



GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA
Secretaría de Infraestructura Física

**"MEJORAMIENTO DE VÍAS URBANAS MEDIANTE LA ATENCIÓN
DE PUNTOS DE ATENCIÓN
PRIORITARIA EN EL MUNICIPIO DE HELICONIA DEL
DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA"**

ESTUDIO DE SUELOS Y DISEÑO DE PAVIMENTO

NOVIEMBRE 2025

Medellín, 04 de noviembre de 2025

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, DAVID ESTEBAN CÁRDENAS SUÁREZ, identificado con la cédula de ciudadanía No 1.017.145.773 de Medellín, INGENIERO CIVIL con matrícula profesional No 05202- 193039-ANT. del CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA – COPNIA.

CERTIFICO

Certifico que he realizado el análisis de capacidad portante del suelo y el diseño de pavimentos para el Sitio Crítico Heliconia que pertenece al Proyecto: **“MEJORAMIENTO DE VÍAS URBANAS MEDIANTE LA ATENCIÓN DE PUNTOS DE ATENCIÓN PRIORITARIA EN EL MUNICIPIO DE HELICONIA DEL DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA”**, de acuerdo con los requisitos técnicos vigentes, establecidos en la Normativa colombiana, debidamente firmado.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta o Matrícula Profesional y certificado de vigencia y antecedentes profesionales.

Atentamente,


David Esteban Cárdenas Suárez
Ingeniero civil
MP: 05202-193039-ANT



CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que DAVID ESTEBAN CARDENAS SUAREZ, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1017145773, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 05202-193039 desde el 21 de Octubre de 2010, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 1263.
 2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.
 3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**
 4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.
 5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los veintinueve (29) días del mes de Julio del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado

El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.

Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.



GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA
República de Colombia

Medellín, 04 de noviembre de 2025

Referencia: Informe de Suelos y Pavimento Sitio Crítico Muro Heliconia

MEJORAMIENTO DE VÍAS URBANAS MEDIANTE LA ATENCIÓN DE PUNTOS DE ATENCIÓN PRIORITARIA EN EL MUNICIPIO DE HELICONIA DEL DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA

1 INTRODUCCIÓN

El proyecto busca atender el muro en uno de los accesos al Puente sobre la quebrada La Sucia en el municipio de Heliconia.

2 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto, está ubicado el municipio de Heliconia que se encuentra a 41 km del municipio de Medellín. El sitio crítico se encuentra localizado aproximadamente a 200 m de la cabecera municipal de Heliconia. Actualmente, en el sitio se presenta perdida parcial de la banca, la cual ha venido aumentando su magnitud con el paso del tiempo. La zona afectada tiene una longitud aproximada entre 50 m y 70 m.

El proceso de inestabilidad se encuentra asociado a la socavación generada por la Quebrada la Sucia en la margen derecha de su cauce, lo cual ha causado, afectación del tránsito del municipio. Por lo tanto, se requiere la intervención del sitio para re establecer las condiciones operativas de la vía.

A continuación, se presenta la localización del sitio crítico objeto del presente estudio.

Figura 1. Localización General del Proyecto



Fuente: Plano Topográfico – Estudio y Diseño Geotécnicos Estabilización Sitio Crítico Heliconia – Encivil S.A.S



Centro Administrativo Departamental José María Córdova (La Alpujarra)
Calle 42 B No. 52 - 106 - Línea de Atención a la Ciudadanía: 604 409 9000
Medellín - Colombia.



SC4887-1



GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA
República de Colombia

3 TRÁNSITO

Para la información de tránsito se usará los datos tomados en el contrato de consultoría N°21SS111B26 de 2021 que tiene por objeto CONSULTORÍA PARA LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS EN FASE III PARA EL MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LAS VÍAS EN EL DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA 62AN17 TRAMO MISERENGA (CRUCE RUTA 62) – EBÉJICO (QUEBRADA LA SUCIA), el cual es el mismo corredor donde se presenta el sitio Crítico Heliconia.

Se usará el volumen de tránsito anual proyectado para un periodo de 20 años

Tabla 1. Volumen de tránsito anual proyectado

AÑO	AUTOS	BUSES	C2P	C2G	C3-C4	C5	C6	TOTAL
2023	94.989	8.625	5.255	5.426	0	0	457	114.752
2024	106.862	9.703	5.912	6.105	0	0	514	129.096
2025	117.014	10.625	6.473	6.685	0	0	563	141.360
2026	124.620	11.315	6.894	7.119	0	0	599	150.548
2027	130.228	11.825	7.204	7.439	0	0	626	157.323
2028	136.088	12.357	7.529	7.774	0	0	655	164.402
2029	142.212	12.913	7.867	8.124	0	0	684	171.800
2030	148.612	13.494	8.221	8.490	0	0	715	179.531
2031	155.299	14.101	8.591	8.872	0	0	747	187.610
2032	162.288	14.736	8.978	9.271	0	0	781	196.053
2033	169.590	15.399	9.382	9.688	0	0	816	204.875
2034	174.678	15.861	9.663	9.979	0	0	840	211.021
2035	179.919	16.337	9.953	10.278	0	0	866	217.352
2036	185.316	16.827	10.252	10.586	0	0	891	223.873
2037	190.876	17.331	10.560	10.904	0	0	918	230.589
2038	196.602	17.851	10.876	11.231	0	0	946	237.506
2039	202.500	18.387	11.203	11.568	0	0	974	244.632
2040	208.575	18.939	11.539	11.915	0	0	1.003	251.971
2041	214.832	19.507	11.885	12.272	0	0	1.033	259.530
2042	221.277	20.092	12.241	12.641	0	0	1.064	267.316
2043	227.915	20.695	12.609	13.020	0	0	1.096	275.335
2044	234.753	21.316	12.987	13.410	0	0	1.129	283.595
2045	241.795	21.955	13.377	13.813	0	0	1.163	292.103
2046	249.049	22.614	13.778	14.227	0	0	1.198	300.866
2047	256.521	23.292	14.191	14.654	0	0	1.234	309.892

Fuente: Informe Volumen I: Estudio de Tránsito – Consorcio E&D 2021 Ingenieros Consultores – Gobernación de Antioquia.

El tránsito de diseño para el periodo de 20 años es de 4.406.965



Centro Administrativo Departamental José María Córdova (La Alpujarra)
Calle 42 B No. 52 - 106 - Línea de Atención a la Ciudadanía: 604 409 9000
Medellín - Colombia.



SC4887-1



4 DISEÑO ALTERNATIVA DE PAVIMENTO

4.1 MÉTODO INVIAS

El Ministerio de Transporte bajo la resolución 000803 de 2009 adoptó el Manual de Diseño de Pavimentos de Concreto para Vías con bajos, medios y altos volúmenes de Tránsito como herramienta ingenieril para escoger el pavimento más adecuado para unas condiciones específicas que incluyen muchas variables de difícil cuantificación.

La metodología está basada en los métodos propuestos por la AASHTO en 1993 y la PCA en 1984; los espesores registrados en las cartas de diseño fueron el resultado de más de 70000 diseños, obtenidos a partir de las metodologías antes mencionadas.

En primera medida se define la categoría del tránsito a partir de la siguiente tabla:

Tabla 2. Categoría de tránsito (Pág 12, Manual de Diseño).

Categoría	Tipo de Vía	TPDs	Ejes acumulados de 8.2 t
T ₀	(Vt) – (E)	0 a 200	< 1'000.000
T ₁	(Vs) – (M ó A) – (CC)	201 a 500	1'000.000 a 1'500.000
T ₂	(Vp) – (A) – (AP-MC-CC)	501 a 1.000	1'500.000 a 5'000.000
T ₃	(Vp) – (A) – (AP-MC-CC)	1.001 a 2.500	5'000.000 a 9'000.000
T ₄	(Vp) – (A) – (AP-MC-CC)	2.501 a 5.000	9'000.000 a 17'000.000
T ₅	(Vp) – (A) – (AP-MC-CC)	5.001 a 10.000	17'000.000 a 25'000.000
T ₆	(Vp) – (A) – (AP-MC-CC)	Más de 10.001	25'000.000 a 100'000.000

Fuente: MANUAL DE DISEÑO EN CONCRETO INVIAS

El tránsito estimado anteriormente está entre 1'500.000 y 5'000.000 de ejes acumulados de 8.2 t, por lo tanto la categoría de tránsito para este diseño será **T3**.

La subrasante se define en la metodología en cinco clases, la cual se hace con base en la Relación de Soporte de California del Suelo CBR. La Tabla 3 presenta la clasificación de subrasante.

Tabla 3. Clasificación de la subrasante de acuerdo a su resistencia (Pág 13, Manual de Diseño).

Clase o Tipo	CBR (%)	Módulo resiliente (kg/cm ²)
S1	< 2	< 200
S2	2 - 5	200 - 500
S3	5 - 10	500 - 1.000
S4	20 - 10	1.000 - 2.000
S5	> 20	> 2.000

Fuente: MANUAL DE DISEÑO EN CONCRETO INVIAS

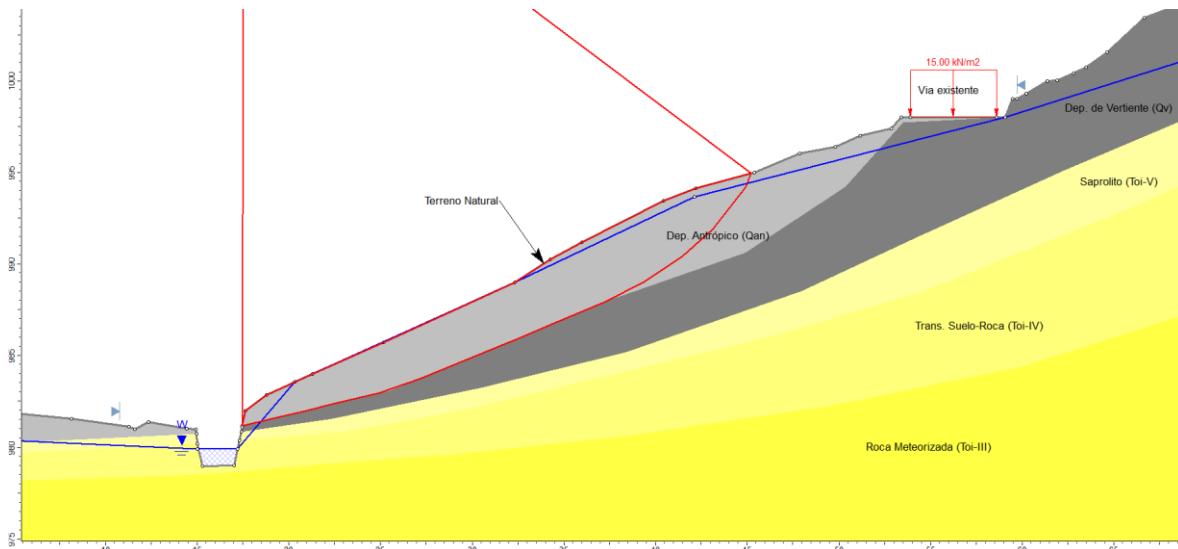




GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA
República de Colombia

Para la información de la capacidad portante se usará lo contenido en el informe Estudio y Diseños Geotécnicos HLC-SC-IF-ET-REV-0 realizado por la empresa ENCIVIL S.A.S

Figura 2. Perfil estratigráfico con base en la exploración realizada



Fuente: Estudio y Diseños Geotécnicos HLC-SC-IF-ET-REV-0 – ENCIVIL S.A.S

De las perforaciones se observa que el estrato donde se apoyará la estructura de pavimento está conformada por arena limosa, con humedad moderada, plasticidad baja y compacidad suelta. De acuerdo a esta condición este tipo de materiales tiene una capacidad de soporte variable, por lo tanto se usará el límite inferior reportado en la siguiente tabla que correlaciona



Centro Administrativo Departamental José María Córdova (La Alpujarra)
Calle 42 B No. 52 - 106 - Línea de Atención a la Ciudadanía: 604 409 9000
Medellín - Colombia.

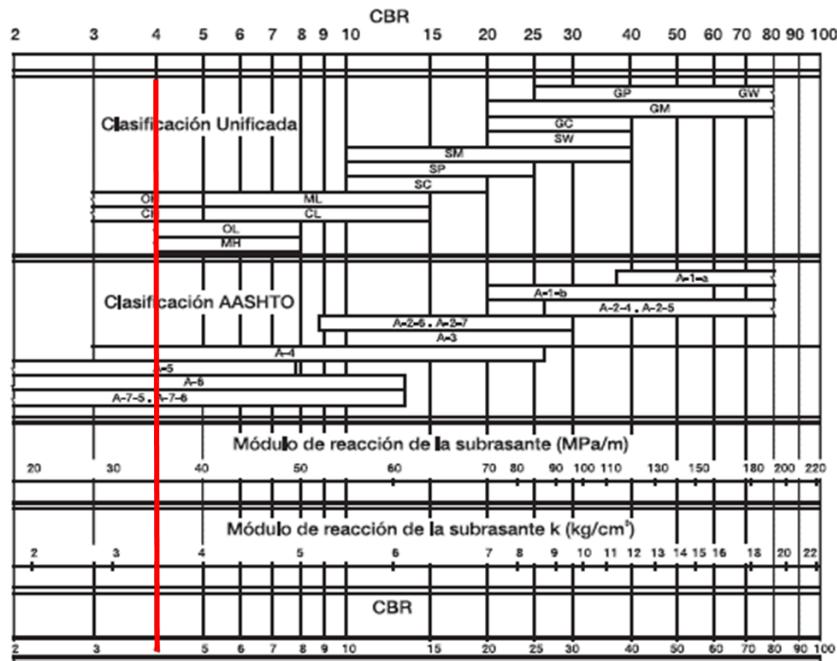


SC4887-1



GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA
República de Colombia

Tabla 4. Relación entre la clasificación del suelo y los valores de CBR y K



Fuente: Tabla 2-12 Manual de Diseño de Pavimentos de Concreto – INVIA, referencia de PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Thickness design for concrete pavements.

Con base en lo expuesto para el presente diseño se usará un CBR equivalente al 4%, por lo tanto la categoría de subrasante para el diseño será **S2**.

Las características del concreto también se definen en la presente metodología de acuerdo a la resistencia a flexotracción, las cuales se evalúan a los 28 días y se miden con base en el ensayo Resistencia a la flexión del concreto, método de la viga simple cargada en los tercios de la luz.

Tabla 5. Valores de resistencias a la flexotracción del concreto (Pág 13, Manual de Diseño).

Descripción	Resistencia a la flexión (kg/cm²)
MR1	38
MR2	40
MR3	42
MR4	45

Fuente: MANUAL DE DISEÑO EN CONCRETO INVIA

En el presente estudio se escogerá un **MR3** que corresponde a una resistencia a la flexión de 42 kg/cm³.



Centro Administrativo Departamental José María Córdova (La Alpujarra)
Calle 42 B No. 52 - 106 - Línea de Atención a la Ciudadanía: 604 409 9000
Medellín - Colombia.



SC4887-1



GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA
República de Colombia

Tabla 6. Espesores de losa de concreto (cm) de acuerdo a la combinación de variables y T3 como factor principal (Pág 18, Manual de Diseño), Patio de Almacenamiento Vías.

		ESPESORES DE LOSA DE CONCRETO (cm) DE ACUERDO CON LA COMBINACIÓN DE VARIABLES																			
		Tránsito T3																			
		S1				S2				S3				S4				S5			
		D y B	D y no B	No D y B	No D y no B	D y B	D y no B	No D y B	No D y no B	D y B	D y no B	No D y B	No D y no B	D y B	D y no B	No D y B	No D y no B	D y B	D y no B	No D y B	No D y no B
SN	MR1	29	34	31		28	32	30		26	30	27	30	25	29	26	29	24	28	26	28
	MR2	28	32	31		27	31	30		25	29	27	29	24	28	26	28	24	27	26	27
	MR3	27	31	31		26	30	30		24	28	27	28	23	27	26	28	23	26	26	27
	MR4	26	30	31		25	29	30		23	26	27	28	22	25	26	28	22	25	26	27
BG	MR1	27	32	29		27	31	28		25	29	26	29	24	28	26	27	24	28	25	28
	MR2	26	31	29		26	30	28		24	28	26	28	24	27	26	27	23	27	25	27
	MR3	26	30	29	(25)	29	28		23	27	26	28	23	26	26	27	22	26	25	27	
	MR4	24	28	29		24	27	28		22	26	26	28	22	25	26	27	21	25	25	27
BEC	MR1	24	28	25	28	24	27	25	27	22	25	24	26	22	25	24	25	21	24	23	25
	MR2	23	27	25	27	23	26	25	26	21	24	24	26	21	24	24	25	21	23	23	25
	MR3	22	26	25	27	22	25	25	26	21	24	24	26	20	23	24	25	20	23	23	25
	MR4	21	24	25	27	21	24	25	26	20	22	24	26	20	22	24	25	19	22	23	25

Fuente: MANUAL DE DISEÑO EN CONCRETO INVIAS

De acuerdo a la metodología se escoge una losa de 25 cm, la cual estará apoyada sobre una capa de base granular de 15 cm. Sobre las juntas transversales las losas tendrán pasadores de transferencia de carga de 45 cm de largo cada 30 cm, con barras de 1 1/4" y se deberán colocar en la mitad del espesor de la losa. Sobre las juntas longitudinales se colocarán barras de amarre de 1/2" de 85 cm de largo separada cada 1.20 m.

Las juntas se construirán sobre toda la superficie del pavimento, a distancias no mayores de 2.50m y en las dos direcciones ortogonales. Las juntas podrán conformarse mediante vaciado de placas en ajedrez a tope (sin elementos intermedios) o inducidas por corte, y debidamente selladas.

Se instalará bordillo de confinamiento y cunetas en concreto.

5 CONCLUSIONES

De acuerdo a los parámetros descritos en el informe, se presenta la alternativa de diseño con los siguientes espesores.



Centro Administrativo Departamental José María Córdova (La Alpujarra)
Calle 42 B No. 52 - 106 - Línea de Atención a la Ciudadanía: 604 409 9000
Medellín - Colombia.



SC4887-1



GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA
República de Colombia

Figura 3. Dimensiones definitivas alternativa de diseño



Fuente: Elaboración propia

Todas las especificaciones de materiales y proceso constructivo deberán cumplir con las especificaciones generales de construcción de carreteras vigentes del INVIA.

Las responsabilidades de la firma consultora y del profesional encargado en la elaboración de los estudios y diseños geométricos y de señalización del sitio crítico referenciado, se encuentran enmarcadas dentro de lo establecido por el Artículo 2 de la Ley 1882 de 2018 (Por el cual se modifica el Artículo 53 de la Ley 80 de 1993, modificado por el Artículo 82 de la Ley 1474 de 2011) y demás normas vigentes que rigen la materia, referente a responsabilidades de consultorías.

David Esteban Cárdenas Suárez
Contratista
Especialista en Vías y Transporte
Dirección de Estructuración de Proyectos



Centro Administrativo Departamental José María Córdova (La Alpujarra)
Calle 42 B No. 52 - 106 - Línea de Atención a la Ciudadanía: 604 409 9000
Medellín - Colombia.



SC4887-1



PROYECTO
**ESTABILIZACIÓN SITIO
CRÍTICO HELICONIA**
(HELICONIA, ANTIOQUIA)



ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS

HLC-SC1-IF-ET-REV-0

Consultor:

eNCIVIL
S.A.S.
GESTIONES EN INGENIERIA CIVIL
Cra. 51 7A sur - 25, Guayabal - Medellin (Col)
Teléfonos: (57-4) 495 91 97 - 317 886 84 25
eNCivil.sas@gmail.com



NOVIEMBRE 2022

Medellín, noviembre 24 de 2022

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, JOSE LUIS VELÁSQUEZ SERNA identificado con cedula de ciudadanía No. 1.037.591.036 en calidad de Ingeniero Civil, especialista en geotecnia, con Matricula Profesional No. 05202-278314 ANT, certifico que los diseños geotécnicos para el proyecto de ESTUDIOS Y DISEÑOS DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN SITIO CRÍTICO HELICONIA DEL DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA, asignados a mi fueron elaborados de acuerdo con la normatividad, criterios y metodologías de diseño usualmente aceptadas.

Los diseños geotécnicos aplican siempre y cuando la construcción se realice en el predio de estudio, con la configuración propuesta y las especificaciones indicadas en los planos de construcción.

Acepto y reconozco que la revisión efectuada por el Municipio de Heliconia NO constituye una aprobación al diseño geotécnico, sino una verificación del cumplimiento de la norma, por lo que con la presente carta se exime de toda responsabilidad al Municipio de Heliconia.

Cordialmente;



JOSE LUIS VELASQUEZ SERNA
C.C. 1.037.591.036
Especialista en geotecnia



NELSON CADAVID CAÑOLA
C.C 98.520.261
Director de Proyecto

ENCIVIL
GESTIONES EN INGENIERÍA CIVIL
ENCIVIL S.A.S.
NIT 901.041.177-9
Dirección: Carrera 51 7A sur-25 Medellín.
Celular: 317 886 84 25 y 300 616 99 15
e-mail: eNCivil.sas@gmail.com



CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que NELSON CADAVID CAÑOLA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 98520261, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 05202-40939 desde el 21 de Noviembre de 1991, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 165.
 2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.
 3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**
 4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.
 5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los veintiseis (26) días del mes de Septiembre del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado

El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.

Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.



CONTROL DE INFORMES	
DOCUMENTO	CÓDIGO
ESTABILIZACIÓN SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
PREPARADO PARA:	CONTRATO
MUNICIPIO DE HELICONIA	-

REVISIÓN NO.	FECHA	ELABORÓ	REVISÓ	APROBÓ
0	Nov. 24, 2022	JOSE LUIS VELÁSQUEZ Ingeniero Civil – Geotecnista M.P: 05202278314 	NELSON CADAVID C. Ingeniero Geotecnista Estructural M.P: 0520240939 	NELSON CADAVID C. Ingeniero Geotecnista- Estructural 
NOTA: Versión inicial para revisión del Cliente.				
1				
2				
3				

ENCISAS.
ENCIVIL
GESTIONES EN INGENIERÍA CIVIL
Cra. 51 7A sur - 25, Guayabal - Medellín (Col)
Teléfonos: (57-4) 495 91 97 - 317 886 84 25
eNCivil.sas@gmail.com





PROYECTO

DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN

SITIO CRÍTICO HELICONIA

CONTENIDO

1. ASPECTOS GENERALES	11
1.1 INTRODUCCIÓN	11
1.2 OBJETIVO Y ALCANCE	12
1.2.1 Objetivos	12
1.2.2 Alcance	12
1.3 LOCALIZACIÓN GENERAL	12
1.4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	13
1.5 METODOLOGÍA DE TRABAJO	14
1.6 INFORMACIÓN CONSULTADA	14
2. ASPECTOS GEOLÓGICOS	15
2.1 METODOLOGÍA	15
2.1.1 Revisión de Información Secundaria	15
2.1.2 Análisis e Información Satelital y Fotografías Aéreas	15
2.1.3 Recolección de Información de Campo	15
2.1.4 Elaboración de Perfiles Geológicos	15
2.1.5 Definición de Recomendaciones	17
2.1.6 Elaboración de Cartografía	17
2.1.7 Elaboración de Informe	17
2.2 GEOLOGÍA REGIONAL	18
2.2.1 Grupo Ayurá – Montebello (Pbsd)	19
2.2.2 Rocas Ultramáficas (Jus)	19
2.2.3 Gabros del Romeral (Jgr)	19
2.2.4 Diorita de Pueblito (Jdp)	19
2.2.5 Diorita de Heliconia (Kdhb)	20
2.2.6 Formación Amagá Miembro medio e inferior (Tom, Toi)	20
2.2.7 Depósitos de Terrazas (Qt)	21
2.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL	21
2.3.1 Sistema de Fallas Romeral – Cauca	21
2.4 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL	21



2.4.1	Cuesta (Sc)	22
2.4.2	Espolón Faceteado (Sefc)	23
2.4.3	Espolón Faceteado Moderado de Longitud Larga (Sefcml)	23
2.4.4	Escarpe de Línea de Falla (Slfe)	23
2.4.5	Cono o Lóbulo de Flujo indiferenciado (Dft)	23
2.4.6	Terraza de Acumulación Antigua (Ftan)	24
2.5	GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA LOCAL	24
2.5.1	Litología	24
2.5.2	Perfil Geológico	30
2.5.3	Geomorfología Local	32
2.5.4	Morfodinámica	36
2.6	GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA	40
3.	ASPECTOS GEOTÉCNICOS	41
3.1	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	41
3.2	ENsayos de CAMPO	46
3.2.1	Resistencia a la Penetración Estándar	46
3.3	ENsayos de LABORATORIO	49
3.4	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	51
3.4.1	Correlaciones Ensayo de Penetración Estándar	51
3.4.2	Resistencia al Corte	52
3.4.3	Parámetros Análisis Regresivo	53
3.4.4	Literatura Técnica	55
3.4.5	Parámetros Definidos con RocLab	58
3.4.6	Parámetros de Diseño	60
3.5	PERFIL SÍSMICO	63
4.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	64
4.1	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	64
4.1.1	Correlaciones De Ensayo De Penetración Estándar	64
4.1.2	Módulo De Elasticidad Del Suelo	64
4.1.3	Módulo de Balasto	65
4.2	CAPACIDAD DE CARGA	68
4.2.1	Capacidad de Carga Cimentaciones Superficiales	68
4.2.2	Capacidad de Soporte Cimentaciones Profundas	69
4.2.3	Factores de Resistencia Pilotes preexcavados según CCP-14	71
4.3	ASENTAMIENTOS	71
4.3.1	Asentamiento Cimentaciones Superficiales	71
4.3.2	Asentamientos Cimentaciones Profundas	72
4.3.3	Asentamientos Diferenciales	73



4.4	CAPACIDAD LATERAL DE PILAS	73
5.	DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO	75
5.1	CONDICIONES DE CAMPO	75
5.2	SOLUCIÓN PROPUESTA	78
5.2.1	Muro de Contención	78
6.	DISEÑO SOLUCIÓN PROPUESTA	80
6.1	CRITERIOS DE DISEÑO DE ESTABILIDAD DE TALUDES	80
6.2	ESTABILIDAD GLOBAL PANTALLA DE PILAS	81
6.3	FUERZA ACTUANTE EN EL MURO Y ESTABILIDAD EXTERNA	87
6.3.1	Metodología de Cálculo	87
6.3.2	Resultados de Diseño	89
6.4	CAPACIDAD LATERAL	92
6.5	CAPACIDAD Y ARRANCAMIENTO DE ANCLAJES	94
7.	ASPECTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS	95
7.1	ESTUDIO HIDROLÓGICO	95
7.1.1	Geomorfología de las Cuencas	95
7.1.2	Intensidad de la Precipitación	97
7.1.3	Cálculo De Caudales Máximos	100
7.2	ASPECTOS HIDRÁULICOS	112
7.2.1	Capacidad Hidráulica Cunetas	112
7.2.2	Régimen de Flujo Canal Bajante	114
7.2.3	Cálculo Obras de Subdrenaje	116
7.2.4	Evaluación Hidráulica Cauce de la Quebrada	118
7.3	ESTUDIO DE SOCAVACIÓN	124
7.3.1	Metodología	124
7.3.2	Resultados de Socavación General en el Cauce	125
8.	ASPECTOS ESTRUCTURALES	129
8.1	MARCO GENERAL Y ALCANCE.	129
8.1.1	Criterios y metodología de diseño empleada.	129
8.1.2	Cargas	130
8.2	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	130
8.2.1	Cargas Asignadas	130
8.2.2	Resultados del Análisis	132
8.2.3	Diseño Vástago	135
8.2.4	Diseño Viga Cabezal	135
8.2.5	Diseño Pantalla	136
8.2.6	Diseño Pilas	138



8.2.7 Verificación Deformaciones	140
9. CONCLUSIONES	141
9.1 GEOLÓGICO	141
9.2 GEOTÉCNICO	141
9.3 HIDRÁULICAS	143
9.4 ESTRUCTURALES	144
10. RECOMENDACIONES	145
10.1 GEOLÓGICO	145
10.2 GEOTÉCNICO	145
10.2.1 Muro de contención en Pilas	145
10.2.2 Terraplenes	146
10.2.3 Anclajes	147
10.3 HIDRÁULICO	148
10.3.1 Generales	148
10.3.2 Manejo de aguas subsuperficiales	148
10.3.3 Manejo de aguas superficiales	149
10.4 ESTRUCTURAL	149
11. REFERENCIAS	151



LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Localización del Sitio Crítico en Estudio (Fuente: Google Earth)	12
Figura 2.	Horizontes de Meteorización según Dearman (1995)	17
Figura 3.	Mapa de Geología Regional	18
Figura 4.	Mapa Geomorfología Regional	22
Figura 5.	Mapa de Geología Local	25
Figura 6.	Perfil Geológico 1	31
Figura 7.	Perfil Geológico 2	31
Figura 8.	Imagen del Relieve	32
Figura 9.	Mapa Geomorfológico Local	36
Figura 10.	Ubicación de los Sondeos	42
Figura 11.	Resistencia a la Penetración, Nspt, Medida en Campo y Corregida P-2	48
Figura 12.	Resistencia a la Penetración, Nspt, Medida en Campo y Corregida P-3	48
Figura 13.	Envolvente Sitio Crítico Heliconia	50
Figura 14.	Relación Ángulo de Fricción Deposito Antrópico, Qan	51
Figura 15.	Relación Ángulo de Fricción Deposito de Vertiente, Qv	52
Figura 16.	Relación Ángulo de Fricción Suelo Saprolito, Toi-V	52
Figura 17.	Envolventes de Resistencia Ensayos de Corte Directo, Tio-V	53
Figura 18.	Ánálisis Regresivo Sitio Crítico Heliconia	54
Figura 19.	Parámetros Geotécnicos Según el Contenido de Finos (Oteo, 1998)	55
Figura 20.	Estimación Parámetros Geotécnicos Depósito Antrópico Existente (Qan)	56
Figura 21.	Estimación Parámetros Geotécnicos Suelo Saprolito Toi (V)	57
Figura 22.	Valores Recomendado de σ_c , Roclab	59
Figura 23.	Valores Recomendado de m_i , RocLab	59
Figura 24.	Diagramas de Cajas y Bigotes – Parámetros Geotécnicos	62
Figura 25.	Mapa de Aceleración Pico Horizontal (PGA)	63
Figura 26.	Coeficiente "nh" en Arenas vs Resistencia a la Penetración	67
Figura 27.	Módulo de Balasto para Diferentes Suelos	68
Figura 28.	Pilotes Cargados Horizontalmente en el Terreno Tipo Winkler	74
Figura 29.	Obras Proyectadas – Perfil Longitudinal	78
Figura 30.	Vista en Planta	79
Figura 31.	Sección Transversal	79
Figura 32.	Vista en Planta Sección de Análisis	81
Figura 33.	Sección Transversal de Análisis	81
Figura 34.	Estabilidad Sección 1 Condición Actual - NF Esperado – Estático	83
Figura 35.	Sección 1 (k0+030) Condición Actual - NF Esperado – Seudo Estático	83
Figura 36.	Sección 1 (k0+030) Muro en Pilas - NF Esperado – Estático	84
Figura 37.	Sección 1 (k0+030) Muro en Pilas - NF Esperado – Seudo Estático	84
Figura 38.	Sección 2 (k0+060) Condición Actual - NF Esperado – Estático	85
Figura 39.	Sección 2 (k0+060) Condición Actual - NF Esperado – Seudo Estático	85



Figura 40.	Sección 2 (k0+060) Muro en Pilas - NF Esperado – Estático	86
Figura 41.	Sección 2 (k0+060) Muro en Pilas - NF Esperado – Seudo Estático	86
Figura 42.	Esquema Aplicación Típica de los Factores de Carga	87
Figura 43.	Capacidad Lateral Pilas	93
Figura 44.	Verificación de Arrancamiento Anclaje 600 kN Sobre Muro	94
Figura 45.	Área Aferente Sitio Crítico_ A1	96
Figura 46.	Microcuenca de la Quebrada La Sucia_ A2	96
Figura 47.	Representación de la Distribución de la Precipitación – El Chuscal	97
Figura 48.	Curvas IDF Estación El Chuscal	98
Figura 49.	Distribución de Lluvia en el Tiempo, Probab. 50%. Segundo Cuartil.	103
Figura 50.	Hietogramas Precipitación Total y Efectiva	104
Figura 51.	Hidrograma Unitario Adimensional Propuesto por Williams - Hann	106
Figura 52.	Parámetros de la cuenca, B vs. N	106
Figura 53.	Hidrograma Unitario Adimensional Propuesto por el SCS	108
Figura 54.	Hidrograma Unitario Adimensional de Snyder	110
Figura 55.	Caudales Sintéticos	111
Figura 56.	Cuneta Vial Propuesta	113
Figura 57.	Límites de Régimen de Flujo	114
Figura 58.	Filtro Francés Vial	116
Figura 59.	Filtro Ramal	117
Figura 60.	Filtro Colector	117
Figura 61.	Tramo y Secciones Transversales	119
Figura 62.	Perfil Longitudinal del Flujo	120
Figura 63.	Sección 030	120
Figura 64.	Sección 100	121
Figura 65.	Sección 215,06	121
Figura 66.	Mancha de Inundación	122
Figura 67.	Secciones Transversales de Mancha de Inundación	123
Figura 68.	Cotas de Socavación General para la Sección 020	127
Figura 69.	Cotas de Socavación General para la Sección 150	128
Figura 70.	Cotas de Socavación General para la Sección 231	128
Figura 71.	Modelo de Análisis Estructural	130
Figura 72.	Cargas Asignadas Muro Piloteado	131
Figura 73.	Resultados de Análisis	132
Figura 74.	Refuerzo en Vástago y Viga Cabezal	136
Figura 75.	Refuerzo en Pantalla	137
Figura 76.	Verificación Flexo compresión Pilas	138
Figura 77.	Refuerzo en Pila	139
Figura 78.	Desplazamiento Vástago E. Ext. I [m]	140



LISTA DE TABLAS

Tabla 1.	Rangos de Pendientes Para Fines Ingenieriles.	33
Tabla 2.	Resumen de Exploración del Subsuelo	41
Tabla 3.	Resumen Ensayos de Clasificación	49
Tabla 4.	Resumen Ensayos de Resistencia	49
Tabla 5.	Factores de Seguridad Metodología Arellano, R. et al, (2009)	53
Tabla 6.	Ánálisis de Parámetros Rocosos RocLab	60
Tabla 7.	Ánálisis Estadístico Parámetros Geotécnicos	61
Tabla 8.	Parámetros Geotécnicos de Diseño	62
Tabla 9.	Clasificación del Perfil Sísmico del Suelo según el SPT	63
Tabla 10.	Valores Sugeridos para nh, Reese, 1974	67
Tabla 11.	Factores de Reducción para Capacidad de Soporte – CCP-14	71
Tabla 12.	Resultados de Análisis de Estabilidad	82
Tabla 13.	Combinaciones de Factores de Carga (Tabla 3.4.1.1 - CCP-14)	88
Tabla 14.	Factores de Carga Permanentes, γp (Tabla 3.4.1.2 - CCP-14)	88
Tabla 15.	Factores de Carga para Análisis de Estabilidad de Muros	89
Tabla 16.	Resumen de Cargas Verticales, Empujes y Momentos en el Muro	90
Tabla 17.	Cálculo de Cargas Externas Muro H=6,9 m – Resistencia I	90
Tabla 18.	Cálculo de Cargas Externas Muro H=6,9 m – Extremo I	91
Tabla 19.	Cargas y Módulos de Balasto para Deformaciones Laterales en Pilas	92
Tabla 20.	Parámetros Morfométricos de las Cuencas	96
Tabla 21.	Características de la Estación	98
Tabla 22.	Parámetros Regionalizados para el Cálculo de las Curvas I-D-F	98
Tabla 23.	Tiempos de Concentración Según Autores	99
Tabla 24.	Intensidad de Precipitación	100
Tabla 25.	Resultados de Caudales Área Vía y Ladera	101
Tabla 26.	Descripción de los Grupos Hidrológicos	102
Tabla 27.	Usos del Suelo y Números de Curva de la Cuenca	102
Tabla 28.	Resultados de Caudales Sintéticos Quebrada	111
Tabla 29.	Parámetros Hidráulicos Cuneta	113
Tabla 30.	Resultados Cálculos Hidráulicos	113
Tabla 31.	Régimen de Flujo Canal Escalonado - Tramo 1	115
Tabla 32.	Régimen de Flujo Canal Escalonado – Tramo 2	115
Tabla 33.	Materiales y Dimensiones Obras de Subdrenaje	116
Tabla 34.	Parámetros de Socavación	127
Tabla 35.	Resultados de Socavación	127
Tabla 36.	Diseño Vástago	135
Tabla 37.	Diseño Vástago	136
Tabla 38.	Desplazamiento Máximo en Muro	140
Tabla 39.	Parámetros de Diseño	149
Tabla 40.	Especificaciones Concreto - Acero	150



LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Foto 1.	Estado Actual del Fallo Sitio Crítico Heliconia	11
Foto 2.	Sitio Crítico Heliconia	13
Foto 3.	Depósito Antrópico Saturado	26
Foto 4.	Depósito Antrópico Debajo de la Vía	26
Foto 5.	Depósito de Vertiente	27
Foto 6.	Depósito Aluvial	28
Foto 7.	Afloramiento de Arenisca en Quebrada	29
Foto 8.	Afloramiento de Saprolito	29
Foto 9.	Panorámica Geomorfológica 1	33
Foto 10.	Panorámica Geomorfológica 2	34
Foto 11.	Erosión y Escorrentía.	37
Foto 12.	Socavación de Muro de Gaviones.	37
Foto 13.	Movimiento en Masa Sobre la Vía	38
Foto 14.	Movimiento en Masa sobre la Vía Panorámica	38
Foto 15.	Corona de Movimiento en Ladera Superior a la Vía	39
Foto 16.	Depósito de Vertiente Sobre la Vía	40
Foto 17.	Registro Fotográfico del Sondeo P-1	42
Foto 18.	Registro Fotográfico del Sondeo P-2	43
Foto 19.	Muestras Recuperadas Perforación P-1	43
Foto 20.	Muestras Recuperadas Perforación P-2	44
Foto 21.	Muestras Recuperadas Perforación P3	45
Foto 22.	Patologías observadas en el Sitio Crítico Heliconia	76
Foto 23.	Zona de Recarga	76
Foto 24.	Socavación por la Quebrada la Sucia	77
Foto 25.	Afloramientos Rocosos Lecho de la Quebrada	77
Foto 26.	Material del Cauce	125
Foto 27.	Altura de Creciente	126

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1.	Planos	152
Anexo 2.	Exploración Geotécnica	159
Anexo 3.	Fotos De Muestras	163
Anexo 4.	Ensayos De Laboratorio	168
Anexo 5.	Memorias De Cálculo Geotécnico	185
Anexo 6.	Cálculos Hidráulicos	191



DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN
SITIO CRÍTICO HELICONIA
Antioquia, Heliconia

ENCIVIL ESTUDIOS EN INGENIERIA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. x



1. ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

Actualmente el Municipio de Heliconia, requiere los estudios y diseños geotécnicos para la estabilización del sitio critico ubicado aproximadamente a 200 m del parque principal, en la vía que comunica con el municipio de Medellín (departamento de Antioquia).

En el sitio se presenta perdida de la banca de la vía en la calzada izquierda, debido a la socavación generada por la Quebrada la Sucia. En la Foto 1 se muestra una foto panorámica en la que se puede observar la condición actual del sitio.

Los estudios y diseños fueron encomendados a la empresa GESTIONES EN INGENIERÍA CIVIL, ENCIVIL S.A.S. Para su elaboración se recopiló información secundaria con el objetivo de conocer las condiciones físicas y geotécnicas en la zona del proyecto. Posteriormente, se realizó una visita técnica y un reconocimiento detallado del sitio. Finalmente, se realizó un trabajo de oficina, desarrollando los cálculos y análisis para dimensionar las obras de estabilización, requeridas para el sitio.

Foto 1. Estado Actual del Fallo Sitio Crítico Heliconia



ENCIVIL SAS GESTIONES EN INGENIERÍA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. 11



1.2 OBJETIVO Y ALCANCE

1.2.1 Objetivos

Realizar la caracterización geológica y geotécnica del sitio con el propósito de diseñar y dimensionar las obras de estabilización requeridas para reestablecer las condiciones de operación de la vía.

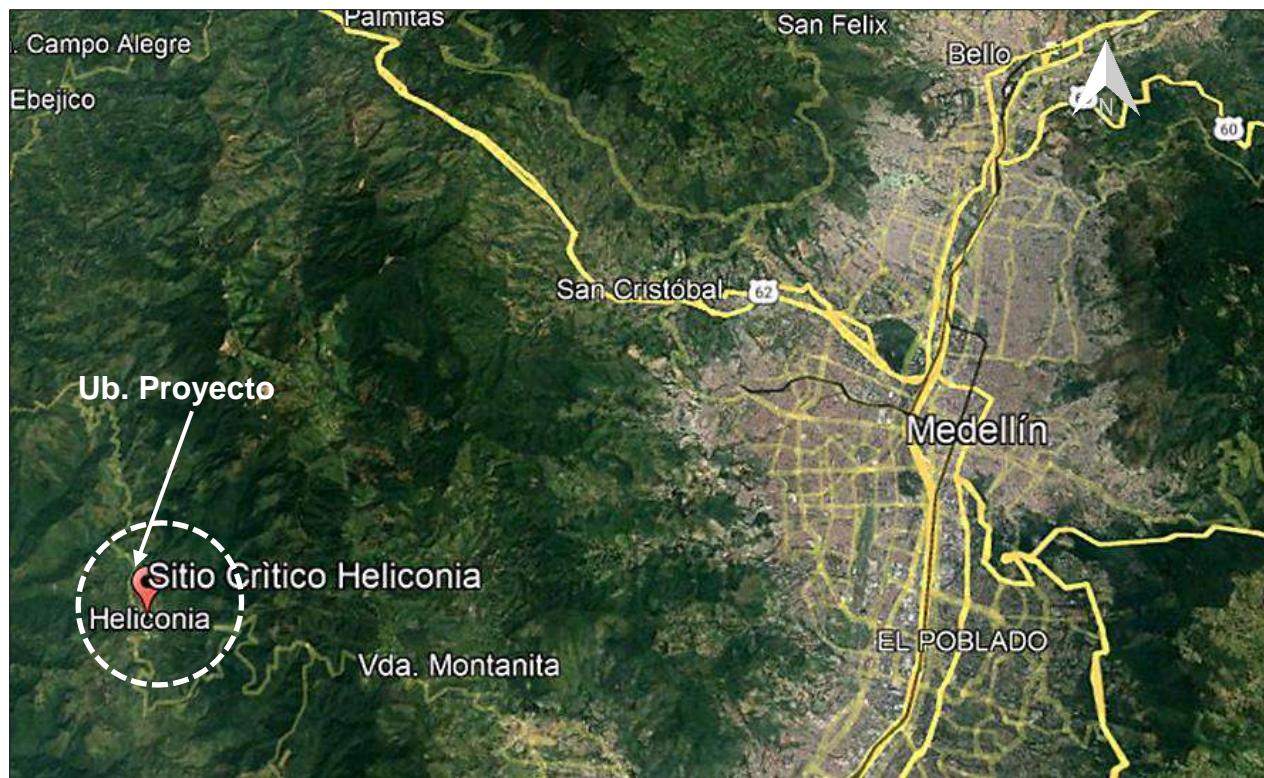
1.2.2 Alcance

El presente estudio tiene como finalidad realizar los estudios y diseños geológicos, geotécnicos e hidráulicos del Sitio Crítico Heliconia, así como presentar las conclusiones, las recomendaciones y los planos constructivos pertinentes para la implementación de las obras propuestas.

1.3 LOCALIZACIÓN GENERAL

El proyecto, está ubicado el municipio de Heliconia que se encuentra a 41 km del municipio de Medellín. El sitio crítico se encuentra localizado aproximadamente a 200 m de la cabecera municipal de Heliconia. En la Figura 1, se presenta una imagen satelital de Google Earth donde se muestra su ubicación.

Figura 1. Localización del Sitio Crítico en Estudio (Fuente: Google Earth)





1.4 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El sitio critico se encuentra aproximadamente a 200 m del parque principal de Heliconia, en el costado izquierdo de la vía.

Actualmente, en el sitio se presenta perdida parcial de la banca, la cual ha venido aumentando su magnitud con el paso del tiempo. La zona afectada tiene una longitud aproximada entre 50 m y 70 m.

El proceso de inestabilidad se encuentra asociado a la socavación generada por la Quebrada la Sucia en la margen derecha de su cauce, lo cual ha causado, afectación del tránsito del municipio. Por lo tanto, se requiere la intervención del sitio para re establecer las condiciones operativas de la vía.

Teniendo en cuenta lo anterior y las condiciones topográficas y morfodinámica del sitio, como obras de estabilización se propone la construcción de un muro de contención apoyado sobre pilotes.

Foto 2. Sitio Critico Heliconia





1.5 METODOLOGÍA DE TRABAJO

El procedimiento seguido para el diseño se puede resumir en las siguientes actividades:

- ◆ Visita técnica al sitio para evaluar las condiciones geológicas y geotécnicas y conceptualizar sobre las obras requeridas.
- ◆ Estudio de antecedentes y recopilación de la información disponible.
- ◆ Estudio geotécnico que incluye:
 - La exploración del subsuelo y la ejecución de ensayos de laboratorio.
 - Selección de la sección crítica para el análisis de la estabilidad (Máxima pendiente, mayor altura, etc.).
 - Selección de parámetros geotécnicos para el análisis.
 - Evaluación de la estabilidad de taludes para diferentes escenarios y condiciones de trabajo con el programa SLIDE de Rocscience.
- ◆ Elaboración de informe técnico.
- ◆ Elaboración esquemas constructivos.

1.6 INFORMACIÓN CONSULTADA

Para los estudios se consultó la siguiente información disponible:

- ◆ Levantamiento topográfico realizado por el Municipio de Heliconia
- ◆ Imágenes satelitales y panorámicas de la zona disponibles en Google Earth y Google Maps.
- ◆ Servicio Geológico Colombiano, 2012. Geología de la Plancha 146 Ingeominas. Escala 1:100.000.
- ◆ Servicio Geológico Colombiano, 2003. Memoria Explicativa. Geología de la Plancha 146 Ingeominas. Escala 1:100.000.



2. ASPECTOS GEOLÓGICOS

2.1 METODOLOGÍA

2.1.1 Revisión de Información Secundaria

Los documentos y estudios previos consultados se listan en la sección 1.6 Información Consultada de este informe, entre los que se encuentra información regional suministrada por el Servicio Geológico Colombiano, tales como mapas de Geología y Geomorfología a escala 1:100.000.

A partir de la revisión de esta información se adquieren herramientas de cartografía y las primeras ideas acerca de la litología, la geomorfología y los procesos morfodinámicos que afectan la zona.

2.1.2 Análisis e Información Satelital y Fotografías Aéreas

Se toman fotografías aéreas con dron a partir de las cuales se describe el relieve, se identifican procesos morfodinámicos y se hacen relaciones con la litología y su extensión.

2.1.3 Recolección de Información de Campo

Se realizan visitas de campo a la zona del proyecto y se verifica el tipo de litología, las relaciones estratigráficas y sus características particulares: horizontes en los que se desarrolla, proporción de suelo y/o roca y una idea inicial sobre las características geotécnicas. Así mismo se realizan observaciones geomorfológicas y de procesos morfodinámicos.

También se ejecutó exploración de campo: dos (2) perforaciones a rotación, una (1) perforación a percusión con ensayo SPT, de estos se obtiene información directa de las características geotécnicas de suelos y rocas, su origen y los espesores.

2.1.4 Elaboración de Perfiles Geológicos

La estratigrafía se realiza en tres pasos principales: elección de la sección topográfica, definición de los materiales y su origen, clasificación de los materiales según sus características geotécnicas.

- ◆ Elección de Sección Topográfica

Se trazan secciones que sean representativas de la variabilidad en las condiciones geológicas de la zona teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Análisis de la topografía de la zona y de las obras proyectadas



- Dirección en la que tiende a desplazarse la masa de suelo
 - Pendiente del terreno
 - Ocurrencia o susceptibilidad a los procesos
 - Espesor y humedad de suelos
- ◆ Definición de los Materiales y su Origen

A partir de la información secundaria, análisis geomorfológico y trabajo de campo se obtiene la base de la estratigrafía del área, el tipo de litología y espesores aproximados.

- ◆ Clasificación de los Materiales según sus Características Geotécnicas

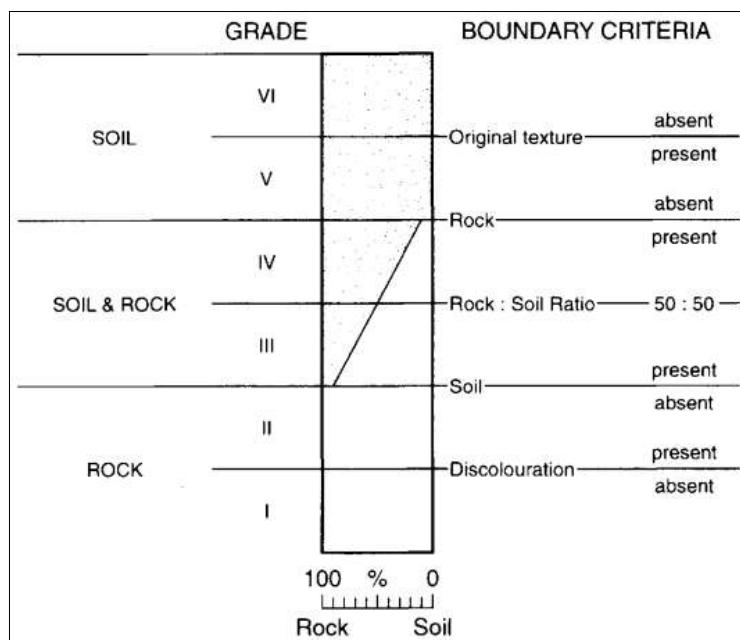
Las características geotécnicas se obtienen a partir de exploración geotécnica ejecutada por la Consultoría:

- Registros de perforación con información del nivel freático, número de golpes SPT (N), profundidad de rechazo (según SPT), recuperación, grado de fracturamiento (si aplica) y descripciones geológico-geotécnicas.
 - Resultados de ensayos de laboratorio: granulometría, humedad, límites de Atterberg y ensayos de resistencia.
- ◆ Criterios de Clasificación

Para clasificación y definición de horizontes de meteorización de la litología in-situ se utiliza el criterio de Dearman (1995) descrito en el artículo “Description and classification of weathered rocks for engineering purposes: the, background to the BS5930:1981 proposals”.

En la Figura 2 se presenta la tabla de definición de los horizontes según el porcentaje de suelo roca y sus características texturales.

Figura 2. Horizontes de Meteorización según Dearman (1995)



FUENTE: Dearman (1995)

2.1.5 Definición de Recomendaciones

A partir de la información obtenida y analizada en los pasos anteriores se definen las recomendaciones que, desde el punto de vista geológico, se consideran oportunas para garantizar la estabilidad de las obras.

2.1.6 Elaboración de Cartografía

Con base en el análisis integral de la topografía, la exploración, la información de campo, la información aérea satelital y digital disponible se realiza cartografía litológica y de procesos morfodinámicos.

2.1.7 Elaboración de Informe

Se recopila la información obtenida y analizada de forma sistemática y concreta acerca de los aspectos geológicos que influyen en el análisis geotécnico y la estabilidad de las obras.

2.2 GEOLOGÍA REGIONAL

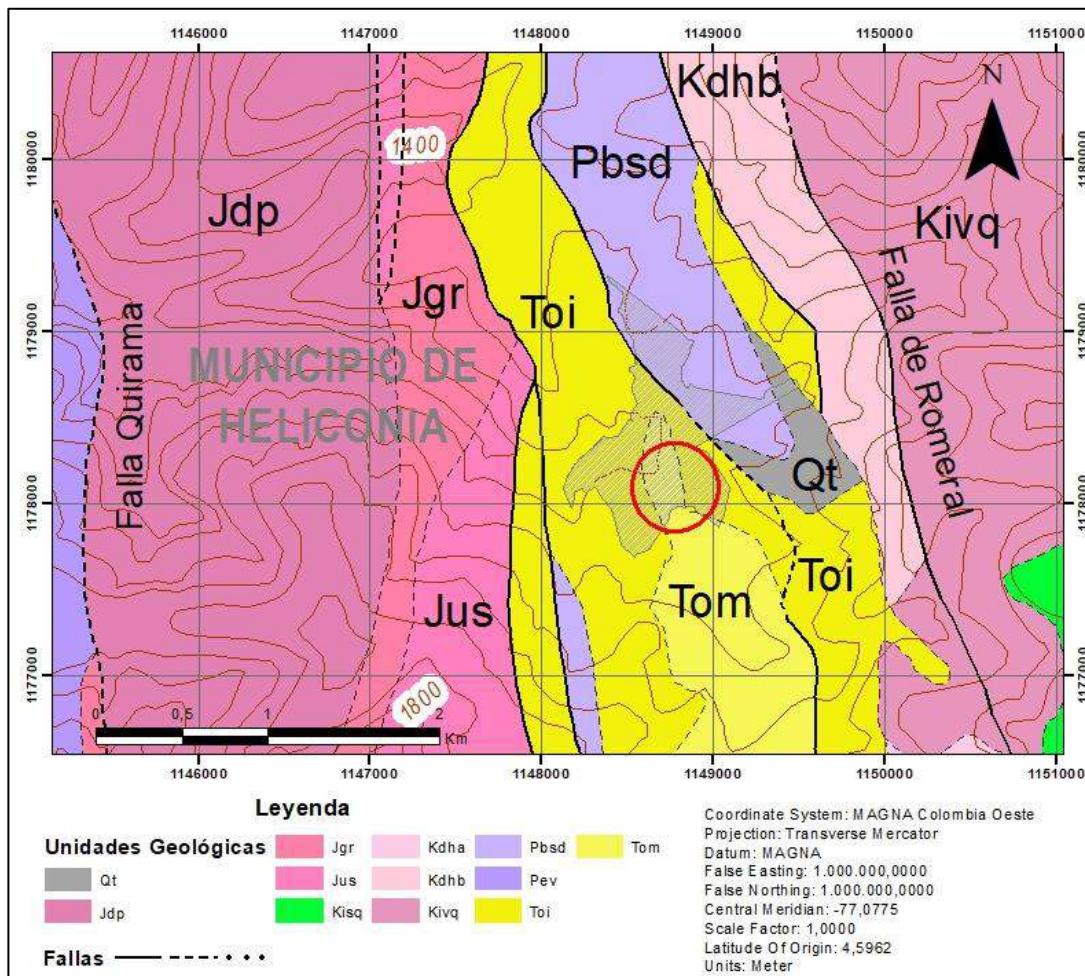
El sector en estudio se encuentra en un entorno geológico asociado principalmente a la vertiente occidental de la Cordillera Central y a la influencia del Río Cauca.

La región está conformada por rocas metamórficas, ígneas y sedimentarias, desde el Paleozoico hasta el Cenozoico, con depósitos cuaternarios de origen clástico.

De forma específica, se presentan las siguientes unidades litológicas, en orden de más antigua a más reciente: Grupo Ayurá – Montebello (Pbsd), Rocas ultramáficas (Jus), Gabros del Romeral (Jgr), Diorita de Pueblito (Jdp), Diorita de Heliconia (Kdhb), Formación Amagá miembro medio e inferior (Tom y Toi) y Terrazas (Qt).

En la Figura 3 se presenta la distribución superficial de estas unidades en el sitio de estudio el cual se delimita en un círculo rojo.

Figura 3. Mapa de Geología Regional



FUENTE: Modificado de INGEOMINAS (1983).



2.2.1 Grupo Ayurá – Montebello (Pbsd)

El grupo Ayurá-Montebello consiste en un grupo de rocas polimetamórficas de edades muy variadas que se extiende desde proximidades de la población del Banco, Magdalena al norte hasta los límites con Ecuador al Sur.

Botero en 1963, definió el grupo Ayurá Montebello formado por metamorfismo a partir de sedimentos marinos conformado por neises lenticulares micáceos, micacitas, filitas a veces grafitosas, esquistos cloríticos, delgadas capas de lidita, cuarcitas micáceas y diques de anfibolita; ubica el metamorfismo de este grupo en el Paleozoico.

Específicamente en la zona de estudio se presentan rocas de muy bajo grado de metamorfismo que conservan la textura clástica del sedimento originario y de composición heterogénea. Alvarez y González (1978) describen esta unidad como rocas metasedimentarias de estructura pizarrosa, color gris verdoso a gris oscuro y negro dependiendo del contenido de materia carbonosa, finamente laminar y replegada en las zonas más próximas a las fallas; la foliación cuando existe es débil y en muchas zonas puede confundirse con la estratificación de los sedimentos originales.

Las rocas más comunes en esta unidad son: argilitas carbonosas, pizarras y filitas microplegadas, metagrauvacas y metaareniscas feldespáticas.

2.2.2 Rocas Ultramáficas (Jus)

Duníta y peridotita serpentinizadas, asociadas a rocas básicas localmente estratificadas. Relacionadas con el sistema de fallas de Romeral.

2.2.3 Gabros del Romeral (Jgr)

Son rocas de grano medio a grueso con tamaños de entre 5-15 mm, aunque puede tener zonas con granos finos de hasta 1 mm; presenta color gris verdoso a gris claro, localmente toma colores pardos por efecto de la meteorización de plagioclasas; muestra textura de flujo cambiando a esquistosa cerca de las zonas de falla. Asociados al sistema de fallas de Romeral.

2.2.4 Diorita de Pueblito (Jdp)

Cuerpo tabular de 57 km de longitud de dirección N10W con una amplitud desde 5 km al sur de la plancha 146 hasta 47,5 km al norte de la plancha 146. En su mayor parte esta unidad de roca está conformada por diorita hornbléndica con variaciones a gabro.

A este cuerpo se le asocian rocas ultramáficas y gabros anfibólicos, cristalizados a partir de un mismo magma que dio lugar a la formación de la diorita lo que lleva inferir un proceso completo de diferenciación magmática.

ENCIVIL ESTUDIOS EN INGENIERÍA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. 19



Las rocas de la diorita de pueblito y otras rocas asociadas muestran contactos fallados con las rocas metamórficas del grupo Ayurá-Montebello y con las rocas sedimentarias de la Formación Amagá.

2.2.5 Diorita de Heliconia (Kdhb)

Se reúne bajo este nombre, un grupo de cuerpos descritos por Grosse (1926), como “Diorita tipo Heliconia”, por estar el macizo principal unos 1000 m al Este de esta población. Cubren una extensión de 30 km² en las planchas 130 y 146; se extienden entre las fallas de Uvitó y Romeral, en dirección N15W a N10E, con formas alargadas con no más de 2 km de ancho y máximo de 20 km de longitud. La composición normal es la de una diorita cuarzosa de grano medio, y el mineral máfico más abundante es la hornblenda.

2.2.6 Formación Amagá Miembro medio e inferior (Tom, Toi)

Consiste en un conjunto de rocas sedimentarias continentales de origen fluvio-lacustre, está conformada por: conglomerados, areniscas, arcillolitas y mantos de carbón, la presencia o ausencia de conglomerados y el espesor de los mantos de carbón se ha utilizado para subdividir esta unidad en tres miembros (González, H. 1976); uno inferior con conglomerados y cintas de carbón, uno medio con mantos de carbón y uno superior con predominio de arcillolitas y areniscas claras.

Miembro Inferior

Se caracteriza por la presencia de un conglomerado basal con capas de hasta 70 cm de espesor y lentes de arenisca, estos conglomerados pueden variar hasta areniscas conglomeráticas y generalmente son lenticulares; las areniscas son rocas bien consolidadas y resistentes a la meteorización, las capas muestran algunas transiciones a lodolitas o a conglomerados están conformada principalmente por cuarzo hasta en un 80%; las lodolitas consiste de una secuencia de limolitas y arcillolitas de color gris verdoso a violeta ocasionalmente ricas en materia carbonosa; se presentan algunas capas de carbón pero no tienen una extensión continua teniéndose con capas lenticulares; este miembro tiene un espesor total de unos 320 m.

Miembro Medio

Es el miembro que posee mantos explotables de carbón, compuesto principalmente por areniscas de granulometría variable desde muy fina hasta conglomerática y lodolitas bien estratificadas con variaciones a arenisca en la base o a pizarras carbonosas en el techo y en menor proporción por arcillolitas carbonosas lo que indica una sedimentación principalmente lacustre con cambios bruscos en la sedimentación. Se presentan mantos de carbón de hasta 3 m de espesor; este miembro puede tener unos 200 m de espesor.



2.2.7 Depósitos de Terrazas (Qt)

Las unidades litológicas del Pleistoceno – Holoceno constan principalmente de gruesos derrubios, como primera manifestación de inestabilidad por un levantamiento brusco, seguidos por el relleno de valles de acumulación de sedimentos fluviales y posterior formación de terrazas. En cauces de fuerte pendiente son comunes los abanicos aluviales. Durante el Holoceno no se han formado la mayor parte de depósitos aluviales y se han configurado las terrazas cuaternarias.

2.3 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL REGIONAL

La zona de estudio, está ubicada en el bloque septentrional andino, zona de influencia tectónica de tres placas en interacción: La placa de Nazca, Caribe y Suramericana. Las fallas son la característica estructural dominante, se encuentran afectando todas las unidades litológicas desde precámbricas hasta las formaciones sedimentarias del Cuaternario. Las fallas más importantes que cruzan por la zona de estudio son La Falla Quirama, Falla Ebéjico, Falla Piedecuesta y Falla Romeral, asociadas al gran sistema de Fallas Romeral – Cauca.

2.3.1 Sistema de Fallas Romeral – Cauca

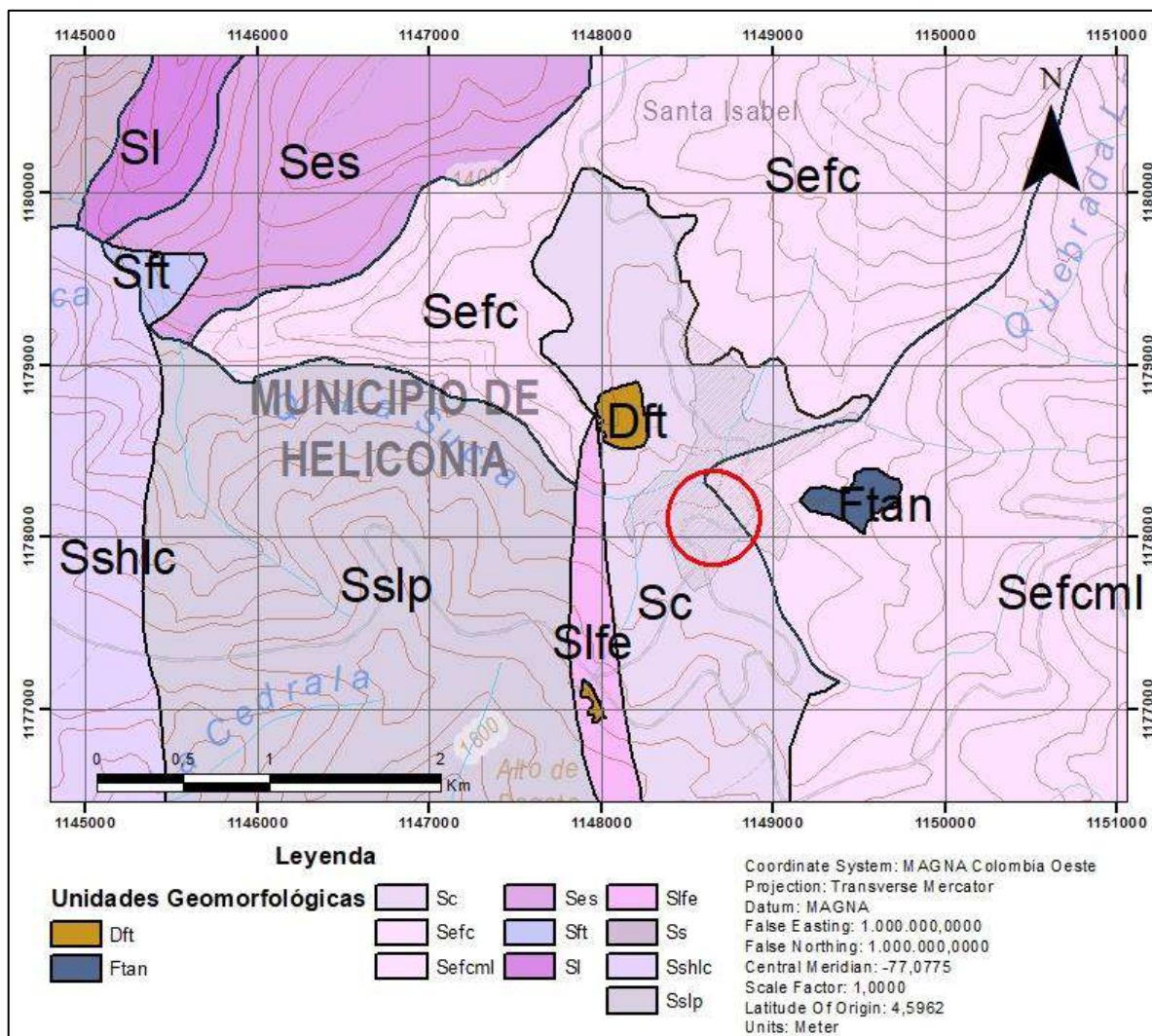
Este sistema tiene dirección predominante Norte – Sur, con una ligera desviación de los ramales orientales hacia el Sureste. Está compuesto por un sinnúmero de alineamientos, sobreescrismientos y fallas, siendo tres las fallas principales: San Jerónimo (González, 1976), la de Romeral (Grosse, 1926) y la del Cauca (Grosse, 1926). Las tres fallas se conjugan en una sola a partir de Liborina, hacia el Norte. Algunas Fallas del Sistema Romeral – Cauca son activas como lo prueba la presencia de depósitos cuaternarios fallados, y / o formando estructuras sinclinal, alineamientos de zonas de alta inestabilidad como cárcavas y derrumbes despoblados de vegetación en medio de densos bosques.

2.4 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

En el área de estudio se presenta un ambiente geomorfológico predominantemente estructural (S), debido a la presencia de las fallas que modifican el relieve de forma abrupta; y en menor proporción o de forma localizada se aprecian pequeñas áreas con ambientes denudacionales (D) y fluviales (F).

Las unidades geomorfológicas presentes en la región de estudio se presentan en el mapa de la Figura 4.

Figura 4. Mapa Geomorfología Regional



FUENTE: Modificado de SGC (2015)

A continuación, se da una breve descripción de las unidades geomorfológicas más importantes en el área de influencia del proyecto:

2.4.1 Cuesta (Sc)

Sierra asimétricas elongadas y amplias de morfología colinada o alomada definida por el basculamiento suave ($10^{\circ} - 25^{\circ}$) de capas de rocas resistentes y blandas. Formada como consecuencia de la incisión o fallamiento perpendicular al buzamiento de estratos sedimentarios suavemente plegados o basculados. Con desarrollo de drenaje subparalelo, asociado con deslizamientos translacionales y hacia la parte distal de la ladera depósitos coluviales.



2.4.2 Espolón Faceteado (Sefc)

Saliente natural que en conjunto conforma sierras colinadas que se desprenden de estructuras mayores las cuales corresponden a procesos de plegamiento, fallamiento y erosión diferencial sobre rocas de distinta competencia. Es producto de fallamiento inverso y de rumbo que generan truncamientos a manera de facetas triangulares. Conformada por laderas de morfología alomada a colinada, de longitud larga a extremadamente largas, de forma cóncavas a convexas y de pendiente abruptas a escarpadas forma predominante es colinada con laderas de pendiente inclinada a abrupta. Los mecanismos predominantes son flujos de detritos y de escombros asociados a drenes de carácter torrencial.

2.4.3 Espolón Faceteado Moderado de Longitud Larga (Sefcml)

Saliente natural que en conjunto conforma sierras colinadas que se desprenden de estructuras mayores las cuales corresponden a procesos de plegamiento, fallamiento y erosión diferencial sobre rocas de distinta competencia. Es producto de fallamiento inverso y de rumbo que generan truncamientos a manera de facetas triangulares. La forma predominante es colinada con laderas de pendiente inclinada a abrupta. La particularidad de esta unidad radica en que el relieve relativo varía entre 250 m y 1.000 m y la longitud del eje principal del espolón es mayor que 1.000 m.

2.4.4 Escarpe de Línea de Falla (Sife)

Ladera en capas o estratos inclinados a favor de la pendiente, de longitud variable, que se presentan como laderas festoneadas o dentadas hacia arriba con pendientes muy abruptas a escarpadas. Exhibe red de drenaje subparalela. Su origen obedece a procesos de plegamiento o erosión diferencial que ocurre sobre secuencias de estratos de arcillolitas carbonosas de la Formación Valle Alto, sedimentos clásticos del Grupo Cajamarca.

2.4.5 Cono o Lóbulo de Flujo indiferenciado (Dft)

Estructura en forma de cono o abanico de morfología alomada y baja, con laderas cóncava, convexa a escalonada, nichos semicirculares, bloques inclinados, relieve irregular y cambios súbitos de la pendiente, sus laderas se caracterizan por ser convergente, divergente o uniforme y por la presencia de formaciones no consolidadas en la cabecera de las cuencas o de rellenos de material coluvial en las concavidades. Su origen es relacionado a procesos de movimientos en masa de tierra o roca, generalmente canalizado y detonados por lluvias.



2.4.6 Terraza de Acumulación Antigua (Ftan)

A diferencia de los ambientes denudacionales y estructurales, los ambientes fluviales se generan a partir del depósito de sedimentos, generando morfologías más aplanadas. En el sitio de interés, se destaca principalmente, la presencia de terrazas de acumulación antiguas, que corresponde con una superficie elongada, plana a suavemente ondulada, modelada sobre sedimentos aluviales, limitada por escarpes de diferente altura a lo largo del cauce de un río. Los escarpes de esta unidad se pueden ver afectados por procesos de erosión tipo surcos y cárcavas y eventualmente caídas de suelos.

2.5 GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA LOCAL

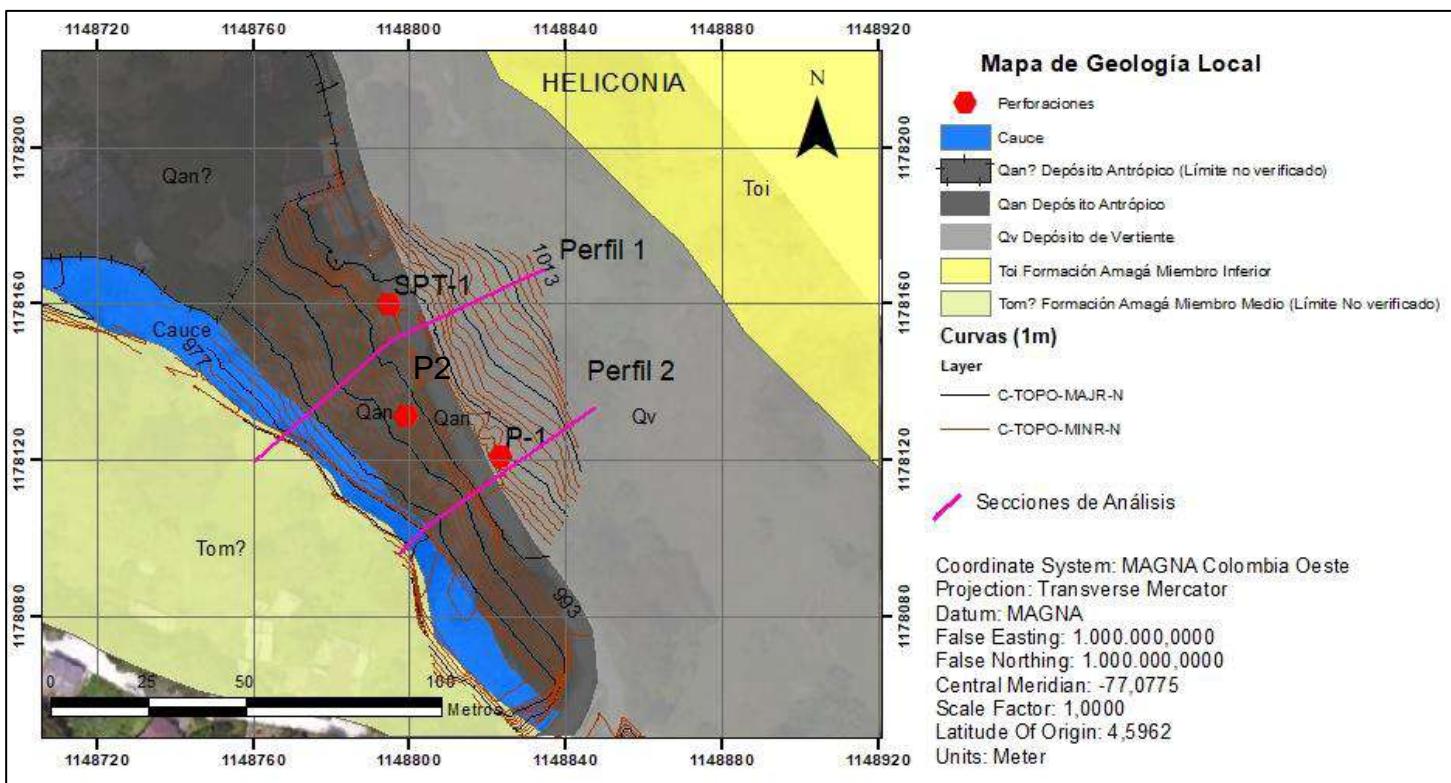
En este capítulo se presentan las diferentes litologías identificadas localmente, sus características y distribución, el modelo estratigráfico utilizado para los análisis de estabilidad y las características geotécnicas de cada material; además de una descripción detallada de los componentes geomorfológicos que enmarcan el relieve local de la zona y de los procesos morfodinámicos asociados.

