo del caudal de escurrimiento en la subcuenca de la Quebrada Caupicho, aplicable a la zona Sur de Quito (donde se emplaza la obra).

Estación	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud m.s.n.m	Ecuación IDF
IZOBAMBA	0°21'45"	78°33'11"	3,058	$I = \frac{74,7140 * T^{0.0888}}{t^{1.6079}} [\ln(t + 3)]^{3.8202} (\ln T)^{0.1892}$

Tabla 6.1. Ecuación IDF de la estación de Izobamba.

Fuete: Sistema de Pronóstico Hidrológico de las Laderas del Pichincha y Área Metropolitana de Quito, Quito, julio de 1996

Siendo:

- I= Intensidad de lluvia (mm/h)
- T=Periodo de retorno (años)
- t= Duración de la lluvia (tc) (minutos)

Sustituyendo los valores obtenidos en la ecuación IDF obtenemos una intensidad de lluvia de 175.3 mm/h.

Obteniéndose finalmente, con la ecuación del método racional anteriormente citada, un caudal de Q= 2.14 m³/s. Sumándole el caudal que tiene el colector que pasa por el mismo 8.32m³/s (Ficha y Plan de Manejo Ambiental de la Escombrera de Solahuaico) se obtiene un caudal total de Q= 10.46 m³/s.

## 7. Sondeos Eléctricos Verticales (SEV)

### 7.1. Resultados de los Sondeos Eléctricos Verticales (SEV)

Los resultados del procesamiento de los datos de campo para los tres sondeos efectuados, se resumen en los siguientes cuadros, mientras que los datos y curvas de campo obtenidas se pueden observar en el **Anejo 3: Registro de los SEV**.

La representación gráfica de los resultados alcanzados de cada uno de los sondeos eléctricos verticales (SEV), nos permiten elaborar un corte longitudinal tomando en cuenta ambas partes de la quebrada, la misma que se establece la presencia de varios estratos (capas), que desde la superficie hacia el subsuelo se define de la siguiente manera:

Sondeo eléctrico vertical (SE-1)				
Estrato No.	Profundidad Metros	Espesor Metros	Resistividad Verdadera Ohmios - metros	Geología Asumida
I	1.0	1.0	120	Suelo vegetal limo arenoso
II	5.5	4.5	96	Tobas, ceniza volcánica, arenas
III	7.7	2.2	24	limos, arenas
IV	13.0	5.3	175	Aglomerados, arenas, ceniza
V	31.0	18	66	Tobas, ceniza volcánica, arenas
VI			150	Aglomerados, arenas, ceniza

Sondeo eléctrico vertical (SE-2)				
Estrato No.	Profundidad Metros	Espesor Metros	Resistividad Verdadera Ohmios - metros	Geología Asumida
I	1.0	1.0	140	Suelo vegetal limo arenoso
II	8.1	6.1	56	Tobas, ceniza volcánica, arenas
III	20.6	12.5	95	Limos, arenas
IV	33.2	12.6	66	Tobas, ceniza volcánica, arenas
V			175	Aglomerados, ceniza, arenas

Sondeo eléctrico vertical (SE-3)				
Estrato No.	Profundidad Metros	Espesor Metros	Resistividad Verdadera Ohmios - metros	Geología Asumida
I	1.0	1.0	113	Suelo vegetal limo arenoso
II	21.0	20.0	113	Limos, arenas
III	33.5	12.5	76	Tobas, ceniza volcánica, arenas
IV	70.9	37.4	120	Aglomerados, ceniza, arenas
V				

Sondeo eléctrico vertical (SE-4)				
Estrato No.	Profundidad Metros	Espesor Metros	Resistividad Verdadera Ohmios - metros	Geología Asumida
I	1.0	1.0	108	Suelo vegetal limo arenoso
II	18.5	17.5	108	Limos, arenas
III	33.5	15.0	72	Tobas, ceniza volcánica, arenas
IV			143	Aglomerados, ceniza, arenas
V				

Sondeo eléctrico vertical (SE-5)				
Estrato No.	Profundidad Metros	Espesor Metros	Resistividad Verdadera Ohmios - metros	Geología Asumida
I	1.0	1.0	136	Suelo vegetal limo arenoso
II	20.7	19.7	136	Limos, arenas
III	33.2	12.5	68	Tobas, ceniza volcánica, arenas
IV			172	Tobas, ceniza volcánica, arenas
V				

Tabla 7.1. Valores y geología asumida de los Sondeos eléctricos verticales realizados.

Con los resultados de los sondeos eléctricos verticales (SEV), se ha trazado un perfil geoelectrico longitudinal, su propósito es alcanzar información del área investigada y poder definir la conformación de la geometría interna del subsuelo.

De acuerdo a las características eléctricas y correlacionando con la geología del sector, se puede asumir en forma general la presencia de tres estratos geoelectricos y en cada uno de ellos se ha realizado las siguientes precisiones, resumidas en la siguiente tabla.



**CORTE GEOELÉCTRICO A – A'. SONDEOS No-1, No-3 y No.2**

ESTRATO	ESPESOR (metros)	RESIST. VERDADERA (Ohm-m)	GEOLOGIA ASUMIDA Y SUS CARACTERISTICAS
A	1 a 7.6	80 a 175	Suelo de cobertura superficial húmeda, compuesta por suelos limos-arenosos, ceniza volcánica, estrato conductivo, permeabilidad regular, (seco).
	2.2 a 3.4	24 a 56	Lente estratigráfico, limo arcilloso
B	18 a 37.4	66 a 76	Constituido por una alternancia de sedimentos finos a medios, arenas, ceniza volcánica, limos, tobas, la permeabilidad se la considera moderada, presencia de humedad relativa.
C	Indefinido	120 a 175	Compuesto por materiales aglomeraticas en matriz arenosa, limosa. Presencia de humedad.

**Tabla 7.2. Estratos identificados en el corte geoelectrico A-A'**

**Estrato A**, superficialmente y moldeando la superficie existente tenemos una capa con un espesor mayor en la zona del SEV No.3, se halla compuesta por sedimentos finos a medios, suelo vegetal húmedo limo arenoso, ceniza volcánica seca, estrato conductivo, este mantiene una permeabilidad regular. Además en este mismo estrato aparece una delgada capa no mayor a los 3m ubicado desde el SEV No.1 al SEV No.3 donde se acuña, lo conforma suelos finos.

**Estrato B**, siguiendo en profundidad y subyacente al anterior, se nota la existencia de una buena potencia en la zona del SEV-3, todo el conjunto se hallara compuesto por una alternancia de sedimentos medios como arenas, limos, tobas materiales provenientes de la formación Cangagua, se lo considera que mantiene una permeabilidad moderada.

**Estrato C**, finalmente en este no se puede definir su potencia, se halla constituido por sedimentos gruesos en matriz fina, presencia de humedad y su permeabilidad es buena.





## 7.2. Conclusiones

La investigación mediante los sondeos eléctricos verticales efectuados en las orillas de la quebrada Solahuayco, se lo realizó en sitios pre-seleccionados, alcanzando coberturas de 200m de AB, con la ubicación de los SEV se orientó el perfil geoelectrico longitudinal, con el afán de alcanzar las características y distribución en profundidad de los materiales que se encuentran en el subsuelo, e identificar la presencia del nivel freático.

En general toda el área de la investigación, se encuentra asentada sobre una superficie irregular con pendientes entre 15 a 45º y rodeada de colinas alargadas de mediana altura rellenas por depósitos coluviales, presencia de la formación Cangagua y los volcánicos del Machángara. Su altitud media esta desde los 2950 a 3000 m.s.n.m.

Las unidades geológicas que se caracterizan regionalmente y de manera especial en los sectores donde se realizaron los sondeos, están representadas por la ceniza volcánica, tobas, limos, arenas provenientes de la formación Cangagua y parte de depósitos coluviales, mientras que su basamento puede ser los volcánicos del Machángara.

El objetivo de los estudios pertinentes que se realizan en la quebrada Solahuayco, es alcanzar resultados óptimos con el afán de mantener planes sobre un plan ambiental que permitan la regularización de las Escombreras.

El proyecto para la construcción de la Primera Línea del Metro de Quito, se ejecutan varios estudios en diferentes quebradas, en los cuales irán los materiales de vertido, de acuerdo a las diferentes fases en su construcción, para lo cual será necesario ubicar vertederos en donde se realizará la disposición final de estos materiales y de esta forma garantizar la adecuada gestión de este tipo de desechos.

Una vez que se tome la decisión de utilizar la quebrada Solahuayco, ésta deberá ser la zona para que la escombrera sirva para la colocación de los materiales, de tal manera que evite la contaminación de aguas superficiales y/o subterráneas.

Los estudios geofísicos, han permitido reconocer la configuración geométrica de los estratos encontrados y presentes en la quebrada, cuyo propósito fue conocer la geometría de las capas y presencia de niveles de agua.

Los cálculos geofísicos realizados con detalle de cada sitio y con la elaboración del corte geoelectrico, es el resultado alcanzado e interpretado semi-cuantitativas y cualitativas, encontrándose tres estratos con diferentes espesores y la sucesión de sus depósitos que se catalogan como homogéneos y con permeabilidades que van desde regular-moderada a buena.

Desde el punto de vista geológico se tal y como se describe a continuación, en el cuadro adjunto se recopila los resultados de esta investigación.

Estratos	Espesor metros	Resistividad verdadera Ohm-m	Permeabilidad	Geología asumida	Presencia de humedad
A	1 a 7.6	80 a 175	Regular	Suelo de cobertura superficial húmeda, compuesta por suelos limos-arenosos, ceniza volcánica.	Seco
	2.2 a 3.4	24 a 56	Semipermeable	Lente estratigráfico, limo arcilloso	Seco
B	18 a 37.4	66 a 76	Moderada	Constituido por una alternancia de sedimentos finos a medios, arenas, ceniza volcánica, limos, tobas.	Humedad relativa
C	Indefinido	125 a 175	Buena	Compuesto por materiales aglomeraticas en matriz arenosa, limosa.	Humedad

Tabla 7.3. Tabla recopilatoria de los datos obtenidos mediante los SEV.

## 8. Datos del terreno obtenidos mediante correlaciones.

A partir de los ensayos de penetración estándar (SPT) se han obtenido mediante diferentes correlaciones, los parámetros del suelo mostrados a continuación.

Mediante la tabla siguiente se ha obtenido las densidades relativas de los suelos, a partir de la profundidad media del estrato a tratar.

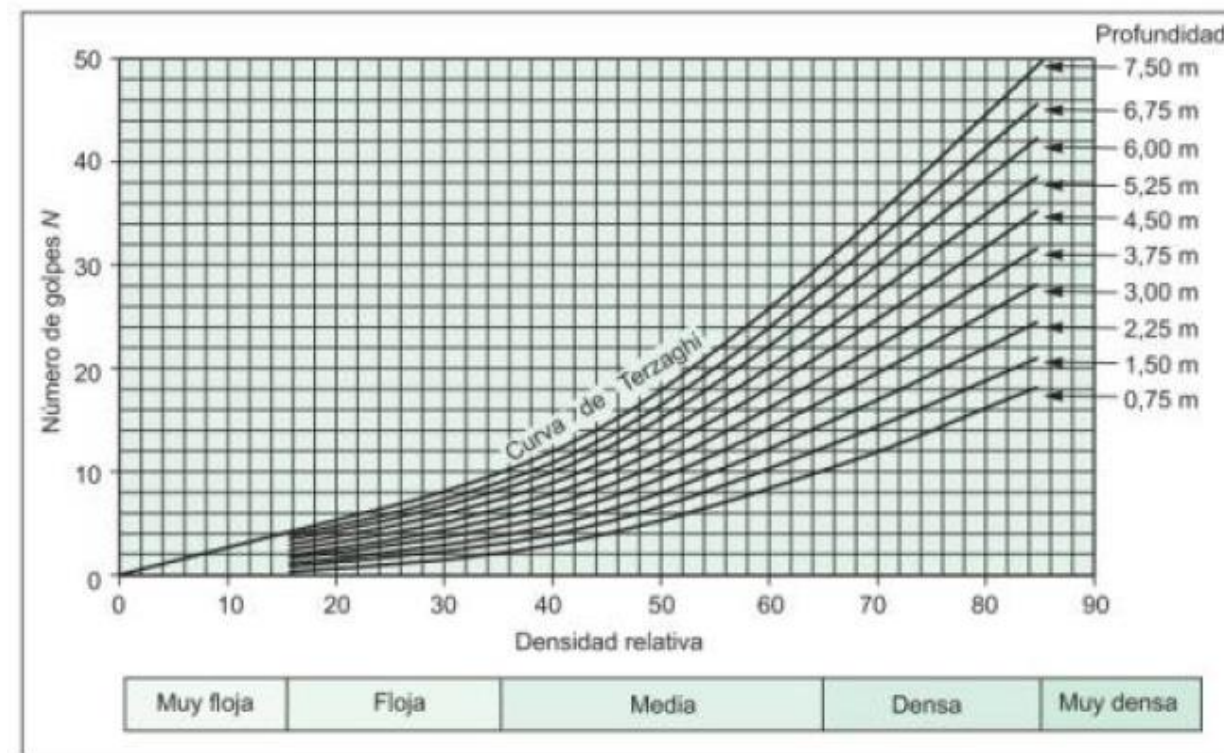


Figura 8.1. Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (Thomum, 1963).

Fuente: Ingeniería geológica. Autor: Luis I. González de Vallejo

Mediante el ensayo SPT se han obtenido la compacidad y el ángulo de rozamiento interno de los suelos granulares con la media de valores obtenidos a partir de:

N(SPT)	Compacidad	$\phi$ (°)
0-4	Muy floja	28
4-10	Floja	28-30
10-30	Medianamente densa	30-36
30-50	Densa	36-41
> 50	Muy densa	> 41

Tabla 8.1. Correlación entre el SPT, el ángulo de rozamiento interno y la compacidad en suelos granulares. (Meyerhof,190)

Fuente: Ingeniería geológica. Autor Luis I. González de Vallejo.

- $\phi = 20 + (3.5\sqrt{N})$  tal que  $\phi$  es el ángulo de rozamiento y N el número de golpes (Muromachi, 1974).

No obstante se ha demostrado que para este tipo de terreno los valores del ángulo de rozamiento interno obtenidos con el número de golpes del SPT están claramente subestimados, por ello se tomarán estos datos de forma orientativa, recomendando la realización de ensayos específicos de laboratorio. A efectos del estudio se tomarán como ciertos estos datos, quedando del lado de la seguridad.

Para la obtención de la resistencia a compresión simple se ha utilizado las siguientes fórmulas:

- $q_u=4N$  (kPa) (Stroud y Butler, 1975) si el número de golpes (N) que se ha registrado es mayor a 5.
- $q_u=5+7.5N$  (kPa) (Japanese Road Association, 1980) si el número de golpes (N) era inferior a 5.

Por último para obtener el módulo de elasticidad se ha hecho uso de la fórmula propuesta por Webb (1970 y 1974) que relaciona el mismo con el número de golpes obtenidos en el ensayo SPT:  $E(\text{MPa})= 7.17+(0.478N)$ , donde  $N_{\text{SPT}}$  es el número de golpes y E el módulo de Young o elástico del suelo ( $\text{kg/cm}^2$ ), la propuesta por Meigh y Nixon (1961) para limos y limos arenosos es  $E=5N$ .

