LOCALIZACIÓN GENERAL

San Antonio del Tequendama es un municipio colombiano del departamento de Cundinamarca, ubicado en la Provincia del Tequendama; se encuentra a 56 km de Bogotá. El sector rural de San Antonio del Tequendama está integrado por las siguientes veredas: Arracachal, Caicedo, Chicaque, Quintas Colombia, Cubsio, El Cajón, La María, La Rambla, La Rápida, Laguna Grande, Las Angustias, Nápoles, Patio de Bolas, Ponchos, Quebrada Grande, San Isidro, San José, Santa Fe, Santivar, Vancouver y Zaragoza, también cuenta con dos centros poblados: uno de ellos es llamado Santandercito, el otro centro poblado es Pradilla, que comparte territorio con los municipios de El Colegio y San Antonio del Tequendama.



MECANISMOS DE FALLA.

De acuerdo con las observaciones de campo, y las características topográficas, geotécnicas, geológicas y geomorfológicas, se determina que los mecanismos de falla del perfil de suelo son de tipo planar falla traslacional, aunque en algunos puntos se presentan fallas locales de tipo rotacional. Se debe tener en cuenta que el suelo residual (Sr-K2E1g) que tiene menor resistencia puede generar mecanismos de falla sobre el sustrato rocoso de la roca intermedia de arenisca (Ria-K2E1G) como se identifica en la ilustración a continuación.




En el desarrollo de los análisis de estabilidad y de amenaza por movimientos en masa, se elaboraron perfiles que integran tanto las condiciones propias del terreno como los efectos derivados de las excavaciones ejecutadas durante la construcción de las obras de contención. Dichos perfiles permiten representar de manera adecuada los estados de esfuerzo del suelo, considerando además las cargas asociadas a las estructuras proyectadas. Para el caso específico de los muros en gavión, se adoptó como referencia una carga equivalente de 10 kPa por nivel, valor que se encuentra dentro de rangos técnicamente aceptados para este tipo de soluciones. No obstante, en concordancia con los lineamientos de la NSR-10, se consideró un peso unitario del material de relleno de 20 kN/m³, lo que conduce a una carga aproximada de 12 kPa, garantizando así un enfoque conservador en la modelación y en la verificación de la estabilidad del sistema.

Cabe resaltar que varios de estos cortes se encuentran actualmente revegetalizados, condición que contribuye a mejorar parcialmente la estabilidad superficial del talud, al reducir la velocidad de escorrentía y favorecer cierto grado de cohesión en la capa más externa del suelo. Sin embargo, este efecto es limitado y no sustituye la necesidad de implementar soluciones de carácter ingenieril que garanticen la estabilidad integral del terreno.




En el marco de la ejecución de las obras de contención mediante estructuras de gaviones, se evidenciaron condiciones particulares del terreno y del entorno inmediato que incidieron directamente en la metodología constructiva adoptada para la excavación del cajón de cimentación. Específicamente, las restricciones físicas del área de intervención, tales como la proximidad de linderos, presencia de infraestructura existente, limitaciones de acceso

para maquinaria y la configuración geomorfológica del sitio, impidieron la conformación de taludes con inclinaciones más tendidas, como el perfil del 70% contemplado o en condiciones ideales de obra.

En este contexto, fue técnicamente necesario ejecutar la excavación con un talud aproximado del 90%, lo que implicó una geometría más vertical de los cortes. Esta decisión no obedeció a criterios arbitrarios, sino a la necesidad de garantizar la viabilidad constructiva del proyecto dentro de un espacio confinado, optimizando el uso del área disponible y evitando afectaciones a elementos adyacentes. Cabe resaltar que, en escenarios donde el espacio es limitado, la modificación de los ángulos de excavación constituye una práctica común en ingeniería civil, siempre que se implementen medidas complementarias que aseguren la estabilidad del terreno durante las etapas constructivas.



En la imagen se evidencia la limitada disponibilidad de espacio en el área de intervención, lo cual condiciona directamente la geometría de las excavaciones. En la dirección señalada con la flecha 1, correspondiente a la vía departamental, se presenta una restricción física que impide ampliar el talud hacia este sector sin afectar la estabilidad y funcionalidad de la infraestructura vial existente. Por otra parte, en la dirección indicada con la flecha 2, se localiza una vivienda en la parte inferior, lo que limita cualquier intervención que implique el desarrollo de cortes más tendidos hacia ese lado.

Adicionalmente, la adopción de un talud más pronunciado conllevó la evaluación permanente de las condiciones geotécnicas del suelo, considerando factores como la cohesión, el ángulo de fricción interna y el comportamiento frente a cargas temporales y permanentes. En función de estas variables, se tomaron precauciones tales como el control de la altura de excavación por etapas, la reducción de tiempos de exposición de los taludes, el manejo adecuado de aguas superficiales y, de ser necesario, la implementación de sistemas de sostenimiento provisional.

En relación con el comportamiento hidráulico del sector, se observó que las aguas de escorrentía superficial y de precipitación son conducidas de manera natural a través de drenajes transversales sobre la cara del talud superior. No obstante, se evidencia la ausencia de un sistema formal de drenaje superficial en la vía, como cunetas revestidas, así como la inexistencia de obras de drenaje en la coronación del talud, tales como zanjas de coronación o canales colectores.