2.5.1 Litología

En el sitio se presenta un desarrollo de suelos *in situ* productos de la meteorización de rocas sedimentarias pertenecientes a la Formación Amagá Miembro Inferior, la cual se encuentra cubierta por depósitos de vertiente, antrópicos y en mínima cantidad por un depósito aluvial.

En la Figura 5 se presenta la distribución de estas unidades y a continuación se describen cada una de ellas, también en el mismo mapa se muestra la ubicación de las perforaciones y las líneas por dónde pasan los perfiles.

Figura 5. Mapa de Geología Local



FUENTE: Elaboración propia 2022

2.5.1.1 Depósito Antrópico (Qan)

Corresponde con el material del lleno utilizado para la adecuación de la vía y el lleno puesto detrás de los gaviones, el cual se dispone sobre el depósito de vertiente según lo observado en las perforaciones, se extiende desde el borde interior de la vía hasta el Río. Está constituido por una mezcla de arenas, materiales finos principalmente limos, arcillas de alta plasticidad y gravas menores a los 3 cm. Localmente se tiene material saturado que se caracteriza por una baja resistencia, lo cual se pudo notar durante el recorrido de campo puesto que los pies se hundían rápidamente imposibilitando caminar. (Ver Foto 3 y Foto 4).

Foto 3. Depósito Antrópico Saturado



Foto tomada en agosto de 2022.

Foto 4. Depósito Antrópico Debajo de la Vía

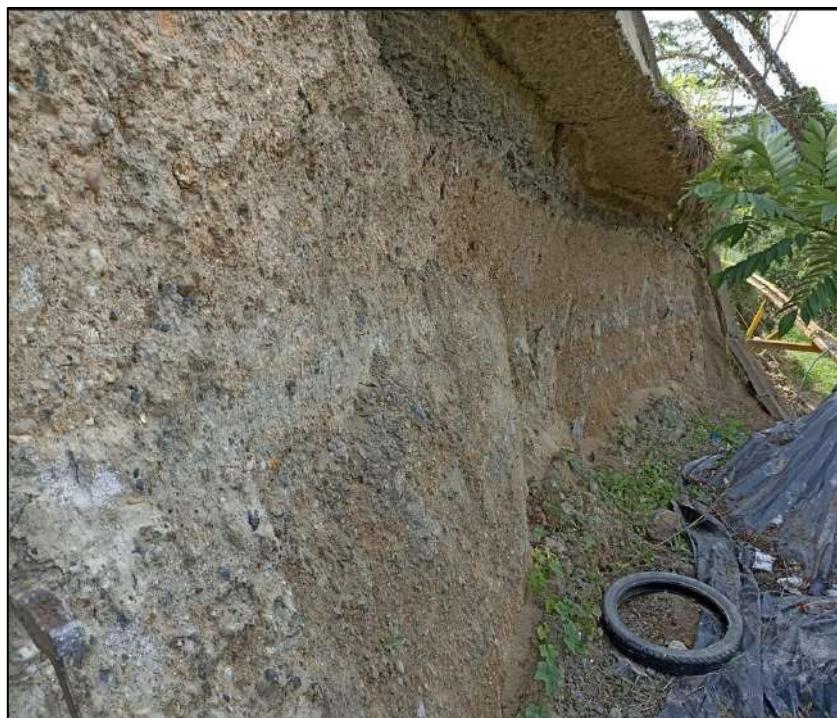


Foto tomada en agosto de 2022.

2.5.1.2 Depósito de Vertiente (Qv)

Superficialmente se tiene una capa de depósito de 4 m a 6 m de espesor matriz soportada formada principalmente por arcillas de alta plasticidad, presentan fragmentos de tamaños variables, según lo visto en campo los fragmentos pueden tener hasta 10 cm angulosos a subangulosos con moderada a baja meteorización; conformados principalmente por rocas sedimentarias y en menor medida rocas ígneas y trozos de materia carbonosa (Foto 5.)

Foto 5. Depósito de Vertiente



Foto tomada en agosto de 2022.

2.5.1.3 Depósito Aluvial (Qal)

Esta unidad litológica se encuentra distribuida de manera local y superficial a lo largo del cauce del río, se compone principalmente por arena, gravas y bloques de rocas heterogéneos subangulosos a redondeados, sueltos sobre el lecho.

Foto 6. Depósito Aluvial



Foto tomada en agosto de 2022.

2.5.1.4 Formación Amagá Miembro Inferior (Toi)

La base de la estratigrafía de la zona de estudio está conformada por horizontes de meteorización de rocas sedimentarias de la formación Amagá; con base en las perforaciones y con la información recolectada en campo se determinan los horizontes III como el estrato más inferior conformado por una sucesión de capas de conglomerados, areniscas y arcillolitas moderadamente meteorizadas (Foto 7); el horizonte IV transición suelo – roca formado principalmente por núcleos de arcillolitas, limolitas, areniscas y conglomerados meteorizados que se pueden fracturar con la mano con algo de dificultad; el horizonte V saprolito que se compone principalmente por suelo limoarenoso, de color gris, humedad alta, plasticidad baja, blando y de apariencia compacta, en afloramientos de la zona se pudo observar capas de carbón menores a 20 cm.

Foto 7. Afloramiento de Arenisca en Quebrada



Foto tomada en agosto de 2022.

Foto 8. Afloramiento de Saprolito



Foto tomada en agosto de 2022.



2.5.2 Perfil Geológico

En la Figura 6 y Figura 7 se presentan los perfiles geológicos representativos del área en estudio, según el estado actual y lo identificado a partir de la información disponible.

A continuación, se complementa la estratigrafía presentada con la descripción geotécnica de cada uno de los materiales considerados en el perfil. Los espesores para el depósito antrópico se definen a partir del nivel de la vía donde fueron realizados los sondeos exploratorios SPT1 y P2, para el depósito de vertiente se mide hacia la ladera superior dónde se realizó el sondeo P1, por último, el depósito aluvial, medido a partir del cauce en el fondo del valle.

♦ DEPÓSITO ANTRÓPICO (Qan)

De 0,0 m a 6,0 m. ARENA LIMOSA, gris pardo, humedad alta, plasticidad baja, compacidad suelta. Con clastos de roca menores a 3 cm de diámetro principalmente de cuarzo, angulosos a sub redondeado, contiene finos granos de carbón.

♦ DEPÓSITO ALUVIAL (Qal)

De 0,0 m a 0,5 m. ARENA, GRAVAS Y BLOQUES de rocas heterogéneos subangulosos a redondeados, sueltos sobre el lecho del Río.

♦ DEPÓSITO DE VERTIENTE (Qv)

De 0,0 m a 4,00 m. ARCILLA CON ARENAS, gris claro con moteado verde y negro, humedad alta, plasticidad alta, consistencia blanda. Se observan clastos de roca menores a 3 cm de diámetro y carbón en lajas, superficialmente se tienen abundantes raíces

♦ FORMACIÓN AMAGÁ (Toi)

— Horizonte V

De 4,00 m a 8,00 m. LIMO ARENOSO, gris, humedad alta, plasticidad baja, consistencia blanda, apariencia compacta.

— Horizonte IV

De 8,00 a 15,00 m. ARENISCAS, ARCILLOLITAS, LIMOLITAS Y CONGLOMERADOS, de color gris claro, se pueden fracturar con la mano con algo de dificultad, no se tiene RQD. los conglomerados se presentan en la base de la perforación y se caracterizan por ser deleznables con la mano con algo de dificultad, las areniscas, limolitas y arcillolitas presentan menor meteorización.

— Horizonte III (Inferido)

De 15,00 m hasta la base. HORIZONTE INFERIDO DE ARENISCAS, ARCILLOLITAS, LIMOLITAS Y CONGLOMERADOS

ENCIVIL ESTUDIOS EN INGENIERÍA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. 30



Figura 6. Perfil Geológico 1

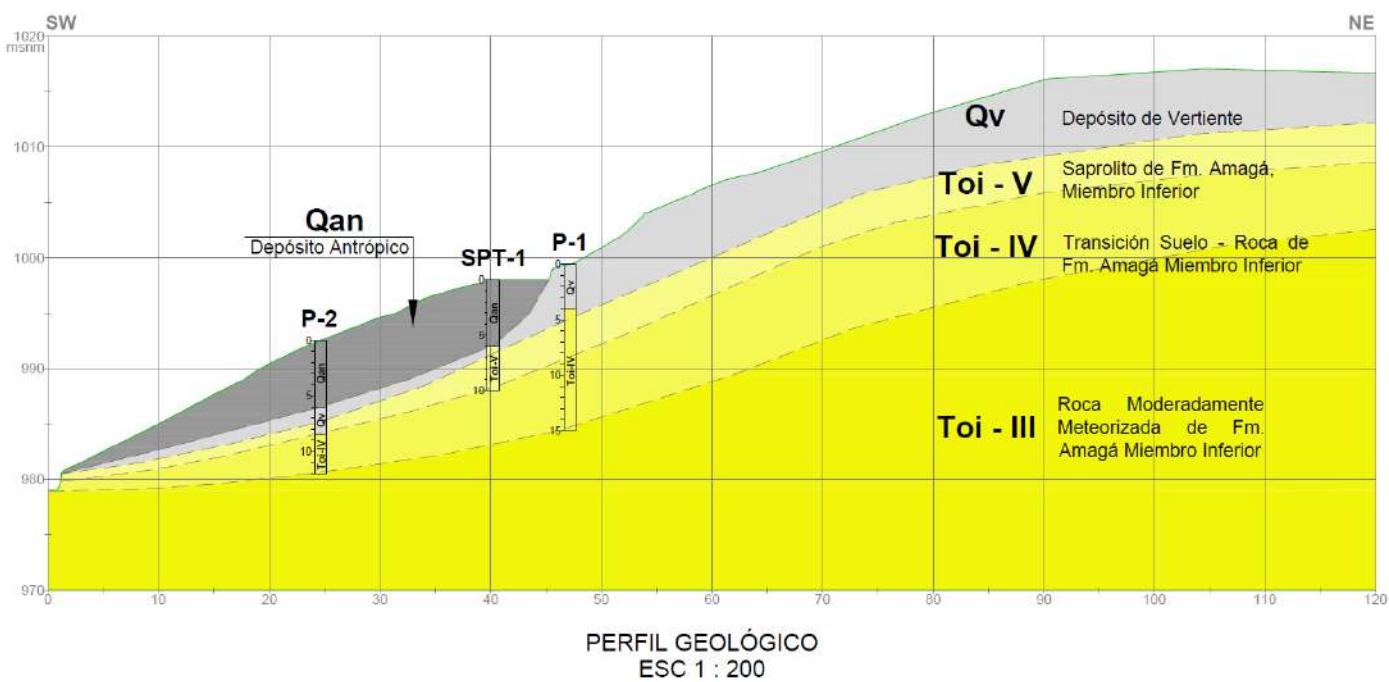
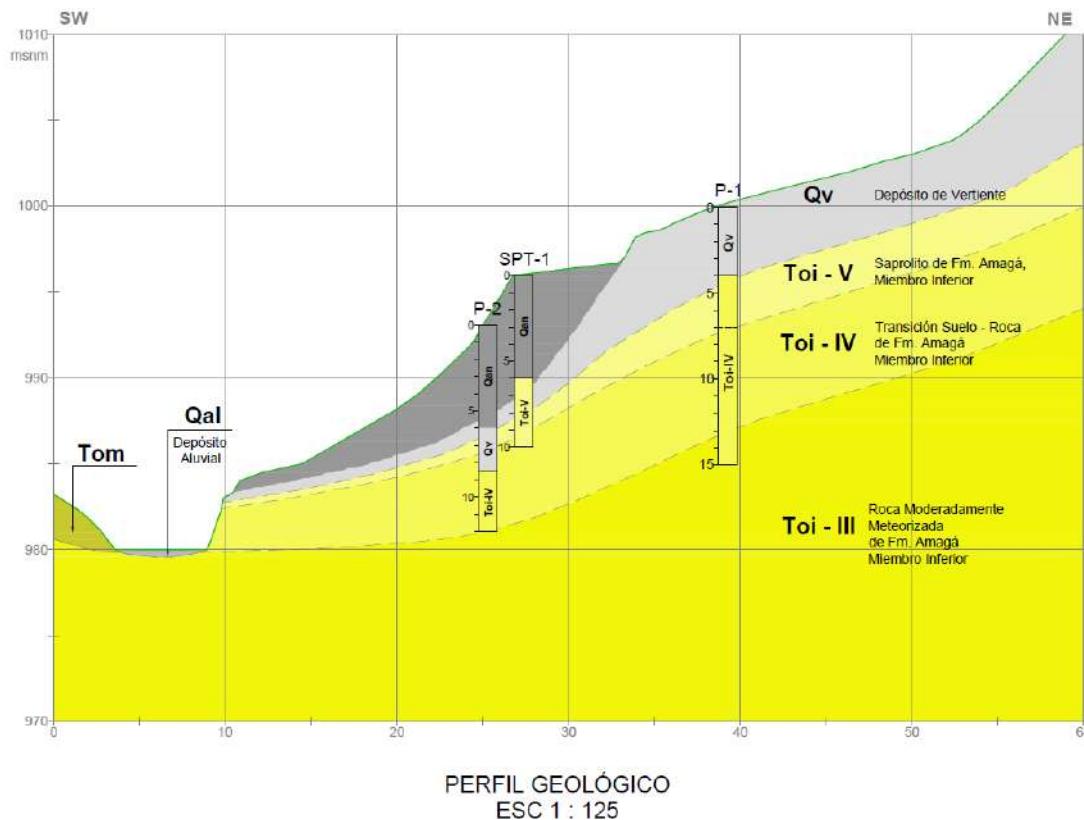


Figura 7. Perfil Geológico 2



2.5.3 Geomorfología Local

A partir de la información primaria y secundaria, en especial el análisis de fotografías aéreas con dron y de imágenes satelitales de Google Earth que brindan información sobre el relieve, se definen y describen los elementos geomorfológicos y su dinámica a nivel local, donde se destaca un ambiente denudativo puntual dentro de un ambiente estructural regional condicionado por el sistema de fallas regionales. Por último, se asocian los procesos morfodinámicos más relevantes a las características de cada componente.

En el contexto geomorfológico local se observa una ladera con pendiente muy abrupta (38°) en la parte más alta de la zona de estudio; hacia la parte media de la ladera cambia a una pendiente media a baja con 10° a 5° aproximadamente, en esta zona se facilita el empozamiento del agua (Escorrentía) hacia la parte más septentrional y hacia el sur se concentra la erosión; y más hacia el borde de la vía se encuentra un talud de corte asociado a la construcción de la misma con una pendiente moderada; esta información fue obtenida de un análisis cuantitativo con herramientas de Google Earth y con los datos de la Tabla 1 donde se muestran rangos de pendientes usados para fines ingenieriles. La anterior información se puede identificar en la Figura 8 tanto como en el mapa de geomorfología local de la Figura 9.

Figura 8. Imagen del Relieve

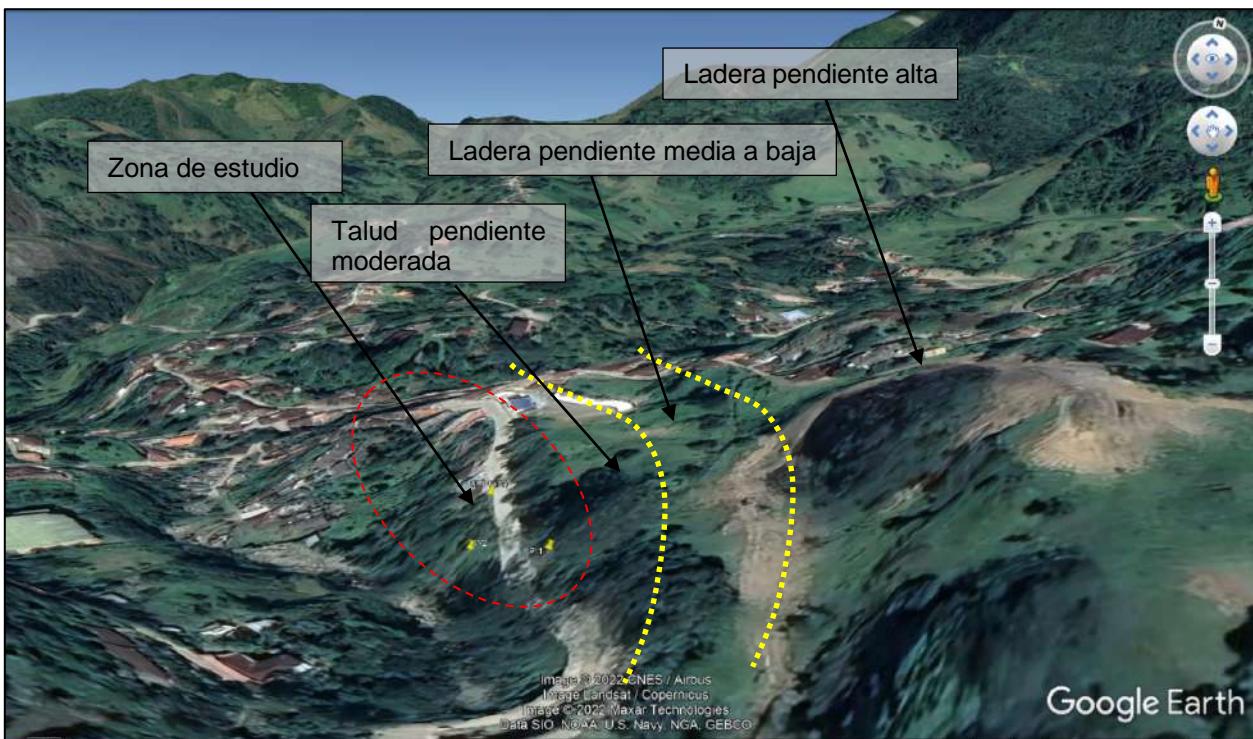




Tabla 1. Rangos de Pendientes Para Fines Ingenieriles.

PENDIENTE (°)	DESCRIPCIÓN/CATEGORÍA
0 a 4 °	Plano a casi plano / Baja
4 a 16°	Inclinado / Media
16 a 35°	Abrupto / Moderada
> 35	Muy abrupto / Alta

Modificado de Van Zuidam (1986)

En la Foto 9 se presenta una panorámica geomorfológica de la zona y en la Figura 9 se presenta el mapa con la distribución de los componentes geomorfológicos y procesos morfodinámicos locales.

Foto 9. Panorámica Geomorfológica 1



Foto tomada en octubre de 2022.

Foto 10. Panorámica Geomorfológica 2



Foto tomada en octubre de 2022.

Componentes Geomorfológicas

El sitio crítico de interés se encuentra en la parte baja de una ladera, entre la vía de entrada al municipio de Heliconia y la Quebrada La Sucia. Se identifican las ocho (8) componentes geomorfológicas que se describen a continuación.

- ◆ Planicie Antrópica (Ap)

Se identifica una superficie antrópica plana, que corresponde con la vía de entrada al Municipio de Heliconia de aproximadamente 6 m de ancho y 80 m de longitud desde la zona de estudio hasta las primeras casas del pueblo. Se relaciona con el material de depósito antrópico descrito en el capítulo de litología.

	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
	Nov-24-2022	Pág. 34



◆ Ladera de Pendiente Alta (Dlpa)

Ladera ubicada en la parte superior de la zona de estudio, que muestra un marcado cambio de pendiente sobresaliendo respecto a las demás laderas, con aproximadamente 38° . Se relaciona con el material de la formación Amagá.

◆ Ladera de Acumulación de Pendiente Baja (Dlapb)

Ladera ubicada en la parte media de la zona de estudio, donde la pendiente disminuye de forma drástica propiciando la acumulación o empozamiento de las aguas de escorrentía que bajan desde la parte más alta. Se considera esta como una zona de recarga. Se relaciona con el material del depósito de vertiente (Material sin verificar en esta zona)

◆ Ladera Erosiva de Pendiente Media (Dlepm)

Ladera ubicada también en la parte media de la zona de estudio, pero más hacia el sur, con una pendiente de aproximadamente 10° donde se concentra la erosión evidencia de esto son los surcos que se generan en el terreno. Se relaciona con el material del depósito de vertiente, el cual posee características geotécnicas pobres.

◆ Talud de Corte (Atc)

Inclinación que se le da a la pared adyacente de la vía con fines de estabilidad, cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales. En este caso el talud posee una pendiente moderada aproximadamente 21° . Se relaciona con el material del depósito de vertiente, el cual posee características geotécnicas pobres.

◆ Ladera de Socavación (Dls)

Corresponde con la ladera que está debajo de la vía, su nombre es dado a que está principalmente afectada por la pérdida del material y el debilitamiento en su base por efectos de la socavación de la quebrada. Se relaciona con el material del depósito antrópico y a la estructura del gavión que se ve directamente afectada.

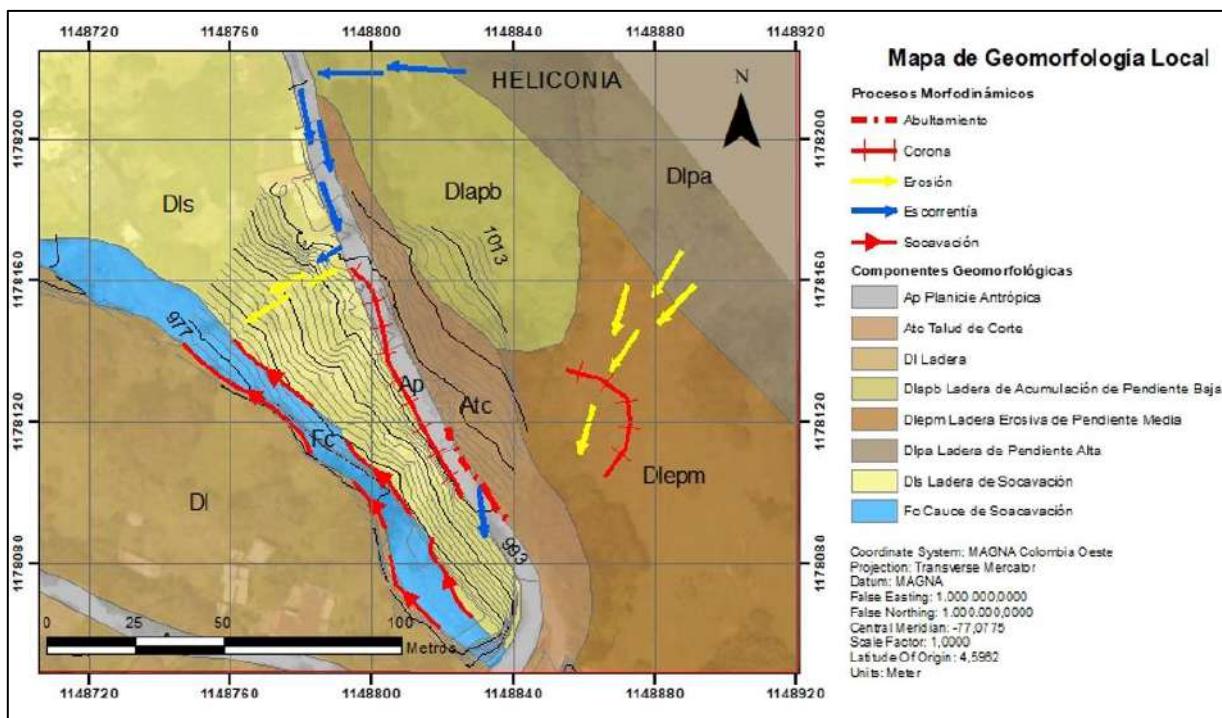
◆ Cauce de Socavación (Fc)

Un cauce es la concavidad del terreno, natural o artificial, por donde corre un río, un canal o cualquier corriente de agua. Se le agrega el sufijo de Socavación debido a que en este punto se concentra dicho proceso. La socavación se presenta a ambos bordes del cauce.

◆ Ladera (Di)

Se utilizó este término para referirse a las laderas que están en la parte occidental que no se encuentran directamente relacionadas con la zona de estudio.

Figura 9. Mapa Geomorfológico Local



FUENTE: Elaboración propia 2022

2.5.4 Morfodinámica

El sitio en estudio se encuentra afectado principalmente por 3 eventos morfodinámicos importantes.

- ♦ Morfodinámica de Aguas Superficiales.

La dinámica de aguas superficiales se asocia principalmente a la escorrentía que baja por la ladera y que se concentra en donde la pendiente disminuye, en la anteriormente llamada zona de acumulación, parece ser que este flujo de agua se dirige desde esta zona de acumulación hacia la vía principal y viaja a lo largo de ella en dirección sur hasta dónde se encuentra la pérdida de parte de la estructura de la vía, concentrándose allí y generando surcos. Foto 11.

La erosión también es un agente que modela la geometría de la zona, concentrándose en la ladera encima del punto en estudio. Foto 11.

Foto 11. Erosión y Escorrentía.

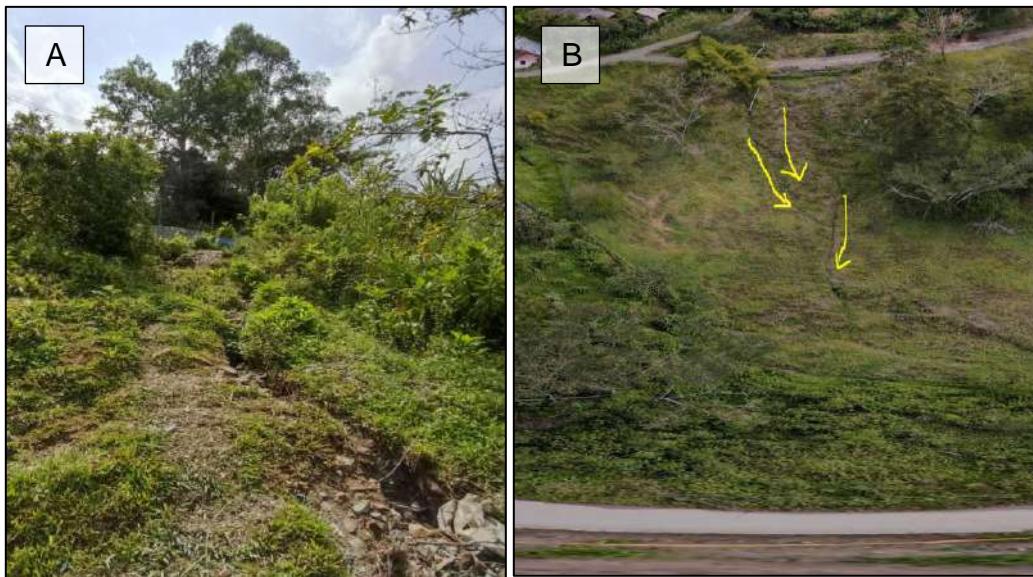


Foto A tomada en Agosto y Foto B octubre de 2022.

♦ Morfodinámica Fluvial

La dinámica de la quebrada la Sucia en este punto es erosiva, generando socavación que se define como la excavación y transporte de material del lecho y de las orillas de los arroyos como resultado de la acción erosiva del propio flujo de agua, en este caso a ambos lados del cauce. Este proceso afectó directamente la estructura de contención en gaviones que se había construido en tiempos anteriores, la dimensión de la perdida se puede observar en la Foto 12.

Foto 12. Socavación de Muro de Gaviones.



◆ Movimientos en Masa

Se detectaron dos coronas de deslizamiento, la principal sobre todo el borde la vía (Foto 13) y la segunda en la ladera superior a la vía (Foto 15).

Foto 13. Movimiento en Masa Sobre la Vía



El área afectada por debajo de la vía es de aproximadamente de 4.760 m², se observa el material removido y desprotegido de vegetación. Este evento destruyó la mitad de la estructura del pavimento (4 m de ancho aproximadamente); afectando la movilidad de los vehículos por esta zona.

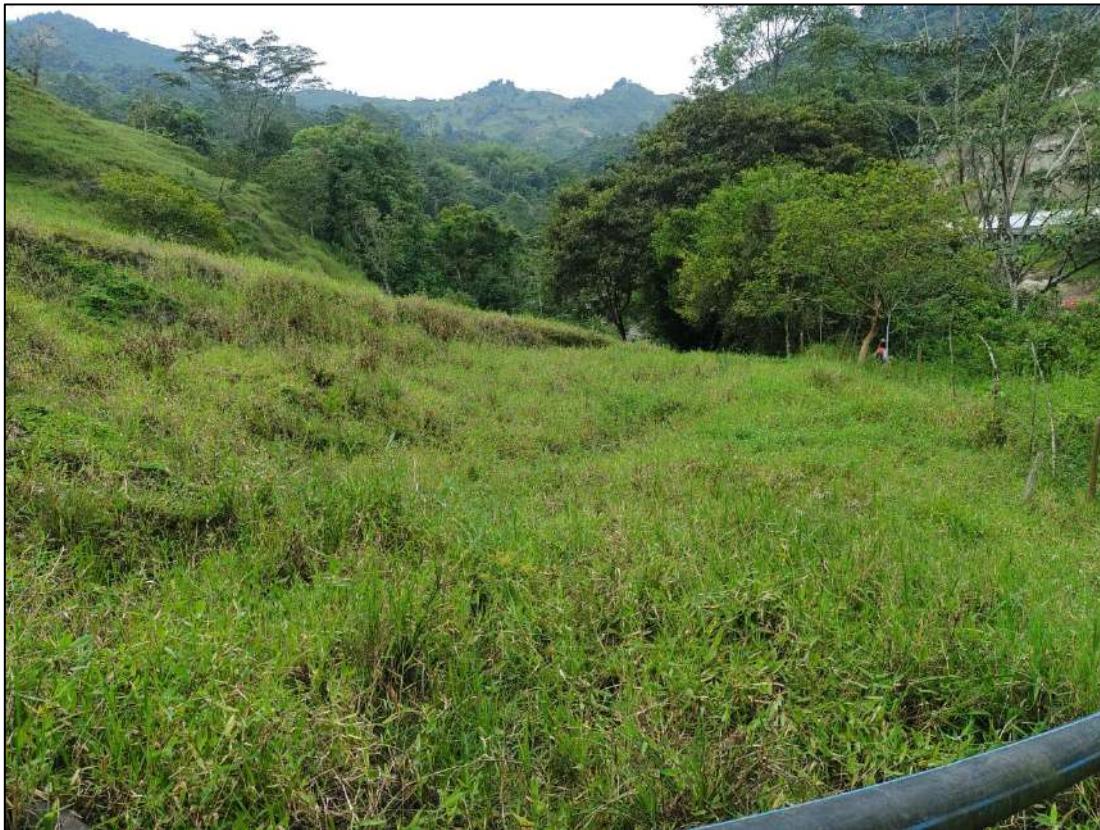
Foto 14. Movimiento en Masa sobre la Vía Panorámica





El movimiento en masa sobre la ladera superior muestra un escarpe de aproximadamente 1,0 m de altura, presenta vegetación y el material se encuentra saturado en esta zona.

Foto 15. Corona de Movimiento en Ladera Superior a la Vía



Otro rasgo morfodinámico importante detectado es la acumulación y abultamiento de material sobre la vía el cual se origina de un fallo anterior que al parecer no ha recibido ningún tipo de tratamiento; este material presenta alta humedad formando un flujo constante de agua sobre el pavimento; la humedad presente en esta masa de suelo deriva de varias líneas de flujo que convergen sobre el material desplazado.

Foto 16. Depósito de Vertiente Sobre la Vía



2.6 GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA

De acuerdo con los análisis realizados sobre geología, geomorfología y morfodinámica, se destaca la dinámica fluvial de la quebrada y de aguas superficiales como los factores desestabilizantes de la zona de estudio. El material del que está compuesta la zona se caracteriza por tener parámetros geotécnicos pobres, en cuanto a los depósitos mencionados.

Las características de menor cohesión y mayor porosidad de los suelos asociados a los depósitos de vertiente y antrópico, representan un aumento en la capacidad de infiltración de agua, además de la susceptibilidad a la erosión cuando interactúa con los procesos socavantes de la quebrada. Dado esto, es importante tanto el manejo de las aguas de infiltración provenientes de la ladera superior de la vía, permitiendo ser captadas y entregadas de forma adecuada; como la protección de los materiales susceptibles a erosión que interactúan con los procesos de la quebrada.

La ladera debajo de la vía es la que se ve mayormente afectada por la conjunción de los factores condicionantes y detonantes de la zona, sin embargo, no se debe dejar a un lado las condiciones que presenta la ladera superior sobre todo en el tema relacionado con las aguas.



3. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

En este capítulo se presentan los aspectos de mayor relevancia para determinar las características geotécnicas del suelo, los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio ejecutados, así como una breve descripción de estos.

3.1 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Para la caracterización geotécnica de los suelos en la zona de estudio, se realizaron sondeos directos que consistieron en tres (3) perforaciones a rotación que alcanzaron profundidades entre 5,0 m y 15,0 m. En la Tabla 2 se muestran las coordenadas y la profundidad alcanzada, en la Figura 10 su ubicación en planta.

En la Foto 17 y Foto 18 se presenta el registro fotográfico de la ejecución de los sondeos.

Tabla 2. Resumen de Exploración del Subsuelo

Sondeo	Tipo	Coordenadas Magna Colombia OESTE		N.F(m)	Profundidad (m)
		Norte	Este		
P1	Rotación	1.178.121,1	1.148.823,9	5,0	15,0
P2	Rotación	1.178.131,2	1.148.799,3	0,5	12,0
P3	Rotación	1.178.159,7	1.148.794,9	N.R	10,0

De la Foto 19 a la Foto 21 se pueden apreciar las características de las muestras recuperadas de cada sondeo; de las cuales se tomaron las más representativas para la ejecución de ensayos de laboratorio, tales como granulometría, límites de consistencia, humedad natural, resistencia al corte y compresión simple.

Con base en los registros litológicos de los sondeos y observado durante la visita de reconocimiento se generaron los perfiles estratigráficos y geotécnicos del proyecto, los cuales se presentan en el capítulo 2.5.2.

En el Anexo 2, dispuesto al final del documento, se presentan los registros litológicos de la exploración realizada y el registro fotográfico detallado de las muestras de cada sondeo.

Figura 10. Ubicación de los Sondeos

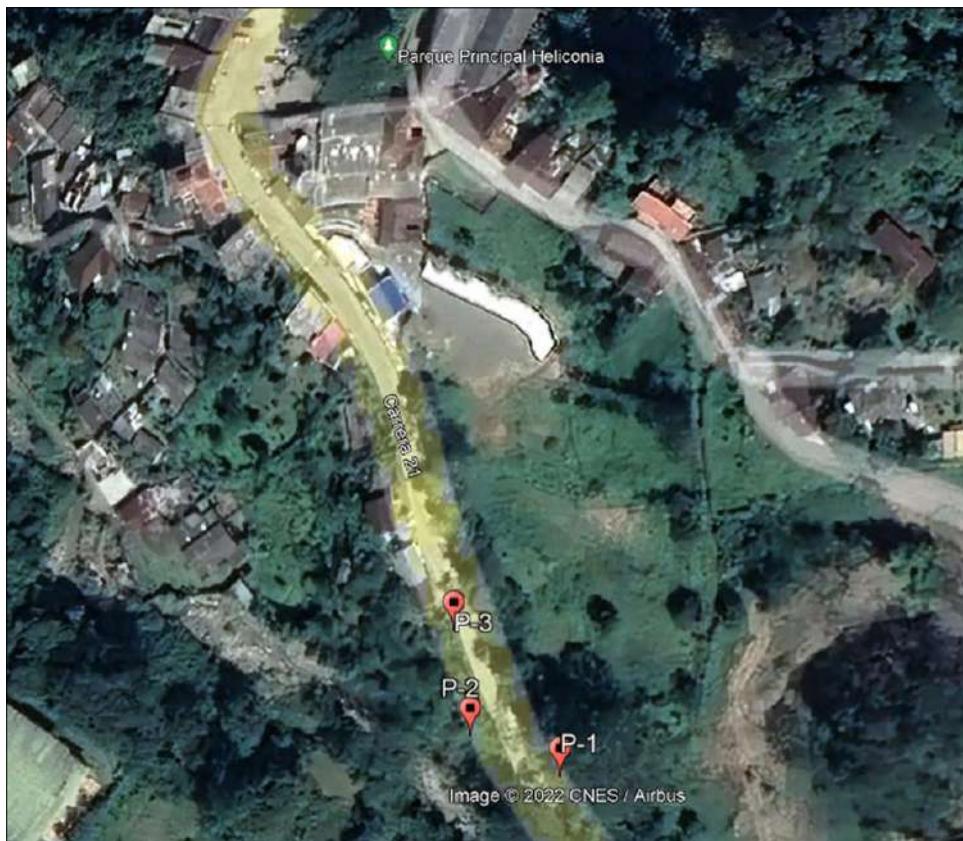


Foto 17. Registro Fotográfico del Sondeo P-1



Foto 18. Registro Fotográfico del Sondeo P-2



Foto 19. Muestras Recuperadas Perforación P-1



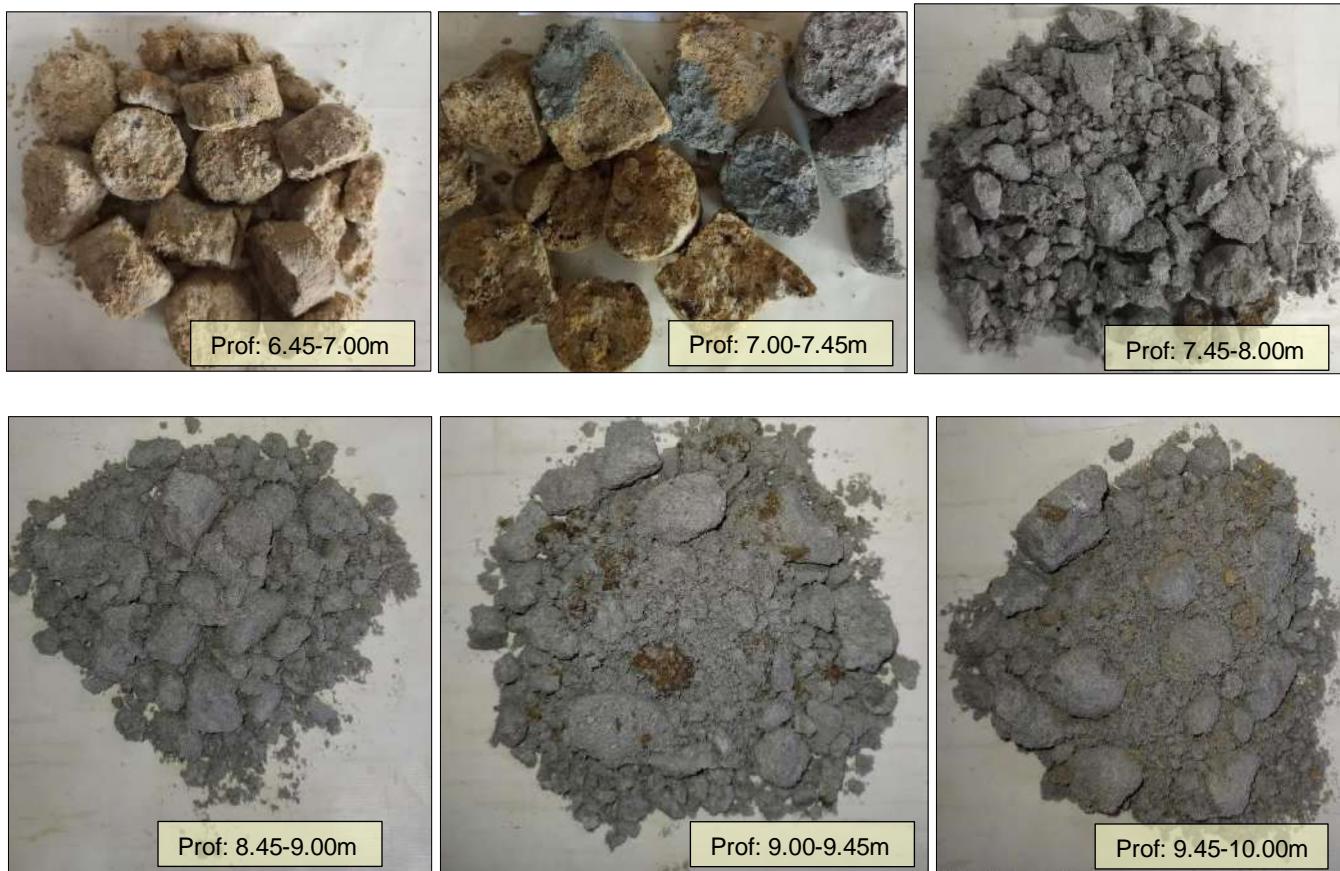
Foto 20. Muestras Recuperadas Perforación P-2



Foto 21. Muestras Recuperadas Perforación P3



Foto 21. Muestras Recuperadas Perforación P3 (Continuación)



3.2 ENSAYOS DE CAMPO

3.2.1 Resistencia a la Penetración Estándar

En cada sondeo se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT) a cada metro de profundidad, donde las características del suelo lo permitieron, de acuerdo con la norma ASTM D-1586. En aquellas zonas donde no fue posible realizarlo, la perforación se avanzó a rotación con broca de diamante y se retomaron las pruebas de resistencia a la penetración en cuanto fue posible. La resistencia a la penetración estándar fue corregida según la metodología propuesta para tal fin (Ver Bowles, 1988). El Nspt se corrige así:

$$N_{corr} = N \times C_n \times h_1 \times h_2 \times h_3 \times h_4$$

Donde:

- N_{corr} = valor de N corregido
- N = valor de N de campo
- C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo



- h_1 = factor por energía del martillo ($0.45 \leq h_1 \leq 1$)
- h_2 = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq h_2 \leq 1$)
- h_3 = factor por revestimiento interno de toma muestras ($0.8 \leq h_3 \leq 1$)
- h_4 = factor por diámetro de la perforación ($> 1,0$ para $D > 5"$; 1.15 para $D=8"$)

En la mayoría de los casos, se toma que $h_2 = h_3 = h_4 = 1$ y solamente se tendrán en cuenta los factores h_1 y C_n , donde para h_1 se considera una energía del equipo de 45%, para obtener un N60, posteriormente se hace la conversión correspondiente para obtener el N45.

En la Figura 11 se presenta los gráficos de variación de la resistencia a la penetración con respecto a la profundidad para el sondeo P-1, P-2 y P-3. En dichos esquemas se presenta en color negro la variación de N_{SPT} con el número de golpes de campo y en color rojo la variación del N45 luego de corregidos los golpes. A continuación, se presentan algunas observaciones respecto a los sondeos ejecutados:

- ◆ Para el sondeo P-2, se observa que, hasta los 1.5 m de profundidad, el suelo tiene un número de golpes en promedio de 17 gol/pie que corresponde un suelo con una compacidad compacta. A partir de dicha profundidad y hasta los 6 m el suelo presenta una compacidad entre muy suelta a suelta, con una resistencia a la penetración que varía entre 3 gol/pie y 9 gol/pie. A partir de dicha profundidad y hasta los 8 m aparece un material el cual presenta una compacidad compacta con una resistencia a la penetración promedio 10 gol/pie. Luego de los 8 m se presenta el rechazo.
- ◆ Para el sondeo P-3, se observa que hasta una profundidad de 2,5 m el suelo tiene un grado compacidad compacto, con un valor promedio de 11 golpes/pie. Luego entre los 2,5 m y 5,5 m, presenta una compacidad suelta con un promedio de 6 golpes/pie. A partir de dicha profundidad y hasta los 9 m el suelo presenta compacidad compacta con una resistencia a la penetración que varía entre 13 gol/pie y 19 gol/pie. Luego de los 9 m se presenta el rechazo.
- ◆ Durante la ejecución de las perforaciones se registró presencia del nivel freático en una de las perforaciones a 5,0 m y otro a 0,5 m; el cual será tenido en cuenta para el cálculo de la correlación del SPT.

Figura 11. Resistencia a la Penetración, Nspt, Medida en Campo y Corregida P-2

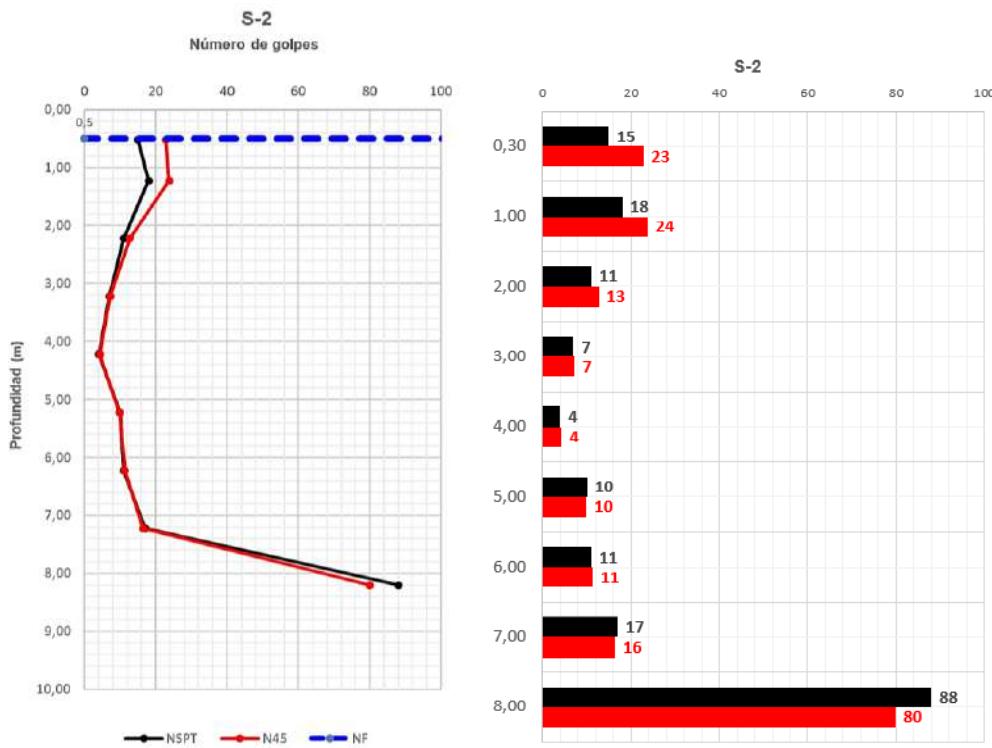
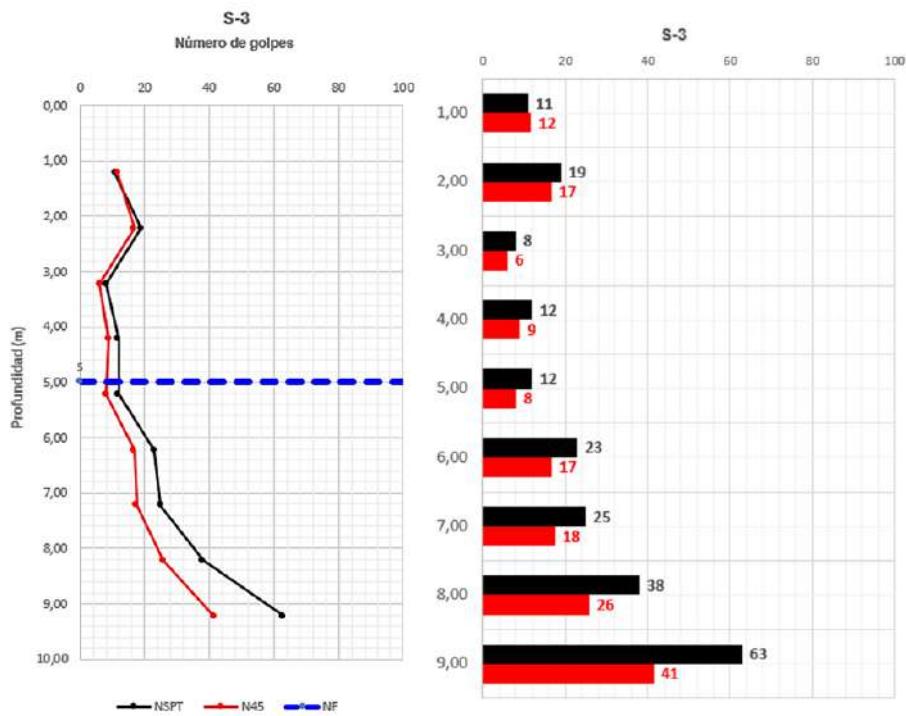


Figura 12. Resistencia a la Penetración, Nspt, Medida en Campo y Corregida P-3





3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas en los sondeos se analizaron inicialmente en forma visual y se seleccionaron las más representativas para realizar ensayos de laboratorio, de acuerdo con las necesidades del estudio y las características de los suelos encontrados. Específicamente, se realizaron ensayos de clasificación, de humedad natural y de resistencia (corte directo y compresión simple).

En la Tabla 3, se presenta el resumen de los resultados obtenidos en los ensayos de clasificación. En general se observa que, hasta los primeros 6,0 m se tienen arenas limosas de baja plasticidad que corresponden al lleno antrópico (terraplén) con un porcentaje de gravas que varía entre el 11,8% y 31,2%, de arenas entre el 40,1% y 66,4% y de finos entre 24,7% y 40,4%. El índice de plasticidad promedio (IP) es de 11,7%.

A mayor profundidad se identificaron arcillas de baja plasticidad, con un porcentaje de gravas que varía entre el 4,0% y 11,8%, de arenas entre el 35,6% y 57,7% y de finos entre 38,3% y 56,7%. El índice de plasticidad promedio (IP) es de 8,7%.

En la Tabla 4 se presentan los resultados de los ensayos de resistencia, los cuales se realizaron sobre el depósito de vertiente y/o suelo residual. En el ensayo de compresión simple se obtuvo una resistencia última (Qu) de 51,2 kPa y en el de corte directo una cohesión de 26,7 kPa y una fricción de 25,5°. Los valores obtenidos se consideran coherentes de acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de clasificación.

En la Figura 13 se presentan las curvas de Esfuerzo vs Deformación de los ensayos de compresión simple y corte directo, donde se puede observar que el suelo tiene un comportamiento dúctil.

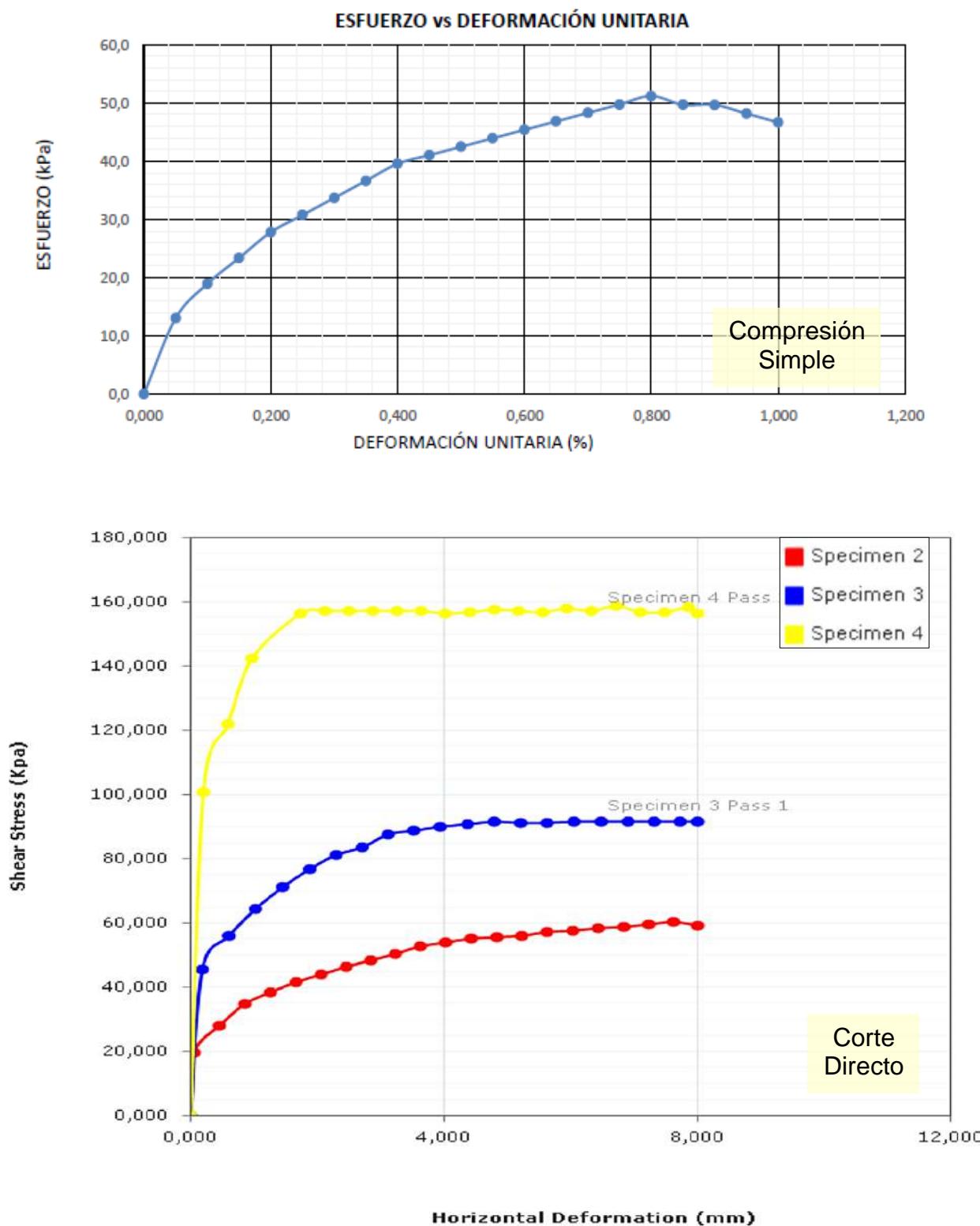
Tabla 3. Resumen Ensayos de Clasificación

Sondeo	Muestra, N°	Estrato	Prof, Media (m)	Clasif. USCS	Gravas %	Arenas %	P200 %	Wn %	LL %	LP %	IP %	Expan. (LL)	Expan. (LP)
					%	%	%	%	%	%	(%)	(kPa)	
P-1	M-3	Qv	1,75	SC	31,2	42,1	26,8	11,5	22	13	9	Bajo	Bajo
P-2	M-12	Qan	5,75	SC	19,5	40,1	40,4	18,2	32	17	15	Bajo	Bajo
P-2	M-16	Toi-IV	7,75	CL	11,8	35,6	52,7	20,1	33	16	17	Bajo	Bajo
P-3	M-3	Qan	2,23	SC	8,9	66,4	24,7	14,8	27	16	11	Bajo	Bajo
P-3	M-11	Toi-V	6,23	SC-SM	4,0	57,7	38,3	12,1	17	13	4	Bajo	Bajo
P-3	M-11	Toi-V	8,23	CL-ML	4,3	39,0	56,7	6,7	18	13	5	Bajo	Bajo

Tabla 4. Resumen Ensayos de Resistencia

Sondeo	Muestra	Clasif. USCS	Estrato	Prof. (m)	Gs	γ (KN/m³)	Corte Directo (CD)		Compresión Simple (kPa)		E (kPa)
							Φ' (°)	C' (kPa)	Qu	Cu	
P2	M-16	CL	Qv	7,45	-	18,4	-	-	51,2	25,6	10477
P3	M-15	CL-ML	Toi-V	8,45	2,74	-	25,2	26,7	-	-	-

Figura 13. Envolvente Sitio Crítico Heliconia





3.4 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

3.4.1 Correlaciones Ensayo de Penetración Estándar

Los valores obtenidos por medio del ensayo de campo de resistencia a la penetración estándar (SPT), sirvieron para obtener una correlación con el ángulo de fricción equivalente a diferentes profundidades, utilizando las fórmulas propuestas por Kishida.

Una vez encontrado el ángulo de fricción a partir del Nspt, se realiza la gráfica resistencia al corte (τ) vs esfuerzo normal efectivo (σ'), obteniendo así una envolvente de falla del suelo. Se hace la regresión τ vs σ' para cada tipo de material y se obtiene c' y ϕ' .

$$\tau = \sigma' * \tan (\varphi)$$

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{\tau}{\sigma'} \right)$$

De la Figura 14 a la Figura 16 se presentan los resultados para los estratos del Deposito Antrópico (Qan), depósito de vertiente (Qv) y el suelo saprolítico de la formación Amagá (Toi-V) identificados en los sondeos realizados. Para el depósito antrópico se obtuvo un ángulo de fricción promedio de 24°, para el depósito de vertiente (Qv) se obtuvo un ángulo de fricción de 28° y para el suelo saprolítico (Toi-V) de 31°.

Figura 14. Relación Ángulo de Fricción Deposito Antrópico, Qan

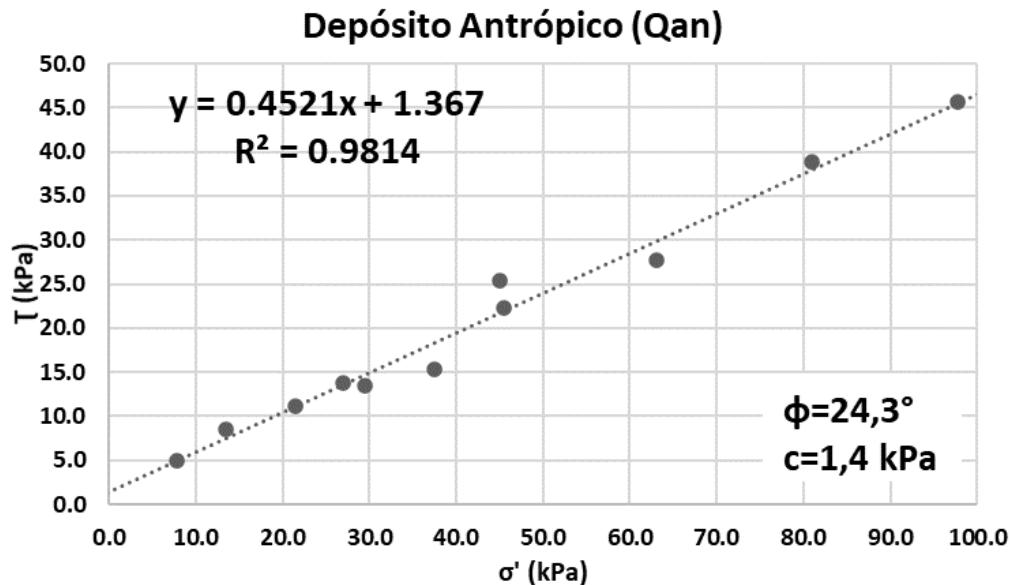


Figura 15. Relación Ángulo de Fricción Deposito de Vertiente, Qv

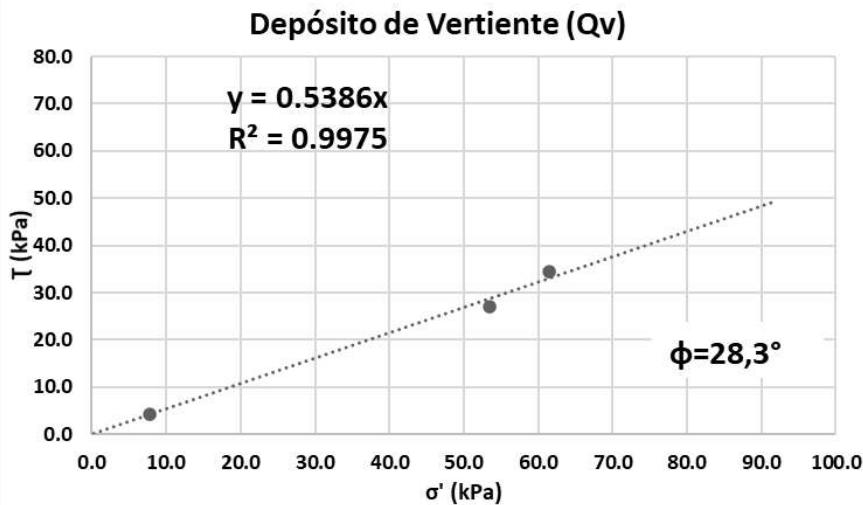
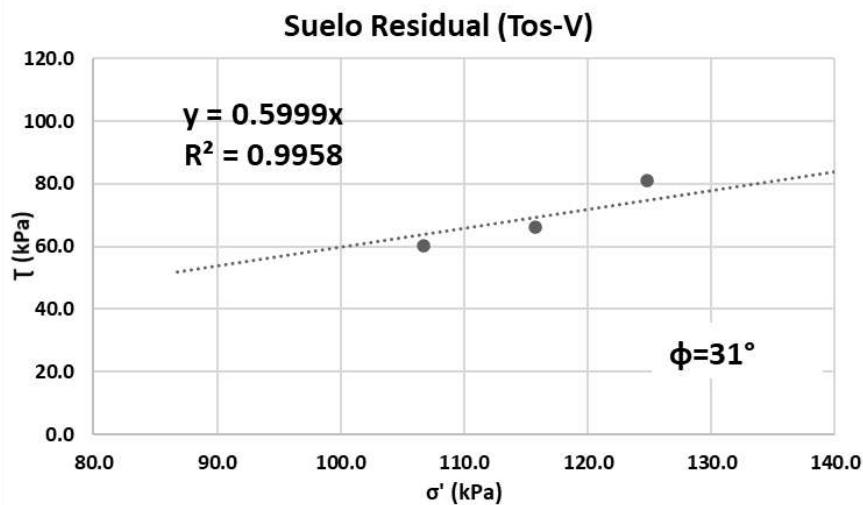


Figura 16. Relación Ángulo de Fricción Suelo Saprolito, Toi-V



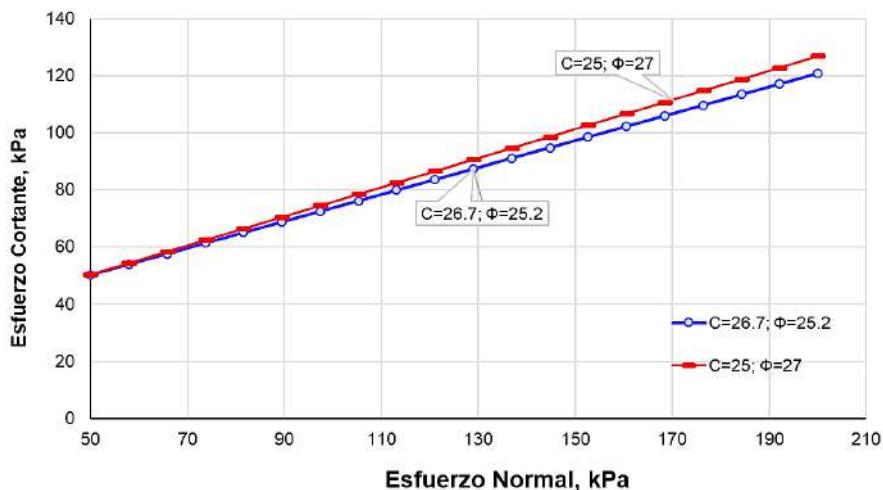
3.4.2 Resistencia al Corte

En la Figura 17 se presentan la envolvente de falla del ensayo de corte (color azul) para el material del estrato identificado como suelo saprolito de la Formación Amagá Toi (V), estrato que interviene en la estabilidad de las obras proyectadas. En las gráficas también se muestran la envolvente asumida para el diseño, en color rojo.

En las figuras puede notarse que, de los parámetros adoptados para estos suelos, el ángulo de fricción para el saprolito Toi (V) tiene un ángulo de fricción de 27° siendo ligeramente superior al obtenido en el ensayo de corte directo. Para la cohesión se adoptó un valor cercano al obtenido en los ensayos cohesión ($C'=25 \text{ kPa}$).

	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0 Nov-24-2022 Pág. 52	
--	---	---	--

Figura 17. Envolventes de Resistencia Ensayos de Corte Directo, Tio-V



3.4.3 Parámetros Análisis Regresivo

El análisis regresivo permite verificar que el modelo geotécnico reproduzca el comportamiento de los taludes actuales, ajustando los parámetros de resistencia de los suelos involucrados. El análisis consiste en buscar una combinación de los parámetros ángulo de fricción (Φ) y cohesión (c) que arrojen un factor de seguridad representativo de la condición actual del talud, siguiendo los lineamientos de Arellano, Retal, (2009) (“Análisis de Taludes mediante ensayos y back análisis de fallas”). El valor del F.S. es establecido por el Diseñador de acuerdo con el comportamiento histórico del talud.

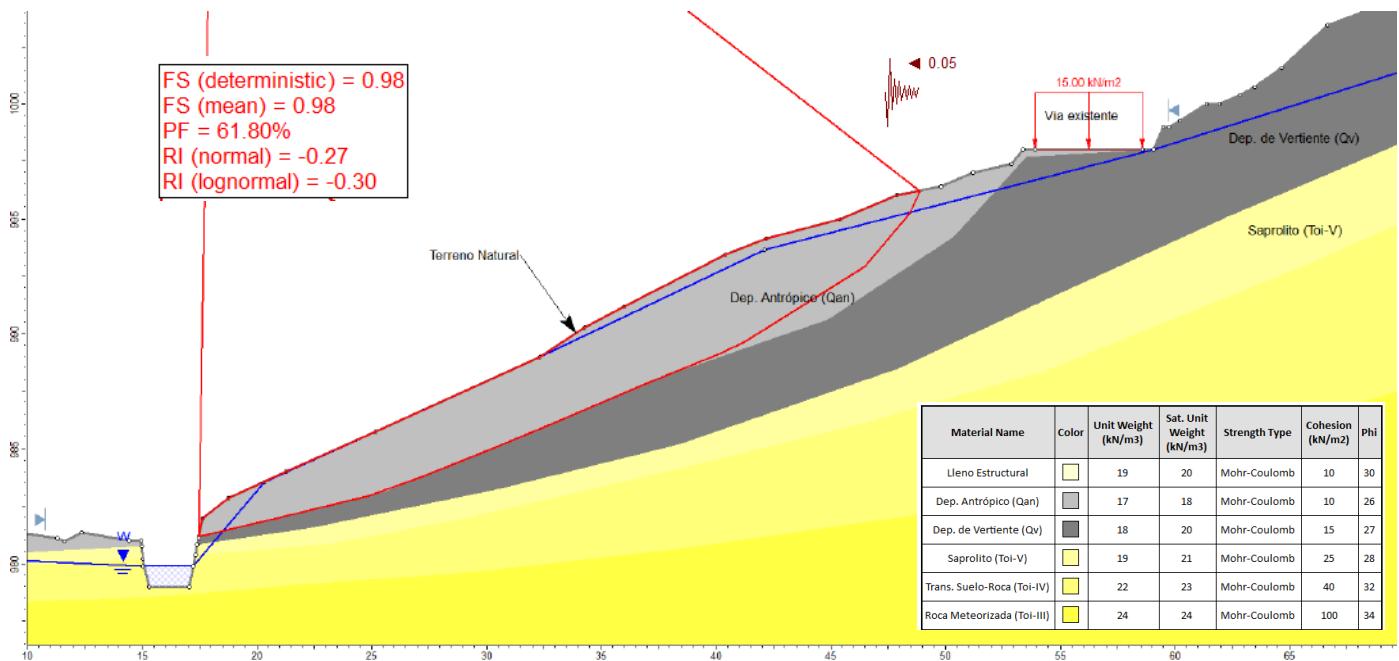
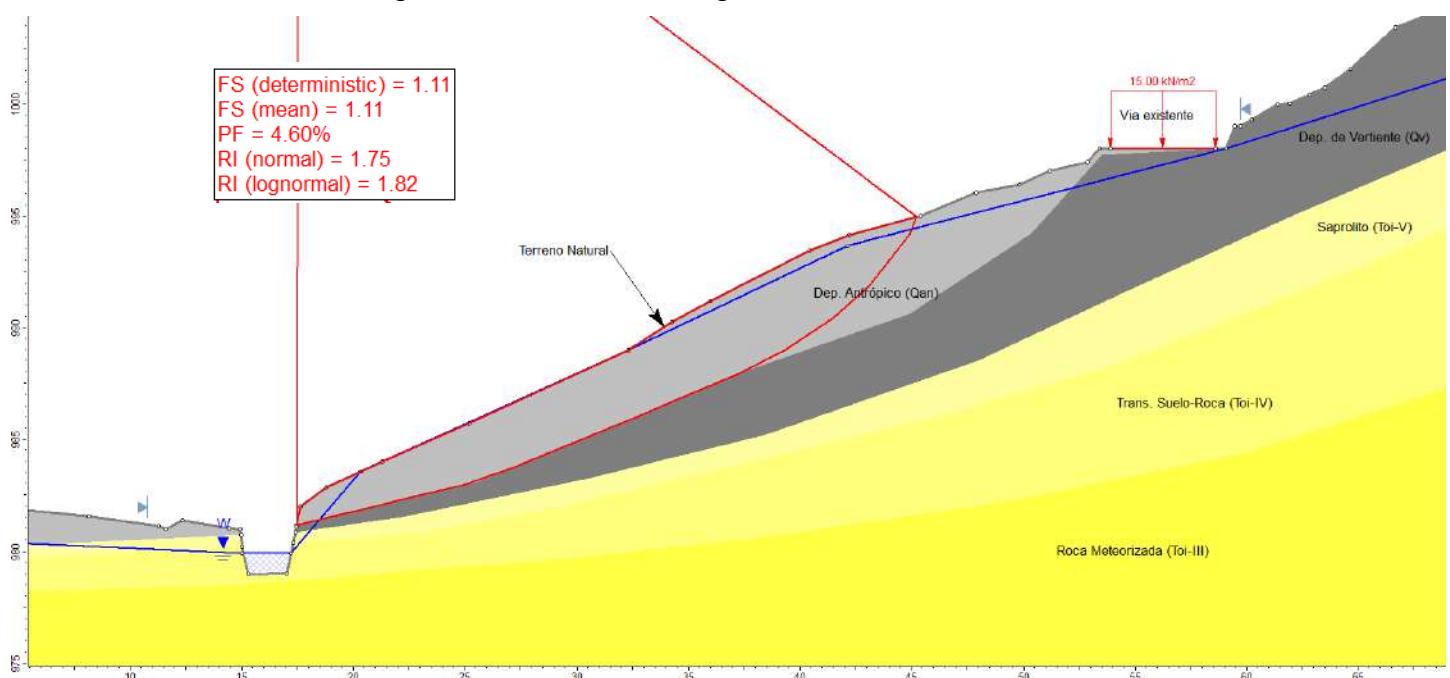
Tabla 5. Factores de Seguridad Metodología Arellano, R. et al, (2009)

Taludes Intactos	1.10 < F.S < 1.15 F.S > 1.30	Si el talud exhibe grietas de tracción incipientes en su coronación Si el talud no presenta grietas ni fallas activas
Taludes inestables	F.S=1.00	Si el talud se encuentra fallado o a punto de fallar

La zona de estudio fue visitada por esta Consultoría y recorrida en su totalidad, donde se pudo observar todos los procesos morfodinámicos existentes en el lugar. Se identificó una zona de recarga en la ladera superior de la vía y procesos de socavación en la ladera inferior. El análisis se realizará para los taludes de la ladera inferior y superior de la vía. Para el talud inferior (zona de fallo) se adoptó un FS entre 1,00 y 1,10 y para el superior (ladera natural) un FS entre 1,20 y 1,25. Se considera que los parámetros obtenidos en estos análisis se ajustarán a la condición observada en campo (ver Tabla 5).

