

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

The paper was published in the proceedings of XVI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (XVI PCSMGE) and was edited by Dr. Norma Patricia López Acosta, Eduardo Martínez Hernández and Alejandra L. Espinosa Santiago. The conference was held in Cancun, Mexico, on November 17-20, 2019.

Excavaciones para el vertedero y cuenco de quietamiento del Proyecto Hidroeléctrico Ituango, Colombia

Natalia GIRALDO^a, Juan David HERRERA^{a,1} y María Cecilia SIERRA^a
^a *Integral S.A*

Resumen. El Proyecto Hidroeléctrico Ituango, ubicado en la región noroccidental del departamento de Antioquia - Colombia, contará con una capacidad instalada de 2400 MW y comprende principalmente la ejecución de una presa de 237 m de altura para el represamiento de las aguas del río Cauca, un vertedero para control de excedentes y un complejo de cavernas ubicado en la margen derecha que incluyen una casa de máquinas, caverna de transformadores y dos cavernas de almenaras.

Las excavaciones del vertedero se localizan en la margen derecha del cañón del río Cauca, comenzando en la parte superior hacia la cota 630 m.s.n.m. y llegando en la zona del cuenco de disipación a la cota 200 m.s.n.m. La longitud aproximada es de 900 m y el volumen total de material excavado es de 14'400.000 m³, el cual se utilizó como fuente principal de materiales para la construcción de los enrocados de la presa. La geología del sector corresponde principalmente a gneis cuarzo cuarzo-feldespático y su perfil de meteorización característico, acompañado en algunos sectores de depósitos de dimensiones reducidas.

En este artículo se presentan las características generales del diseño, así como el seguimiento durante construcción y el análisis del comportamiento de las excavaciones considerando la dirección de los diferentes taludes lo largo del vertedero, además de las disposiciones estructurales encontradas durante excavación, incluyendo fallas y cizallas que condicionaron los tratamientos de soporte y avances de excavación. Adicionalmente se analiza el comportamiento de la instrumentación geotécnica compuesta por piezómetros de cuerda vibrante, inclinómetros y extensómetros de posición múltiple, considerando los efectos del proceso de excavación y las condiciones particulares del macizo en cada sector.

Palabras Clave. Vertedero, proyecto hidroeléctrico, Ituango, gneis cuarzo feldespático, diaclasas, foliación, cizallas, inclinómetro, piezómetro, extensómetro, instrumentación, geotecnia.

1. Introducción

El Proyecto Hidroeléctrico Ituango representa el mayor desafío de infraestructura actualmente en desarrollo en Colombia, donde además obras como el vertedero de alivio implican importantes intervenciones en el terreno y sus implicaciones desde el punto de vista geotécnico. Por este motivo, la evaluación constante durante construcción para validar las premisas de diseño es una tarea indispensable, partiendo de una caracterización geológica de los avances de excavación y, de acuerdo a las características

¹ Corresponding Author, Juan David Herrera, Geoscience Department, Integral S.A., Carrera 46 N° 52 - 36. Ed. Vicente Uribe Rendon, Medellín, Colombia; E-mail:jdherera@integral.com.co.

geomecánicas identificadas, se definen y describen los tratamientos de soporte instalados para los diferentes sectores de la obra, teniendo siempre presente la disposición geométrica y los requerimientos de operación y funcionalidad del mismo. En este documento se presenta también el análisis de los comportamientos particulares principales presentados durante excavación, asociados a la presencia de zonas de debilidad, geometría de los taludes de excavación y la voladura ejecutada. Además, se evalúa el desempeño de la obra a partir del análisis de la instrumentación geotécnica instalada para el monitoreo continuo de los taludes del vertedero.

Al examinar todas las variables anteriormente descritas, se observa que los sectores donde se identificaron condiciones particulares, diferentes a las premisas iniciales de diseño, requirieron una complementación de las recomendaciones para el tratamiento de soporte y avances de excavación.

2. Características generales del vertedero

El vertedero del proyecto hidroeléctrico Ituango está ubicado en la margen derecha del río Cauca, tiene una longitud total aproximada de 900 m, con una longitud del canal de descarga de 390 m, el cual tiene una pendiente del 10%, iniciando en la cota 390 m.s.n.m. y finalizando en la elevación 346 m.s.n.m., los muros de este tienen una altura de 13 m, el radio del deflector es de 55 m y el ancho del canal de descarga es entre 75 m a 70 m. El pozo de aquietamiento tiene una longitud de 200 m e inicia en la cota 255 m.s.n.m. y el fondo de este es a la elevación 190 m.s.n.m. (ver Figura 1).

La estructura de control está compuesta por 4 compuertas radiales, con un ancho de 15 m, altura de 24,5 m, el radio de las compuertas es de 29,8 m, el espesor de las pilas es de 5 m.

El caudal máximo de diseño descargado será de 21900 m³/s, correspondiente a un caudal unitario de 365 m³/s, el nivel máximo normal de operación es a la 420 m.s.n.m., la cota del canal de aproximación es la 393 m.s.n.m. y la cresta del azud está a la cota 398 m.s.n.m.

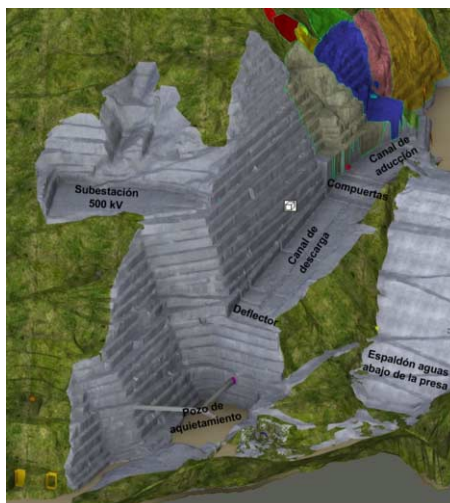


Figura 1. Localización de las obras superficiales de Ituango.