Esta condición genera que el flujo de agua no sea controlado adecuadamente, permitiendo su infiltración directa en el macizo de suelo y favoreciendo procesos de saturación. En consecuencia, el punto de descarga de estas aguas se concentra en la corona del talud inferior, incrementando las presiones intersticiales y reduciendo la resistencia al corte del terreno en dicha zona. Esta dinámica fue observada de manera generalizada en el conjunto de viviendas ubicadas en la parte media del talud superior, configurando un escenario que propicia la inestabilidad progresiva del sistema.

Bajo este contexto, se hace evidente que la problemática no responde únicamente a las intervenciones puntuales realizadas, sino a la ausencia de un manejo integral de aguas superficiales, siendo indispensable la implementación de obras complementarias como cunetas en concreto, zanjas de coronación y sistemas de drenaje adecuados, que permitan controlar la escorrentía, disminuir la infiltración y, en consecuencia, mejorar las condiciones de estabilidad global del talud y de las estructuras asociadas.

Las características físicas y geomorfológicas del talud llevan, en muchos casos, incorporados escenarios de susceptibilidad, amenaza y riego de tipo natural. Este territorio, objeto de frecuentes transformaciones naturales, potencializa las condiciones capaces de desencadenar eventos de emergencias mas no por los procesos constructivos en este caso las excavaciones realizadas para la ejecución de la obra.

En relación con el fenómeno presentado, en temporadas de altas precipitaciones dominadas por los ciclos de variabilidad hidroclimática, el material de los taludes se encuentra en disposición de fallar de forma más significativa en la zona II. Un porcentaje elevado del área evaluada (zona I y II) se encuentra constituida por un relieve de alta pendiente que induce la generación de fenómenos de remoción en masa en sectores específicos.

La deformación de estos taludes se produce por un cambio en los esfuerzos internos de la masa de suelo, lo que genera el movimiento retrogresivo y potencialmente peligroso, dado el volumen del deslizamiento. Además de las precipitaciones, la meteorización y/o las actividades climáticas en los últimos meses has generado la inestabilidad de los taludes a lo largo de toda la zona puede generar otros riesgos potenciales, como la pérdida de capacidad portante del terreno de los taludes por las variaciones del nivel del agua. En la zona I, el proceso observado es principalmente retrogresivo y degenerativo, debido posiblemente a los procesos de deforestación a lo largo de toda la corona del talud superior como se observa en la siguiente figura





En la zona II se observó un movimiento retrogresivo que indujo el colapso de la estructura del talud a lo largo del perfil longitudinal de la parte baja del talud superior como se observa en la siguiente figura. En este caso, el material deslizado se dispone y acumula en los flancos de la cuneta sobre la parte frontal de la casa 3. Este movimiento responde principalmente a un proceso erosivo por la falta de obras de drenaje lo que, en temporadas de lluvia, aumenta la presión de poros, variando el estado de esfuerzos y reduciendo la capacidad portante y la fricción entre partículas dentro del talud.





De estos procesos, se evidencio que las aguas superficiales de escorrentía que son capturadas por las áreas aferentes en el área de construcción del muro tipo gavión no cuentan con un drenaje óptimo, causando así encharcamientos y saturación del suelo del talud donde se realizan las obras de estabilización.

En relación con las observaciones realizadas por la administración municipal, en las cuales se atribuye la pérdida de banca y los fenómenos de inestabilidad en la parte baja del talud a la saturación del terreno asociada a los cortes ejecutados durante la construcción de las obras de contención en gavión, es necesario precisar, desde un enfoque técnico, las causas reales que originan dicha problemática

Si bien la ejecución de excavaciones con taludes pronunciados puede generar una modificación temporal en el estado de esfuerzos del suelo, estas actividades fueron

desarrolladas bajo criterios de control constructivo y considerando las condiciones geotécnicas del sitio. Además, la geometría adoptada respondió a limitaciones de espacio previamente descritas, sin que por sí sola constituya un factor determinante de inestabilidad a gran escala.

Desde el punto de vista de la ingeniería, la pérdida de banca y los procesos de inestabilidad observados están estrechamente relacionados con el incremento de las presiones intersticiales en el suelo, producto de la infiltración y acumulación de aguas superficiales. Este fenómeno reduce la resistencia al corte del material, afectando directamente parámetros como la cohesión efectiva y el ángulo de fricción interna, lo cual favorece la ocurrencia de deslizamientos o deformaciones progresivas del terreno.

En este sentido, se identifica como causa principal la ausencia de obras de drenaje superficial en la parte superior del talud, tales como zanjas de coronación, cunetas revestidas en concreto u otros sistemas de conducción hidráulica. Estas estructuras cumplen una función fundamental en la interceptación, captación y conducción controlada de las aguas de escorrentía, evitando su infiltración directa hacia el macizo de suelo.

La falta de dichas obras complementarias permite que el agua superficial fluya libremente sobre el terreno, infiltrándose en las capas subsuperficiales y generando procesos de saturación progresiva. Esta condición, sumada a eventos de precipitación, incrementa significativamente el peso volumétrico del suelo y disminuye su capacidad portante, induciendo esfuerzos adicionales.