En total se pudieron identificar 7 estratos diferentes, de los cuales el primer estrato A se trata del suelo vegetal depositado, con espesor de 0.5m, el segundo B de 1.5m de potencia, los





estratos C,D y E de 1 metro de potencia, el estrato F de 2 metros, y por último, el estrato G de potencia indefinida.

Las características de los estratos, obtenidas como se menciona anteriormente, se recogen en la **Tabla 8.2. Tabla resumen de los datos obtenidos mediante correlaciones de los SPT.**

Estrato	E (Mpa)	Ángulo de rozamiento (°)	Resistencia comp. simple (kPa)	Humedad (%)	Densidad relativa
A	20.45	28.45	24	24	48
B	53	32.9	64	64	77
C	17.13	28	0	38.87	46
D	54.6	33.05	66	32.1	59
E	88.15	36.27	108	31.61	65
F	137.19	41.61	170	32.89	79
G	163.95	>45	204	32.89	42

Estrato	D <sub>10</sub> (mm)	Permeabilidad (cm/s)	Clasificación	IP
A	0.002	0.000004	ML	6.27
B	-	-	-	-
C	-	-	-	-
D	0.025	0.000625	ML	6.34
E	-	-	-	-
F	0.01	0.0001	ML	5.7
G	0.02	0.0004	ML	9.7

**Tabla 8.2. Tabla resumen de los datos obtenidos mediante correlaciones de los SPT.**

Para la simulación informática se recurrió a una simplificación de los mismos, debido a la similitud de las características geotécnicas que presentaban éstos. Además no se tuvo en cuenta el estrato A puesto que al ser el primero, y tratarse de un suelo vegetal que, tal y como se verá más adelante en las fases de las diferentes soluciones propuestas, se eliminará con tal de limpiar el terreno y nivelarlo.

Se recogieron los estratos B,C y D de la anterior tabla en un nuevo estrato de 3.5 m de potencia denominado A, el estrato E se mantuvo intacto al ser un estrato intermedio entre los estratos anteriormente citados y el siguiente conjunto de estratos, denominándose estrato B en la siguiente tabla, su espesor es de 1 metro. Finalmente los estratos F y G se agruparon para formar un nuevo estrato que renombramos como estrato C de potencia desconocida.

Las características geotécnicas de los nuevos estratos se obtuvieron como una media ponderada en función de la potencia de cada uno de los elementos de los cuales se compone. Estas características se recogen en la siguiente tabla.

Estrato	E (Mpa)	Ángulo de rozamiento (°)	Resistencia comp. simple (kPa)	Humedad (%)	Densidad relativa
A	41.5766667	31.3166667	43.33333333	44.99	60.66666667
B	88.15	36.27	108	31.61	65
C	150.57	41.61	187	32.89	60.5

Estrato	D10 (mm)	Permeabilidad (cm/s)	Clasificación	IP
A	0.025	0.000625	ML	6.34
B	-	-	ML	-
C	0.015	0.00025	ML	7.7

**Tabla 8.3. Tabla resumen de las características geotécnicas de los estratos utilizados en las simulaciones informáticas.**

Por otro lado se desconocen las características del material proveniente de la obra principal (Metro de Quito). Para realizar las modelaciones se ha recurrido a ensayos que se han realizado para un vertedero en Cantabria, concretamente el de Meruelo, y a ensayos realizados en otras obras de la zona. No obstante, es altamente recomendable contrastar los valores que se han supuesto con los obtenidos en la perforación, puesto que a lo largo de la misma, dada su longitud y la profundidad variable que se va a alcanzar, es muy probable que se recorran varios estratos diferentes, con características geológicas y geotécnicas diversas. Es por esto que, si en los ensayos realizados hay una variación significativa de los datos obtenidos y los datos mostrados en la **Tabla 8.4. Tabla resumen de las características geotécnicas esperadas para el material de relleno.** se requerirá de un nuevo estudio para el vertedero, o el emplazamiento de dicho material en otro vertedero.

Estrato	E (Mpa)	Peso específico seco (KN/m <sup>3</sup> )	Peso específico saturado (KN/m <sup>3</sup> )	Cohesión (kPa)	Ángulo de rozamiento (°)
Material de relleno	90	9.8	11.53	15	28

**Tabla 8.4. Tabla resumen de las características geotécnicas esperadas para el material de relleno.**

Estas características son una media de las características que se consideran para el material aportado desde la obra principal, es por ello que, evidentemente, la obra aportará un material

que no tiene el por qué ajustarse a las características señaladas en dicha tabla, pero sí que asemejarse. Se deja a cargo del ingeniero responsable que decida qué desviación de los valores son aceptables.

## 9. Estudio de soluciones de la disposición constructiva.

### 9.1. Muros de contención.

La primera solución planteada se basa en la construcción de diversos muros de contención que sustenten y garanticen una seguridad a la obra de relleno planteada.

Se ha planteado que dichos muros tengan una altura mínima de 10 m, puesto que esto garantizará un depósito mínimo del material de relleno a su trasdós que garantice la finalidad de la obra, rellenar el máximo volumen posible de relleno. Una altura superior a 10m acarrearía muy posiblemente un sobrecoste que se podría suplir con la elección de otro tipo de muro, como el muro con contrafuertes. No obstante, se tienen que realizar los cálculos de estabilidad propios para garantizar la seguridad y garantía de la obra.

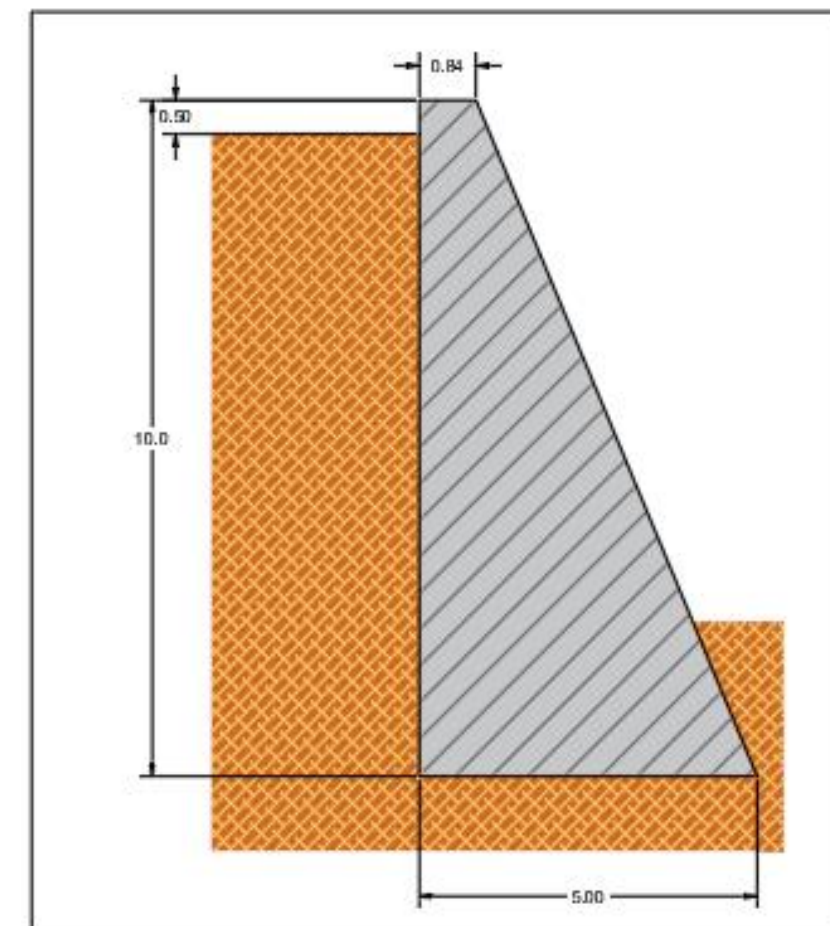


Ilustración 9.1. Posible muro de contención en la obra.



Se deberá dejar un resguardo mínimo por encima del relleno para garantizar que no haya desborde de tierras por encima de la coronación del muro, se recomienda realizar los respectivos cálculos teniendo en cuenta que el terreno llega hasta la cota de coronación, quedando así del lado de la seguridad. Parte del muro irá recubierta por material de relleno a su intradós, garantizando así un empuje pasivo que favorecerá la estabilidad del mismo.

En cuanto al drenaje del trasdós y las subpresiones, se verá más adelante el estudio de soluciones del drenaje. No obstante, y para la casuística específica de esta solución, se hacen unas recomendaciones. En el trasdós se deberá poner un relleno de gravas o drenes verticales que garanticen la circulación de agua hacia la base del muro. Este relleno deberá ir correctamente protegido mediante un geotextil que impida la contaminación del macizo. Para permitir la circulación del agua hacia el intradós se puede optar por dos opciones:

- Drenaje por debajo del muro de contención, generando así una circulación por debajo del mismo, por lo que se tendrá que realizar un estudio específico de las subpresiones generadas.
- Drenaje mediante drenes californianos que permitan la evacuación del agua al intradós. Habrá que tener en cuenta que la caída de dichos drenes no altere la base del relleno al intradós, erosionándola, reduciendo de este modo el empuje pasivo que garantiza mayor estabilidad, quedando del lado de la inseguridad. Esta solución está recomendada si el material de relleno tiene una baja permeabilidad, puesto que nos garantizará que el agua se desplace en forma de escorrentía superficial a lo largo del siguiente tramo.

Las principales desventajas de esta solución son el elevado coste que supone realizar los muros de contención, a estima se necesitarían 17 muros de contención. Otra desventaja sería el volumen de relleno que podría albergar, alrededor de los 0.012 Hm<sup>3</sup>. El número de muros de contención podría reducirse si al relleno al intradós le introducimos una pendiente tal que nunca rebase el ángulo de rozamiento del relleno, hay que tener en cuenta que esta solución también rebaja el volumen de relleno soportado.

Las fases que serían necesarias para la ejecución de esta solución son:

- 1) Desbroce y aplanar el terreno con el fin de evitar las irregularidades presentes en el mismo, con palas cargadoras o maquinaria similar sería suficiente puesto que el terreno está formado por limos. En las zonas con pendiente abrupta se usarán perfiladoras y si fuera necesario bermas intermedias.

- 2) Se hará una mejora del terreno si se viera necesario mediante precarga u otro sistema con la finalidad de evitar asientos importantes en la zona de la colocación de los muro de contención.
- 3) Construcción del drenaje longitudinal y transversal con la colocación de las capas de gravas y geotextiles.
- 4) Construcción de los muros de contención.
- 5) Extensión en tongadas de 30-40cm de espesor compactándose.
- 6) Relleno del trasdós
- 7) Repetición de las fases 3), 4) y 5) hasta la finalización de la obra de relleno.



## 9.2. Bermas.

Esta solución opta por la realización de bermas a lo largo del talud que se forma al final de la obra de relleno. Es necesaria la elaboración de algún tipo de elemento que nos dé seguridad debido a las dimensiones que éste tomaría si optamos por la solución que mayor volumen de material depositado soporte la obra. De esta forma se opta por una nivelación horizontal al trasdós del talud.

La disposición de las bermas será tal que garantice que el ángulo formado por el talud en ausencia de las mismas no sea mayor de  $25^{\circ}$  a  $35^{\circ}$ . Debido a que ante la ausencia de datos fehacientes del material de relleno, se han tomado como válidas las recomendaciones del relleno sanitario de Meruelo en Cantabria (España), de "Waste Disposal by Landfill" (1993) de R.W.Sarsby, donde nos recomienda para suelos de relleno de los que desconocemos los parámetros no tomar ángulos de rozamiento por debajo de  $15^{\circ}$  ni cohesiones nulas, tomando como valores habituales ángulos entre  $25^{\circ}$  y  $35^{\circ}$ , y un peso específico sin compactar alrededor de  $1.962 \text{ KN/m}^3$  y compactado de entre  $7.85$  y  $9.81 \text{ KN/m}^3$ .

En cuanto a la geometría de las bermas se recomienda una altura de máximo 3 metros y un pie de berma entre las mismas de 2 metros si no se prevé el paso de vehículos por la misma, el talud formado será como máximo de  $25^{\circ}$ , la geometría es tal y como se muestra en la presente figura.

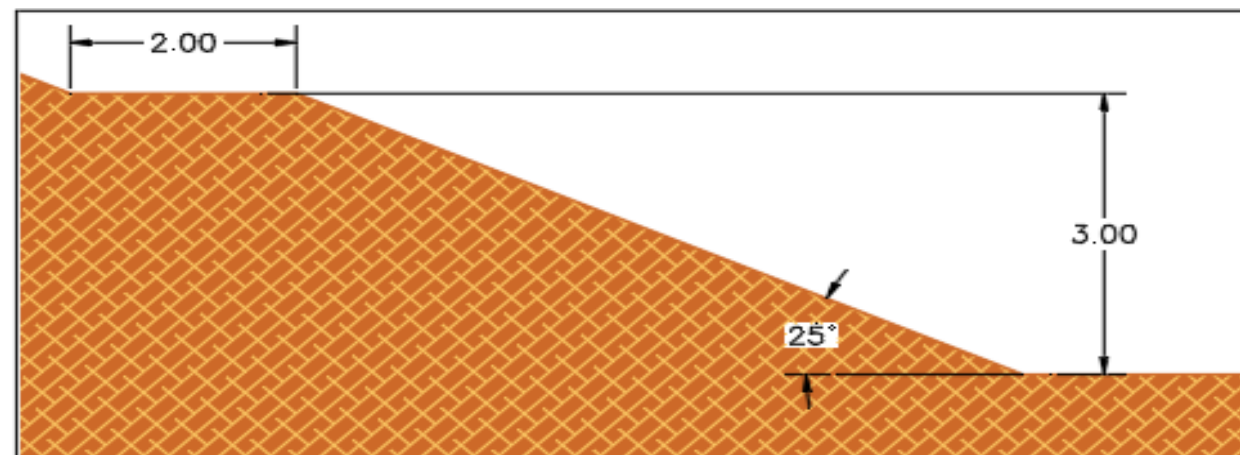


Figura. 9.2. Geometría de las bermas

Para esta casuística se recomienda el uso de hidrosiembra que proteja superficialmente el talud frente a la erosión, e incluso en función del tipo de hidrosiembra, de seguridad frente a pequeñas coladas de tierra, actuando las raíces como pequeños bulones. El peso de la vegetación se puede tener en cuenta en los posteriores cálculos de estabilidad del talud, no siendo lo habitual y no tomándose en cuenta en el estudio presentado. Otra posible solución no aconsejada sería el gunitado del talud, encareciendo cuantitativamente la obra y

rigidizando la misma, pudiendo existir pequeñas coladas o roturas circulares por debajo del gunitado que no se podrán ver hasta que el mismo colapse. Además en esta segunda opción sí que se debe tener en cuenta el peso propio de la capa de hormigón que se deposite encima.

Las desventajas que presenta esta solución son la necesidad de maquinaria específica como perfiladoras para la realización de las bermas así como el tiempo que la hidrosiembra requiere para cumplir su finalidad (tiempo hasta que crece lo suficiente) así como el mantenimiento del talud sembrado. Las principales ventajas son el bajo coste de ejecución, la simplicidad de la ejecución de la obra, puesto que no hay ninguna estructura singular a realizar, y la gran capacidad de almacenaje de esta solución, sobre los  $0.321 \text{ Hm}^3$ .