Para la definición de los parámetros iniciales, se tuvieron en cuenta los resultados de los ensayos SPT y los ensayos de laboratorio (clasificación y resistencia al corte), así como los valores típicos según el tipo de suelo que hay en el sitio. Posteriormente, se variaron los parámetros iniciales hasta obtener los factores de seguridad que representan las condiciones de estabilidad actual. En la Figura 18 se presentan los resultados obtenidos, los cuales fueron un FS=1,06 para la ladera inferior y un FS=1,24 para la superior.

Figura 18. Análisis Regresivo Sitio Crítico Heliconia



3.4.4 Literatura Técnica

En la Figura 20 y la Figura 21 se presenta el cálculo de diferentes parámetros geotécnicos del estrato de Depósito Antrópico Existente (Qan) y el suelo Saprolito de la Formación Amagá (Toi-V), siendo estos estratos los que controlan la estabilidad de la vía.

Para mejor comprensión de las tablas presentadas, puede notarse que algunos parámetros presentan diversos valores según el autor de la correlación en función de diferentes características como lo son los límites de consistencia, el ensayo SPT y ensayos de laboratorio. Las correlaciones implementadas se encuentran aceptadas en la literatura técnica internacional. El valor usado en los análisis se indica con la palabra “Diseño”.

Para los parámetros del material de lleno que se proyecta utilizar para la conformación de la banca, se utilizó la correlación propuesta por Oteo (1998), mostrada en la Figura 19, la cual relaciona los valores del ángulo de fricción (ϕ') y de la cohesión (c') con el contenido de finos, la cual es aceptada en los lineamientos dados por el INVIA en el capítulo 2 del Manual de Construcción de Carreteras. Para un porcentaje máximo de finos del 35%; de acuerdo con la gráfica, el ángulo de fricción varía entre 24° y 32° y la cohesión entre 10 kPa y 18 kPa, adoptándose como valores de diseño una fricción de 30° y una cohesión de 10 kPa.

Figura 19. Parámetros Geotécnicos Según el Contenido de Finos (Oteo, 1998)

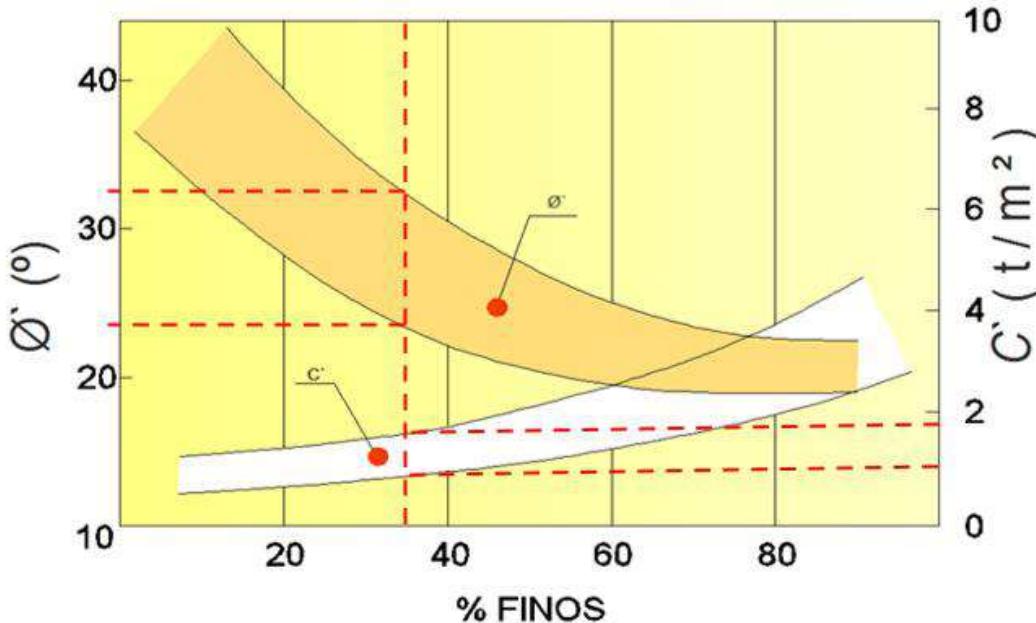




Figura 20. Estimación Parámetros Geotécnicos Depósito Antrópico Existente (Qan)

Proyecto:	Sitio Crítico Heliconia	Asunto:	Parámetros Geotécnicos
Cliente:	Municipio de Heliconia	Obra:	Obras de Estabilización

Ingo. Nelson Cadavid C. - Versión 2.4 - Ago-12-2017

ESTRATO:	Depósito Antropico	Z_{ini}	3.0
	Arena limosa color gris, humedad de moderada a alta, plasticidad baja y compacidad suelta	Z_{fin}	4.0

5

Clasificación de Suelos		Simbología	S
USCS	SC	NCS	45.7
Gravas, %G =	8.9	P4 =	91.1%
Arenas, %S =	66.4	P40 =	40.3%
Finos, %F	24.7	P200 =	24.7%
% Arcillas, %C=	0.0	% Orgán =	0
Coef. Uniformidad, v Cu =	13.0	Curv, Cc=	0.6
Consistencia	Saturación, S=		70%
Humedad, Wn=	14.8	w_{sat} =	21.1
Límites Consistencia: LP=	21	LL=	32.0
Índice Plástico, IP=	11.0	LC=	
Índice Consistencia, Ic =	1.56	I_L	-0.56
Gravedad Específica	Gs	#	2.65
Relac. Vacíos	e_o	$Gs * Wn / S$	0.56
Porosidad	n	$e / (1+e)$	0.36

Nivel Freático	NF	m	5.0
Resistencia a la Penetración Estándar Nspt	B. Dass	$N_c = qu / 10$	4
	3_Htk, Uch	$N_G = (\bar{O} - 17.5)^2 /$	0
	Bowles	$N_G = (E_s \cdot 1000)^{1/3}$	-3
	Bowles	$T \cdot 3.4$	
	Campo	gol/pie	12
	Correg. N55	gol/pie	8
	Diseño	gol/pie	8

Ingo. Nelson Cadavid C. - Versión 2.4 - Ago-12-2017

Pesos Unitarios			
Peso Unitario Seco	γ_d	kN/m³	17.0
Peso Unitario Húmedo	γ_h	kN/m³	19.5
Peso Unitario Saturado	γ_{sat}	kN/m³	20.6
Peso Unit. Sumergido	γ'	kN/m³	10.6

PARÁMETROS DE RESISTENCIA			
OCR	Maine, Kp	$0.193 \cdot (Nspt/Spv)^0.5$	5.1
	Maine, Mitch	$0.22 \cdot IP^0.48 \cdot (Cu)$	20.4
	Diseño	SC. NC	1.0
Compresión Inconfinada qu	B. Dass	$T_z & P_k$	$12.1 IP^{2-26.3 IP +}$
	Bowles	$1. J. Salas$	$34.9 - 33.8 IP$
	Mecánica	$2 \cdot Ld, Bj$	$-27.78 IP^3 + 71.4$
	Mecánica	$3 \cdot P_k, Hs$	$27.1 + 0.3 \cdot Nspt$
	Laboratorio	$3 \cdot Khw, Myn$	$\text{Atan}(Nspt/(12.2))$
	Diseño	qu [KPa]	40.0
 Cu_{NC} Arcillas, Normalmente Consolidada	Bj & Sm	$0.45 \cdot IP^{0.5} s'_v$	10.2
	J. Salas	$0.50 \cdot LL \cdot s'_v$	10.9
	Jamiolkowsky	$0.23 \cdot Sp \pm 0.04$	15.7
	Mesri	$0.22 \cdot Sp$	15.0
	Ld, Bj	$(0.11 + 0.37 \cdot IP)$	10.3
	Stroud	$4.4 \cdot Nspt$	35.2
	Lmb y Whl	T7.4	103.9
	Mecánica	$qu / 2$	20.0
	Penetr. Lab	kPa	
	Veleta Lab	kPa	
	Diseño	Cu [KPa]	20.0

Ángulo de Fricción φ' Efectivo	1. Tz & Pk	$12.1 IP^{2-26.3 IP +}$	33.0
	1. J. Salas	$34.9 - 33.8 IP$	31.2
	2. Ld, Bj	$-27.78 IP^3 + 71.4$	34.8
	3. Pk, Hs	$27.1 + 0.3 \cdot Nspt$	29.5
	3. Khw, Myn	$\text{Atan}(Nspt/(12.2))$	17.2
	3. Htk, Uch	$(20 \cdot Nspt)^{0.5 +}$	32.6
	3. Khd	$(20 \cdot Nspt)^{0.5 +}$	27.6
	Dep. Mixto, Kalender	$f(\%B, \phi_m, C_m)$	
	An. Regresivo	$\phi'.reg$	
	Laborat	$\phi'.Lab$	
	Diseño	φ' [°]	24.0
Cohesión C' Efectiva	Sugerido	75% C	11.3
	Mecánica	S y C _{NC}	0.0
	Dep. Mixto, Kalender	$f(\%B, \phi_m, C_m)$	
	An. Regresivo	C'.reg	
	Laborat	KPa	
	Diseño	C' [KPa]	10.0
Ang. Fricción φ Total	Sugerido	75% φ'	18.5
	Laborat	φ.Lab	
	Diseño	φ [°]	18.0
Cohesión C Total	Sugerido	$Cu \cdot \tan(45 - \phi/2)$	14.5
	Mecánica	$qu \cdot \tan(45 - \phi/2)$	14.5
	Laborat	KPa	
	Diseño	C [KPa]	15.0



Figura 21. Estimación Parámetros Geotécnicos Suelo Saprolito Toi (V)

Proyecto:	Sitio Crítico Heliconia	Asunto:	Parámetros Geotécnicos
Cliente:	Municipio de Heliconia	Obra:	Obras de Estabilización

Ingo. Nelson Cadavid C. - Versión 2.4 - Ago-12-2017

ESTRATO:	Suelo Saprolítico Formación Amagá (Toi-V)	Z_{ini}	6.0
	limo Arenoso, gris. Humedad alta, plasticidad baja y consistencia blanda	Z_{fin}	8.5

5

Clasificación de Suelos		Simbología	C
USCS	CL	NCS	16.9
Gravas, %G =	4.3	P4 =	95.7%
Arenas, %S =	39.0	P40 =	83.0%
Finos, %F	56.7	P200 =	56.7%
% Arcillas, %C=	0.0	% Orgán =	0
Coef. Uniformidad, v Cu =	1.8	Curv, Cc=	0.7
Consistencia	Saturación, S=		65%
Humedad, Wn=	6.7	w_{sat} =	10.3
Límites Consistencia: LP=	5	LL=	18.0
Índice Plástico, IP=	13.0	LC=	
Índice Consistencia, Ic =	0.87	I_L	0.13
Gravedad Específica	Gs	#	2.60
Relac. Vacíos	e_o	$Gs * Wn / S$	0.27
Porosidad	n	$e / (1+e)$	0.21

Nivel Freático	NF	m	5.0
Resistencia a la Penetración Estándar Nspt	B. Dass	$N_c = qu / 10$	10
	3_Htk, Uch	$N_G = (\bar{O} - 17.5)^2 /$	1
	Bowles	$N_G = (E_s \cdot 1000) /$	16
	Bowles	$T \cdot 3.4$	
	Campo	gol/pie	37
	Correg. N55	gol/pie	22
	Diseño	gol/pie	21

Ingo. Nelson Cadavid C. - Versión 2.4 - Ago-12-2017

Pesos Unitarios			
Peso Unitario Seco	γ_d	kN/m³	20.5
Peso Unitario Húmedo	γ_h	kN/m³	21.9
Peso Unitario Saturado	γ_{sat}	kN/m³	22.6
Peso Unit. Sumergido	γ'	kN/m³	12.6

PARÁMETROS DE RESISTENCIA			
OCR	Maine, Kp	$0.193 \cdot (Nspt/Spv)^\phi$	6.2
	Maine, Mitch	$0.22 \cdot IP^0.48 \cdot (Cu)$	23.6
	Diseño	CL . PC	3.5
Compresión Inconfinada qu	B. Dass	$1 \cdot Tz & Pk$	$12.1IP^2 - 26.3IP +$
	Bowles	$12.21 \cdot Nspt$	32.5
	Mecánica	2^*Cu	30.5
	Mecánica	$2C \cdot \tan(45 + \phi/2)$	33.9
	Laboratorio	kPa	33.2
	Diseño	qu [KPa]	100.0
Cu_{NC} Arcillas, Normalmente Consolidada	Bj & Sm	$0.45 \cdot IP^{0.5} s'_v$	22.1
	J. Salas	$0.50 \cdot LL \cdot s'_v$	12.3
	Jamiolkows	$0.23 \cdot Sp \pm 0.04$	109.6
	Mesri	0.22 · Sp	104.8
	Ld, Bj	$(0.11 + 0.37 \cdot IP)$	21.5
	Stroud	4.4Nspt	92.4
	Lmb y Whl	T7.4	279.0
	Mecánica	qu / 2	50.0
	Penetr. Lab	kPa	
	Veleta Lab	kPa	
	Diseño	Cu [KPa]	50.0

Ángulo de Fricción φ' Efectivo	1_Tz & Pk	$12.1IP^2 - 26.3IP +$	32.5
	1_J. Salas	$34.9 - 33.8IP$	30.5
	2_Ld, Bj	$-27.78IP^3 + 71.4$	33.9
	3_Pk, Hs	$27.1 + 0.3 \cdot Nspt$	33.2
	3_Khw, Myn	$\text{Atan}(Nspt/(12.2))$	28.0
	3_Htk, Uch	$(20 \cdot Nspt)^{0.5} +$	40.5
	3_Khd	$(20 \cdot Nspt)^{0.5} +$	35.5
	Dep. Mixto, Kalender	$f(\%B, \phi_m, Cm)$	
	An. Regresivo	$\phi'.reg$	
	Laborat	$\phi'.Lab$	25.2
	Diseño	$\phi' [^{\circ}]$	27.0
Cohesión C' Efectiva	Sugerido	75% C	18.8
	Mecánica	S y C_{NC}	0.0
	Dep. Mixto, Kalender	$f(\%B, \phi_m, Cm)$	
	An. Regresivo	$C'.reg$	
	Laborat	KPa	26.7
	Diseño	C' [KPa]	25.0
Ang. Fricción φ Total	Sugerido	75% φ'	20.9
	Laborat	φ.Lab	
	Diseño	$\phi [^{\circ}]$	22.0
Cohesión C Total	Sugerido	$Cu \cdot \tan(45 - \phi/2)$	33.7
	Mecánica	$qu \cdot \tan(45 - \phi/2)$	33.7
	Laborat	KPa	
	Diseño	C [KPa]	25.0



3.4.5 Parámetros Definidos con RocLab

La Resistencia a la Compresión Uniaxial de la roca intacta es definida de acuerdo con el tipo de roca observado en los afloramientos rocosos a orilla de la quebrada y de acuerdo a la dificultad que mostró al ser rayada con la punta de una navaja. Para definir el valor de σ_c (resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta) se utilizaron los valores recomendados por el programa RocLab según el criterio mencionado (ver Figura 22), por lo cual se adoptó un valor de 10 MPa, ya que la muestra en mano pudo ser rayada con la punta de la navaja con algo de dificultad.

- ◆ m_i : Constante según el tipo de roca

Para los valores de m_i se tomaron los recomendados en la bibliografía técnica, donde se define un valor de 4 para las arcillolitas (ver Figura 23).

- ◆ Geological Strength Index (GSI)

Para la definición del GSI se tuvo en cuenta las condiciones de fracturamiento y meteorizaciones observadas en campo y en los núcleos de roca recuperados en los sondeos, donde se identificaron los horizontes IV y III de roca, asignándose un GSI de 26 y 35 respectivamente.

- ◆ D: Factor de Perturbación

El parámetro D está asociado a la calidad de la excavación de los elementos de cimentación del puente. Se asigna un valor medio de 0,1 ya que esta excavación podrá ser realizada con métodos manuales, por lo que la afectación del macizo será de manera controlada.

En la Tabla 6 se consignan los parámetros ingresados al software RocLab, para obtener los valores de cohesión y fricción para los horizontes IV y III del perfil estratigráfico.

Se anota que los valores de los parámetros c y ϕ del criterio de falla Mohr Coulomb arrojados por el software RocLab corresponden a los máximos que puede tener el macizo rocoso y son valores de referencia para la definición de los parámetros de diseño, por lo cual se podrán tomar valores un poco más bajos con el propósito de ser más conservadores.



Figura 22. Valores Recomendado de σ_c , Roclab

Intact Uniaxial Compressive Strength X

Field Estimate of Strength	Examples	Strength (MPa)
Specimen can only be chipped with a geological hammer.	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite.	>250
Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it.	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, limestone, marble, rhyolite, tuff.	100-250
Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it.	Limestone, marble, phyllite, sandstone, schist, shale.	50-100
Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer.	Claystone, coal, concrete, schist, shale, siltstone.	25-50
Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer.	Chalk, rocksalt, potash.	5-25
Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife.	Highly weathered or altered rock.	1-5
Indented by thumbnail.	Stiff fault gouge.	0.25-1

Uniaxial Compressive Strength (sigci):

15

MPa

OK

Cancel

Figura 23. Valores Recomendado de m_i , RocLab

Pick Mi Value X

List of Mi Values

Anhydrite 12 ± 2
Breccias 20 ± 2
Chalk 7 ± 2
Claystones 4 ± 2
Conglomerates 21 ± 3
Crystalline Limestone 12 ± 3
Dolomites 9 ± 3
Greywackes 18 ± 3
Gypsum 10 ± 2
Marls 7 ± 2
Micritic Limestones 8 ± 3
Sandstones 17 ± 4
Shales 6 ± 2
Siltstones 7 ± 2
Sparitic Limestones 10 ± 5

Selected Mi Value

Mi Value: 4

Filter List

Rock Type Texture

Sedimentary Coarse

Igneous Medium

Metamorphic Fine

Very Fine

OK Cancel



Tabla 6. Análisis de Parámetros Rocosos RocLab

Formación Amagá Toi-IV			Formación Amagá Toi-III		
sigci	10	MPa	sigci	10	MPa
GSI	26		GSI	35	
m_i	4		m_i	4	
D	0.1		D	0.1	
Hoek Brown Criterion			Hoek Brown Criterion		
m_b	0.248		m_b	0.347	
s	0.0002		s	0.0006	
a	0.529		a	0.516	
Failure Envelope Range			Failure Envelope Range		
Aplication	Tunnels		Aplication	Tunnels	
sig3max	0.1874	MPa	sig3max	0.1904	MPa
Unit Weight	0.026	MN/m ³	Unit Weight	0.026	MN/m ³
Tunnel Depth	15	m	Tunnel Depth	15	m
Mhor Coulomb Fit			Mhor Coulomb Fit		
c	0.044	MPa	c	0.10	MPa
phi	33.75	degrees	phi	37.29	degrees
Mhor Coulomb Fit			Mhor Coulomb Fit		
sigt	-0.008	MPa	sigt	-0.016	MPa
sigc	0.111	MPa	sigc	0.212	MPa
sigcm	0.566	MPa	sigcm	0.737	MPa
E _m	754.61	MPa	E _m	1266.85	MPa

3.4.6 Parámetros de Diseño

Los parámetros fueron seleccionados con base en los criterios anteriormente relacionados, tales como: los resultados de los ensayos de laboratorio (clasificación y resistencia, ver Tabla 3 y Tabla 4). También se tuvieron en cuenta los resultados de los análisis regresivos, las correlaciones obtenidas en el ensayo de resistencia a la penetración estándar, los valores típicos de correlaciones de diferentes autores de la literatura técnica en función de la clasificación del suelo y que son ampliamente aceptadas. De esta manera se definieron los parámetros para los depósitos antrópico y de vertiente y el horizonte de meteorización V, (suelo saprolítico). Para los estratos rocosos se tuvieron en cuenta los resultados arrojados por el software RocLab.

Con todos estos resultados se realizó un análisis estadístico que permitió estimar la variabilidad de los parámetros. Éstos también se presentaron mediante un diagrama de cajas y bigotes, en el cual se resume gráficamente el análisis estadístico (ver Figura 24).

Teniendo en cuenta los resultados del tratamiento estadístico y la experiencia de esta consultoría en proyectos similares, en la Tabla 8 se presentan los parámetros de diseño adoptados para realizar los análisis geotécnicos.



Tabla 7.

Análisis Estadístico Parámetros Geotécnicos

Depósito Antrópico (Qan)			
Metodos	Parámetro		
	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)
Correlación con SPT	2	21	7393
	2	26	7637
	2	24	4904
	2	22	3575
	1	22	2851
	2	25	4231
	3	23	4676
	5	25	5892
	3	22	3280
	4	24	4008
	4	24	3786
Ensayo Laboratorio			

Análisis Regresivo

	5	25	
--	---	----	--

L. Técnica

U.S. Department of the interior (1973)			
Bjerrum and Simon (1960)			
Braja Das		30	
Terzaghi & Peck(1967)			
Oteo (1989)	15	25	
Bowles (Tabla 2-6 o Tabla 2-8)			
Department Navy (1982)			

Depósito de Vertiente (Qv)			
Metodos	Parámetro		
	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)
Correlación con SPT	1	24	5534
	2	26	4585
	6	26	5833
Ensayo Laboratorio			10477

Análisis Regresivo

	12	26	
--	----	----	--

L. Técnica

U.S. Departmente of the interior (1973)		31	
Bjerrum and Simon (1960)			
Braja Das		34	10350
Terzaghi & Peck(1967)		27	
Oteo (1989)	10	32	
Bowles (Tabla 2-6 o Tabla 2-8)		27	12000
Department Navy (1982)		28	

Suelo Saprolito (ToI-V)			
Metodos	Parámetro		
	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)
Correlación con SPT	10	26	5904
	10	27	6110
	15	29	8140
	25	31	11983
Ensayo Laboratorio	26.7	25.2	

Análisis Regresivo

	25	27	
--	----	----	--

L. Técnica

U.S. Departmente of the interior (1973)	18	32	
Bjerrum and Simon (1960)			
Braja Das	20	27	15000
Terzaghi & Peck(1967)		30	
Oteo (1989)	15	32	18750
Bowles (Tabla 2-6 o Tabla 2-8)		30	12500
Department Navy (1982)			

Analisis Estadistico			
Param. Estadistico	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)
Máx	15.0	30.0	7637
Mín	1.0	21.0	2851
Prom	3.8	24.1	4749
Mediana	3.0	24.0	4231
Desv. Estandar	3.6	2.2	1598
C.V.	93.0	9.3	34
Percentil	4.0	25.0	5398
0.75			

Analisis Estadistico			
Param. Estadistico	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)
Máx	12.0	34.0	12000
Mín	1.0	24.0	4585
Prom	7.2	28.1	8130
Mediana	8.0	27.0	8091
Desv. Estandar	4.9	3.2	3162
C.V.	68.6	11.3	39
Percentil	11.5	30.3	10445
0.75			

Analisis Estadistico			
Param. Estadistico	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (kPa)
Máx	26.7	32.0	18750
Mín	10.0	25.2	5904
Prom	18.3	28.7	11198
Mediana	18.0	29.0	11983
Desv. Estandar	6.4	2.4	4779
C.V.	34.7	8.4	43
Percentil	25.0	30.5	13750
0.75			



Figura 24. Diagramas de Cajas y Bigotes – Parámetros Geotécnicos

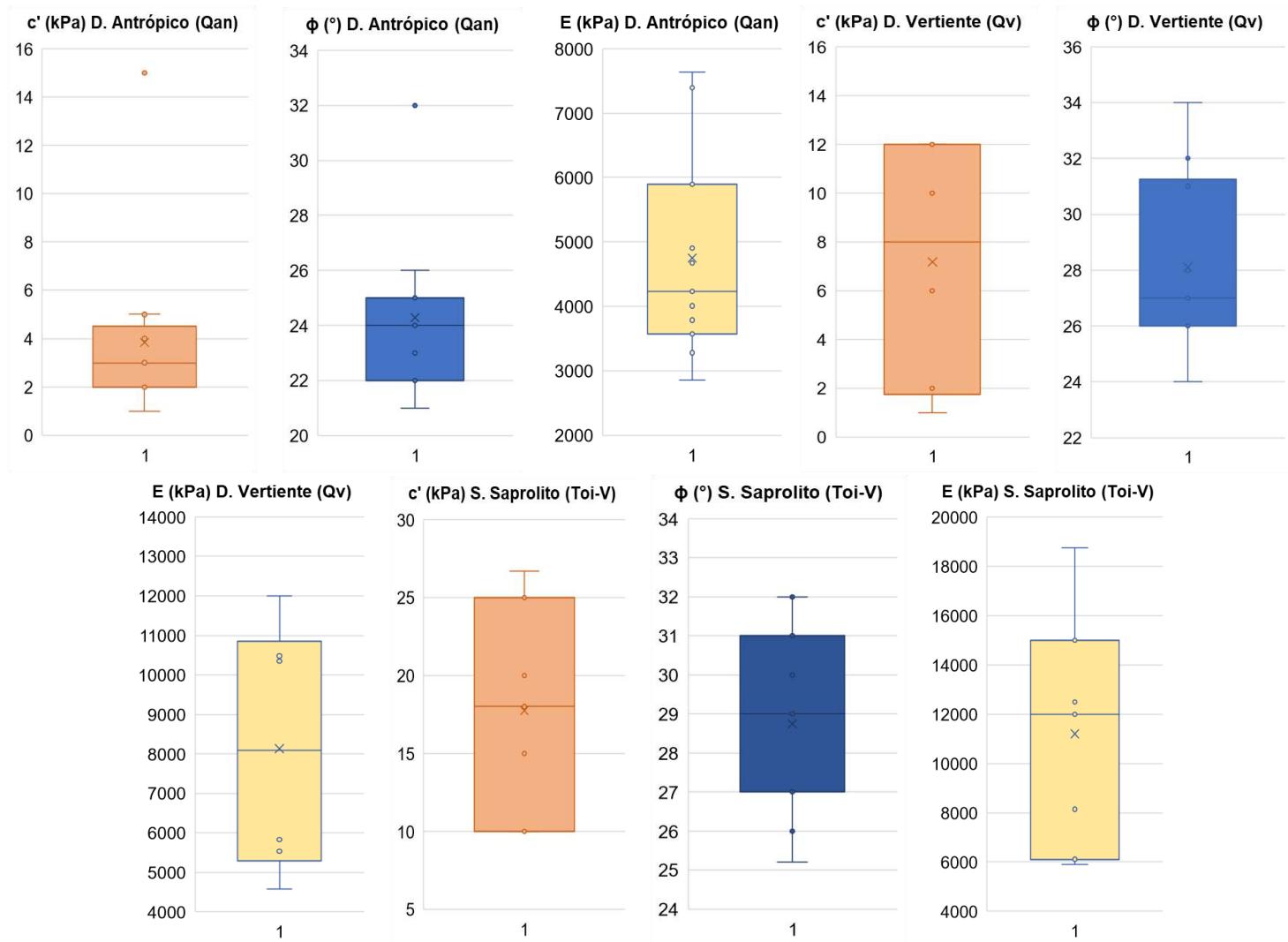


Tabla 8. Parámetros Geotécnicos de Diseño

Formación	Estrato	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ (kPa)	E [kPa]	μ
Amagá Miembro Inferior	Lleno Estructural	19	10	30	15.000 a 20.000	0,33
	Depósito Antrópico, Qan	18	8	25	2.500 a 7.500	0,35
	Depósito de Vertiente, Qv	18	12	27	5.000 a 12.000	0,33
	Saprolito, Toi – V	19	25	28	10.000 a 20.000	0,33
	Transición Suelo-Roca, Toi – IV	22	40	32	25.000 a 50.000	0,28
	Roca Meteorizada, Toi – III	24	100	34	50.000 a 100.000	0,25

3.5 PERFIL SÍSMICO

El proyecto se ubica en jurisdicción del Municipio de Heliconia (Antioquia), el cual, de acuerdo con la norma CCP14 capítulo 3, se encuentra en la región 5 (ver Figura 25), correspondiéndole un coeficiente de Aceleración Pico Horizontal en roca (PGA) de 0,25g.

La clasificación del perfil sísmico del suelo se realizó utilizando el método B indicado en la Tabla C3.10.3.1-1 (según el N₆₀). En la Tabla 9, se presenta los resultados, donde se puede ver que en las perforaciones 2 y 3 se obtuvo un N_{ch} de 19,1 golpes/pie y 15,8 golpes/pie respectivamente, lo cual indica que el suelo clasifica como Tipo D y le corresponde un factor de sitio F_{pga}=1,5 para el periodo de vibración cero según lo indicado en la Tabla 3.10.3.2-1 de CCP-14.

Figura 25. Mapa de Aceleración Pico Horizontal (PGA)

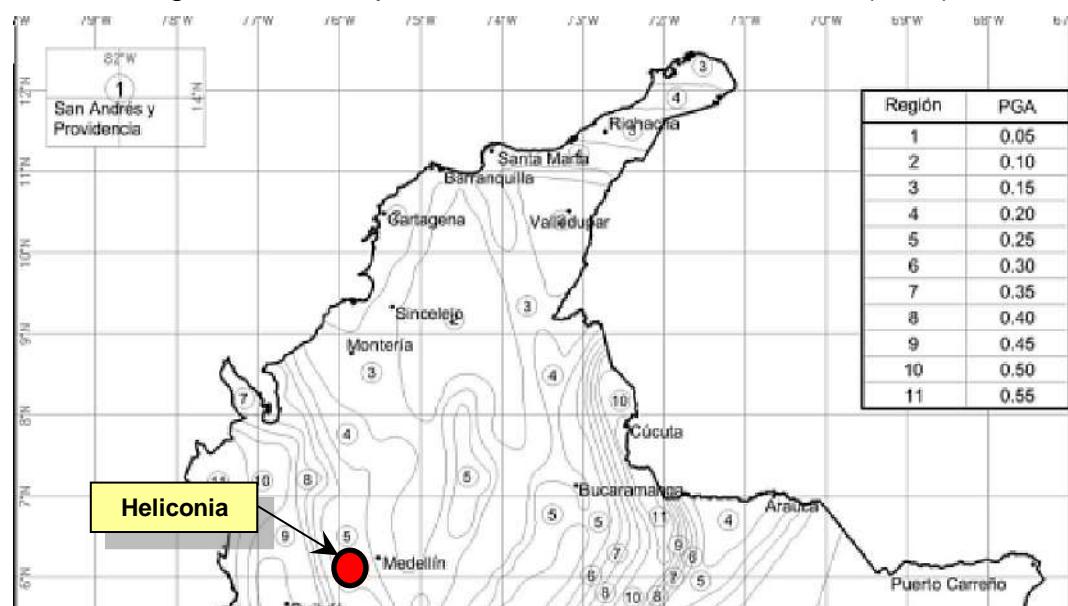


Tabla 9. Clasificación del Perfil Sísmico del Suelo según el SPT

Perforación	Descripción	Estrato			PROM	PERFIL
		Depósito Antropico	Depósito de Vertiente	Transición suelo roca		
	ID	1	2	3		
	Horizonte	Qan	Qv	TOI- IV		
	Clasificación, UCSC	SM	SM	N.A		
P-2	Profundidad [m]	0,0-6,0	6,0-8,0	8,0-30,0	0-30	D
	Espesor [m]	6.0	2.0	22	30.0	
	Res. Pen.Ni [gol/pie]	6	10	60	19.1	
	di/Ni	1.000	0.200	0.367	1.567	
P-3	Profundidad [m]	0	0,0-6,0	6,0-30,0	0-30	D
	Espeso [m]	0	6	24	30	
	Res. Pen.Ni [gol/pie]	1	8	21	15.8	
	di/Ni	0.000	0.750	1.143	1.893	



4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

A continuación, se presentan las metodologías y consideraciones de diseño geotécnico propuesto para las cimentaciones y las aproximaciones de los puentes. Se realizarán los cálculos de capacidad de soporte, asentamientos y capacidad lateral para los apoyos.

4.1 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

La selección de los parámetros geotécnicos fue definida a partir de diferentes criterios y metodologías con base en los resultados de los ensayos de laboratorio y en la literatura técnica, como se muestra a continuación.

4.1.1 Correlaciones De Ensayo De Penetración Estándar

Los valores obtenidos por medio del ensayo de campo de resistencia a penetración estándar (SPT), sirven para obtener una correlación con el ángulo de fricción equivalente a diferentes profundidades del ensayo, utilizando las fórmulas propuestas por Kishida, con N de campo corregido al 45% de energía dadas las características del equipo de SPT usado.

Valor de F_i a partir de resultados de ensayos SPT: $\phi = 15 + (12.5)(N_{45})^{0.5}$

Una vez obtenido el ángulo de fricción a partir del N_{spt} , se realiza la gráfica esfuerzo deformación para los datos obtenidos en cada estrato, obteniendo así una envolvente de falla para cada tipo de material. Se hace la regresión τ vs σ' para cada tipo de material y se obtienen c' y $\tan \phi'$. Si en la regresión resulta $c' < 0$, se obliga a la regresión a pasar por cero.

$$\tau = \sigma' * \tan(\phi) \quad \phi = \tan^{-1}\left(\frac{\tau}{\sigma'}\right)$$

4.1.2 Módulo De Elasticidad Del Suelo

Los valores de módulo de elasticidad se estimaron con base en correlaciones con los valores de N (N55) de los ensayos SPT de campo recomendados en la Tabla 5-6 por Bowles J., 1991.

- ◆ Gravas [kPa] Es=1200 (N+6)
- ◆ Arenas [kPa] Es=500 (N+15)
- ◆ Limos [kPa] Es=320 (N+15)
- ◆ Arcilla [kPa] Es=300 (N+6)

ENCI ESTUDIOS EN INGENIERÍA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. 64



4.1.3 Módulo de Balasto

El módulo de balasto se estimó aplicando la teoría de Terzaghi para diferentes diámetros, empleando la ecuación siguiente:

$$K_s = \frac{E_s}{1,35D}$$

Donde:

- ◆ K_s : Coeficiente de balasto
- ◆ E_s : Módulo elástico del suelo
- ◆ D : Diámetro del pilote

Suelos arcillosos:

$$k = 1,5 \frac{E}{B}$$

Suelos granulares:

$$k = 0,70 \frac{E}{B}$$

Suelos granulares sin cohesión, base cuadrada:

$$k = k_1 \cdot \left[\frac{B + 30}{2 \cdot B} \right]^n \quad 2 < n < 3$$

Cuando la base se apoya a una profundidad “D”, se podrá utilizar la siguiente expresión:

$$k = k_1 \cdot \left[\frac{B + 30}{2 \cdot B} \right]^n \cdot \left(1 + 2 \frac{D}{B} \right)$$

Donde $2 \leq \left(1 + 2 \frac{D}{B} \right)$

Para determinar el módulo de balasto horizontal se emplean las ecuaciones que se presentan de aquí en adelante.

Suelos Cohesivos (excluyendo las arcillas blandas normalmente consolidadas)

$$kh = \frac{E}{B}$$

Por lo tanto, para un pilote de ancho “B” o para cilindros de diámetro $D = B$ podemos tomar la fórmula sugerida por Terzaghi (1955) en la que k_{v1} representa el Coeficiente de Balasto vertical correspondiente a un equipo de área 1 ft² de sección.



$$kh = \frac{30 \text{ cm}}{1,5 \cdot B(\text{cm})} \cdot kv_1$$

O por la fórmula propuesta por Vesic (1961):

$$k_h = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot D^4}{E_{p,IP}}} \cdot \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

O por la propuesta por Biot:

$$k_h = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot D^4}{E_{p,IP}}} \cdot \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

Donde:

- ◆ Es = Módulo de elasticidad del suelo
- ◆ D = Diámetro o ancho del pilote
- ◆ μ = Coeficiente de Poisson del suelo
- ◆ Ep.Ip = Módulo de elasticidad del pilote y Momento de inercia de la sección

Suelos Granulares

Para los suelos arenosos, donde como se explicó anteriormente, el módulo elástico “E” del suelo aumenta con la presión efectiva de confinamiento, el valor de “kh” puede ser aproximado con la utilización de la siguiente ecuación:

$$kh = nh \frac{z}{B}$$

Donde el valor de la constante de proporcionalidad “nh” al igual que el “kv” dependerá de la ubicación del manto considerado con relación al nivel freático, es decir, que tendremos un valor para las arenas secas o húmedas y otro para las saturadas, como se puede apreciar en el gráfico de la que se observa a continuación, donde se han representado valores aconsejados por diversos investigadores que analizaron este tema, en función del valor del índice del ensayo “SPT”.

Figura 26. Coeficiente "nh" en Arenas vs Resistencia a la Penetración

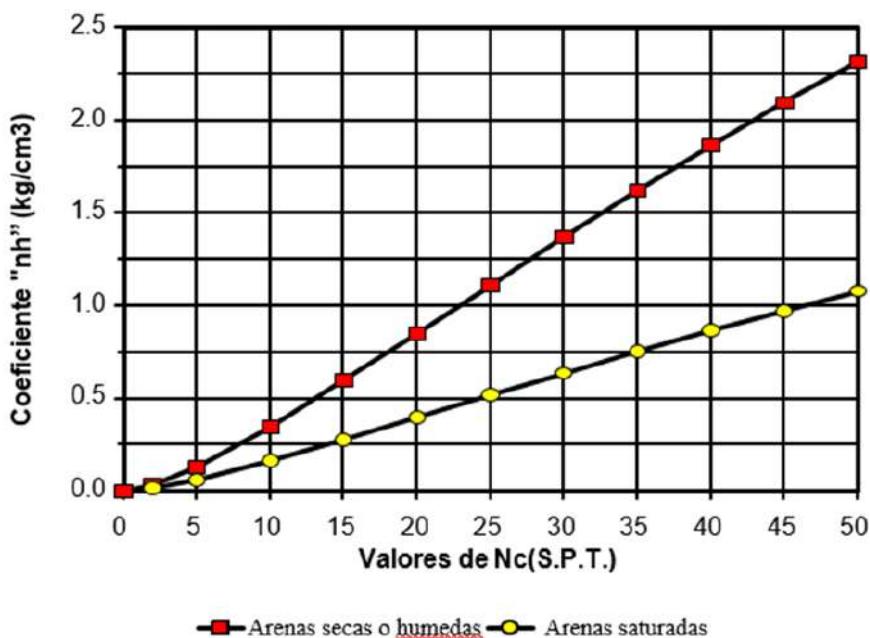


Tabla 10. Valores Sugeridos para nh, Reese, 1974

nh Condición Sumergida			
Densidad Relativa	Suelta	Media	Densa
kh [lb/in³]	20	60	125
kh [kN/m³]	5530	16600	34600

Estas curvas, también pueden ser interpretadas por las siguientes ecuaciones:

$$nh = \left[\frac{Nc}{Nc \cdot 0,18 + 22} \right]^{1,5} + 0,08$$

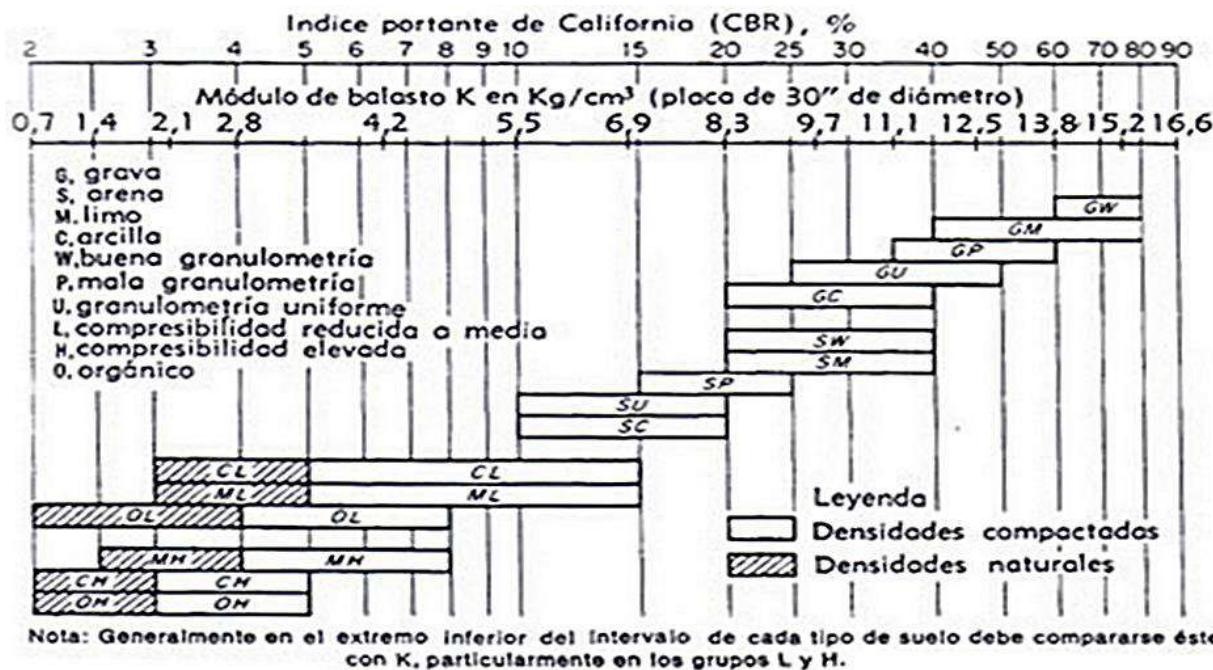
(Para las arenas secas o húmedas en kg/cm³)

$$nh = \left[\frac{Nc}{Nc \cdot 0,36 + 32} \right]^{1,7} + 0,03$$

(Para las arenas saturadas en kg/cm³)

Alternativamente, a las formulaciones anteriores para el módulo de balasto, se tuvieron en cuenta los valores típicos y correlaciones disponibles en la literatura técnica, como la mostrada en la Figura 27.

Figura 27. Módulo de Balasto para Diferentes Suelos



FUENTE: G. Winter - A. H. Wilson. Proyecto de estructuras de hormigón

En principio, los módulos de balasto se calculan para intervalos de a 5,0 m profundidad, para luego asignarse a un estrato de suelo de acuerdo con la descripción geológica de la perforación. Finalmente, teniendo en cuenta la bibliografía técnica existente, se ajustan los módulos calculados para obtener así los que se van a emplear para diseño.

4.2 CAPACIDAD DE CARGA

4.2.1 Capacidad de Carga Cimentaciones Superficiales

La resistencia reducida para alternativas de cimentación directa (superficial) fue determinada a partir de las recomendaciones de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP – 2014 y la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Esta resistencia se evaluó mediante la siguiente expresión:

$$q_R = \varphi_b q_{ult}$$

Donde:

- ◆ q_{ult} : Capacidad de carga nominal (última) (kPa)
- ◆ q_R : Capacidad de carga reducida (kPa)
- ◆ φ_b : Factor de reducción, 0.45 para ELR-1,1.0 para ELEE-1



La capacidad de carga para cimentaciones superficiales se verificará mediante las metodologías disponibles en la literatura técnica, específicamente la de Hansen, siguiendo la metodología del CCP-14 con los factores de carga correspondientes.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D_f N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Donde:

- ◆ q_{ult} : Capacidad última del suelo
- ◆ c : Cohesión del suelo
- ◆ NC, Ni, Ny: Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo.
- ◆ B: Ancho de la zapata
- ◆ γ : Peso específico del suelo
- ◆ Sq, Sc, S γ : Son los factores de forma.
- ◆ dq, dc, d γ : Son los factores de profundidad.
- ◆ iq, ic, i γ : Son los factores de inclinación de la carga.
- ◆ gq, gc, g γ : Son los factores de inclinación del terreno.
- ◆ bq, bc, b γ : Son los factores de inclinación de la base.

4.2.2 Capacidad de Soporte Cimentaciones Profundas

La resistencia reducida de pilotes pre-excavados fue determinada a partir de la metodología determinada por la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP – 2014 y la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Esta resistencia se evaluó mediante la siguiente ecuación:

$$R_R = \varphi_{qp} R_p + \varphi_{qs} R_s$$

Donde:

- ◆ R_R : Resistencia reducida del pilote (kN).
- ◆ R_p : Resistencia por punta (kN).
- ◆ R_s : Resistencia por fricción (kN).
- ◆ φ_{qs} y φ_{qp} : Factores de reducción por fricción y punta respectivamente.

Cada uno de los factores depende del tipo de suelo y de la longitud y geometría del pilote, a continuación, se describen las metodologías utilizadas para los diferentes tipos de suelos.

ENCIVIL ESTUDIOS EN INGENIERÍA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. 69



La evaluación de capacidad de los elementos de fundación profunda se utilizará la metodología planteada en el libro Pile Foundation Analysis and Design de Poulos y Davis (1980); como se describe a continuación.

La carga límite de una pila a compresión es:

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dónde:

- ◆ Q_L = carga límite en la cabeza (no incluye coeficientes de seguridad)
- ◆ Q_p = Resistencia por la punta límite
- ◆ Q_s = Resistencia límite por el fuste

4.2.2.1 Resistencia por Punta

El cálculo de la Resistencia límite por punta Q_p se obtiene de la siguiente manera:

$$Q_p = c \cdot N_c + \sigma v \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_y$$

Donde:

- ◆ C = Cohesión del suelo de apoyo
- ◆ σv = Esfuerzo efectivo al nivel de la fundación de la pila
- ◆ γ =Peso unitario del suelo de fundación
- ◆ D = Diámetro de fundación
- ◆ N_c, N_q, N_y = Factor de capacidad de soporte

4.2.2.2 Resistencia por Fuste

El cálculo de la Resistencia límite por el fuste Q_s se obtiene de la siguiente manera:

$$Q_s = \sum \pi \cdot D_i \cdot L_i \cdot q_{si}$$

Donde para cada capa i:

- ◆ D_{si} = diámetro medio real
- ◆ L_i = Longitud de la capa
- ◆ q_{si} = Resistencia unitaria por el fuste

El valor de la resistencia unitaria se obtiene con la formula.

$$\tau_a = q_{si} = c' + \sigma' * \tan(\varphi)$$



4.2.3 Factores de Resistencia Pilotes preexcavados según CCP-14

De acuerdo con el CCP-14 se implementarán los siguientes factores de seguridad para los diferentes estados de carga requeridos tales como compresión y tracción en estado límite de resistencia 1 (ELR-1) y estado límite en evento extremo 1, ELEE-1. En la Tabla 11 se muestra el resumen de factores de reducción a implementar.

Tabla 11. Factores de Reducción para Capacidad de Soporte – CCP-14

Tipo de Suelo	Factor de reducción	Compresión Estático [ELR-1]	Compresión Sismo [ELEE-1]	Tracción [ELR-1]	Tracción [ELEE-1]
Limos	ϕ_{qs}	0.45	1	0.35	0.8
	ϕ_{qp}	0.4	1	-	-
Arenas	ϕ_{qs}	0.55	1	0.45	0.8
	ϕ_{qp}	0.5	1	-	-
IGM (Material Aluvial)	ϕ_{qs}	0.6	1	0.45	0.8
	ϕ_{qp}	0.55	1	-	-

ϕ_s : factor de reducción para aporte por fricción

ϕ_p : factor de reducción para aporte por punta

4.3 ASENTAMIENTOS

4.3.1 Asentamiento Cimentaciones Superficiales

Se empleará la teoría de la elasticidad para los asentamientos instantáneos. Específicamente, se empleará la fórmula propuesta por Harr (1966), indicada a continuación.

$$S_e = \frac{B * \Delta\sigma}{E_s} * (1 - \mu^2) * \alpha$$

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\ln \left[\frac{\sqrt{1 + m^2} + m}{\sqrt{1 + m^2} - m} \right] + m * \ln \left[\frac{\sqrt{1 + m^2} + 1}{\sqrt{1 + m^2} - 1} \right] \right]$$

Donde:

- ◆ S_e = Asentamiento elástico
- ◆ B = Ancho de la zapata
- ◆ E_s = Módulo de elasticidad del suelo
- ◆ μ_s = Relación de Poisson del suelo
- ◆ $\Delta\sigma$ = Incremento del esfuerzo debido a la carga aplicada
- ◆ m = Relación entre el largo y el ancho de la zapata

Para asentamientos por consolidación se implementa la siguiente ecuación



$$S_c = \frac{H}{1 + e_0} \left[C_c \log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_c} \right) + C_e \log \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_0} \right) \right]$$

Donde

- ◆ $\Delta\sigma$ = Incremento del esfuerzo debido a la carga aplicada.
- ◆ H = Espesor del estrato compresible de suelo.
- ◆ σ_0 = Presión efectiva inicial.
- ◆ σ_c = Esfuerzo Crítico.
- ◆ C_c = Índice de compresión.
- ◆ C_e = Índice de recompresión.
- ◆ e_0 =Relación de vacíos inicial.

4.3.2 Asentamientos Cimentaciones Profundas

Los asentamientos para el caso de las cimentaciones profundas se utilizará el método simplificado de Vesic (1977), donde el asentamiento total de la pila está dado por:

$$s_t = w_a + w_b + w_L$$

Dónde:

- ◆ s_t : Asentamiento total de la pila
- ◆ w_a : Aplastamiento axial del fuste de la pila.
- ◆ w_b : Asentamiento en el pie de la pila debido a la fuerza en la punta.
- ◆ w_L : Asentamiento en el pie de la pila debido a la fuerza lateral.

$$w_a = S_1 = (W_{sp} + Q_p + 0.5Q_s) \left(\frac{L}{A_p E_p} \right)$$

$$w_b = S_2 = \frac{(W_{sp} + Q_p)4(1 - v^2) * I_{wd}}{D_c E_s \pi}$$

$$w_L = S_3 = \left(\frac{Q_s}{PL} \right) \frac{D(1 - v^2)}{E_s} * I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35 * \sqrt{\frac{L}{D}}$$



En donde:

- ◆ W_{sp} : Diferencia de peso entre la pila y el volumen de suelo que ocupara.
- ◆ Q_p : Carga por punta de la pila.
- ◆ Q_s : Carga transmitida por fuste.
- ◆ D_c : Diámetro campana (si no hay campana diámetro fuste).
- ◆ P : Perímetro del fuste de la pila.
- ◆ L : Longitud de la pila.
- ◆ A_p : Área de la pila
- ◆ E_p : Modulo de elasticidad de la pila.
- ◆ E_s : Módulo de elasticidad del suelo.
- ◆ I_{wp} : factor de influencia < 0.85
- ◆ I_{ws} : factor de influencia

4.3.3 Asentamientos Diferenciales

Los asentamientos diferenciales permisibles se toman de acuerdo con lo indicado en el comentario C.10.5.2.2 del CCP 14, que indica que para puentes con luces adyacentes se permiten distorsiones angulares de 0,008 rad ($\Delta\delta=L/125$) y para puentes con luces continuas de 0,004 rad ($\Delta\delta=L/250$).

4.4 CAPACIDAD LATERAL DE PILAS

Para evaluar la capacidad lateral de las pilas se implementa la metodología de la viga elástica propuesta por Winkler, en el cual se propone que la deflexión lateral en cualquier punto del pilote está relacionada linealmente con la presión de contacto suelo-pilote en ese punto:

$$P(z) = k_k(z) * v(z)$$

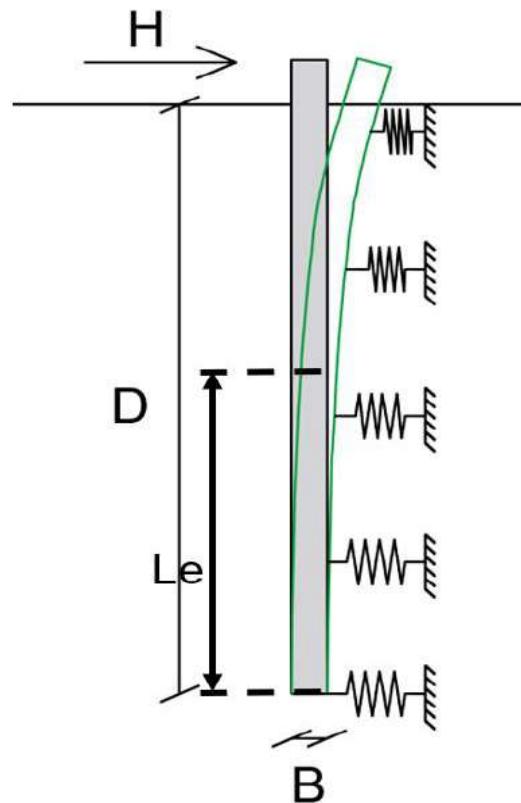
Donde:

- ◆ $v(z)$: es el desplazamiento transversal
- ◆ $p(z)$: es la presión de contacto
- ◆ $K_h(z)$: es el módulo de balasto horizontal del suelo.

De esta manera, el suelo se representa como una serie de resortes horizontales desconectados unos de otros (ver Figura 28).

Para el pre-dimensionamiento de la longitud de las pilas, se toma un criterio de mínimo 1,5 veces la altura del muro, posteriormente se realiza los análisis de deformación lateral de la pila y se verifica que la longitud de empotramiento de la pila (L_e) se encuentre entre 2,5 veces a 3,5 veces el diámetro a partir del punto en el cual el eje de la pila es cero o intersecta dicho valor (Figura 28).

Figura 28. Pilotes Cargados Horizontalmente en el Terreno Tipo Winkler





5. DIAGNÓSTICO GEOTÉCNICO

5.1 CONDICIONES DE CAMPO

Durante la visita de reconocimiento se pudieron identificar los factores que dieron lugar al proceso de inestabilidad que se tiene actualmente en la vía principal de Heliconia.

El recorrido inició sobre la ladera superior de la vía, donde se pudo observar una zona de baja pendiente al pie de la ladera natural que tenía empozamiento de aguas lluvias o de descargas antrópicas no controladas. Por las condiciones topográficas del sitio, esta área es una zona de recarga que favorece los procesos de infiltración, saturación y flujo de agua hacia la ladera inferior, que pudo haber generado aumentos del nivel freático y por consiguiente de las presiones de poros, disminuyendo así la resistencia del suelo. En la Foto 23 se muestra la zona de recarga identificada en campo.

Otro proceso morfodinámico identificado en campo es la socavación generada por la Quebrada la Sucia (ver Foto 24), el cual ocasionó la erosión y desconfinamiento de la base del muro en gaviones de contención existente generando su fallo y posterior perdida de la banca izquierda de la vía, comprometiendo su funcionamiento y operación.

En el lecho de la quebrada se observaron afloramientos rocosos. No obstante, se pudo identificar que, durante los eventos de creciente, se generan la socavación de los materiales más débiles, depósitos de vertiente, (ver Foto 25).

Teniendo en cuenta todo lo mencionado, se concluye que, debido a la influencia de la zona de recarga en la ladera superior y los procesos de socavación de la Quebrada la sucia fueron los principales agentes detonantes que generaron el proceso de inestabilidad que se presenta actualmente en el sitio.

Por lo tanto, para dar solución a la situación actual del sitio se hace necesario implementar un sistema de contención que permita reconformar el terraplén y la banca de la vía para restablecer las condiciones normales de operación. Como alternativa de estabilización se propone un muro de contención apoyado sobre pilotes, con un enrocado como protección contra la socavación.

Para el manejo de las aguas es adecuado instalar drenes horizontales localizados en el muro de contención para abatir el nivel freático, los cuales deben ser complementados con obras hidráulicas como cunetas, rondas de coronación y filtros donde se requieran (zonas con empozamiento de aguas o alto grado de saturación).

Los tratamientos propuestos en esta sección serán evaluados en el capítulo 4, donde se podrá establecer principalmente la estabilidad del tramo donde se implementará el muro de contención y los drenes.

Foto 22. Patologías observadas en el Sitio Crítico Heliconia

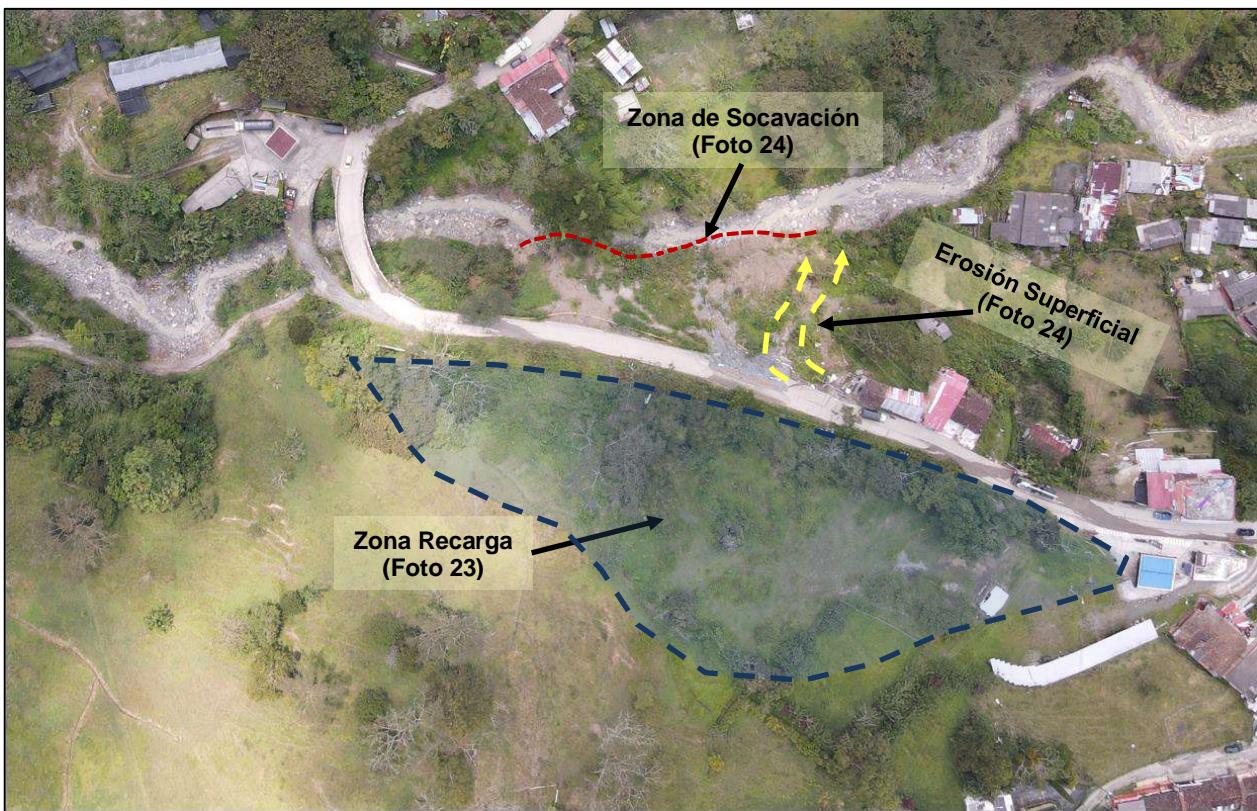


Foto 23. Zona de Recarga



Foto 24. Socavación por la Quebrada la Sucia



Foto 25. Afloramientos Rocosos Lecho de la Quebrada



5.2 SOLUCIÓN PROPUESTA

5.2.1 Muro de Contención

A continuación, se presenta una breve descripción de los tratamientos geotécnicos para la estabilización del fallo, la cual consiste en una pantalla de pilas anclada, en el tramo afectado por la socavación de la quebrada. Así mismo, se colocará una protección con concreto en la parte superior del muro para evitar erosión superficial por las crecientes máximas de la quebrada.

La pantalla de pilas proyectado se compone de un conjunto de pilas unidas por una viga cabezal de 1,2 m de altura en la parte superior de tal forma que trabajen en conjunto. Sobre la viga cabezal se tiene un vástago de 1.5 m de altura para la conformación del lleno de confinamiento de la ladera. Cuenta con pilas con una altura libre máxima de 5,0 m, y una longitud empotrada de aproximadamente 7,0 m. Las pilas tendrán un diámetro de 1,4 m sin campana.

De la Figura 29 a la Figura 31 se presentan la vista en planta, la longitudinal y una sección transversal de las obras propuestas. A continuación, se presentan las ventajas de esta solución:

- ◆ Se garantiza la estabilidad a partir de pilas empotradas en un material de mejores características geotécnicas en profundidad.
- ◆ Facilidad en la reconformación en la estructura de pavimento.
- ◆ No requiere de mucho espacio para su implementación y puede adaptarse a las condiciones topográficas actuales del sitio.
- ◆ Debido a que es una estructura de contención rígida, se espera que los asentamientos y deformaciones laterales a largo plazo sean menores.

Figura 29. Obras Proyectadas – Perfil Longitudinal

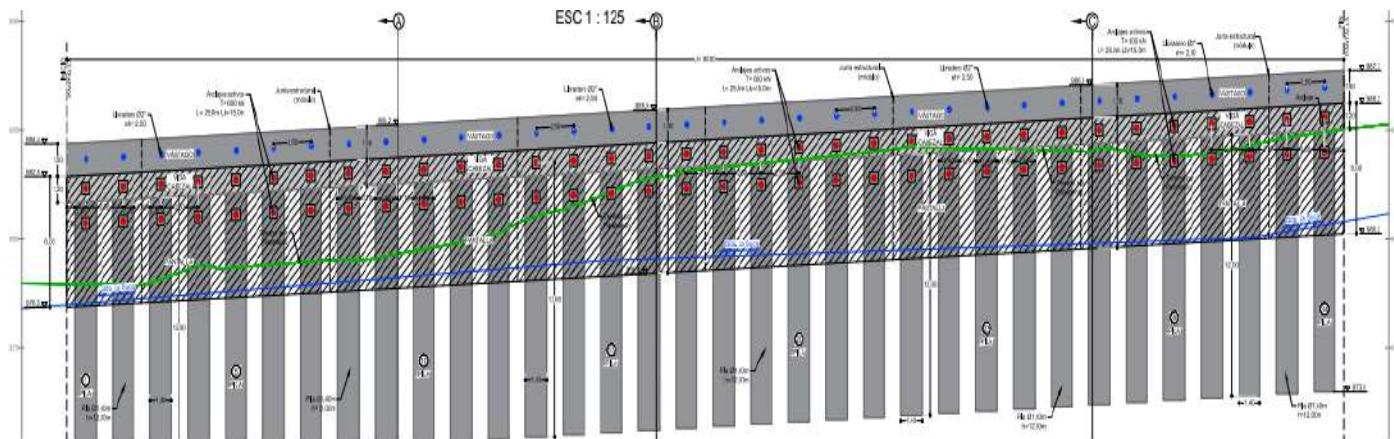




Figura 30. Vista en Planta

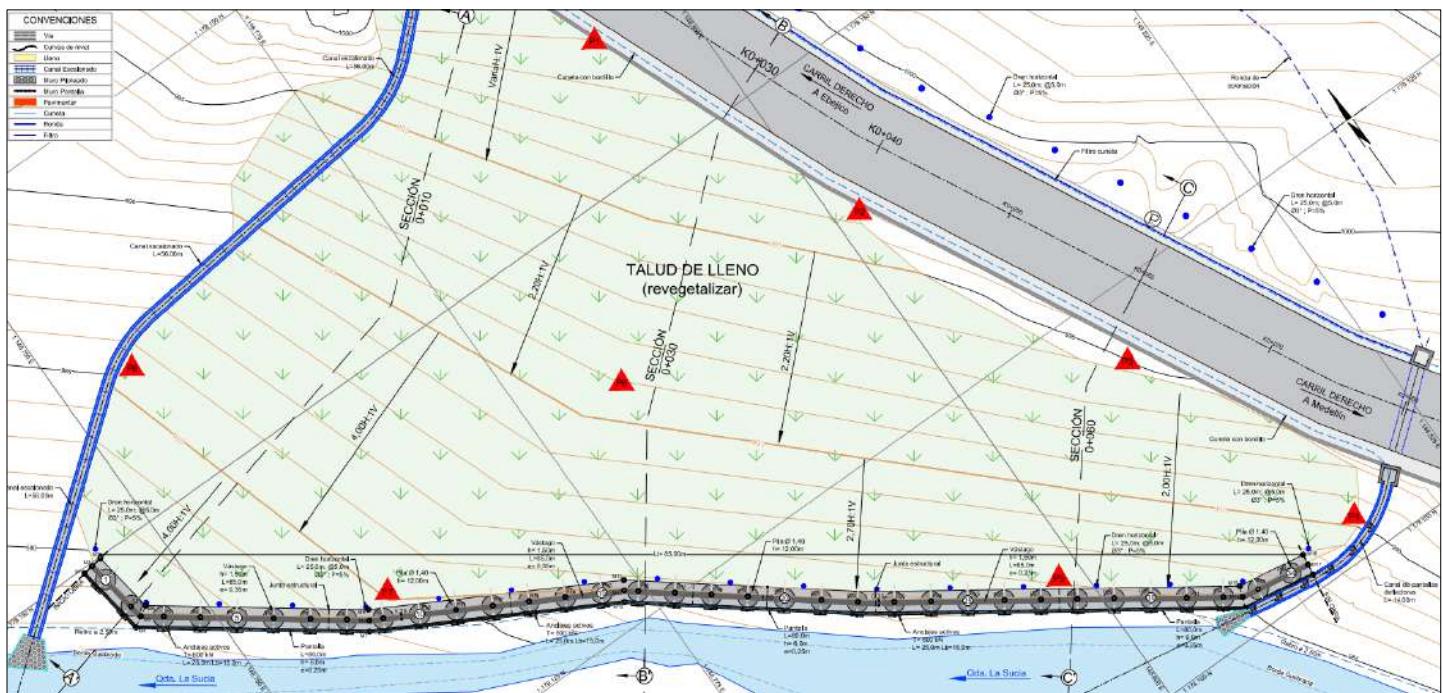
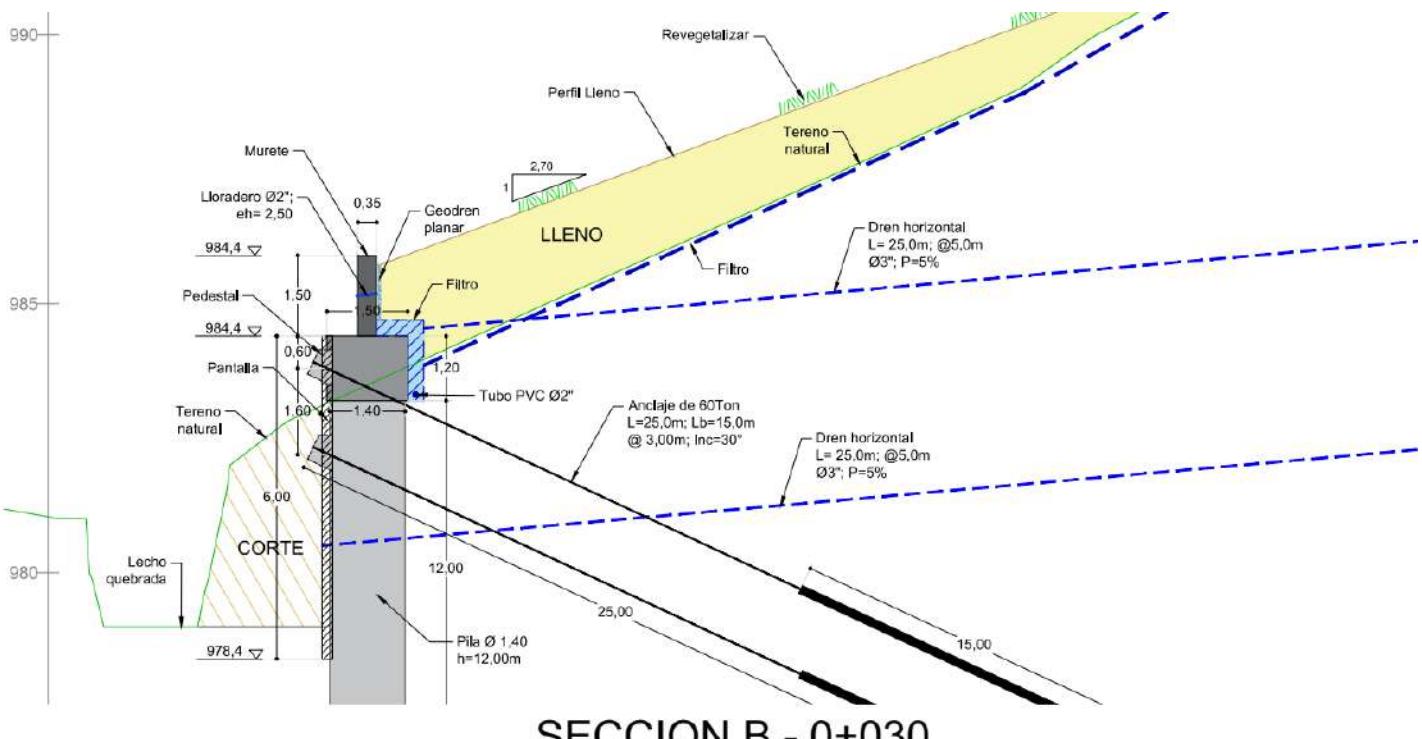


Figura 31. Sección Transversal





6. DISEÑO SOLUCIÓN PROPUESTA

6.1 CRITERIOS DE DISEÑO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

- ◆ El grado de estabilidad de un talud está dado en términos del FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO, "FS", el cual corresponde a la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes. Si $FS < 1,0$, se presenta la falla.
- ◆ Para evaluar la estabilidad de la ladera, se utiliza el software SLIDE V6 de ROCSCIENCE, el cual arroja la superficie de falla más crítica (menor FS), partiendo el modelo en "dovelas" (método del equilibrio límite). Se usó la metodología de Spencer, que se considerado como métodos "exactos".
- ◆ El nivel freático se analiza a diferentes profundidades (esperado y alto) para observar el efecto de la variación del factor de seguridad en zona del deslizamiento o ladera.
- ◆ Se da libertad al programa para que genere la superficie de falla más crítica (circular, irregular, superficial o profunda, localizada o global).
- ◆ El análisis de estabilidad en condición pseudo - estático se realiza con una aceleración pico en la roca $A_a = 0,25g$, un coeficiente de amplificación de 1,1 (para un suelo tipo "D"), y un $K_{st}/A_{max} = 0,5$, con lo cual se obtuvo una aceleración horizontal de $0,14g$.

Se toma un coeficiente de aceleración horizontal de $0.07g$ para el análisis de una condición de nivel freático alto y Seudo-Estático el cual es un evento de baja probabilidad de ocurrencia, siendo esta una condición muy extrema de análisis.

- ◆ Los parámetros geotécnicos para el análisis de estabilidad se adoptaron según el tipo de material, los resultados de los ensayos de laboratorio, las condiciones vistas en campo y la experiencia con este tipo de materiales.
- ◆ Para simular las cargas impuestas por el tránsito de vehículos por la vía, se incorporaron unas cargas distribuidas del orden de $15,0 \text{ kPa}$ en todo el ancho de la calzada, magnitud que está de acuerdo con la normatividad vigente.
- ◆ Como criterio de aceptación, se considera factores de seguridad aceptables para el diseño son $FSe = 1,50$ en condiciones estáticas y $FSS = 1,05$ en condiciones pseudo-estático, valores utilizados en la literatura técnica y la experiencia en otros proyectos.
- ◆ Probabilidad de Falla, PF: Debido a la incertidumbre en los parámetros geotécnicos, se realizó un análisis probabilístico de falla en el cual, se utilizan unos coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos de interés, siguiendo la metodología propuesta por ASSIS, A.P. (2002). el coeficiente de variación CV, adoptado para el ángulo de fricción es de $CV\phi = 10,0\%$ y el de la cohesión es de $CVc = 20,0\%$. En este estudio se considera aceptable una $PFe = 5\%$ y $PFs = 10\%$ en condiciones estáticas y dinámicas; respectivamente.

6.2 ESTABILIDAD GLOBAL PANTALLA DE PILAS

Los análisis de estabilidad se realizaron para las secciones transversales críticas, la cual se presenta en la Figura 32 la vista en planta y en la Figura 33 la sección transversal. El análisis se realiza tanto en condiciones estáticas como seudo estáticas. En la Tabla 12 se muestran los resultados obtenidos.