Es importante resaltar que las estructuras en gavión, por su naturaleza permeable, están diseñadas para permitir el paso del agua y aliviar presiones hidrostáticas, lo que las hace altamente eficientes como sistemas de contención. Sin embargo, su correcto desempeño depende en gran medida de la existencia de un manejo adecuado de las aguas superficiales y subsuperficiales en todo el sistema, incluyendo las zonas superiores del talud.

ANALISIS HIDROLÓGICO.

EL análisis hidrológico tiene como alcance principal la determinación de los caudales pico máximos en las obras de drenaje, de conformidad con los periodos de retorno adoptados por en el Manual de Drenaje para Carreteras (INVIAS 2009) y la Guía de diseño de

pavimentos en placa huella publicados por el Instituto, para esto se realizarán los siguientes cálculos:

1. Recopilación de información cartográfica y climatológica.

2. Delimitación de áreas aferentes de drenaje.

3. Cálculo de intensidades de lluvia (curvas IDF) para diferentes periodos de retorno.

4. Determinación de Coeficientes de escorrentía (Si aplica) según uso y tipo de suelo de la zona.

5. Cálculo de caudales máximos para cada área aferente identificada

DETERMINACION DE LA INTENSIDAD DE LAS LLUVIAS EN LAS ZONAS DEL PROYECTO (mm/h)

Con el propósito de determinar la intensidad de las lluvias en la zona del proyecto, se recopiló la información representativa disponible, a tal efecto, y con el fin de describir el régimen de lluvias, se adquirió información de registros históricos de una estación pluviométrica convencional, que registran en milímetros las precipitaciones.

Identificación de las estaciones meteorológicas representativas.

Para el análisis de precipitación, se toman datos históricos registrados en serie de la estación Pluviométrica del IDEAM Hidroparaiso –21202160 ubicada en el municipio de El Colegio, departamento de Cundinamarca, localizada a 4.4 Km de la ubicación de las obras a ejecutar.

Catalogo Nacional de Estaciones: HIDROPARAISO [21202160]	
Código	21202160
Nombre	HIDROPARAISO [21202160]
Categoría	Pluviométrica
Longitud	-74,41
Latitud	4,57
Altitud	1.685,00
Departamento	Cundinamarca
Municipio	El Colegio
Estado	Activa
Tecnología	Convencional
Fecha de Instalación	Enero 14, 1999
Fecha de Suspensión	

Tabla 2. Ficha técnica de la estación de interés.

A continuación, se presenta la ubicación de esta estación con respecto a la zona del proyecto

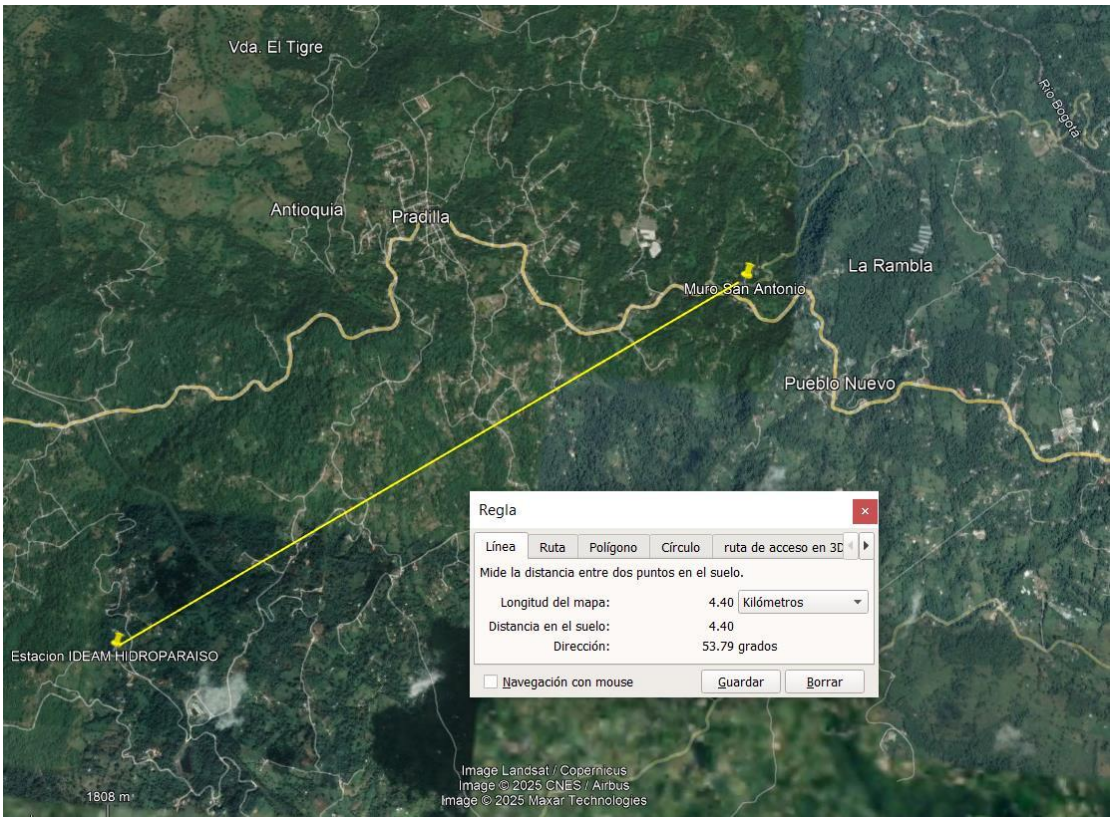
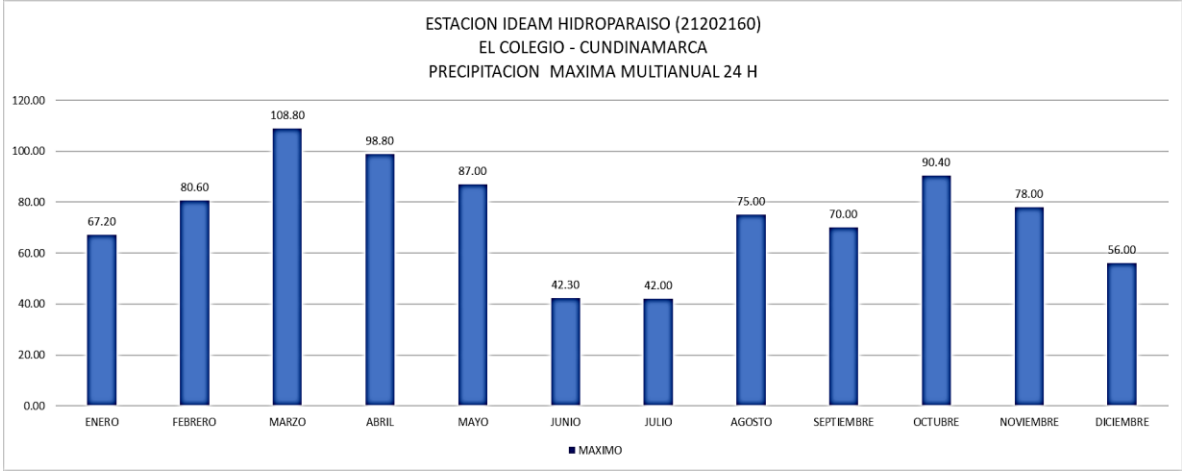