Las fases que se requerirían para la ejecución de esta solución son:

- 1) Desbroce y aplanado el terreno con el fin de evitar las irregularidades presentes en el mismo, con palas cargadoras o maquinaria similar sería suficiente puesto que el terreno está formado por limos. En las zonas con pendiente abrupta se usarán perfiladoras y si fuera necesario bermas intermedias.
- 2) Colocación de la(s) capa(s) drenante(s) y geotextiles
- 3) Extensión y compactación de las diversas capas de relleno en capas de entre 30-40 cm de espesor
- 4) Perfilado de las bermas. . En el caso de que se optase de varias capas de drenaje intercaladas se alternará ésta y las dos fases anteriores hasta la cota deseada. La ejecución se hará de menor a mayor cota.

### 9.3. Gaviones

La presente solución es una variante de la solución **9.2. Bermas**, sustituyendo las bermas por pequeños muros hechos mediante gaviones. Al igual que la anterior solución se opta por una superficie completamente horizontal en el trasdós del conjunto de los mismos con tal de albergar el mayor volumen posible. No obstante al relleno al trasdós de cada una de las estructuras de gaviones sí que se le puede dotar de una pequeña inclinación inferior a 25° que se superponga a la estructura inmediatamente anterior y superior, con tal de que este terreno actúe como empuje activo dotando a la estructura de mayor seguridad.

La disposición de los gaviones será tal que garantice la seguridad de los mismos y general, a modo de ejemplo se propone una disposición típica de los mismos, teniendo que realizarse los cálculos respectivo que garanticen el no colapso a nivel local y global de la estructura. Se propone una distancia entre gaviones de 10 metros para evitar la afección de los bulbos de presiones entre los muros, y gaviones lo suficientemente pesados (alrededor de 2 metros por lado) para poder soportar por gravedad los empujes de tierras.

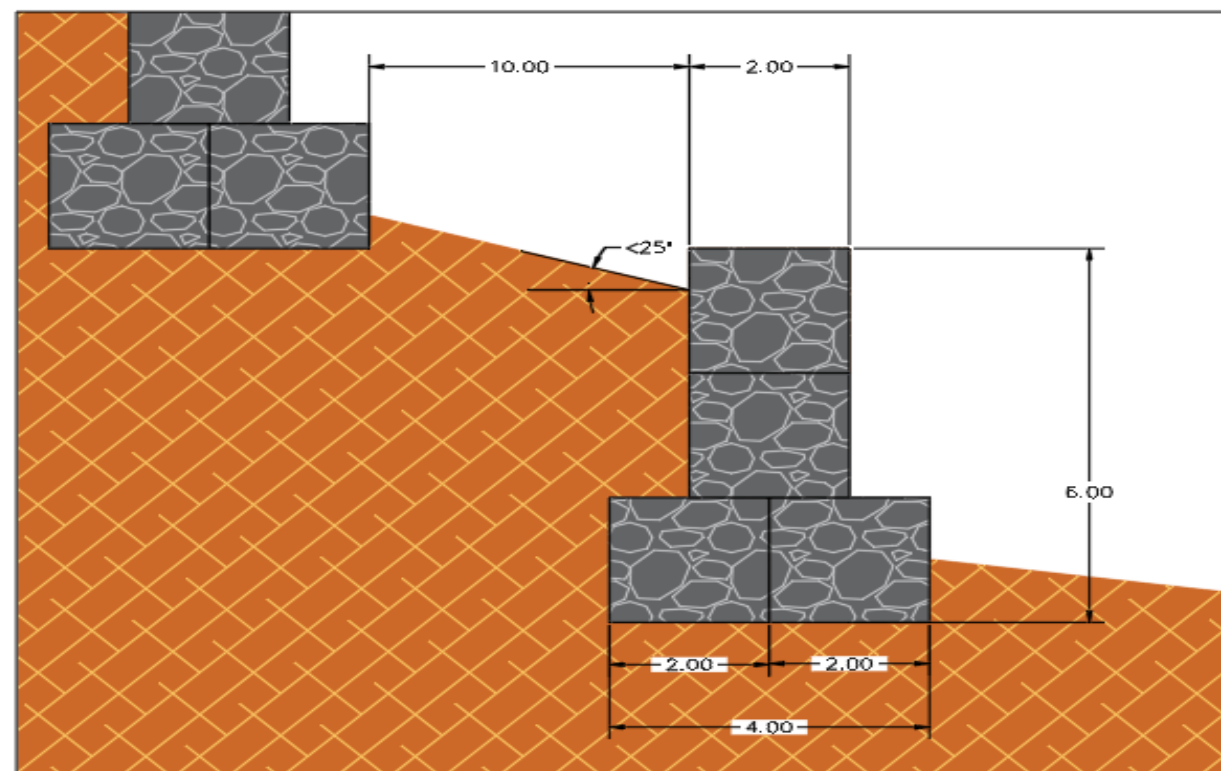


Ilustración. 9.3. Geometría de los gaviones con cierta inclinación del terreno al trasdós de los muros.

Hay que tener en cuenta que, tal y como se muestra en la ilustración anterior, es necesario un resguardo entre la cota de coronación de cada muro de gaviones y el terreno en el trasdós, este resguardo deberá ser, como mínimo, de 0.2m para asegurar que no se produzcan rebases por encima de éste, y no quede enterrado.

El drenaje podrá permitir el paso del flujo de agua a través de los propios gaviones, al ser un material granular. Deberá protegerse el muro de gaviones con un geotextil en el contacto entre el gavión-terreno para evitar la contaminación del muro por finos.

Las ventajas que presenta esta solución es un aumento del volumen soportado frente a las dos anteriores, llegando a los 0.383 Hm<sup>3</sup>, cierta simplicidad de construcción aunque algo más compleja que la anterior. Los contras es el coste, más cara que la opción de **9.2. Bermas**, y con mayor complejidad, y los costes de mantenimiento de cada gavión.

En cuanto a las fases constructivas, se pueden dividir en:

- 1) Desbroce y aplanado del terreno con el fin de evitar las irregularidades presentes en el mismo, con palas cargadoras o maquinaria similar sería suficiente puesto que el terreno está formado por limos. En las zonas con pendiente abrupta se usarán perfiladoras y si fuera necesario bermas intermedias.
- 2) Colocación de la(s) capa(s) drenante(s) y geotextiles.
- 3) Construcción y apilado de los gaviones formando los muros pertinentes.
- 4) Extensión y compactación de las diversas capas del relleno con espesor de entre 30-40 cm.
- 5) Relleno del trasdós
- 6) Repetición de los pasos 3), 4) 5) y 6) hasta llegar a la cota necesaria. La ejecución se hará de menor a mayor cota.



#### 9.4. Gran muro de contención

La construcción de un gran muro de contención que sustente todo el volumen de tierras a su trasdós. A casi cualquier efecto este gran muro se podría considerar como una presa, a excepción de la gran problemática de impermeabilización que presenta esta última, siendo en esta casuística un problema que erradica en permitir el mayor paso de agua hacia aguas del muro, puesto que el no correcto funcionamiento del drenaje podría acarrear un importante aumento en las presiones soportadas en el trasdós del muro.

El muro de contención tendrá que tener una altura suficiente para asegurar un resguardo por posibles coladas de tierra o desprendimientos que pudieran ocurrir. No obstante la solución propuesta contempla una inclinación nula del relleno del trasdós, permitiendo así como hemos comentado anteriormente un mayor volumen embalsado. Dicho resguardo se ha considerado suficiente con 1 m.

La tipología del muro requeriría un estudio geológico-geotécnico específico para tal fin. No obstante, en una primera aproximación, debido al terreno estudiado en el barranco se optaría por un muro de gravedad, evitando los tipo bóveda de simple o doble curvatura y las mixtas, puesto que los apoyos de la cerrada, a priori, no parece que pudieran resistir los esfuerzos a los que se verían sometidos.

En cuanto a la cota de coronación estaría 104.8 m por encima de la cota del lecho de terreno donde se emplazaría. La coronación se recomienda que sea lo suficientemente ancha como para permitir el paso de vehículos a su través, facilitar los trabajos de mantenimiento e instalar las medidas de seguridad correspondientes.

Las desventajas que presenta esta solución son en primera instancia el coste, siendo sustancialmente más cara que las anteriormente citadas, el elevado impacto ambiental que presenta también es una desventaja a mencionar, no sólo el impacto visual y la alteración del medio donde se emplaza, sino también la construcción de la misma (ruidos por ejemplo, estando cerca de la población de Quito). También presenta una mayor dificultad técnica de ejecución y diseño que las anteriores. Por el contrario, las ventajas que presenta es un notable aumento de volumen respecto a las otras soluciones, siendo la que más volumen puede abarcar con alrededor de 0.639 Hm<sup>3</sup>.

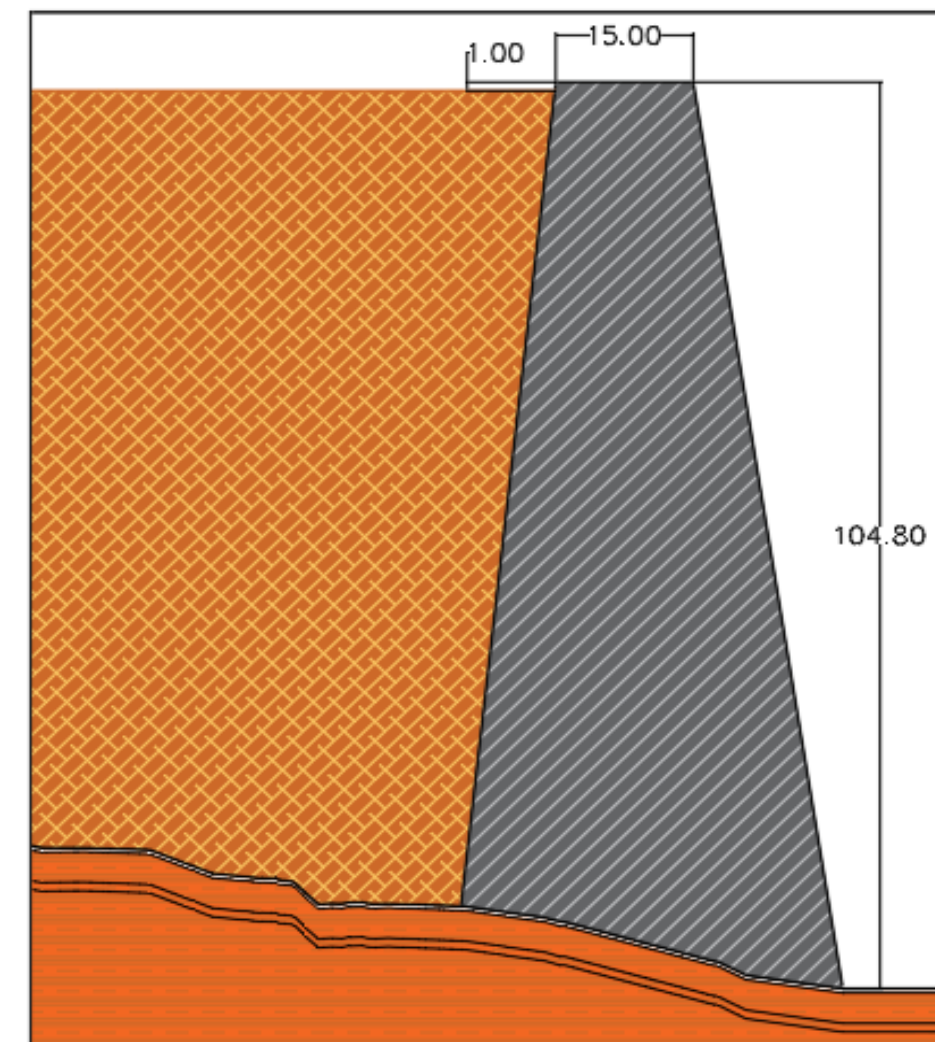


Figura 9.4. Dimensiones aproximadas del muro de contención necesario.

Las fases constructivas, no entrando en detalle en la construcción del propio muro de contención son:

- 1) Desbroce y aplanado el terreno con el fin de evitar las irregularidades presentes en el mismo, con palas cargadoras o maquinaria similar sería suficiente puesto que el terreno está formado por limos. En las zonas con pendiente abrupta se usarán perfiladoras y si fuera necesario bermas intermedias.
- 2) Construcción de la cimentación (con las mejoras del terreno pertinentes en las inmediaciones de la misma).
- 3) Construcción del muro y drenaje por fases.
- 4) Extensión y compactación de las diversas capas del relleno con espesor entre 30-40 cm.



5) Relleno del trasdós del muro y colocación del geotextil

6) Repetición de los pasos 3), 4) y 5) hasta llegar a la cota necesaria. La ejecución se hará tal que el relleno siempre esté a una cota menor que la construcción del muro, asegurando así la correcta ejecución del mismo.

### 9.5. Solución 0.

La solución 0 consiste en la no realización de ninguna obra, ni alteración del medio. Viene dada por las condiciones medioambientales, sociales, políticas, económicas del medio, así como las especificaciones técnicas del mismo. Esta solución se adoptará si ninguna de las soluciones anteriormente mencionadas es válida bajo dichas condiciones.

Esta solución es la que menor coste económico presenta, ya que solo conlleva el pago de consultoría y trámites. Presenta a su vez el menor impacto ambiental, puesto que no se altera el medio físico del mismo. Por el contrario, no almacena ningún volumen, y no resuelve la problemática presentada.

No presenta fases de construcción.

### 9.6. Resumen del estudio de soluciones de la disposición constructiva

<u>Solución</u>	<u>Ventajas</u>	<u>Desventajas</u>
<u>Muros de contención</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Baja carga de relleno sobre el terreno</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✗ Elevado coste de construcción</li> <li>✗ Impacto ambiental</li> <li>✗ Números de muros necesarios</li> <li>✗ Bajo volumen de almacenamiento</li> </ul>
<u>Bermas</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Bajo coste de ejecución</li> <li>✓ Simplicidad de ejecución</li> <li>✓ Volumen almacenado</li> <li>✓ Impacto ambiental</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✗ Mantenimiento</li> <li>✗ Maquinaria específica</li> <li>✗ Mantenimiento y tiempo hidrosiembra</li> </ul>
<u>Gaviones</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Volumen almacenado mejor que bermas</li> <li>✓ Cierta simplicidad de ejecución</li> <li>✓ Impacto ambiental</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✗ Coste de ejecución y mayor complejidad que Bermas</li> <li>✗ Mantenimiento de los gaviones</li> </ul>
<u>Gran muro de contención</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Gran capacidad de volumen almacenado</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✗ Coste de ejecución y de mantenimiento</li> <li>✗ Impacto ambiental</li> <li>✗ Elevada dificultad técnica</li> </ul>
<u>Solución 0</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Coste nulo</li> <li>✓ Impacto ambiental nulo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✗ Nula capacidad de almacenamiento</li> <li>✗ No se resuelve la problemática</li> </ul>

Tabla 9.1. Resumen del estudio de soluciones de la disposición constructiva.