3. Descripción geológica

En general las excavaciones del vertedero se realizaron en un basamento metamórfico conformado por gneises cuarzo-feldespáticos moderadamente meteorizados, moderada a altamente fracturados, con presencia de depósitos de vertiente con espesores de máximo 10 m, en la parte alta hasta la cota 615 m.s.n.m. y en los taludes de cierre norte; adicionalmente, en el cierre sur se identificó la traza de la falla Tocayo, con espesores de la zona de afectación entre 1 m y 5 m de ancho, y disposiciones estructurales en buzamiento y dirección de buzamiento, dentro del rango 60° - 80° / 180° - 220° .

Teniendo en cuenta que el área de excavación fue tan amplia y con el objetivo de particularizar el análisis del comportamiento de cada sector del vertedero, se zonifica como se muestra en la Figura 2. La zona sur está localizada en la pared oriental entre las abscisas km 0+050 y km 0+500, a partir de la ordenada 0 hasta la ordenada 250. La zona occidental está localizada en el machón de roca entre la presa y el vertedero, entre las ordenadas 0 y -100, desde la abscisa km 0+050 a la abscisa km 0+500, y la zona norte corresponde a los taludes del pozo de aquietamiento, a partir de la abscisa km 0+500 hasta la abscisa km 0+850, entre las ordenadas -100 y 250.

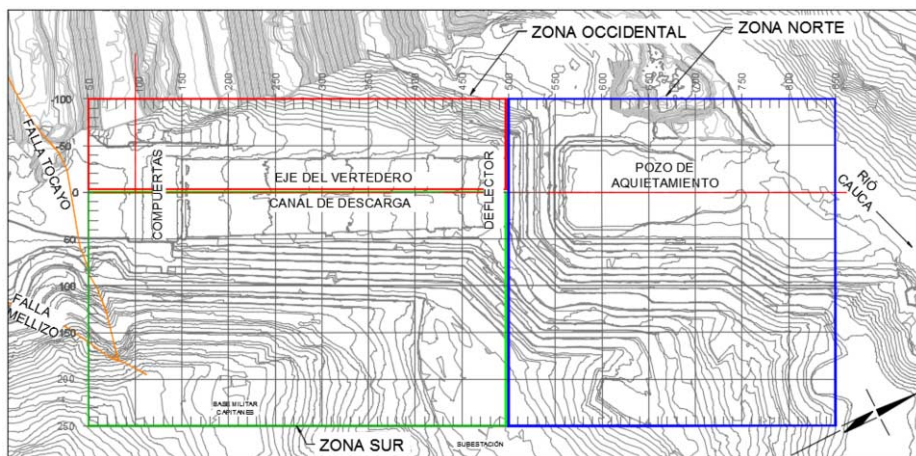


Figura 2. Planta de localización del Vertedero.

3.1. Zona sur

La zona sur está localizada en la pared oriental entre las abscisas km 0+050 y km 0+500, a partir de la ordenada 0 hasta la ordenada 250. Hacia la parte alta de la excavación entre las cotas 630 y 615, y en el cierre norte de las excavaciones del vertedero, se encuentra un depósito coluvial de humedad baja, el cual está conformado por matriz y bloques en una proporción aproximada de 70/30, la matriz es limo-arenosa de plasticidad baja, de compacidad media densa, con bloques angulosos y moderadamente meteorizados.

El depósito mencionado anteriormente, se encuentra reposando sobre un basamento metamórfico conformado por gneises cuarzo-feldespáticos moderadamente meteorizados, moderada a altamente fracturados y con una foliación sub-horizontal bien definida hacia el este, lo cual es favorable para la estabilidad de los cortes en este sector. En la Figura 3, se muestra la representación estereográfica de las familias de discontinuidades encontradas durante excavación de la zona sur del vertedero. Donde se

identifican las principales estructuras indicadas en la Tabla 1. Adicionalmente, se presentaron 5 cizallas principales, una cizalla intrafoliar con una tendencia en buzamiento y dirección de buzamiento de 25°/090°, y las demás asociadas al dominio estructural principal del macizo rocoso, 55°/220°, 70°/090°, 65°/150° y 75°/250°. Además, hacia el cierre sur de las excavaciones, se identificó la traza de la falla Tocayo con disposiciones estructurales en buzamiento y dirección de buzamiento, dentro del rango 60°-80°/180°-220°.

Tabla 1. Principales familias de discontinuidades en el macizo rocoso en la zona sur del vertedero.

Tipo	Buzamiento (°)	Dirección de buzamiento (°)	Persistencia (m)	Espaciamiento (mm)
Foliación	20	100	3 - 10	60 - 200
Diaclasa	65	165	1 - 3	200 - 600
Diaclasa	75	270	3 - 10	200 - 600
Diaclasa	75	240	3 - 10	200 - 600
Diaclasa	75	090	3 - 10	200 - 600
Diaclasa	65	345	1 - 3	200 - 600
Diaclasa	55	015	3 - 10	200 - 600

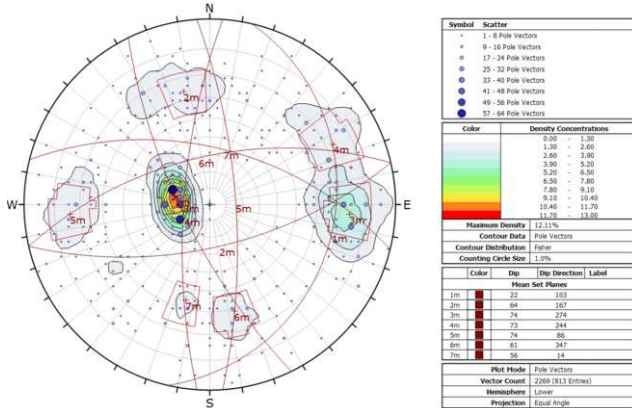


Figura 3. Estereograma de las discontinuidades encontradas durante excavación de la zona sur.

3.2. Zona occidental

La zona occidental está ubicada en la pared izquierda del canal de la descarga y corresponde al machón de roca entre el vertedero y la presa, entre las abscisas km 0+050 y km 0+500, a partir de la ordenada -100 hasta la ordenada 0.