Figura 2, Localización de la estación representativa
Fuente: Elaboración propia con información del IDEAM

ESTACION HIDROPARAISO - 21202160
EL COLEGIO - CUNDINAMARCA
Lat 4.57, Long -74.41, Alt 1.685 msnm
VALORES MAXIMOS DIARIOS MENSUALES DE PRECIPITACION

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	MAX
2007	29.50	24.00	22.00	33.50	18.00	18.00	11.00	13.10	34.00	71.00	30.00	56.00	**71.00**
2008	35.00	62.00	65.50	43.30	87.00	28.00	20.50	75.00	12.50	58.00	78.00	52.00	**87.00**
2009	34.50	0.00	**47.84**	**44.72**	**36.79**	38.10	27.90	5.50	19.90	52.40	37.00	18.70	**52.40**
2010	48.50	9.00	37.40	40.60	54.40	17.00	24.20	21.10	29.30	42.00	76.70	38.00	**76.70**
2011	27.00	43.30	43.20	67.90	48.80	42.30	14.30	22.10	24.30	44.00	34.50	41.30	**67.90**
2012	40.40	16.90	21.90	38.40	37.10	11.20	12.10	18.30	8.70	37.70	37.60	31.10	**40.40**
2013	35.90	55.80	42.00	55.90	30.10	13.90	13.80	26.70	64.70	48.00	52.00	55.10	**64.70**
2014	18.90	48.20	59.50	17.20	60.60	14.00	40.70	10.60	12.60	35.40	58.70	21.90	**60.60**
2015	14.70	72.50	55.50	37.40	24.50	17.30	17.30	15.10	6.80	**54.25**	23.80	6.30	**72.50**
2016	11.50	29.60	77.20	39.20	29.30	14.50	24.80	8.60	48.60	22.80	71.60	50.40	**77.20**
2017	67.20	18.80	39.30	63.30	56.20	27.00	20.00	34.80	10.00	56.30	8.20	31.80	**67.20**
2018	14.00	80.60	108.80	98.80	35.20	32.40	8.20	6.00	14.50	78.90	39.50	14.50	**108.80**
2019	56.50	29.00	36.10	48.90	11.20	17.70	10.00	13.50	13.50	33.60	56.60	19.70	**56.60**
2020	24.00	42.30	28.50	14.00	14.60	20.00	14.50	36.30	70.00	61.70	58.20	23.00	**70.00**
2021	17.10	67.70	53.50	42.10	44.30	22.50	23.00	24.00	13.00	77.70	64.40	56.00	**77.70**
2022	15.00	64.00	43.40	58.20	23.00	35.50	42.00	14.00	28.50	64.40	40.20	42.50	**64.40**
2023	42.20	15.20	52.00	47.80	46.80	14.20	33.20	12.80	12.80	90.40	31.70	46.80	**90.40**
2024	6.20	24.80	34.80	26.10	17.30	19.50	15.60	20.30	24.20	48.00	75.30	48.60	**75.30**
2025	27.50	36.80	40.50	32.30	23.80	5.40							**40.50**
MAXIMO	**67.20**	**80.60**	**108.80**	**98.80**	**87.00**	**42.30**	**42.00**	**75.00**	**70.00**	**90.40**	**78.00**	**56.00**	**108.80**
MEDIO	**29.77**	**38.97**	**47.84**	**44.72**	**36.79**	**21.50**	**20.73**	**20.99**	**24.88**	**54.25**	**48.56**	**36.32**	**69.54**
MINIMO	**6.20**	**0.00**	**21.90**	**14.00**	**11.20**	**5.40**	**8.20**	**5.50**	**6.80**	**22.80**	**8.20**	**6.30**	**40.40**