## 10. Estudio de soluciones del sistema de drenaje.

### 10.1. Drenaje mediante canalizaciones y tuberías.

Para la primera solución presentada en este estudio se ha partido de la solución propuesta para el drenaje de carreteras. Conduciendo mediante cunetas y pozos de registro a ambos lados del relleno, con la finalidad de recoger el agua en forma de escorrentía superficial proveniente de sendos lados del barranco.

De los pozos de registro o sumideros se canalizará el agua mediante unos colectores secundarios hacia un colector primario. El colector primario irá en la parte más baja del relleno, con tal de evitar la inundación de las capas inmediatamente inferiores.

Los colectores deberán ir protegidos mediante un macizo de gravas que aseguren que en caso de fuga el agua fluya a su través. Dichos macizos de gravas irán recubiertos por un geotextil para evitar la contaminación de los mismos con finos u otras impurezas del relleno.

El colector principal será el encargado de recoger en primera instancia el agua que traería la propia subcuenca, canalizándola hacia aguas debajo de la obra. Estas canalizaciones requieren de un estudio hidráulico específico que nos asegure que o bien no entre en presión, o bien, si lo hace, no acarree un problema a nivel de seguridad de la obra.

En cuanto a los materiales a utilizar se recomienda materiales como el hormigón o el plástico, evitando materiales metálicos debido a la oxidación y su durabilidad.

Este sistema de drenaje está aconsejado para un material de relleno poco permeable, que nos asegure que, salvo rotura o mal funcionamiento del sistema, los macizos de gravas que envolverán los colectores secundarios y primarios no se saturarán, ya que esto crearía unas presiones y subpresiones en los colectores que podrían provocar la rotura del mismo. Además el propio macizo actuaría de dren, lo que haría innecesario la instalación de los colectores.



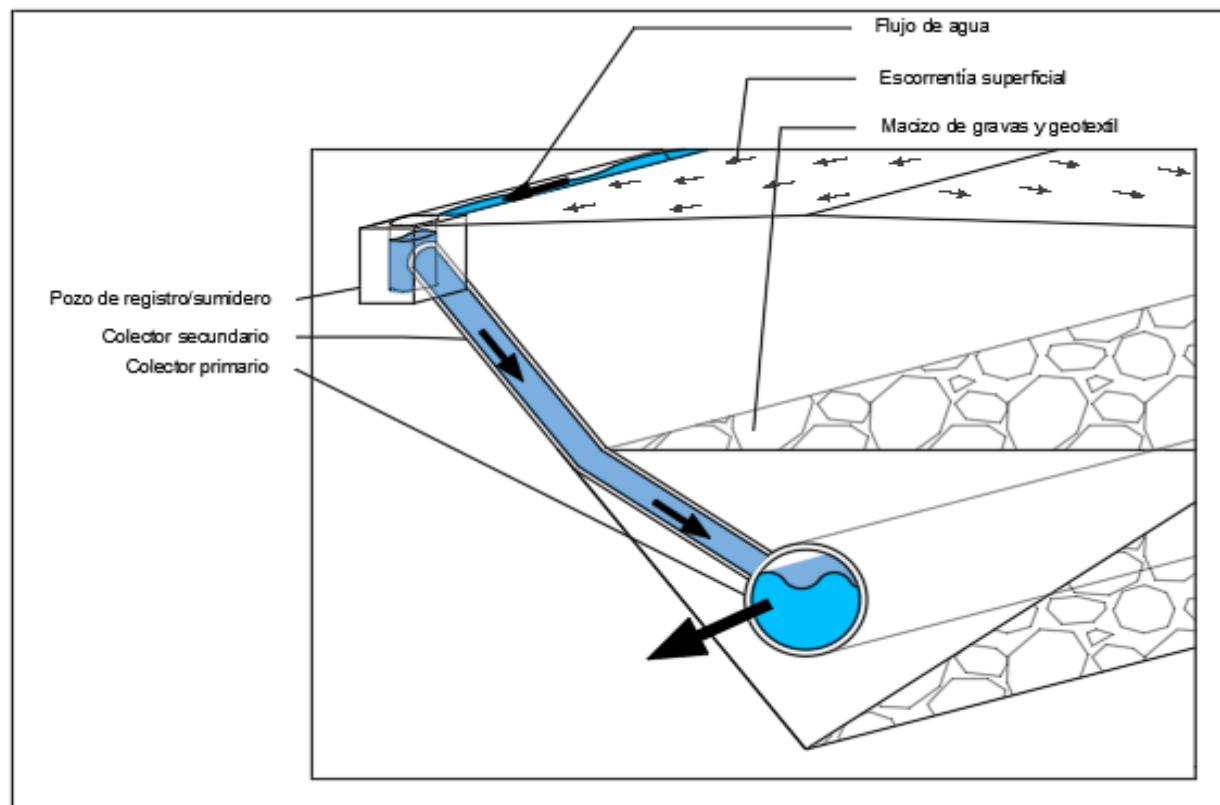


Ilustración 10.1. Funcionamiento del drenaje mediante canalizaciones y tuberías y partes del mismo.

Las ventajas que tiene este sistema de drenaje es la facilidad de funcionamiento del mismo y la amplia experiencia que se tiene en la instalación de éste. Por el contrario resulta un sistema de drenaje caro, no sólo en instalación sino también en mantenimiento. Además este último es de vital importancia para el correcto funcionamiento del mismo, pudiendo facilitarse el mismo mediante rejillas. Otra desventaja es que viene condicionada por la obra de relleno, teniendo que ir acorde con la fase de construcción de la misma, (no puede quedarse por detrás, por ejemplo, puesto que quedaría enterrada por el relleno y sería el cuello de botella, pasando al camino crítico la ejecución del drenaje).

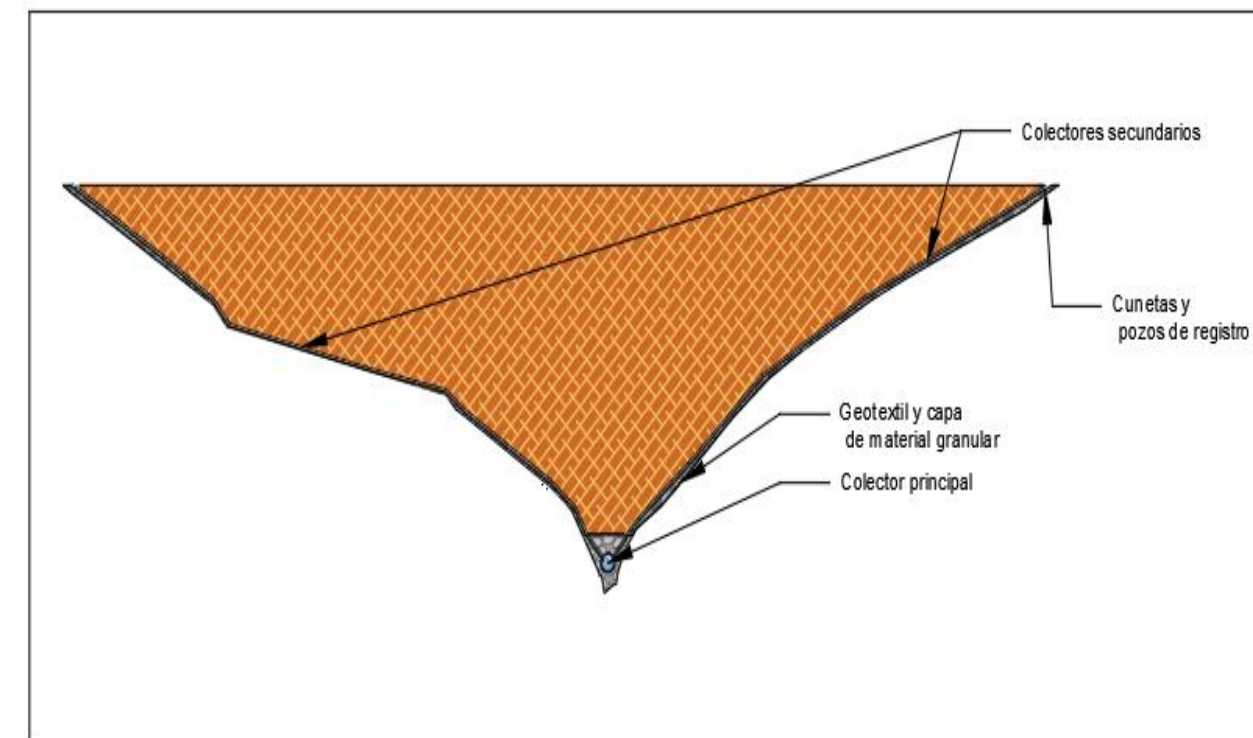


Ilustración 10.2. Drenaje mediante canalizaciones y tuberías sobre el perfil B.

Las fases constructivas para a realizar para la ejecución, una vez preparada la zona son:

- 1) Colocación del geotextil a lo largo de las cunetas, pozos de alivios y colectores principales y secundarios.
- 2) Colocación de los macizos de gravas y colectores principales y secundarios.
- 3) Construcción de los pozos de registro/sumideros y cunetas una vez se haya llegado a la cota necesaria.

Hay que recordar que la construcción del drenaje vendrá condicionada por la fase de construcción del relleno en la que estemos, no pudiendo construirse inicialmente todo el sistema avanzando al relleno que tengamos.

## 10.2. Drenaje multicapa.

El drenaje de esta solución se basa en una sucesión de capas granulares a lo largo del relleno que aseguren que el flujo de agua transcurra por estas sin llegar a saturar completamente toda la obra. Actúan como un acuífero confinado entre las capas de relleno compactadas.

Para esta solución es necesario que el material de relleno tenga cierta permeabilidad, que nos garantice que el agua que percole lo haga a una velocidad suficiente para que no se quede almacenada a lo largo del espesor de relleno, llegando en relativo poco tiempo a las capas granulares, con alta permeabilidad y que asegurarán la libre circulación hacia aguas debajo de la obra.

Dichas capas deberán tener en la parte final de la obra una cierta inclinación que nos asegure que el agua la podamos canalizar y evitar así la erosión del material de relleno. Esto se tendrá que elegir en función de la solución seleccionada entre las vistas en el apartado **9. Estudio de soluciones de la disposición constructiva.**

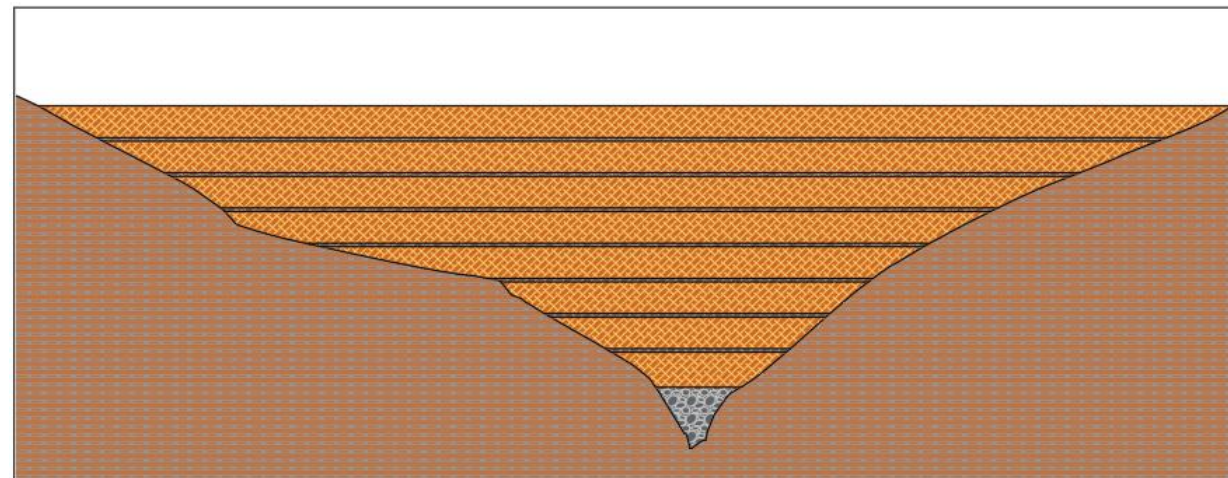


Ilustración 10.3. Drenaje multicapa sobre el perfil B.

Para el espesor de las capas granulares deberá hacerse un estudio específico en función del material disponible y escogido, que se sale del rango del presente estudio de soluciones, y del caudal soportado. No obstante se ha considerado de 0.5m en vista a proyectos similares en la zona. Deberá de asegurarse en las capas de menor cota un mayor espesor debido a las condiciones anteriormente citadas, alta-media permeabilidad del material de relleno, puesto que el agua por efecto de la gravedad tenderá a ir hacia las capas inferiores, y por lo tanto, tendrán que soportar mayor caudal, evitando en la medida de lo posible que trabaje bajo presión, tratando que funcione en lámina libre. El material de relleno por encima de cada capa vendrá condicionado entre otras cosas por la permeabilidad del mismo.

Deberá evitarse la alternancia de estratos de significativa variación de permeabilidad, y en el caso de no ser factible este hecho, asegurarse y realizar comprobaciones frente al sifonamiento y levantamiento de fondo de las capas superiores.

Las capas drenantes deberán ir revestidas superior e inferiormente al menos, con geotextil, que nos asegure la no contaminación de las mismas.

Las ventajas que presenta este sistema es una cierta simplicidad de construcción y bajo coste de mantenimiento. Por el contrario impide el continuo vertido de material sobre el vertedero, puesto que se tendrá que interrumpir para la colocación de los geotextiles y material granular y su compactación.

Las fases constructivas una vez aclimatada la zona para la construcción del vertedero son

- 1) Extensión y colocación del geotextil.
- 2) Colocación, compactación y nivelación del material granular.
- 3) Repetir las dos fases anteriores una vez extendido el material de relleno.

### 10.3. Capa granular.

La presente solución es una simplificación de la anterior. Se trata de la construcción de una única capa granular de espesor variable.

Esta solución está ideada para materiales de relleno de alta permeabilidad, que aseguren un correcto flujo a través del propio material, permitiendo al agua que llegue hasta la capa granular situada en el contacto entre el material de relleno y el terreno natural, sin saturar completamente el relleno.

El espesor de la capa granular será tal que asegure el correcto flujo de agua a través de la capa. Deberá ir correctamente protegido mediante capas de geotextil, tanto en la zona en contacto con el terreno natural como en el contacto con la zona del relleno.

La capa granular a ambos lados de la quebrada podrá ser discontinua en sentido transversal, evitando así que el agua llegue más fácilmente a la parte de menor cota del drenaje, evitando de este modo elevadas subpresiones, tal y como se muestra a continuación. Otra solución es instalar únicamente una capa drenante en la parte inferior de la quebrada y dejar que el agua percole a través de todo el relleno hasta llegar a esta capa. Esta última solución solo es válida si el material de relleno presenta una permeabilidad muy alta.