Figura 32. Vista en Planta Sección de Análisis

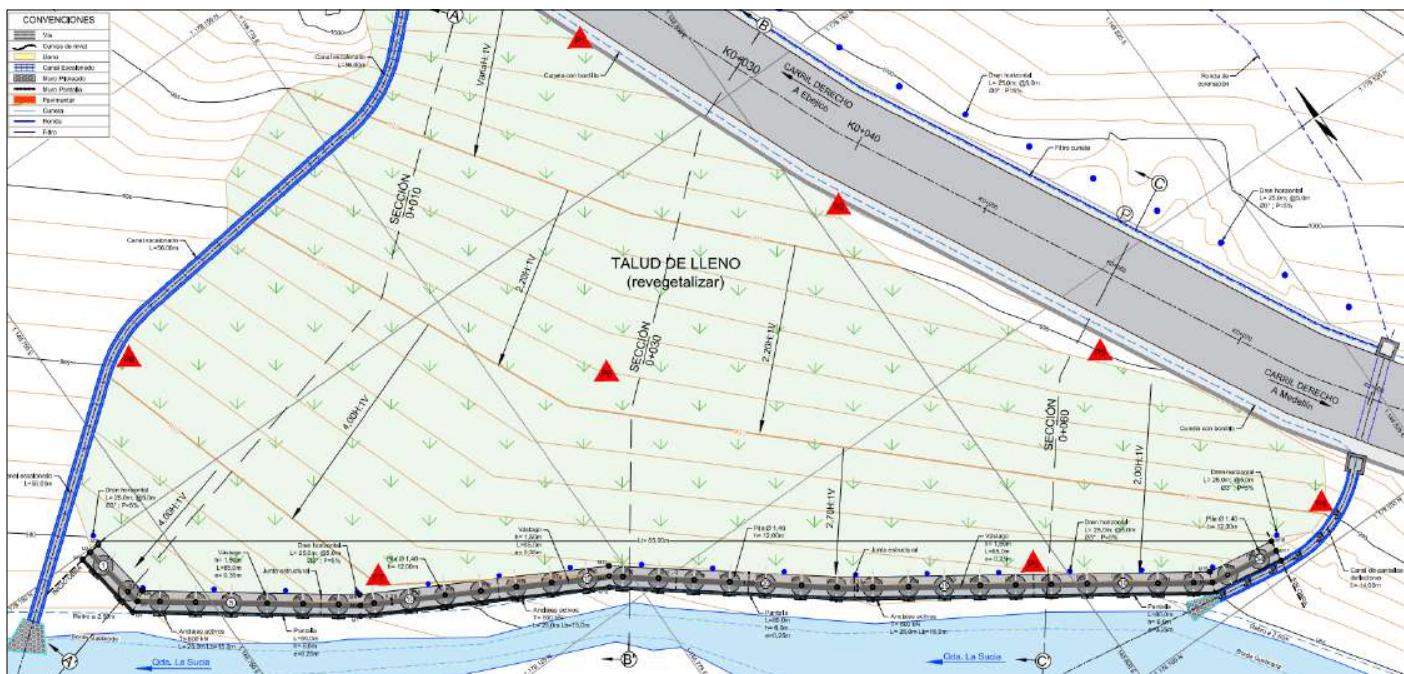
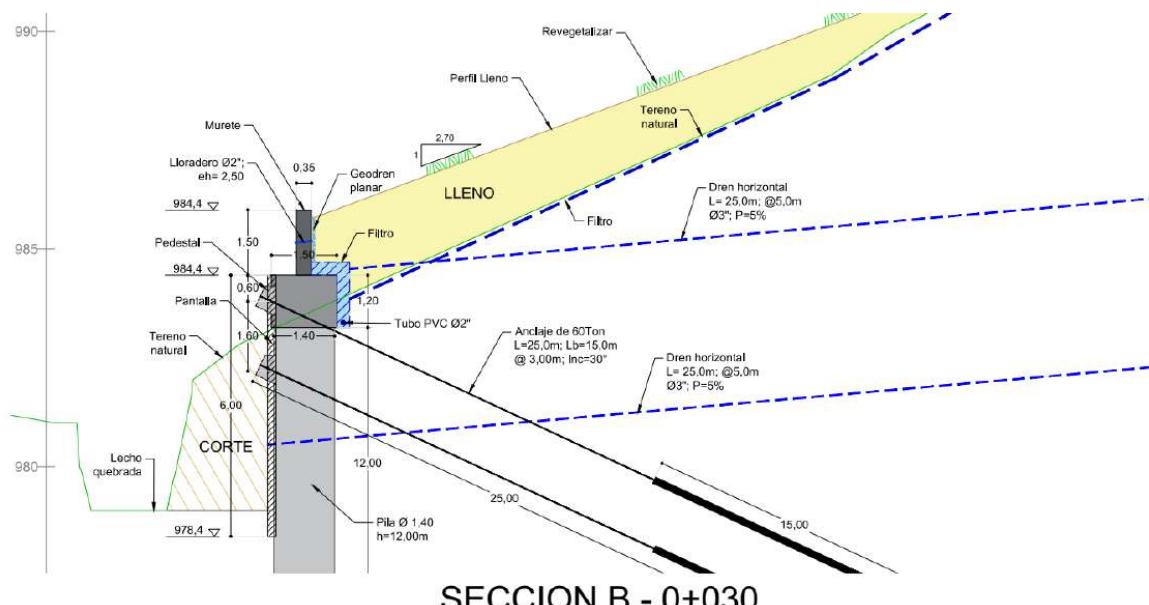


Figura 33. Sección Transversal de Análisis



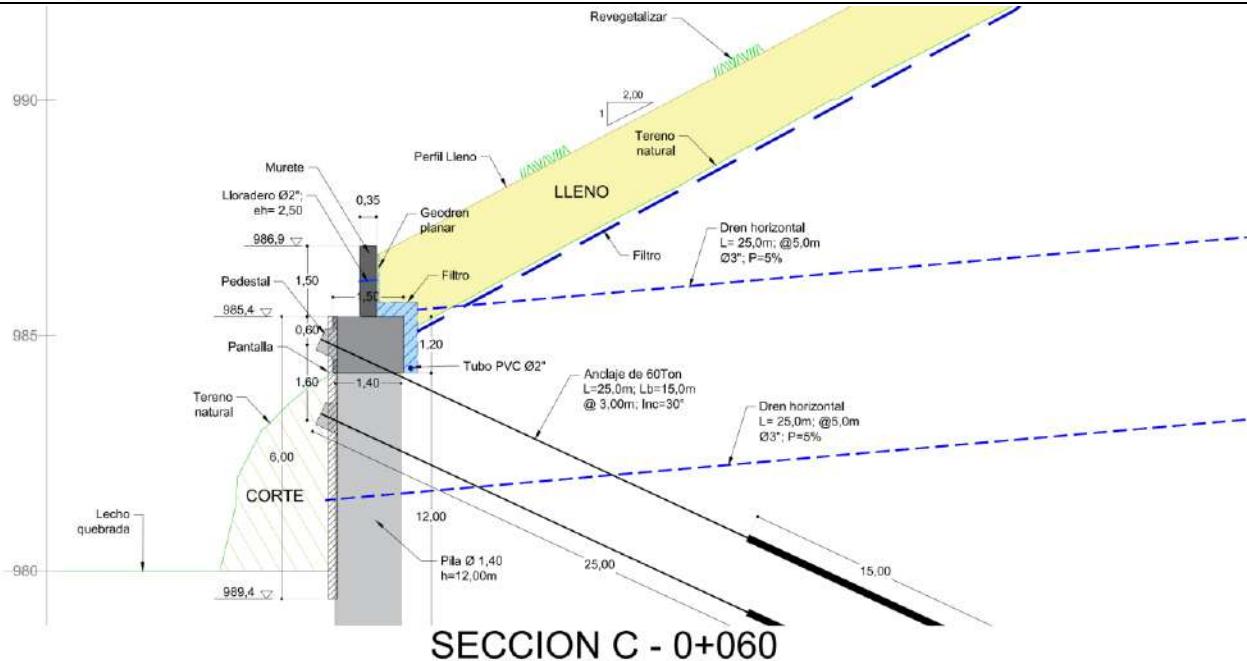


Tabla 12. Resultados de Análisis de Estabilidad

Etapa	Etapa	Condición de Análisis	Factor de Seguridad	
			Estático (Fse)	Seudo Estático (Fsd)
Sección A K0+030	Actual	NF Esperado	1,11	0,80
	Servicio	NF Esperado	1,98	1,38
Sección B K0+060	Actual	NF Esperado	1,12	0,86
	Servicio	NF Esperado	1,52	1,14

De la Figura 34 a la Figura 41, se presentan las modelaciones realizadas donde se puede notar que los valores de los factores de seguridad son mayores de 1,5 en condiciones estáticas y 1,05 en condiciones Seudo estáticas, lo cual significa que la solución planteada es adecuada para recuperar las condiciones de estabilidad de la vía en este sector.

En la zona del lecho de la quebrada se deben colocar llaves o dentellones dispuestos en el fondo del cauce y transversales al flujo de la quebrada, para evitar la socavación y para lograr una estabilización frente a socavaciones de fondo.

Figura 34. Estabilidad Sección 1 Condición Actual - NF Esperado – Estático

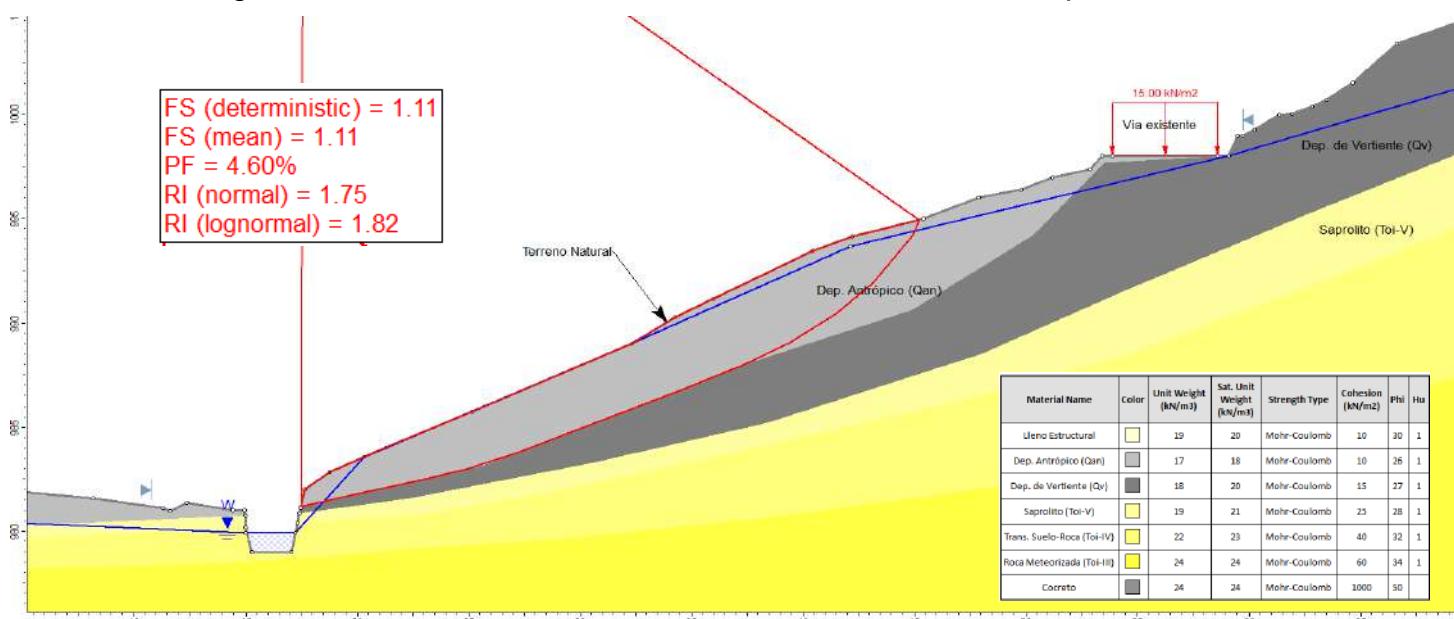


Figura 35. Sección 1 (k0+030) Condición Actual - NF Esperado – Seudo Estático

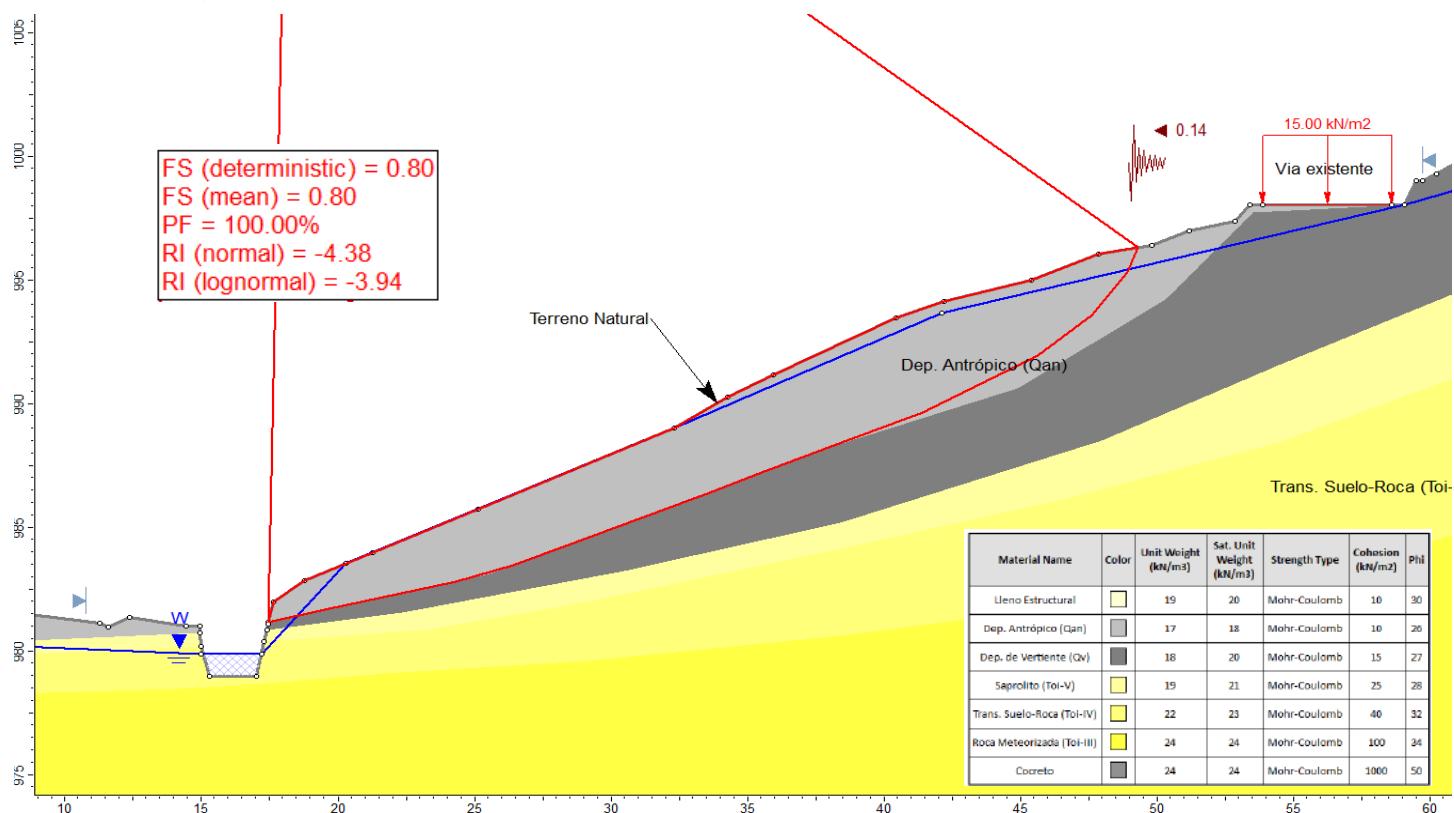


Figura 36. Sección 1 (k0+030) Muro en Pilas - NF Esperado – Estático

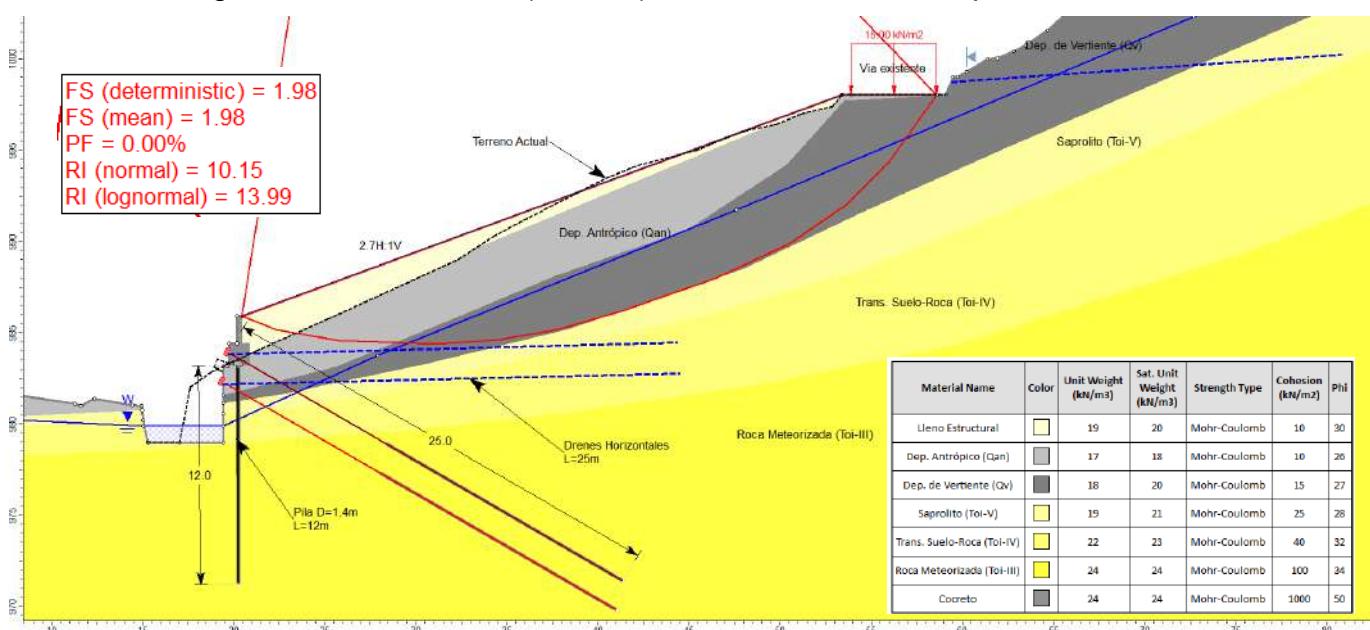


Figura 37. Sección 1 (k0+030) Muro en Pilas - NF Esperado – Seudo Estático

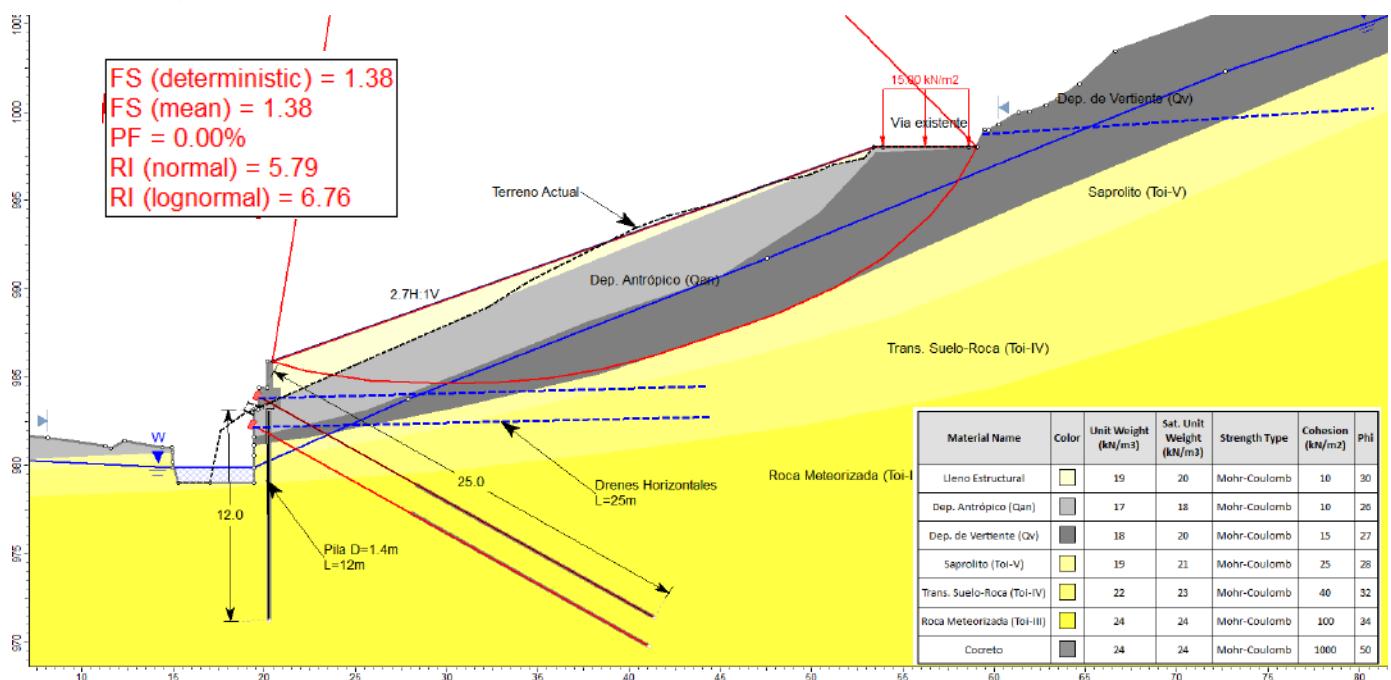


Figura 38. Sección 2 (k0+060) Condición Actual - NF Esperado – Estático

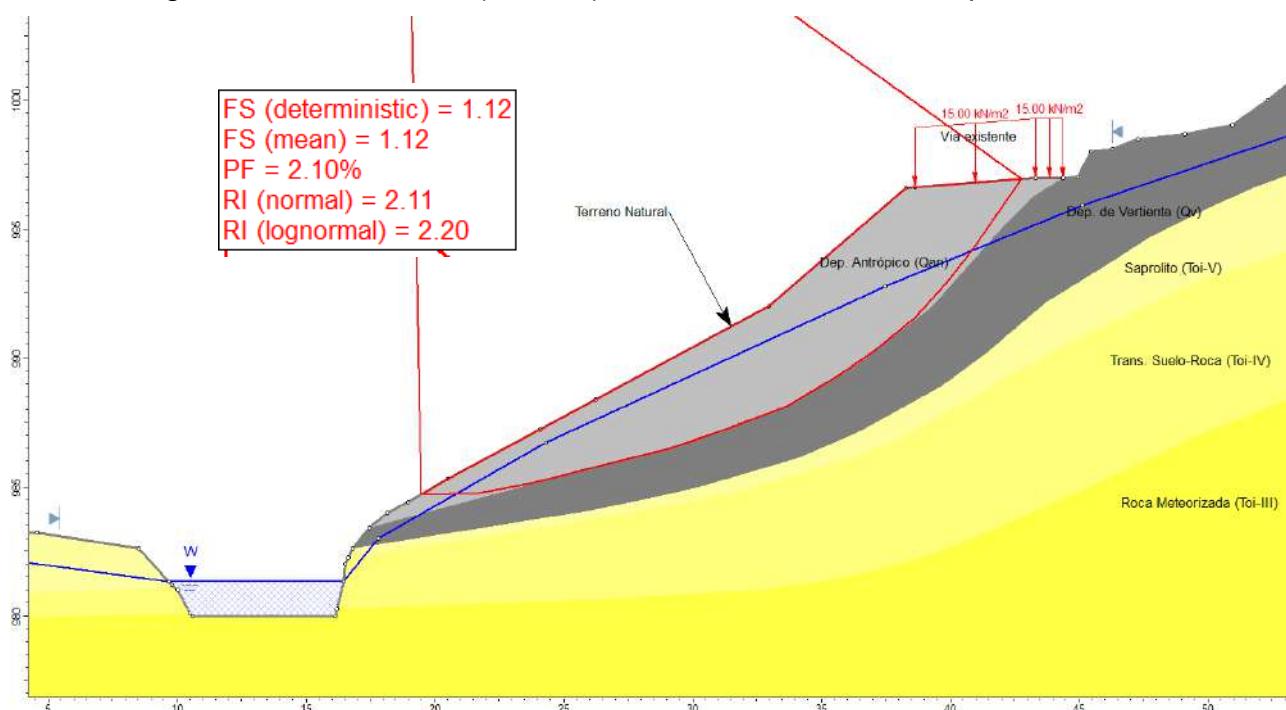


Figura 39. Sección 2 (k0+060) Condición Actual - NF Esperado – Seudo Estático

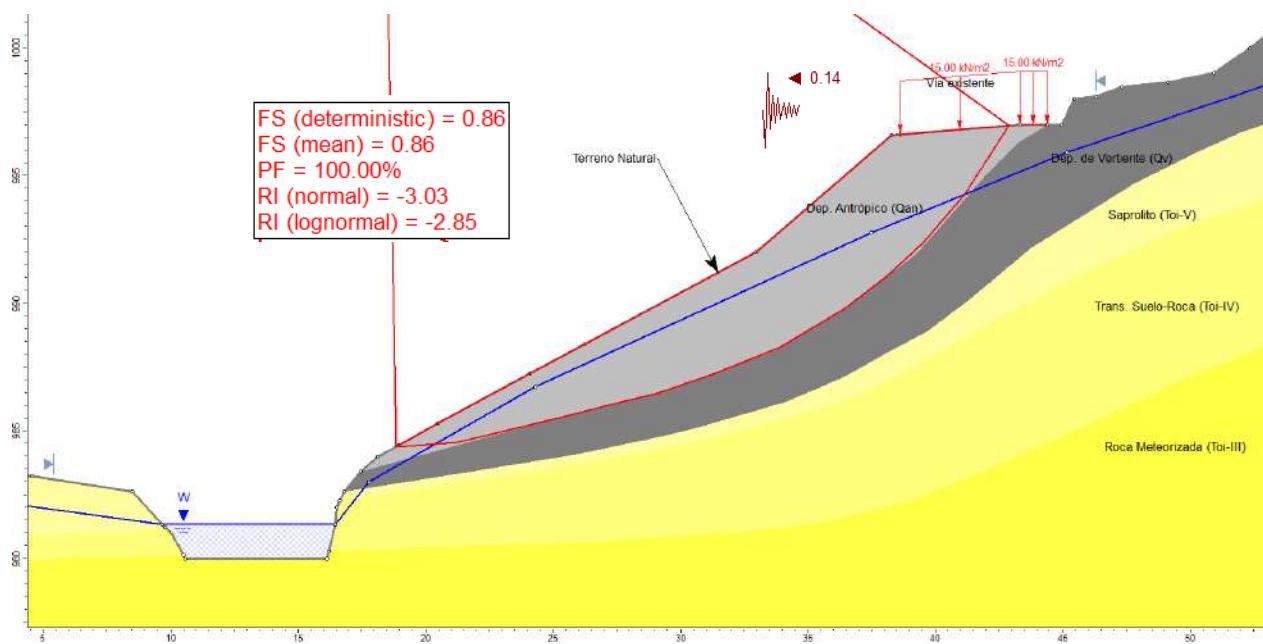


Figura 40. Sección 2 (k0+060) Muro en Pilas - NF Esperado – Estático

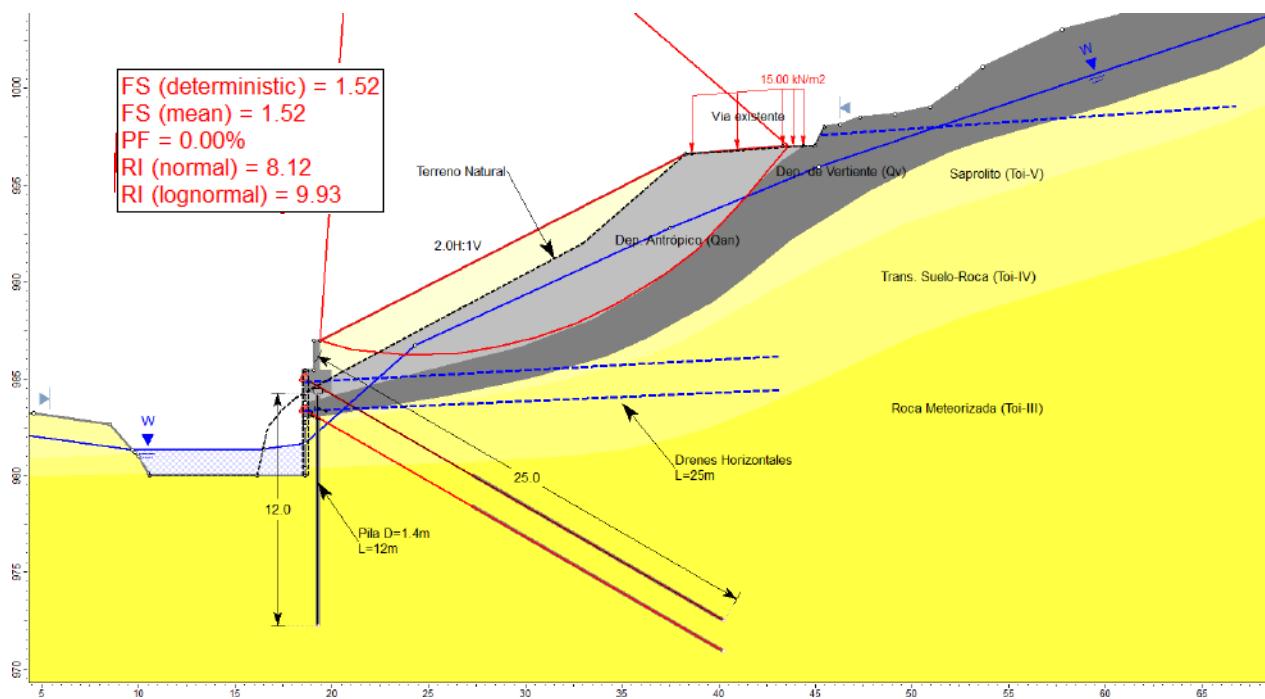
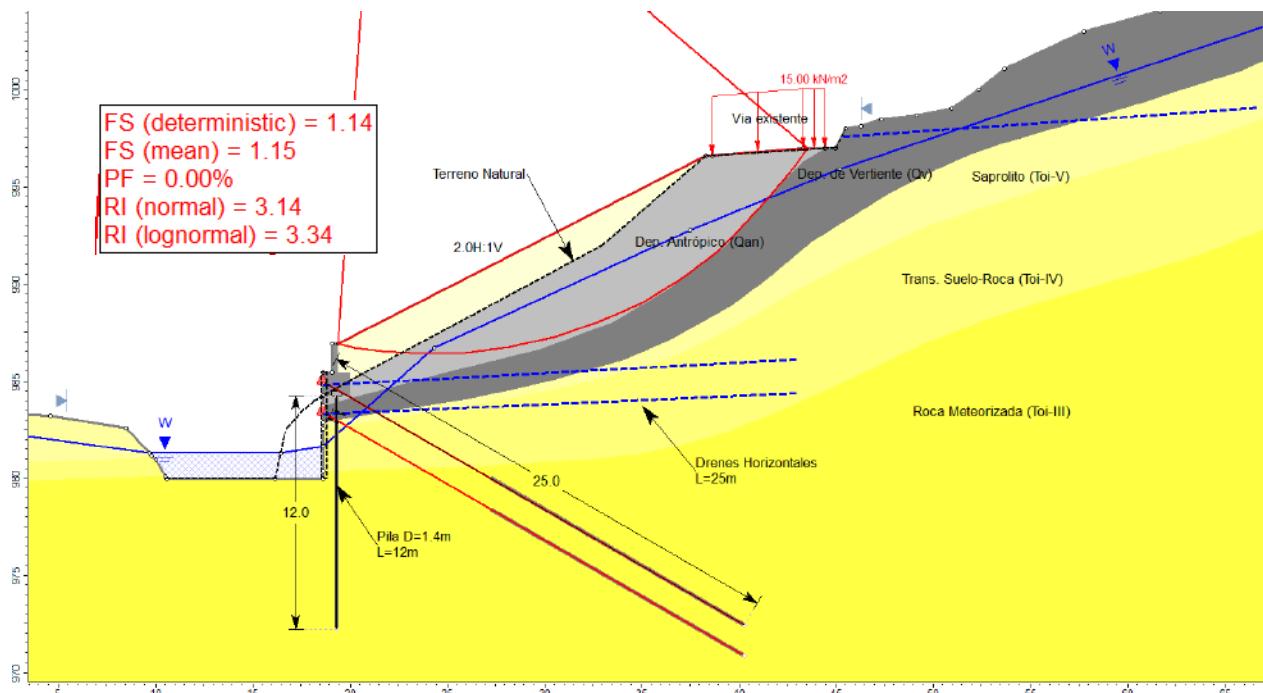


Figura 41. Sección 2 (k0+060) Muro en Pilas - NF Esperado – Seudo Estático



6.3 FUERZA ACTUANTE EN EL MURO Y ESTABILIDAD EXTERNA

6.3.1 Metodología de Cálculo

El diseño se realizó siguiendo la metodología propuesta en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD – CCP14, donde se considera las siguientes estados y combinación de carga que se estipulan en la sección 3 del CCP-14 para el cálculo de los esfuerzos en la estructura.

- ◆ Resistencia I
- ◆ Evento extremo I
- ◆ Servicio II

La estabilidad externa de los muros es evaluada según los criterios de factores de seguridad mínimos recomendados por la AASHTO para el cálculo y diseño de muros en concreto reforzado. Como se utiliza el sistema LRFD donde se mayoran las cargas y se reducen los parámetros, el factor de seguridad para deslizamiento deberá ser mayor a 1,0.

En la Figura 42 se presenta el esquema para determinar las cargas transmitidas por los empujes de tierra, las cargas vehiculares y el peso propio del muro, con las cuales se obtienen los factores de seguridad contra el deslizamiento y la excentricidad de la estructura, y se presenta en detalle en las secciones 11.5.3, 11.5.4, 11.5.5, 11.5.6, 11.5.7 y 11.5.8 del CCP-14, las cuales deberán ser mayoradas teniendo en cuenta los factores de carga presentados en la Tabla 15, estipulados en la Tabla 3.4.1-1 y la Tabla 3.4.1-2 del CCP-14 (Tabla 13 y Tabla 14) para las condiciones mencionadas anteriormente.

Figura 42. Esquema Aplicación Típica de los Factores de Carga

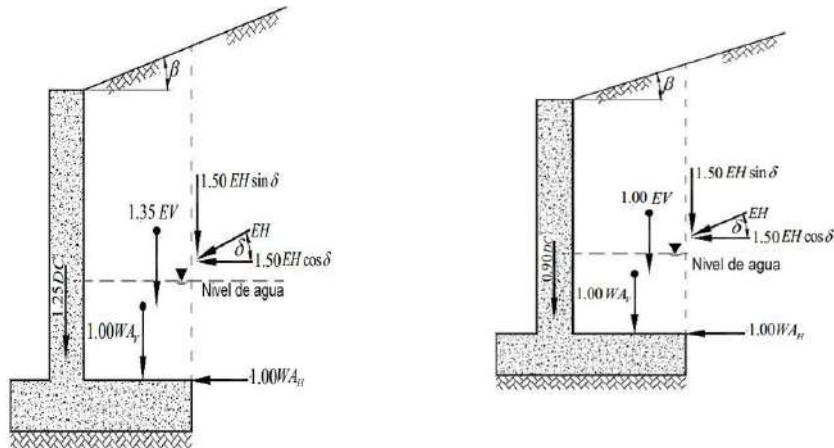


Figura C11.5.6-1 — Aplicación típica de los factores de carga para determinar la capacidad de carga.

Figura C11.5.6-2 — Aplicación típica de los factores de carga para determinar la resistencia al deslizamiento y la excentricidad



Tabla 13. Combinaciones de Factores de Carga (Tabla 3.4.1.1 - CCP-14)

Estado Límite de la Combinación de carga	<i>DC</i>	<i>DD</i>	<i>DW</i>	<i>EH</i>	<i>EV</i>	<i>LL</i>	<i>IM</i>	<i>ES</i>	<i>EL</i>	<i>CE</i>	<i>PS</i>	<i>BR</i>	<i>CR</i>	<i>PL</i>	<i>SH</i>	<i>LS</i>	<i>WA</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	<i>FR</i>	<i>TU</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>	<i>EQ</i>	<i>BL</i>	<i>JC</i>	<i>CT</i>	<i>CV</i>	Use uno de estos a la vez						
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 ₀	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 ₀	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EG}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 ₀	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 ₀	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
Fatiga I- Sólo <i>LL</i> , <i>IM</i> & <i>CE</i>	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Fatiga I II- Sólo <i>LL</i> , <i>IM</i> & <i>CE</i>	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 14. Factores de Carga Permanentes, γ_p (Tabla 3.4.1.2 - CCP-14)

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Componentes y Accesorios	1.25	0.90
<i>DC</i> : Sólo Resistencia IV	1.50	0.90
<i>DD</i> : Fricción negativa	1.4	0.25
Pilas, Método α Tomlinson	1.05	0.30
Pilas, Método λ	1.25	0.35
Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)		
<i>DW</i> : Superficie de rodadura e instalaciones	1.50	0.65
<i>EH</i> : Presión horizontal de suelo		
• Activa	1.50	0.90
• En reposo	1.35	0.90
• AEP para muros anclados	1.35	N/A
<i>EL</i> : Tensiones residuales de Construcción	1.00	1.00
<i>EV</i> : Presión vertical de suelo		
• Estabilidad general	1.00	N/A
• Muros de Contención y Estriplos	1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas	1.30	0.90
• Marcos Rígidos	1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas		
o Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas	1.5	0.9
o Alcantarillas Termoplásticas	1.3	0.9
o Todas las demás	1.95	0.9
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1.50	0.75



Tabla 15. Factores de Carga para Análisis de Estabilidad de Muros

Carga	Factores de carga	
	Resistencia I	Evento Extremo I
DC Vertical	0.90	0.90
DC Horizontal	0.90	0.90
EH cos δ	1.50	1.50
EH sen δ	1.50	1.50
EV	1.35	1.35
WAh	1.00	1.00
WAv	1.00	1.00
LS	1.75	0.50
ES	1.50	1.50
DCVT	0.90	0.90
LCVT	0.90	0.90
ANz	0.90	0.90
ANv	0.90	0.90
AE1	0.90	0.90
AE2	0.90	0.90

6.3.2 Resultados de Diseño

En esta sección se presentan las fuerzas actuantes a las que estará sometida la pantalla de pilas. El cálculo se realizará para la sección de mayor altura exenta la cual es de 6.9 m de empuje, contando el vástago y la viga cabezal, donde las pilas tienen un diámetro de 1,4 m y siguiendo la metodología indicada en la sección 6.3.1.

Las cargas consideradas en el diseño corresponden a las transmitidas por los empujes de tierra y el peso propio del muro, las cuales fueron utilizadas para obtener los esfuerzos en el muro de contención.

En la Tabla 17 se presentan los cálculos para las condiciones de Resistencia I y Extremo II, donde se obtienen las fuerzas actuantes y las resistentes para cada una. Para la evaluación de la estabilidad externa se utilizaron las dimensiones de la viga cabezal (ancho de 1,50 m) que se muestra en la Figura 29.

Se aclara que los cálculos realizados se utilizarán para verificar la capacidad de las pilas sobre las que se apoyará el muro, las cuales tienen un diámetro de 1,4 m y 5,0 m de longitud empotrada.

En la Tabla 16 se presenta un resumen de las cargas verticales, empujes y momentos que se presentan en el muro de contención para cada combinación de cargas evaluadas, con las cuales se realizará posteriormente la evaluación estructural.

Se aclara que, las pilas sobre los que se apoyará el muro le darán estabilidad al volcamiento y deslizamiento.



Tabla 16. Resumen de Cargas Verticales, Empujes y Momentos en el Muro

Módulo	Combinación	Carga Vertical [kN/m]	Empuje Máximo [kN/m]	Momento Actuante [kN*m/m]
H=6,9 m	Resistencia I	402,41	381,99	810,39
	E. Extremo I	292,05	474,63	1.501,03

Tabla 17. Cálculo de Cargas Externas Muro H=6,9 m – Resistencia I

PARAMETROS GEOTÉCNICOS

Suelo lleno			Suelo de cimentación		
$\gamma h =$	19	kN/m3	$\gamma h =$	18	kN/m3
$\gamma sat =$	20	kN/m3	$\gamma sat =$	19	kN/m3
$\phi =$	30	°	$\phi =$	26	°
Factor $\delta =$	0,75		Factor $\delta =$	0,75	
$\delta =$	22,50	°	$\delta =$	19,50	°
c =	10	kPa	c =	10	kPa
$k_0 =$	0,50		$c_b =$	8	kPa
$k_a =$	0,30		$k_p =$	2,56	
máx (k_0, k_a) =	0,40				
$k_p =$	7,70				

Aceleración sísmica					
Zona amenaza sísmica	Región 4		$E_{ae} v =$	66,84	kN/m
PGA =	0,20		$E_{ae} h =$	161,36	kN/m
Tipo Suelo	C				
Fpga =	1,1		$W_w =$	198,86	
As =	0,22		$W_s =$	0,51	
$k_h =$	0,11		$PIR =$	21,93	
$k_v =$	0				
$\theta =$	6,28		$E_{ae} h + 0,5PIR$	172,33	kN/m
Kae =	0,386		$0,5E_{ae} h + PIR$	102,61	kN/m
Pae =	174,66		EQ	172,33	kN/m

EVALUACIÓN DE DESLIZAMIENTO Y EXCENTRICIDAD - LÍMITE DE RESISTENCIA

Carga	Factor carga	Valor	Unidad	a [m]	M [kN·m/m]
DC Vertical	0,90	208,79	kN/m	0,70	146,24
DC Horizontal	0,90	0,00	kN/m	3,45	0,00
EH cos δ	1,50	322,44	kN/m	2,30	741,88
EH sen δ	1,50	133,56	kN/m	1,41	187,65
EV	1,00	0,51	kN/m	1,40	0,72
WAh	1,00	59,56	kN/m	1,15	68,51
WAy	1,00	59,56	kN/m	1,40	83,53
Carga desestabilizante		381,99	kN/m	2,12	810,39
Carga estabilizante (Fuerza normal)		402,41	kN/m	1,04	418,14



Tabla 18. Cálculo de Cargas Externas Muro H=6,9 m – Extremo I

PARAMETROS GEOTÉCNICOS

Suelo lleno			Suelo de cimentación		
$\gamma_h =$	19	kN/m ³	$\gamma_h =$	18	kN/m ³
$\gamma_{sat} =$	20	kN/m ³	$\gamma_{sat} =$	19	kN/m ³
$\phi =$	30	°	$\phi =$	26	°
Factor $\delta =$	0,75		Factor $\delta =$	0,75	
$\delta =$	22,50	°	$\delta =$	19,50	°
c =	10	kPa	c =	10	kPa
k _o =	0,50		c _b =	8	kPa
k _a =	0,30		k _p =	2,56	
máx (k _o , k _a) =	0,40				
k _p =	7,70				

Aceleración sísmica					
Zona amenaza sísmica	Región 4		Eae v =	66,84	kN/m
PGA =	0,20		Eae h =	161,36	kN/m
Tipo Suelo	C				
Fpga =	1,1		Ww =	198,86	
As =	0,22		Ws =	0,51	
kh =	0,11		PIR =	21,93	
kv =	0				
$\theta =$	6,28		Eae h + 0.5PIR	172,33	kN/m
Kae =	0,386		0.5Eae h + PIR	102,61	kN/m
Pae =	174,66		EQ	172,33	kN/m

EVALUACIÓN DE DESLIZAMIENTO Y EXCENTRICIDAD - LÍMITE DE RESISTENCIA

Carga	Factor carga	Valor	Unidad	a [m]	M [kN·m/m]
DC Vertical	1,00	231,98	kN/m	0,70	162,49
DC Horizontal	1,00	0,00	kN/m	3,45	0,00
EV	1,00	0,51	kN/m	1,40	0,72
EQ	1,00	415,07	kN/m	3,45	1.432,51
WAh	1,00	59,56	kN/m	1,15	68,51
WAv	1,00	59,56	kN/m	1,40	83,53
Carga desestabilizante		474,63	kN/m	3,16	1.501,03
Carga estabilizante (Fuerza normal)		292,05	kN/m	5,75	1.679,25



6.4 CAPACIDAD LATERAL

A continuación, se presentan los análisis y resultados de capacidad lateral en condiciones estáticas y dinámicas para la pila de 1,4 m de diámetro y 7,0 m de longitud empotrada en el terreno. Para los cálculos se utilizaron las cargas horizontales y momentos mostrados en la Tabla 16 (las cuales fueron multiplicadas por la separación de las pilas de 2,5 m), cuya magnitud se presenta en la Tabla 19. Las pilas estarán apoyadas en el horizonte de roca III, el cual tiene una alta resistencia al corte.

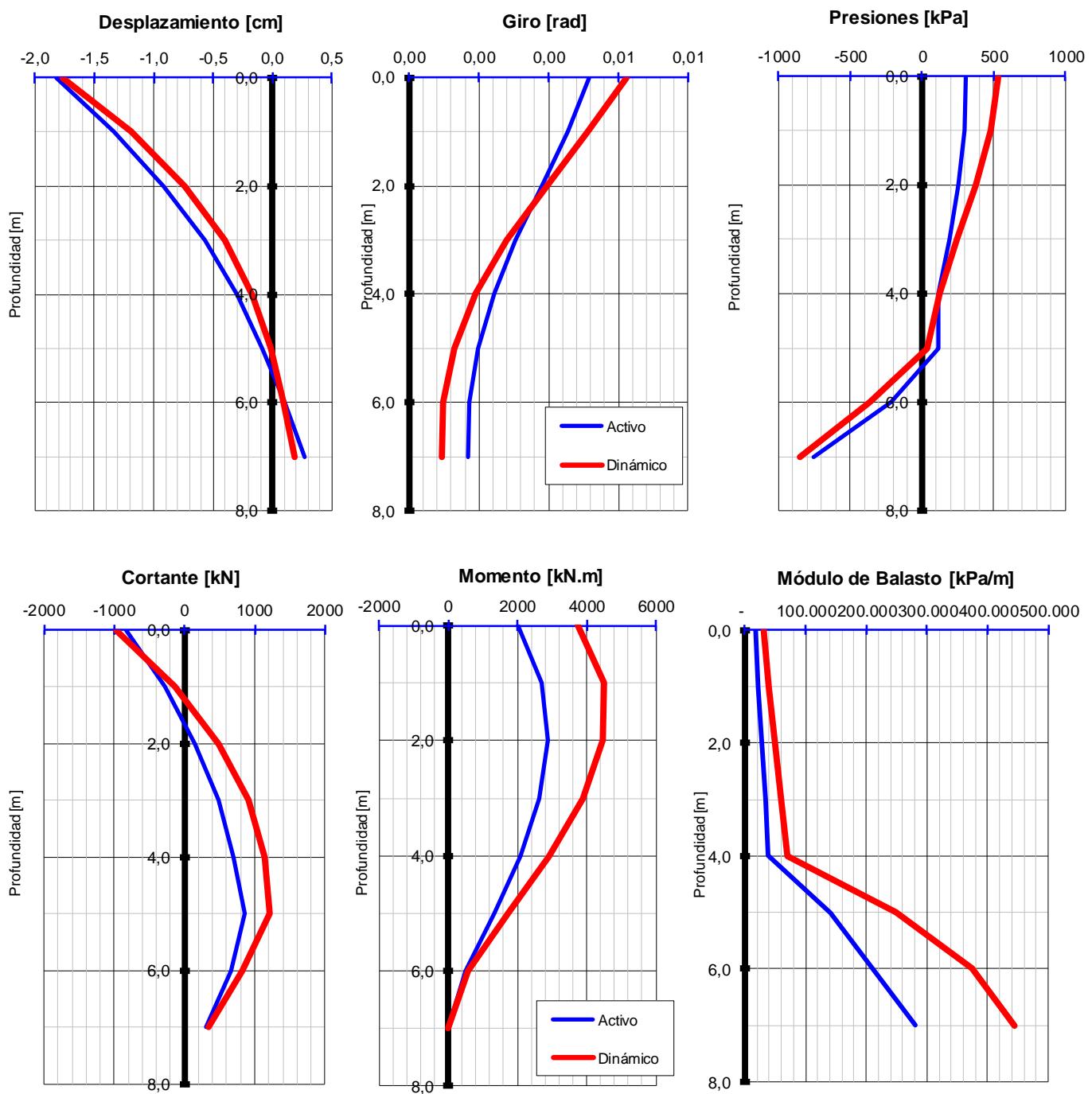
En la Figura 43 se presentan los resultados obtenidos, donde puede notarse que las deformaciones en la cabeza de las pilas son de 1,82 cm para Resistencia I y de 1,76 cm para Extremo I, considerándose adecuados. Es importante tener en cuenta que, en esta evaluación no se tiene en cuenta la rigidez de la zapata, por lo que las deformaciones pueden ser menores. El módulo de balasto en el caso dinámico se toma como un valor igual a 2,5 veces el valor del módulo en condición estática y tiene una variación lineal con la profundidad al igual que en el caso estático, como se puede apreciar en la Figura 43.

Tabla 19. Cargas y Módulos de Balasto para Deformaciones Laterales en Pilas

Datos de entrada		Cargas actuantes Resistencia I	
Long. Pila (m)	7,0	Carga lateral (kN)	Momento (kN*m)
# de secciones	1,0	955,0	2.026,0
Cargas actuantes E. Extremo I			
Diámetro (m)	1,40	Carga lateral (kN)	Momento (kN*m)
Área (m ²)	1,54	1.186,6	3.752,6
Inercia (m ⁴)	0,188574		
Profundidad (m)		Módulo de Balasto kh estratos (kN/m ³)	
Desde	Hasta	Variación con la profundidad	Valor Inicial
-	1,00	12.000,0	30.000,0
1,00	2,00	16.000,0	40.000,0
2,00	3,00	20.000,0	50.000,0
3,00	4,00	24.000,0	60.000,0
4,00	5,00	28.000,0	70.000,0
5,00	6,00	100.000,0	250.000,0
6,00	7,00	150.000,0	375.000,0



Figura 43. Capacidad Lateral Pilas





6.5 CAPACIDAD Y ARRANCIAMIENTO DE ANCLAJES

En la Figura 44 se presenta la verificación al arrancamiento de los anclajes propuestos para el muro piloteado, los cuales se proponen de 25 m con una carga de 600 kN, en cada pila. Tal como se observa, el factor de seguridad general al arrancamiento que se obtuvo es de 2.0, lo que indica que es aceptable.

Figura 44. Verificación de Arrancamiento Anclaje 600 kN Sobre Muro

Proyecto: Localización: Fecha: Descripción:	SITIO CRÍTICO HELICONIA ANCLAJES EN EL MURO noviembre 23 de 2022 Diseño de Anclajes T=600 KN (60ton) L=25 m			ENCIVIL SAS GESTIONES EN INGENIERIA CIVIL Calle 9C sur 51A-70, Medellin-Colombia Teléfonos (574) 361 20 44 - 317 886 84 25 eNCivil.sas@gmail.com	
SOLICITACIÓN			DADO	SUELO BULBO	
Capacidad Requerida 600.0 kN			Cota 4.00 m	Peso Unitario 24.0 kN/m³	
ANCLAJE			Dím dado (B,L) 0.70 m 0.70 m	Peso Unitario Agua 9.8 kN/m³	
Buzamiento 30.0°			Desplante 0.20 m	Cohesión 100.0 kPa	
Longitud 25.00 m			Peso Unit. Fundación 24.0 kN/m³	Ang. Fricción 34.0° 0.67451r	
Espaciamiento 2.50 m			Cohesión Fundación 200.0 kPa	tan(Φ) 0.67	
TALUD			Ang. Fricción Fund. 35.0°	Coef. Empuje, Ko 0.38	
Altura 7.00 m			Módulo Elástico Fund. 8.0 MPa $\mu=0.35$	Módulo Reacción, Ks 20.0 MPa/m	
Pendiente 90.0° 0.00H:1V			Inclinación Carga 30.0° <30.0°	ESFUERZOS BULBO	
Pendiente del Terreno 27.0° 0.02H:1V			Fact. Seg. Soporte 6.55 0.15	Sobrecarga Anclajes 48.00 kPa X	
CABLE			Capacidad Sop. Última 8,019.7 kPa	Vertical 467.33 kPa	
Diámetro Torón # 5 0.016 m			Asentam. Elástico 105.5 mm	Hidrostático 100.61 kPa	
Cantidad Torones 5 un			Presión Aplicada 1,224.5 kPa	Vertical Efectivo 366.72 kPa	
Factor Seg. Tensión 1.97 0.51			Capacidad de Carga 600.0 kN 1,224.5 kPa	Horizontal Efect 137.70 kPa	
Diámetro 0.0385 m #12.1			CONCRETO LANZADO		
Área Neta 0.00084 m² 85.0%			Esfuerzo Máximo 21.0 MPa 210.0 #	Esf. Cortante Últ 271.15 kPa	
Esfuerzo Máximo 1,650 MPa 16,500.0 #			Espesor 0.10 m	FS Adherencia 1.50 0.67	
Esfuerzo Fluencia 1,403 MPa 85.0%			Mayoración Carga 1.20	Esf. Cortante Adm 180.77 kPa	
Elongación Cable 35.7 mm 50.9%			Sobrecarga 34.56 kPa 30% a.d.	CAPACIDAD DEL BULBO	
Elongación Cable 35.7 mm 50.9%			Momén. Ult. A Flexión 9.33 kN.m	Longitud Bulbo 15.00 m 60.0%	
Resistencia Última 1,180 kN 236 kn/un			Ref. Flexión Requerid 4.51 cm²	Diámetro Perforación 0.10 m 4.0"	
Resistencia Admisible 600.0 kN 120 kn/un			Ref. Flexión Colocado 14#2@0.065 14#2@0.065	Diámetro Bulbo 0.15 m 5.9"	
NIVEL FREÁTICO			CONCRETO DADO		
Buzamiento 20.0°			Esfuerzo Máximo 28.0 MPa 280.0 #	Esfuerzo Máximo 420.0 MPa 4,200.0 #	
Cota NF 0.00 m			Espesor 0.60 m	Espesor 19.0 mm 0.019 m	
LECHADA			Factor Seg. Punzonam. 4.20 0.24	Lado Platina 0.25 m	
Deformación Bulbo 0.10 m			Área Punzonam. 2.88E+00 m² 28,850 cm²	Factor Seg. Punzonam. 3.13 0.32	
Presión Inyección Req 2,000.0 kPa 285.0 psi			Área Ref. Cortante 8.55E-04 m² 9 cm²	Diámetro Punzonam. 75.0 mm >38.5 mm	
Resistencia Lechada 21.0 MPa 3,000.0 psi			Resist. Corte Conc. 0.75 MPa 7,500.0 #	Área Punzonam. 4.48E-03 m² 4,476.8 mm²	
Factor Seg. Adherenci 1.27 0.79			Capacidad a Cortante 600.0 kN	Pandeo Platina 0.7 mm	
Factor Red. Cortante 0.90 1.11			Moménto Ult. A Flexión 62.50 kN.m	Capacidad de Carga 600.0 kN	
Esf. Adherencia Cable 701.1 kPa			Ref. Flexión Requerid 2.0 cm²	RESUMEN	
Fuerza Ult. Arranque 1,272.1 kN 84.8 kN/m			Ref. Flexión Colocado 3#3@0.325 3#3@0.325	Capacidad Anclaje 600.0 kN	
Fuerza Arranque Adm 1,000.0 kN 66.7 kN/m			GEOMETRÍA ANCLAJE		



7. ASPECTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

Este capítulo presenta los estudios hidrológicos, hidráulicos y de socavación, necesarios para el dimensionamiento de las obras de estabilización, así como las obras de drenaje superficial (cunetas y bajantes) y de protección necesarias para la banca, asegurando la estabilidad y durabilidad de las obras.

Para el estudio hidrológico se tuvo en cuenta información primaria estudiada y recolectada en las visitas de campo de esta Consultoría, también se tomaron datos de información secundaria dispuesta en estudios hidrológicos preliminares de la zona.

El análisis hidrológico se determinó para dos cuencas, una microcuenca correspondiente al área tributaria del sitio en estudio en su costado derecho que comprende una ladera y la cuenca de la quebrada La Sucia con punto de aforo en la zona del proyecto.

7.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico de la zona estima los caudales máximos para los períodos de retorno comprendidos entre 2 y 100 años, utilizando el Método Racional debido a la poca extensión de la cuenca en el caso de la ladera de la vía. Se utilizan datos recopilados por el IDEAM de la estación pluviométrica El Chuscal. En el caso del estudio de Socavación de la quebrada La Sucia se determina el caudal por otras metodologías por el mayor tamaño de la cuenca.

7.1.1 Geomorfología de las Cuencas

Se realiza la caracterización del área aferente del sitio y la cuenca de la quebrada con nombre La Sucia con punto de aforo en la zona de estudio.

El área de influencia de las aguas de escorrentía y cause se determinaron inicialmente con un análisis de imagen en Google Earth, obteniendo el área aferente de las obras menores.

En el caso de la cuenca de la quebrada se utilizó la información dispuesta en el IGAC que da cuenta de las áreas aferentes de las quebradas, curvas de niveles y escorrentías de las cuencas en el área rural y se completó con la topografía de Google Earth debido al poco alcance de la hoyuela hidrográfica de la quebrada.

A continuación, en la Tabla 20 se resumen los parámetros morfométricos más importantes del área aferente, indispensables para el cálculo de los tiempos de concentración.

Figura 45. Área Aferente Sitio Crítico_A1



Figura 46. Microcuenca de la Quebrada La Sucia_A2



Tabla 20. Parámetros Morfométricos de las Cuencas

Cuenca	Área [km ²]	Perímetro [km]	Cota superior	Cota inferior	Longitud del cauce hasta divisoria [km]	Longitud del Cauce [km]	Cota Superior Cauce	Pendiente Cauce [%]
A1	0,0107	0,490	1419,0	1399,0	0,10	0,10	1419,00	20,06
A2	6,4400	14,37	2600,0	1384,0	5,49	5,24	2453,00	20,41



7.1.2 Intensidad de la Precipitación

Se define una estación provista de información pluviométrica disponible, representativa de la cuenca para la determinación de la intensidad de precipitación en la zona de estudio.

Para calcular la intensidad de la precipitación, se tomó la estación climatológica más cercana y se determinó su porcentaje de influencia en el área de aporte.

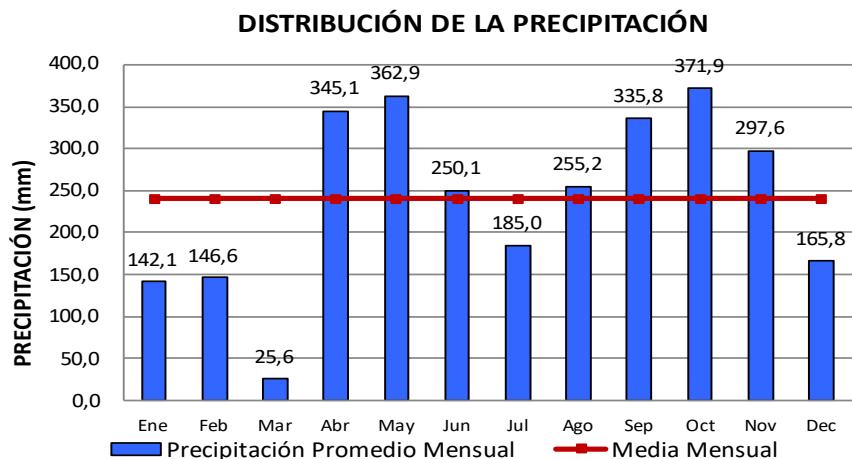
7.1.2.1 Precipitaciones

Se utilizaron los datos recopilados por el IDEAM en la estación El Chuscal, los valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas reportados. Siendo la estación con información disponible, su proximidad a la zona de estudio fue determinante para su utilización en el diseño de las obras hidráulicas.

Se determinó la distribución de la lluvia en el tiempo para la estación El Chuscal, la cual, según los registros obtenidos entre el año 1997 y el año 2021, presenta un comportamiento bimodal, con temporadas de picos altos y bajos de precipitación tal y como se enseña en la Figura 47.

Figura 47. Representación de la Distribución de la Precipitación – El Chuscal

Mes	Precipitación (mm)
Enero	142,1
Febrero	146,6
Marzo	25,6
Abrial	345,1
Mayo	362,9
Junio	250,1
Julio	185,0
Agosto	255,2
Septiembre	335,8
Octubre	371,9
Noviembre	297,6
Diciembre	165,8
Total	2883,7
Media Mensual	240,3



7.1.2.2 Curvas Intensidad Duración Frecuencia (IDF)

Para el cálculo de las intensidades de precipitación de la región se hizo por método simplificado, metodología recomendada en Manual de Drenaje del INVIAS. En este estudio se dedujeron curvas intensidad-duración frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas con la siguiente ecuación:



$$I = \frac{a x T^b x M^d}{\left(\frac{t}{60}\right)^c}$$

Donde:

- ◆ I: Intensidad de precipitación [mm/h].
- ◆ t: Duración de lluvia [min].
- ◆ T: Período de Retorno [años].
- ◆ M: Precipitación máxima promedio anual en 24 h a nivel multianual.

a, b, c, d: Coeficientes características de cada región [adimensional] Ver Tabla 22.

Tabla 21. Características de la Estación

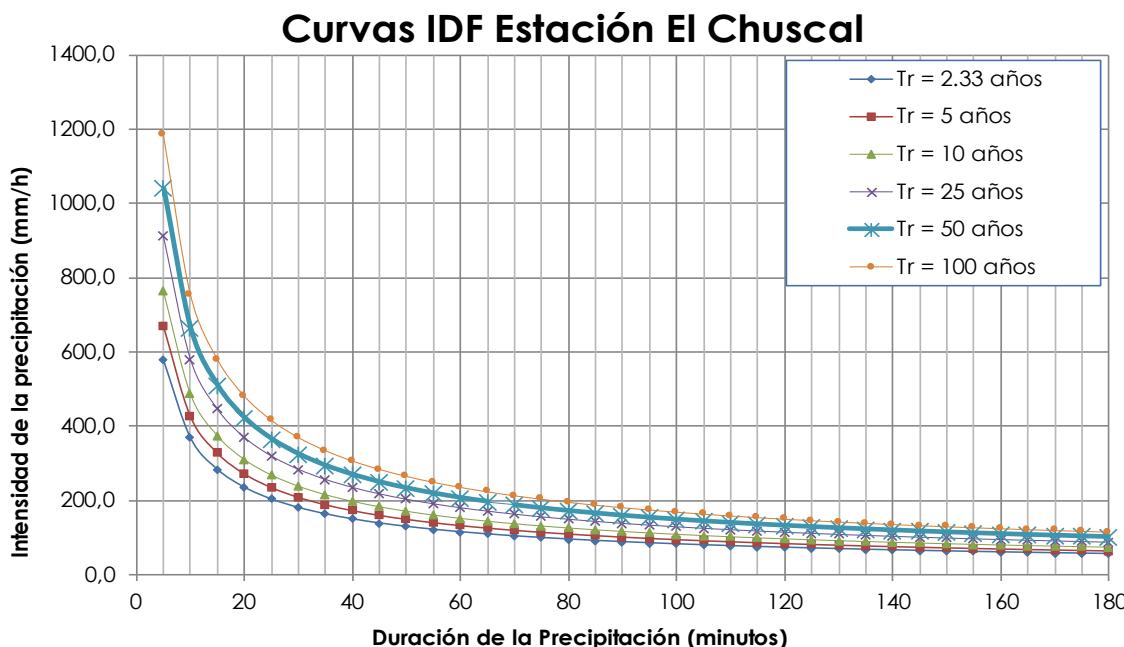
TIPO	NOMBRE	CÓDIGO	ENTIDAD	COORDENADAS GEOGRÁFICAS		ELEVACIÓN
				ESTE	NORTE	
PM	EL CHUSCAL	2701077	IDEAM	75° 42	6° 12	2100

Tabla 22. Parámetros Regionalizados para el Cálculo de las Curvas I-D-F

REGIÓN	a	b	c	D
Andina	0,94	0,18	0,66	0,83

Fuente: Manual de Drenaje del Invias 2011

Figura 48. Curvas IDF Estación El Chuscal





De la Figura 48 se extraen los valores de intensidad de acuerdo con el tiempo de concentración calculado para el área aferente. Específicamente se determinaron valores de intensidades de 240,61 mm/h para el área tributaria a las obras de drenaje del sitio.

7.1.2.3 Cálculo del Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración de cada área aferente se calculó por diferentes ecuaciones de diversos autores disponibles en la literatura técnica (ver Tabla 23). En los que se promedian los resultados obtenidos y se toma la media como el factor con el que se calculan las intensidades para cada área aferente de las obras hidráulicas.

A continuación, en la Tabla 23, se presentan los resultados de los tiempos de concentración para las obras menores y el cauce, según los métodos seleccionados. Con los tiempos de concentración calculados se definen las intensidades de precipitación para las áreas aferentes de cada obra.

Tabla 23. Tiempos de Concentración Según Autores

Autor	Ecuación	Tc [min] Quebrada	Tc [min] S. Crítico
Kirpich	$tc = 0.06628 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}}\right)^{0.77}$	26,4	1,25
Témez	$tc = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$	36,5	1,77
Giandiotti	$tc = \frac{4\sqrt{A} + 1.50L}{25.3\sqrt{LS}}$	39,5	9,44
U.S. Corps of Engineers	$tc = 0.28 * \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$	81,6	3,95
Williams	$tc = 0.683 * \left(\frac{LA^{0.40}}{DS^{0.25}}\right)$	76,3	2,69
Ven T. Chow	$tc = 0.273 * \left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.64}$	78,9	6,26
Promedio		62,6	4,82
Desviación Estándar		25,0	3,12
Límite Inferior		37,6	1,70
Límite Superior		87,5	7,94
Selección		62,6	4,82
Tc: Tiempo de concentración en horas. L: Longitud del cauce principal en km. S: Pendiente del cauce principal en %. S_0 : Pendiente del cauce principal en m/m. A: Área de la cuenca en km ² . D: Diámetro de una cuenca circular con área A en km. Sc: Pendiente media del cauce, m/m.			



7.1.2.4 Intensidades de Diseño

Para los datos de intensidad de la zona del proyecto se tuvo en cuenta la estación El Chuscal, que corresponde a la información pluviográfica disponible. Con esos parámetros se calcularon los valores de intensidad con tiempo de concentración de 15 min para el área aferente de las obras hidráulicas menores para evitar el sobredimensionamiento de las obras según lo recomendado por el Manual de Drenajes del INVIA.

Para cada período de retorno se toman los datos de intensidad de precipitación correspondientes (ver Tabla 24) y se calculan los caudales para el diseño de las obras hidráulicas con un tiempo de concentración mínima.

Tabla 24. Intensidad de Precipitación

PERÍODO DE RETORNO	Intensidad [mm/hr] 62 min Cuenca Cauce	Intensidad [mm/hr] 15 min Area Aferente Sitio
2	100,870	284,41
5	115,732	328,82
10	131,110	375,10
25	154,620	446,44
50	175,167	509,28
100	198,444	580,97

7.1.3 Cálculo De Caudales Máximos

Estos caudales máximos hacen referencia a los caudales generados en el corredor de la vía en el tramo del sitio crítico y el caudal de las tributarias de la quebrada en el tramo de estudio. Para el área aferente de las obras menores se hace por el método racional y para el cauce por varios métodos sintéticos.

Para la determinación de los caudales máximos de la quebrada se utilizaron los siguientes métodos sintéticos, que se basan en la obtención de hidrógrafas de crecientes.

- Método de Williams y Hann.
- Método del Soil Conservation Service (SCS).
- Método de Snyder.

7.1.3.1 Método Racional

El caudal para los diferentes períodos de retorno del tramo de vía y la ladera superior al Sc-15, tomado como caudal de diseño de las obras de drenaje longitudinal del sitio crítico se presenta en la Tabla 25 y se calcula con el método racional con la siguiente ecuación:



$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3.60}$$

Donde,

- Q: Caudal pico de aguas lluvias [m³/s]
- C: Coeficiente de escorrentía [adimensional]
- i: Intensidad de precipitación [mm/h]
- A: Área tributaria [km²]

El coeficiente de escorrentía se tomó de la metodología de Ven T. Chow en la que se le asigna un coeficiente para cada periodo de retorno. Para determinar este parámetro, se tiene en cuenta el área desarrollada en asfalto para el área de aporte vial y área no desarrollada para la ladera.

Tabla 25. Resultados de Caudales Área Vía y Ladera

PERÍODO DE RETORNO	Caudales Máximos [m ³ /s]
2	0,355
5	0,438
10	0,520
25	0,663
50	0,794
100	0,964

7.1.3.2 Determinación Número de Curva

El intervalo del número de curva es desde 0 a 100 y es función de la textura, la cobertura y los antecedentes de humedad del suelo. Entre menor sea el número de curva, más bajo es el potencial de escorrentía. El suelo se clasifica en cuatro grupos hidrológicos con base en su textura y estructura tal como se presenta en la Tabla 26.

La humedad antecedente se clasifica en tres grupos así:

- AMC I para suelos secos
- AMC II para suelos intermedios
- AMC III para suelos húmedos

Para la determinación del número de curva se utiliza el método propuesto por el U.S. Soil Conservation Service.

Para la región, se tienen predominantemente suelos dentro del grupo B caracterizados por su granulometría arenoso limosa, derivados de rocas hipoabisales como andesitas y riolitas porfídicas, y de depósitos de vertiente; además, la topografía de las cuencas es de predominancia de alta pendiente, lo que hace que la infiltración sea baja y no existan zonas de almacenamiento. Para este estudio se selecciona trabajar con un suelo 68% Tipo B, 21 y 10% de tipo C y D respectivamente.



La condición de humedad antecedente se considera AMC III, condición que arroja valores de crecientes mayores por considerar que el suelo ya se encuentra húmedo reduciendo la capacidad de infiltración cuando se presenta la avenida de diseño.

Con las condiciones anteriores se pretende tener un factor de seguridad ante los fuertes cambios que se vienen presentando en nuestro país como consecuencia del cambio climático global.

Tabla 26. Descripción de los Grupos Hidrológicos

Grupo de suelo	Descripción
A	Suelos con bajo potencial de escurrimiento por su gran permeabilidad y con elevada capacidad de infiltración, aun cuando estén húmedos. Se trata principalmente de suelos profundos con texturas gruesas (arenosa o arenífera).
B	Son suelos con moderada capacidad de infiltración cuando están saturados. Principalmente consisten en suelos de mediana a alta profundidad, con buen drenaje. Sus texturas van desde moderadamente finas a moderadamente gruesas (franca, franco-arenosa o arenosa).
C	Son suelos con escasa capacidad de infiltración una vez saturados. Su textura va de moderadamente fina a fina (franco arcillosa o arcillosa. También se incluye aquí suelos que presentan horizontes someros bastante impermeables.
D	Suelos muy arcillosos con elevado potencial de escurrimiento y, por tanto, con muy baja capacidad de infiltración cuando están saturados. También se incluyen aquí los suelos que presentan una capa de arcilla somera y muy impermeable así como suelos jóvenes de escaso espesor sobre una roca impermeable, ciertos suelos salinos y suelos con nivel freático alto.

En la Tabla 27, se presentan los porcentajes de usos del suelo dentro de la cuenca en estudio y el número de curva correspondiente para las humedades antecedentes tipo AMC II y III.

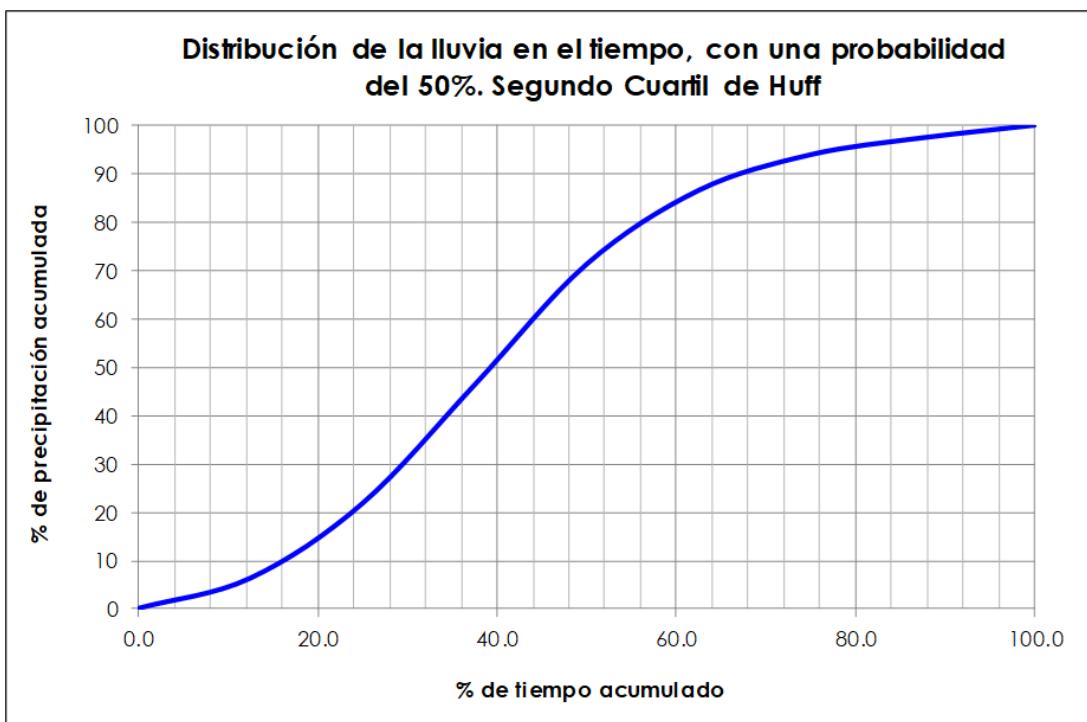
Tabla 27. Usos del Suelo y Números de Curva de la Cuenca

USOS DEL SUELO	%ÁREA	ÁREA KM	GRUPO B	GRUPO C	CN(II)	CN(II)
			CN (Teórico)	CN (Teórico)		
Residencial	4,900	0,32	72	72	77,48	80,00
Bosques	20,000	1,29	66	66		
Cultivos	5,000	0,32	66	66		
Pastizales	0,100	0,01	79	79		

7.1.3.3 Distribución de la Precipitación en el Tiempo

Después de hallar la precipitación total para cada periodo de retorno, se prosigue a encontrar la distribución de la lluvia en el tiempo; para dicho procedimiento se emplearon las curvas propuestas por Huff para el segundo cuartil con una probabilidad de ocurrencia del 50% (ver Figura 49), ya que estas representan de mejor manera las tormentas en la zona de estudio.