Tabla 3. Valores Máximos de Precipitación en 24 Horas Estación Hidroparaiso – El Colegio Cundinamarca



Curvas Intensidad Duración Frecuencia IDF

La Curva Intensidad Duración Frecuencia, representa la intensidad (I) o magnitud de una lluvia fuerte expresada en milímetros por hora, para una duración (D) determinada que usualmente puede ser 30, 60, 90, 120 o 360 minutos y que se estima tiene una probabilidad de ocurrencia, o frecuencia (F) expresada en años, lo que también se conoce como periodo de retorno.

Para la obtención de las curvas IDF de la zona en estudio, se empleó la metodología de regionalización de curvas IDF sintéticas para Colombia, la cual fue propuesta por el profesor Mario Díaz Granados (Universidad de los Andes, 1998). Este procedimiento permite determinar las curvas IDF a partir de información de lluvias máximas diarias, para lo cual divide el territorio nacional en cinco grandes zonas o regiones climatológicas: Andina, Caribe, Pacifico, Orinoquia y Amazonia. Este procedimiento es aplicable para periodos de retorno entre 2 y 100 años, y lluvias con duraciones entre 5 y 360 minutos La anterior metodología se encuentra descrita en el Manual de drenaje (INVIAS 2009) y corresponde a la metodología simplificada de cálculo de las curvas intensidad – duración – frecuencia El estudio de los eventos extremos de precipitación mediante las curvas de intensidad – duración – frecuencia (IDF), es una de las principales herramientas para la estimación de tormentas de diseño en el cálculo de caudales máximos de diseño, asociadas a un cierto período de retorno o nivel dado de probabilidad de no excedencia. La metodología tradicional para estimar las curvas IDF considera que los cuantiles de igual probabilidad están determinísticamente ligados por una expresión empírica.

Puesto que, en la mayoría de los casos, no se dispone de datos de precipitación suficientes, habitualmente se recurre a fórmulas empíricas para la estimación de las curvas IDF, estimando los valores de los parámetros correspondientes al lugar de interés En este caso, para la obtención de las curvas IDF de la zona en estudio, se empleó, tal y como se mencionó anteriormente, la metodología de regionalización de curvas IDF sintéticas para Colombia, la cual fue propuesta por el profesor Mario Díaz Granados (Universidad de los Andes, 1998). Este procedimiento permite determinar las curvas IDF a partir de información de lluvias máximas diarias, para lo cual divide el territorio nacional en cinco grandes zonas o regiones climatológicas: Andina, Caribe, Pacifico, Orinoquia y Amazonia. Este procedimiento es aplicable para periodos de retorno entre 2 y 100 años, y lluvias con duraciones entre 5 y 360 minutos.

Constantes de regionalización	
Zona	R1
a	0.94
b	0.18
c	0.66
d	0.83
M	69.54

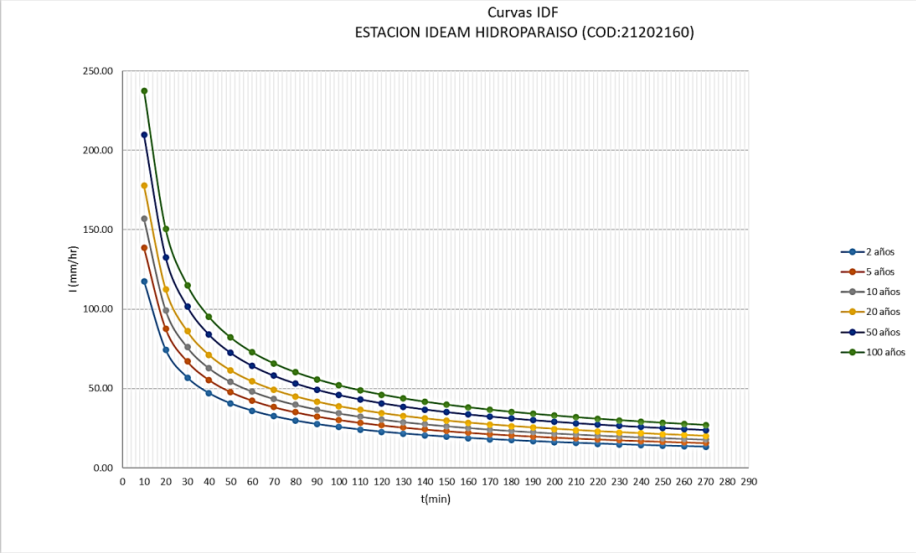


Figura 5, Curvas IDF para estación Hidroparaiso
Fuente: Elaboración propia con información de IDEAM

Información satelital

Por medio del satélite ALOS PALSAR obtuvimos el modelo de elevación digital, el cual se encuentra en la página de la NASA.

Con el modelo de elevación digital, y mediante el uso de herramientas computarizadas del programa QGIS, se logra identificar cada uno de los drenajes que se encuentran dentro de la vía, es decir los puntos críticos. que deben ser tenidos en cuenta para los cálculos hidráulicos de las obras de drenaje.