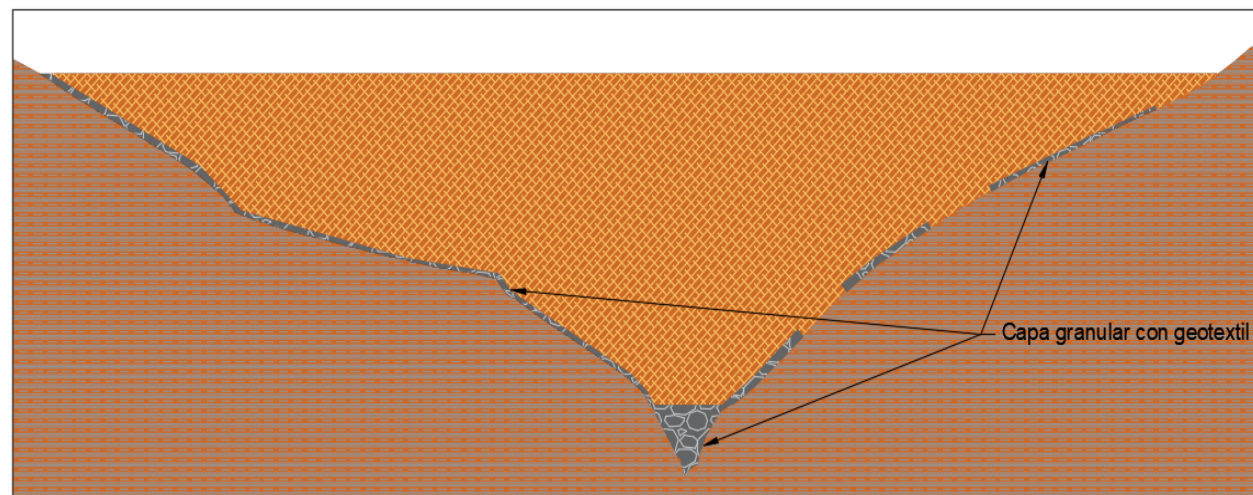


Ilustración 10.4. Capa granular sobre el perfil B. A la izquierda continua, y a la derecha discontinua.

Las desventajas de este sistema son la necesidad de un material de relleno muy permeable y una capa de gravas a mínima cota de gran espesor, para que garantice que pueda permitir el flujo de agua. Las ventajas que presenta es que permitiría el continuo vertido de material sobre la quebrada.

Las fases de construcción son:

- 1) Extensión y colocación del geotextil.
- 2) Colocación, compactación y nivelación del material granular.
- 3) Repetir las dos fases anteriores una vez extendido el material de relleno.



#### 10.4. Resumen del estudio de soluciones del sistema de drenaje.

Solución	Ventajas	Desventajas
<u>Canalizaciones y tuberías</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Amplia experiencia en la construcción de este sistema</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✗Caro</li> <li>✗Mantenimiento</li> <li>✗Condicionada a la fase constructiva del relleno</li> </ul>
<u>Multicapa</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓Coste</li> <li>✓Simplicidad de ejecución</li> <li>✓Mantenimiento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✗Condicionada a la fase constructiva del relleno</li> </ul>
<u>Capa granular</u>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓Coste</li> <li>✓No depende de la fase constructiva del relleno</li> <li>✓Mantenimiento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✗Condicionado a material muy permeable</li> <li>✗Gran espesor de la última capa</li> </ul>

Tabla 10.1. resumen del estudio de soluciones del sistema de drenaje.

#### 11. Propuesta de ejecución del vertedero.

La solución escogida para la disposición constructiva es la mencionada en el apartado **9. Estudio de soluciones de la disposición constructiva**. en el subapartado **9.2. Bermas**. por razones meramente económicas se descartó la construcción de varios muros de contención, puesto que se requerían demasiados muros para un volumen de tierras muy por debajo de las otras soluciones, saliendo la relación €/m<sup>3</sup> demasiado elevada. La solución de un gran muro de contención, pese a ser la de mayor volumen, requiere de una complejidad constructiva, de la necesidad de un tiempo de construcción que excede del disponible y retrasaría la obra convirtiéndose la ejecución del mismo como parte del camino crítico de la misma, y finalmente un coste que, muy seguramente, si no superase, casi lo haría al coste de la obra total del metro.

Así pues, nos quedamos con dos soluciones muy parecidas entre sí, que presentan pequeñas diferencias en cuanto a la ejecución y coste. Si bien es cierto que la solución de los muros de gaviones presenta casi un 20% más de volumen almacenado que la de bermas (62.000 m<sup>3</sup>), presenta algunos inconvenientes que en adelante mencionaremos que nos hace inclinarnos hacia la solución de bermas. En primer lugar el coste de ejecución es mayor, puesto que se tienen que comprar las jaulas y las gravas que irán en cada gavión, teniendo que almacenarlas en alguna zona del vertedero que quedaría inutilizada, siendo este el segundo inconveniente. Cabe recordar que este vertedero es una obra auxiliar para poder satisfacer las necesidades de una obra principal, la del metro de Quito, cuya tuneladora (muy seguramente se utilice una tuneladora para la realización del túnel) suponemos que trabajará con un ritmo de ejecución, y por lo tanto de producción de material de vertido, muy alto; asumimos que trabajará 24h al día salvo paradas por revisiones y cambios a causa del elevado precio de la misma. Esto hace que sea necesario que el vertedero trabaje de forma casi continua, sin paradas debidas a la ejecución de los muros de gaviones, que obstaculicen el vertido, esta razón es la de mayor peso para la elección de la solución de bermas. Por último al ser una obra secundaria asociada a una principal, se entiende que el coste asociado a la misma debe ser el menor posible, de aquí que se elija, siempre y cuando no haya una diferencia de volumen almacenado sustancial, la solución más económica.

La solución escogida para el drenaje es la **10.3. Capa Granular** se escogió estas por varias razones, la primera de todas es la económica, siendo con diferencia la menos costosa del estudio. La segunda razón ha sido la simplicidad de ejecución y el poco tiempo que requiere, además no requiere de paradas intermedias del vertido para su ejecución, puesto que la opción final es una única capa en el fondo que nos evacúe todo el agua que nos viene por la quebrada. Esta solución viene determinada por una serie de condicionantes del material de relleno, entre las cuales está un cierto grado de permeabilidad que nos asegure que el agua



podrá filtrarse hasta el fondo, a falta de ensayos realizados a lo largo de la traza del metro, suponemos que el material va a pertenecer dentro del rango entre arena arcillosa a arcilla arenosa de baja plasticidad, por lo que se ha visto en obras realizadas por la zona y por la geología presente en la misma. Este tipo de material nos va a garantizar, muy seguramente, una permeabilidad adecuada para esta solución.

En cuanto a la ejecución del túnel, suponemos que se realizará mediante una tuneladora (o dos una en el inicio y otra en el final de la línea, en función del tiempo disponible) tal y como hemos mencionado anteriormente. Este hecho crea un problema para el vertido del material, puesto que las tuneladoras inyectan agua y espumas para evitar el calentamiento y el elevado desgaste al que estaría sometida la cabeza de corte. Normalmente las tasas oscilan entre el 10 y el 60% (para una tasa del 50% por cada m<sup>3</sup> de material extraído la tuneladora introduciría 500 l de agua y espumas), lo que provoca que el contenido en humedad supere en la mayoría de las ocasiones al límite líquido del material, provocando un lodo de difícil trabajabilidad. Resulta evidente pues, que dado el elevado ritmo de trabajo de esta maquinaria, y el ritmo de vertido sobre el vertedero asociado, es inviable verter este lodo sobre el propio vertedero y esperar a que su contenido de humedad se reduzca hasta límites por debajo del límite líquido, por ello a continuación propondremos una posible solución.

Las soluciones barajadas fueron varias, como el uso de prensas de secado o la decantación de lodos, no obstante debido al elevado volumen manejado resultan inviables. Es por esta razón por la que finalmente se escogió una solución típica de la ejecución de carreteras, y por tanto con elevada experiencia en el ámbito, la estabilización de materiales térreos mediante el uso de cal deshidratada (o cal viva) o hidratada (o apagada) para la disminución del grado de humedad. De estas dos opciones planteadas la cal viva presenta una mayor eficiencia debido a su avidez de captación agua al ser deshidratada, aunque exige unas normas de seguridad estrictas frente a su manipulación; la cal apagada requiere de una cantidad que ronda entre el doble o el triple que la cal viva para obtener los mismos resultados pero con efectos algo retardados en el tiempo, no obstante presenta poco peligro en su manipulación. De nuevo, el ritmo y el tiempo es el limitante que nos hace desechar una de las soluciones y escoger la opción de la cal viva con las respectivas medidas de seguridad.

El proceso de secado del material es:  $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{Energía calorífica}$ . Este proceso produce la evaporación de parte del agua debido al calor producido. A corto plazo se produce un intercambio iónico que provoca una floculación (y por tanto facilitando la decantación de las partículas de material) y una mejora de la trabajabilidad debido a la reducción del contenido de humedad, lo que nos facilitará el vertido del material y su extensión en el vertedero. A largo plazo producirá una cementación del producto que aumentará su resistencia y bajará la deformabilidad que éste presente.

El momento de aportación óptimo con cal viva se recomienda que sea en la tolva existente en la propia tuneladora, antes de la cinta que extraerá el material fuera del túnel, debido a que ganaremos tiempo de secado mientras el material sale, se acopia y se lleva al vertedero, llegando al propio vertedero ya con un porcentaje de humedad inferior. Para esta recomendación se propone 2 silos independientes entre sí, con un tornillo sin fin que alimenten al material con la cal viva, con esta solución en caso de avería no se producirá una parada forzosa del material al vertedero que acarrearía, en función de la gravedad, una parada en el avance de la maquinaria. Si se pudiese crear dos fosos de descombros con dimensiones tales que asegurasen que el contenido de humedad del material llegase por debajo del límite líquido del mismo antes del traslado a vertedero, alrededor de 5 a 7 horas, mejoraríamos el rendimiento de la construcción, puesto que mejoraría la trabajabilidad del material entre el traslado del acopio en obra al transporte al vertedero y del transporte al propio vertedero. Esta opción no siempre se puede dar, puesto que, al realizarse en entorno urbano, en muchas ocasiones el espacio requerido no está disponible; en este caso, el más habitual, la aportación de cal y el secado se realizarán en el propio vertedero con la misma recomendación citada anteriormente, no se tomarán medidas especiales (salvo las de seguridad) debido a que el secado es en un corto periodo de tiempo.



## 12. Estudio del cuerpo del relleno.

### 12.1. Programas requeridos.

Para la modelación del cuerpo del vertedero se ha hecho uso de dos programas informáticos, el Slide y el RS2, ambos de la empresa *Rocscience*. El hecho de la necesidad de utilizar estos programas erradica en la naturaleza de los mismos.

Por un lado el Slide es un programa que trabaja en dos dimensiones, se basa en el cálculo de estabilidad de taludes o laderas mediante métodos de equilibrio límite como puede ser Janbu, Bishop o Spencer, de lo que hablaremos más adelante. Evalúa un factor de seguridad o la probabilidad de fallo de rotura circular o no circular en taludes de suelos y rocas. Para ello Slide analiza la estabilidad de las superficies deslizantes, como hemos comentado mediante equilibrio límite, con rebanadas verticales o inclinadas. Este programa utiliza el análisis tradicional de estabilidad de taludes (análisis determinístico) o el análisis probabilístico, para el cálculo de los taludes del vertedero hemos utilizado el primero de estos, asumiendo que todos los parámetros del suelo son conocidos con exactitud, obteniendo un factor de seguridad mínimo para las diferentes superficies deslizantes.

Por otro lado el RS2 es un programa que también trabaja en dos dimensiones, pero en este caso mediante el análisis de elementos finitos para estructuras geotécnicas de ingeniería civil o aplicación minera. Es aplicable para rocas y suelos (RS2 viene de Rock and Soil 2-dimensional analysis program, o lo que es lo mismo, programa de análisis de Rocas y Suelos en 2 dimensiones). Está diseñado específicamente para túneles, diseño de soportes, excavaciones subterráneas y en superficie, estabilidad de taludes y terraplenes y análisis dinámicos entre otras aplicaciones, son estas tres últimas aplicaciones de las que se trata el estudio.

Por todo esto se ha necesitado de sendos programas, el primero de ellos, Slide, para realizar un cálculo para conocer la relación entre las fuerzas que actúan en nuestros taludes, y conocer si es estable o no frente a las mismas. Esto se obtiene mediante el coeficiente de seguridad o Safety Coeficient (SC). Por otro lado, una vez modelada la geometría que cumpla con la normativa pertinente, vemos la necesidad de saber los desplazamientos que sufrirá nuestro terreno, puesto que se entiende que no cualquier desplazamiento del volumen de relleno es válido. No existe normativa que limite el desplazamiento en taludes que no afecten a estructuras como puede ser cimentaciones o muros, y se limite meramente el desplazamiento de un volumen sin afección sobre un tercer elemento, dado esto ha sido el criterio del alumno y tutores el que ha resultado como limitante para dichos desplazamientos.

### 12.2. Problemática.

Dadas las características del suelo mencionadas en los apartados previos, sabemos que el material que tenemos antes del vertido son limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.

Este tipo de terreno en presencia de agua lo usual es que no tuviéramos ningún problema de consolidación, puesto que el alto contenido de arenas o de granulometría similar a las mismas permitiría una mayor permeabilidad y facilitaría el flujo de agua. En la campaña geotécnica no se detectó presencia de nivel freático en ninguno de los sondeos o calicatas realizadas, es por esto que se descartó el cálculo de la consolidación del terreno cuando se introdujera el peso del vertido, ya que ésta se produce únicamente en presencia de agua, cuando el agua encerrada entre las partículas del terreno no consigue crear un flujo y se cargan de presión (presión intersticial), provocándose la consolidación con el paso del tiempo mientras el agua encerrada poco a poco fluye y se descarga de presión, transmitiéndola a largo plazo a las presiones efectivas, o la presión asociada a las partículas de terreno.

La no presencia de nivel freático nos ayuda a poder descartar dos problemáticas típicas en suelos, el sifonamiento (típico en arenas) y el levantamiento de fondo (típico en arcillas con un estrato muy permeable debajo del estrato de arcillas).

No se ha encontrado presencia de ningún tipo de macizo rocoso a lo largo de la quebrada analizada, así pues podemos descartar cualquier rotura o inestabilidad asociada a las direcciones de las diaclasas y fallas así como los buzamientos.

Las inestabilidades quedan reducidas a una, a favor de una superficie curva. Esta puede ser a partir de su extremo en el pie de talud (deslizamiento de pie), deslizamiento profundo pasando por debajo del pie del talud o bien una rotura circular de talud, donde la rotura se produce a lo largo del mismo. La primera de estas dos opciones se dan en terrenos homogéneos o cuando se da una sucesión de estratos con propiedades geotécnicas homogéneas, mientras que la última requiere de un talud de grandes dimensiones además de la condición anteriormente mencionada. Otra posible rotura puede darse si los estratos son muy dispares, llegando a producirse una rotura planar o poligonal, este tipo de rotura es muy poco probable en suelos, quedándose casi reducida a una casuística, donde el suelo está por encima de un estrato de rocas sobre el que desliza. En el caso analizado, se puede considerar que los estratos de limos es tal, que dificulta en exceso este tipo de rotura aunque a una profundidad superior a la analizada se obtuviera el macizo rocoso mencionado, es por esta razón que la problemática queda reducida a la rotura circular, de pie o profunda.