Figura 49. Distribución de Lluvia en el Tiempo, Probab. 50%. Segundo Cuartil.



Nota: Metodología propuesta por Huff

7.1.3.4 Precipitaciones Efectivas

Para determinar la escorrentía superficial para diferentes combinaciones de suelo y cobertura, el método más ampliamente usado en los Estados Unidos fue desarrollado en los años 70 por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS). El método relaciona la precipitación efectiva (P_e) con la precipitación total (P) y con la capacidad de almacenamiento (S_{max}) mediante la siguiente ecuación empírica:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 S_{max})^2}{P - 0.8 S_{max}}$$

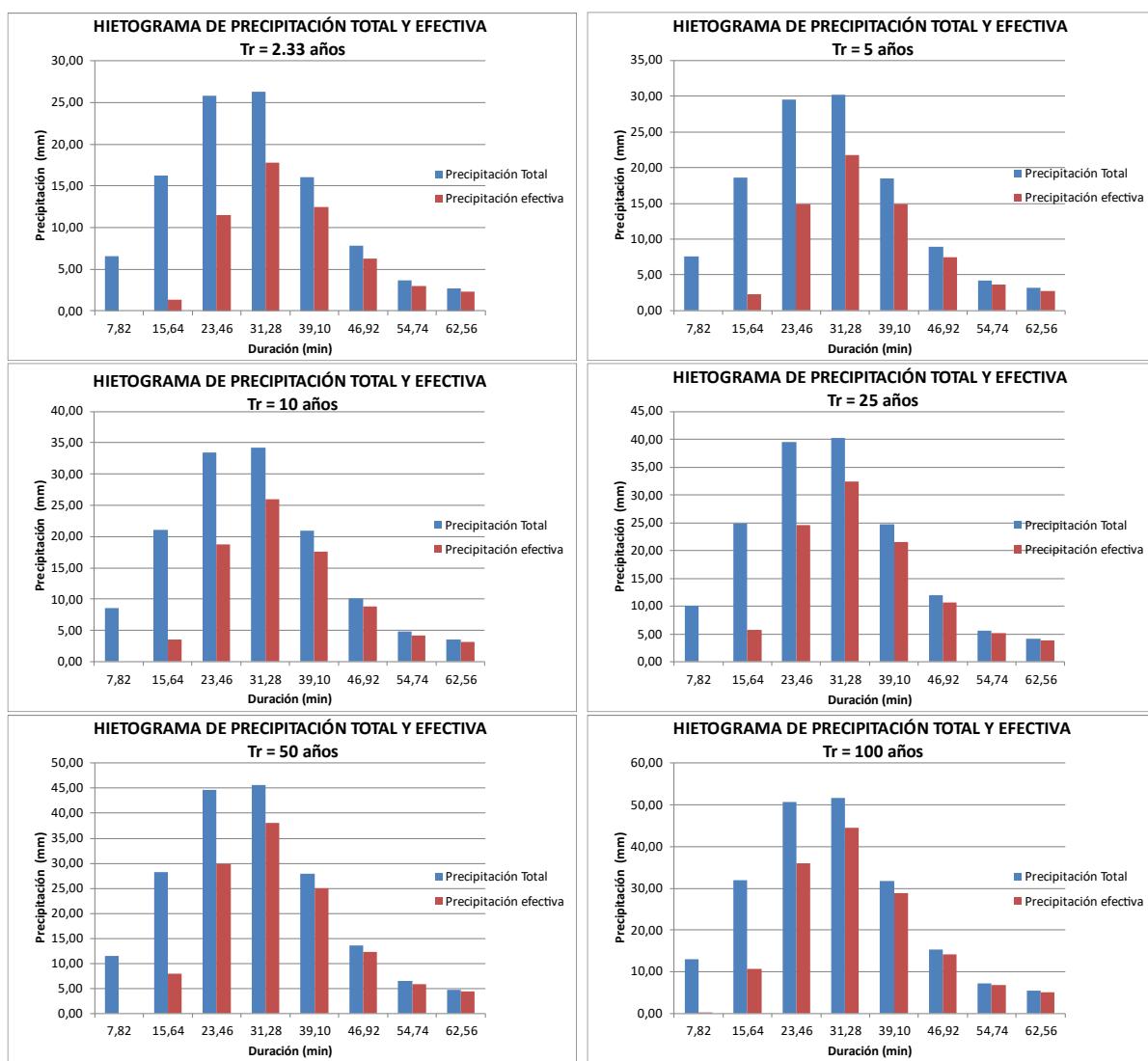
$$P > 0.2 S_{max}$$

$$S_{max} = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde:

- P = Precipitación en pulgadas
- S_{max} = Función del número de Curva (CN).

Figura 50. Hietogramas Precipitación Total y Efectiva



7.1.3.5 Modelo Hidrograma Unitario de Williams & Hann.

A principios de la década del setenta, Jimmy R. Williams y Roy W. Hann propusieron un modelo para calcular el hidrograma unitario sintético (Figura 51), producido por una lluvia instantánea en una cuenca, a partir de sus principales características geomorfológicas, como son el área de drenaje, la pendiente del canal principal y la relación largo - ancho. Estas características están representadas en el modelo mediante los coeficientes K (Constante de recesión) y Tp (Tiempo al pico).

Los parámetros K y tp se determinaron mediante análisis de regresión realizados sobre una muestra de 34 cuencas, localizadas en diversos lugares de los Estados Unidos y cuyas áreas oscilaban entre 0,50 y 25,0 mi². (Millas cuadradas). Dichos análisis permitieron la obtención de las ecuaciones:



$$t_p = 4.63A^{0.422} SLP^{-0.46} \left(\frac{L}{W}\right)^{0.133}$$

$$K = 27A^{0.231} SLP^{-0.777} \left(\frac{L}{W}\right)^{0.124}$$

$$Q_p = \frac{BAR}{896.99 t_p}$$

Donde:

- ◆ tp: Tiempo al pico [h]
- ◆ A: Área de la cuenca [km²]
- ◆ SLP: Relación entre la diferencia de cotas en la cuenca y la longitud del cauce principal, [ft/mi].
- ◆ L/W: Relación longitud - ancho de la cuenca, equivalente a la relación entre la longitud al cuadrado y el área [L²/A]
- ◆ Q_p: Caudal máximo del hidrograma unitario [m³/s]
- ◆ R: Profundidad unitaria efectiva asociada con la hidrógrafa, igual a 1 mm.

El parámetro B empleado para el cálculo del caudal máximo es función de una constante n, que es conocida en la literatura como el parámetro de forma del Hidrograma Unitario Sintético de Williams y Hann, esta constante depende de la relación entre la constante de recesión (K) y el tiempo al pico (tp) y se puede calcular con la siguiente expresión:

$$n = 1 + \left\{ \frac{1}{2 \left(\frac{K}{t_p} \right)} + \left[\frac{1}{4 \left(\frac{K}{t_p} \right)^2} + \frac{1}{\left(\frac{K}{t_p} \right)} \right]^{\frac{1}{2}} \right\}^2$$

Figura 51. Hidrograma Unitario Adimensional Propuesto por Williams - Hann

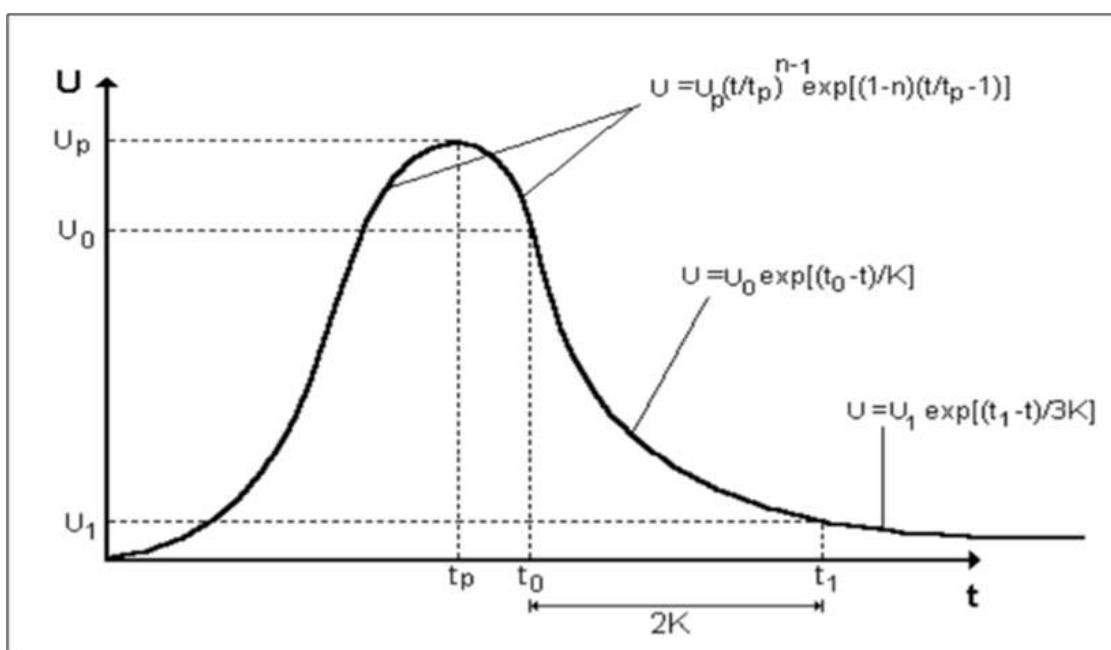
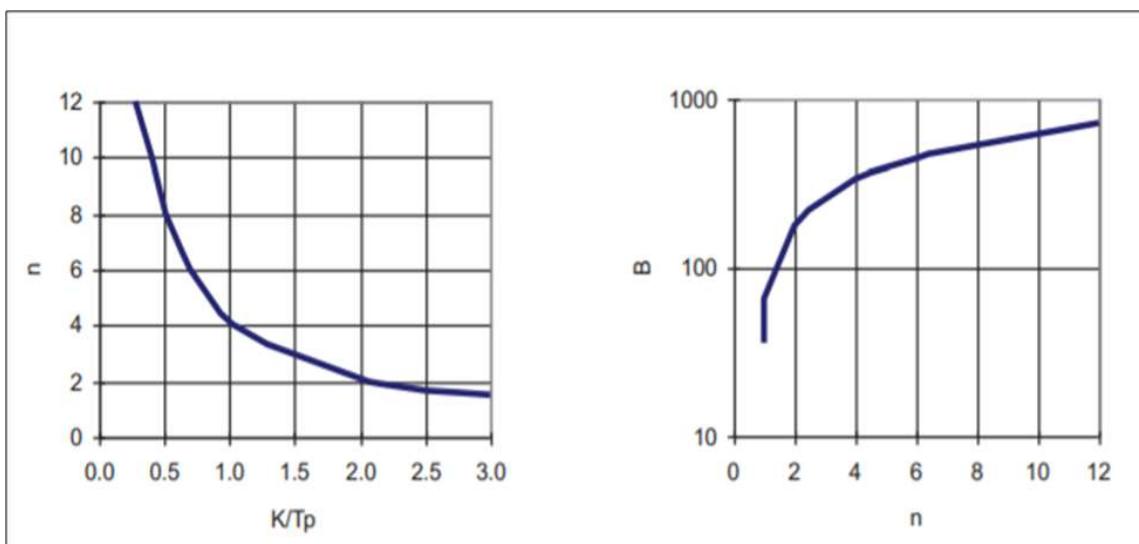


Figura 52. Parámetros de la cuenca, B vs. N



El coeficiente B actúa más como un parámetro de conversión de unidades que como un parámetro de significado físico. La magnitud de esta variable se puede encontrar resolviendo numéricamente una ecuación integral derivada por Williams y Hann. Sin embargo, el valor de B se puede encontrar en función de K y Tp utilizando la Figura 51 desarrolladas por Williams y Hann.



7.1.3.6 Método del Soil Conservation Service (S.C.S.).

El SCS de los Estados Unidos desarrolló un hidrograma unitario adimensional a partir de una serie de hidrógrafas observadas, correspondientes a cuencas de muy diversos tamaños y ubicadas en diferentes sitios del país. Las expresiones matemáticas con las que se puede construir el hidrograma unitario de T horas de duración, a partir del hidrograma unitario adimensional del SCS, se dedujeron definiendo sus tiempos característicos y representándolo como un hidrograma unitario triangular.

En el hidrograma unitario adimensional del SCS (Figura 53) se considera que el volumen de escorrentía debajo de la rama creciente del hidrograma comprende el 37,5% del volumen total (unitario). Este volumen está representado por una unidad de tiempo en las abscisas y por una unidad de volumen en las ordenadas.

El hidrograma unitario adimensional curvilíneo del SCS puede ser representado por un hidrograma unitario triangular equivalente, con las mismas unidades de tiempo y caudal, teniendo por consiguiente el mismo porcentaje del volumen en el lado creciente del hidrograma.

Cualquier modificación en el hidrograma unitario adimensional que conlleve a cambios en el porcentaje del volumen de escorrentía bajo su rama creciente, produce variaciones en el factor de forma asociado al hidrograma unitario triangular y, por lo tanto, se espera una variación en la magnitud de la constante.

Para las cuencas consideradas por el SCS, el factor del caudal pico varió desde 300 en terrenos llanos, hasta 600 en zonas de pendientes empinadas. De lo anterior, se deduce que, si se utiliza un hidrograma unitario adimensional diferente al derivado por el SCS, el factor de caudal pico cambia de valor.

El hidrograma unitario de la cuenca en estudio se calculó multiplicando las ordenadas y abscisas del hidrograma adimensional por el caudal pico y el tiempo al pico de cada cuenca, empleando las siguientes expresiones:

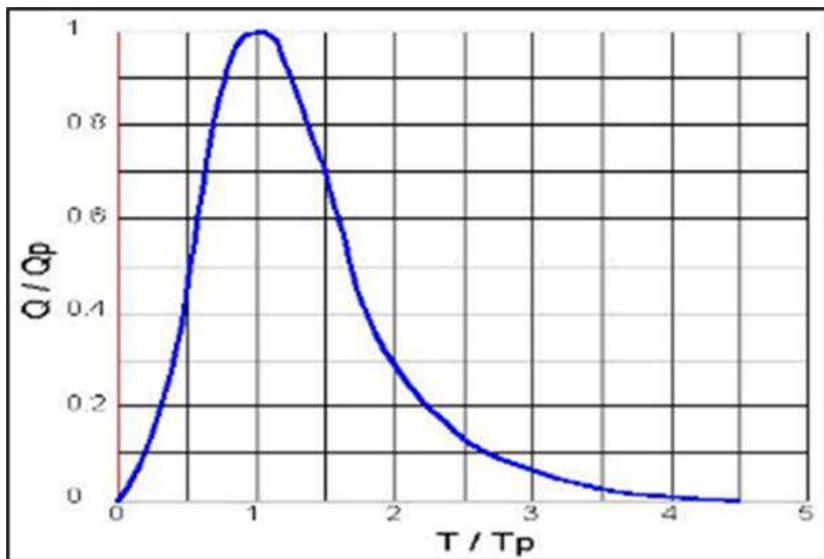
$$tp = \frac{D}{2} + l_{ag} \quad Q_p = 0.208 \frac{A}{T_p}$$

Donde:

- tp: Tiempo al pico [h]
- D: Duración unitaria de la lluvia [h]
- Lag: Tiempo de retraso de la cuenca [h]
- A: Área de la cuenca [km²]
- Q_p: Caudal pico [m³/s/mm]

Las crecientes de diseño se obtuvieron mediante la convolución entre las tormentas de diseño y el hidrograma unitario obtenido para la cuenca.

Figura 53. Hidrograma Unitario Adimensional Propuesto por el SCS



7.1.3.7 Modelo Hidrograma Unitario de Snyder

El modelo deriva un hidrograma unitario a partir de algunas características físicas, entre las que se cuentan el tiempo de rezago, el caudal pico y el tiempo al pico.

- ◆ Tiempo de Rezago.

Se define el tiempo de rezago (TR), como el tiempo entre el centroide del hietograma de precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa correspondiente. Snyder asume que el rezago es constante para una cuenca; que depende de alguna de sus características físicas y no está determinado por el tipo de lluvia y sus variaciones.

$$TR = \frac{Lc^{0.8}(s + 1)^{0.7}}{1900Sc^{0.5}}$$

Donde:

- Lc: Es la longitud del canal principal.
- S: Factor de retención o almacenamiento, calculado en términos del número de curva.
- Sc: Es la pendiente de la cuenca en porcentaje.



Para cuencas en que obtienen tiempos de rezagos (TR) mayores que el tiempo de concentración (Tc) se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$TR = 0.6Tc$$

◆ Duración de la Lluvia

El autor consideró lluvias que estuvieran de acuerdo con el tamaño de la cuenca, definiendo para ellas una duración de la lluvia efectiva en horas, t_s , de 1/5.5 veces el tiempo de rezago de la cuenca, es decir:

$$t_s = \frac{TR}{5.5}$$

◆ Caudal pico

El modelo propone calcular el caudal pico por milla cuadrada, u_p , como:

$$U_p = Cp \frac{640}{TR}$$

Donde:

- Up: Es el caudal pico del Hidrograma Unitario por unidad de área.
- Cp: Es un coeficiente que depende de la topografía de la cuenca; varía entre 0,5 y 0,8, por ejemplo, para cuencas de alta pendiente se recomienda emplear valores cercanos a 0,8 (menor atenuación del hidrograma de respuesta). Este coeficiente puede obtenerse si se tiene información simultánea de precipitación y caudal de la cuenca, lo cual sólo es posible en cuencas instrumentadas.
- TR: Tiempo de rezago.

Cuando la duración de la precipitación efectiva es diferente, el caudal pico debe calcularse como:

$$U_p = \frac{Cp640}{\left(TR + \frac{(T - ts)}{4} \right)}$$

Donde T es la duración en horas de la precipitación efectiva, a la cual se le va a calcular el hidrograma unitario sintético.

Finalmente se calcula el caudal pico total, como:

$$U_p = u_p A_c$$

En donde A_c es el área de la cuenca y U_p es el caudal pico del hidrograma unitario sintético.

◆ Tiempo al pico.

El tiempo en que presenta la máxima concentración de escorrentía directa puede calcularse como:

$$T_p = \frac{T}{2} + TR$$

Donde TP es el tiempo al pico en horas, T es la duración de la lluvia en horas y TR es el tiempo de rezago en horas.

◆ Duración de la escorrentía superficial.

Se propone la siguiente ecuación:

$$t_b = 3 + 3 \frac{TR}{24}$$

Tb es el tiempo base en días y TR en horas. Esta ecuación da una estimación razonable del tiempo base para cuencas grandes. Para cuencas pequeñas el tiempo base puede calcularse de manera aproximada como 3 a 5 veces el tiempo al pico. En este el tiempo base se calculó como una cuenca pequeña. Para la esquematización de la hidrógrafa se puede obtener, además:

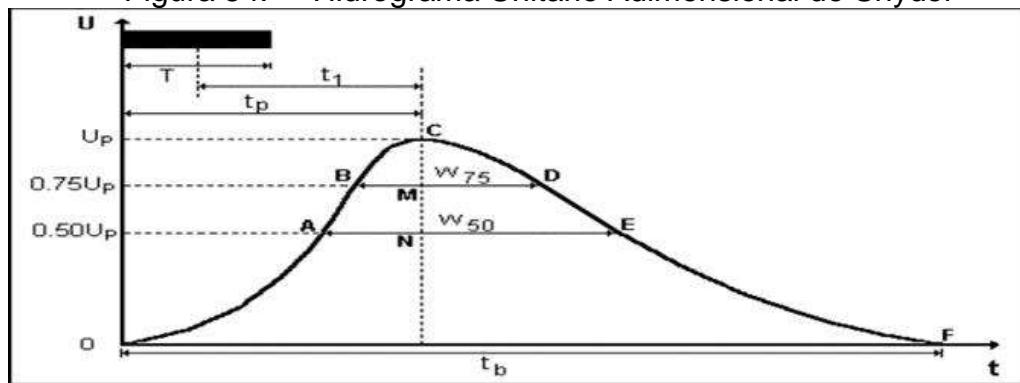
$$W_{50} = \frac{770}{U_p^{1.08}} \quad W_{75} = \frac{440}{U_p^{1.08}}$$

Donde:

- Up: Caudal pico por unidad de área.
- W50: Intervalo de tiempo en horas correspondiente al 50% del caudal pico
- W75: Intervalo de tiempo en horas correspondiente al 75% del caudal pico.

Como en la Figura 54, cada intervalo de tiempo se ubica en la curva de tal forma que su tercera parte quede a la izquierda de la vertical que pasa por el pico del Hidrograma Unitario, y las otras dos terceras partes a la derecha de la línea (Snyder, 1938).

Figura 54. Hidrograma Unitario Adimensional de Snyder



7.1.3.8 Resultados de Caudales Obtenidos por los Métodos Sintéticos

Los caudales para la modelación de la quebrada se hicieron por medio de métodos sintéticos que mayoran las condiciones actuales de flujo y las de posibles crecientes súbitas que puedan generar velocidad y corrientes que socaven el margen vial en el sitio de estabilización.

En la Tabla 28 se presentan los resultados de caudales obtenidos para la cuenca en estudio con las condiciones antecedentes AMC III.

Figura 55. Caudales Sintéticos

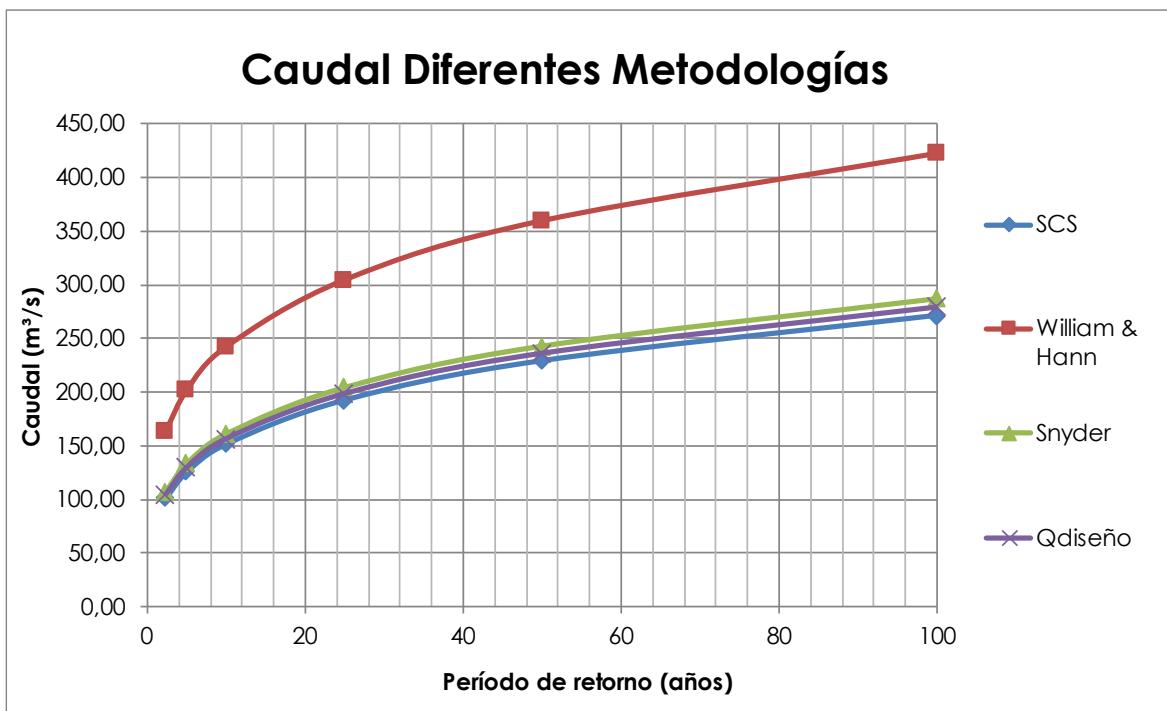


Tabla 28. Resultados de Caudales Sintéticos Quebrada

TR	SCS [m^3/s]	William & Hann [m^3/s]	Snyder [m^3/s]	Q Diseño [m^3/s]
2	101,87	164,06	107,76	104,82
5	126,19	202,18	133,72	129,96
10	152,06	242,40	161,36	156,71
25	192,98	304,86	204,69	198,83
50	229,59	360,08	243,35	236,47
100	271,71	423,05	287,77	279,74



7.2 ASPECTOS HIDRÁULICOS

Los diseños presentados hacen referencia a los chequeos de los caudales generados por el agua de escorrentía en el tramo de vía estudiado y la ladera superior.

Los diseños hidráulicos implican que las aguas lluvias que caen directamente sobre la reconformación de la banca deban ser evacuadas y entregadas a obras perimetrales que conduzcan dichas aguas a corrientes naturales cercanas. En este capítulo se presenta el análisis hidráulico para las diferentes obras de conducción propuestas para la recolección de aguas de escorrentía y posibles infiltraciones de la estructura del pavimento.

Para las obras menores propuestas se realiza un chequeo de la capacidad hidráulica estimando los parámetros de diseño, estos se calculan resolviendo la ecuación de flujo uniforme, verificando la altura, condiciones de rugosidad y pendiente de las cunetas y canal bajante.

El descole se propone en canal escalonado, en el que se le verifica el régimen de flujo según la metodología de Llano.

Para las obras de subdrenaje se hace uso de la herramienta de Geosoft de PAVCO para el diseño del filtro tipo francés propuesto para la correcta disposición de aguas por posibles infiltraciones y nivel freático de la ladera.

7.2.1 Capacidad Hidráulica Cunetas

Las cunetas serán de sección triangular en ele a lo largo de la berma de la vía y con filtro tipo francés en profundidad para el subdrenaje de posibles infiltraciones de agua provenientes de la ladera superior y sus descargas serán en el canal bajante del lado derecho y descarga existente del lado izquierdo.

Para el dimensionamiento de las cunetas, se utilizó un período de retorno de 5 años, coeficiente de Manning de 0,020, escorrentía según Ven T Chow para una zona desarrollada pavimentada de 0,77 y 0,46 para la ladera con lo que se genera el caudal de diseño para la dimensión propuesta con un ancho mínimo de 1,0 m y pendiente longitudinal del 6%. Se tomó la sección crítica y se tipificó en todo el tramo de diseño, la altura del flujo bajo estas condiciones es de 0,28 m para la mayor creciente, con lo que la altura propuesta de 0,30 m es suficiente.

Para realizar el análisis hidráulico de las cunetas se tiene en cuenta la ecuación de Manning para evaluar la capacidad de estos.

La expresión de Manning es:

$$Q = \frac{1}{n} \left(A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \right)$$

ENCI SAS GESTIONES EN INGENIERIA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. 112



Donde:

- Q: Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo [m³/s].
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
- A: Área mojada, en metros cuadrados [m²].
- R: Radio hidráulico, en metros [m].
- S: Pendiente, en metros por metro [m/m].

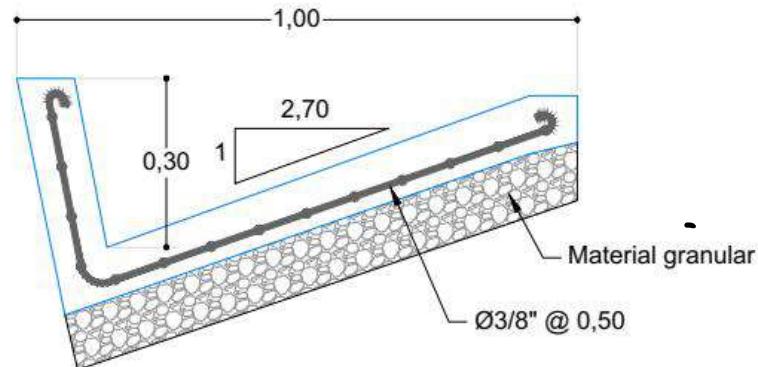
Tabla 29. Parámetros Hidráulicos Cuneta

Tr [Años]	CAUDAL [m ³ /s]	(Yn) [m]	(Yc) [m]	(An) [m ²]	R^(2/3) [m/s]	Vn [m/s]
2	0,355	0,1888	0,2684	0,1426	0,2032	2,4887
5	0,438	0,2043	0,2918	0,1670	0,2141	2,6230
10	0,520	0,2179	0,3125	0,1899	0,2236	2,7379
25	0,663	0,2387	0,3445	0,2279	0,2376	2,9094
50	0,794	0,2554	0,3702	0,2609	0,2485	3,0435
100	0,964	0,2747	0,4001	0,3017	0,2608	3,1948

Tabla 30. Resultados Cálculos Hidráulicos

Tipo de obra	Costado	Abscisado		Longitud [m]	Descarga	Hidrología					
		Inicio	Final			Tr [años]	Área aferente [Km ²]	Tiempo concentraci ón [min]	Intensidad [mm/h]	Coeficiente Escorrentía	Caudal diseño [m ³ /s]
Cuneta Vial	Izquierdo	-0+045	0+005	50	0+005	5	0,0107	15	328,82	0,46	0,438
Cuneta Vial	Derecho	-0+045	0+120	165	0+120	5	6,4400	15	328,82	0,46	0,438

Figura 56. Cuneta Vial Propuesta



7.2.2 Régimen de Flujo Canal Bajante

El lineamiento del canal se ajustó con base a la topografía del terreno y las condiciones finales del talud a estabilizar quedando con una sección de 0,5 m de ancho y altura de muro de 0,70 m y escalones configurados según el tramo.

Las huellas y contrahuellas son verificadas en su régimen de flujo con la metodología de Llano, validando flujo rasante con el caudal de diseño y crecientes mayores.

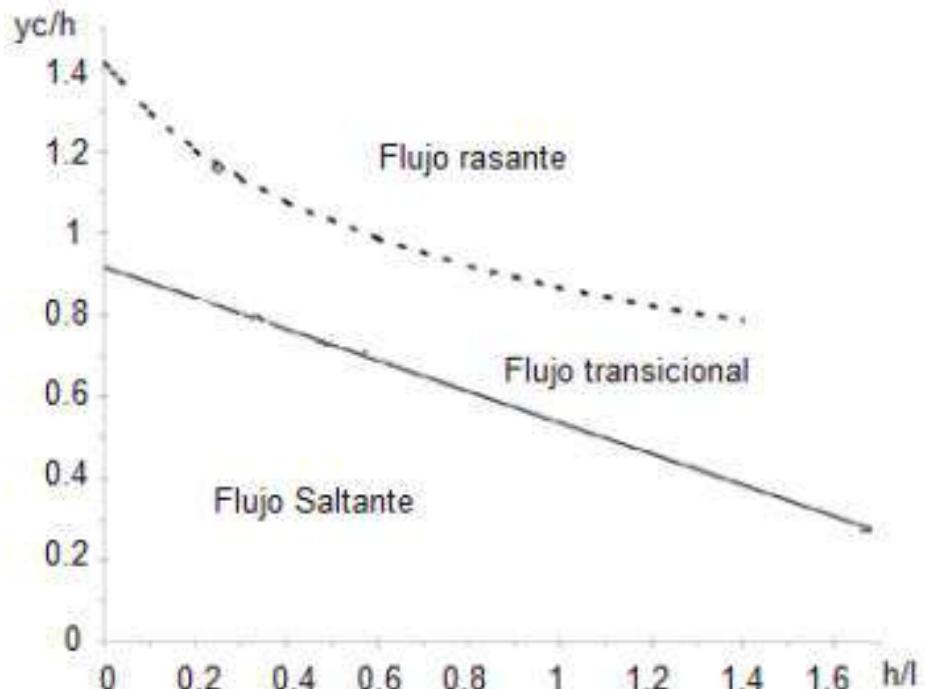
Se propone que este canal sea en concreto, que conduzca el agua captada hasta descargarlas en una zona piedra pegada antes de descolar al cauce, como se recomienda en la solución geotécnica.

♦ Régimen de Flujo Canal Según Metodología de Llano

Para los escalones se verifica el funcionamiento hidráulico con la metodología de Llano (2003), se revisa que las velocidades en el lecho sean inferiores a las máximas permitidas en función del concreto, que la altura del muro sea suficiente para el flujo.

Las condiciones del flujo de los canales escalonados están ampliamente asociadas a su geometría y al caudal transportado, puede clasificarse en tres tipos o regímenes de flujo saltante, transicional y rasante, cómo se describen en la Figura 57:

Figura 57. Límites de Régimen de Flujo



Fuente: Referencia de Llano - Chanson & Toombes (2004)



◆ Límite inferior de flujo rasante.

Para $0,06 < h/l < 0,20$ ($R = 0,84$)	Para $0,20 < h/l < 1,43$ ($R = 0,94$)
$\frac{y_c}{h} = 17.476 \left(\frac{h}{l}\right)^2 - 7.247 \left(\frac{h}{l}\right) + 1.846$	$\frac{y_c}{h} = 1.176 e^{-0.304\left(\frac{h}{l}\right)}$

◆ Límite superior de flujo saltante.

Para $0,06 < h/l < 0,20$ ($R = 0,94$)	Para $0,20 < h/l < 1,43$ ($R = 0,94$)
$\frac{y_c}{h} = 11.01 \left(\frac{h}{l}\right)^2 - 4.398 \left(\frac{h}{l}\right) + 1.249$	$\frac{y_c}{h} = -0.372 \left(\frac{h}{l}\right) + 0.886$

Los parámetros para el diseño según la capacidad hidráulica de 10 años de ocurrencia son los mostrados en Tabla 31 y Tabla 32. Se tienen regímenes de flujo rasante para cada tramo. La velocidad de caída es controlada por los escalones y la altura del muro es suficiente para los caudales y la configuración de escalones.

Tabla 31. Régimen de Flujo Canal Escalonado - Tramo 1

Tr [Años]	Altura [m]	Huella [m]	Ancho [m]	h/l [-]	Caudal [m³/s]	Yc [m]	Yc/h [-]	Régimen Flujo	Y ₉₀ [m]	H muro [m]	V [m/s]
2	0,31	0,50	0,50	0,62	0,3552	0,37	1,20	Rasante	0,208	0,302	3,413
5	0,31	0,50	0,50	0,62	0,4380	0,43	1,38	Rasante	0,238	0,346	3,673
10	0,31	0,50	0,50	0,62	0,5196	0,48	1,55	Rasante	0,267	0,386	3,899
25	0,31	0,50	0,50	0,62	0,6629	0,56	1,82	Rasante	0,312	0,453	4,246
50	0,31	0,50	0,50	0,62	0,7944	0,64	2,05	Rasante	0,351	0,509	4,524
100	0,31	0,50	0,50	0,62	0,9642	0,72	2,33	Rasante	0,398	0,578	4,841

Tabla 32. Régimen de Flujo Canal Escalonado – Tramo 2

Tr [Años]	Altura [m]	Huella [m]	Ancho [m]	h/l [-]	Caudal [m³/s]	Yc [m]	Yc/h [-]	Régimen Flujo	Y ₉₀ [m]	H muro [m]	V [m/s]
2	0,30	0,80	0,50	0,38	0,3552	0,37	1,24	Rasante	0,182	0,264	3,895
5	0,30	0,80	0,50	0,38	0,4380	0,43	1,43	Rasante	0,209	0,303	4,191
10	0,30	0,80	0,50	0,38	0,5196	0,48	1,60	Rasante	0,234	0,339	4,450
25	0,30	0,80	0,50	0,38	0,6629	0,56	1,88	Rasante	0,274	0,397	4,846
50	0,30	0,80	0,50	0,38	0,7944	0,64	2,12	Rasante	0,308	0,446	5,162
100	0,30	0,80	0,50	0,38	0,9642	0,72	2,41	Rasante	0,349	0,506	5,525

7.2.3 Cálculo Obras de Subdrenaje

Para darle un manejo adecuado a las aguas subsuperficiales en la estructura del pavimento de posibles infiltraciones de humedad y aguas freáticas proveniente de la ladera superior, se propone la instalación de un filtro por la margen izquierda de la vía para drenaje subsuperficial longitudinal de tipo francés por debajo de la cuneta vial propuesta.

Se propone drenaje subsuperficial con un sistema de espina de pescado en la ladera inferior, con descole hacia el lineamiento del canal escalonado bajante.

El filtro tipo francés vial tendrá una longitud aproximada de 165,0 m hasta descargar en el descole natural próximo al estribo del puente.

Las dimensiones de los filtros deberán ser como lo indica la Tabla 33 y Figura 58.

Tabla 33. Materiales y Dimensiones Obras de Subdrenaje

Obra	Materiales		Dimensiones		
	Material Llenante	Geotextil	Ancho b [m]	Profundidad y [m]	Diámetro Tub. Ø [mm]
Filtro Ramal	Agregado $\frac{3}{4}$ - 1	NT2500	0,6	0,6	100,0
Filtro Colector	Agregado $\frac{3}{4}$ - 1	NT2500	0,6	0,6	160,0
Filtro Francés	Agregado $\frac{3}{4}$ - 1	NT2500	0,6	1,1	160,0

Figura 58. Filtro Francés Vial

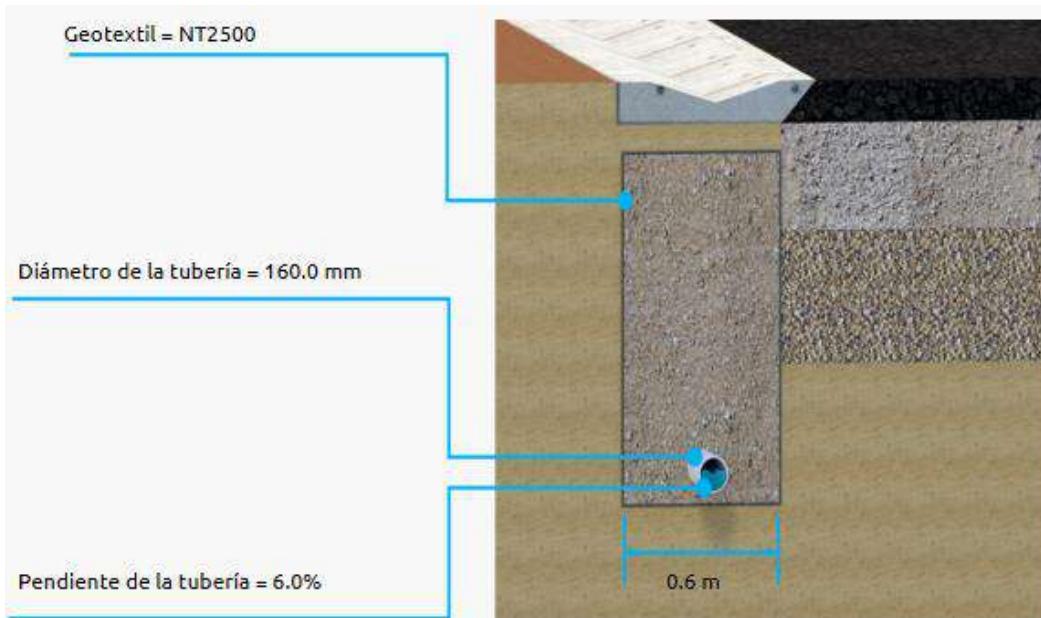


Figura 59. Filtro Ramal

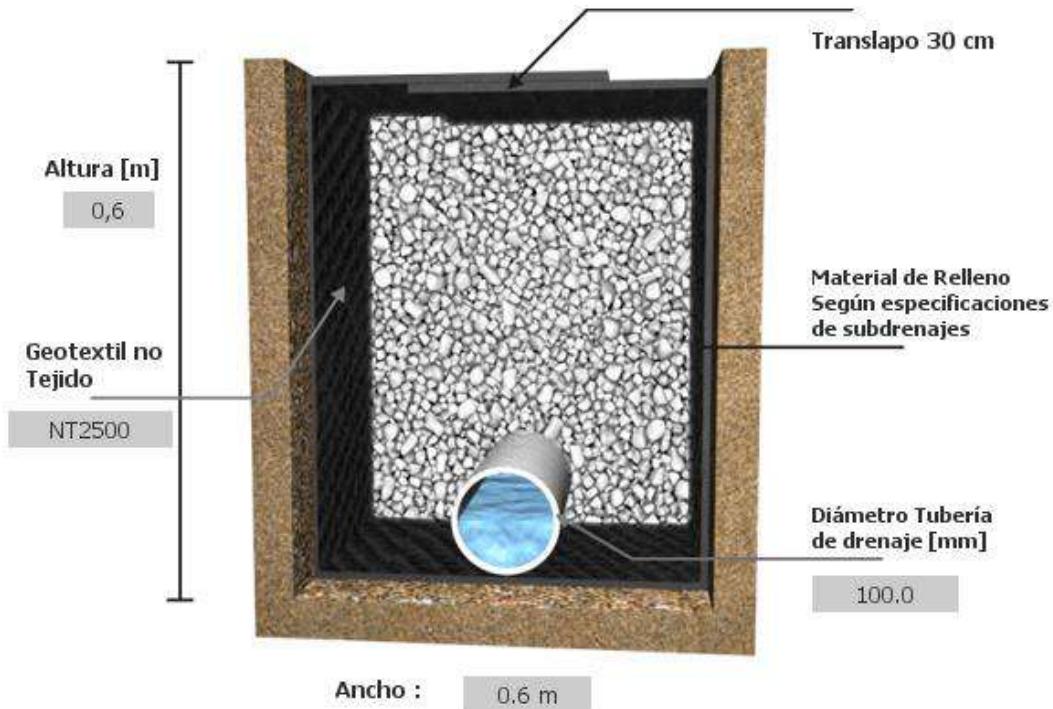
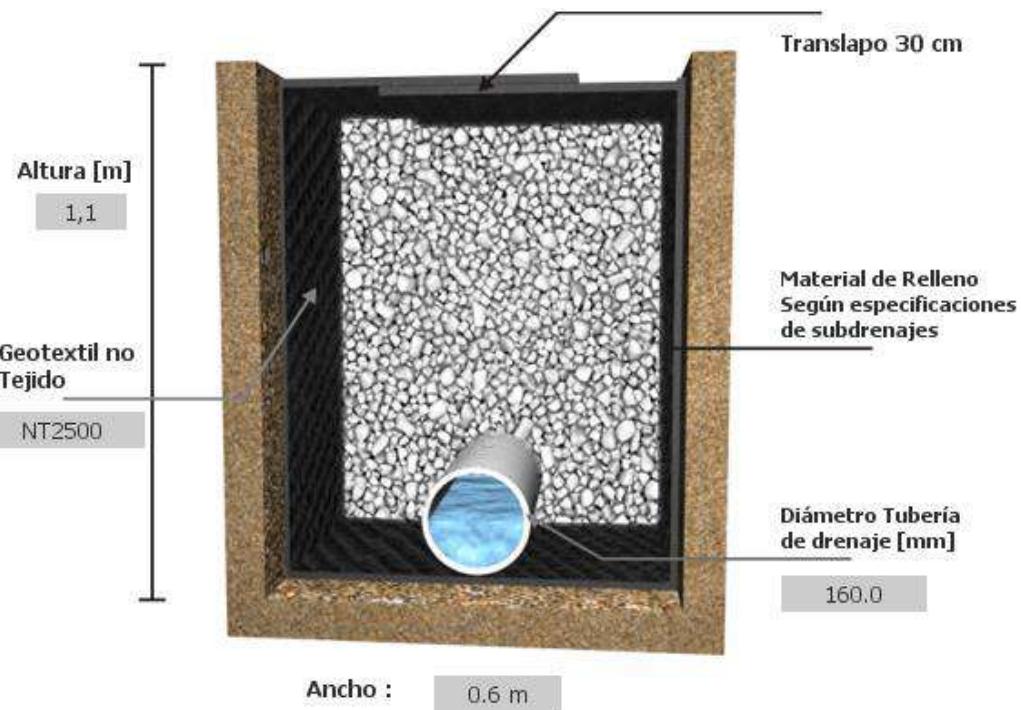


Figura 60. Filtro Colector





7.2.4 Evaluación Hidráulica Cauce de la Quebrada

Para la evaluación hidráulica de la quebrada se realizó el cálculo de los perfiles de flujo en el programa HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center- River Analysis System) Versión 4.0.1, del U. S. Army Corps of Engineers, considerando los caudales máximos asociados a períodos de retorno de 2.33, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

El “software” es un modelo de tránsito gradualmente variado basado en el método estándar por pasos.

El procedimiento básico de cálculo se fundamenta en la solución de la ecuación de energía, en la cual las pérdidas de energía por fricción se calculan mediante la ecuación de Manning y las pérdidas locales por contracción y expansión del flujo, se calculan como una fracción del cambio en la cabeza de velocidad entre dos secciones.

7.2.4.1 Modelación Hidráulica Cauce

En este capítulo se presenta un análisis hidráulico del flujo en condiciones proyectadas, con la proyección de las obras de protección y estabilidad propuesta, se tendrá entonces una visión del régimen de flujo con la implementación del diseño de estabilidad.

Se escogió una rugosidad en el fondo del cauce de la quebrada de 0,030 según las características percibidas durante las visitas realizadas y correlaciones con estudios previos en la zona. Este valor se adoptó de acuerdo con la Tabla 5.6 del libro Hidráulica de Canales Abiertos (Ven Te Chow, 1994).

En la Figura 61 se muestra el tramo y las secciones transversales de la quebrada utilizadas en la modelación hidráulica, en la Figura 62 se puede observar el perfil longitudinal del cauce y de la Figura 63 a la Figura 65 se muestran algunas de las secciones transversales.

Según los resultados obtenidos a lo largo del tramo en estudio de la quebrada, el perfil de flujo para el caudal asociado a la creciente del periodo de retorno de 100 años presenta un régimen supercrítico ($Froude > 1,0$) en todo el tramo, debido a que la zona tiene una pendiente de media a alta y que según la línea de energía es en promedio de 0,05 m/m.

La lámina de agua correspondiente a las crecientes para los diferentes períodos de retorno no supera la altura del muro propuesto, lo que genera mayor estabilidad de la ladera inferior de la vía.

El cauce presenta una zona de estrangulación hacia aguas abajo, lo que genera un pequeño resalto hidráulico que influye en la dinámica fluvial, lo que genera zonas de sedimentación luego del tramo de proyección de muro piloteado.

Figura 61 Tramo y Secciones Transversales

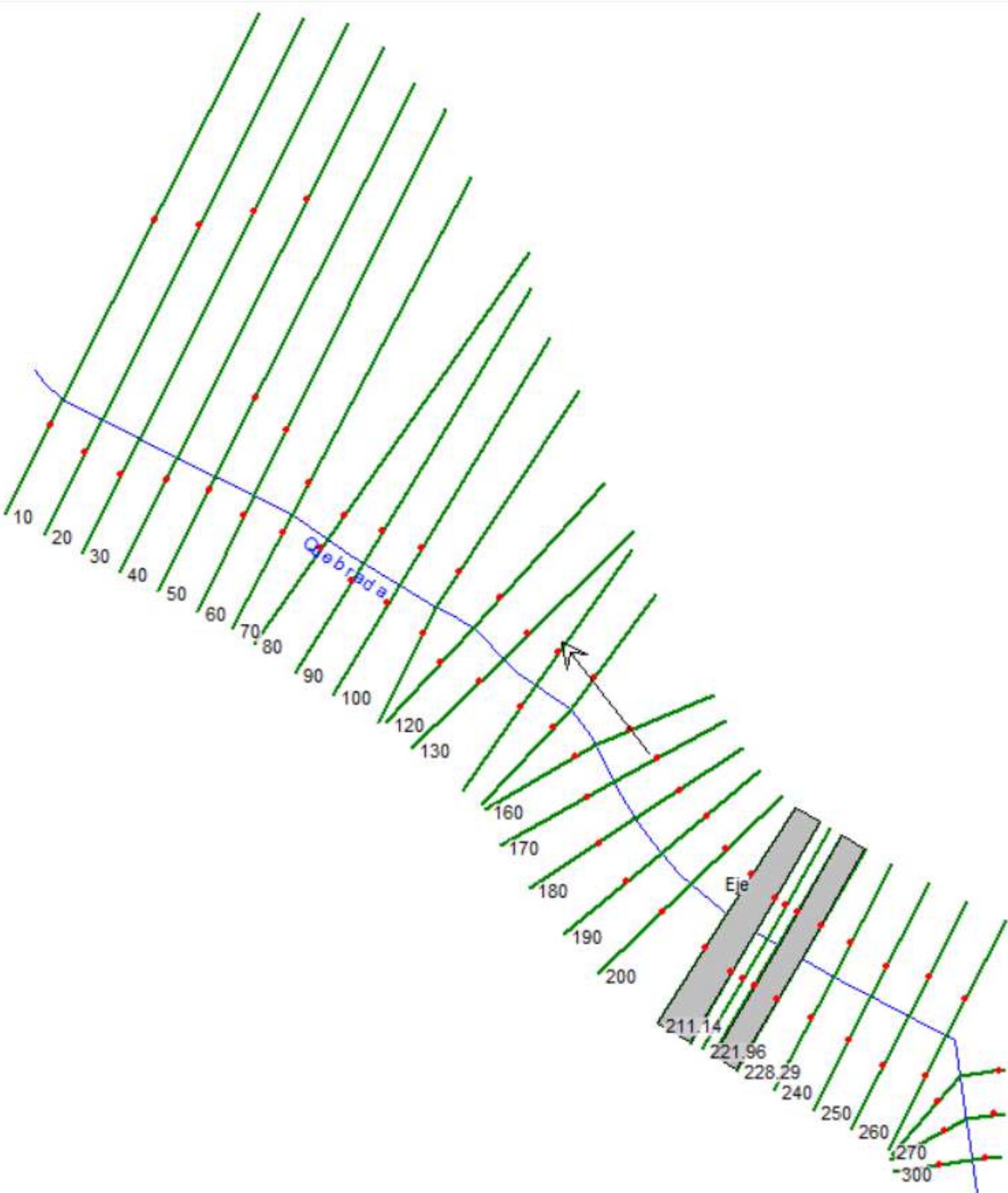


Figura 62. Perfil Longitudinal del Flujo

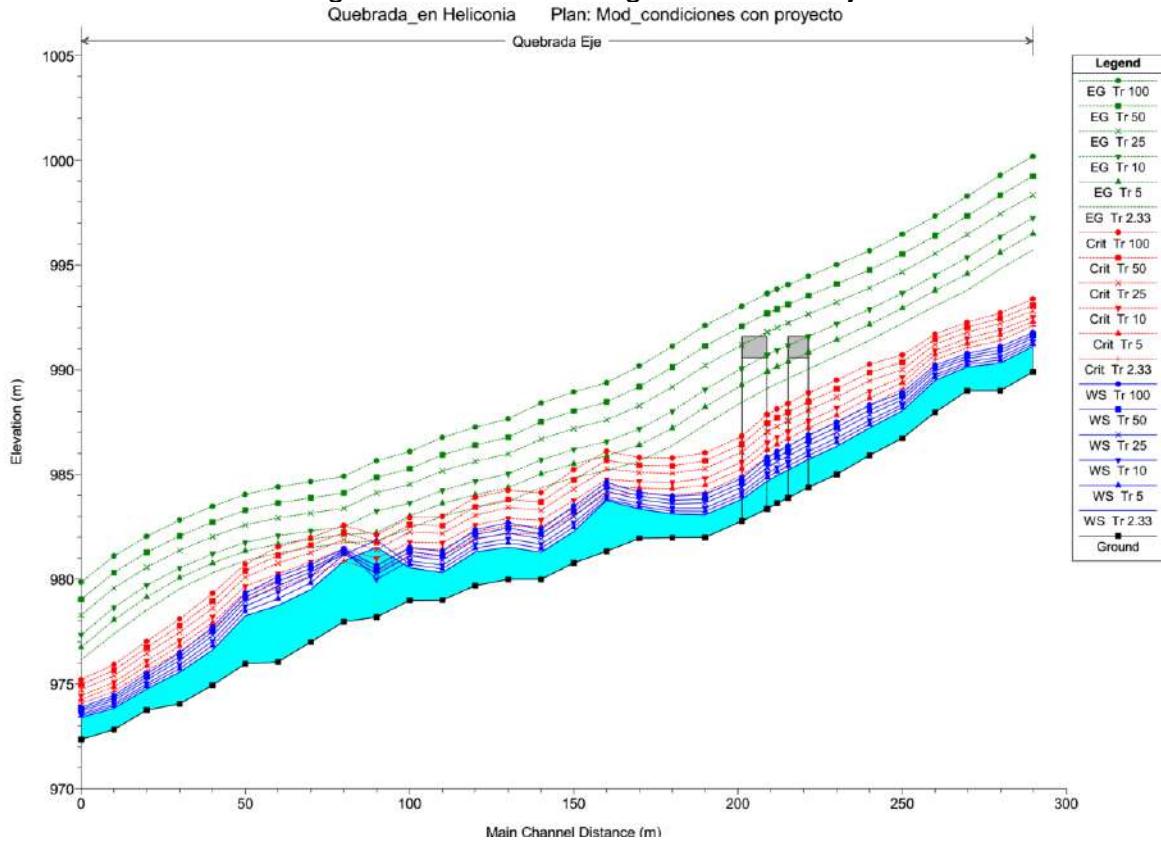


Figura 63. Sección 030

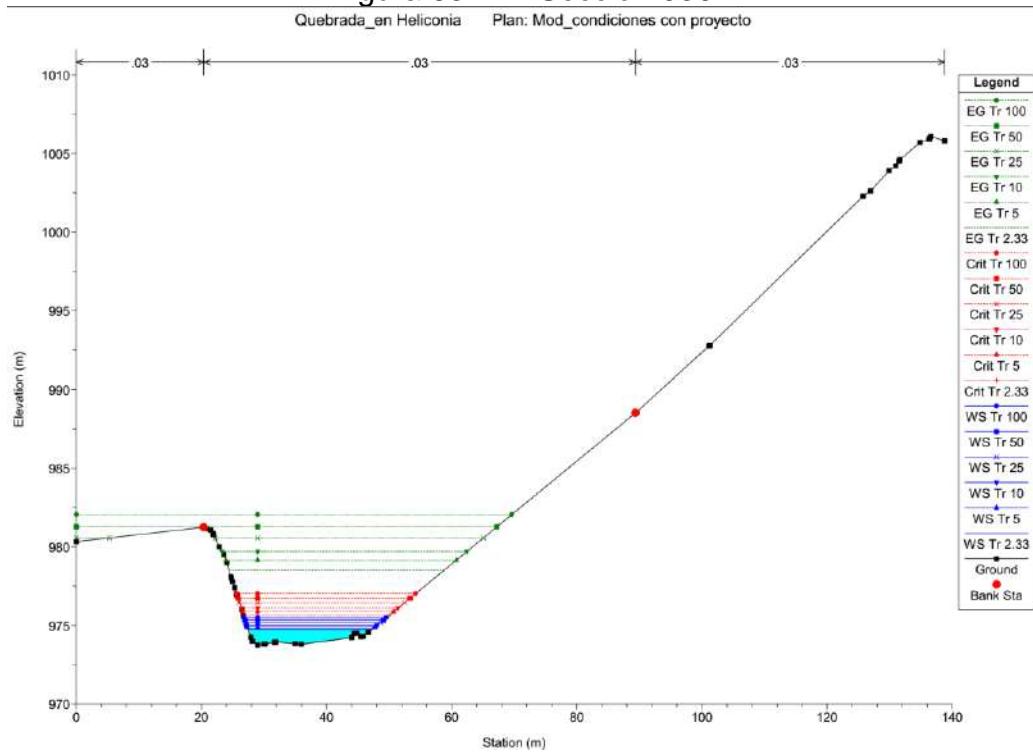




Figura 64. Sección 100

Quebrada_en Heliconia Plan: Mod_condiciones con proyecto

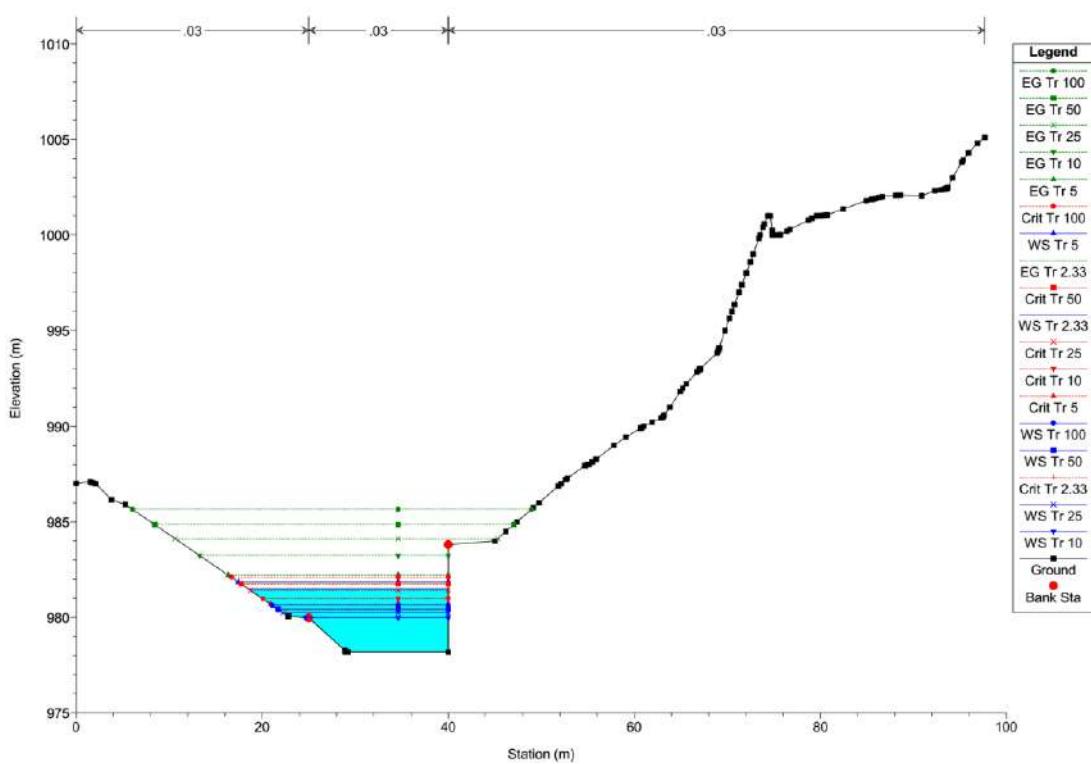
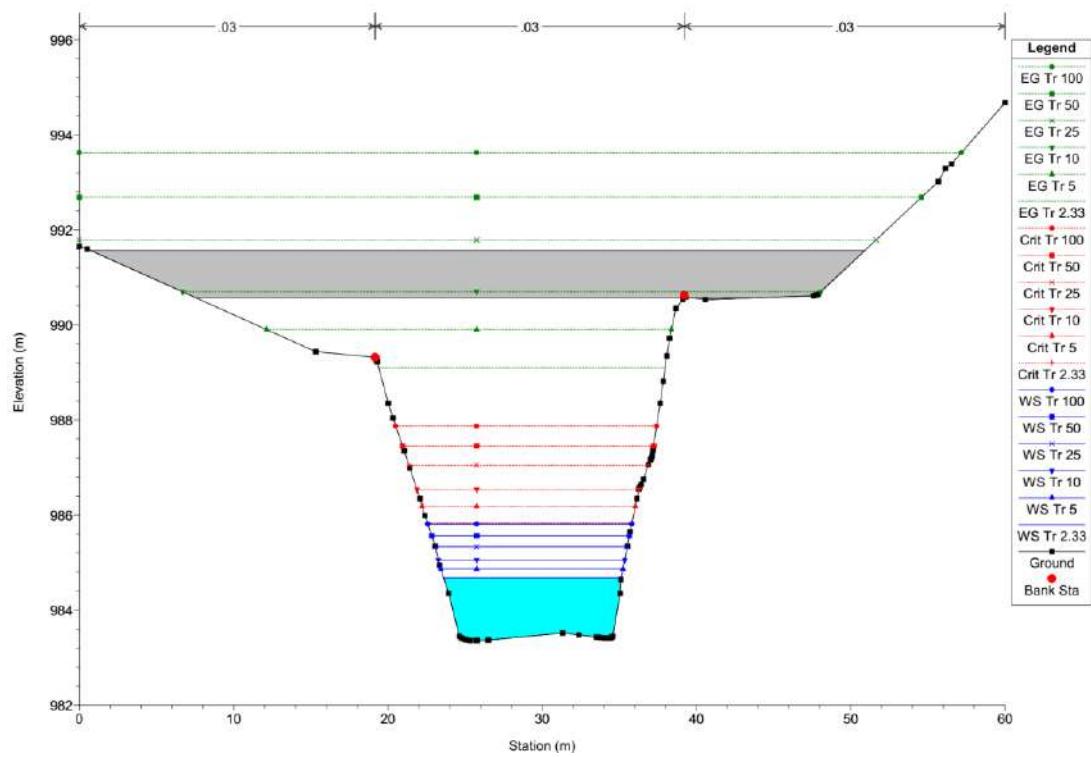


Figura 65. Sección 215,06

Quebrada_en Heliconia Plan: Mod_condiciones con proyecto



7.2.4.2 Mancha de Inundación

La planicie de inundación de un río o quebrada es el valle adyacente al cauce que regularmente es inundado durante el período de aguas alta o creciente súbita.

De la modelación en HecRas se sacan las manchas de inundación correspondientes a varios períodos de retorno, normalmente este software se utiliza como una herramienta para trazar las manchas de inundación asociadas a una tormenta con un período de retorno específico, en las áreas susceptibles a este tipo de eventos.

La Figura 66 muestra la mancha de inundación asociada a una creciente de 100 años en la quebrada, donde se puede apreciar la inundación en épocas de crecientes súbitas, el nivel del agua no sube hasta la altura de proyección de la zona de lleno que antecede el muro piloteado, se tienen niveles de agua que oscilan entre 1,27 m y 4,07 m, por lo anterior, el diseño geotécnico que se propone desde esta Consultoría cuenta con una estructura de protección en el área de influencia de la quebrada, para evitar posible socavación en la cimentación del muro en pilotes durante un evento de inundación.

Es importante mencionar que el borde derecho de vía se encuentra localizado en inmediaciones del cauce de la quebrada La Sucia, por lo tanto, la ladera inferior es la que incide en la dinámica hídrica del afluente, por esto se propone una protección en la zona meándrica del sitio crítico, donde naturalmente choca y amortigua la creciente.

Figura 66. Mancha de Inundación

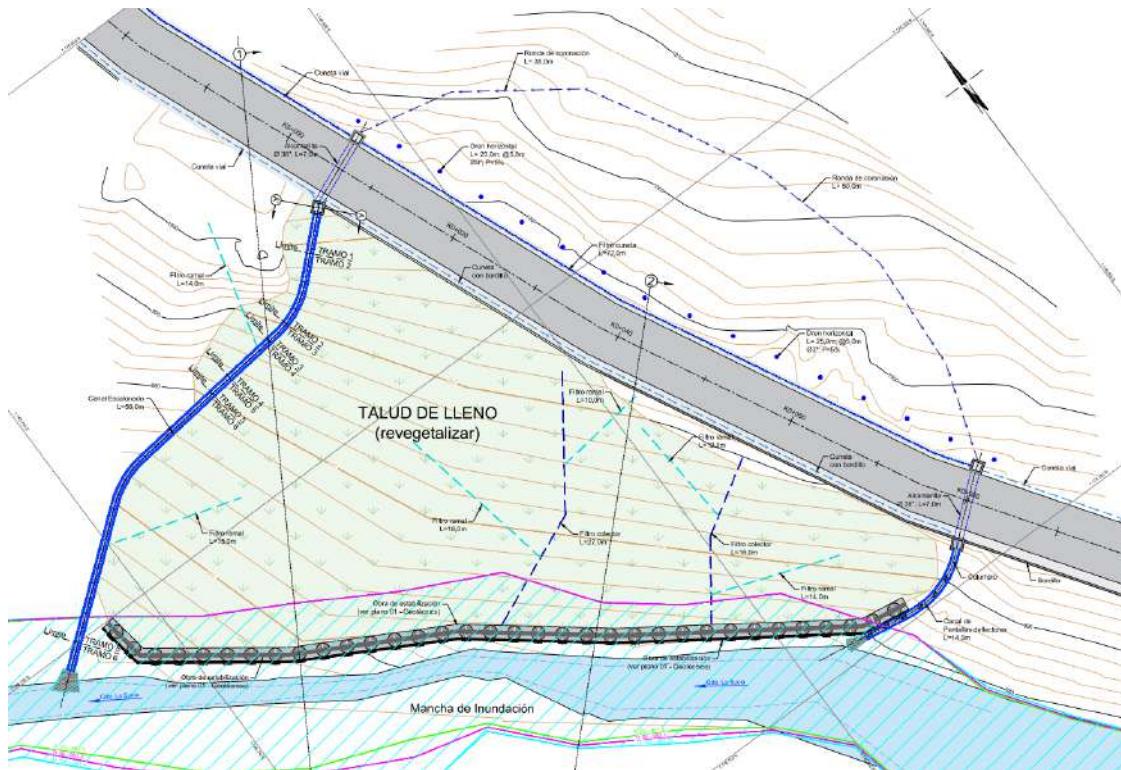
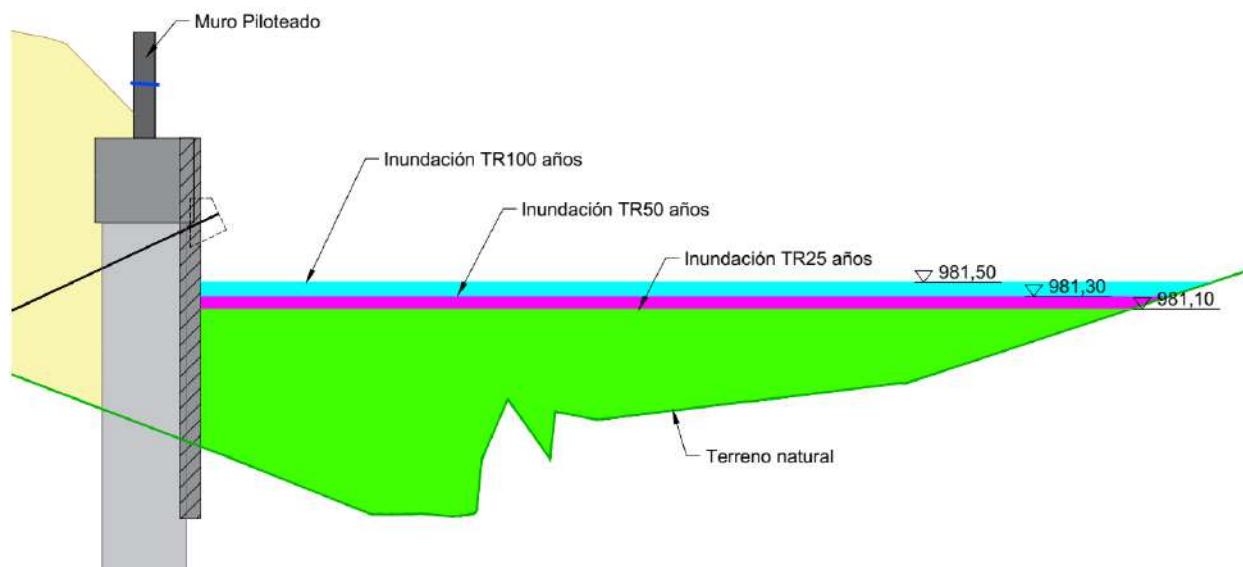
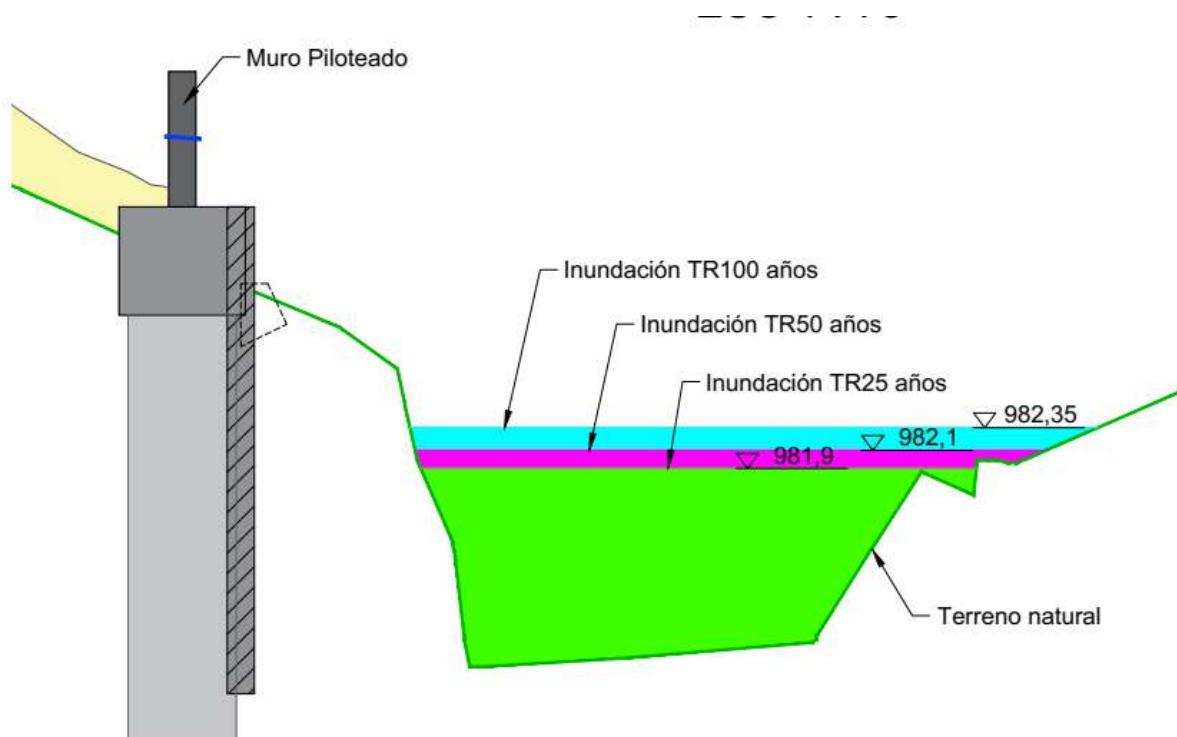


Figura 67. Secciones Transversales de Mancha de Inundación



SECCIÓN 1 - MANCHA INUNDACIÓN



SECCIÓN 2 - MANCHA DE INUNDACIÓN



7.3 ESTUDIO DE SOCACACIÓN

Para la socavación general del cauce, se cuenta con la metodología propuesta por Lischtvan - Lebediev, en donde se evalúa la socavación al inicio y al final del sitio crítico y en secciones hidráulicas donde se ubica el proyecto.

La socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, las propiedades de los materiales que conforman el lecho del cauce y la forma y localización de los elementos que la inducen. La determinación de la socavación se basa más en un análisis cualitativo y en la aplicación de conceptos de mecánica de ríos, que en el uso de fórmulas empíricas. Hay mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre cuál representa mejor las condiciones reales de la fuente de agua y de la obra hidráulica.

7.3.1 Metodología

Para estimar la socavación general se utiliza el método propuesto por Lischtvan-Lebediev, el cual se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad máxima necesaria para no erosionar el material del fondo (Maza, 1989).