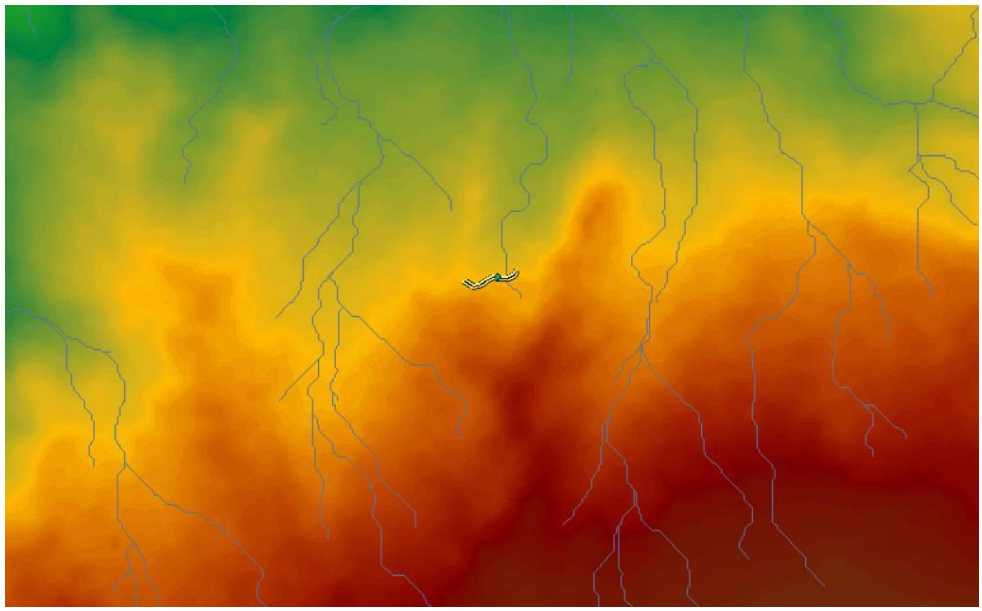


Figura 6, Modelo Digital de Elevación
Fuente: Propia. - ALOS PALSAR DEM 12.5x12.5



Figura 7, Área de Drenaje
Fuente: Propia.

Las áreas de las microcuencas calculadas se encuentran descritas en el siguiente cuadro

Tabla 6. Área de microcuenca de interés.

Microcuenca 1	
Area Km2	0.007209
Cota Aguas Arriba	1486
Cota Aguas Abajo	1463
Delta	23
Pendiente	0.23

Por lo tanto, y de conformidad con el análisis técnico realizado en la zona donde se ejecutan las obras de mitigación por fenómenos de remoción en masa, se ha identificado que las condiciones actuales de inestabilidad en los taludes superiores están directamente asociadas a procesos de saturación del terreno. La acumulación de humedad y la colmatación de los suelos generan un incremento en las presiones internas, lo que se traduce en mayores empujes principalmente de carácter vertical y lateral que afectan el equilibrio del sistema y la estabilidad de las estructuras proyectadas.

En este contexto, si bien las obras de contención planteadas, como los muros en gavión, cumplen una función estructural importante al contrarrestar los empujes del terreno y permitir el alivio de presiones hidrostáticas, por sí solas no son suficientes para garantizar la estabilidad integral del área intervenida. La problemática identificada tiene un componente hidráulico significativo que debe ser atendido de manera complementaria.

TIPO DE OBRA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)[1]
Cunetas	5
Zanjas de Coronación[2]	10
Estructuras de Caída[2]	10
Alcantarillas de 0.90 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores a 0.90 m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10 m)	25
Puentes de luz mayor o igual a 10 m y menor a 50 m	50
Puentes de luz mayor o Igual a 50 m	100
Drenaje subsuperficial	2

Descripción	*n*
Mampostería de piedra bruta	0.020
Mampostería de piedras rectangulares	0.017
Mampostería de ladrillos, sin revestido	0.015
Mampostería de ladrillo, revestida	0.012
Canales de concreto, terminación ordinaria	0.014
Canales de concreto, con revestimiento liso	0.012
Canales con revestimiento muy liso	0.010
Canales de tierra en buenas condiciones	0.025
Canales de tierra con plantas acuáticas	0.035
Canales irregulares y muy mal conservados	0.040
Conductos de madera cepillada	0.011
Barro (vitrificado)	0.013
Tubos de acero soldado	0.011
Tubos de concreto	0.013
Tubos de hierro fundido	0.012
Tubos de asbesto cemento	0.011

Además de realizar el chequeo por capacidad se realiza el chequeo de velocidades en el cual se requieren velocidades de mínimo 1.0 m/s para evitar la sedimentación en las alcantarillas y las velocidades máximas, está definidas por la tabla a continuación (INVIAS, 2009)

Por esta razón, se hace técnicamente necesario incorporar obras de manejo de escorrentía superficial, tales como zanjas de coronación, cunetas revestidas y sistemas de conducción

adecuados, con el fin de interceptar y canalizar las aguas de lluvia antes de que estas se infiltren en el macizo del talud. Estas medidas permitirán reducir la saturación del suelo, controlar el aumento de presiones intersticiales y, en consecuencia, disminuir los esfuerzos que generan inestabilidad.