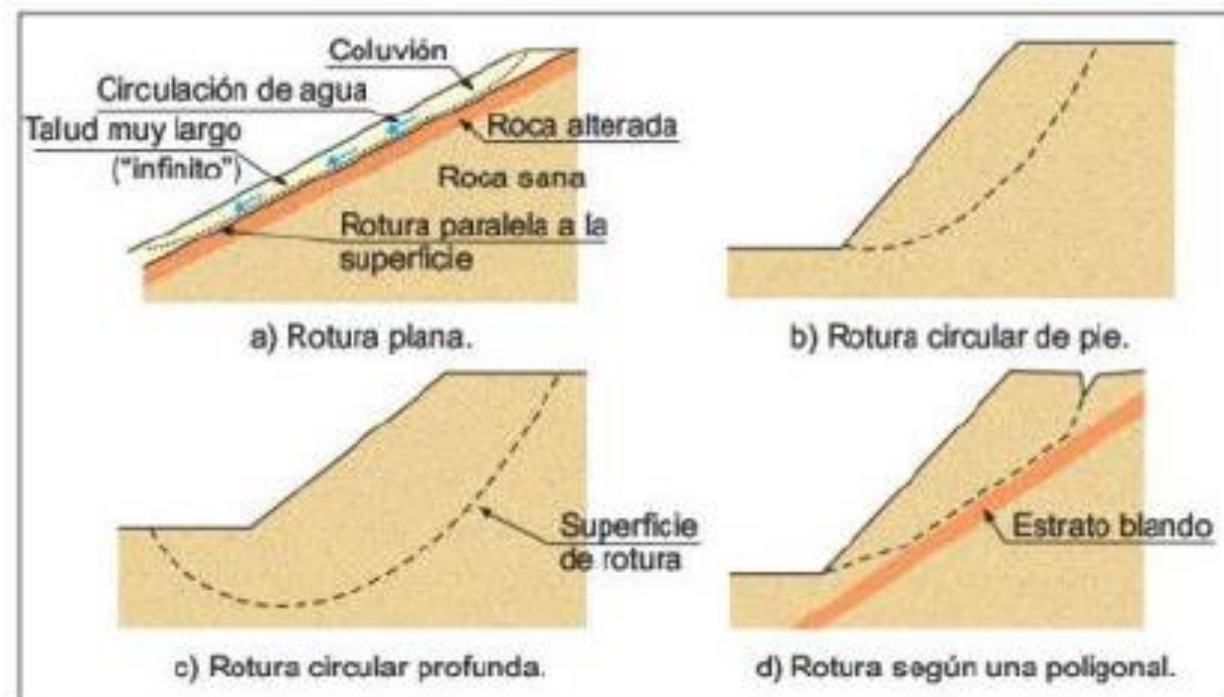


Figura 12.1. Tipos de superficies de rotura en suelos.  
Fuente: Ingeniería geológica (Luis I. González de Vallejo)

Otra problemática en este tipo de suelos es la licuefacción, proceso por el cual el suelo saturado se transforma en un líquido viscoso, rebajando su resistencia a corte debido al aumento de las presiones intersticiales. Este fenómeno se da cuando el efecto sísmico actúa en un suelo saturado, los esfuerzos producidos por la sismicidad se traducen en un aumento de las presiones intersticiales sin un aumento del volumen, este aumento provoca a su vez una disminución de las tensiones efectivas (por la fórmula de Terzaghi  $\delta_T = \delta' + u$ , que aclara que las tensiones totales en el suelo es igual a la suma de las efectivas e intersticiales, o lo que es lo mismo, la suma de las tensiones que experimentan las partículas del suelo y del agua) pudiendo llegar a anularlas. En dicho momento el suelo pierde casi en su totalidad, si lo comparamos con la resistencia que oponía antes de que se produjera el efecto, su resistencia a esfuerzo cortante, llegando a asemejarse al comportamiento de un fluido viscoso. Como ya hemos avanzado anteriormente, este fenómeno ha producido grandes desastres como el colapso de la presa de San Fernando (USA, 1971), la rotura de estructuras de retención de tierras durante el terremoto de Kobe (1995) o fallos de cimentación durante el terremoto de Niigata (1964). Para que este fenómeno se pueda dar tiene que cumplir que el suelo este completamente saturado y que sea o bien granular o aproximándose a las arenas, observando las zonas afectadas por licuefacción, se puede deducir que se puede dar con terremotos con aceleraciones superiores o iguales a 0.3g, por lo que evidentemente ambas circunstancias se pueden cumplir en nuestro relleno. La licuefacción no se ha registrado en profundidades superiores a los 15 metros, no obstante la mayoría de casos se ha dado en profundidades

menores, en torno a los 3 metros, siendo poco observado a profundidades superiores a 5 metros.



### 12.3. Análisis de la estabilidad del vertedero.

Para el análisis de la estabilidad del vertedero se ha hecho uso de los programas mencionados en el apartado **12.1. Programas requeridos.**, se ha obtenido los diferentes coeficientes de seguridad que cumplieran las especificaciones indicadas por CPE INEN-NEC-SE-GM 26-8 (Código de Práctica Ecuatoriano. Capítulo 8. Geotecnia y Cimentaciones), donde se hace una primera clasificación entre los coeficientes de seguridad contemplados en la fase de diseño y en la de construcción.

El coeficiente de seguridad o Factor de Seguridad, se define como el cociente entre las fuerzas estabilizadores y las fuerzas desestabilizadores. Las fuerzas estabilizadoras son todas aquellas que contribuyen a la estabilidad del talud, mientras que las desestabilizadoras son aquellas que contribuyen a la inestabilidad estudiada. Así pues, si el coeficiente es menor a uno implica que, en el cálculo, el talud estudiado será inestable para el modo de fallo analizado, quedando del lado de la inseguridad, si por el contrario, es mayor que uno implica que es estable, cuanto más lejos del valor unitario, mayor seguridad tendremos frente al modo estudiado. En el valor 1 estaría el equilibrio entre las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras.

La normativa ecuatoriana, debido a la elevada frecuencia de sismos en la zona, contempla la acción sismo para cada situación de proyecto. El sismo se recoge a partir de un factor sísmico dado en forma de aceleración, visto en el apartado **5.6. Tectónica.** A efectos de cálculo esta aceleración (de 0.4g) se considera que a nivel horizontal el 60% del factor considerado (sin multiplicar por g), y para la componente vertical un cuarto de la misma para el cálculo pseudoestático, siendo estos valores de 0.24 y 0.1 respectivamente. Cabe recordar que el efecto sísmico se manifiesta en todas las direcciones del espacio, es decir, necesitaríamos dos fuerzas para la componente horizontal y otras dos para la vertical para realizar el cálculo completo del sismo en dos dimensiones (una por cada sentido de cada dirección), obteniendo así 4 posibles combinaciones entre ellas. En este estudio se han analizado las soluciones más desfavorables, asociadas a la aceleración en dirección desde la coronación hacia el pie del talud en sentido horizontal y en sentido vertical ambas posibilidades combinadas con la componente horizontal, se han estudiado las dos componentes en vertical debido a que una de ellas (la vertical hacia el terreno) favorece el vector asociado al movimiento que experimentaría el talud si se desplazase, y el vertical ascendente que reduce la componente peso, fuerza que hace que se mantenga estable puesto que el talud se mantiene gracias a su peso propio. Se obtuvo que la componente ascendente, en sentido contrario al de profundidad (dirección habitual en estudios geotécnicos) era la más desfavorable.

Los factores de seguridad que se deben asegurar para el estudio de taludes en la región de Quito, Ecuador, se recogen en la presenta tabla.

CONDICIÓN	FS <sub>CORTE</sub> Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Nominal	1,50	1,25
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1,25	1,10
Carga Muerta + Carga Viva Nominal + Sismo de diseño pseudo estático	1,10	1,00
Taludes-condición estática y agua subterránea normal	1,50	1,25
Taludes-condición pseudo estática con agua subterránea normal y coeficiente sísmico de diseño	1,05	1,00

Tabla 12.1. Factores de Seguridad mínimos a cumplir en el cálculo de estabilidad.

Fuente: CPE INEN-NEC-SE-GM 26-8 (Código de Práctica Ecuatoriano. Capítulo 8. Geotecnia y Cimentaciones).

En nuestra casuística, la carga viva nominal, o sobrecarga de uso, sólo se podrá aplicar en el caso de la fase de construcción, puesto que en la fase de explotación no se prevé el paso de ningún vehículo u otro uso para el material de relleno.

Se han realizado varios análisis mediante tres métodos distintos: Bishop simplificado, Janbu simplificado y el método Morgenstern-Price (denominado en el programa Slide como GLE/Morgenstern-Price). Es necesaria la aplicación del método Morgenstern-Price debido a la acción sísmica.

El método Bishop simplificado realiza primeramente una simplificación del talud en dovelas, y considera que el cortante entre dovelas está compensado entre las mismas, por lo que a efectos de cálculo se puede considerar nulo o inexistente. Realiza el cálculo del momento en el centro de gravedad de cada dovela para finalmente hacer un análisis global del equilibrio de momentos en el centro de gravedad del círculo asociado a la rotura analizada. Es por esto que no tiene en cuenta el satisfacer el equilibrio de fuerzas horizontales.



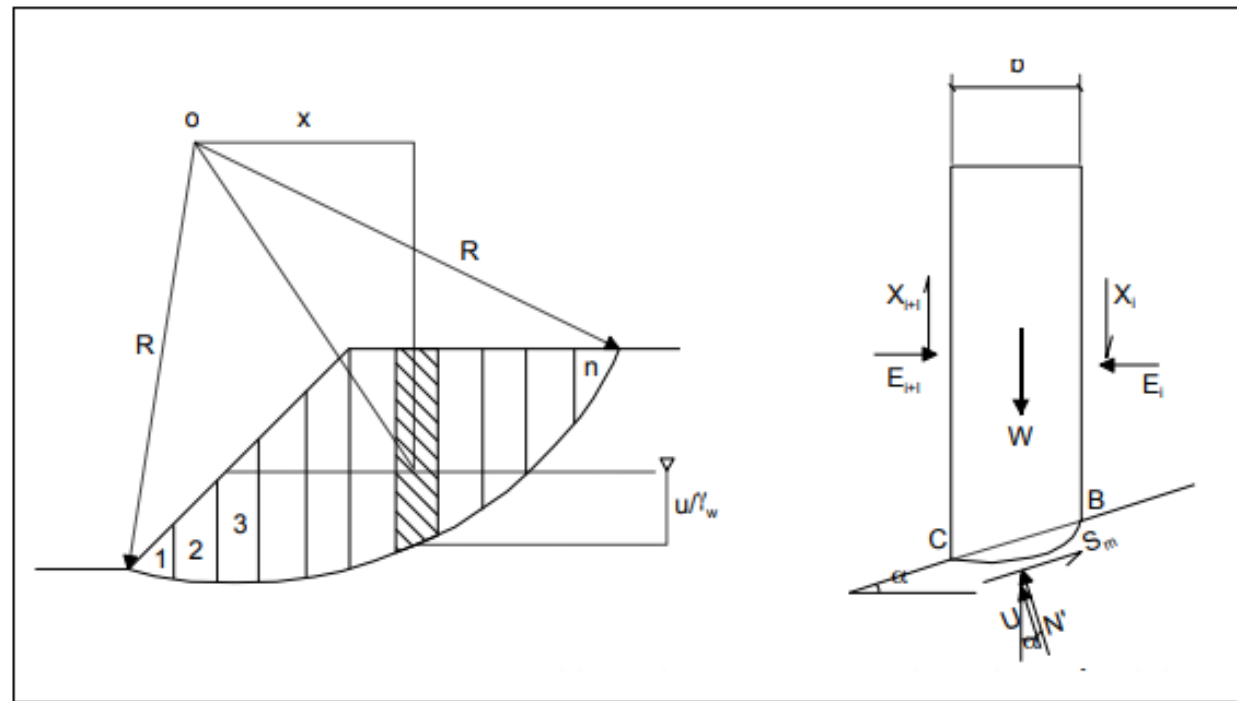


Figura 12.2. Análisis mediante el método Bishop simplificado de taludes.

A partir de la **Figura 12.2. Análisis mediante el método Bishop simplificado de taludes** se obtiene el factor de seguridad haciendo equilibrio de momentos en O. Obteniendo finalmente:

$$FS = \frac{\sum(c' b + (W - ub) \tan \Phi') * \frac{\sec(\alpha)}{1 + \frac{\tan \Phi' \tan \alpha}{F}}}{\sum W \text{ sen } \alpha}$$

Donde:

- FS: es el factor de seguridad.
- C': cohesión (efectiva).
- W: peso propio de la rebanada.
- u: fuerza resultante de la presión del agua.
- b: ancho de cada rebanada o dovela.
- $\phi'$ : ángulo de rozamiento (efectiva).
- $\alpha$ : ángulo formado por el talud en la zona de la rebanada con la horizontal.

Como se puede deducir de la fórmula anterior obtenemos que hace falta de iteraciones para el cálculo del Factor de Seguridad mediante este método, para ello se supone inicialmente un valor de FS.

El método Janbu simplificado es análogo al método Bishop, primero requiere de un cálculo de fuerzas verticales para poder obtener un valor de FS, he aquí donde difiere con el de Bishop, en este caso el Factor de Seguridad se obtiene gracias al equilibrio de fuerzas horizontales, no teniendo el por qué cumplir el equilibrio de momentos, igualmente se considera que el cortante entre las diferentes dovelas es nulo. Este método permite no únicamente el cálculo de rotura circular, si no también otro tipos como la planar, donde la relación d/L (profundidad/longitud) es muy pequeña, para esto es necesario se descompona en una poligonal el lecho del talud.

Se obtiene finalmente que:

$$FS = \frac{\sum(c' l + (W - ul) \tan \Phi') * \frac{\cos^2(\alpha)}{1 + \frac{\tan \Phi' \tan \alpha}{F}}}{\sum W \text{ sen } \alpha}$$

Donde:

- FS: es el factor de seguridad.
- C': cohesión (efectiva).
- W: peso propio de la rebanada o dovela.
- u: fuerza resultante de la presión del agua.
- l: longitud de cada rebanada o dovela.
- $\phi'$ : ángulo de rozamiento (efectiva).
- $\alpha$ : ángulo formado por el talud en la zona de la rebanada con la horizontal.

El método de Morgenstern-Price se basa en el equilibrio límite, para ello discretiza el talud en bloques individuales que tienen que cumplir que los planos entre los mismo son verticales y que no presenta varias pendientes en la base (un único plano en la base). Hace un equilibrio de fuerzas y momentos actuando en cada bloque, pasando por el centro de gravedad del segmento de la superficie de deslizamiento la componente del peso. Las acciones que se contemplan sobre cada bloque son: el peso más el coeficiente vertical del sismo, la fuerza de inercia horizontal del sismo, la fuerza normal, la fuerza cortante, la interacción entre bloques ( $\delta$ ), las fuerzas horizontales y verticales externas al bloque y que interactúen con el mismo, el momento asociado a dichas fuerzas y la presión de poro resultante en el segmento de la superficie de deslizamiento. Todas ellas presentes en la figura aclaratoria **Figura 12.3. Análisis mediante el método Morgenstern-Price**, la elección de los diferentes ángulos de inclinación  $\delta_i$  de las fuerzas  $E_i$  actuantes entre los bloques se obtiene gracias a la función Half-sine.