Durante excavación se identificó un basamento metamórfico seco, de fracturado a medianamente fracturado, de meteorización moderada a alta

En la Figura 4, se muestra la representación estereográfica de las familias de discontinuidades presentadas durante excavación de la zona occidental del vertedero. Donde se identifican las principales familias de discontinuidades indicadas en la Tabla 2. Adicionalmente, se presentaron 3 cizallas principales con una tendencia en buzamiento y dirección de buzamiento de 55°/175°, 65°/230° y 80°/290°.

Tabla 2. Principales familias de discontinuidades en el macizo rocoso en la zona occidental del vertedero.

Tipo	Buzamiento (°)	Dirección de buzamiento (°)	Persistencia (m)	Espaciamiento (mm)
Foliación	30	150	3 – 10	60 – 200
Foliación	15	080	3 – 10	200 – 600
Diaclasa	55	170	3 – 10	200 – 600
Diaclasa	60	240	1 – 3	200 – 600
Diaclasa	75	280	3 – 10	200 – 600
Diaclasa	85	355	3 – 10	200 – 600

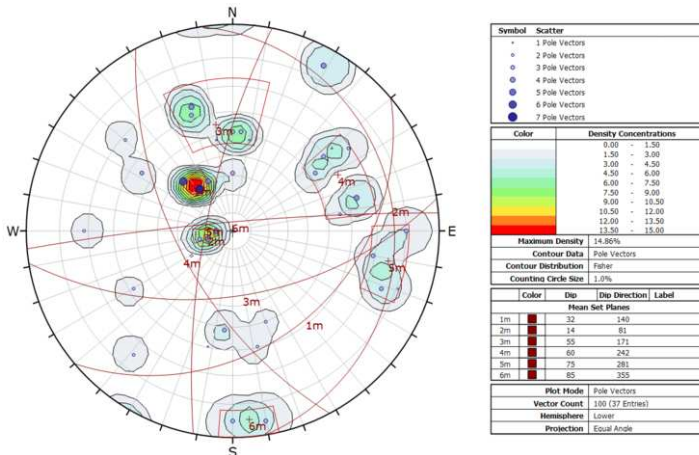


Figura 4. Estereograma de las discontinuidades encontradas durante excavación de la zona occidental.

3.3. Zona norte

Este sector corresponde a los taludes del pozo de aquietamiento, los cuales están comprendidos desde la abscisa km 0+500 hasta la abscisa km 0+850, a partir de la ordenada -100 a la 250.

En la Figura 5, se muestra la representación estereográfica de las discontinuidades presentadas durante excavación de la zona norte del vertedero. Donde se identifican las principales familias de discontinuidades indicadas en la Tabla 3. Adicionalmente, se presentaron 3 cizallas principales, la cizalla intrafoliar con una tendencia en buzamiento y dirección de buzamiento de 25°/105°, y las otras 2 con expresión estructural de 60°/160° y 45°/120°.

Tabla 3. Principales familias de discontinuidades en el macizo rocoso en la zona norte del vertedero.

Tipo	Buzamiento (°)	Dirección de buzamiento (°)	Persistencia (m)	Espaciamiento (mm)
Foliación	20	080	10 – 20	60 – 200
Diaclasa	55	150	3 – 10	200 – 600
Diaclasa	75	240	1 – 3	200 – 600
Diaclasa	70	275	3 – 10	200 – 600
Diaclasa	75	080	1 – 3	200 – 600
Diaclasa	65	345	3 – 10	200 – 600

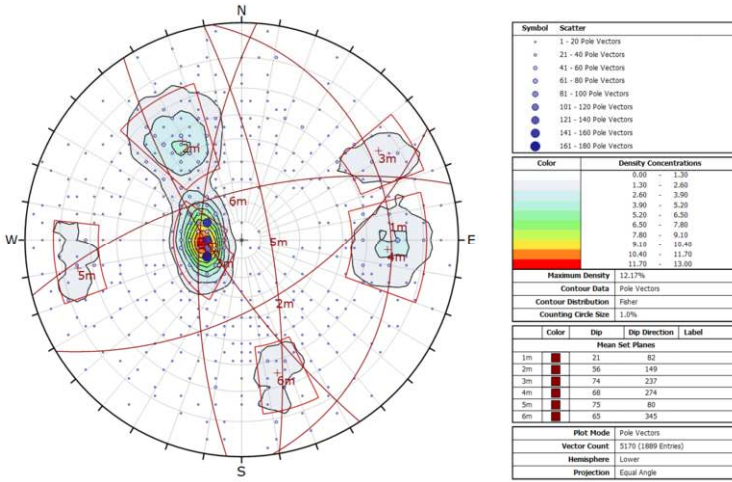


Figura 5. Estereograma de las discontinuidades encontradas durante excavación de la zona norte.

4. Características de diseño de tratamiento de soporte

La geometría general de excavación de los taludes para la conformación del vertedero consiste principalmente en bancos de 15 m de altura, con bermas de 2,5 m a 10 m de ancho. Considerando que en la parte alta de las excavaciones del vertedero se tiene la presencia de un coluvión el primer banco entre las elevaciones 630 y 615 m.s.n.m. tuvo una pendiente de 1,0H:1,0V, luego entre las elevaciones 615 y 570 m.s.n.m., la pendiente de excavación fue de 0,6H:1,0V, después, entre las cotas 570 y 540 m.s.n.m., la pendiente fue de 0,4H:1,0V, desde la cota 540 a la 513 m.s.n.m., la pendiente es de 0,25H:1,0V; desde la cota 513 hasta la 190, tanto en el canal de la descarga como en el cuenco amortiguador los taludes fueron verticales, los taludes de cierre norte, en la zona del cuenco amortiguador se excavaron con pendiente de corte entre 0,27H:1,0V y 1,0H:1,0V.