Con base en las condiciones anteriores se realizaron los cálculos de socavación, empleando las siguientes expresiones de Líschtvan - Levediev (Juárez y Rico, 1980)

- ◆ Suelo de tipo no cohesivo:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta D_{50}^{0.28} \psi} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

- ◆ Suelo de tipo cohesivo:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0.60 \beta \gamma^{1.18} \psi} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad \alpha = \left(\frac{Q_{Tr}}{H_m^{\frac{5}{3}} B_e \mu} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

- ◆ HS: Profundidad medida desde la lámina de agua al fondo al pasar la creciente [m].
- ◆ H0: Profundidad de flujo antes de la erosión [m].
- ◆ Hm: Tirante medio de la sección [m].
- ◆ β: Coeficiente según la frecuencia con que se presente el gasto de diseño.
- ◆ ψ: Coeficiente según concentración del material transportado en suspensión.
- ◆ D50: Diámetro medio de las partículas de fondo [mm].
- ◆ γ: Peso volumétrico del material seco [t/m³].
- ◆ x: Exponente en función del diámetro medio de las partículas de fondo [mm].
- ◆ Be: Ancho superficial promedio de la sección [m].
- ◆ μ: Coeficiente que depende del grado de contracción del cauce.

ENCIVIL ESTUDIOS EN INGENIERÍA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. 124

7.3.2 Resultados de Socavación General en el Cauce

Para determinar el material del cauce se correlacionan los datos de otros estudios hidrológicos de la zona y las visitas de campo de los especialistas geotécnicos, geólogos y la campaña de exploración, en la que se realizaron tomas de muestras de la orilla de la quebrada en la margen derecha.

El material de la orilla del cauce se caracteriza por ser depósito aluvial con arenas gruesas, gravas, bloques y bolos de roca; además de lecho rocoso (ver Foto 26).

Foto 26. Material del Cauce



Fotos tomadas en mayo de 2022

Por lo anterior, el cálculo de socavación se realizó para un suelo no cohesivo con un diámetro medio de partícula (D50) igual a 60mm en las secciones aguas abajo y 140 mm en las secciones de lecho rocoso que son los parámetros que más se adaptan a la descripción del suelo.

A continuación, en la Tabla 34 se muestran los valores utilizados para el cálculo de la socavación general.

En la Tabla 35, se presentan los resultados de profundidad de socavación obtenidos en dos secciones para los diferentes períodos de retorno. En esta puede observarse que la socavación potencial para las secciones analizadas alcanza valores de entre 1,27 m y 4,48 m para el periodo de retorno de 100 años. Estas socavaciones se proyectan en el centro del lecho, no se tienen evidencias en campo de socavaciones de esa magnitud en la margen izquierda y derecha de la quebrada (ver Foto 27).

De la Figura 68 a la Figura 70 se presentan los resultados de socavación graficados en algunas de las secciones transversales analizadas. Se resalta que estos resultados obedecen a valores teóricos que pueden estar sobreestimados, los diseños están basados en criterios conservadores para dichos resultados obtenidos.

Foto 27. Altura de Creciente



Foto tomada en mayo de 2021



Tabla 34. Parámetros de Socavación

PARÁMETRO	Quebrada La Sucia					
Período de Retorno TR [años]	100	50	25	10	5	2,33
Caudal [m³/s]	86,61	69,19	54,71	39,31	30,04	21,83
Diámetro medio de la partícula (D50) [mm]	60 - 140					
Coeficiente de frecuencia (β)	0,77	0,82	0,86	0,90	0,94	0,97
Factor z	0,31 - 0,27					
Exponente	0,76					
Coeficiente de Concentración del Sedimento	1,60					

Tabla 35. Resultados de Socavación

Sección	Profundidad de Socavación para Cada Período de Retorno [m]					
	TR 2,33	TR 5	TR 10	TR 25	TR 50	TR 100
020	1,27	1,55	1,87	2,27	2,68	3,18
050	1,77	2,09	2,47	3,12	3,71	4,48
070	1,20	1,49	1,80	2,52	3,20	4,08
100	0,00	0,00	0,92	1,44	1,82	2,34
120	0,49	0,69	0,93	1,30	1,68	2,19
150	0,52	0,72	0,97	1,37	1,76	2,30
180	0,38	0,63	0,92	1,35	1,77	2,31
211	0,76	0,99	1,27	1,68	2,09	2,66
225	1,32	1,65	2,04	2,61	3,19	3,96
231	1,32	1,65	2,04	2,61	3,19	3,96

Figura 68. Cotas de Socavación General para la Sección 020

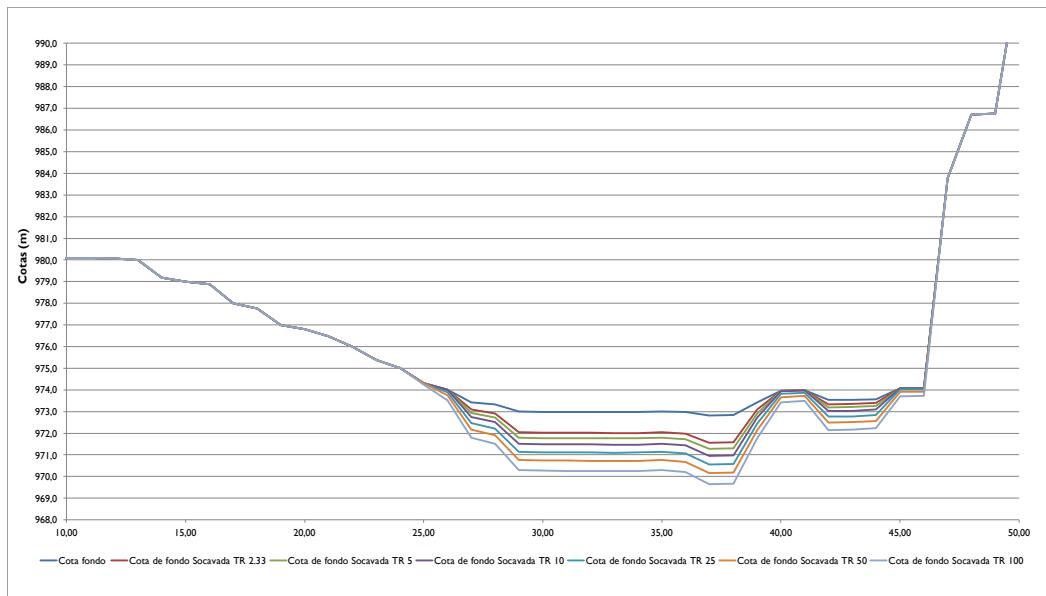




Figura 69. Cotas de Socavación General para la Sección 150

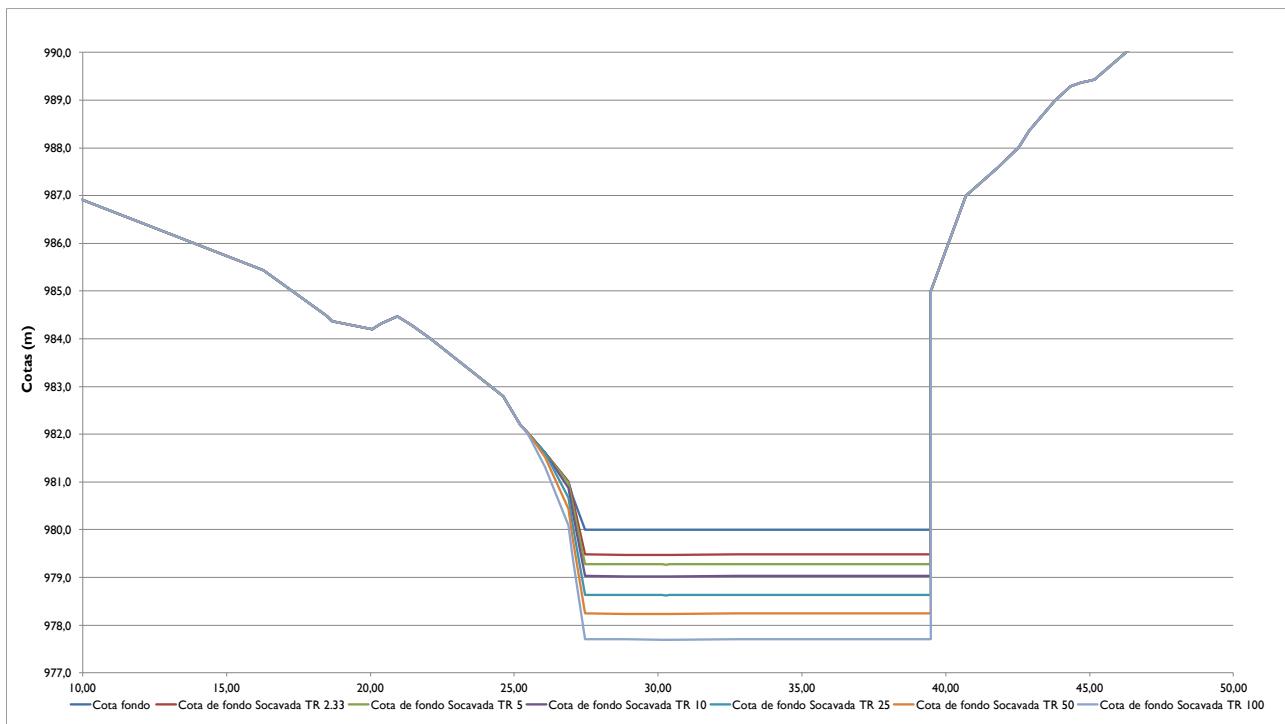
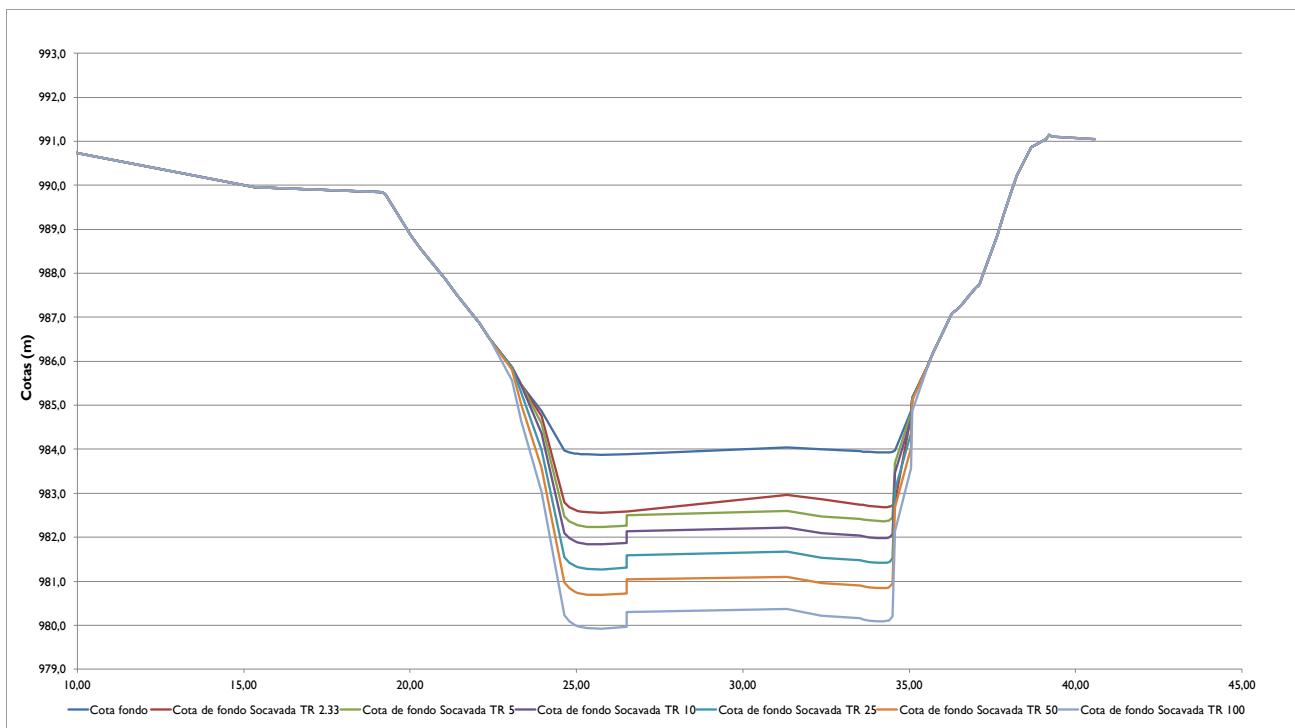


Figura 70. Cotas de Socavación General para la Sección 231





8. ASPECTOS ESTRUCTURALES

8.1 MARCO GENERAL Y ALCANCE.

El presente capítulo corresponde específicamente al cálculo y diseño estructural del muro de contención en pilas necesarios para la estabilización del sitio critico de Heliconia.

8.1.1 Criterios y metodología de diseño empleada.

Para realizar el análisis estructural del muro, se elaboraron modelos matemáticos en el programa SAP2000 donde, se asignaron elementos tipo Frame para las pilas y tipo Shell para el muro, la pantalla y la viga cabezal.

Los elementos de la cimentación (pilas) se consideran apoyados sobre un lecho elástico el cual está definido por el módulo de reacción del suelo o módulo de balasto. Esto permite obtener un comportamiento más realista de la estructura y, en el caso de las pilas, permite evaluar su deformación lateral debido a las cargas asignadas.

Las dimensiones los muros propuestos, se fijan con el fin de que el acero de refuerzo atienda únicamente las solicitudes debidas a flexión y cambios de temperatura. En consecuencia, la resistencia a cortante y compresión, será aportada en su totalidad por la sección de concreto. Para el diseño de los diferentes tramos del muro se utilizaron los siguientes parámetros Geotécnicos:

- ◆ Coeficiente de empuje activo de suelos $K_a = 0,30$
- ◆ Coeficiente de empuje de suelo en reposo $K_o = 0,50$
- ◆ Peso específico del suelo de relleno $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^2$
- ◆ Coeficiente de empuje de suelo por sismo $K_{ae} = 0,726$

Los muros se han diseñado utilizando los procedimientos estipulados en el Código Colombiano para la Construcción de Puentes – CCP-2014 con ayuda de hojas de cálculo en Excel con la formulación contemplada en la norma. A continuación, se presentan las especificaciones de los materiales a emplear:

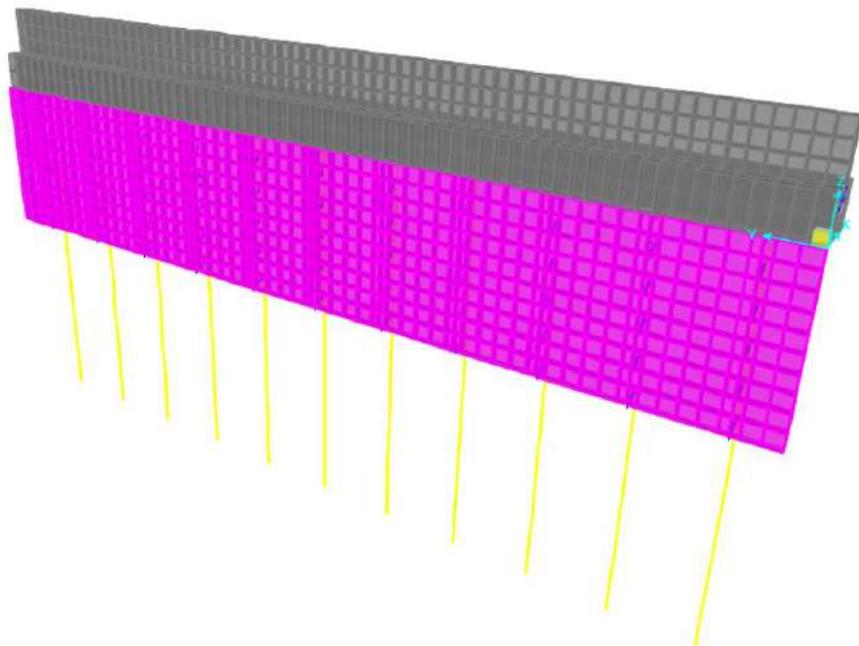
- ◆ Acero de refuerzo, Límite de fluencia $f_y=420 \text{ MPa}$
- ◆ Concreto, Resistencia a la compresión $f_c=28,0 \text{ MPa}$
- ◆ Densidad del concreto $\gamma_c=24 \text{ kN/m}^3$
- ◆ Módulo de elasticidad del concreto $E_c=24870 \text{ MPa}$

8.1.2 Cargas

Para la estimación de las cargas actuantes, se tuvo en cuenta los resultados obtenidos por el Estudio Geotécnico, el cual considera los empujes provenientes del relleno, y las cargas adicionales por sismo. Así mismo, las cargas gravitacionales se basaron en las dimensiones reales de los elementos y la densidad nominal de los materiales.

En la Figura 71, se presenta un isométrico del modelo de análisis estructural realizado.

Figura 71. Modelo de Análisis Estructural



8.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

8.2.1 Cargas Asignadas

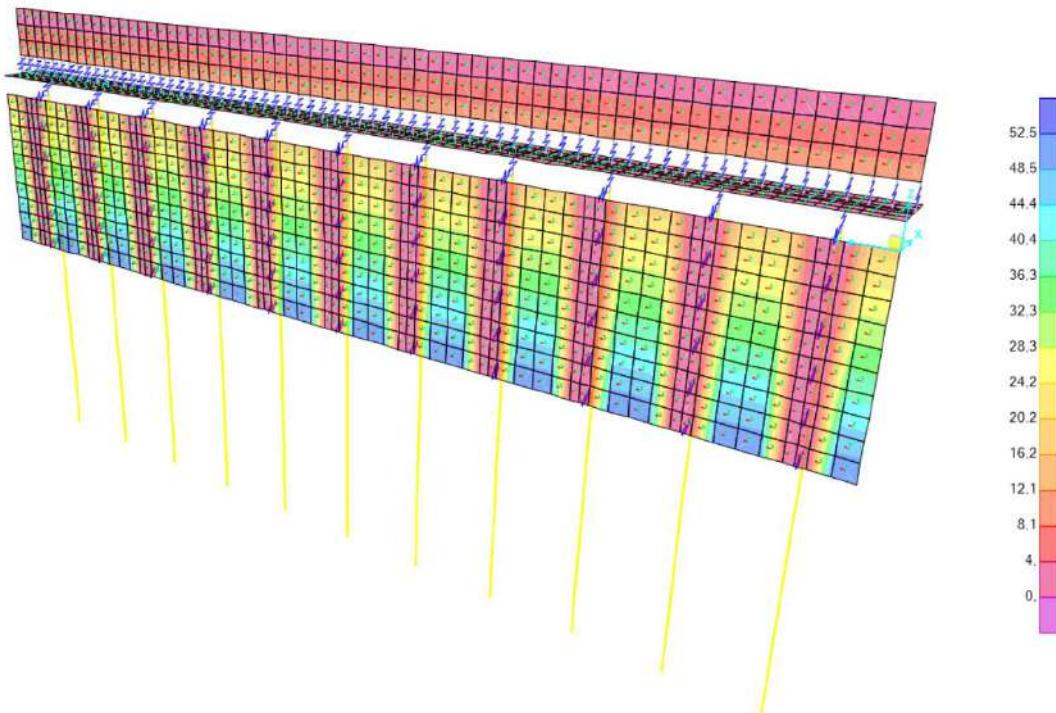
Los modelos realizados fueron cargados con los empujes correspondientes al suelo, la fuerza ejercida por los anclajes de 600 kN y la sobrecarga debida al sismo; tal como se planteó durante el análisis geotécnico del proyecto.

En el análisis de cargas realizado, se pudo observar que la viga cabezal, no presenta solicitudes de refuerzo considerables que pueden ser atendidas con cantías mínimas fijadas según la normatividad vigente.

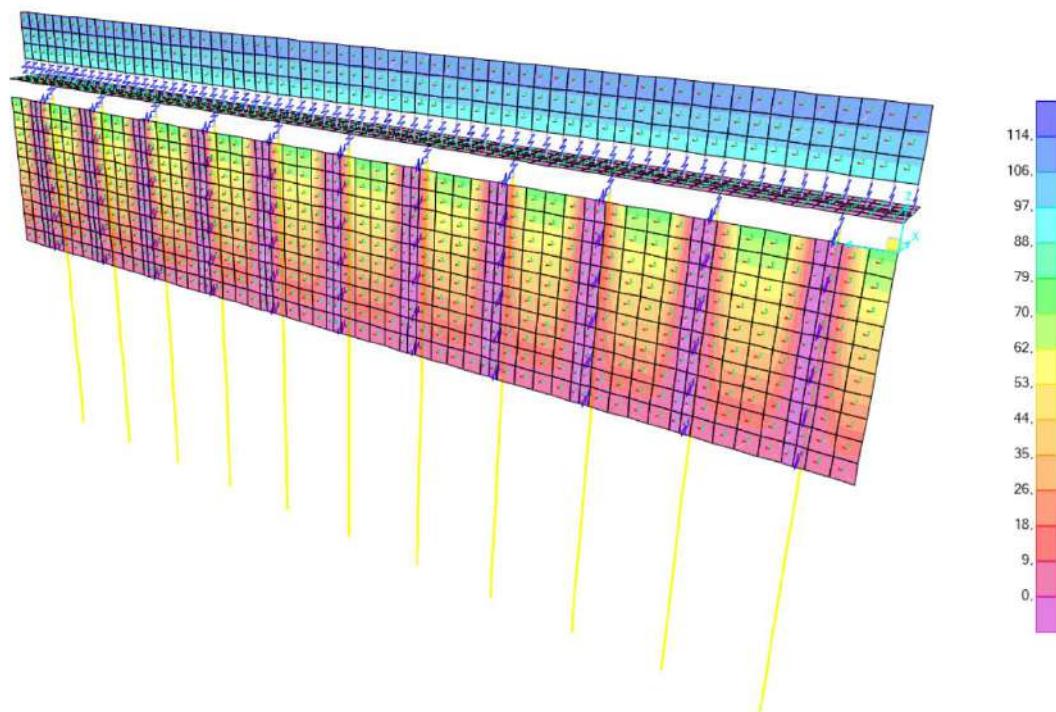
A continuación, en la Figura 72, se presentan las presiones asignadas sobre el vástago y la pantalla de la estructura. La carga de los anclajes, se aplica directamente a los nodos. Las cargas de sismo y presión de suelo se aplican a las pilas como cargas distribuidas.

Figura 72. Cargas Asignadas Muro Piloteado

Presión EH [kPa]



Presión EQ [kPa]

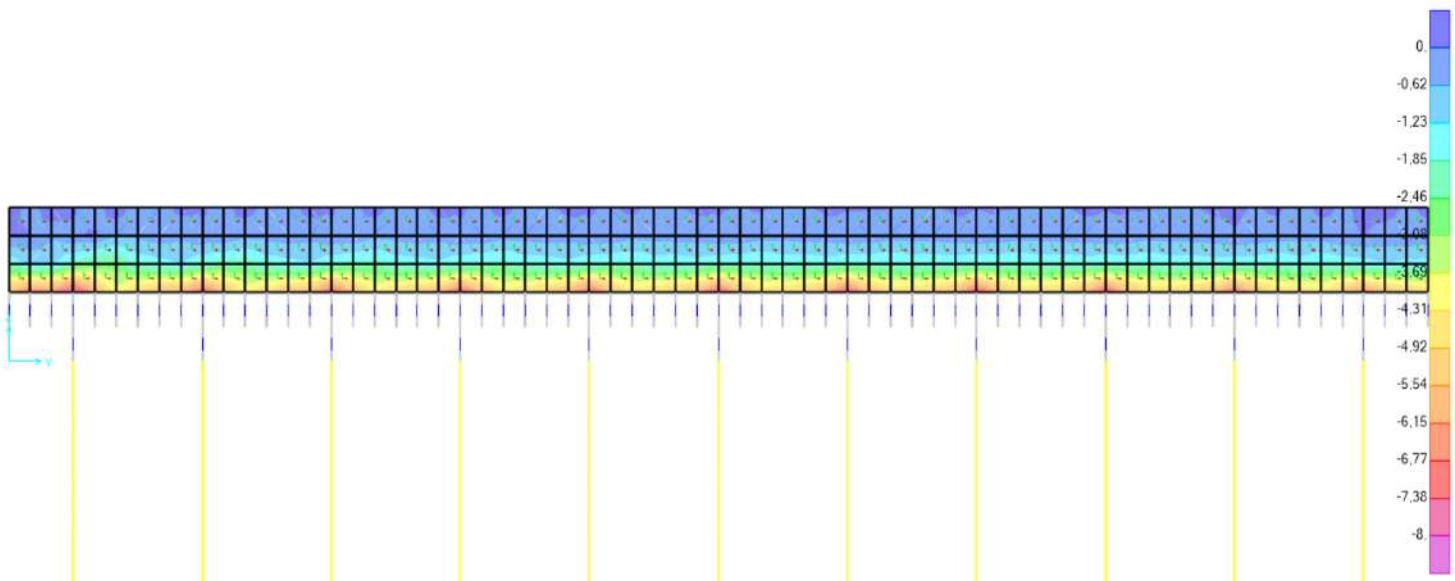


8.2.2 Resultados del Análisis

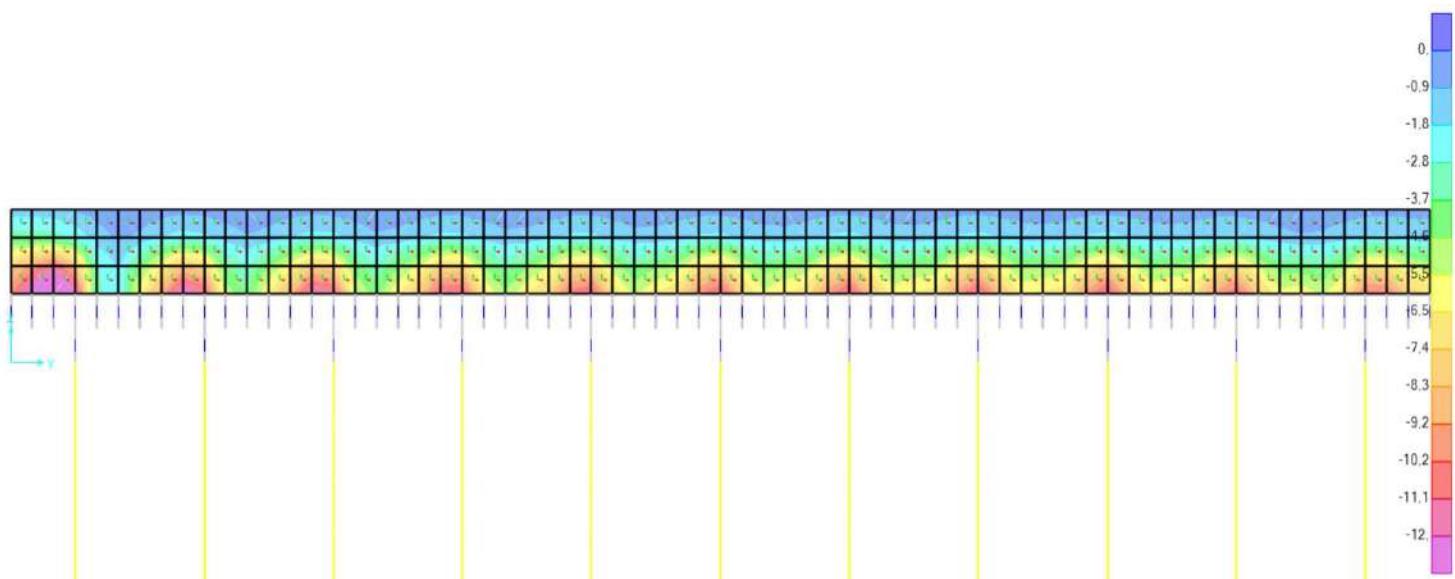
En la Figura 73 se presentan los resultados obtenidos para la combinación de carga Resistencia I y Evento Extremo I. Se presentan resultados de momento flector y cortante. Como ya se dijo previamente, las vigas cabezal presentaron solicitudes de refuerzo inferiores a la cuantía mínima establecida en la normatividad vigente.

Figura 73. Resultados de Análisis

Vástago - Momentos Res. I [kN/m]

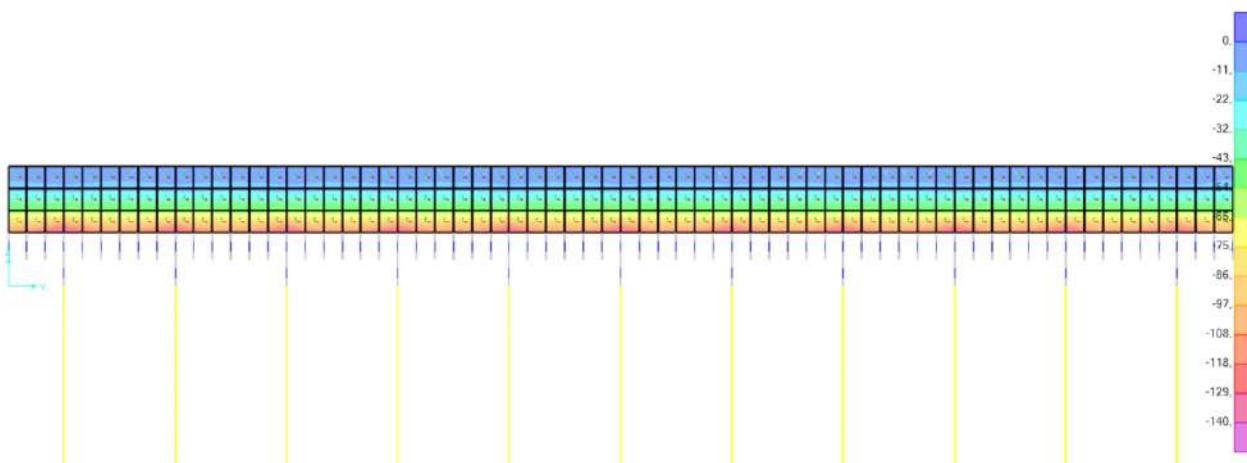


Vástago - Cortante Res. I [kN/m]

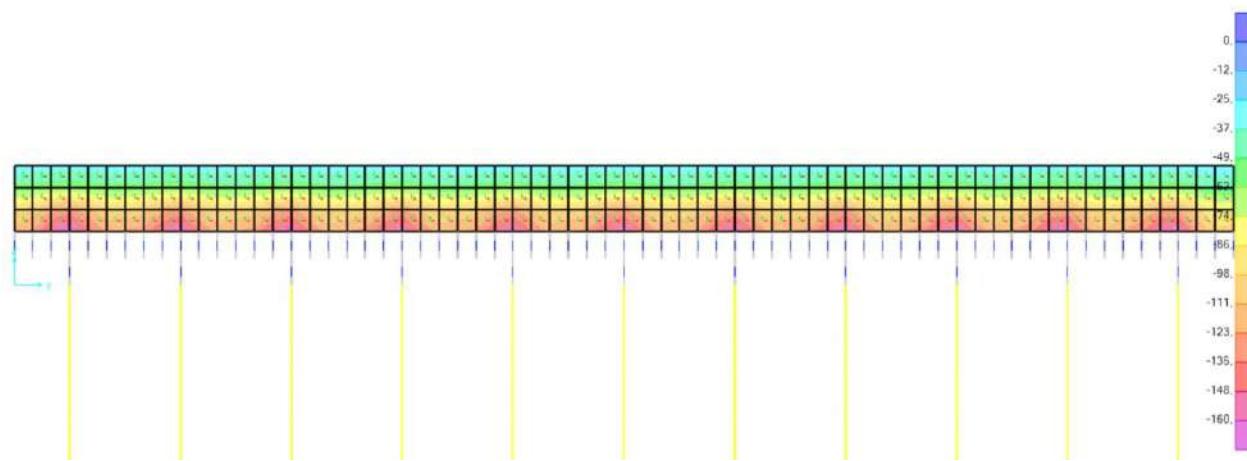




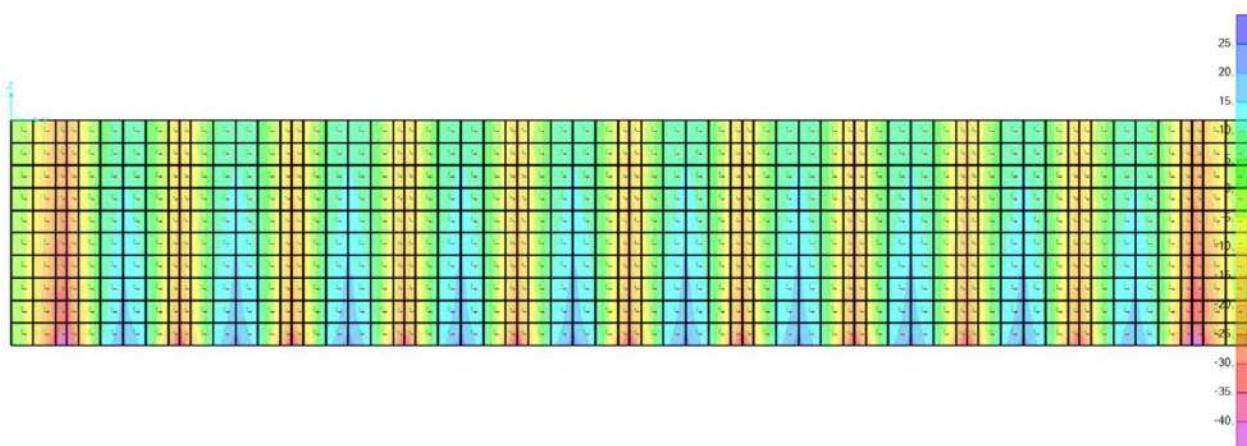
Vástago - Momentos E. Ext. I [kN/m]



Vástago - Cortante E. Ext. I [kN/m]

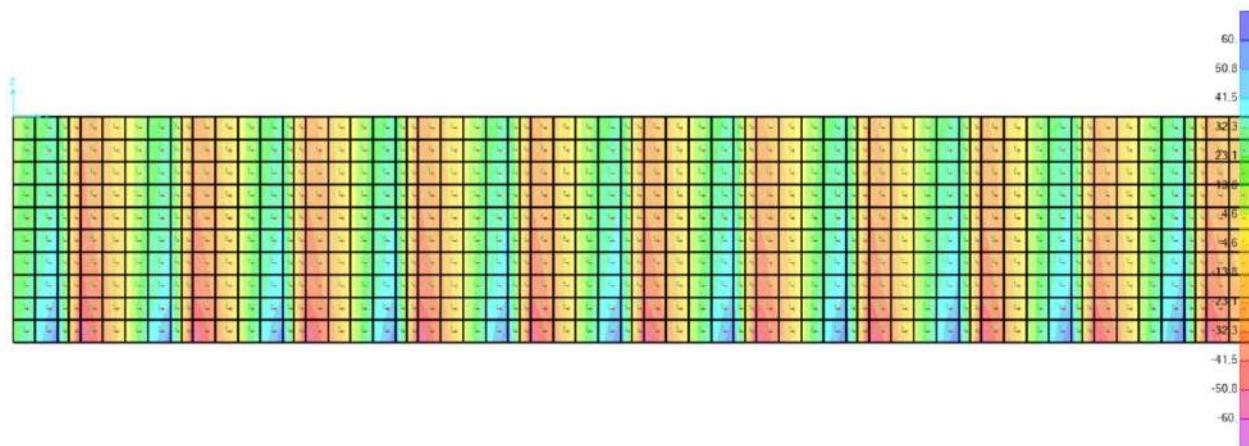


Pantalla - Momentos Res. I [kN/m]

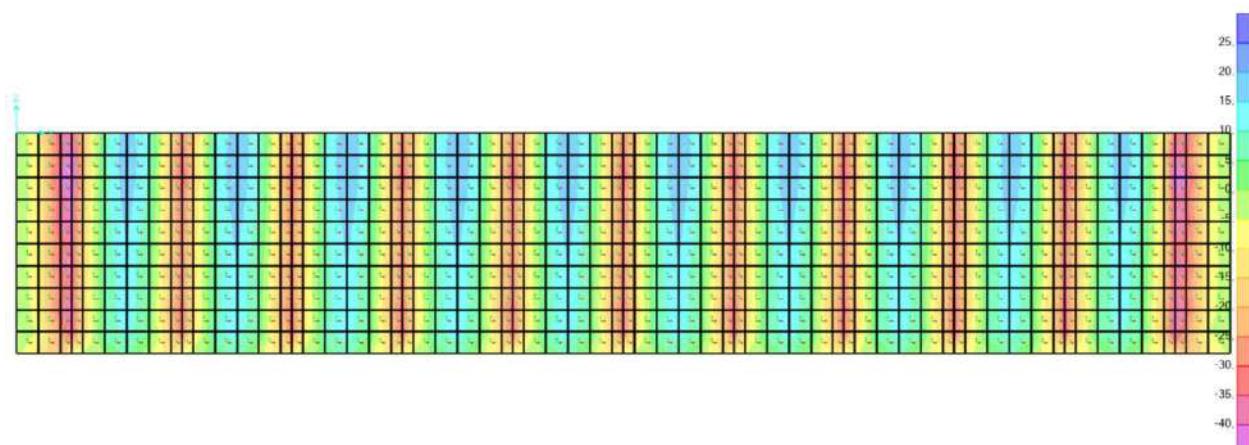




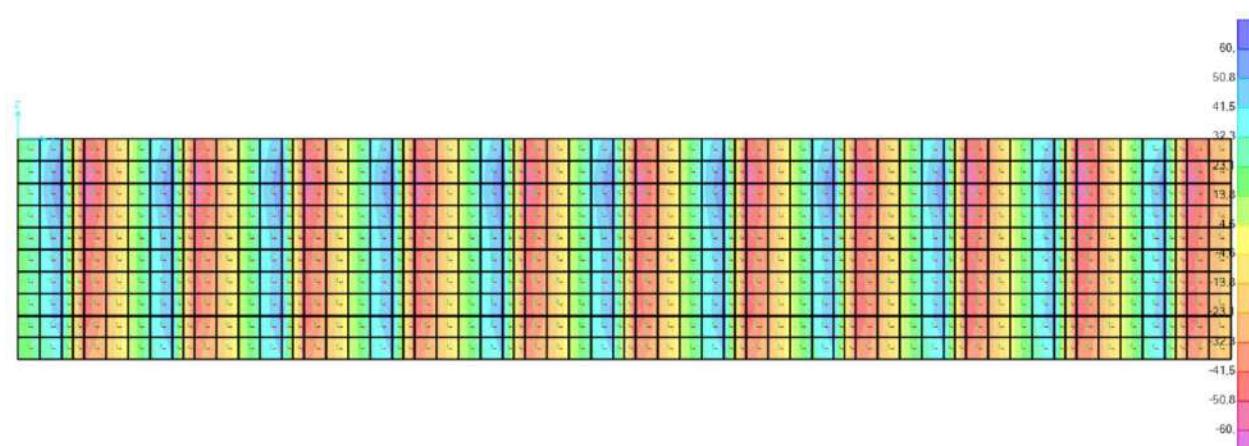
Pantalla - Cortante Res. I [kN/m]



Pantalla - Momentos E. Ext. I [kN/m]



Pantalla - Cortante E. Ext. I [kN/m]





8.2.3 Diseño Vástago

Para el vástago del muro se propuso un espesor de 35 cm y 1.5 m de altura. A continuación, en la Tabla 36, se muestra la verificación del refuerzo a flexión y la resistencia al corte de la sección.

Tabla 36. Diseño Vástago

Verificación de Resistencia a Momento			
M_u [kN-m]	145	cuantía Req.	0,0057
b [m]	1	cuantía max.	0,0283
h [m]	0,35	A_s req [mm ²]	1512
d' [m]	0,08	# Barras N°5	8
d [m]	0,27	A_s Ins. [mm ²]	1592
Φ	0,9	a [m]	0,0281
f'_c [MPa]	28	c [m]	0,0331
f_y [MPa]	420	es	0,0212
R_u [kPa]	2259,125	ΦM_r [kN-m]	152,25
Verificación de Resistencia al Corte			
b [m]	1	f'_c [MPa]	28
h [m]	0,35	V_u [kN]	165
d [m]	0,27	V_c [kN]	240,226
ϕ	0,75	ϕV_c [kN]	180,170

Con base en los anteriores resultados, se opta por instalar barras N°4 cada 12 cm como refuerzo a flexión. Para atender las solicitudes de refuerzo derivadas de los cambios de temperatura y retracción, se instalan barras N°4 cada 25 cm equivalente a una cuantía de 0,0018. Como se pudo apreciar en la Tabla 36, la sección de concreto es suficiente para atender las solicitudes en materia de esfuerzo cortante.

8.2.4 Diseño Viga Cabezal

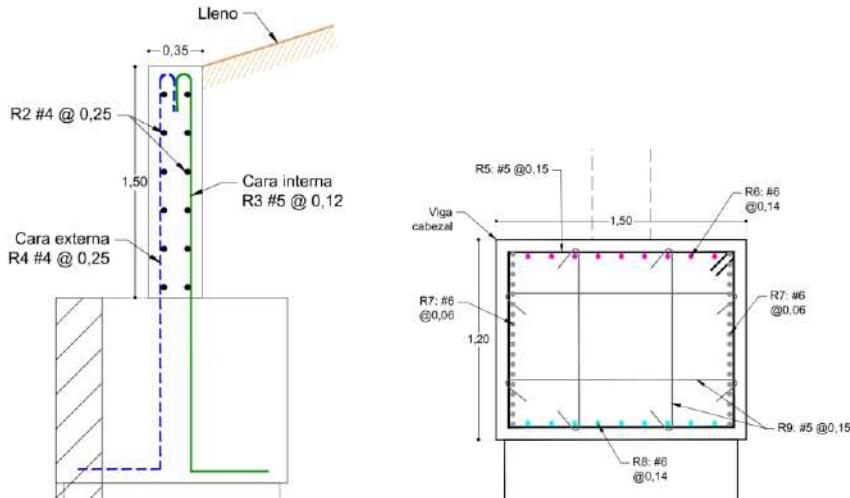
Si bien las solicitudes de resistencia a flexión y cortante a las que se encuentra sometida la viga cabezal de la estructura, esta debe cumplir con los requisitos normativos que buscan garantizar su adecuado funcionamiento como elemento de distribución de cargas.

Se instala como refuerzo longitudinal una cuantía de acero de 1% que se reparten para atender solicitudes de flexión y cambios de temperatura en cuantías de 0,0064 y 0,0034 respectivamente.

Adicionalmente, y debido al tamaño de la sección, se instalan dos ganchos N°5 cada 15 cm en cada dirección.

En la Figura 74 se presenta el refuerzo instalado en el vástago y la viga cabezal.

Figura 74. Refuerzo en Vástago y Viga Cabeza



8.2.5 Diseño Pantalla

Para la pantalla situada entre las pilas, se propuso un espesor de 20 cm. A continuación, en la Tabla 37, se muestra la verificación del refuerzo a flexión y la resistencia al corte de la sección en sus puntos de mayor demanda de resistencia.

Tabla 37. Diseño Vástago

Momento Negativo

Verificación de Resistencia a Momento			
Mu [kN-m]	40	cuantía Req.	0,00834
b [m]	1	cuantía max.	0,02833
h [m]	0,20	As req [mm²]	976
d' [m]	0,08	# Barras N°4	8
d [m]	0,12	As Ins. [mm²]	1032
Φ	0,9	a [m]	0,0182
f'c [MPa]	28	c [m]	0,0214
fy [MPa]	420	es	0,0134
Ru [kPa]	3243,954	ΦMr [kN-m]	42,11

Momento Positivo

Verificación de Resistencia a Momento			
Mu [kN-m]	25	cuantía Req.	0,00505
b [m]	1	cuantía max.	0,02833
h [m]	0,20	As req [mm²]	591
d' [m]	0,08	# Barras N°4	5
d [m]	0,12	As Ins. [mm²]	645
Φ	0,9	a [m]	0,0114
f'c [MPa]	28	c [m]	0,0134
fy [MPa]	420	es	0,0232
Ru [kPa]	2027,471	ΦMr [kN-m]	27,15

Cortante

Verificación de Resistencia al Corte			
b [m]	1	f'c [MPa]	28
h [m]	0,20	V _u [kN]	60
d [m]	0,12	V _c [kN]	105,293
φ	0,75	φV _c [kN]	78,970

El refuerzo de la sección varía según el tramo de pantalla analizado. En los planos constructivos del proyecto se presenta la distribución del refuerzo en cada tramo de pantalla.

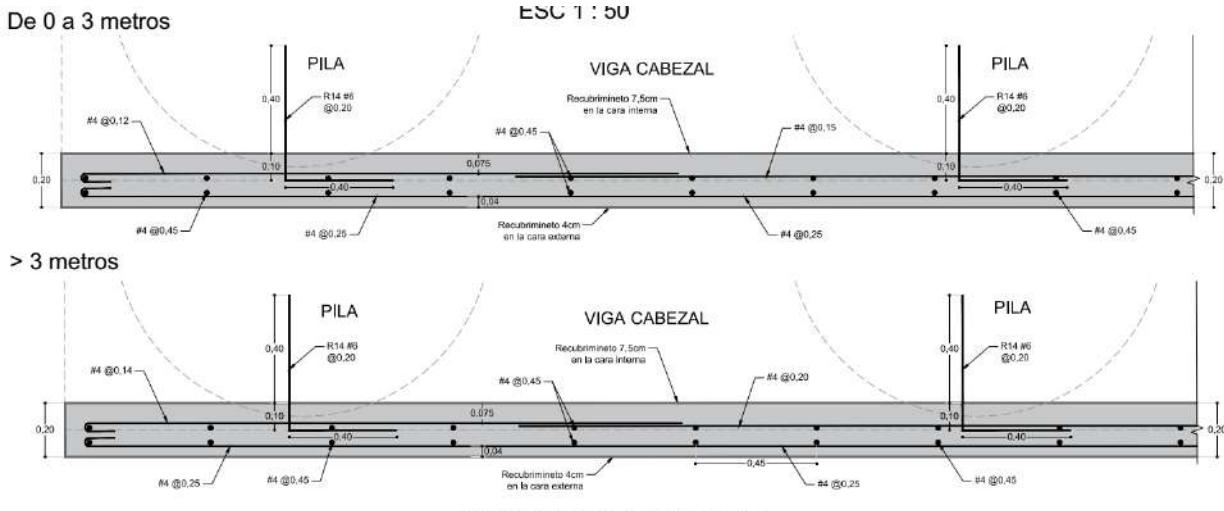
La pantalla será adherida a las pilas mediante anclajes compuestos por barras N°6. Ya que los anclajes serán post instalados, se deberán realizar ensayos de resistencia al arrancamiento o deslizamiento tal como se especifica en el numeral C-D.5.3.2 del apéndice C de la NSR-10. Dichos ensayos deberán arrojar resistencias superiores a los 65 kN. El espaciamiento de los anclajes no puede superar los 20 cm.

Previo al vaciado de la pantalla, se deberá preparar la superficie de la pila, demoliendo el anillo y retirando el recubrimiento en el tramo a intervenir. La superficie escarificada, deberá ser debidamente humedecida para evitar la perdida de agua en la mezcla de concreto. Se deberá emplear epóxico tipo Hilti RE 500 o similar.

Durante el vaciado de las pilas, dejar tubería de 1/2" en PVC embebida en el concreto, esto con la finalidad de emplearla como guía a la hora de realizar las perforaciones para la instalación de los anclajes.

Durante la perforación para la instalación de los anclajes, se debe procurar por no fracturar el concreto de las pilas.

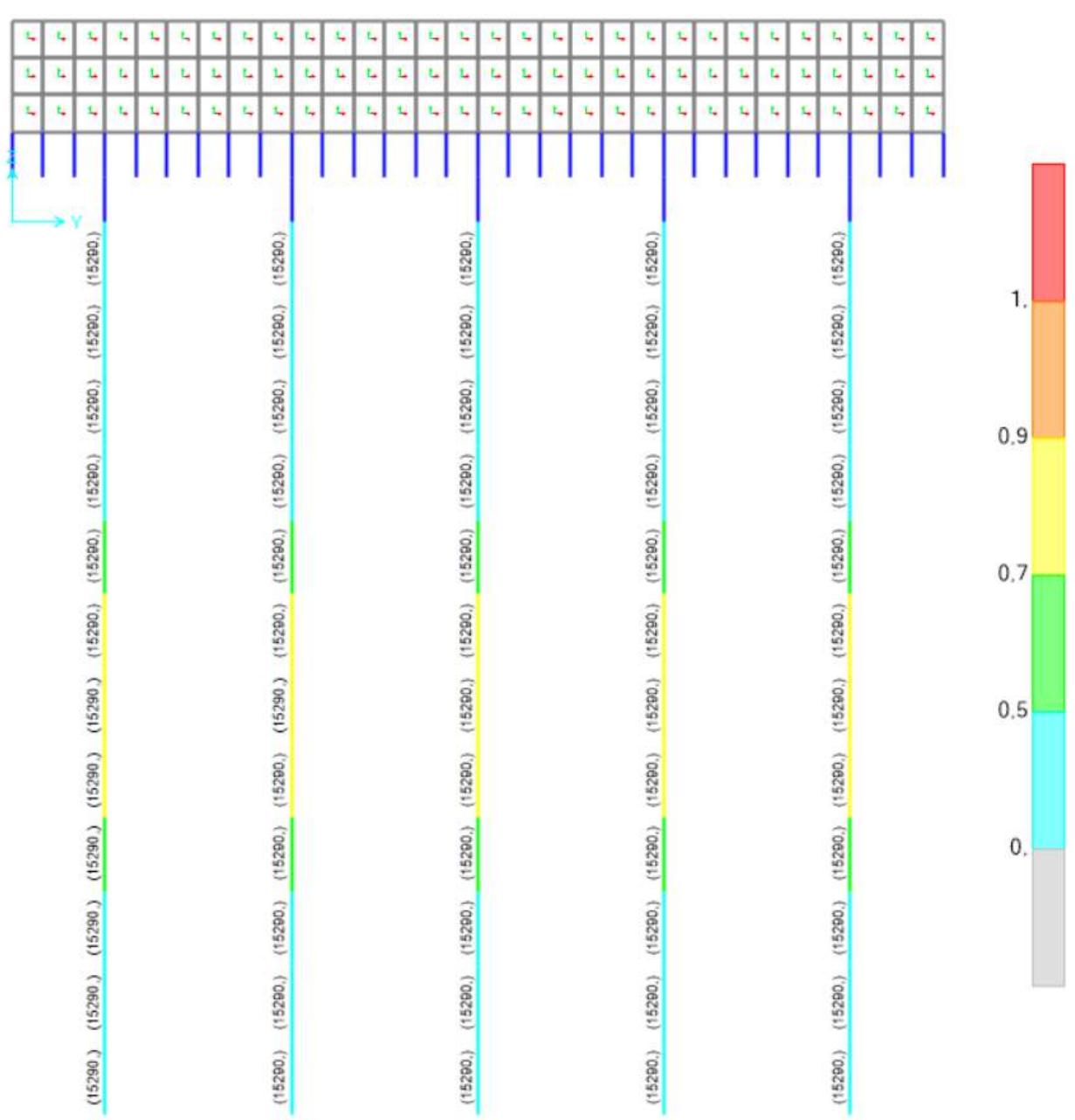
Figura 75. Refuerzo en Pantalla



8.2.6 Diseño Pilas

La verificación de la resistencia de las pilas se hace directamente mediante el software SAP2000. Se propone instalar 30 barras N°8 equivalente a una cuantía del 1%. La Figura 76 corresponde a la verificación de la capacidad a flexo compresión de las pilas para el refuerzo instalado.

Figura 76. Verificación Flexo compresión Pilas



Para la verificar la resistencia al corte de la sección, se hace uso de la siguiente expresión:

$$\varphi V_c = \varphi * 0.17 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Donde:

φV_c : Resistencia alcortante de la sección de concreto

b_w : Para secciones circulares igual a el diámetro de la sección (D)

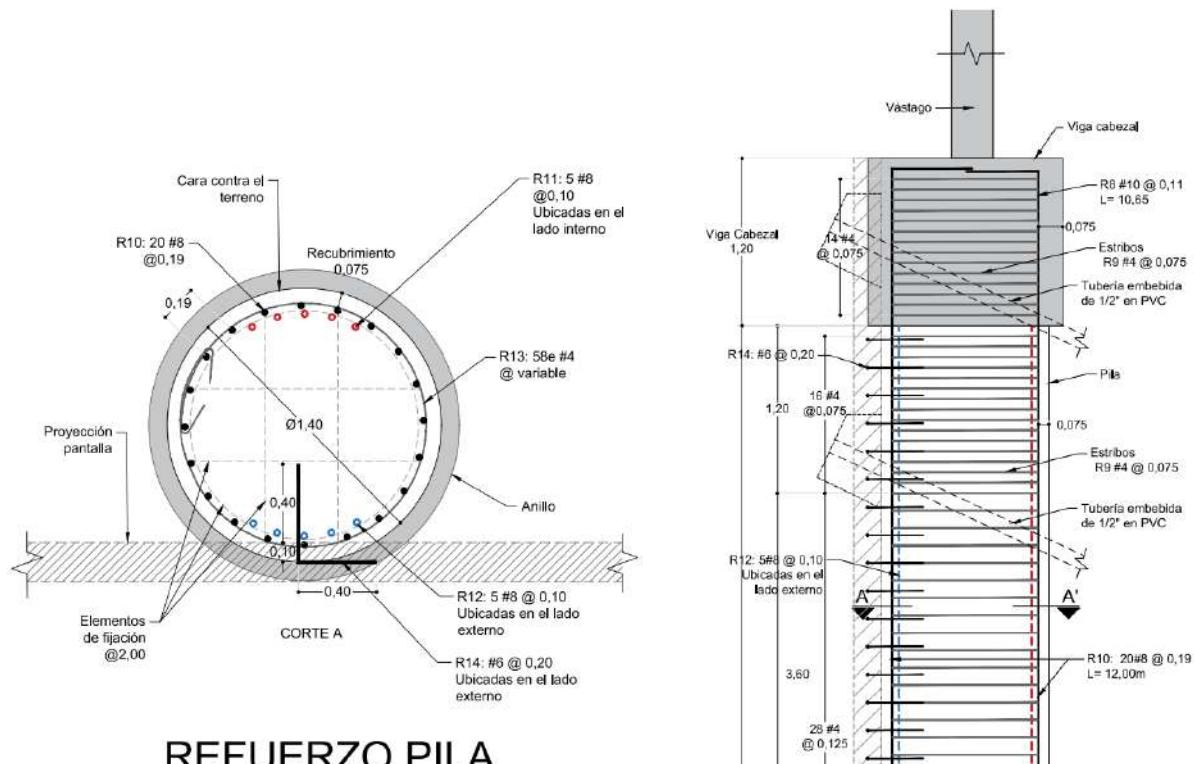
d: Para secciones circulares igual a 0,8 veces el diámetro de la sección (0,8D)

Reemplazando, se obtiene:

$$\varphi V_c = 0,9 * 0.17 * \sqrt{28 \text{ MPa}} * 1,4 * 1,12m = 1269,45 \text{ kN}$$

Si bien la sección de concreto es suficiente para atender las solicitudes de refuerzo a las que se encuentran sometidas las pídas ($V_u = 740 \text{ kN}$), es necesario instalar estribos N°4 cada 7.5 cm en las zonas confinadas. Posteriormente se tiene un tramo de 2 m con estribos cada 12,5 cm y el tramo final cuenta con estribos cada 22,5 cm.

Figura 77. Refuerzo en Pila





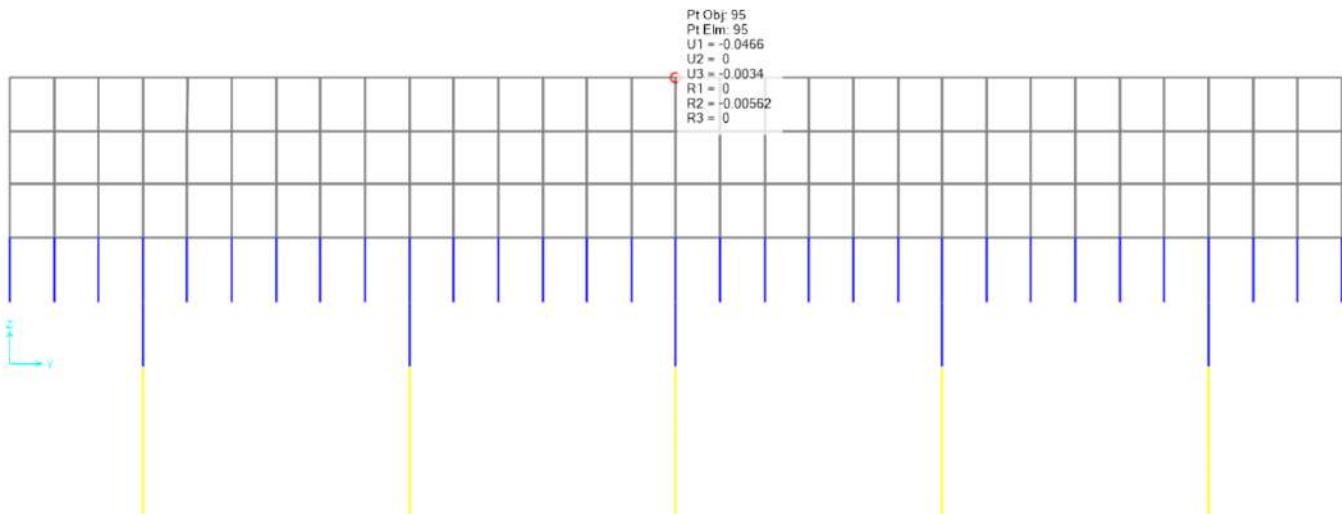
8.2.7 Verificación Deformaciones

A continuación, en la Tabla 38, se presenta la verificación de las deformaciones del muro ante cada combinación de carga. A partir de los resultados obtenidos se encuentra que la estructura no estará sometida a desplazamientos excesivos (mayores a 1,0%) que pongan en riesgo su operación. En la Figura 78 se presenta un pantallazo con los resultados obtenidos en el programa de análisis para la combinación de Evento Extremo I.

Tabla 38. Desplazamiento Máximo en Muro

	Desplazamiento del Vástago [cm]		Desplazamiento Relativo Vástago [%]	
	Res. I	E. Ext. I	Res. I	E. Ext. I
Vástago	3,79	4,66	0,39	0,53
Total muro			0,33	0,445

Figura 78. Desplazamiento Vástago E. Ext. I [m]





9. CONCLUSIONES

9.1 GEOLÓGICO

- ◆ En el sitio se presenta superficialmente un depósito antrópico y depósito de vertiente con espesores de hasta 10 m de profundidad, compuestos por arenas limosas, de color gris pardo, con humedad alta, plasticidad baja, compacidad suelta. Se observan clastos de roca menores a 3 cm de diámetro principalmente de cuarzo, estos clastos en su mayoría son angulosos hasta un 60% el resto tiene a ser sub redondeado, también se tiene presencia de finos granos de carbón y otro tipo de materia orgánica.
- ◆ Posterior a los depósitos mencionados se tiene el perfil de meteorización de la formación Amagá Miembro Inferior Toi. Siendo esta una roca blanda de arcillolitas y limolitas, de color gris claro, se pueden fracturar con la mano con algo de dificultad. La roca aflora hacia la base de la ladera, junto a la quebrada se observa botones de roca poco meteorizada.
- ◆ La dinámica de la quebrada La Sucia en este punto es erosiva, generando socavación que se define como la excavación y transporte de material del lecho y de las orillas de los arroyos como resultado de la acción erosiva del propio flujo de agua, en este caso a ambos lados del cauce. Este proceso afectó directamente la estructura de contención en gaviones que se había construido en tiempos anteriores.
- ◆ Los materiales susceptibles a la erosión que interactúan con los procesos de la quebrada deben ser protegidos para evitar mayor pérdida de estos.
- ◆ En el área de estudio se encontraron dos coronas de deslizamientos, rasgos que reflejan la inestabilidad a la que está sometida la ladera.

9.2 GEOTÉCNICO

- ◆ Se pudo observar una zona de baja pendiente al pie de la ladera natural con empozamiento de aguas lluvias o de descargas antrópicas no controladas. Por las condiciones topográficas del sitio, esta área es una zona de recarga que con procesos de infiltración y saturación hacia la ladera inferior, aumentando el nivel freático que disminuye la resistencia del suelo.
- ◆ Se observó la socavación de la margen izquierda de la Quebrada la Sucia, la cual ocasionó la erosión y desconfinamiento de la base del muro en gaviones de contención existente, generando su fallo y posterior perdida de la banca izquierda de la vía.
- ◆ En el lecho de la quebrada se observaron afloramientos rocosos. No obstante, se pudo identificar que, durante los eventos de creciente, se generan la socavación de los materiales más débiles como el depósito de vertiente y el depósito antrópico.



- ◆ Durante la exploración de campo se tuvo buena recuperación de muestras de suelo, debido al tipo de material existente en la zona. Superficialmente se identifica un depósito antrópico suelto, compuesto de bolos de roca con matriz arenosa y material vegetal.
- ◆ De los ensayos de penetración estándar, en general se observa que, hasta los 2.5 m de profundidad, el suelo tiene un número de golpes entre 11 gol/pie y 17 gol/pie que corresponde un suelo con una compacidad compacta. A partir de dicha profundidad y hasta los 6 m el suelo presenta una compacidad entre muy suelta a suelta, con una resistencia a la penetración que varía entre 3 gol/pie y 9 gol/pie. A partir de dicha profundidad y hasta los 8 m aparece un material el cual presenta una compacidad compacta con una resistencia a la penetración entre 10 y 13 gol/pie. Luego de los 8 m se presenta el rechazo.
- ◆ Durante la ejecución de las perforaciones se registró presencia del nivel freático en una de las perforaciones a 0,5 m y 5,0 m.
- ◆ De los ensayos de clasificación, en general se tiene que, hasta los primeros 6,0 m se tienen arenas limosas de baja plasticidad que corresponden al lleno antrópico (terraplén) con un porcentaje de gravas que varía entre el 11,8% y 31,2%, de arenas entre el 40,1% y 66,4% y de finos entre 24,7% y 40,4%. El índice de plasticidad promedio (IP) es de 11,7%. A mayor profundidad se identificaron arcillas de baja plasticidad, con un porcentaje de gravas que varía entre el 4,0% y 11,8%, de arenas entre el 35,6% y 57,7% y de finos entre 38,3% y 56,7%. El índice de plasticidad promedio (IP) es de 8,7%.
- ◆ De los resultados de resistencia, los cuales se realizaron sobre el depósito de vertiente y suelo residual. En el ensayo de compresión simple se obtuvo una resistencia última (Q_u) de 51,2 kPa y en el de corte directo una cohesión de 26,7 kPa y una fricción de 25,5°. Los valores obtenidos se consideran coherentes de acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de clasificación.
- ◆ De acuerdo con los resultados de los cálculos realizados, se requiere la construcción de una pantalla de pilas unidas por una viga cabezal de 1,2 m de altura en la parte superior de tal forma que trabajen en conjunto. Sobre la viga cabezal se tiene un vástago de 1,5 m de altura para la conformación del lleno de confinamiento de la ladera. Cuenta con pilas con una altura libre de 5,4 m, y una longitud empotrada de aproximadamente 7,0 m. Las pilas tendrán un diámetro de 1,2 m sin campana.
- ◆ De acuerdo con los resultados obtenidos, las estructuras son estables ante los efectos del volcamiento, deslizamiento, además cumplen con la capacidad de soporte vertical, esto bajo la configuración analizada.



9.3 HIDRÁULICAS

- ◆ La condición climática y corrientes aluvio-torrenciales, sumado a las altas pendientes de las laderas adyacentes a la quebrada y la obstrucción de las obras pueden generar inestabilidad en la vía y posterior pérdida de banca.
 - ◆ Para la estimación de los caudales máximos de diferentes períodos de retorno en el sitio de estudio, se utilizaron metodologías de métodos sintéticos de hidrogramas unitarios para la evaluación hidráulica del cauce y método racional para el diseño de las obras de drenaje superficial y subsuperficial.
 - ◆ La pendiente longitudinal de las cunetas viales es de 6% e inician con una profundidad mínima de 0,20 m.
 - ◆ Los filtros cunetas tendrán una profundidad mínima de 0,6 m la cual será mayor en las zonas bajas, de baja pendiente y de suelos más blandos y saturados.
 - ◆ Los filtros de las laderas se proponen en sistema de espina de pescado, con filtros ramales y colector.
 - ◆ Todos los filtros tendrán las siguientes especificaciones:
 - Serán con triturado 3/4 o similar, con geotextil NT2500.
 - La entrega del filtro colector se hará en el descole del canal bajante.
 - ◆ El canal bajante será de configuración escalonada.
 - ◆ Los resultados de la modelación hidráulica de la quebrada La Sucia en el sitio crítico determina que:
 - Las condiciones de flujo en el tramo de las obras permiten garantizar una operación adecuada de la vía.
 - Se presenta un régimen de flujo supercrítico en el tramo debido a que, la zona tiene medias a altas pendientes.
 - La velocidad promedio en el cauce es de 9,48 m/s y la profundidad promedio del flujo es de 1,69 m para el periodo de retorno de 100 años.
 - La mancha de inundación obtenida para el periodo de retorno de 100 años se concentra en el lecho de la quebrada, la profundidad del agua en el terreno se encuentra aproximadamente entre 1,27 m y 4,07 m, lo que genera un riesgo bajo por inundación de la vía.
 - ◆ De acuerdo con los resultados de la evaluación de socavación potencial, obtenidos a partir del muestreo del material del cauce (arenas gruesas, bolos y bloques de roca), la socavación potencial alcanza valores de hasta a 4,48 m en los tramos donde hay mayores velocidades del flujo.



9.4 ESTRUCTURALES

- ◆ El diseño de la estructura es controlado por las solicitudes de diseño asociadas a estado límite de Evento Extremo I.
- ◆ Las deformaciones elásticas calculadas indican que la estructura no verá afectada su operación producto de las solicitudes de carga a las que se encuentra sometida.
- ◆ Aunque algunos tramos de los pilotes que conforman la estructura de contención pueden ser reforzados con cuantías inferiores al 1%, se considera apropiado reforzarlas con una cuantía superior al 1%. Esto con la finalidad de buscar un mecanismo de falla dúctil.



10. RECOMENDACIONES

10.1 GEOLÓGICO

- ◆ Realizar mantenimiento periódico de las obras hidráulicas para descongestionarlas de suelo, bloques de roca, leños.
- ◆ Construir una obra de contención que proteja la banca de la vía contra la socavación de la quebrada, con apoyo firme en material rocoso de tal forma que no sea susceptible a este fenómeno.

10.2 GEOTÉCNICO

10.2.1 Muro de contención en Pilas

- ◆ Se deberá posicionar el acero de refuerzo del muro, formaletearlo y vaciarlo según los detalles contenidos en los planos, dejando los pases en tubería de PVC para localizar los lloraderos y drenes especificadas en los planos.
- ◆ La remoción de formaletas del muro no debe hacerse antes de 48 horas.
- ◆ El material de lleno se puede empezar a colocar una vez el concreto alcance el 80% de su resistencia a la compresión.
- ◆ Se procede a ubicar el material de lleno siguiendo las recomendaciones planteadas en los planos.
- ◆ La estructura se deberá construir monolíticamente evitando dejar juntas frías generadas por vaciados realizados en diferentes etapas.
- ◆ Todas las pilas deben tener un diámetro de 1,40 m, con una longitud efectiva de 12,0 m. El diámetro propuesto en este estudio es efectivo y no incluye el espesor de los anillos.
- ◆ El constructor deberá llevar un registro durante la excavación de cada pilote donde conste claramente su localización exacta en la obra, la fecha, condiciones atmosféricas, tipos de suelos, estratos atravesados, condiciones de permeabilidad de los estratos (localización, espesor, flujo de agua, estabilidad, etc.), existencia de bolas de roca y procedimientos para removerlas.
- ◆ El muro deberá tener lloraderos con un diámetro de 2" con una separación horizontal de 1,5 m y vertical de 1,0 m y una distribución al tresbolillo. Los lloraderos deben tener una inclinación con respecto a la vertical de 5°.
- ◆ Las pilas deben quedar desplantadas en el estrato roca Toi - Meteorizada III. Si a nivel de fundación el suelo posee características geotécnicas pobres o difiere de lo



esperado, las pilas deberán alargarse hasta encontrar el estrato de estrato previsto en los diseños.

- ◆ Una vez se encuentre el nivel y el suelo de cimentación, se procederá a vaciar un solado en concreto pobre de espesor no inferior a 0,05 m, con miras a garantizar una superficie de apoyo limpia y homogénea en las actividades de armado y vaciado.
- ◆ Las excavaciones para las fundaciones no deben permanecer expuestas a la intemperie durante períodos superiores a 24 horas. Si el vaciado no se puede realizar el mismo día en el que se ejecuta la excavación se dejará el nivel unos 0,20 m por encima de la cota de fundación, los cuales se retirarán antes del vaciado.
- ◆ El constructor debe contar con un sistema de bombeo que permita mantener las excavaciones en condiciones secas durante el proceso constructivo.
- ◆ El constructor de la cimentación debe tener experiencia en construcción de cimentaciones en el tipo de suelo que se espera encontrar, con mantos permeables y presencia de bolas de roca, etc. Debe prever los equipos necesarios para alcanzar la profundidad recomendada.
- ◆ Antes de construir cualquier obra proyectada, se deberá realizar el descapote del área a construir.
- ◆ Así mismo, se debe garantizar condiciones apropiadas de cimentación de las diferentes obras, retirando materiales orgánicos, lodos, desechos y otros materiales inadecuados. Se recomienda contar con el apoyo de un ingeniero Geotecnista que revise las condiciones del suelo.
- ◆ La ubicación de las obras es aproximada, por lo que en campo podrán hacerse ajustes según las condiciones de campo.
- ◆ Todas las unidades están dadas en metros, a menos que se indique otra unidad.

10.2.2 Terraplenes

- ◆ Antes de iniciar la construcción de los terraplenes, el terreno base de éste deberá estar desbrozado y limpio, y ejecutadas las demoliciones de estructuras que se requieran. Se deben realizar los trabajos de remoción de capa vegetal y retiro del material inadecuado (identificado por el constructor en campo). El descapote debe tener como mínimo 0,50 m de espesor.
- ◆ Previo a la construcción de los terraplenes, se deberá realizar una limpieza estricta del suelo de fundación, retirando materiales inorgánicos, lodos, desechos y otros materiales inadecuados. De ninguna manera se deberá iniciar la construcción de las obras sin esta actividad completamente realizada.
- ◆ Cuando el terreno base esté satisfactoriamente limpio y drenado, se deberá escarificar, conformar y compactar.



- ◆ Los taludes de los terraplenes deben tener una pendiente 2,4H:1,0V y su superficie deberá ser revegetalizados para garantizar su estabilidad a largo plazo. La revegetalización evita la erosión y formación de surcos, cárcavas.
- ◆ El material debe ser compactado con una densidad mínima equivalente al 95% del Próctor modificado en capas no mayores a 0,30 m.
- ◆ La conformación de los terraplenes se podrá realizar con material de préstamo que clasifique como arenas limosas o limos arenosos de baja plasticidad, los cuales deben cumplir con las siguientes especificaciones mínimas:
 - Tamaño máximo: 150 mm
 - Pasa tamiz No. 200: Menor o igual a 40% en peso.
 - CBR de laboratorio: Mayor o igual a 3,0% en el cuerpo del terraplén y mayor o igual al 6,0% en la corona del terraplén.
 - Expansión de prueba CBR: Menor a 2,0%.
 - Contenido de materia orgánica: Menor a 2,0%.
 - Límite líquido: Menor a 40%
 - Índice plástico: Menor o igual al 15%

10.2.3 Anclajes

- ◆ La configuración de los anclajes podrá ajustarse ligeramente de acuerdo con las condiciones encontradas durante construcción.
- ◆ Los anclajes deben tener una capacidad de trabajo mínima de 600 kN, repartidas en 5 torones de diámetro 5/8" (15,9mm), cuya resistencia será $F_y=1606,5\text{ MPa}$.
- ◆ Para la inserción del refuerzo en los anclajes activos se deben utilizar centradores, garantizando que los cables queden inmersos en la lechada. Los cables deben quedar a 0,15 m del fondo. Los cables se protegerán en un ducto de PVC y con lechada una vez tensados.
- ◆ La lechada de la inyección deberá tener una resistencia $f'_c=21\text{ MPa}$ y una relación agua - cemento de 0,45 en la cual se deberán utilizar aditivos expansivos y / o retardantes para permitir un proceso de bombeo adecuado, siempre y cuando no se reduzca su resistencia. La velocidad de inyección debe ser lenta. La presión de inyección será de 130 psi.
- ◆ Las pruebas de carga se llevarán hasta el 125% de la capacidad de diseño del anclaje y las pruebas de arrancamiento se realizarán hasta el 90% de la capacidad del cable. En todos los casos se realizará una fase de ensayo con carga sostenida durante al menos 30 min.