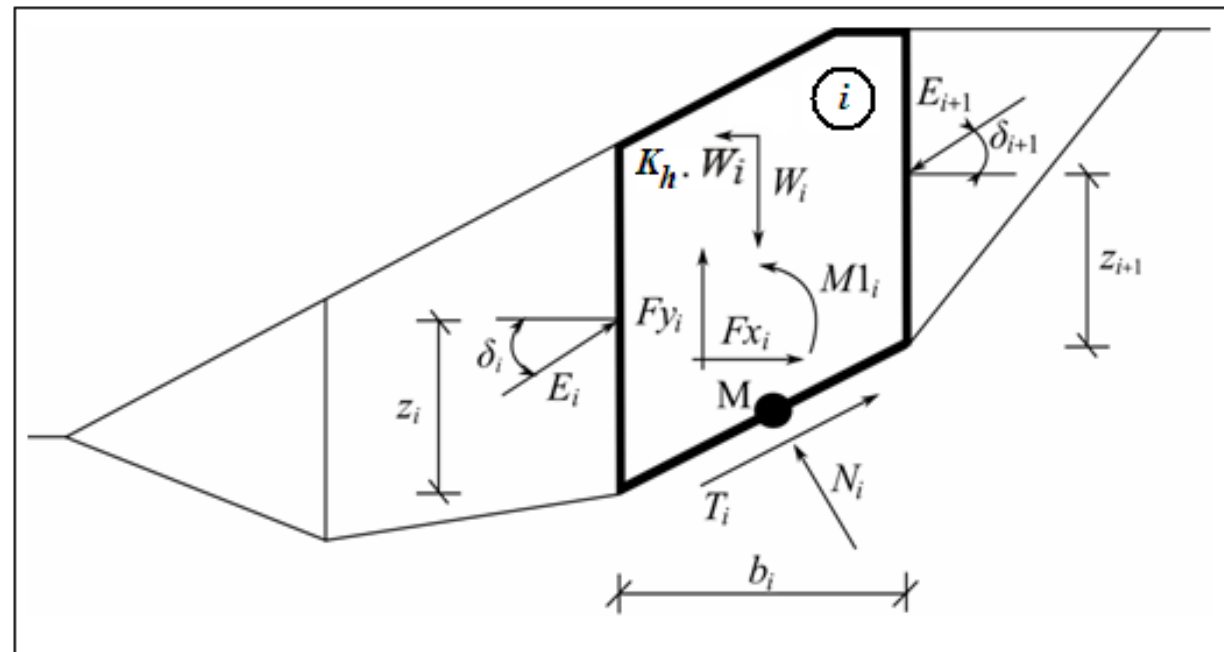


Figura 12.3. Análisis mediante el método Morgenstern-Price.

Fuente: [www.finesoftware.es](http://www.finesoftware.es)

Finalmente se obtiene la siguiente ecuación:

$$FS = \tan\phi_i \cdot \tan(\delta_{i+1} - \alpha_i)$$

Donde el parámetro que nos falta por definir es  $\phi$  que representa el ángulo de rozamiento interno del suelo analizado, todos los demás términos coinciden con los mencionados anteriormente.

Por las fuerzas que considera que hemos comentado anteriormente, hace idóneo este método para el cálculo de estabilidad con sismicidad, siendo imprescindible su cálculo, no solo por normativa, sino por la alta sismicidad presente en la zona donde se desarrolla el proyecto.

Las cargas introducidas en el programa fueron, el peso propio de cada estrato y del material de vertido, según las densidades esperadas, tal y como se muestran en la tabla de materiales en cada modelación, siendo  $20 \text{ kN/m}^3$  para los estratos de limos (A, B y C) y de  $17 \text{ kN/m}^3$  para el material de relleno. Para la sobrecarga de uso en el momento de la construcción se ha supuesto un dúmper extravial a su máxima capacidad de carga y alguna maquinaria menor en el punto más desfavorable de la obra de relleno, considerada como  $15 \text{ kPa}$  a lo largo de  $15$  metros que garantizan un radio de giro suficiente para la maquinaria. Los efectos sísmicos se han comentado anteriormente ( $0.24$  y  $0.1$  para el sentido horizontal en sentido a favor de la pendiente del talud y vertical en sentido ascendente).

Para la modelación del instante más desfavorable de la estabilidad se realizaron varias modelaciones a lo largo de la construcción del terraplén, siendo el más desfavorable en el caso del terraplén completamente construido. La sobrecarga de uso se modeló para varios puntos y finalmente se obtuvo que el punto más desfavorable se encontraba justamente en el borde entre el inicio de la pendiente del relleno y el plano horizontal.

Se realizaron un total de 5 modelaciones para el cálculo del coeficiente de seguridad, y en cada una de ellas una comprobación con los tres métodos anteriormente citados, además se hizo el cálculo de desplazamientos y deformación de corte máxima.

- Construcción + sismo
- Construcción
- Diseño + sismo
- Diseño
- Taludes naturales perfilados (sin material de relleno aportado)
- Taludes naturales perfilados (sin material de relleno aportado) + sismo

Adicionalmente se ha hecho una comprobación para el efecto de licuefacción en los primeros metros del material de relleno, hasta una profundidad máxima de  $10$  metros.

En el **Anejo 7: Cálculos** se pueden ver todos los cálculos que se han utilizado de manera gráfica y numérica, para simplificar y facilitar al lector el estudio de las mismas, se han resumido los datos obtenidos de Factor de Seguridad en la **Tabla 12.2. Factores de Seguridad (FS) obtenidos para cada situación de proyecto y método.**

Modelo	Método	FS	FS limitante	Cumple
<b>Construcción + sismo</b>	Bishop simplificado	1.14	1.1	SI
	Janbu simplificado	1.12		
	Morgenstern-Price	1.13		
<b>Construcción</b>	Bishop simplificado	2.47	1.25	SI
	Janbu simplificado	2.43		
	Morgenstern-Price	2.46		
<b>Diseño + sismo</b>	Bishop simplificado	1.14	1.1	SI
	Janbu simplificado	1.12		
	Morgenstern-Price	1.14		
<b>Diseño</b>	Bishop simplificado	2.46	1.5	SI
	Janbu simplificado	2.43		
	Morgenstern-Price	2.46		
<b>Taludes naturales perfilados (sin material de relleno aportado)</b>	Bishop simplificado	3.21	1.5	SI
	Janbu simplificado	3.21		
	Morgenstern-Price	3.21		
<b>Taludes naturales perfilados (sin material de relleno aportado) + sismo</b>	Bishop simplificado	1.72	1.1	SI
	Janbu simplificado	1.72		
	Morgenstern-Price	1.72		

Tabla 12.2. Factores de Seguridad (FS) obtenidos para cada situación de proyecto y método

Con la simulación mediante elementos finitos con el programa RS2 se han podido obtener las deformaciones máximas de corte y los desplazamientos asociados tanto al estado límite de servicio como el último, los desplazamientos contemplados han sido los verticales, horizontales y totales. Todos los datos se pueden observar en el **Anejo 7: Cálculos** con más detalle. En la **Tabla 12.3. Valores de RS2 obtenidos para cada situación de proyecto** se han resumido los valores límite de cada simulación.

Modelo	Estado límite	Deformación de corte máxima	Desplazamiento horizontal absoluto máximo (m)	Desplazamiento vertical absoluto máximo (m)	Desplazamiento total absoluto máximo (m)
Construcción + sismo	ELS	1.36	18	8.04	18.8
	ELU	0.141	1.21	0.61	1.3
Construcción	ELS	0.005	0.239	0.075	0.24
	ELU	0.051	0.931	1.05	1.26
Diseño + sismo	ELS	0.062	0.144	5.86	15.1
	ELU	0.173	1.17	0.521	1.23
Diseño	ELS	0.004	0.237	0.005	0.044
	ELU	0.176	4.41	3.6	4.77
Taludes naturales perfilados (sin material de relleno aportado)	ELS	0.003	0.006	0.004	0.064
	ELU	0.004	0.391	1.03	1.03
Taludes naturales perfilados (sin material de relleno aportado) + sismo	ELS	0.023	0.494	0.875	0.875
	ELU	0.061	0.831	1.46	1.46

Tabla 12.3. Valores de RS2 obtenidos para cada situación de proyecto.

Como se puede observar no son desplazamientos elevados, los únicos más problemáticos, con valores realmente elevados (15 y 18 metros) son los asociados a un episodio de sismo de gran valor (el sismo máximo esperado por norma), por lo que son valores razonables si tenemos en cuenta la situación contemplada, lo más importante de esta casuística es no tener un desplazamiento de toda la masa de relleno, e incluso del terreno natural, que comprometa sustancialmente la seguridad de la obra y alrededores. Los demás valores están dentro de lo esperado dado un volumen tan elevado.

Para una primera aproximación del cálculo de la licuefacción del material de relleno (puesto que como hemos visto, ésta prácticamente no se da a partir de profundidades superiores de los 5 metros, profundidad que en la mayoría de casos supera el material de relleno a lo largo de todo el perfil, por lo que carece de sentido el cálculo para estratos inferiores) del cual no tenemos datos reales del material, se ha hecho uso del método de Seed e Idriss (1971) puesto que otros métodos como el más reciente de Youd e Idriss son meramente empíricos y para sismos asociados a una única magnitud de 7.5, siendo el de Seed e Idriss el más utilizado en la actualidad.

El método de Seed e Idriss en primer lugar requiere del cálculo de la razón de tensiones tangenciales cíclicas CSR (Cyclic shear Stress Ratio), el valor de la cual se compara con la resistencia tangencial del suelo, en el caso de que la CSR fuera mayor que la resistencia tangencial ofrecida el suelo licuará.



$$CSR = \frac{\tau_{cm}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{max}}{g} r_d$$

Donde:

- $\tau_{cm}$ : esuerzo cortante cíclico medio
- $\sigma'_v$ : tensión efectiva
- $\sigma_v$ : tensión total
- $a_{max}$ : aceleración máxima horizontal
- $g$ : aceleración de la gravedad
- $r_d$ : factor de reducción con la profundidad ( $r_d=1-0.015z$ )

Seguidamente se requiere del cálculo de  $(N_1)_{60}$  que es el valor del SPT normalizado para una presión aproximada de  $10 \text{ t/m}^2$  y una energía eficaz de golpeo del 60%, se obtiene mediante la siguiente expresión.

$$(N_1)_{60} = N C_N C_E C_B C_R C_S$$

Donde:

- $N$ : número de golpes del SPT in situ
- $C_N$ :  $(P_a/\sigma'_v)^{0.5} \leq 1.7$
- $P_a$ : presión atmosférica ( $10 \text{ t/m}^2$ )
- $C_E$ : varía en función de la energía de golpeo del ensayo; para el tipo "donut" está comprendida entre 0.5 y 1.2, para el automático entre 0.8 y 1.3 y para el tipo "safety" entre 0.7 y 1.7
- $C_B$ : indica la influencia del diámetro del sondeo, siendo igual a 1.0 para valores comprendidos entre 65 y 115 mm
- $C_R$ : varía en función de la longitud del varillaje empleado ( $L$ ); para  $L < 3$ ,  $C_R = 0.75$ ; para valores comprendidos entre 4 y 6 metros,  $C_R = 0.85$ ; y para entre 10 y 30 metros  $C_R = 1.0$
- $C_S$ : igual a 1.0 para tomamuestras estándar.

Una vez completada a determinación de estos dos parámetros se evalúa la susceptibilidad de licuefacción del suelo para varias magnitudes de sismo según se puede observar en la **Figura 12.4. Susceptibilidad de un suelo ante licuefacción de función de  $(N_1)_{60}$  la CSR y la magnitud del sismo.**

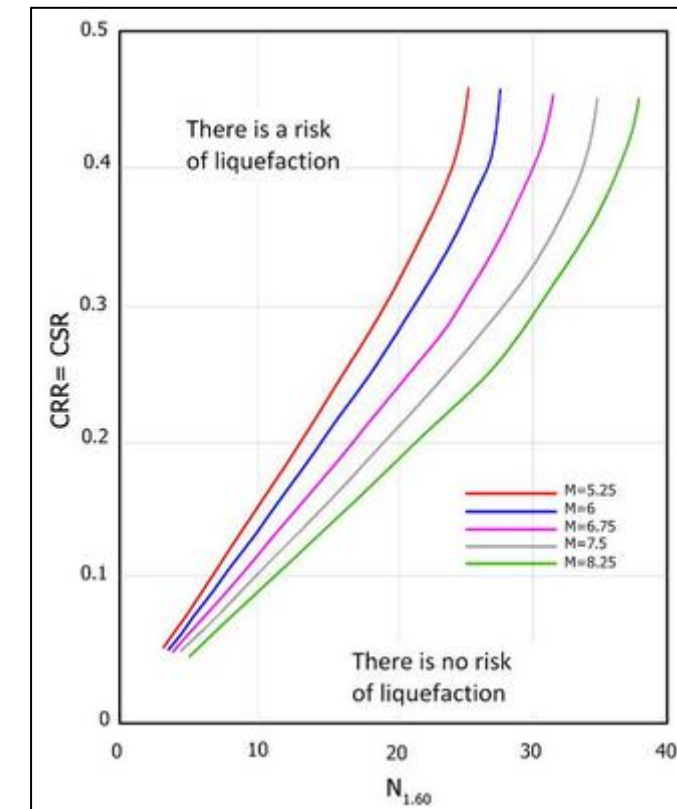


Figura 12.4. Susceptibilidad de un suelo ante licuefacción en función de  $(N_1)_{60}$  la CSR y la magnitud del sismo. Fuente: [www.geotecniafacil.com](http://www.geotecniafacil.com)

No obstante, como ya hemos mencionado anteriormente, se carecen de ensayos sobre el material de relleno, por lo que se recomienda un nuevo cálculo frente a licuefacción una vez se obtengan datos del mismo. Se ha supuesto una relación entre las tensiones totales frente a las efectivas de 1.18, suponiendo que el peso específico del material aumentaría entre estar saturado o seco ( $11.53 \text{ kN/m}^3$  en saturado). La  $a_{max}$  es la misma considerada en el cálculo pseudoestático de  $0.24g$ . No se ha realizado, aunque se ha comentado el cálculo del  $(N_1)_{60}$ , puesto que no se tienen datos de un ensayo SPT sobre ningún tipo del material vertido.

A continuación, en la **Tabla 12.3. CSR obtenido y comprobación frente a la resistencia a corte para el material de relleno.** se pueden observar los valores obtenidos para la razón de tensiones tangenciales cíclicas y su respectiva comparación con la resistencia a corte del suelo para las diferentes profundidades analizadas. La resistencia tangencial se ha obtenido a partir de la fórmula de Mohr-Coulomb ( $\tau = \sigma \cdot \tan(\phi) + c$ ; donde  $\tau$  es el esuerzo cortante,  $\sigma$  es la tensión normal,  $c$  la cohesión y  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno).



Z (m)	CSR	$\tau$ (kPa)	¿Cumple?
0	0.184	15.00	SI
1	0.181	25.63	SI
2	0.179	36.27	SI
3	0.176	46.90	SI
4	0.173	57.54	SI
5	0.170	68.17	SI
6	0.168	78.81	SI
7	0.165	89.44	SI
8	0.162	100.07	SI
9	0.159	110.71	SI
10	0.156	121.34	SI
11	0.154	131.98	SI
12	0.151	142.61	SI
13	0.148	153.24	SI
14	0.145	163.88	SI
15	0.143	174.51	SI

Tabla 12.4. CSR obtenido y comprobación frente a la resistencia de corte para el material de relleno.