Los tipos de tratamientos de soporte fueron 8, los cuales consideran las condiciones de función hidráulica, las pendientes y alturas de los taludes de excavación. Dichos tratamientos fueron definidos de acuerdo con las principales familias de discontinuidades identificadas durante la etapa de diseño, así como el perfil de meteorización y las características principales del macizo rocoso. El estimativo de los parámetros geomecánicos se realizó utilizando el criterio de rotura de Hoek-Brown [1]. Los análisis cinemáticos, permitieron definir el espaciamiento y longitud de pernos, donde la resistencia de las discontinuidades fue estimada según Barton [2]. Estos tratamientos consisten esencialmente en concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada, pernos de roca tipo BAL 8 de 6,0 m a 12,0 m de longitud, perforaciones de drenaje de 8,0 m a 12 m de longitud de 51 mm y 76 mm de diámetro. En la Figura 6, se muestra la zonificación de los tratamientos de soporte aplicados en los taludes de excavación del vertedero, correspondiente a los siguiente:

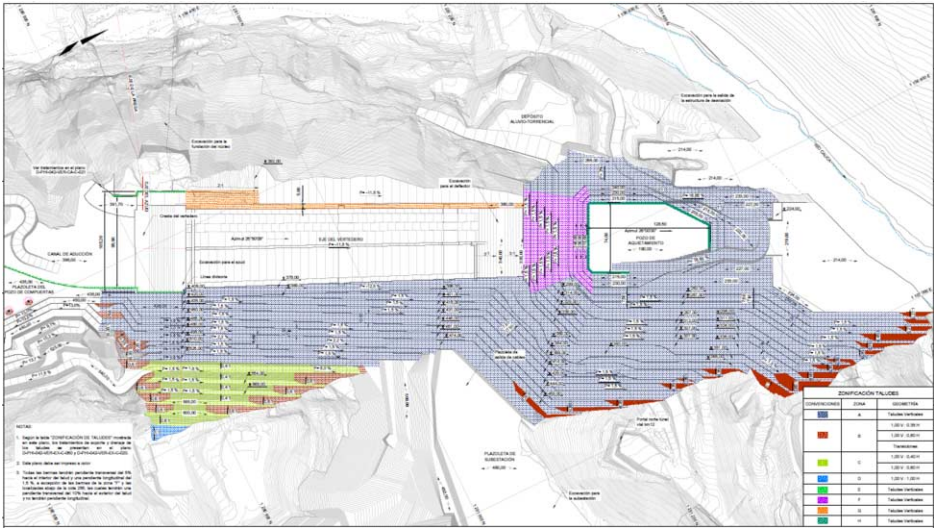


Figura 6. Zonificación de tratamientos de soporte.

4.1. Tratamiento tipo A y F

Taludes verticales identificados con colores azul y violeta. Tratamiento de soporte por tipos de terreno en función del valor del GSI, de acuerdo con la tabla de clasificación que se muestra en la Figura 7.

CONVENCIONES		DISCONTINUIDADES	MUY BUENA. Muy rugosa, superficies frescas y sin meteorización	BUENA. Rugosa, superficies ligeramente meteorizadas y algo oxidadas	REGULAR. Lijas, superficies moderadamente meteorizadas o alteradas	POBRE. Lijas, superficies meteorizadas compactas y/o resacas con fragmentos angulosos	MUY POBRE. Lijas, superficies altamente meteorizadas o patinas de arcilla suave
■	GSI						
ESTRUCTURA							
	MASIVA: Macizos masivos e inalterados formados por bloques y/o masas de tres familias de discontinuidades muy espaciadas. Espaciamiento de juntas > 100cm		80				
	FRACTURADA: Macizos masivos e inalterados formados por tres sets de discontinuidades que forman bloques cúbicos. Espaciamiento de juntas 30-100 cm		70				
	MUY FRACTURADA: Macizos parcialmente alterados con 4 sets de estructuras, o más. Espaciamiento de juntas 5-10 cm		60				
	FRACTURADA - ALTERADA: Macizos plegados con bloques agudos formados por la intersección de muchas estructuras. Los planos de estratificación y/o esquistosidad son persistentes. Espaciamiento de juntas < 3 cm		50		40		
	DESINTEGRADA: Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados pobremente trabajados				30		20
	FOLIADA/CIZALLADA: Macizos con planos débiles (folia y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre si y que no definen bloques. Espaciamiento de juntas < 1cm	NA	NA				10
							5

Figura 7. Clasificación de tipos de tratamiento por el GSI [3].

- En los sectores con valores superiores a 75 del GSI, se clasificaba como tipo I, consistente en, una capa de concreto lanzado de 0,05 m de espesor, sólo en los taludes con dirección de buzamiento de 026° del pozo de aquietamiento (violeta), pernos de roca BAL 8 con pletina de 6,0 m o 9,0 m de longitud,

espaciados cada 2,5 m, distribuidos al tresbolillo; perforaciones de drenaje de 51 mm de diámetro de 8,0 m de longitud, espaciadas cada 5,0 m dispuestas al tresbolillo.

- Cuando el valor del GSI estuviera entre 75 y 45, se clasificó como tratamiento tipo II, donde se aplicó una capa de concreto lanzado de 0,05 m de espesor reforzada con malla electrosoldada y una segunda capa, donde de requiriera; pernos de roca BAL 8 con pletina de 6,0 m y 9,0 m de longitud, espaciados cada 2,0 m, distribuidos al tresbolillo; perforaciones de drenaje de 51 mm de diámetro de 8,0 m a 11,0 m de longitud, espaciadas cada 5,0 m dispuestas al tresbolillo.
- Para los taludes con valores del GSI inferiores a 45, el tratamiento se clasificó como tipo III, y consistía en dos capas de concreto lanzado de 0,05 m de espesor reforzada con malla; pernos de roca BAL 8 con pletina de 6,0 m y 9,0 m de longitud, espaciados cada 1,5 m, distribuidos al tresbolillo; perforaciones de drenaje de 76 mm de diámetro de 11,0 m de longitud, espaciadas cada 5,0 m dispuestas al tresbolillo.

4.2. Tratamiento tipo B

Corresponde a los taludes de cierre norte y sur, con pendiente de 0,35H:1,0V, 0,6H:1,0V y transiciones, identificados con color café. En este sector se aplicó el siguiente tratamiento de soporte:

- Dos capas de concreto lanzado de 0,05 m de espesor reforzada con malla.
- Pernos de roca BAL 8 con pletina de 9,0 m de longitud, espaciados cada 1,5 m, distribuidos al tresbolillo; exceptuando las 2 filas superiores de cada banco en las cuales se instalaron pernos de 12 m de longitud.
- Perforaciones de drenaje de 76 mm de diámetro de 14,0 m de longitud, espaciadas cada 4,0 m dispuestas al tresbolillo.