Tabla 10. Velocidades máximas (INVIAS, 2009)

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)
Ladrillo común	3.0
Ladrillo vitrificado	5.0
Arcilla vitrificada (gres)	4.0
Concreto 175 kg/cm^2	6.0
Concreto 210 kg/cm^2	10.0
Concreto 280 kg/cm^2	15.0
Concreto 350 kg/cm^2	20.0

Se adopta una velocidad máxima permisible de 10 m/s, requiriendo un concreto con una resistencia a la compresión mínima de f'c = 210 kg/cm2

El diseño de estas obras deberá considerar periodos de retorno entre 1 y 10 años, en concordancia con los lineamientos establecidos en el Manual de Drenaje del INVIAS (2009), asegurando así que el sistema tenga la capacidad hidráulica suficiente para manejar eventos de precipitación representativos de la zona

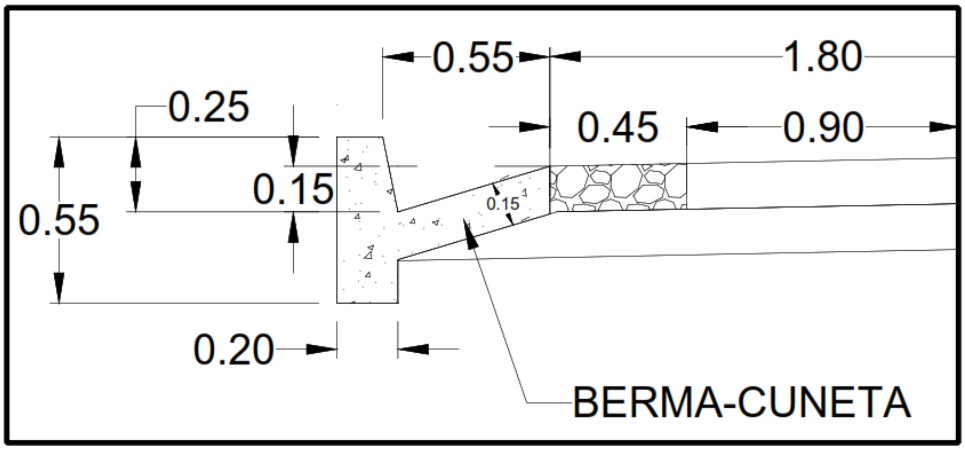
Cálculo de obras menores

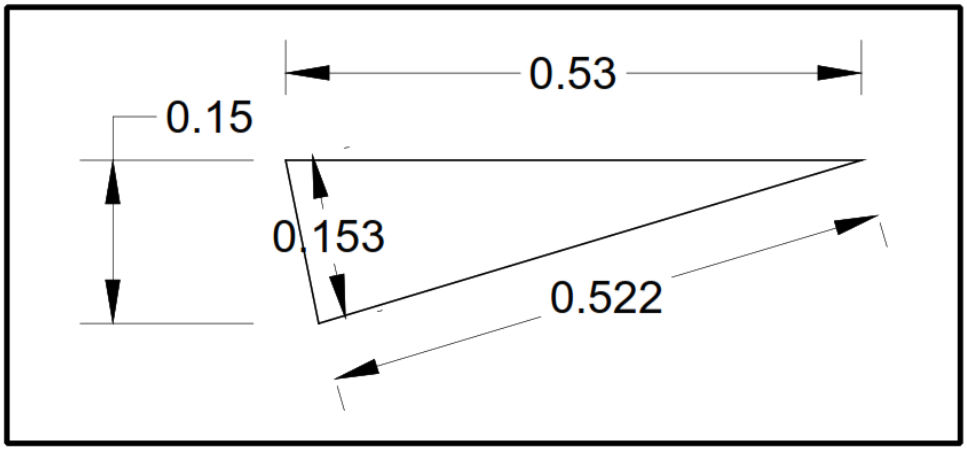
• La berma-cuneta propuesta de una longitud (L), debe chequearse contra la acción erosiva del agua, aunque al ser construida en concreto la erosión solo se producirá cuando la velocidad del agua supere los 3 m/seg. La erosión se presentará en longitudes muy largas con fuertes pendientes, longitudes que son superiores a las longitudes (L) de rebosamiento.

En conclusión, la cuneta primero se rebosa y luego se erosiona y en el sitio de rebosamiento se ubica un aliviadero o una alcantarilla para la evacuación del agua de la berma-cuneta.

Se considera un ancho de Impluvium (B) igual a 25 m definido para una vía en terreno montañoso, que es la condición más desfavorable, donde se presenta una mayor área tributaria hacia la berma cuneta.