#### 12.4. Geometría de los taludes.

La geometría natural de los taludes ha sido alterada, puesto que antes del vertido del relleno y del paso de la maquinaria es necesario un desbroce, donde se tendrá que excavar y ripar los primeros centímetros del terreno (se quitará el primer estrato de suelo vegetal, el cual se ha considerado como vertido en el propio vertedero). Es por esto que se aprovechará esta fase de obra para poder nivelar el terreno y darle una forma característica al terreno natural, sin tener que realizar ninguna aportación de material al mismo, sino un traslado de material de un punto a otro del mismo, reduciendo así el impacto ambiental que este presenta.

Para la nivelación se ha discretizado el vertido por tramos de 10 metros de longitud, con pendientes independientes en cada uno de los tramos.

La geometría final del perfil del terreno natural se puede ver en el **Anejo 1: Planos**.

### 12.5. Geometría de las Bermas.

La geometría del talud es tal que garantiza los puntos anteriormente comentados, en cuanto a Factores de Seguridad, como desplazamientos no excesivos para cada situación de proyecto.

Se ha tenido que modificar la geometría del talud varias veces hasta poder cumplir con las condiciones descritas, la solución propuesta es la que garantiza dichas condiciones a la vez que un máximo volumen almacenado, siendo este el fin último de la obra.

La geometría del talud es tal que forma un ángulo de 14° sobre la horizontal. La anchura de cada berma es de 5 metros, siendo suficiente para garantizar el desplazamiento de vehículos, de no grandes dimensiones, a su través. La altura total de cada berma, dada por el talud, es de 3 metros cada una, y la longitud en el eje horizontal del talud es de 7 metros, formando un ángulo en cada talud de 23°, una vez llegada a la cota máxima alcanzada por la quebrada, se mantiene con un plano horizontal. En la **Figura 12.5. Geometría final de las bermas** se puede observar dichas dimensiones perfectamente, no obstante hay planos más precisos en el **Anejo 1: Planos**.

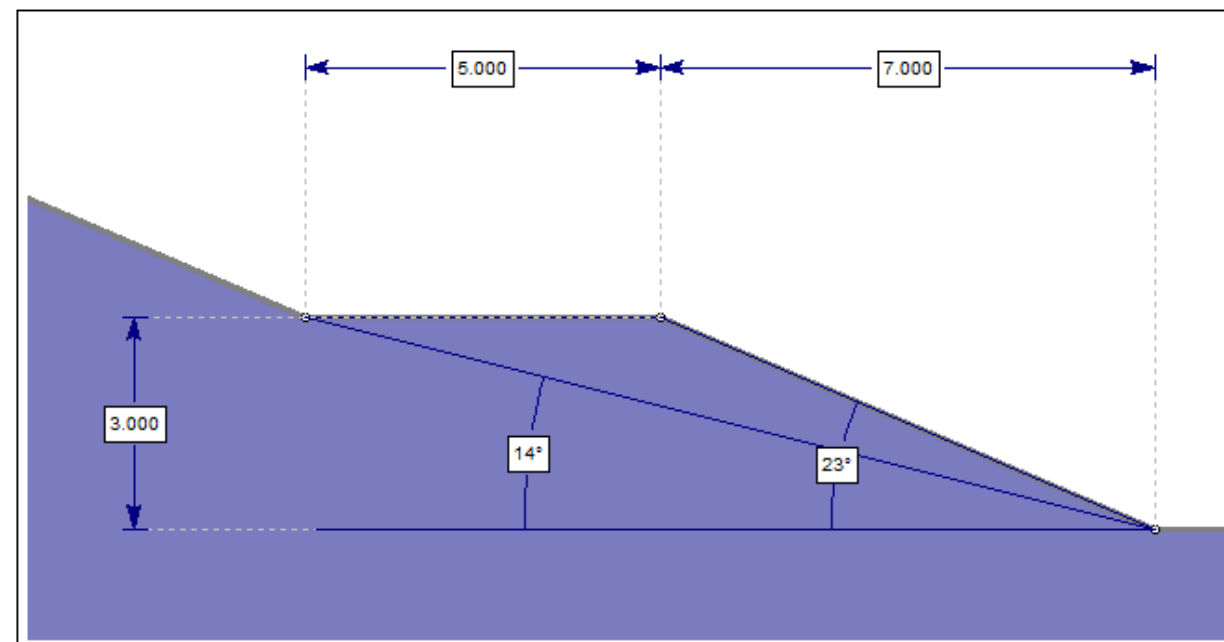


Figura 12.5. Geometría final de las bermas.

### 13. Valoración económica.

En el presente apartado se pretende realizar una estimación del coste de la obra. Para ello se ha recurrido a la base de precios facilitada por CYPE de manera online para el país Ecuador.

Se ha excluido del presupuesto el tratamiento con cal del terreno puesto que, como se ha mencionado anteriormente se recomienda que se introduzca la cal viva en la propia obra, y por tanto se entiende que es un tratamiento necesario en la realización de la obra y no como una parte imprescindible para la ejecución del vertedero. Tampoco se ha tomado el coste del transporte por la misma razón anteriormente mencionada, se presupone que tiene que pertenecer a la obra, incorporándose en la descripción de la partida de movimiento de tierras “incluso traslado a vertedero”.

A continuación se muestran las unidades de obra y su descomposición, con las unidades, precios unitarios, y totales, así como el presupuesto final de 1.386.218'56 \$.

Código	Definición	Unidades	Precio unitario (\$)	Cuantía	Total (\$)
CA01	Formación de terraplén a cielo abierto para cimiento de terraplén, mediante el extendido en tongadas de espesor no superior a 30 cm de material aportado de la obra, y posterior compactación con medios mecánicos hasta alcanzar una densidad seca no inferior al 95% de la máxima obtenida en la prueba Proctor Modificado, (prueba no incluida en este precio), y ello cuantas veces sea necesario, hasta conseguir la cota de subrasante. Incluso carga, transporte y descarga a pie de tajo del material y humectación del mismo.	m <sup>3</sup>	7.185	171,000.000	1,228,577.82
CA02	Desbroce y limpieza del terreno con arbustos, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas: arbustos, pequeñas plantas, tocones, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínima 30 cm; y carga a camión.	m <sup>2</sup>	1.015	101,800.000	103,300.12
%01	Coste indirectos	%	4.000	4.000	53,275.12
%02	Seguridad y salud	%	2.000	2.000	1,065.50
<b>TOTAL Obra</b>					<b>1,386,218.56</b>

Capítulo	Código	Definición	Unidades	Precio unitario (\$)	Cuantía	Coste Parcial (\$)	Total capítulo (\$)
CA01	MQ01	Pala cargadora sobre neumáticos de 120/1,9m <sup>3</sup>	h	39.540	0.030	1.186	7.18
	MQ02	Camión basculante de 10 t de carga de 147 kW	h	31.890	0.045	1.435	
	MQ03	Motoniveladora de 141 kW	h	65.550	0.020	1.311	
	MQ04	Compactador monocilíndrico vibrante autopropulsado de 129kW, de 16.2 t, anchura de trabajo 2.13m	h	60.290	0.050	3.015	
	MO01	Peón de albañil	h	3.020	0.078	0.236	
	%01	Herramientas y medios auxiliares	%	1.000	1.000	0.002	
CA02	MQ05	Motosierra a gasolina de 2 kW de potencia	h	2.950	0.020	0.059	1.01
	MQ01	Pala cargadora sobre neumáticos de 120/1,9m <sup>3</sup>	h	39.540	0.018	0.712	
	MO01	Peón de albañil	h	3.020	0.080	0.242	
	%01	Herramientas y medios auxiliares	%	1.000	1.000	0.002	

Tabla 12.5. Tablas de descomposición de precios para la valoración económica.





## 14. Conclusiones y recomendaciones.

Como corolario de los resultados anteriormente citados, se recomienda ejecutar la solución presentada en el apartado **9.2. Bermas** con las características geométricas mencionadas en el apartado **12.5 Geometría de las Bermas.**, realizando una obra de desbroce y perfilado de los taludes existentes en el medio natural, tal y como se puede observar en los planos de 7 al 12.

En cuanto al material de relleno, tendrá que ser compactado una vez haya endurecido gracias al proceso de secado acelerado con un tratamiento del 2,5% de cal viva, que nos permita trabajar con el mismo entre 6 y 8 horas una vez incorporada esta.

El material incorporado tendrá que ser compactado al 98% del Próctor Modificado, según estimación, siendo aconsejable hacer un estudio específico para el material del relleno, al igual que es recomendable realizar el cálculo del  $(N_1)_{60}$  a partir de los ensayos de penetración estándar (SPT) que sin duda serán necesarios a lo largo del diseño y construcción del túnel del metro. Así pues, los análisis del material extraído por la tuneladora se deberán contrastar con los supuestos realizados en este estudio.

Se recomienda que la aportación de la cal deshidratada se haga en la salida de la tuneladora, aprovechando las tolvas, habiendo a la salida de ésta dos silos para asegurarse que en caso de fallo de un silo, siendo imposible la aportación de cal por parte de éste, no se tenga que interrumpir el vertido. De este modo se ganará tiempo en la deshidratación y endurecimiento del material vertido durante el transporte hasta vertido. Siendo lo idóneo que el secado se hiciera en las inmediaciones de la salida del túnel.

La ejecución del vertedero se hará en tongadas de un máximo de 30 cm de espesor

Las fases constructivas en la que se divide la ejecución del vertedero son 6:

- 1) Desbroce
- 2) Nivelado y perfilado del terreno natural
- 3) Colocación y compactación de la capa drenante
- 4) Vertido del material de aporte (ya con la cal viva y a poder ser con bajo porcentaje de humedad) en tongadas de entre 30-40 cm de espesor
- 5) Compactación de cada tongada
- 6) Perfilado de los taludes una vez se llegue a la cota indicada



## 15. Bibliografía.

- Apuntes Técnicas Ingeniería del Terreno (4º GIC) (UPV)
- Apuntes Geología aplicada a la Ingeniería Civil (2º GIC) (UPV)
- BGS (British Geological Survey)-CODIGEM, 1997a, Mapa geológico de la Cordillera Occidental del Ecuador entre 2°S - 3°S: Dirección Nacional de Geología, Quito, Ecuador, escala 1:200 000, 1 hoja.
- BGS (British Geological Survey)-CODIGEM, 1997b, Mapa geológico de la Cordillera Occidental del Ecuador entre 1°S - 2°S: Dirección Nacional de Geología, Quito, Ecuador, escala 1:200 000, 1 hoja.
- BGS (British Geological Survey)-CODIGEM, 1999, Mapa geológico de la Cordillera Occidental del Ecuador entre 0° - 1°S: Dirección Nacional de Geología, Quito, Ecuador, escala 1:200 000, 1 hoja.
- BGS (British Geological Survey)-CODIGEM, 2000, Mapa geológico de la Cordillera Occidental del Ecuador entre 0° - 1°N: Dirección Nacional de Geología, Quito, Ecuador, escala 1:200 000, 1 hoja.
- Código Técnico Ecuatoriano e la Construcción NEC-14, 2014.
- CPE INEN-NEC-SE-GM 26-8 (Código de Práctica Ecuatoriano. Capítulo 8. Geotecnia y Cimentaciones). Primera edición, 2015.
- Cornejo R. 1980, Estudio de la Geología de la zona entre San Antonio de Pichincha y el Río Guayllabamba. Tesis de Grado, EPN, Quito, Ecuador 102 p.
- CYPE Ingenieros. Generador de precios en Ecuador. <http://www.ecuador.generadordeprecios.info>
- DGGM. 1977a, Hoja geológica "El Quinche". Escala 1:50000.
- DGGM. 1977b, Hoja geológica "Sangolquí". Escala 1:50000.
- DGGM. 1978a, Hoja geológica "Quito". Escala 1:50000.
- DGGM. 1978b, Hoja geológica "Nono". Escala 1:50000.
- DGGM. 1982a, Hoja geológica "Chaupicruz". Escala 1:25000.
- DGGM. 1982b, Hoja geológica "El Quinche". Escala 1:25000.
- DGGM. 1982c, Hoja geológica "Guayllabamba". Escala 1:25000.
- DGGM. 1982d, Hoja geológica "San Antonio". Escala 1:25000. Hoja de Quito Edificación I-1978 Hoja 65 SE CT-ÑIII- A4, a escala 1:50000 realizada por la Dirección de Geología y Minas.
- Ego F., Sebrier M. 1996, The Ecuadorian Inter-Andean Valley: a major and complex restraining bend and compressive graben since Late Miocene Time. *Annales Tectonicae*, Vol X No. 12.
- Ego F., Sebrier M., Lavenu A., Yepes H., Egüez A. 1993, Quaternary state of stress in the northern Andes and the restraining bend model for the Ecuadorian Andes. Second ISAG, Oxford (UK), extended abstract.
- Empresa Metropolitana de Agua Potable y Alcantarillado de Quito, 1998. Proyecto SISHILAD - Area de Hidrología Quito.
- Hungerbühler, D., Steinmann, M., Winkler, W., Seward, D, Egüez, A., Peterson, D.E., Helg, U., and Hammer, C., 2002, Neogene stratigraphy and Andean geodynamics of southern Ecuador: *Earth Science Reviews*, v. 57. p. 75 – 124.
- IdeAmbiente, Agosto, 2014. Ficha ambiental y plano de manejo ambiental: Regularización ambiental de la escombrera Solahuaico ubicado en la provincia de Pichincha.
- Maria Rosa Muñoz, 2013. Instituto de la ciudad de Quito. Desarrollo orientado al transporte como generar compacidad a través del metro de Quito <http://www.institutodelaciudad.com.ec/coyuntura-sicoms/156-desarrollo-orientado-al-transporte-como-generar-compacidad-a-traves-del-metro-de-quito1.html>
- Morgenstern, N.R., and Price, V.E. 1967. A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. *Computer Journal*, 9.
- Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP, 2012.
- Periódico Digital La Hora, 10 Agosto del 2016. El sismo de Quito por una falla subterránea. <https://lahora.com.ec/noticia/1101972134/el-sismo-de-quito-fue-por-una-falla-subterranea>
- R.W. Sarsby, 1993. *Waste Disposal by Landfill*.
- Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS) <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes>
- Tratamiento con Cal de los Materiales Procedentes de la excavación con Tuneladora de la Línea 1 del Metro de Madrid.(2003-2007) J.M.Díaz, R.Olive, N.Ruiz Zárate (Madrid Infraestructuras del Transporte (MINTRA). Comunidad de Madrid (España)), Carlos S.Oteo (Universidad da Coruña, (España)) y Daniel García Espinel (Dragados (España)).
- Universidad Politécnica Salesiana. Diseño Vial definitivo de la ac. Escalón 2.
- Villagómez D., Egüez A., Winkler W., Jongsma W., Spikings R. 2002c. An integrated study to the Plio-Quaternary geologic evolution of the Central Inter-Andean Valley.
- Waste Disposal by Landfill, (R.W.Sarsby) (1993) Bolton Institute of Higher Education, United Kingdom. .