4.3. Tratamiento tipo C

Taludes entre las cotas 615 y 540 m.s.n.m., con pendiente de 0,4H:1,0V y 0,6H:1,0V, identificados con color verde muy claro. El tratamiento de soporte consistía en:

- Dos capas de concreto lanzado de 0,05 m de espesor reforzada con malla.
- Pernos de roca BAL 8 con pletina de 9,0 m de longitud, espaciados cada 2,0 m, distribuidos al tresbolillo; exceptuando las 2 filas superiores de cada banco en las cuales se instalaron pernos de 12 m de longitud.
- Perforaciones de drenaje de 76 mm de diámetro de 14,0 m de longitud, espaciadas cada 4,0 m dispuestas al tresbolillo.

4.4. Tratamiento tipo D

Este sector está ubicado entre las elevaciones 630 y 615 m.s.n.m., pendiente de 1,0H:1,0V e identificado con el color azul claro. El tratamiento de soporte consistió en:

- Dos capas de concreto lanzado de 0,05 m de espesor reforzada con malla.
- Pernos de roca BAL 8 con pletina de 6,0 m de longitud, espaciados cada 3,0 m, distribuidos al tresbolillo.

- Perforaciones de drenaje de 76 mm de diámetro de 14,0 m de longitud, espaciadas cada 4,0 m dispuestas al tresbolillo.

4.5. Tratamiento tipo E

Taludes verticales identificados con color verde, ubicados en las paredes izquierda y derecha del canal de aducción y la estructura de control, donde se definió el tratamiento de soporte así:

- Dos capas de concreto lanzado de 0,05 m de espesor, reforzado con malla electrosoldada.
- Para la pared derecha de la estructura de control, pernos de roca tipo BAL 8 con pletina de 12,0 m de longitud en la mitad superior y 9,0 m de longitud en la mitad inferior del talud, espaciados cada 2,5 m y dispuestos al tresbolillo. En el talud de pared izquierda, pernos de roca tipo BAL 8 con pletina, de 6,0 m a 9,0 m de longitud, espaciados cada 3,0 m distribuidos al tresbolillo.
- Para el canal de aducción sobre el talud de la pared oriental, pernos de roca tipo BAL 8 con gancho de 12,9 m de longitud en la mitad superior del talud y de 9,0 m de longitud en la mitad inferior, espaciados cada 2,5 m, distribuidos al tresbolillo. En el talud occidental, pernos de roca tipo BAL 8 con gancho de 6,0 m a 12,0 m de longitud, espaciados cada 2,5 m y dispuestos al tresbolillo.
- Perforaciones de drenaje de 51 mm de diámetro y 10 m de longitud, espaciadas cada 5 m.

4.6. Tratamiento tipo F

Taludes verticales identificados con color violeta, ubicados en el costado sur del pozo de aquietamiento, donde se definió el siguiente tratamiento de soporte:

- En los primeros tres metros de cada banco, se debe aplicar dos capas de concreto lanzado de 0,05 m de espesor cada una, reforzado con malla electrosoldada, y dos filas de pernos de roca tipo BAL 8 con pletina de 9,0 m de longitud, espaciados cada 1,5 m y dispuestos al tresbolillo.
- Para el tramo del talud restante se aplicó el tratamiento de soporte y drenajes utilizado en el tratamiento tipo A, según las características del material encontrado durante la excavación de acuerdo con la clasificación del GSI.
- Las bermas llevan una losa de revestimiento en concreto de $f'c=28$ MPa a los 28 días, de 0,15 m de espesor, reforzado con malla electrosoldada en ambas caras y separadas 0,05 m de estas, pernos de anclaje tipo BAL 8 con pletina de 4,0 m de longitud, espaciados cada 1,5 m en ambos sentidos. Las pletinas de los pernos se deben instalar luego del posicionamiento de la segunda malla electrosoldada.

4.7. Tratamiento tipo G

Taludes verticales identificados con color naranja, en el canal de descarga, donde se definió el tratamiento de soporte, como se describe a continuación.

El tratamiento correspondiente a las paredes del canal de descarga, entre el fondo de este y la primera berma:

- Dos capas de concreto lanzado de 0,05 m de espesor, reforzado con malla electrosoldada.
- Pernos de roca tipo BAL 8 con gancho de 9,0 m de longitud, espaciados cada 3,0 m sistemáticamente.
- Perforaciones de drenaje de 51 mm de diámetro y 10 m de longitud, espaciadas cada 4,0 m sistemáticamente.

Tratamiento correspondiente al banco ubicado sobre la berma de 5,0 m de ancho de la pared izquierda del canal de la descarga:

- Dos capas de concreto lanzado de 0,05 m de espesor, reforzado con malla electrosoldada.
- Pernos de roca tipo BAL 8 con pletina de 12,0 m de longitud en la mitad superior, y de 9,0 m en la mitad inferior, espaciados cada 3,0 m al tresbolillo.
- Perforaciones de drenaje de 51 mm de diámetro y 10 m de longitud, espaciadas cada 5,0 m al tresbolillo.

4.8. Tratamiento tipo H

Corresponde a los taludes verticales del último banco del pozo de quietamiento, identificados con color verde azul. En este sector se aplicó el siguiente tratamiento de soporte:

- Una capa de concreto lanzado de 0,05 m de espesor reforzada con malla.
- Una segunda capa de concreto lanzado de 0,05 m de espesor, donde se requiera.
- Pernos de roca BAL 8 con pletina de 9,0 m de longitud, espaciados cada 1,5 m, distribuidos al tresbolillo.
- Inyecciones de consolidación de por lo menos 5,0 m de longitud en las zonas fracturadas.
- Adicionalmente se debe retirar el material fracturado encontrado en el fondo del pozo con el fin de evitar que sea arrastrado y obstruya de la descarga de la central.