Control Hidráulico de la Berma Cuneta





Donde:
Profundidad máxima de la lámina de agua = 0.150 m.
Ancho máximo de la lámina de agua = 0.521 m.
Área hidráulica (a) = 0.039 m2
Perímetro mojado = 1.195 m.
Radio Hidráulico (R) = 0.0326.
Superficie de la cuneta en concreto.
Coeficiente de Manning (n) = 0.014.
Pendiente de la cuneta igual a la pendiente de la rasante de la vía (S).
Pendiente mínima de la vía = 0.5%.
Pendiente máxima de la vía = Según diseño de la rasante de la vía (S).
Intensidad de la lluvia (I) = Valor obtenido la curva I-D-F.
Duración del aguacero (Tiempo de concentración) = 15 minutos.
Periodo de retorno = 5 años.
Coeficiente de escorrentía (Ce) = 0.82, terreno montañoso, tierras cultivadas, suelo arcilloso, según
los Valores del coe¬ficiente de escorrentía en áreas rurales del Manual de Drenaje para Carreteras
INV-2009-Tabla 2.10

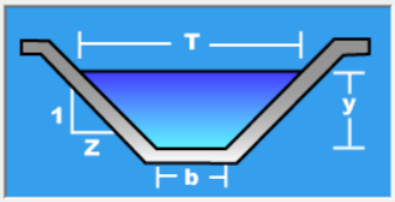
Ancho de Impluvium = Según perfil del terreno

Aplicando la ecuación de Manning para las pendientes extremas se obtienen las siguientes variables de funcionamiento hidráulico para la zanja:

Lugar:	San Antonio del Tequendama	Proyecto:	Muro de contención
Tramo:	Tramo 1	Revestimiento:	Concreto

Datos:

Caudal (Q):	0.21	m3/s
Ancho de solera (b):	0.4	m
Talud (Z):	0.5	
Rugosidad (n):	0.014	
Pendiente (S):	0.23	m/m



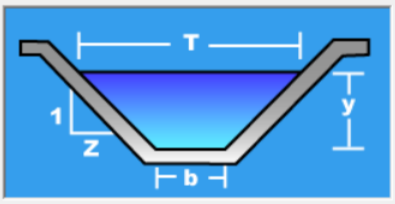
Resultados:

Tirante normal (y):	0.0861	m	Perímetro (p):	0.5926	m
Area hidráulica (A):	0.0382	m2	Radio hidráulico (R):	0.0644	m
Espejo de agua (T):	0.4861	m	Velocidad (v):	5.5034	m/s
Número de Froude (F):	6.2716		Energía específica (E):	1.6298	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

Lugar:	San Antonio del Tequendama	Proyecto:	Muro de contención
Tramo:	Tramo 1	Revestimiento:	Concreto

Datos:

Caudal (Q):	0.21	m3/s
Ancho de solera (b):	0.4	m
Talud (Z):	0.5	
Rugosidad (n):	0.014	
Pendiente (S):	0.02	m/m



Resultados:

Tirante normal (y):	0.1830	m	Perímetro (p):	0.8091	m
Area hidráulica (A):	0.0899	m2	Radio hidráulico (R):	0.1111	m
Espejo de agua (T):	0.5830	m	Velocidad (v):	2.3351	m/s
Número de Froude (F):	1.8982		Energía específica (E):	0.4609	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

Como puede apreciarse la cuneta propuesta de base 0.40 m, pendiente 0.5:1 y altura de 0.50 m, cumple con la capacidad hidráulica para transportar el caudal de diseño

CONCLUSIONES

El material de relleno dispuesto en el espaldar de las estructuras se considera apto, siempre que cumpla con las especificaciones establecidas para material tolerable según la norma INV-220-22.

En este sentido, se precisa que dicho relleno no debe corresponder a material producto de excavación sin control, sino que debe ser seleccionado y compactado mecánicamente, garantizando así condiciones adecuadas de densidad, resistencia y comportamiento geotécnico.

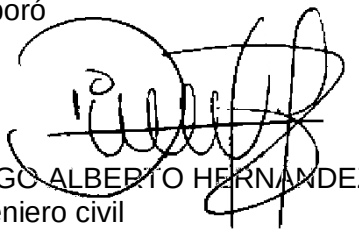
Con el fin de mejorar la estabilidad y durabilidad de las estructuras en gavión, se contempla la instalación de un manto anti-socavación tipo geomembrana, el cual proporciona una condición adicional de seguridad frente a procesos de erosión lateral. Este elemento será dispuesto en el costado derecho del sistema de gaviones, específicamente en la zona más susceptible a socavación, cubriendo un área aproximada de 70 m².

Desde el punto de vista hidráulico, es fundamental la incorporación de sistemas de drenaje adecuados. En este sentido, se prevé la implementación de filtros y drenajes entre los módulos de gavión, lo cual permitirá evitar la acumulación de presiones hidrostáticas, facilitando el paso controlado del agua y contribuyendo al correcto desempeño estructural del sistema.

Adicionalmente, se recomienda la construcción de cunetas de drenaje longitudinal a lo largo de la vía, con el propósito de interceptar y conducir las aguas de escorrentía superficial, garantizando así la estabilidad de la infraestructura vial donde se proyecta la obra de contención.

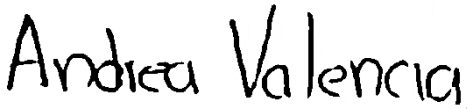
De igual manera, se considera necesaria la ejecución de una zanja de coronación en la parte superior del talud intervenido, con el fin de evitar la infiltración directa de aguas hacia el macizo, reduciendo los niveles de saturación y contribuyendo a la estabilidad general del sistema.

Elaboró



DIEGO ALBERTO HERNANDEZ
Ingeniero civil

Cordialmente



ANDREA JOHANA VALENCIA PEÑA
Representante legal
CONSORCIO TALUDES 2025