- ◆ Las pruebas de arrancamiento buscan verificar la capacidad máxima del anclaje y la longitud de empotramiento. Estas pruebas también permitirán ajustar la longitud definitiva de los anclajes. Deberán realizarse en los primeros anclajes y por lo menos en cinco sectores del área a intervenir. En caso de no lograrse la capacidad máxima del anclaje, se deberá dar aviso al diseñador.
- ◆ En las pilas del muro se instalarán drenes horizontales de L=25,0 m. Durante construcción se evaluará la necesidad de su construcción y en caso de observarse afloramientos de un caudal importante de agua durante construcción, deberán instalarse drenes horizontales adicionales.

10.3 HIDRÁULICO

10.3.1 Generales

- ◆ El canal bajante será con una configuración de escalones según la pendiente del tramo.
- ◆ Las aguas que escurran por la vía deberán ser captadas mediante cunetas y ser conducidas de manera controlada hasta la obra hidráulica más cercana.
- ◆ Las cunetas viales se construirán en concreto con una sección de 1,0 m de ancho y 0,30 m de alto.
- ◆ La pendiente longitudinal de las cunetas y filtros deben ser de mínimo 2,0 % e iniciar con una profundidad mínima de 0,20 m.
- ◆ La resistencia del concreto especificada para las cunetas y los canales propuestos será de f'_c 28 MPa.
- ◆ El descole de las obras de drenaje será en una zona de piedra pegada en la ladera inferior.
- ◆ En obra se debe garantizar un adecuado empalme y transición entre las obras existentes y las propuestas, esto con el fin de garantizar la estabilidad, funcionalidad y durabilidad de las obras propuestas.
- ◆ La ubicación de las obras podrá ser ajustadas levemente según las condiciones de campo. En caso de presentarse cambios importantes deberá ser consultado con el diseñador geotécnico e hidráulico

10.3.2 Manejo de aguas subsuperficiales

- ◆ El drenaje de la ladera superior, para evitar infiltraciones en la estructura de pavimento de la vía se puede atender con filtro cuneta, el filtro de tipo francés



- ◆ Para el drenaje subsuperficial de la ladera inferior adyacente y a la zona de lleno se recomienda hacer un sistema de espina de pescado que colecte el agua de toda el área aferente con filtros ramales y colectores.

10.3.3 Manejo de aguas superficiales

- ◆ Se recomienda hacer obras de limpieza y mantenimiento a las cunetas existentes con sus respectivos descoles.
- ◆ La cuneta vial propuesta será en sección en “ele” con un ancho mínimo de 1,0m.
- ◆ Para el descole de la cuenta vial derecha se propone un canal disipador con configuración escalonada.
- ◆ El descole del canal bajante se recomienda una zona de piedra pegada antes de la descarga a la quebrada.

En el tramo que no haya suficiente espacio para la construcción de la cuneta vial, se recomienda construir un bordillo con una altura mínima de 0,25 m para que el agua de escorrentía no rebose hacia la zona del lleno y genere posibles fenómenos de erosión.

10.4 ESTRUCTURAL

- ◆ antes de realizar los pedidos de material.
- ◆ Verificar cuidadosamente en obra las dimensiones de elementos y despiece, especialmente antes de pedidos y cortes de refuerzo.
- ◆ Los anclajes de 60 Ton solo podrán ser instalados cuando el concreto haya alcanzado al menos el 80% de la resistencia de diseño.
- ◆ Se presentan los parámetros de diseño en la Tabla 39

Tabla 39. Parámetros de Diseño

Nivel de Fundación			
Tipo de Suelo	Depósito de Vertiente Qv	Depósito Antrópico, Qan	Horizonte III de Roca Modera/Meteorizada
Peso Específico (γ)	18 kN/m ³	18 kN/m ³	24 kN/m ³
Parámetros para la Definición del Espectro de Aceleraciones de Diseño			
Coeficiente Aceleración Horizontal de Diseño (ah)	0,18 g		
Tipo de Perfil de Suelo	D		
Factor de Sitio para Periodos de Vibración Cortos (Fa)	1,5		
Coeficiente de Aceleración Horizontal Pico Efectiva (PGA)	0,15		
Suelo de Relleno			
Coeficiente de Empuje Activo (ka)	0,33		
Coeficiente de Mononobe Okabe	0,726		



- ◆ Norma empleadas para diseño: CCP-14 y NSR-10.
- ◆ Se debe garantizar que las pilas alcancen el nivel de desplante definido en los planos y que el suelo de fundación corresponda al recomendado en este informe.
- ◆ El tamaño máximo de agregado para concreto de pilotes 1/2" (12,7 mm).
- ◆ El constructor deberá verificar las longitudes de las barras y sus ganchos antes de instalar el refuerzo.
- ◆ Las longitudes de barra se calculan a partir de la longitud de gancho (G) únicamente para efecto de cantidades.
- ◆ No se permite ningún tipo de soldadura en el acero de refuerzo.
- ◆ Traslados y ganchos de barras según la norma.
- ◆ La longitud de las barras incluye el gancho de doblez, el cual es estándar.
- ◆ A continuación, se presenta las especificaciones de concreto y acero en Tabla 40.

Tabla 40. Especificaciones Concreto - Acero

Elemento Estructural	TIPO
Concreto Vástago, Viga, Pantalla y Pilas	$f'_c=28 \text{ MPa (4000 psi)}$
Concreto de Limpieza	$f'_c=14,5 \text{ MPa (2100 psi)}$
ACEROS	
Acero de Refuerzo	$f_y=420 \text{ MPa}$

- ◆ El constructor deberá verificar las longitudes de las barras y sus ganchos antes de instalar el refuerzo.
- ◆ El espesor del recubrimiento según norma es: 50 mm si el concreto está en contacto con el aire y 75 mm si está en contacto con la tierra.
- ◆ Durante el vaciado de las pilas, dejar tubería de 1/2" en PVC embebida en el concreto, esto con la finalidad de emplearla como guía a la hora de realizar las perforaciones para la instalación de los anclajes.
- ◆ Durante la perforación para la instalación de los anclajes, se debe procurar por no fracturar el concreto de las pilas.
- ◆ Previo al vaciado de la pantalla, se deberá preparar la superficie de la pila, demoliendo el anillo y retirando el recubrimiento en el tramo a intervenir. La superficie escarificada, deberá ser debidamente humedecida para evitar la pérdida de agua en la mezcla de concreto. Se deberá emplear epóxico tipo Hilti RE 500 o similar.



11. REFERENCIAS

- Ref. 1. ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS. 2010. "Normas de Diseño y Construcción Sismo Resistente". Ed. AIS. Colombia.
- Ref. 2. CRUDEN, D.M. 1991. A Simple definition of a landslide: Bulletin of the International Association of Engineering Geology, v. 43, p.27-29.
- Ref. 3. DAS, BRAJA M. 2001. "Principios de Ingeniería de Cimentaciones" Ed. Thomson S.A. México.
- Ref. 4. EARTH. 2017. www.googleearth.com. Consultado en octubre de 2017.
- Ref. 5. EARTH DATA NASA. 2015. Modelo de Elevación Digital de Alta Resolución (HighRes-DEM). Base de Datos Alaska Satellite Facility. Disponible en: <https://vertex.daac.asf.alaska.edu/>.
- Ref. 6. EARIO PASQUALINI. 1983. "Standard Penetration Test". Departamento di Ingenieria Structurale Politecnico-Torino. Italia.
- Ref. 7. GONZALEZ, ÁLVARO J. (1999). Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT. X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana. SCI -SCG – 1999.
- Ref. 8. HANDBOOK OF GEOTECHNICAL INVESTIGATION ADN DESIGN TABLES. 2007. Burt Look. Taylor & Francis. London.
- Ref. 9. INGEOMINAS. 1999, "Plano Geológico de Antioquia. Escala 1:400,000".
- Ref. 10. JIMÉNEZ SALAS. "Geotecnia y Cimientos III, Primera Parte".
- Ref. 11. JOSEPH, BOWLES. 1988. "Foundation Analysis and Design" Ed. McGraw-Hill International. Singapore.
- Ref. 12. MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. 2010. "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-2010". República de Colombia.
- Ref. 13. POULUS, H.G. AND DAVIS, E.H. 1980. "Pile Foundation Analysis and Design" Ed. John Wiley and Sons.
- Ref. 14. ROCSIENCE, INC. Slide. 2D Limit Equilibrium Slope Stability for Soil and Rock Slopes. 1989-2003. Toronto (Ontario), Canadá.
- Ref. 15. SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO. 2012, "Geología de la Plancha 388 Pitalito de 1998 Ingeominas. Escala 1:100.000".
- Ref. 16. SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO. 2003, "Memoria Explicativa. Geología de la Plancha 388 Pitalito, de 1998 Ingeominas. Escala 1:100.000"



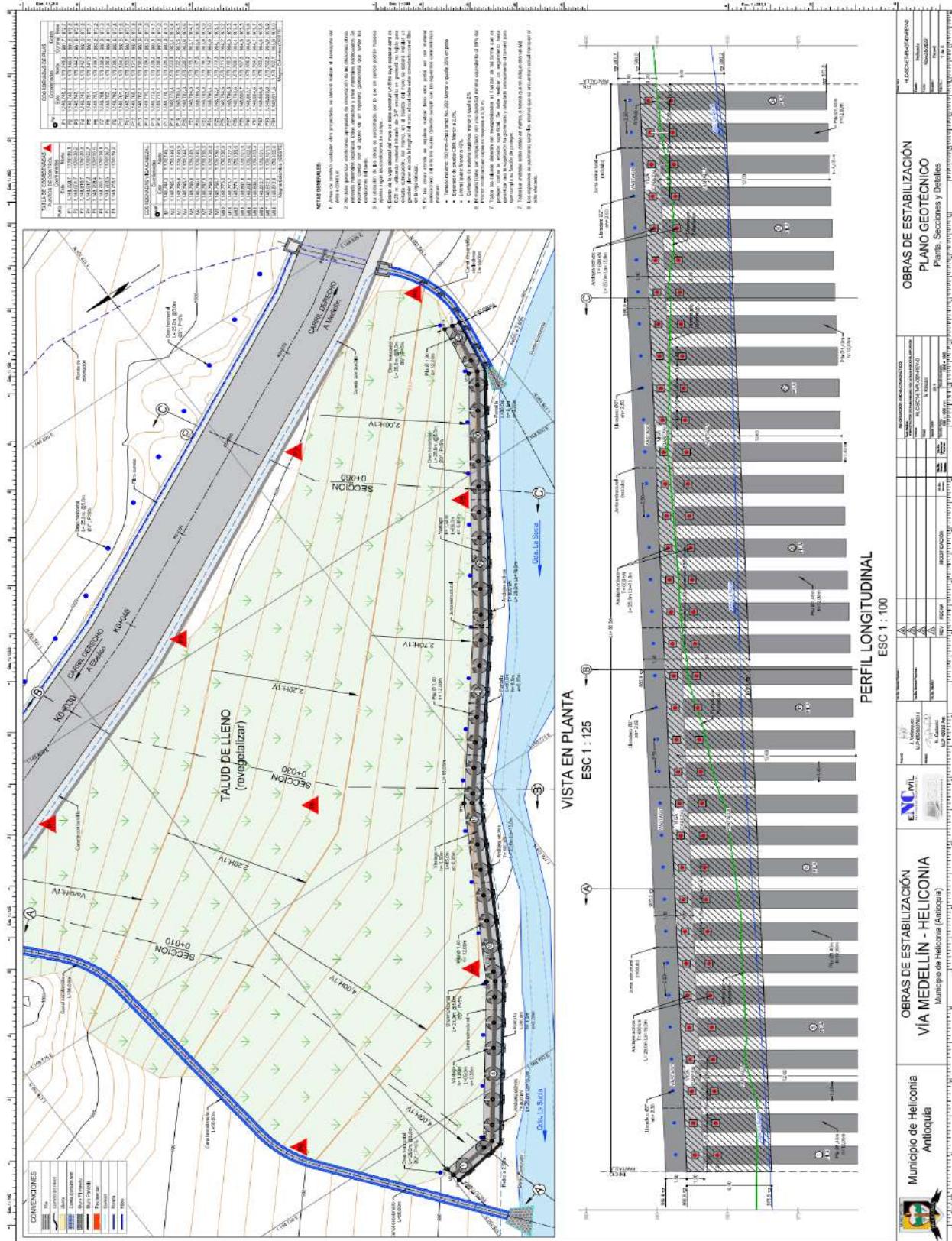
ANEXO 1. PLANOS

ENCIVIL ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	EKO INGENIERO CONSULTOR	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022 Pág. 152



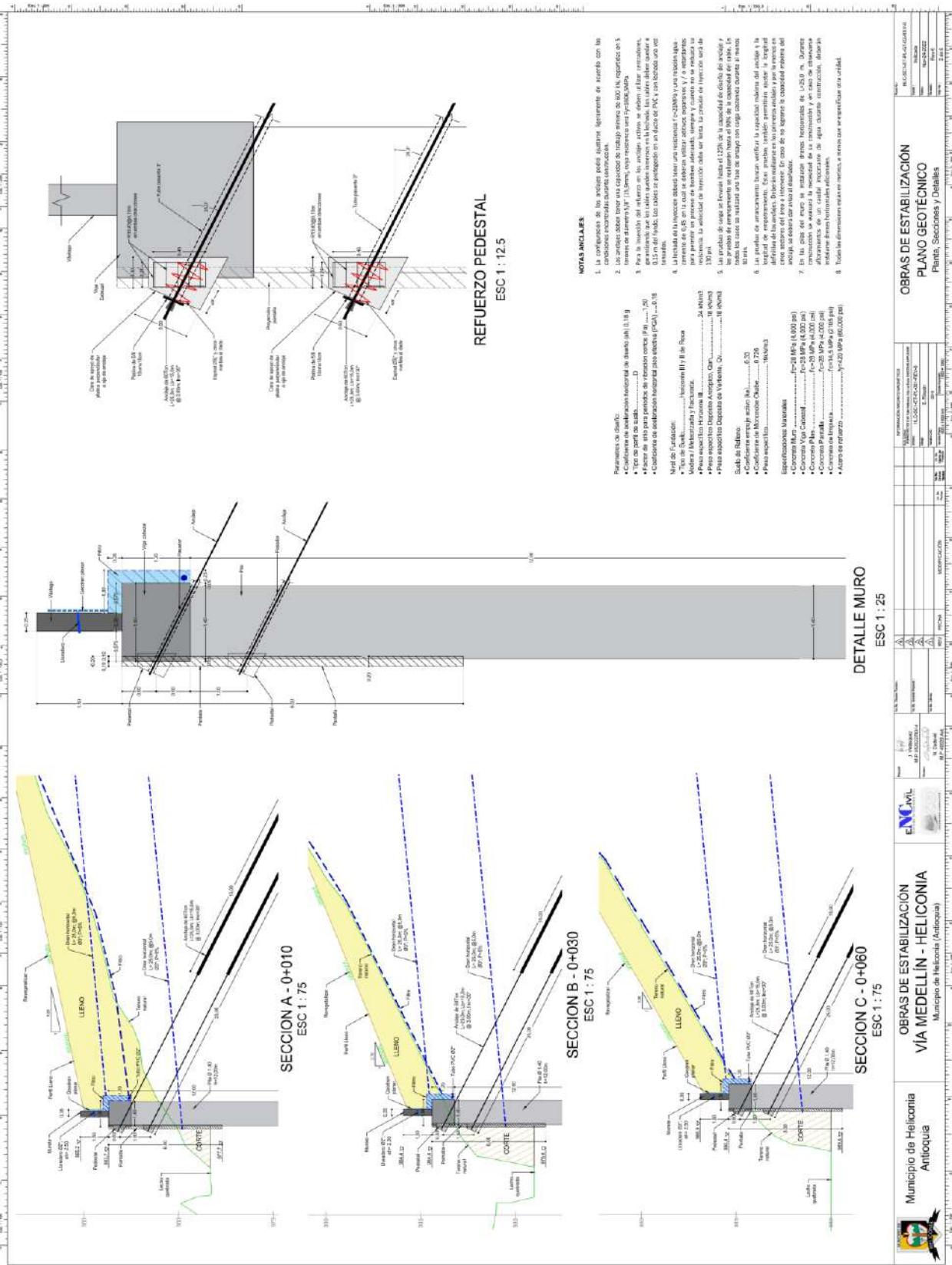
DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN SITIO CRÍTICO HELICONIA

Antioquia, Heliconia





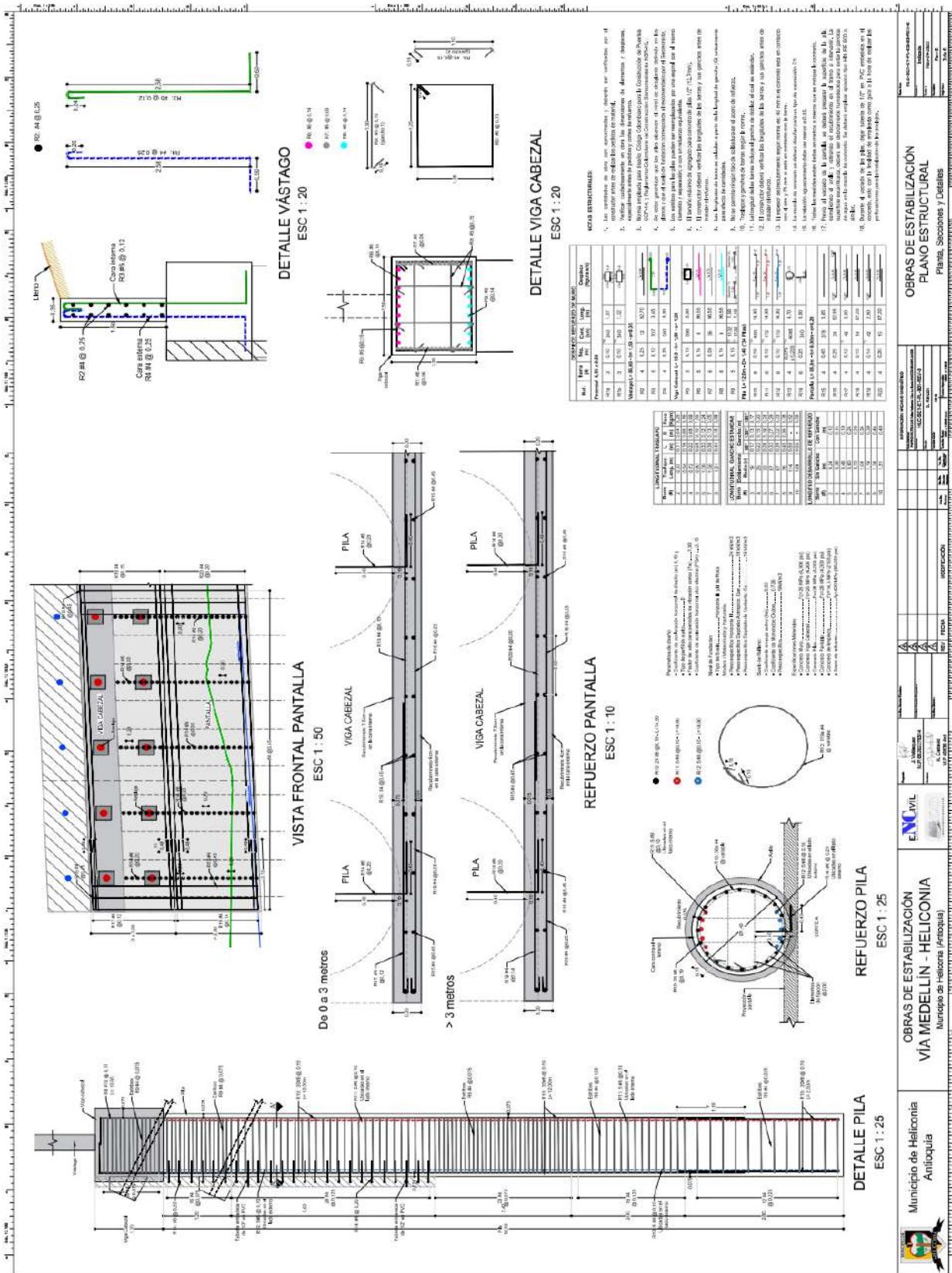
DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN
SITIO CRÍTICO HELICONIA
Antioquia, Heliconia





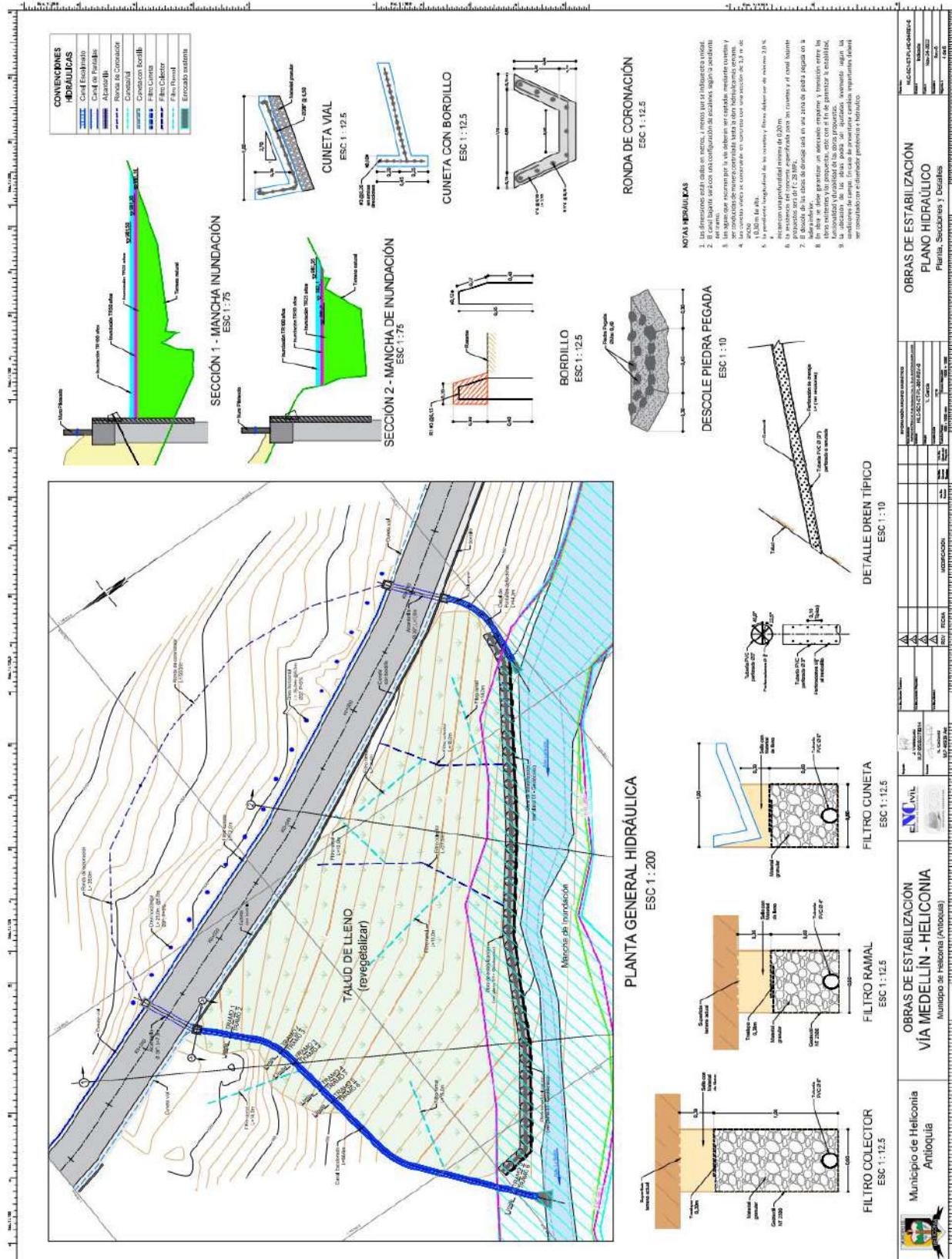
DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN SITIO CRÍTICO HELICONIA

Antioquia, Heliconia



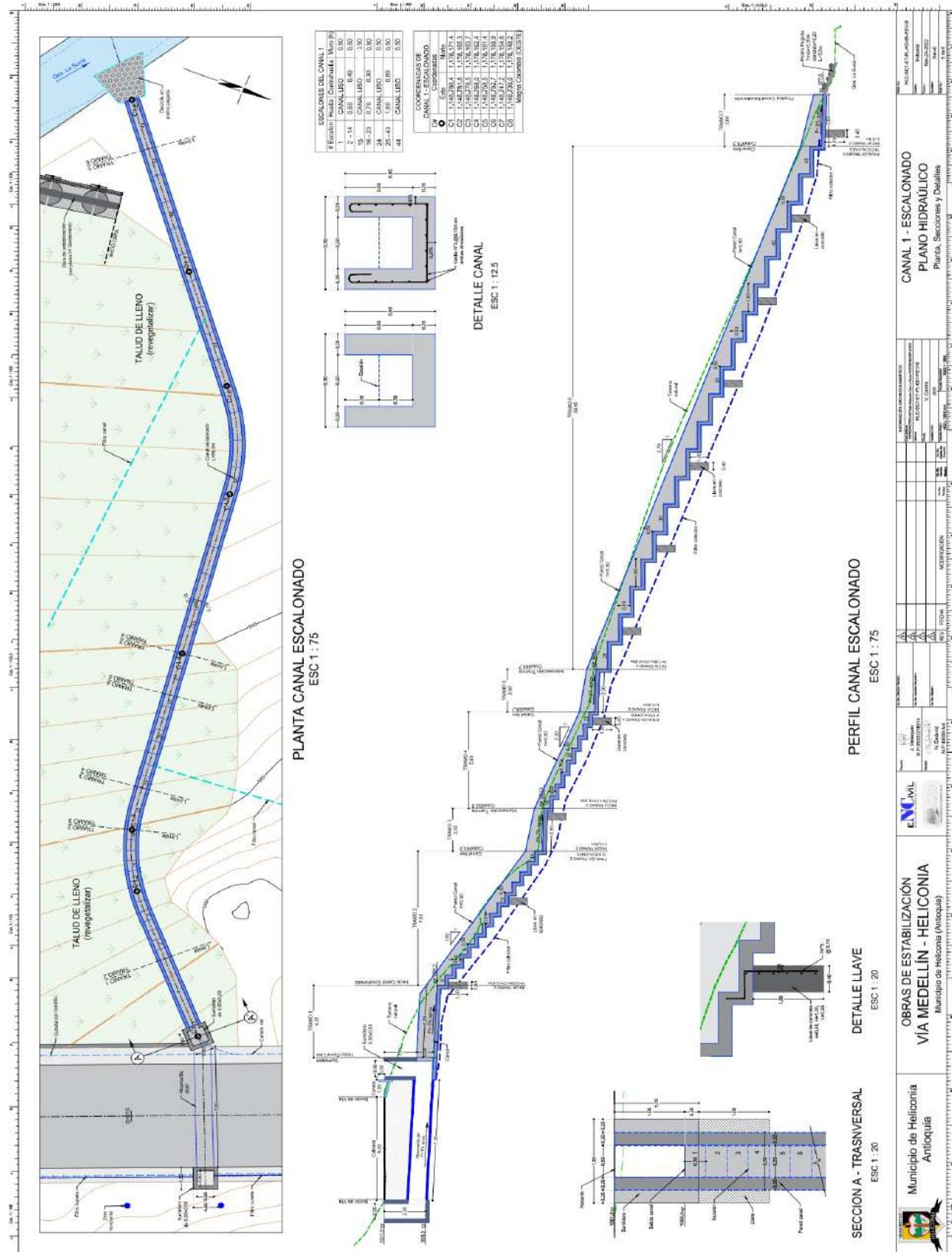


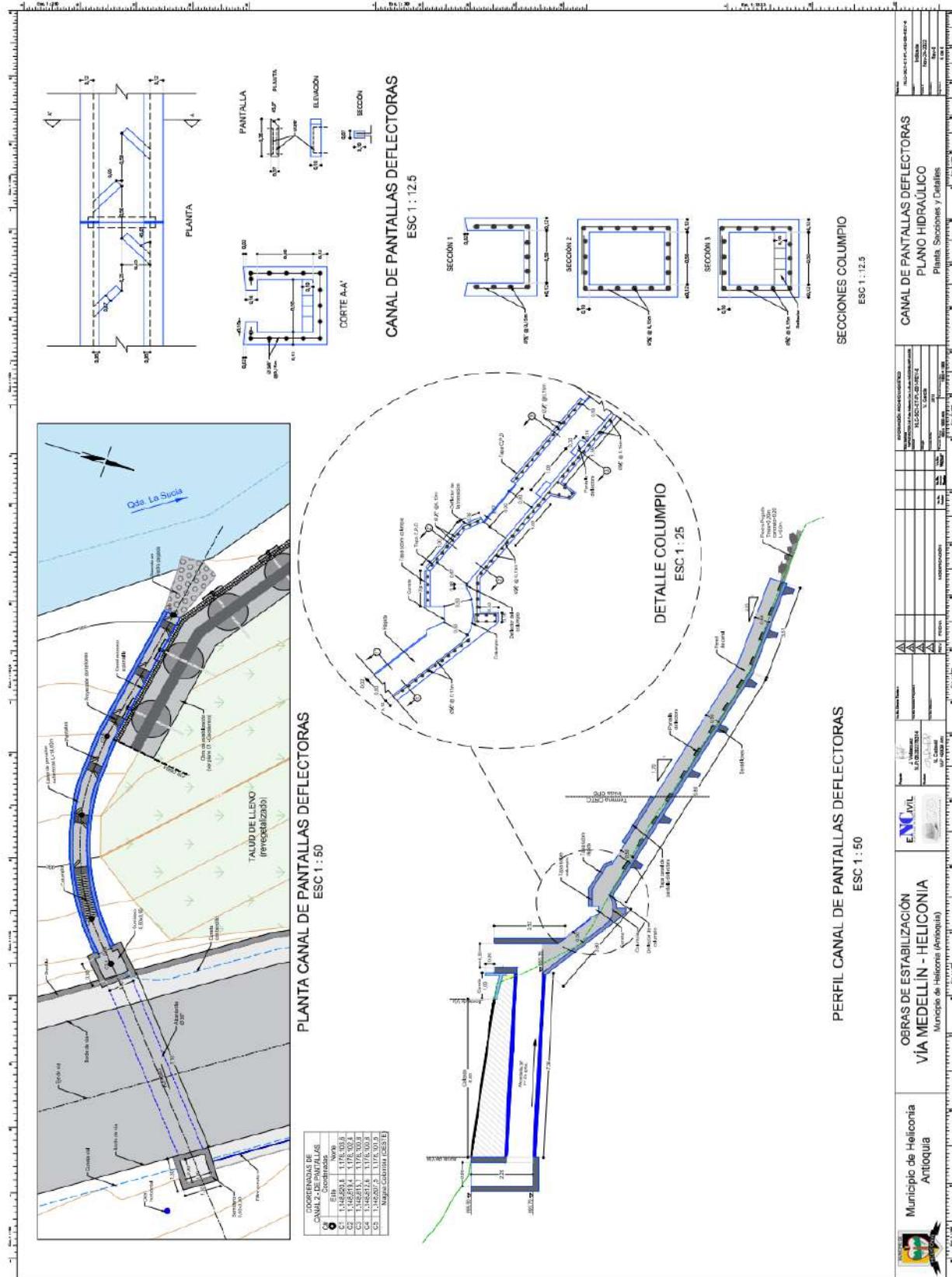
DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN
SITIO CRÍTICO HELICONIA
Antioquia, Heliconia





DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN
SITIO CRÍTICO HELICONIA
Antioquia, Heliconia







ANEXO 2. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

ENCIVIL ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
Nov-24-2022	Pág. 159



REGISTRO DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Proyecto Ubicación Coordenadas Cota		FALLO HELICONIA HELICONIA N: 6°12'18.80"; O: 75°43'58.42"		ENCIVIL S.A.S. Jorge Baron Nelson Cadavid Olber Redondo		Perforación No. Inicio perforació Fin perforación Máquina		P1 16/08/2022 20/08/2022 Perry
Profundidad [m]	Caja N.	Síndico	Origen	Nº Muestra Profundidad	Muestreo Corona	SPT	Resumen de resultados de ensayos	
0				M0 0.00-0.30m	PL	100		
1				M1 0.30-0.75m	SPT	4 4 6 10 44 0		
2				M2 0.75-1.00m	NQ	32 0		
3				M3 1.00-2.50m	NQ	40 0		
4				M4 2.50-4.00m	NQ	27 0		
5				M5 4.00-5.50m	NQ	43 0		
6				M6 5.50-7.00m	NQ	33 0		
7				M7 7.00-8.50m	NQ	33 20		
8				M8 8.50-10.00m	NQ	33 12		
9				M9 10.00-11.50m	NQ	40 17		
10				M10 11.50-13.00m	NQ	27 11		
11				M11 13.00-14.50m	NQ	20 0		
12				M12 14.50-15.00m	NQ	20 0		
13								
14								
15								

Caja No. 1
TRANSICIÓN SUELROCA
FORMACION AMAGÁ, TOI-IV.
N.F= 5,00 m

Observaciones

El avance a rotación se representa en la gráfica con un valor asumido de Nept >80 para ilustrar el cambio en la resistencia del material a lo largo de toda la perforación.
MR=Muestra de recubro SB=Shelby. Muestreador a rotación=Se indica el diámetro de la barrena SPT=Muestreador estándar LV=Muestra levada
Perfil de meteorización según Dearman (1986)



REGISTRO DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Proyecto	FALLO HELICONIA			Perforador	ENCIVIL S.A.S.		Perforación No.	P2
Ubicación	HELICONIA			Describió	Jorge Baron		Inicio perforación	24/08/2022
Coordenadas	N: 6°12'19.13"; O: 75°43'59.22"			Revisó	Nelson Cadavid		Fin perforación	24/08/2022
Cota				Operador	Olber Redondo		Máquina	Petty
Profundidad [m]	Caja No.	Nº Muestra Profundidad	Muestreador o Corona	SPT	Resistencia [%]	Resumen de resultados de ensayos		
	Símbolo	Nivel freático		Golpes / 0.15 m	[Golpes/pie]	Humedad natural, t _{in} [%]	Fijo unido seco, Y _d [kN/m ³]	
0					ROD [%]	c' [kPa]	Compresión simple, q _s [kPa]	
1						U	Límite líquido [%]	
2						U _p	Límite plástico [%]	
3						I _{LI}	Indice plástico [%]	
4						I _{LP}	Pasa T200 [%]	
5						C	Clasificación U.S.C.S.	
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								

DEPÓSITO ANTROPICO, Qan.
ARENA LIMOSA, gris pardo, humedad moderada localmente alta, plasticidad baja, compacidad suelta. Se observan clastos de roca menores a 3 cm de diámetro principalmente de cuarzo, estos clastos en su mayoría son angulosos hasta un 50% el resto tiene a ser sub redondeado. También se tiene presencia de finos granos de carbon y otro tipo de materia orgánica.

DEPÓSITO ANTROPICO, Qan.

DEPÓSITO DE VERTIENTE, Qv.
ARCILLA ARENOSA, gris claro con zonas amarillo claro, humedad alta, plasticidad alta, consistencia blanda. Se observan fragmentos de roca, carbon y varios trozos de plantas.

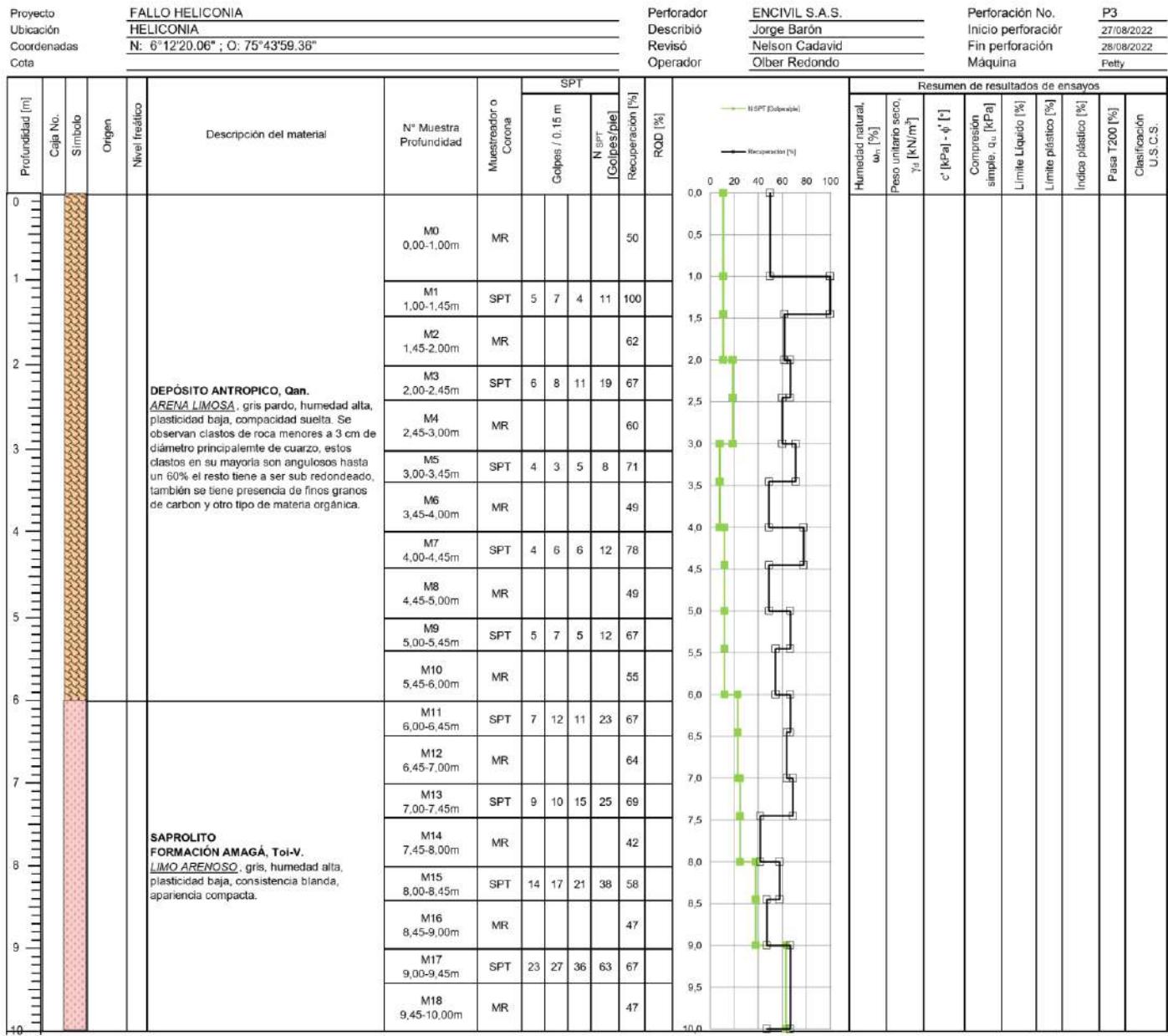
TRANSICIÓN SUELTO-ROCA FORMACIÓN AMAGÁ, TOI-IV.
ARENISCA Y LIMOLITA, gris claro a gris verdoso, humedad nula, plasticidad nula. Consiste de testigos de roca con los cuales se pueden romper con las manos con algo de facilidad.

Observaciones

El avance a rotación se representa en la gráfica con un valor asumido de N_{pt}=80 para ilustrar el cambio en la resistencia del material a lo largo de toda la perforación.
MR=Muestra de recobro SHB=Shabtay Muestreador a rotación=Se indica el diámetro de la barrena SPT=Muestreador estándar LV=Muestra lavada
Perfil de meteorización según Dearman (1986)



REGISTRO DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO



Observaciones

El avance a rotación se representa en la gráfica con un valor asumido de $N_{SPT}=80$ para ilustrar el cambio en la resistencia del material a lo largo de toda la perforación.
MR=Muestra de recobro SH=Shelby Muestreador a rotación=Se indica el diámetro de la báscula SPT=Muestreador estándar LV=Muestra lavada
Perfil de meteorización según Dearman (1986)



ANEXO 3. FOTOS DE MUESTRAS

ENCIVIL ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	EKO INGENIERO CONSULTOR	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022 Pág. 163



Muestras Recuperadas Perforación P-1



Muestras Recuperadas Perforación P-2



Muestras Recuperadas Perforación P3

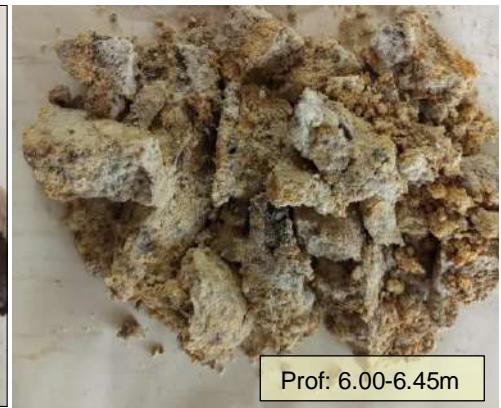
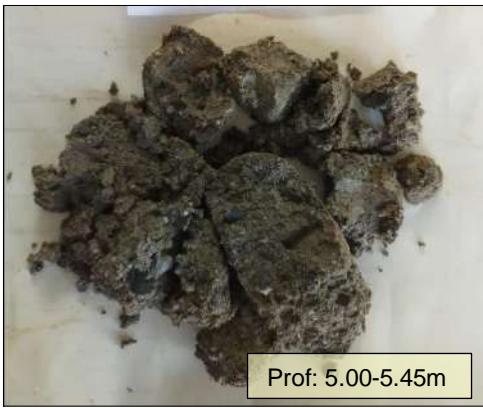




Foto 21. Muestras Recuperadas Perforación P3 (Continuación)





ANEXO 4. ENSAYOS DE LABORATORIO

ENCIVIL ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
Nov-24-2022	Pág. 168



ENSAYO DE CLASIFICACION
LIMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACION
NORMAS I.N.V. E-122 - E-123 - E-125 - E-126

PROYECTO: FALLO HELICONIA
CLIENTE: ALCALDIA HELICONIA
LOCALIZACIÓN: HELICONIA, ANTIOQUIA P-1
DESCRIPCIÓN: ARENA ARCILLOSA Y GRAVA COLOR GRIS OSCURO

FECHA ENSAYO: 13/09/2022
MUESTRA: M-3
PROFUNDIDAD (m): 1.00 - 2.50

HOJA 1 DE 1

HUMEDAD NATURAL		
ENSAYO	1	2
Vaso #	14N	22N
P1 gramos	349,70	310,20
P2 gramos	317,00	283,20
P3 gramos	38,90	41,60
% Humedad	11,8	11,2

LIMITES DE CONSISTENCIA

LIMITE LIQUIDO			
ENSAYO	1	2	3
No Golpes	35	26	15
Vaso #	9	17	44
P1 gramos	39,80	40,60	38,80
P2 gramos	35,50	35,60	33,80
P3 gramos	13,70	13,60	13,50
% Humedad	19,7	22,7	24,6

LIMITE PLASTICO			
ENSAYO	1	2	3
Vaso #	24	34	48
P1 gramos	40,00	41,70	38,40
P2 gramos	36,90	38,30	35,50
P3 gramos	13,60	13,50	13,60
% Humedad	13,3	13,7	13,2

GRADACION						
TAMIZ	mm	PESO RETENIDO	PORCENTAJE			ESPECIFIC.
			RETENIDO	RET. ACUM.	PASA	
61/2"	165,10	0,0	0,0	0,0	100,0	
6"	152,40	0,0	0,0	0,0	100,0	
51/2"	139,70	0,0	0,0	0,0	100,0	
5"	127,00	0,0	0,0	0,0	100,0	
41/2"	114,30	0,0	0,0	0,0	100,0	
4"	101,60	0,0	0,0	0,0	100,0	
31/2"	88,90	0,0	0,0	0,0	100,0	
3"	76,20	0,0	0,0	0,0	100,0	
21/2"	63,50	0,0	0,0	0,0	100,0	
2"	50,80	0,0	0,0	0,0	100,0	
11/2"	38,10	0,0	0,0	0,0	100,0	
1"	25,40	0,0	0,0	0,0	100,0	
3/4"	19,05	84,3	16,2	16,2	83,8	
1/2"	12,70	12,6	2,4	18,6	81,4	
3/8"	9,53	17,9	3,4	22,1	77,9	
#4	4,76	47,3	9,1	31,2	68,8	
10	2,00	56,9	10,9	42,1	57,9	
20	0,84	48,5	9,3	51,5	48,5	
40	0,42	34,2	6,6	58,1	41,9	
60	0,25	28,8	5,5	63,6	36,4	
100	0,149	21,8	4,2	67,8	32,2	
200	0,074	28,4	5,5	73,3	26,7	
P/200	P/0,074	139,0	26,7	100,0	0,0	

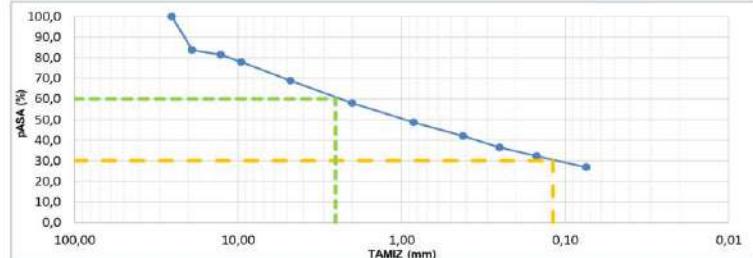
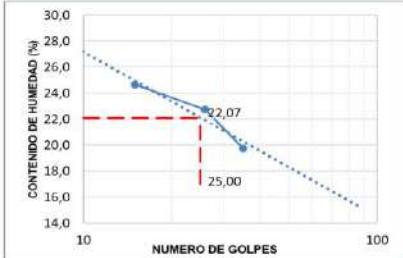
RESULTADOS

Humedad Natural 11,5
Límite Líquido 22
Límite Plástico 13
Indice de Plasticidad 9

Gravas 31,19 %
Arenas 42,06 %
Finos 26,75 %

Indice de Grupo 0
A.A.S.H.T.O. A-2-4
U.S.C.S. SC

Cu 0,00
Cc 0,00
D60 2,54
D30 0,12
D10 0,00



FOTOGRAFIA



OBSERVACIONES:

ELABORÓ: *Henry Vera*
Henry Alberto Vera Yepes
Laboratorista
APROBÓ: *Nelson Cadavid Cañola*
Nelson Cadavid Cañola
Director Técnico
Laboratorio@encivil.com.co

ENCIVIL GESTIONES EN INGENIERIA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		SITIO CRITICO HELICONIA	Nov-24-2022



**ENsayo de Clasificación
Límites de Consistencia y Gradación
Normas I.N.V. E-122 - E-123 - E-125 - E-126**

PROYECTO: FALLO HELICONIA
CLIENTE: ALCALDIA HELICONIA
LOCALIZACIÓN: HELICONIA, ANTIOQUIA P-2
DESCRIPCIÓN: ARENA ARCILLOSA Y GRAVA COLOR GRIS

FECHA ENSAYO: 13/09/2022
MUESTRA: M-12
PROFUNDIDAD (m): 5.45 - 6.00

HOJA 1 DE 1

HUMEDAD NATURAL		
ENSAYO	1	2
Vaso #	55N	
P1 gramos	205,00	
P2 gramos	178,20	
P3 gramos	30,90	
% Humedad	18,2	

LÍMITES DE CONSISTENCIA		
ENSAYO	1	2
No Golpes	35	26
Vaso #	7	8
P1 gramos	32,40	34,90
P2 gramos	28,10	29,70
P3 gramos	13,50	13,50
% Humedad	29,5	32,1
		35,3

LÍMITE PLÁSTICO		
ENSAYO	1	2
Vaso #	19	20
P1 gramos	32,30	30,60
P2 gramos	29,60	28,10
P3 gramos	13,50	13,60
% Humedad	16,8	17,2
		16,8

GRADACION						
PULGADA	TAMIZ mm	PESO RETENIDO	PORCENTAJE			ESPECIFIC.
			RETENIDO	RET. ACUM.	PASA	
61/2"	165,10	0,0	0,0	0,0	100,0	
6"	152,40	0,0	0,0	0,0	100,0	
51/2"	139,70	0,0	0,0	0,0	100,0	
5"	127,00	0,0	0,0	0,0	100,0	
41/2"	114,30	0,0	0,0	0,0	100,0	
4"	101,60	0,0	0,0	0,0	100,0	
31/2"	88,90	0,0	0,0	0,0	100,0	
3"	76,20	0,0	0,0	0,0	100,0	
21/2"	63,50	0,0	0,0	0,0	100,0	
2"	50,80	0,0	0,0	0,0	100,0	
11/2"	38,10	0,0	0,0	0,0	100,0	
1"	25,40	0,0	0,0	0,0	100,0	
3/4"	19,05	0,0	0,0	0,0	100,0	
1/2"	12,70	10,3	7,0	7,0	93,0	
3/8"	9,53	3,3	2,2	9,2	90,8	
#4	4,76	15,1	10,3	19,5	80,5	
10	2,00	15,5	10,5	30,0	70,0	
20	0,84	11,6	7,9	37,9	62,1	
40	0,42	8,6	5,8	43,7	56,3	
80	0,25	7,4	5,0	48,7	51,3	
100	0,149	6,4	4,3	53,1	46,9	
200	0,074	9,6	6,5	59,6	40,4	
P/200	P/0,074	59,5	40,4	100,0	0,0	

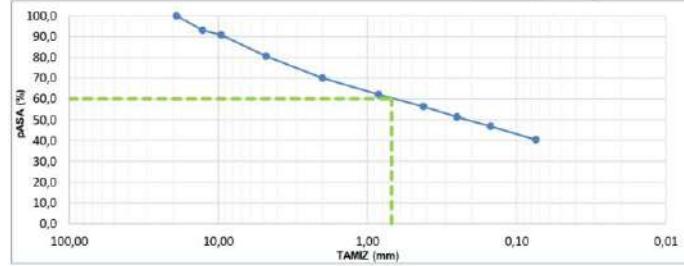
RESULTADOS

Humedad Natural 18,2
Límite Líquido 32
Límite Plástico 17
Indice de Plasticidad 15

Gravas 19,48 %
Arenas 40,12 %
Finos 40,39 %

Indice de Grupo 2
A.A.S.H.T.O. A-6
U.S.C.S. SC

Cu 0,00
Cc 0,00
D60 0,69
D30 0,00
D10 0,00



FOTOGRAFIA



OBSERVACIONES:

ELABORÓ:
Henry Alberto Vera Yepes
Laboratorista

APROBÓ:
Nelson Cadavid Cañola
Director Técnico
Laboratorio@encivil.com.co



ENSAYO DE CLASIFICACION
LIMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACION
NORMAS I.N.V. E-122 - E-123 - E-125 - E-126

PROYECTO: FALLO HELICONIA
CLIENTE: ALCALDIA HELICONIA
LOCALIZACIÓN: HELICONIA, ANTIOQUIA P-2
DESCRIPCIÓN: ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA Y GRAVA
COLOR GRIS

FECHA ENSAYO: 13/09/2022
MUESTRA: M-16
PROFUNDIDAD (m): 7.45 - 8.00

HOJA 1 DE 1

HUMEDAD NATURAL		
ENSAYO	1	2
Vaso #	6B	
P1 gramos	327,30	
P2 gramos	276,70	
P3 gramos	25,00	
% Humedad	20,1	

GRADACION				
PULGADA	mm	P1 =	P2 =	ESPECIFICO.
		PESO RETENIDO	PORCENTAJE	
61/2"	165,10	0,0	0,0	100,0
6"	152,40	0,0	0,0	100,0
51/2"	139,70	0,0	0,0	100,0
5"	127,00	0,0	0,0	100,0
41/2"	114,30	0,0	0,0	100,0
4"	101,80	0,0	0,0	100,0
31/2"	88,90	0,0	0,0	100,0
3"	76,20	0,0	0,0	100,0
21/2"	63,50	0,0	0,0	100,0
2"	50,80	0,0	0,0	100,0
11/2"	38,10	0,0	0,0	100,0
1"	25,40	0,0	0,0	100,0
3/4"	19,05	0,0	0,0	100,0
1/2"	12,70	3,8	1,5	98,5
3/8"	9,53	7,4	2,9	95,6
#4	4,76	18,4	7,3	11,8
10	2,00	20,7	8,2	88,2
20	0,84	15,2	6,0	80,0
40	0,42	13,0	5,2	68,8
60	0,25	12,9	5,1	63,7
100	0,149	12,1	4,8	41,1
200	0,074	15,6	6,2	47,3
P/200	P/0,074	132,6	52,7	52,7

LIMITE PLASTICO			
ENSAYO	1	2	
Vaso #	25	27	40
P1 gramos	42,80	48,20	44,40
P2 gramos	38,70	43,50	40,20
P3 gramos	13,50	13,60	13,60
% Humedad	16,3	15,7	15,8

RESULTADOS

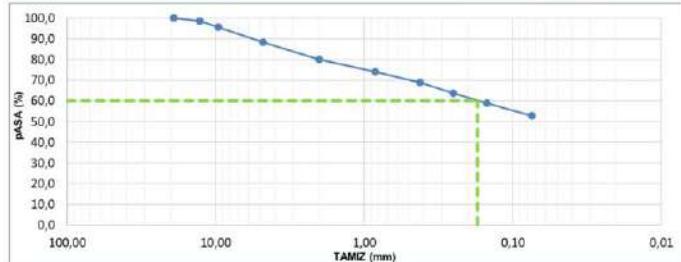
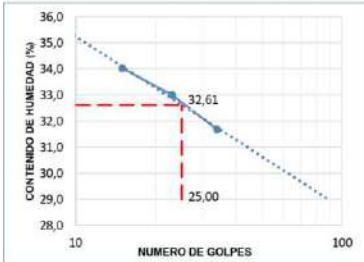
Humedad Natural 20,1
Límite Líquido 33
Límite Plástico 16
Indice de Plasticidad 17

Gravas 11,76 %
Arenas 35,56 %
Finos 52,68 %

Índice de Grupo 6
A.A.S.H.T.O. A-6
U.S.C.S. CL

Cu 0,00
Cc 0,00
D60 0,17
D30 0,00
D10 0,00

CLASIFICACION



FOTOGRAFIA



OBSERVACIONES:

ELABORÓ:
Henry Vera
Henry Alberto Vera Yepes
Laboratorista

APROBÓ:
Nelson Cadavid Cañola
Director Técnico
Laboratorio@encivil.com.co



ENSAYO DE CLASIFICACION
LIMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACION
NORMAS I.N.V. E-122 - E-123 - E-125 - E-126

PROYECTO: FALLO HELICONIA
CLIENTE: ALCALDIA HELICONIA
LOCALIZACIÓN: HELICONIA, ANTIOQUIA P-3
DESCRIPCIÓN: ARENA ARCILLOSA Y GRAVAS COLOR PARDO GRISÁCEO

FECHA ENSAYO: 13/09/2022
MUESTRA: M-3
PROFUNDIDAD (m): 2.00 - 2.45

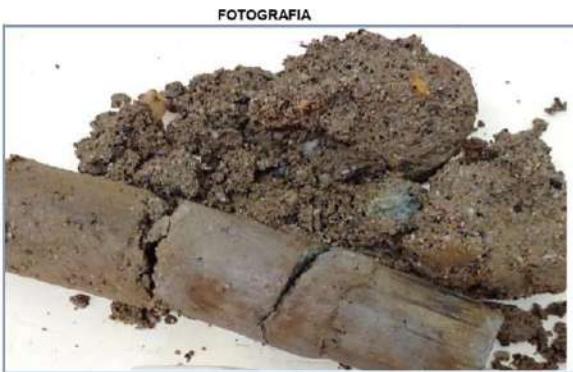
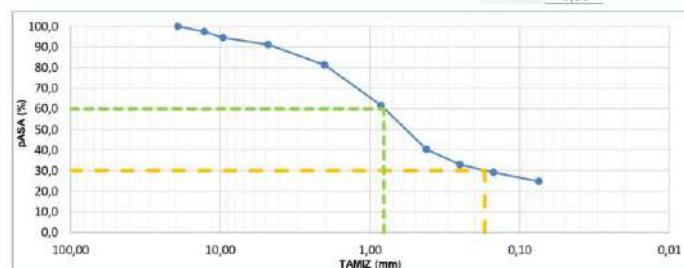
HOJA 1 DE 1

HUMEDAD NATURAL		
ENSAYO	1	2
Vaso #	39	
P1 gramos	495,60	
P2 gramos	438,60	
P3 gramos	53,80	
% Humedad	14,8	

GRADACION		
TAMIZ	P1 = 384,8 g	P2 = 289,9 g
PULGADA mm	PESO RETENIDO	PORCENTAJE ESPECIF.
61/2"	165,10	0,0
6"	152,40	0,0
51/2"	139,70	0,0
5"	127,00	0,0
41/2"	114,30	0,0
4"	101,60	0,0
31/2"	88,90	0,0
3"	76,20	0,0
21/2"	63,50	0,0
2"	50,80	0,0
11/2"	38,10	0,0
1"	25,40	0,0
3/4"	19,05	0,0
1/2"	12,70	10,0
3/8"	9,53	11,1
#4	4,76	13,3
10	2,00	37,9
20	0,84	9,8
40	0,42	19,6
60	0,25	21,3
100	0,149	28,4
200	0,074	14,5
P/200	P/0,074	17,3

LIMITE PLASTICO			
ENSAYO	1	2	3
Vaso #	5	16	35
P1 gramos	39,90	44,00	39,20
P2 gramos	36,30	39,80	35,70
P3 gramos	13,60	13,50	13,70
% Humedad	15,9	16,0	15,9

RESULTADOS		
Humedad Natural	14,8	
Límite Líquido	27	
Límite Plástico	16	
Indice de Plasticidad	11	



OBSERVACIONES:

ELABORÓ:
Henry Alberto Vera Yepes
Laboratorista

APROBÓ:
Nelson Cadavid Cañola
Director Técnico
Laboratorio@encivil.com.co



ENSAYO DE CLASIFICACION
LIMITES DE CONSISTENCIA Y GRADACION
NORMAS I.N.V. E-122 - E-123 - E-125 - E-126

PROYECTO: FALLO HELICONIA
CLIENTE: ALCALDIA HELICONIA
LOCALIZACIÓN: HELICONIA, ANTIOQUIA P-3
DESCRIPCIÓN: ARENA ARCILLO-LIMOSA COLOR PARDO CLARO

FECHA ENSAYO: 13/09/2022
MUESTRA: M-11
PROFUNDIDAD (m): 6,00 - 6,45

HOJA 1 DE 1

HUMEDAD NATURAL		
ENSAYO	1	2
Vaso #	43	
P1 gramos	280,80	
P2 gramos	256,60	
P3 gramos	56,90	
% Humedad	12,1	

LIMITES DE CONSISTENCIA			
ENSAYO	1	2	3
No Golpes	35	24	15
Vaso #	35	30	32
P1 gramos	41,30	44,50	47,60
P2 gramos	37,60	40,00	42,10
P3 gramos	13,50	13,60	13,60
% Humedad	15,4	17,0	19,3

LIMITE PLASTICO			
ENSAYO	1	2	3
Vaso #	12A	17A	20A
P1 gramos	41,60	41,00	38,40
P2 gramos	38,80	38,30	36,00
P3 gramos	17,90	18,30	18,10
% Humedad	13,4	13,5	13,4

GRADACION		
TAMIZ	P1 = 199,7 g	P2 = 123,2 g
PULGADA	mm	PESO
RETIENIDO	RET. ACUM.	ESPECIF.
61/2"	165,10	0,0
6"	152,40	0,0
51/2"	139,70	0,0
5"	127,00	0,0
41/2"	114,30	0,0
4"	101,60	0,0
31/2"	88,90	0,0
3"	76,20	0,0
21/2"	63,50	0,0
2"	50,80	0,0
11/2"	38,10	0,0
1"	25,40	0,0
3/4"	19,05	0,0
1/2"	12,70	0,0
3/8"	9,53	4,4
#4	4,76	3,6
10	2,00	10,4
20	0,84	5,2
40	0,42	18,0
60	0,25	9,0
100	0,149	21,3
200	0,074	10,7
P/200	P/0,074	23,8
		11,9
		40,8
		50,2
		50,2
		49,8
		61,7
		38,3
		100,0
		0,0

RESULTADOS

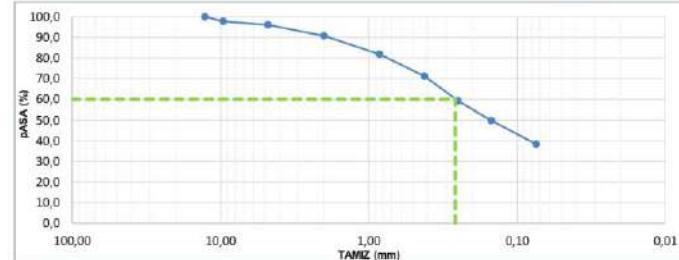
Humedad Natural 12,1
Límite Líquido 17
Límite Plástico 13
Índice de Plasticidad 4

Gravas 4,01 %
Arenas 57,69 %
Finos 38,31 %

Índice de Grupo 0
A.A.S.H.T.O. A-4
U.S.C.S. SC-SM

Cu 0,00
Cc 0,00
D60 0,26
D30 0,00
D10 0,00

CLASIFICACION



FOTOGRAFIA



OBSERVACIONES:

ELABORÓ:
Henry V
Henry Alberto Vera Yepes
Laboratorista

APROBÓ:
Nelson Cadavid Cañola
Director Técnico
Laboratorio@encivil.com.co



COMPRESIÓN INCONFINADA
NORMA INV E- 152-13

PROYECTO: **FALLO HELICONIA**
CLIENTE: **ALCALDIA DE HELICONIA**
LOCALIZACION: **HELICONIA, ANTIOQUIA**
DESCRIPCION: **ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA Y GRAVA COLOR GRIS**

FECHA : **13/09/2022**
PROF (m): **7,45 - 8,00**
MUESTRA: **M-16**

HUMEDAD NATURAL	
ENSAYO	1
Vaso #	52N
P1 gramos	495,90
P2 gramos	411,90
P3 gramos	30,40
% Humedad	22,02

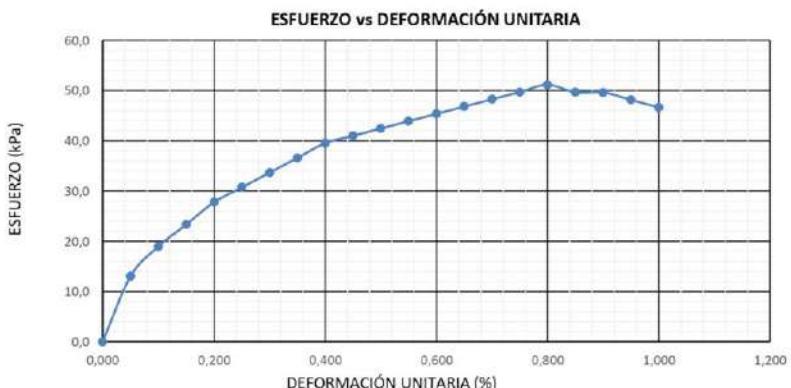
RESISTENCIA DE COMPRESIÓN	
Diámetro Superior (cm)	5,46
Diámetro Medio (cm)	5,42
Diámetro Inferior (cm)	5,52
Diámetro Promedio (cm)	5,47
Área (cm ²)	23,47
Altura (cm)	10,60
Volumen (cm ³)	248,79
Relacion H / D	1,939
Peso de la muestra (g)	465,50
Velocidad promedio (mm/min)	
Peso Unitario (kN/m ³)	18,35

Resistencia a compresión inconfinada, qu (kPa)	51,17
--	--------------

Deformación (mm)	Deformación unitaria (%)	Def Anillo (0,0001")	Carga (kN)	Área Corr (m ²)	Esfuerzo (kPa)
0,000	0,000	0,0	0,00	0,002347	0,0
0,050	0,047	7,0	0,03	0,002348	13,0
0,100	0,094	11,0	0,04	0,002349	18,9
0,150	0,142	14,0	0,05	0,002350	23,4
0,200	0,189	17,0	0,07	0,002352	27,8
0,250	0,236	19,0	0,07	0,002353	30,7
0,300	0,283	21,0	0,08	0,002354	33,7
0,350	0,330	23,0	0,09	0,002355	36,6
0,400	0,377	25,0	0,09	0,002356	39,5
0,450	0,425	26,0	0,10	0,002357	41,0
0,500	0,472	27,0	0,10	0,002358	42,5
0,550	0,519	28,0	0,10	0,002359	43,9
0,600	0,566	29,0	0,11	0,002360	45,4
0,650	0,613	30,0	0,11	0,002362	46,8
0,700	0,660	31,0	0,11	0,002363	48,3
0,750	0,708	32,0	0,12	0,002364	49,7
0,800	0,755	33,0	0,12	0,002365	51,2
0,850	0,802	32,0	0,12	0,002366	49,7
0,900	0,849	32,0	0,12	0,002367	49,6
0,950	0,896	31,0	0,11	0,002368	48,2
1,000	0,943	30,0	0,11	0,002369	46,7



OBSERVACIONES:



ELABORÓ:

Henry Alberto Vera Yepes
Laboratorista

APROBÓ:

Nelson Cadavid Cañola
Director Técnico

Laboratorio@encivil.com.co



ENCIVIL GESTIONES EN INGENIERIA CIVIL	ENSAYOS DE PESO ESPECIFICO Y HUMEDAD DE ABSORCIÓN NORMA NTC - 1974 INVIAIS E-128 NTC - 176 - 237 INVIAIS E-222 E-223
---	---

PROYECTO: FALLO HELICONIA
CLIENTE: ALCALDIA HELICONIA
LOCALIZACIÓN: HELICONIA, ANTIOQUIA P-2
DESCRIPCIÓN: ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA Y GRAVA
COLOR GRIS

FECHA ENSAYO: 14/00/2022
MUESTRA: M-16
PROFUNDIDAD m: 7,45 - 8,00

DETERMINACION		A	B	PROMEDIO	A	B	PROMEDIO
ARENA O CASCAJO	Peso SSS (g)						
	Peso de la muestra (g)						
	Frasco Nº	3	4				
	Temperatura (°C)	23,0	23,0	23,00			
PICNOMETRO PASA MALLA Nº4	Peso SSS (g)						
	Peso de la muestra (g)	95,40	90,00	92,70			
	Peso Frasco + Agua (g)	679,30	690,10	684,70			
	Peso Frasco + Agua + Muestra(g)	737,20	744,80	741,00			
	PESO MUESTRA EN AGUA (g)	57,90	54,70	56,30			
POR INMERSION PASA MALLA Nº4	Peso Canastilla en Agua (g)						
	Peso de la muestra + Canastilla(g)						
	PESO MUESTRA EN AGUA (g)						
	Humedad de Absorción %						
	P.E Bulk						
	P.E Bulk SSS						
	P.E Aparente	2,544	2,550	2,547			
	Volumen (cm3)	37,500	35,300	36,400			

OBSERVACIONES:

ELABORÓ:

Henry Alberto Vera Yepes
Laboratorista

APROBÓ:

Nelson Cadavid Cañola
Director Técnico

Laboratorio@encivil.com.co



**ENSAYO DE PESO UNITARIO DE SUELOS
(ASTM D-7263-09)**

PROYECTO: FALLO HELICONIA
CLIENTE: ALCALDIA HELICONIA
LOCALIZACIÓN: HELICONIA, ANTIOQUIA P-2
DESCRIPCIÓN: ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON ARENA Y GRAVA
COLOR GRIS

FECHA ENSAYO: HOJA 1 DE 1
13/09/2022
MUESTRA: M-16
PROFUNDIDAD (m): 7.45 - 8.00

METODO A DESPLAZAMIENTO DE AGUA	
Masa especimen húmedo (g) Mt	N/A
Masa especimen con parafina (g) Mc	N/A
Masa especimen con parafina sumergido en Agua (g) Msub	N/A
Densidad de la parafina (g/cm ³) pp	N/A
Temperatura de ensayo (°C)	N/A
Densidad del agua a temperatura (g/cm ³) pw	N/A
Densidad del especimen (g/cm ³) pm = Mt /[((Mc-Msub)/pw)-((Mc-Mt)/pp)]	N/A

METODO B MEDIDA DIRECTA	
Masa especimen húmedo (g) Mt	408,10
Diametro superior (cm)	5,22
Diametro superior (cm)	5,25
Diametro superior (cm)	5,24
Diametro promedio (cm) D	5,24
Altura 1 (cm)	9,57
Altura 2 (cm)	9,54
Altura 3 (cm)	9,52
Altura promedio (cm) H	9,54
Volumen especimen (cm ³) V = (π*D ² /4)*H	205,54
Densidad del especimen (g/cm ³) pm = Mt / V	1,985

OBSERVACIONES:

ELABORÓ:

Henry Alberto Vera Yepes
Laboratorista

APROBO:

Nelson Cadavid Cañola
Director Técnico

Laboratorio@encivil.com.co



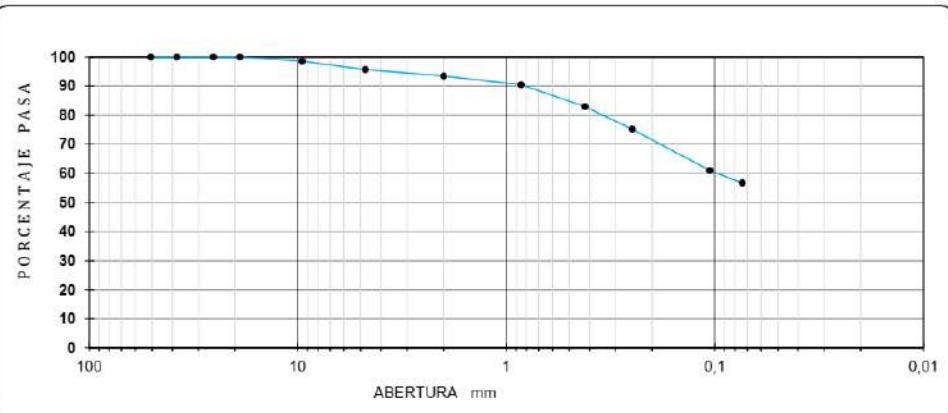
DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN
SITIO CRÍTICO HELICONIA
Antioquia, Heliconia

PROYECTO: Fallo Heliconia
LOCALIZACIÓN: Heliconia, Antioquia
DESCRIPCIÓN MUESTRA: Limo Arcilloso de Baja Compresibilidad
PROFUNDIDAD: 8,00m- 8,45m

CÓDIGO: P3
MUESTRA No. M15
FECHA : 2022/09/13
CONSECUTIVO : 2009

Peso Seco Inicial (g):		255,0	Peso seco después de Lavado (g):		110,5
TAMIZ		Peso retenido individual (g)	% Retenido individual	% Retenido acumulado	% Pasa
Pulgadas	mm				
2"	50,8	0,0	0,0	0,0	100,0
11/2 "	38,1	0,0	0,0	0,0	100,0
1"	25,4	0,0	0,0	0,0	100,0
3/4"	19,0	0,0	0,0	0,0	100,0
3/8"	9,5	3,6	1,4	1,4	98,6
No. 4	4,76	7,3	2,9	4,3	95,7
Nº 10	2,00	5,7	2,2	6,5	93,5
Nº 20	0,85	7,8	3,1	9,6	90,4
Nº 40	0,420	19,0	7,5	17,0	83,0
Nº 60	0,250	19,8	7,8	24,8	75,2
Nº 140	0,106	36,2	14,2	39,0	61,0
No. 200	0,074	11,0	4,3	43,3	56,7
Fondo	0	0,1	0,0	43,3	56,7
TOTAL		110,5	% Error		0,01

Grava (%): 4,3 Arena (%): 39,0 Pasa 200 (%): 56,7



LÍMITES DE CONSISTENCIA (%)	CLASIFICACIÓN S.I.U.C.		
Límite Líquido	Límite Plástico	Índice plástico	CL- ML
18	13	5	CL- ML

HUMEDAD NATURAL INV E-122-13 (%)
6,70

Observaciones: _____

ELABORÓ: *Lucierna S.*

Lucierna Sucerquía
Laboratorista

APROBÓ: *G. Velásquez*

Germán A. Velásquez
Director Técnico

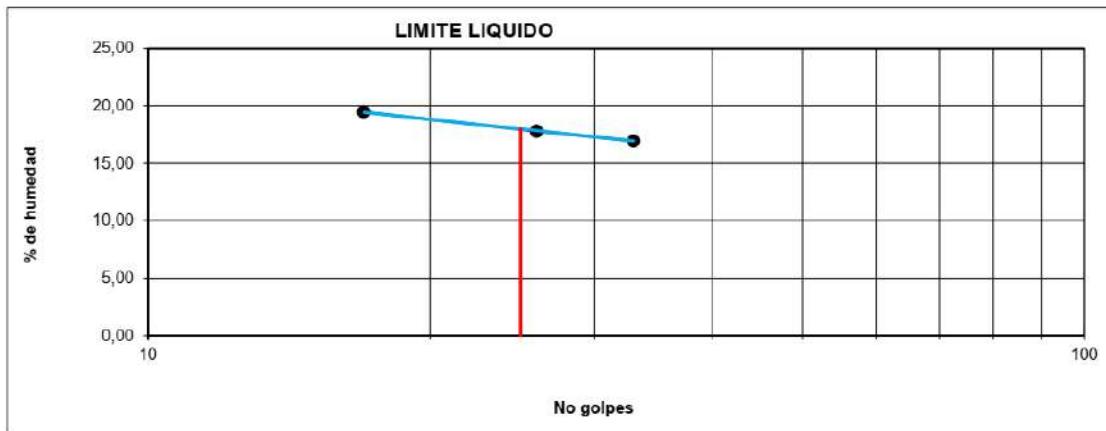


DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN
SITIO CRÍTICO HELICONIA
Antioquia, Heliconia

PROYECTO:	Fallo Heliconia	CÓDIGO	P3
LOCALIZACIÓN:	Heliconia, Antioquia	MUESTRA No.	M15
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Limo Arcilloso de Baja Compresibilidad	FECHA	2022/09/13
PROFUNDIDAD:	8,00m- 8,45m	CONSECUITIVO:	2009

LIMITE LIQUIDO INV E-125-13			
Número de golpes	33	26	17
Peso tara (g)	23,16	28,10	17,40
Peso de tara + suelo húmedo (g)	40,21	39,17	28,15
Peso de tara + suelo seco (g)	37,74	37,50	26,40
% de humedad	16,94	17,77	19,44

LIMITE PLASTICO INV E-126-13		
Prueba No.	1	2
Peso Tara (g)	28,87	24,96
Peso de tara + suelo húmedo (g)	30,20	26,36
Peso de tara + suelo seco (g)	30,05	26,20
% de humedad	12,71	12,90



Pasa 200 (%)	56,7
LL % =	18,0
LP % =	12,8
IP % =	5,2

HUMEDAD NATURAL INV E-122-13	
Tara No.	1
Peso Tara (g)	111,9
Peso Tara + Sh (g)	280,6
Peso Tara + Ss (g)	270,0
% humedad	6,70

Observaciones: _____

ELABORÓ:


Luciana S.