5. Comportamiento de los taludes durante excavación

En general, durante el avance de los trabajos no se presentaron cambios que tuvieran un impacto importante en la programación de las actividades de excavación y aplicación de tratamientos de soporte en el vertedero; sin embargo, se indicaron actividades que complementaron características particulares, asociadas a la disposición estructural de las principales discontinuidades presentes en el frente de análisis, con respecto a la geometría de corte propuesta, efectos de las voladuras realizadas para la conformación de los taludes y presencia de zonas de debilidad.

5.1. Paredes occidentales

Estos taludes son verticales con una dirección de buzamiento de 115° y alturas de banco entre 5 m en canal de descarga y 25 m en el pozo de quietamiento. El macizo rocoso de este sector está conformado por un gneis cuarzo-feldespático con micas, de textura bandeada con alternancia de capas claras y oscuras debido a la composición mineralógica y a la segregación magmática de la roca, durante el proceso de metamorfismo.

Localmente exhibió variaciones texturales en la foliación apareciendo con textura laminar y aspecto esquistoso.

Considerando las familias de discontinuidades descritas en la Figura 4 y la Tabla 2, se identificaron bloques potencialmente inestables conjugados por la foliación (20° - $30^{\circ}/80^{\circ}$ - 150°) y las principales discontinuidades con tendencia estructural de 70° - $75^{\circ}/275^{\circ}$ - 280° y 60° - $75^{\circ}/240^{\circ}$ - 250° , las cuales tuvieron persistencias desde 3 m a 20 m de longitud, como se muestra en la Figura 8. Durante el proceso de excavación, donde se estaban ejecutando bancos de 5 m de altura y previo a la instalación de sostenimiento establecido por diseño, se presentaron dichos bloques, como se observa en la Figura 9. Por este motivo, se instalaron pernos de pre-soporte tipo BAL8 de 6,0 m y 9,0 m de longitud, antes de la ejecución de cada excavación espaciados cada 2 m y con un ángulo de inclinación respecto a la horizontal de 45° ; además se recomendó realizar bancos de excavación definitiva de máximo 3,0 m de altura. Estas medidas tuvieron un efecto positivo durante la excavación, ya que la dirección de la instalación de los pernos, permitió asegurar los bloques de roca potencialmente inestables, que tenía como superficie de deslizamiento la foliación y la reducción de altura de bancos de excavación redujo el volumen de los bloques potencialmente inestables, en la Figura 10 se evalúa el comportamiento de la excavación con la altura de banco de 20 m y el tratamiento de soporte definitivo, y se obtiene un factor de seguridad mínimo de 2,0, el cual se considera adecuado para este tipo de estructuras.

Factor of Safety: 0.9

Factor of Safety: 0.9

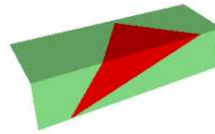
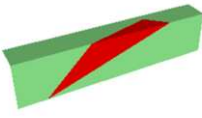


Figura 8. Análisis cinemático pared occidental sin tratamiento de soporte.



Figura 9. Desprendimiento de bloques en la pared occidental.

Factor of Safety: 2.0

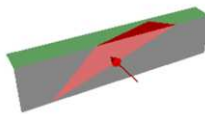


Figura 10. Análisis cinemático pared occidental con tratamiento de soporte.

5.2. Desprendimiento en el machón deflector

En la zona del deflector e inicio de las excavaciones del cuenco amortiguador, se identificaron fisuras y grietas en el concreto lanzado, entre las abscisas km 0+500 y km 0+505, desde la elevación 330 a la 340 m.s.n.m., a partir de la ordenada 10 a la 40, (ver Figura 11) donde se estableció que esta afectación fue ocasionada por la voladura realizada para la excavación del machón del deflector, ya que la velocidad de partícula medida por el sismógrafo fue de 13,11 mm/s a una distancia de 85,11 m del foco, además se identificó que hubo preponderancia de vibraciones con frecuencias inferiores a 20 Hz, que son potencialmente dañinas para el soporte previamente instalado. Por otro lado, las Especificaciones Técnicas del Proyecto Hidroeléctrico Ituango, indican que las cargas instantáneas a 10 m de distancia deben ser inferiores a 4 kg con una velocidad de partícula de 50,8 mm/s. En el caso de análisis la carga instantánea máxima empleada fue de 13,22 kg, la cual excede lo indicado en las Especificaciones Técnicas en 8,94 kg, superando el límite permitido en un 200%.



Figura 11. Talud de inicio del cuenco del Vertedero.

Al evaluar la estabilidad del talud con la altura de banco definitiva, según la conformación geométrica propuesta en los planos y el tratamiento de soporte correspondiente a terreno tipo III, se obtiene un factor de seguridad mínimo de 2,9 en la condición estática y de 2,5 para el caso pseudestático (Figura 12). Lo que indica que el soporte instalado proporcionaba los niveles de seguridad adecuados para mantener estable este frente.



Figura 12. Análisis cinemático, altura definitiva.

Después de realizada la voladura para la excavación del machón del deflector, las condiciones geo-mecánicas del macizo rocoso en esta zona se vieron afectadas, ya que esta ocasionó la abertura de algunas discontinuidades y el fracturamiento del macizo rocoso en la parte Este del talud, generando grietas y conexiones entre estructuras, como se observa en la Figura 13. Con el propósito de analizar el comportamiento del talud, se evaluó la condición de estabilidad cinemática del sector oriental del machón de inicio del Cuenco del Vertedero en la zona afectada, entre las ordenadas 10 y 38 aproximadamente, utilizando una nueva valoración con los parámetros residuales de las estructuras afectadas por la voladura y que mostraron abertura en los contactos (J2:60°-80°/120°-140° y J1:80°-90°/320°-340°). Donde se obtuvo un factor de seguridad mínimo de 1,8 en la condición estática y 1,2 para el caso pseudoestático, reflejando una disminución importante en la estabilidad del machón (Figura 14).



Figura 13. Fracturamiento después de la voladura.

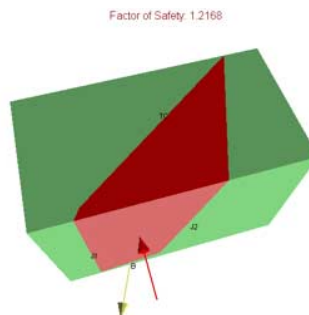


Figura 14. Análisis cinemático utilizando parámetros residuales.

Teniendo en cuenta que se debían recuperar unas condiciones de estabilidad óptimas, devolviéndole al machón sus características de resistencia y estabilidad originales, y que además se debía tener en cuenta la resultante de la fuerza generada por la presión de agua sobre la estructura del deflector, se recomendó la instalación de 5 tensores de anclaje de 20 m de longitud, con 5 m de longitud de bulbo y 600 kN de carga de trabajo, localizados sobre la cara norte del talud, con un azimut de 206°, también se instalaron 5 pernos de roca tipo BAL 8 de 9,0 m de longitud en la plataforma ubicada a la elevación 340 m.s.n.m., con una inclinación de 60° con respecto a la horizontal hacia el canal de descarga, y 7 pernos BAL 8 pasantes; además se indicó la ejecución de 7 perforaciones verticales para inyecciones de consolidación utilizando el método GIN con valor de 1500, presión máxima de 20 bar y con un consumo máximo de 250 l/m, de 12 m de longitud. En la Figura 15, se muestra la distribución del tratamiento de soporte complementario recomendado en la zona afectada del machón del deflector.

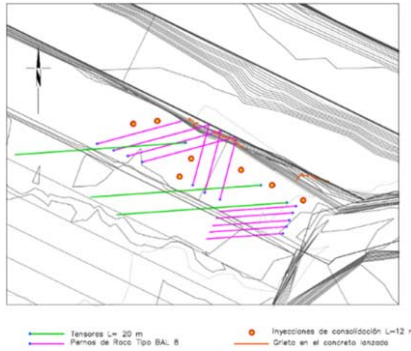


Figura 15. Planta del tratamiento complementario para el deflector.

5.3. Presencia de zonas de debilidad en el pozo de aquietamiento

Durante la excavación de los taludes en el sector sur del cuenco amortiguador, los cuales son verticales y tienen una dirección de buzamiento de 026° , se encontraron dos zonas de debilidad importantes con persistencias mayores a 20 m, con una tendencia estructural en buzamiento y dirección de buzamiento de $60^\circ/160^\circ$ y $45^\circ/120^\circ$, entre las cotas 215 y 190 m.s.n.m. Estas discontinuidades corresponden a bandas con rellenos de material, generalmente blando, con espesores variables desde pocos centímetros hasta varios metros.

Considerando que, la tendencia estructural no es desfavorable a la geometría de corte de los taludes para la conformación del cuenco amortiguador, los análisis de estabilidad realizados arrojaron que no había necesidad de indicar tratamiento de soporte complementario; sin embargo, se buscó mejorar las condiciones de estos contactos con el objetivo de evitar posibles lavados de material por el paso constante de agua, por esta razón se recomendó la ejecución de inyecciones de consolidación desde el Túnel de la Descarga Intermedia, el cual pasa por debajo del eje del canal de descarga del vertedero, ubicando el portal salida en la cota 255 m.s.n.m., las perforaciones fueron de 70 m y 90 m de longitud, y las inyecciones se realizaron con el método GIN de 2000, volumen máximo de 300 l/m y presión máxima de 30 bar, para los 10 m más superficiales la presión fue de 12 bar, la esquematización de estas perforaciones, se observa en la Figura 16 y la Figura 17.

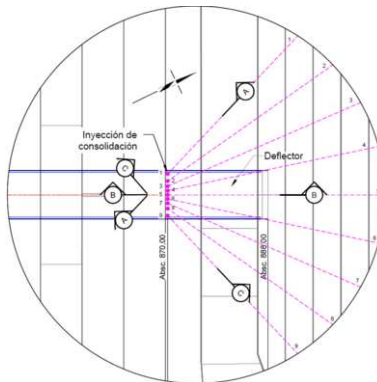


Figura 16. Planta de inyecciones desde la descarga intermedia al cuenco amortiguador.

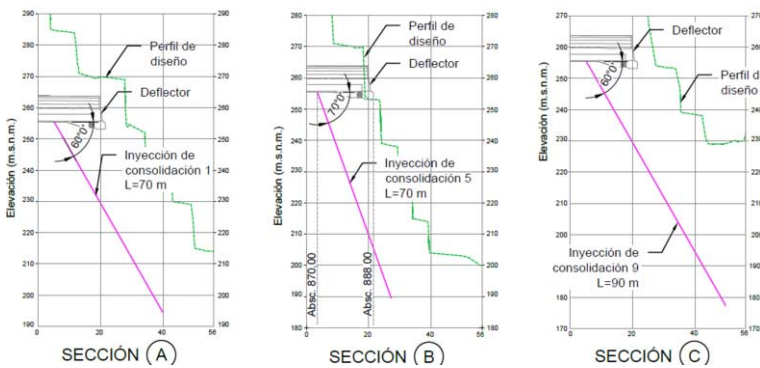


Figura 17. Perfiles de inyecciones desde la descarga intermedia al cuenco amortiguador.

6. Análisis de elementos de instrumentación geotécnica

Con el objetivo de realizar un seguimiento continuo durante excavación y en operación del vertedero, se instalaron elementos de instrumentación geotécnica, compuesta por 19 inclinómetros (IN) de 50 m a 100 m de longitud, 5 extensómetros de posición múltiple (EPM) de 3 posiciones, 38 sensores de piezómetros de cuerda vibrante (PCV), localizados en 19 perforaciones y 3 celdas de carga para el monitoreo de tensores de anclaje. En la Figura 18, se muestra la distribución de estos elementos, con la zonificación para análisis.