Luciana Sucerquia
Laboratorista

APROBÓ:


Germán A. Velásquez

Director Técnico



PESO UNITARIO DE SUELOS (ASTM D-7263-09)

FT-GT-28_V01_16/09/2020

PROYECTO:	Fallo Heliconia	CÓDIGO:	P3
LOCALIZACIÓN:	Heliconia, Antioquia	MUESTRA No.	M15
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Limo Arcilloso de Baja Compresibilidad	FECHA :	2022/09/13
PROFUNDIDAD:	8,00m- 8,45m	CONSECUITIVO	2009

MÉTODO A DESPLAZAMIENTO DE AGUA	
Masa especimen húmedo (g) Mt	N/A
Masa especimen con parafina (g) Mc	N/A
Masa especimen con parafina sumergido en Agua (g) Msub	N/A
Densidad de la parafina (g/cm ³) p p	N/A
Temperatura de ensayo (°C)	N/A
Densidad del agua a temperatura de ensayo (g/cm ³) pw	N/A
Densidad del especimen (g/cm ³) pm = Mt /[(Mc-Msub)/pw] - [(Mc-Mt)/pp]	N/A

MÉTODO B MEDIDA DIRECTA	
Masa especimen húmedo (g) Mt	95,2
Diametro superior (cm)	3,07
Diametro superior (cm)	3,07
Diametro superior (cm)	3,06
Diametro promedio (cm) D	3,07
Altura 1 (cm)	7,43
Altura 2 (cm)	7,42
Altura 3 (cm)	7,42
Altura promedio (cm) H	7,42
Volumen especimen (cm ³) V = (π*D²/4)*H	54,81
Densidad del especimen (g/cm ³) pm = Mt/V	1,737

Observaciones:

ELABORÓ: 
Luciana Sucerquia
Laboratorista

APROBÓ: 
Germán A. Velásquez
Director Técnico



 CIVIL INGENIERÍA Y CONSULTORÍA DE OBRAS CIVILES	DETERMINACIÓN DE LA GRAVEDAD ESPECIFICA DE PARTICULAS SOLIDAS DE LOS SUELOS Y DEL LLENANTE MINERAL, EMPLEANDO UN PICNOMETRO CON AGUA INV E 128-13 FT-GT-30_V01_16/09/2020
--	--

PROYECTO:	Fallo Heliconia	CÓDIGO	P3
LOCALIZACIÓN:	Heliconia, Antioquia	MUESTRA No.	M15
DESCRIPCIÓN MUESTRA:	Limo Arcilloso de Baja Compresibilidad	FECHA:	2022/09/13
PROFUNDIDAD:	8,00m- 8,45m	CONSECUTIVO*:	2009

DETERMINACIÓN No.	1	2	PROMEDIO
Picnometro número	1	2	
T (°c)	23,3	23,1	
W ₀ (g)	359,93	354,92	
W ₁ (g)	385,3	380,3	
W ₂ (g)	40,0	39,9	
W ₀ + W ₂ - W ₁	14,63	14,52	
G _t = W ₂ / (W ₀ +W ₂ -W ₁)	2,734	2,749	
K	0,99926	0,99931	
G _{20°C} = G _t x K	2,732	2,747	2,740

Donde:

K = Coeficiente de corrección por temperatura (Tabla 128-2)

W₀ = Masa del picnómetro más agua a la temperatura del ensayo, en gramos (curva de calibración).

W₂ = Masa del suelo seco, en gramos

W₁ = Masa del picnómetro + agua + suelo, en gramos

T (°C) = Temperatura de ensayo

G_t = Gravedad Específica de partículas sólidas a temperatura de ensayo.

G_{20°C} = Gravedad Específica de partículas sólidas a 20°C.

OBSERVACIONES:

ELABORÓ: 
Luciana Sucerquia

Laboratorista

APROBÓ: 
Germán A. Velásquez
Director Técnico



Direct Shear Test

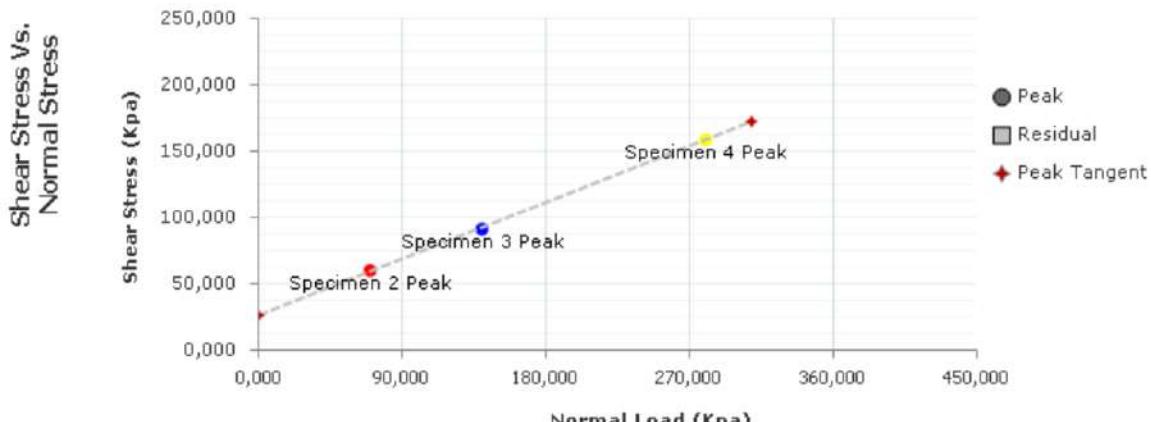
CD

Project: FALLO HELICONIA

Project Number: P3 M15 PF 8.00m- 8.45m

Location: HELICONIA, ANTIOQUIA

Client Name: ALCALDIA HELICONIA



C (Kpa): 26,745

Residual C (Kpa): NA

Phi (°): 25,2

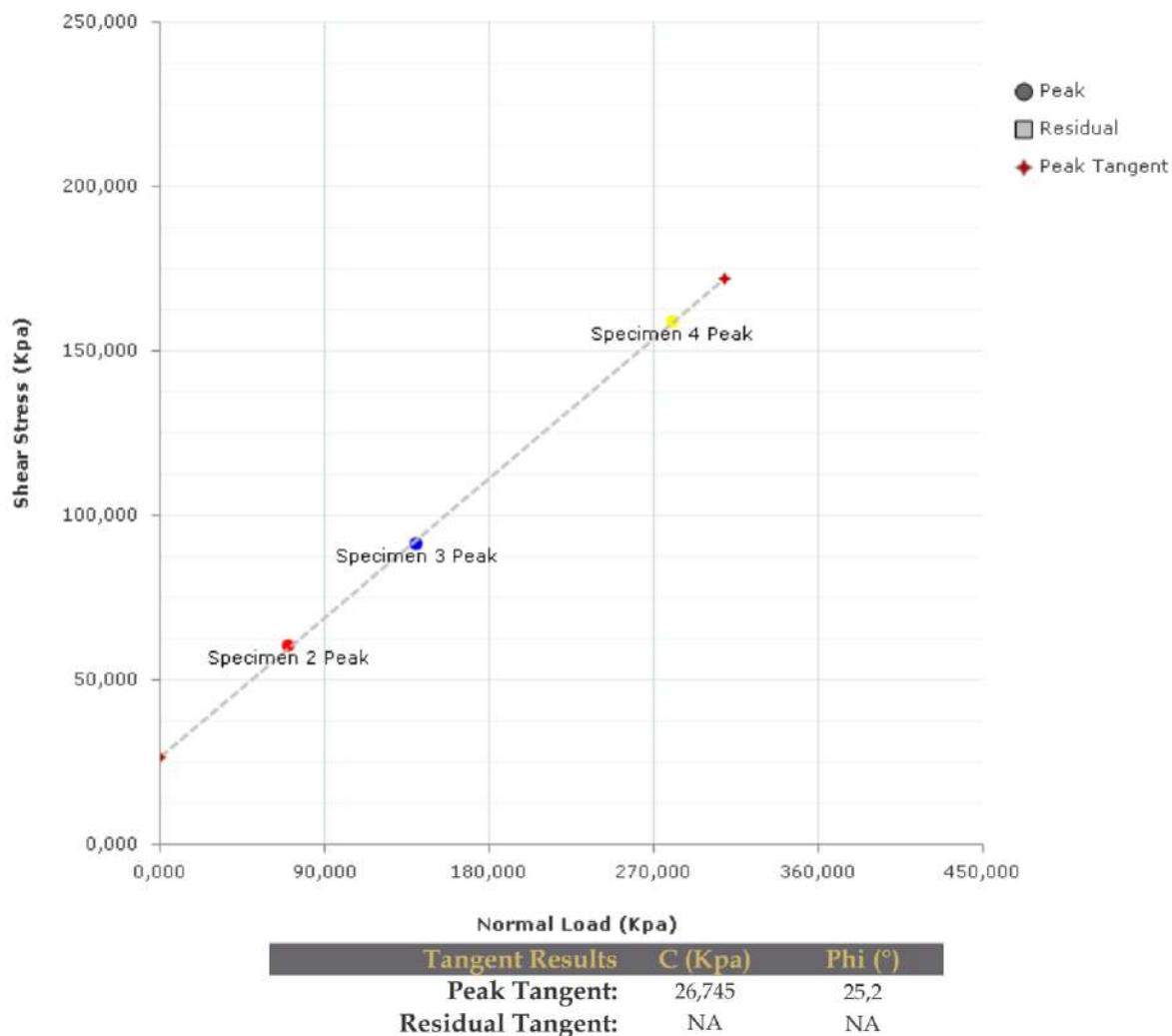
Residual Phi (°): NA

	Specimen Number							
Initial	1	2	3	4	5	6	7	8
Moisture (%):	6,7	6,7	6,7	6,7				
Dry Density (g/cm³):	1,723	1,743	1,798					
Void Ratio:	0,591	0,572	0,524					
Saturation (%):	31,1	32,1	35,0					
Diameter (mm):	50,610	50,290	50,300					
Height (mm):	30,680	30,150	30,140					
Final	1	2	3	4	5	6	7	8
Moisture (%):	13,5	13,0	13,3					
Dry Density (g/cm³):	1,619	1,645	1,694					
Void Ratio:	0,692	0,665	0,618					
Saturation (%):	53,5	53,7	58,8					
Height (mm):	30,680	30,150	30,140					
Normal Stress (Kpa):	70,000	140,000	280,000					
Peak Shear Stress (Kpa):	60,293	91,700	158,796					
Residual Stress (Kpa):	NA	NA	NA					
Horizontal Deformation (%):	15,1	9,5	13,3					
Rate (mm/min):	0,40028	0,42158	0,77150					



Direct Shear Test - Shear Stress Vs. Normal Stress

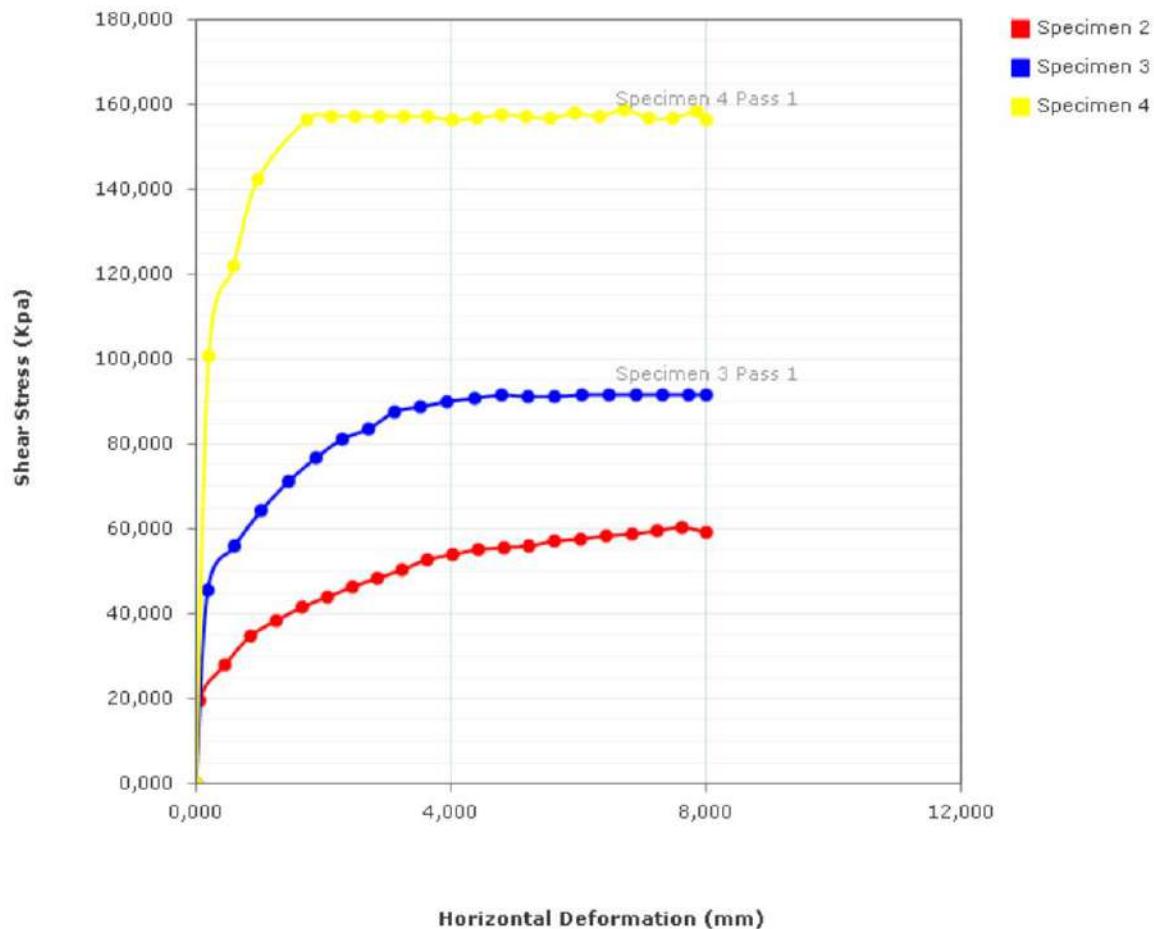
CD





Graph - Stress Deformation

CD



REGISTRO FOTOGRÁFICO

SPECIMEN 1



SPECIMEN 2



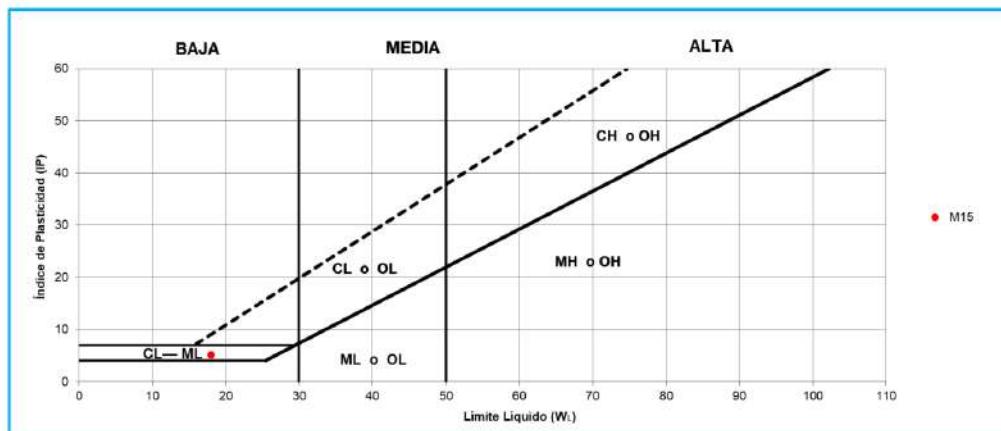
SPECIMEN 3



TABLA RESUMEN DE RESULTADOS

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	HUMEDAD NATURAL %	LL %	LP%	IP%	% GRAVA	% ARENAS	% FINOS	CLASIFICACIÓN SUCS	C (Kpa)	ϕ^*	GRAVEDAD ESPECIFICA	PESO UNIDAD (g/cm³)
P3	M15	8,00m-8,45m	6,7	17,98	12,81	5,17	4,3	39,0	56,7	CL-ML	26,745	25,2	2,740	1,737

ÁBACO DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE





ANEXO 5. MEMORIAS DE CÁLCULO GEOTÉCNICO

ENCIVIL SAS GESTIONES EN INGENIERIA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. 185



Esfuerzos en el Muro

ENCIVIL ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	EKO INGENIERO CONSULTOR	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022 Pág. 186

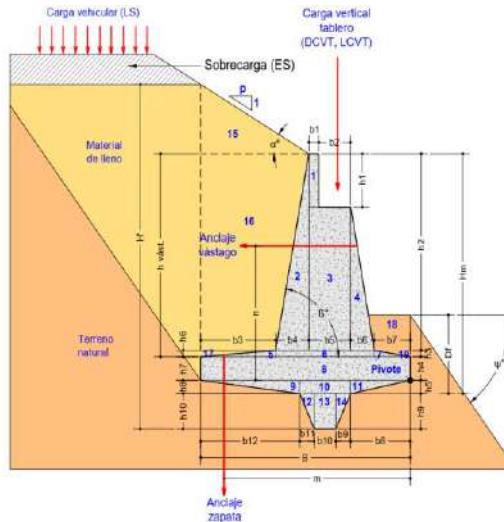


PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE MATERIALES

Suelo lleno			Suelo de cimentación		
$\gamma h =$	19	kN/m ³	$\gamma h =$	18	kN/m ³
$\gamma_{sat} =$	20	kN/m ³	$\gamma_{sat} =$	19	kN/m ³
$\phi =$	30	°	$\phi =$	26	°
Factor $\delta =$	0,75		Factor $\delta =$	0,75	
$\delta =$	22,50	°	$\delta =$	19,50	°
$c =$	10	kPa	$c =$	10	kPa
$k_0 =$	0,50		$c_b =$	8	kPa
$k_a =$	0,53		$k_p =$	2,56	
máx ($k_0, k_a =$)	0,51				
$k_p =$	73,77				

Otros materiales	
$\gamma_{conc} =$	24 kN/m ³
$\gamma_w =$	10 kN/m ³

GEOMETRÍA DEL PROBLEMA



Geometría muro

$b_1 =$	1,40	m	$h_1 =$	0,00	m
$b_2 =$	0,00	m	$h_2 =$	5,70	m
$b_3 =$	0,01	m	$h_3 =$	0,00	m
$b_4 =$	0,00	m	$h_4 =$	1,20	m
$b_5 =$	1,40	m	$h_5 =$	0,00	m
$b_6 =$	0,00	m	$h_6 =$	0,00	m
$b_7 =$	0,00	m	$h_7 =$	1,20	m
$b_8 =$	0,00	m	$h_8 =$	0,00	m
$b_9 =$	0,00	m	$h_9 =$	0,00	m
$b_{10} =$	0,00	m	$h_{10} =$	0,00	m
$b_{11} =$	0,00	m	$h_m =$	6,90	m
$b_{12} =$	1,41	m	$h_{vást.} =$	5,70	m
$B =$	1,41	m	$\beta =$	90,00	°
Longitud muro	10,00	m	$D_f =$	1,20	m
Inclinación muro, η	0,00	°	$B/H =$	0,20	

Geometría talud

$H' =$	6,90	m
$p =$	2,00	
$\alpha =$	26,57	°
$\psi =$	0	°

CARGAS EXTERNAS

Cargas vehiculares (LS)		Carga vertical transmitida por tablero (CVT)	
Orientación muro	Paralelo al tráfico	Carga Muerta Vertical Tablero	0,00 kN
Distancia carga del respaldo del muro	< 300 mm	Carga Muerta Vertical Tablero (DCVT)	0,00 kN/m
Altura equivalente h_{eq}	0,00 m	Carga Viva Vertical Tablero	0,00 kN
Carga vehicular (LS)	0,00 kN/m ²	Carga Viva Vertical Tablero (LCVT)	0,00 kN/m

Considerar carga vehicular LS?

No

Considerar carga vertical tablero CVT?

No



Aceleración sísmica					
Zona amenaza sísmica	Región 4		Eae v =	166,63	kN/m
PGA =	0,20		Eae h =	402,28	kN/m
Tipo Suelo	C				
Fpga =	1,1		Ww =	231,98	
As =	0,22		Ws =	0,51	
kh =	0,11		PIR =	25,57	
kv =	0				
θ =	6,28		Eae h + 0.5PIR	415,07	kN/m
Kae =	0,962		0.5Eae h + PIR	226,72	kN/m
Pae =	435,43		EQ	415,07	kN/m

CÁLCULO DEL PESO PROPIO

Peso de la estructura y materiales y momentos con respecto a los puntos A				
ID	AREA	W	Pivote A - a	M
	m2	kN/m	[m]	kN-m/m
Muro de contención				
1	0,00	0,00	0,70	0,00
2	0,00	0,00	1,40	0,00
3	7,98	191,52	0,70	134,06
4	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	1,40	0,00
6	0,00	0,00	0,70	0,00
7	0,00	0,00	0,00	0,00
8	1,69	40,46	0,70	28,43
9	0,00	0,00	0,47	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	0,00	0,00	0,00
12	0,00	0,00	0,00	0,00
13	0,00	0,00	0,00	0,00
14	0,00	0,00	0,00	0,00
Resultante Muro, Σ	231,98		0,70	162,49
Terreno				
15	0,00	0,00	1,40	0,00
16	0,03	0,51	1,40	0,72
17	0,00	0,00	1,40	0,00
18	0,00	0,00	0,00	0,00
19	0,00	0,00	0,00	0,00
Resultante Terreno, Σ	0,51		1,40	0,72
Resultante Muro + Terreno, Σ	232,50		0,70	163,21

EMPUJES Y CARGAS ACTUANTES

	Valores		Pivote A	
			a [m]	M [kN-m/m]
Carga muerta, DC	231,98	kN/m	0,70	162,49
DC Vertical	231,98	kN/m	0,70	162,49
DC Horizontal	0,00	kN/m	3,45	0,00
Empuje tierras, EH	232,67	kN/m	2,30	535,34
EH cos δ	214,96	kN/m	2,30	494,59
EH sen δ	89,04	kN/m	1,41	125,10
Carga respaldo, EV	0,51	kN/m	1,40	0,72
E _{PASIVO} EP	65,20	kN/m	0,40	26,08
Empuje seudo, EQ	415,07	kN/m	3,45	1.432,51
Emp. Agua, WAh	59,56	kN/m	1,15	68,51
Emp. Agua WAv	59,56	kN/m	1,40	83,53
LS (Desliz. Excent)	0,00	kN/m	3,45	0,00
LS (Cap. soporte)	0,00	kN/m	1,40	0,00
ES (Desliz. Excent)	0,00	kN/m	3,45	0,00
ES (Cap. Soporte)	0,00	kN/m	1,40	0,00
Carga tablero, DCVT	0,00	kN/m	0,00	0,00
Carga tablero, LCVT	0,00	kN/m	0,00	0,00
Anclaje, ANz	0,00	kN/m	0,00	0,00
Anclaje, ANv	0,00	kN/m	0,00	0,00
Anclaje, AE1	0,00	kN/m	0,00	0,00
Anclaje, AE2	0,00	kN/m	0,00	0,00
	274,51			



EVALUACIÓN DE DESLIZAMIENTO Y EXCENTRICIDAD - LÍMITE DE RESISTENCIA

Tener en cuenta las siguientes cargas como fuerzas estabilizadoras?

DCVT No	LCVT No	ANz No	ANv No	AE1 No	AE2 No
------------	------------	-----------	-----------	-----------	-----------

Carga	Factor carga	Valor	Unidad	a [m]	M [kN·m/m]
DC Vertical	0,90	208,79	kN/m	0,70	146,24
DC Horizontal	0,90	0,00	kN/m	3,45	0,00
EH cos δ	1,50	322,44	kN/m	2,30	741,88
EH sen δ	1,50	133,56	kN/m	1,41	187,65
EV	1,00	0,51	kN/m	1,40	0,72
WAh	1,00	59,56	kN/m	1,15	68,51
WAv	1,00	59,56	kN/m	1,40	83,53
LS	1,75	0,00	kN/m	3,45	0,00
ES	1,50	0,00	kN/m	3,45	0,00
DCVT	0,90	0,00	kN/m	0,00	0,00
LCVT	0,90	0,00	kN/m	0,00	0,00
ANz	0,90	0,00	kN/m	0,00	0,00
ANv	0,90	0,00	kN/m	0,00	0,00
AE1	0,90	0,00	kN/m	0,00	0,00
AE2	0,90	0,00	kN/m	0,00	0,00
Carga desestabilizante		381,99	kN/m	2,12	810,39
Carga estabilizante (Fuerza normal)		402,41	kN/m	1,04	418,14

Factor de seguridad al deslizamiento - Límite de resistencia

Factor	Valor	Unidad
Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla		
φ _T	0,85	
R _T	153,74	kN/m
φ _{pep}	0,50	
Rep	65,20	kN/m
Considerar empuje pasivo?	Sí	
R _R	163,28	kN/m
FS des-lim. Res.	0,43	NO CUMPLE

Evaluación de excentricidad - Límite de resistencia

Factor	Valor	Unidad
Mr	418,14	kN·m/m
Mo	810,39	kN·m/m
FS Volca-lim. Res.	0,52	
Cumple?	NO CUMPLE	
F _v	402,41	kN/m
e	1,68	m
e máx (B/6)	0,23	m
Distancia a pivote A	-0,97	m
qmáx	2.337,91	kPa
qmín	-1.765,08	kPa
Cumple?	NO CUMPLE	



VIENTO Y EXCENTRICIDAD - EVENTO EXTREMO I

Tener en cuenta las siguientes cargas como fuerzas estabilizadoras?

DCVT
No

ANz
No

ANv
No

AE1
No

AE2
No

Carga	Factor carga	Valor	Unidad	a [m]	M [kN-m/m]
DC Vertical	1,00	231,98	kN/m	0,70	162,49
DC Horizontal	1,00	0,00	kN/m	3,45	0,00
EV	1,00	0,51	kN/m	1,40	0,72
EQ	1,00	415,07	kN/m	3,45	1.432,51
WAh	1,00	59,56	kN/m	1,15	68,51
WAv	1,00	59,56	kN/m	1,40	83,53
LS	1,00	0,00	kN/m	3,45	0,00
ES	1,00	0,00	kN/m	3,45	0,00
DCVT	1,00	0,00	kN/m	0,00	0,00
ANz	1,00	0,00	kN/m	0,00	0,00
ANv	1,00	0,00	kN/m	0,00	0,00
AE1	1,00	0,00	kN/m	0,00	0,00
AE2	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Carga desestabilizante		474,63	kN/m	3,16	1.501,03
Carga estabilizante (Fuerza normal)		292,05	kN/m	5,75	1.679,25

Factor de seguridad al deslizamiento - Evento Extremo I

Factor	Valor	Unidad
Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla		
φ_t	0,85	
R _t	114,66	kN/m
φ_{ep}	0,50	
R _{ep}	65,20	kN/m
Considerar empuje pasivo?	Sí	
R _R	130,06	kN/m
FS des-lim. Res.	0,27	NO CUMPLE

Evaluación de excentricidad - Evento Extremo I

Mr	1.679,25	kN-m/m
Mo	1.501,03	kN-m/m
Fv	292,05	kN/m
e	0,09	m
e máx (2B/5)	0,56	m
Distancia a pivote A	0,61	m
qmáx	2.337,91	kPa
qmín	-1.765,08	kPa
Cumple?	OK	



ANEXO 6. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

ENCIVIL SAS GESTIONES EN INGENIERIA CIVIL	EKO INGENIERO CONSULTOR	ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTÉCNICOS SITIO CRÍTICO HELICONIA	HLC-SC1-IF-ET-REV-0
		Nov-24-2022	Pág. 191



Modelación HCANALES Cuneta Vial

Cálculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar:	Sitio Crítico Fallo Heliconia	Proyecto:	Cuneta Vial
Tramo:	Puente	Revestimiento:	Concreto

Datos:

Caudal (Q):	0.438	m ³ /s
Ancho de solera (b):	0	m
Talud (Z):	4.30	
Rugosidad (n):	0.020	
Pendiente (S):	0.06	m/m

Resultados:

Tirante normal (y):	0,2043	m	Perímetro (p):	1,6849	m
Área hidráulica (A):	0,1670	m ²	Radio hidráulico (R):	0,0991	m
Espejo de agua (T):	1,6346	m	Velocidad (v):	2,6230	m/s
Número de Froude (F):	2,6201		Energía específica (E):	0,5550	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

Cálculo del Tirante Crítico sección Trapezoidal, Rectangular, Triangular

Lugar:	Sitio Crítico Fallo Heliconia	Proyecto:	Cuneta Vial
Tramo:	Puente	Revestimiento:	Concreto

Datos:

Caudal (Q):	0.438	m ³ /s
Ancho de solera (b):	0	m
Talud (Z):	4.3	

Resultados:

Tirante crítico (y):	0,2918	m	Perímetro (p):	2,5765	m
Área hidráulica (A):	0,3662	m ²	Radio hidráulico (R):	0,1421	m
Espejo de agua (T):	2,5096	m	Velocidad (v):	1,1962	m/s
Número de Froude (F):	1,0000		Energía específica (E):	0,3647	m-Kg/Kg



Capacidad Hidráulica Cuneta Vial Típica							
DATOS	Ancho	b	1	[m]			
	Pendiente	s	0.06	[m/m]			
	Talud	z	4.3	[m]			
	Rugosidad	n	0.02	[Adim]			
Normal							
Valores Obtenidos de HCANALES	Tr	CAUDAL	(Yn)	(An)	R ^(2/3)	Vn	Radio h
	(Años)	(m ³ /s)	(m)	(m ²)	(m/s)	(m/s)	R
	2	0.355	0.1888	0.1426	0.2032	2.4887	0.0916
	5	0.438	0.2043	0.1670	0.2141	2.6230	0.0991
	10	0.520	0.2179	0.1899	0.2236	2.7379	0.1057
	25	0.663	0.2387	0.2279	0.2376	2.9094	0.1158
	50	0.794	0.2554	0.2609	0.2485	3.0435	0.1239
	100	0.964	0.2747	0.3017	0.2608	3.1948	0.1332
Crítico							
	Tr	CAUDAL	(Yc)	(Ac)	R ^(2/3)	Vc	Radio h
	(Años)	(m ³ /s)	(m)	(m ²)	(m/s)	(m/s)	R
	2	0.355	0.2684	0.3097	0.2575	1.1461	0.1307
	5	0.438	0.2918	0.3662	0.2723	1.1962	0.1421
	10	0.520	0.3125	0.4200	0.2851	1.2381	0.1522
	25	0.663	0.3445	0.5103	0.3042	1.2991	0.1678
	50	0.794	0.3702	0.5893	0.3192	1.3474	0.1803
	100	0.964	0.4001	0.6882	0.3360	1.4008	0.1948

Corrección Por curvatura y Borde Libre							
Vel (m/s)	Ancho B (m)	Y (m)	Régimen de flujo	Radio Ro (m)	Δy (m)	Borde Libre BL (m)	Altura Y (m)
1.196	1.000	0.218	Subcrítico	3.00	0.02	0.45	0.242
1.196	1.000	0.218	Supercrítico	2.68	0.05	0.46	0.272



REPORTE DE SUBDRENAJE CON GEOTEXTIL Y MATERIAL GRANULAR

DATOS DEL PROYECTO

Nombre del proyecto	Filtro Frnacés_Fallo Heliconia
Nombre de la empresa	Encivil
Localización	Heliconia

Observaciones

PARÁMETROS DE ENTRADA

Precipitación máxima horaria de frecuencia anual	I_R	240.30000000000004 mm/h
Ancho de la semibanca de la vía	B	6.0 m
Longitud del tramo de drenaje	L	165.0 m
Factor de infiltración	F_i	0.67
Factor de retención de la base	F_r	0.25
Suelo de sitio		Limos
Tipo de suelo de subrasante		Suelos finos (mas del 50%, pasa tamiz #200)
Permeabilidad del suelo en contacto con el subdrén	K	1.0E-6 m/s
Cota inferior del subdrén	N_d	1.2 m
Cota superior del nivel freático	N_f	0.5 m



Referencia Geotextil	NT2500
Ancho del filtro	0.6 m
Pendiente del filtro	6.0 %
Incluir tubería de drenaje	Si
Cumplir norma AASHTO M288-05	Si
Tamaño de las partículas del agregado	0.75 pulgadas
Permeabilidad del suelo en contacto con el subdrén K	1.0E-5 cm/s
Criterio de retención	Usar criterio recomendado
TAA <	0.3 mm
Factor de reducción por colmatación Geotextil	2.0
Factor de reducción por creep o fluencia Geotextil	2.0
Factor de reducción por intrusión Geotextil	1.2
Factor de reducción por colmatación química Geotextil	1.2
Factor de reducción por colmatación biológica Geotextil	1.2



PARÁMETROS CALCULADOS Y RESULTADOS

Criterio de retención

TAA <	0.3 mm
Observación	CUMPLE

Criterio de permeabilidad $K(g) > K(s)$

Observación	CUMPLE
-------------	--------

Tubería de drenaje

Diámetro de la tubería	0.0 mm
Caudal que es capaz de transportar la tubería	28.89 L/s
Observación	CUMPLE

Evaluación según la permitividad del sistema

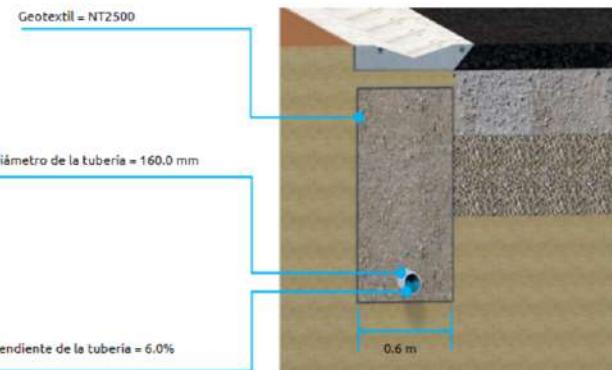
Permitividad admisible [1/s]	0.24594907
Permitividad requerida [1/s]	0.00006725
Factor de seguridad global > 3.0	CUMPLE



Criterio de Supervivencia

Propiedad	Norma de Ensayo	Geotextil	Observación
Resistencia a la tensión Grab	ASTM D 4632	NT2500	CUMPLE
Resistencia a la penetración con pistón de 50 mm	ASTM D 4533	NT2500	CUMPLE
Resistencia al rasgado trapezoidal	ASTM D 6241	NT2500	CUMPLE





Para consultas y soporte técnico: ingenieriaeosinteticos@wavin.com

Nota: Los valores de los geosintéticos corresponden a valores mínimos promedio por rollo (VMPR) ó (MARV) por su nombre en inglés.

ADVERTENCIA

Esta herramienta de cálculo es un complemento al Manual de Diseño. El usuario debe conocer las ecuaciones, su aplicabilidad y limitaciones. Esta herramienta de cálculo no debe ser usada en reemplazo de un ingeniero diseñador.

La información contenida aquí no puede ser garantizada ya que las condiciones del usuario están más allá de nuestro control. El usuario de esta herramienta asume todos los riesgos asociados con su uso.

A pesar de que todos los esfuerzos han sido hechos para verificar su funcionamiento y resultados, GEOSINTÉTICOS PAVCO WAVIN no se hace responsable por cualquier error en los cálculos obtenidos con esta herramienta. Datos asumidos o valores entrados erróneos pueden dar soluciones incorrectas.



REPORTE DE SUBDRENAJE CON GEOTEXTIL Y MATERIAL GRANULAR DATOS DEL PROYECTO

Nombre del Proyecto:	Filtro Ramal- Fallo Heliconia
Nombre de la Empresa:	Encivil S.A.S

País: COLOMBIA Departamento: Antioquia Ciudad: Medellín
Otra Ubicación: Heliconia

Descripción del Proyecto:

Filtro Ramal del sistema de subdrenaje ladera inferior fallo Heliconia

PARÁMETROS DE ENTRADA

Precipitación máxima horaria de frecuencia anual Ir:	240.0 mm/h
Ancho de la semibanca de la vía B:	120.0 m
Longitud del tramo de drenaje L:	15.0 m
Factor de infiltración Fi:	0.35
Factor de retención de la base Fr:	0.25
Permeabilidad del suelo K:	1.0E-6 m/s
Cota inferior del subdrén Nd:	1.0 m
Cota superior del nivel freático Nf:	0.8 m
Ancho de la semibanca de la vía (B) por Abatimiento:	120.0 m
Longitud del tramo de drenaje (L) por Abatimiento:	15.0 m
Referencia Geotextil:	NT2500
Áncho del Subdrén	0.6 m
Pendiente del subdrén S (%)	10.0
Factor de reducción por creep o fluencia FRcr:	1.2
Factor de reducción por intrusión FRin:	1.3
Factor de reducción por colmatación química permitividad FRcc :	1.2
Factor de reducción por colmatación biológica permitividad FRbc:	1.0
Factor de reducción por colmatación y taponamiento FRscb:	2.0
Factor de reducción por creep o fluencia FRcr:	2.0
Factor de reducción por intrusión FRin:	1.2
Factor de reducción por colmatación química FRcc:	1.2
Factor de reducción por colmatación biológica FRbc:	1.2
Permeabilidad del suelo en contacto con el subdrén:	1.0E-6m/s
Tipo de suelo:	Arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (menos de 50% pasa tamiz #200)
DESEA INCLUIR TUBERIA DE DRENAJE	Si



PARÁMETROS CALCULADOS Y RESULTADOS

CRITERIO DE RETENCIÓN

TAA < :	0,3
Observación < :	Cumple

CRITERIO DE PERMEABILIDAD

Observación < :	Cumple
-----------------	--------

CAPACIDAD HIDRÁULICA TUBERÍA DE DRENAJE

Diámetro tubería de drenaje recomendado (Si Aplica) [mm]	100.0
Caudal que es capaz de transportar la tubería [m ³ /s]	13,824E-3

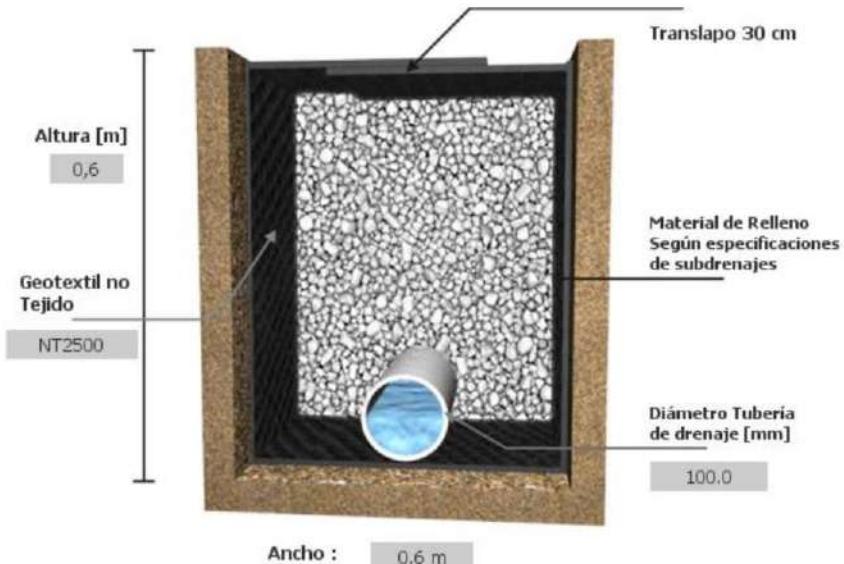
SECCIÓN TRANSVERSAL

Altura (m)	0,6 m
Ancho (m)	0,6 m

PERMITIVIDAD

Permitividad admisible [1/s]:	2,46E-1
Permitividad requerida [1/s]:	1,94E-3
Factor de seguridad global > 3.0:	CUMPLE

Nota: Los valores de los geosintéticos corresponden a valores mínimos promedio por rollo (VMPR) ó (MARV) por su nombre en inglés.





REPORTE DE SUBDRENAJE CON GEOTEXTIL Y MATERIAL GRANULAR DATOS DEL PROYECTO

Nombre del Proyecto:	Filtro Colector- Fallo Heliconia
Nombre de la Empresa:	Encivil S.A.S

País: COLOMBIA Departamento: Antioquia Ciudad: Medellín
Otra Ubicación: Heliconia

Descripción del Proyecto:

Filtro Colector del sistema de subdrenaje ladera inferior fallo Heliconia

PARÁMETROS DE ENTRADA

Precipitación máxima horaria de frecuencia anual Ir:	240,0 mm/h
Ancho de la semibanca de la vía B:	120,0 m
Longitud del tramo de drenaje L:	15,0 m
Factor de infiltración Fi:	0,35
Factor de retención de la base Fr:	0,25
Permeabilidad del suelo K:	1,0E-6 m/s
Cota inferior del subdrén Nd:	1,2 m
Cota superior del nivel freático Nf:	0,8 m
Ancho de la semibanca de la vía (B) por Abatimiento:	120,0 m
Longitud del tramo de drenaje (L) por Abatimiento:	15,0 m
Referencia Geotextil:	NT2500
Áncho del Subdrén	0,6 m
Pendiente del subdrén S (%)	5,0
Factor de reducción por creep o fluencia FRcr:	1,2
Factor de reducción por intrusión FRin:	1,3
Factor de reducción por colmatación química permitividad FRcc :	1,2
Factor de reducción por colmatación biológica permitividad FRbc:	1,0
Factor de reducción por colmatación y taponamiento FRscb:	2,0
Factor de reducción por creep o fluencia FRcr:	2,0
Factor de reducción por intrusión FRin:	1,2
Factor de reducción por colmatación química FRcc:	1,2
Factor de reducción por colmatación biológica FRbc:	1,2
Permeabilidad del suelo en contacto con el subdrén:	1,0E-6m/s
Tipo de suelo:	Arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (menos de 50% pasa tamiz #200)
DESEA INCLUIR TUBERIA DE DRENAJE	SI



PARÁMETROS CALCULADOS Y RESULTADOS

CRITERIO DE RETENCIÓN

TAA < :	0,3
Observación < :	Cumple

CRITERIO DE PERMEABILIDAD

Observación < :	Cumple
-----------------	--------

CAPACIDAD HIDRÁULICA TUBERÍA DE DRENAGE

Diámetro tubería de drenaje recomendado (Si Aplica) [mm]	160,0
Caudal que es capaz de transportar la tubería [m ³ /s]	19,573E-3

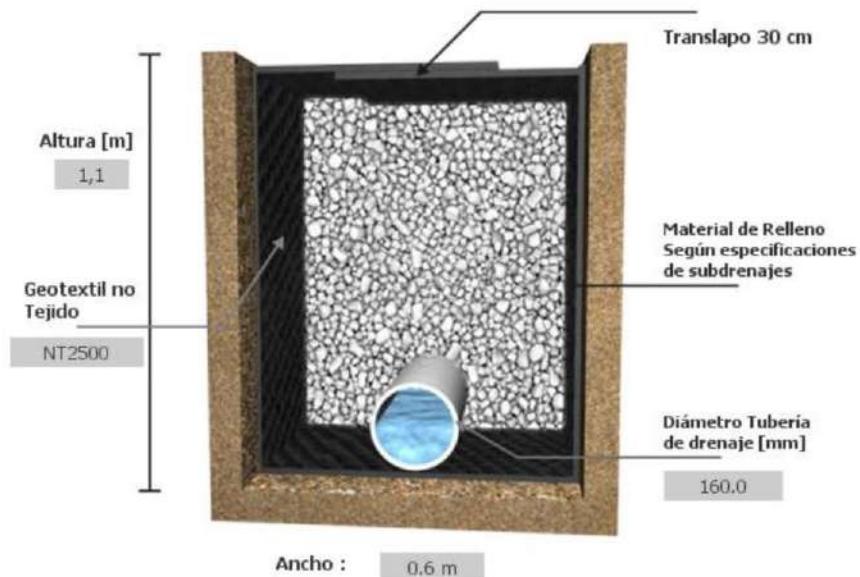
SECCIÓN TRANSVERSAL

Altura (m)	1,1 m
Ancho (m)	0,6 m

PERMITIVIDAD

Permitividad admisible [1/s]:	2,46E-1
Permitividad requerida [1/s]:	7,78E-3
Factor de seguridad global > 3.0:	CUMPLE

Nota: Los valores de los geosintéticos corresponden a valores mínimos promedio por rollo (VMPR) ó (MARV) por su nombre en inglés.





Resultados Modelación Hidráulica

HEC-RAS Plan: Mod_Cp River: Quebrada Reach: Eje

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Eje	300	Tr 2.33	124.27	989.89	991.11	992.09	995.72	0.097073	9.99	14.04	19.51	3.21
Eje	300	Tr 5	154.69	989.89	991.23	992.30	996.49	0.097066	10.77	16.39	20.40	3.27
Eje	300	Tr 10	187.31	989.89	991.34	992.51	997.25	0.097081	11.50	18.77	21.27	3.32
Eje	300	Tr 25	238.84	989.89	991.50	992.81	998.34	0.097184	12.50	22.29	22.48	3.40
Eje	300	Tr 50	285.06	989.89	991.63	993.07	999.23	0.097174	13.28	25.29	23.54	3.45
Eje	300	Tr 100	338.46	989.89	991.77	993.37	1000.18	0.097121	14.07	28.64	24.85	3.50
Eje	290	Tr 2.33	124.27	989.00	990.32	991.39	994.81	0.079664	9.47	13.55	15.20	2.93
Eje	290	Tr 5	154.69	989.00	990.47	991.65	996.59	0.077734	10.15	15.98	16.59	2.95
Eje	290	Tr 10	187.31	989.00	990.62	991.91	996.35	0.075668	10.81	18.57	18.98	2.96
Eje	290	Tr 25	238.84	989.00	990.80	992.20	997.44	0.075521	11.77	22.32	21.07	3.02
Eje	290	Tr 50	285.06	989.00	990.95	992.45	998.33	0.076086	12.52	25.41	22.24	3.08
Eje	290	Tr 100	338.46	989.00	991.09	992.70	999.28	0.076741	13.30	28.79	23.46	3.14
Eje	280	Tr 2.33	124.27	989.00	990.13	991.04	993.79	0.075743	8.48	14.84	19.36	2.81
Eje	280	Tr 5	154.69	989.00	990.25	991.25	994.58	0.077897	9.27	17.20	20.45	2.90
Eje	280	Tr 10	187.31	989.00	990.36	991.49	996.36	0.080112	10.01	19.56	21.63	2.98
Eje	280	Tr 25	238.84	989.00	990.52	991.79	996.45	0.082236	10.99	23.21	24.07	3.07
Eje	280	Tr 50	285.06	989.00	990.64	992.03	997.34	0.084422	11.76	26.29	25.69	3.15
Eje	280	Tr 100	338.46	989.00	990.77	992.26	998.28	0.087009	12.55	29.53	26.56	3.23
Eje	270	Tr 2.33	124.27	987.97	989.49	990.47	993.04	0.069783	8.35	14.89	15.70	2.74
Eje	270	Tr 5	154.69	987.97	989.63	990.72	993.78	0.074123	9.02	17.14	16.83	2.85
Eje	270	Tr 10	187.31	987.97	989.76	990.92	994.51	0.078096	9.65	19.40	17.89	2.96
Eje	270	Tr 25	238.84	987.97	989.94	991.21	995.54	0.083024	10.48	22.78	19.43	3.09
Eje	270	Tr 50	285.06	987.97	990.08	991.46	996.40	0.083124	11.14	25.78	24.88	3.14
Eje	270	Tr 100	338.46	987.97	990.22	991.69	997.33	0.082618	11.87	29.46	28.34	3.18
Eje	260	Tr 2.33	124.27	986.73	988.04	989.09	992.21	0.085369	9.05	13.74	14.46	2.96
Eje	260	Tr 5	154.69	986.73	988.20	989.38	992.93	0.083456	9.64	16.04	15.05	2.98
Eje	260	Tr 10	187.31	986.73	988.35	989.63	993.65	0.082667	10.20	18.36	15.68	3.01
Eje	260	Tr 25	238.84	986.73	988.56	990.00	994.67	0.081853	10.95	21.82	16.60	3.05
Eje	260	Tr 50	285.06	986.73	988.73	990.36	995.53	0.082257	11.55	24.68	17.37	3.09
Eje	260	Tr 100	338.46	986.73	988.91	990.70	996.46	0.083121	12.17	27.80	18.21	3.14
Eje	250	Tr 2.33	124.27	985.92	987.22	988.30	991.40	0.075866	9.06	13.71	12.45	2.76
Eje	250	Tr 5	154.69	985.92	987.40	988.64	992.15	0.073123	9.66	16.02	12.73	2.75
Eje	250	Tr 10	187.31	985.92	987.58	988.99	992.89	0.070930	10.20	18.36	13.00	2.74

HEC-RAS Plan: Mod_Cp River: Quebrada Reach: Eje (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Eje	250	Tr 25	238.84	985.92	987.85	989.47	993.91	0.067810	10.90	21.91	13.39	2.72
Eje	250	Tr 50	285.06	985.92	988.07	989.86	994.76	0.066288	11.46	24.88	13.75	2.72
Eje	250	Tr 100	338.46	985.92	988.31	990.27	995.66	0.065355	12.02	28.16	14.22	2.73
Eje	240	Tr 2.33	124.27	985.01	986.35	987.48	990.65	0.071885	9.19	13.52	11.53	2.71
Eje	240	Tr 5	154.69	985.01	986.54	987.83	991.43	0.069688	9.79	15.80	11.84	2.71
Eje	240	Tr 10	187.31	985.01	986.73	988.17	992.18	0.067777	10.34	18.12	12.12	2.70
Eje	240	Tr 25	238.84	985.01	987.02	988.69	993.23	0.065051	11.04	21.64	12.51	2.68
Eje	240	Tr 50	285.06	985.01	987.25	989.09	994.09	0.063739	11.58	24.61	12.88	2.68
Eje	240	Tr 100	338.46	985.01	987.50	989.51	995.01	0.062684	12.14	27.88	13.30	2.68
Eje	231.46	Tr 2.33	124.27	984.39	985.72	986.86	990.04	0.072031	9.20	13.51	11.53	2.71
Eje	231.46	Tr 5	154.69	984.39	985.92	987.21	990.83	0.070220	9.82	15.76	11.84	2.72
Eje	231.46	Tr 10	187.31	984.39	986.11	987.55	991.59	0.066532	10.38	18.05	12.11	2.71
Eje	231.46	Tr 25	238.84	984.39	986.39	988.07	992.66	0.066020	11.09	21.53	12.49	2.70
Eje	231.46	Tr 50	285.06	984.39	986.62	988.47	993.53	0.064745	11.65	24.47	12.87	2.70
Eje	231.46	Tr 100	338.46	984.39	986.87	988.88	994.46	0.063688	12.21	27.72	13.28	2.70
Eje	228.29	Bridge										
Eje	225.12	Tr 2.33	124.27	983.88	985.21	986.35	989.57	0.073283	9.25	13.43	11.52	2.73
Eje	225.12	Tr 5	154.69	983.88	985.40	986.70	990.37	0.071451	9.87	15.67	11.82	2.74
Eje	225.12	Tr 10	187.31	983.88	985.59	987.04	991.15	0.069918	10.45	17.93	12.10	2.74
Eje	225.12	Tr 25	238.84	983.88	985.87	987.55	992.23	0.067413	11.17	21.38	12.47	2.72
Eje	225.12	Tr 50	285.06	983.88	986.10	987.95	993.11	0.066099	11.73	24.30	12.85	2.72
Eje	225.12	Tr 100	338.46	983.88	986.35	988.37	994.05	0.064975	12.29	27.53	13.26	2.72
Eje	221.96	Tr 2.33	124.27	983.63	984.96	986.10	989.33	0.073693	9.27	13.41	11.51	2.74
Eje	221.96	Tr 5	154.69	983.63	985.15	986.44	990.14	0.071993	9.90	15.63	11.82	2.75
Eje	221.96	Tr 10	187.31	983.63	985.33	986.79	990.92	0.070498	10.46	17.88	12.09	2.75
Eje	221.96	Tr 25	238.84	983.63	985.61	987.30	992.01	0.067996	11.21	21.31	12.46	2.74
Eje	221.96	Tr 50	285.06	983.63	985.84	987.70	992.90	0.066667	11.77	24.23	12.84	2.73
Eje	221.96	Tr 100	338.46	983.63	986.09	988.12	993.84	0.065525	12.33	27.45	13.25	2.73
Eje	218.98	Tr 2.33	124.27	983.36	984.68	985.83	989.11	0.074961	9.32	13.33	11.50	2.76
Eje	218.98	Tr 5	154.69	983.36	984.87	986.17	989.92	0.073184	9.95	15.54	11.81	2.77
Eje	218.98	Tr 10	187.31	983.36	985.06	986.52	990.71	0.071625	10.53	17.79	12.08	2.77
Eje	218.98	Tr 25	238.84	983.36	985.33	987.03	991.80	0.069066	11.27	21.20	12.45	2.76



DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN
SITIO CRÍTICO HELICONIA
Antioquia, Heliconia

HEC-RAS Plan: Mod_CP River: Quebrada Reach: Eje (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Eje	218.98	Tr 50	285.06	983.36	985.56	987.43	992.69	0.067660	11.83	24.11	12.82	2.75
Eje	218.98	Tr 100	338.46	983.36	985.81	987.85	993.63	0.066447	12.39	27.32	13.23	2.75
Eje	215.06	Bridge										
Eje	211.14	Tr 2.33	124.27	982.77	983.82	984.94	988.44	0.091710	9.51	13.06	12.96	3.02
Eje	211.14	Tr 5	154.69	982.77	983.99	985.26	989.25	0.089048	10.17	15.21	13.26	3.03
Eje	211.14	Tr 10	187.31	982.77	984.15	985.59	990.06	0.086929	10.77	17.39	13.55	3.03
Eje	211.14	Tr 25	238.84	982.77	984.39	986.06	991.17	0.083393	11.54	20.70	13.94	3.02
Eje	211.14	Tr 50	285.06	982.77	984.59	986.43	992.07	0.081126	12.12	23.53	14.29	3.01
Eje	211.14	Tr 100	338.46	982.77	984.81	986.81	993.02	0.079063	12.70	26.86	14.69	3.01
Eje	200	Tr 2.33	124.27	981.99	983.08	984.16	987.37	0.082162	9.18	13.54	13.02	2.87
Eje	200	Tr 5	154.69	981.99	983.24	984.48	988.22	0.081717	9.89	15.65	13.31	2.91
Eje	200	Tr 10	187.31	981.99	983.40	984.81	989.04	0.081118	10.53	17.79	13.60	2.94
Eje	200	Tr 25	238.84	981.99	983.64	985.28	990.20	0.079450	11.35	21.04	13.98	2.95
Eje	200	Tr 50	285.06	981.99	983.83	985.65	991.13	0.078189	11.97	23.82	14.33	2.96
Eje	200	Tr 100	338.46	981.99	984.04	986.03	992.11	0.076945	12.58	26.91	14.73	2.97
Eje	190	Tr 2.33	124.27	981.98	983.12	984.01	986.37	0.058729	7.99	15.54	14.75	2.49
Eje	190	Tr 5	154.69	981.98	983.25	984.31	987.20	0.062281	8.80	17.58	14.99	2.59
Eje	190	Tr 10	187.31	981.98	983.39	984.62	988.02	0.064801	9.53	19.65	15.22	2.68
Eje	190	Tr 25	238.84	981.98	983.60	985.05	989.18	0.066906	10.47	22.82	15.58	2.76
Eje	190	Tr 50	285.06	981.98	983.77	985.41	990.12	0.067790	11.16	25.54	15.87	2.81
Eje	190	Tr 100	338.46	981.98	983.96	985.78	991.11	0.068246	11.85	28.57	16.19	2.85
Eje	180	Tr 2.33	124.27	981.95	983.35	984.06	985.65	0.033853	6.71	18.52	14.78	1.91
Eje	180	Tr 5	154.69	981.95	983.48	984.36	986.41	0.039161	7.58	20.41	15.06	2.08
Eje	180	Tr 10	187.31	981.95	983.61	984.66	987.17	0.043448	8.36	22.40	15.35	2.21
Eje	180	Tr 25	238.84	981.95	983.81	985.09	988.28	0.048108	9.37	25.49	15.79	2.35
Eje	180	Tr 50	285.06	981.95	983.98	985.44	989.19	0.050845	10.12	28.17	16.12	2.44
Eje	180	Tr 100	338.46	981.95	984.16	985.81	990.17	0.053223	10.86	31.17	16.52	2.52
Eje	170	Tr 2.33	124.27	981.33	983.77	984.06	985.18	0.013770	5.26	23.63	12.78	1.23
Eje	170	Tr 5	154.69	981.33	983.83	984.41	985.88	0.019388	6.34	24.41	12.84	1.47
Eje	170	Tr 10	187.31	981.33	983.97	984.76	986.58	0.023164	7.16	26.17	12.99	1.61
Eje	170	Tr 25	238.84	981.33	984.20	985.27	987.61	0.027485	8.18	29.19	13.31	1.76
Eje	170	Tr 50	285.06	981.33	984.40	985.68	988.46	0.030273	8.93	31.93	13.61	1.86

HEC-RAS Plan: Mod_CP River: Quebrada Reach: Eje (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Eje	170	Tr 100	338.46	981.33	984.63	985.11	989.38	0.032761	9.66	35.03	13.94	1.94
Eje	160	Tr 2.33	124.27	980.78	982.28	983.06	984.85	0.038403	7.10	17.51	12.20	1.89
Eje	160	Tr 5	154.69	980.78	982.49	983.40	985.51	0.039133	7.70	20.09	12.33	1.93
Eje	160	Tr 10	187.31	980.78	982.70	983.76	986.19	0.040090	8.28	22.62	12.46	1.96
Eje	160	Tr 25	238.84	980.78	982.99	984.30	987.19	0.041567	9.09	26.29	12.64	2.01
Eje	160	Tr 50	285.06	980.78	983.23	984.73	988.03	0.042803	9.71	29.36	12.87	2.05
Eje	160	Tr 100	338.46	980.78	983.49	985.23	988.93	0.043966	10.34	32.74	13.12	2.09
Eje	150	Tr 2.33	124.27	979.99	981.28	982.18	984.36	0.049662	7.77	15.99	12.99	2.24
Eje	150	Tr 5	154.69	979.99	981.48	982.51	985.02	0.049128	8.34	18.55	13.25	2.25
Eje	150	Tr 10	187.31	979.99	981.67	982.82	985.69	0.049130	8.89	21.08	13.51	2.27
Eje	150	Tr 25	238.84	979.99	981.94	983.29	986.69	0.049704	9.66	24.73	13.88	2.31
Eje	150	Tr 50	285.06	979.99	982.15	983.68	987.51	0.050352	10.25	27.80	14.22	2.34
Eje	150	Tr 100	338.46	979.99	982.39	984.13	988.40	0.050794	10.87	31.14	14.47	2.36
Eje	140	Tr 2.33	124.27	979.99	981.53	982.19	983.72	0.028957	6.56	18.94	12.69	1.71
Eje	140	Tr 5	154.69	979.99	981.73	982.55	984.37	0.030503	7.20	21.49	12.77	1.77
Eje	140	Tr 10	187.31	979.99	981.93	982.91	985.02	0.031972	7.79	24.05	12.93	1.82
Eje	140	Tr 25	238.84	979.99	982.21	983.43	985.98	0.034085	8.60	27.77	13.24	1.90
Eje	140	Tr 50	285.06	979.99	982.45	983.80	986.78	0.036054	9.22	30.91	13.73	1.96
Eje	140	Tr 100	338.46	979.99	982.69	984.24	987.65	0.038313	9.87	34.30	14.29	2.03
Eje	130	Tr 2.33	124.27	979.70	981.30	981.94	983.41	0.028458	6.44	19.31	13.76	1.73
Eje	130	Tr 5	154.69	979.70	981.48	982.26	984.04	0.030492	7.08	21.84	14.02	1.81
Eje	130	Tr 10	187.31	979.70	981.66	982.58	984.68	0.032352	7.69	24.35	14.27	1.88
Eje	130	Tr 25	238.84	979.70	981.92	983.05	985.62	0.034841	8.53	28.01	14.63	1.97
Eje	130	Tr 50	285.06	979.70	982.13	983.45	986.40	0.036459	9.16	31.12	14.93	2.02
Eje	130	Tr 100	338.46	979.70	982.35	983.90	987.25	0.038068	9.80	34.52	15.25	2.08
Eje	120	Tr 2.33	124.27	979.00	980.31	981.11	983.00	0.044293	7.26	17.11	14.53	2.14
Eje	120	Tr 5	154.69	979.00	980.50	981.42	983.62	0.044422	7.83	19.76	14.88	2.17
Eje	120	Tr 10	187.31	979.00	980.67	981.73	984.24	0.045039	8.38	22.36	15.21	2.21
Eje	120	Tr 25	238.84	979.00	980.91	982.19	985.17	0.046147	9.14	26.14	15.68	2.26
Eje	120	Tr 50	285.06	979.00	981.11	982.55	985.93	0.046986	9.73	29.31	16.07	2.30
Eje	120	Tr 100	338.46	979.00	981.32	983.00	986.77	0.047974	10.34	32.74	16.47	2.34
Eje	110	Tr 2.33	124.27	978.99	980.55	981.12	982.43	0.025410	6.08	20.43	14.77	1.65



DISEÑO DE OBRAS DE ESTABILIZACIÓN
SITIO CRÍTICO HELICONIA
Antioquia, Heliconia

HEC-RAS Plan: Mod_Cp River: Quebrada Reach: Eje (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Eje	110	Tr 5	154.69	978.99	980.72	981.43	983.03	0.027748	6.73	22.99	15.12	1.74
Eje	110	Tr 10	187.31	978.99	980.88	981.77	983.63	0.030051	7.35	25.49	15.45	1.83
Eje	110	Tr 25	238.84	978.99	981.12	982.27	984.53	0.032884	8.18	29.20	15.94	1.93
Eje	110	Tr 50	285.06	978.99	981.31	982.61	985.27	0.034868	8.82	32.33	16.33	2.00
Eje	110	Tr 100	338.46	978.99	981.52	982.95	986.09	0.036850	9.47	35.74	16.75	2.07
Eje	100	Tr 2.33	124.27	978.19	981.51	980.39	981.82	0.001684	2.50	52.73	21.55	0.45
Eje	100	Tr 5	154.69	978.19	981.85	980.70	982.22	0.001809	2.75	60.23	22.57	0.47
Eje	100	Tr 10	187.31	978.19	979.99	980.99	983.25	0.030840	7.99	23.43	15.37	2.04
Eje	100	Tr 25	238.84	978.19	980.24	981.41	984.13	0.038194	8.75	27.68	17.74	2.08
Eje	100	Tr 50	285.06	978.19	980.43	981.75	984.86	0.038802	9.37	31.16	18.32	2.11
Eje	100	Tr 100	338.46	978.19	980.63	982.11	985.66	0.039715	10.02	34.88	18.91	2.16
Eje	90	Tr 2.33	124.27	977.97	980.87	980.87	981.73	0.007227	4.22	31.15	18.72	0.96
Eje	90	Tr 5	154.69	977.97	981.18	982.13	983.00	0.006652	4.46	37.21	20.84	0.94
Eje	90	Tr 10	187.31	977.97	981.47	982.50	983.21	0.006231	4.68	43.61	22.68	0.93
Eje	90	Tr 25	238.84	977.97	981.22	981.89	983.38	0.014838	6.74	38.09	21.07	1.41
Eje	90	Tr 50	285.06	977.97	981.31	982.23	984.11	0.018271	7.68	40.09	21.63	1.58
Eje	90	Tr 100	338.46	977.97	981.44	982.57	984.91	0.021202	8.56	42.97	22.49	1.72
Eje	80	Tr 2.33	124.27	977.00	979.50	980.16	981.51	0.017815	6.41	20.71	14.29	1.48
Eje	80	Tr 5	154.69	977.00	979.83	980.50	981.91	0.015421	6.62	25.63	16.07	1.41
Eje	80	Tr 10	187.31	977.00	980.14	980.82	982.30	0.013791	6.82	30.83	17.75	1.36
Eje	80	Tr 25	238.84	977.00	980.34	981.27	983.16	0.016449	7.85	34.65	18.88	1.51
Eje	80	Tr 50	285.06	977.00	980.52	981.62	983.88	0.018253	8.62	38.09	19.84	1.60
Eje	80	Tr 100	338.46	977.00	980.71	981.98	984.65	0.020082	9.42	41.86	20.84	1.70
Eje	70	Tr 2.33	124.27	976.06	978.75	979.56	981.24	0.028085	6.99	17.78	11.45	1.78
Eje	70	Tr 5	154.69	976.06	979.08	979.92	981.67	0.024418	7.15	21.81	13.09	1.70
Eje	70	Tr 10	187.31	976.06	979.39	980.26	982.08	0.021821	7.29	26.18	14.66	1.64
Eje	70	Tr 25	238.84	976.06	979.68	980.76	982.93	0.022702	8.05	30.60	16.18	1.70
Eje	70	Tr 50	285.06	976.06	979.90	981.14	983.63	0.023155	8.66	34.39	17.40	1.75
Eje	70	Tr 100	338.46	976.06	980.13	981.54	984.40	0.023855	9.31	38.48	18.63	1.80
Eje	60	Tr 2.33	124.27	975.96	978.24	979.06	980.89	0.039395	7.21	17.25	13.51	2.04
Eje	60	Tr 5	154.69	975.96	978.48	979.37	981.34	0.039136	7.50	20.63	15.29	2.06
Eje	60	Tr 10	187.31	975.96	978.70	979.66	981.76	0.036824	7.75	24.18	16.28	2.03
Eje	60	Tr 25	238.84	975.96	978.94	980.10	982.59	0.039004	8.46	28.22	17.34	2.12

HEC-RAS Plan: Mod_Cp River: Quebrada Reach: Eje (Continued)

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m³/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Eje	60	Tr 50	285.06	975.96	979.13	980.40	983.29	0.040680	9.03	31.56	18.21	2.19
Eje	60	Tr 100	338.46	975.96	979.33	980.71	984.05	0.041969	9.63	35.21	19.48	2.25
Eje	50	Tr 2.33	124.27	974.94	976.62	977.63	980.30	0.061760	8.50	14.62	13.19	2.58
Eje	50	Tr 5	154.69	974.94	976.84	977.92	980.77	0.056781	8.78	17.61	14.15	2.51
Eje	50	Tr 10	187.31	974.94	977.05	978.21	981.21	0.053131	9.04	20.73	15.12	2.46
Eje	50	Tr 25	238.84	974.94	977.31	978.61	982.04	0.053174	9.63	24.79	16.43	2.50
Eje	50	Tr 50	285.06	974.94	977.51	978.95	982.72	0.052974	10.11	28.18	17.20	2.52
Eje	50	Tr 100	338.46	974.94	977.72	979.33	983.47	0.053232	10.63	31.84	17.98	2.55
Eje	40	Tr 2.33	124.27	974.06	975.57	976.54	979.54	0.086994	8.83	14.07	15.90	3.00
Eje	40	Tr 5	154.69	974.06	975.74	976.82	980.06	0.079405	9.21	16.79	16.55	2.92
Eje	40	Tr 10	187.31	974.06	975.91	977.08	980.54	0.073270	9.54	19.63	17.20	2.85
Eje	40	Tr 25	238.84	974.06	976.13	977.47	981.38	0.070110	10.15	23.53	18.10	2.84
Eje	40	Tr 50	285.06	974.06	976.30	977.77	982.07	0.068331	10.64	26.80	18.78	2.84
Eje	40	Tr 100	338.46	974.06	976.49	978.10	982.82	0.067149	11.15	30.36	19.50	2.85
Eje	30	Tr 2.33	124.27	973.75	974.77	975.63	978.52	0.105626	8.59	14.47	19.91	3.22
Eje	30	Tr 5	154.69	973.75	974.89	975.87	979.15	0.100854	9.15	16.91	20.40	3.21
Eje	30	Tr 10	187.31	973.75	975.01	976.11	979.71	0.095159	9.60	19.52	20.90	3.17
Eje	30	Tr 25	238.84	973.75	975.19	976.45	980.50	0.090612	10.28	23.24	21.57	3.16
Eje	30	Tr 50	285.06	973.75	975.33	976.73	981.28	0.087770	10.80	26.39	22.12	3.16
Eje	30	Tr 100	338.46	973.75	975.49	977.03	982.04	0.085479	11.34	29.84	22.71	3.16
Eje	20	Tr 2.33	124.27	972.83	973.85	974.64	977.40	0.107372	8.34	14.90	21.76	3.22
Eje	20	Tr 5	154.69	972.83	973.96	974.87	978.06	0.108194	8.97	17.24	22.62	3.28
Eje	20	Tr 10	187.31	972.83	974.06	975.08	978.65	0.110269	9.49	19.73	24.08	3.35
Eje	20	Tr 25	238.84	972.83	974.20	975.40	979.58	0.107637	10.28	23.24	24.68	3.38
Eje	20	Tr 50	285.06	972.83	974.33	975.65	980.32	0.104630	10.84	26.29	25.14	3.38
Eje	20	Tr 100	338.46	972.83	974.46	975.93	981.10	0.101956	11.42	29.64	25.66	3.39
Eje	10	Tr 2.33	124.27	972.35	973.40	974.06	976.16	0.093282	7.36	16.88	26.75	2.96
Eje	10	Tr 5	154.69	972.35	973.49	974.26	976.76	0.101906	8.01	19.31	28.77	3.12
Eje	10	Tr 10	187.31	972.35	973.57	974.45	977.35	0.102108	8.61	21.76	29.10	3.18
Eje	10	Tr 25	238.84	972.35	973.69	974.73	978.28	0.105230	9.50	25.14	29.61	3.29
Eje	10	Tr 50	285.06	972.35	973.78	974.96	979.04	0.106003	10.16	28.05	29.98	3.35
Eje	10	Tr 100	338.46	972.35	973.89	975.20	979.86	0.106207	10.82	31.27	30.37	3.41