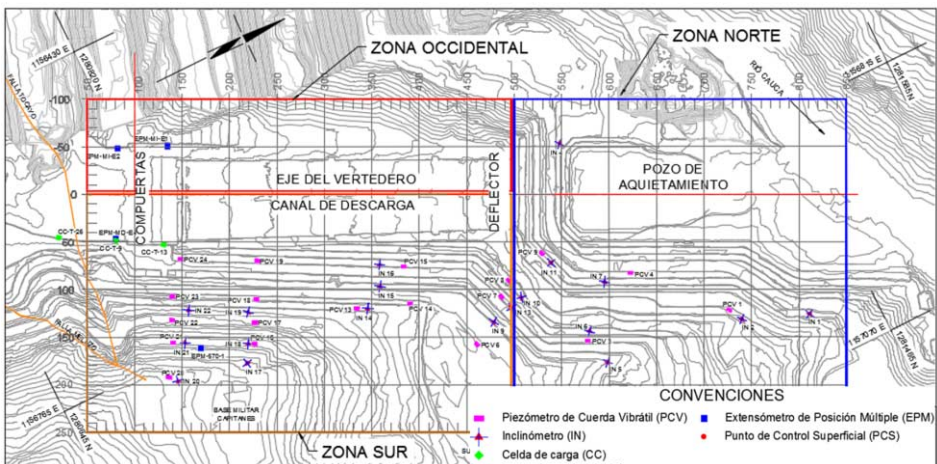


Figura 18. Localización de instrumentación zonificada.

6.1. Análisis de zona sur

En la Figura 19 se muestra la distribución de los elementos de instrumentación geotécnica instalados en la zona sur del vertedero. En la pared derecha del canal de aducción se encuentran instaladas 3 celdas de carga CC-T26, CC-T9 y CC-T13, para monitorear los tensores de anclaje instalados en la parte alta de este sector con carga de

trabajo de 600 kN (ver Figura 20). El elemento que más presentó aumento en la tensión fue la celda CC-T26, la cual incrementó la carga registrada hasta 960 kN, alcanzando un porcentaje de aumento del 48%, este crecimiento se presentaba durante la ejecución de las excavaciones por debajo de la elevación 430, asociado a la cercanía de esta celda a la falla Tocayo, después de finalizadas las excavaciones este elemento ha tenido un comportamiento asintótico. Las celdas CC-T9 y CC-T13, alcanzaron porcentajes de pérdidas de -2,25% y 14,58%, respectivamente, indicando que han tenido un comportamiento estable. Por otro lado, en este mismo sector se encuentran instalados los extensómetros de posición múltiple EPM-MD-E3 y EPM-MD-E4. El EPM-MD-E3 es de 3 posiciones ubicadas a 7 m, 14 m y 21 m de profundidad, la deformación máxima fue registrada en el cabezal con un valor de 9,93 mm, la cual se presentó durante la ejecución de las voladuras debajo de este sector, como se muestra en la Figura 21. Mientras que el EPM-MD-E4, es de 3 posiciones ubicadas a 5 m, 10 m y 15 m de profundidad, registró una deformación máxima en el cabezal de 1,30 mm.

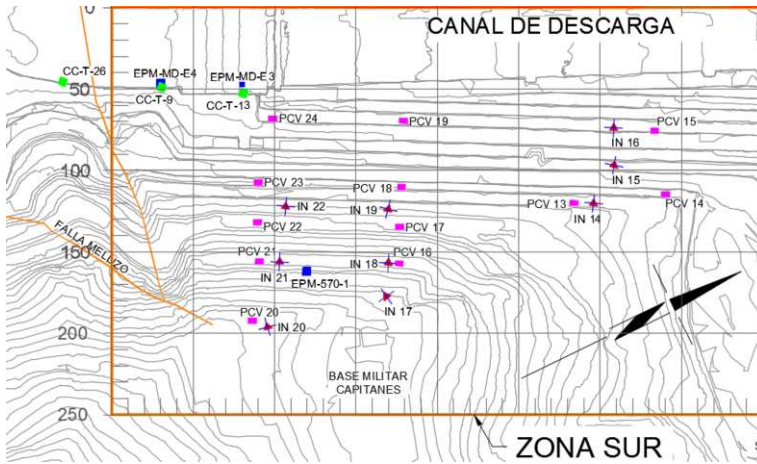


Figura 19. Instrumentación de la zona sur.

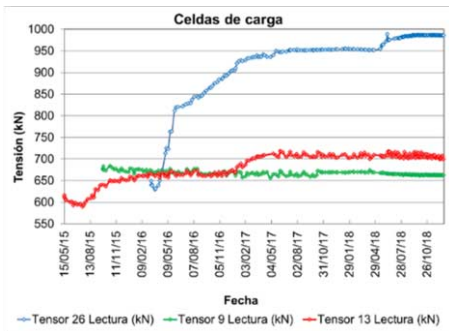


Figura 20. Monitoreo de sensores de anclaje en la pared derecha.

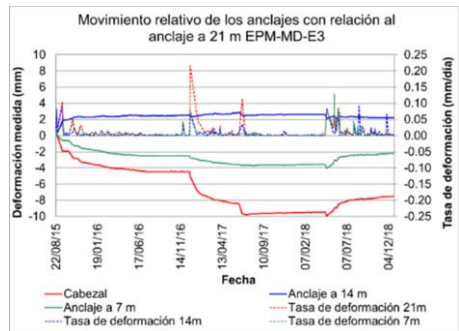


Figura 21. Extensómetro de posición múltiple MD-E3.

En la zona sur, se tienen instalados los inclinómetros del IN-14 al IN-22, el inclinómetro IN-17, fue el que registró la deformación máxima de un valor de 2,31 cm a una profundidad de 26 m, en la cota 565, debido a la presencia de una cizalla intrafoliar

(ver Figura 22) y la cercanía de este elemento al vértice norte de las excavaciones del vertedero, ya que tiene un menor grado de confinamiento lateral.

Se tienen instalados 12 piezómetros de cuerda vibrante del PCV-13 al PCV-24, los cuales en su mayoría se identifican secos, el PCV-24 varía el nivel registrado por el sensor inferior ubicado a la cota 373, de acuerdo a las precipitaciones registradas en el Proyecto, los PCV-16 y PCV17, registran una cabeza de agua constante de 6 m y 7 m, respectivamente, en las cotas 526 y 523, este registro se asocia a niveles de agua colgados, por las discontinuidades, como se muestra en la Figura 22.

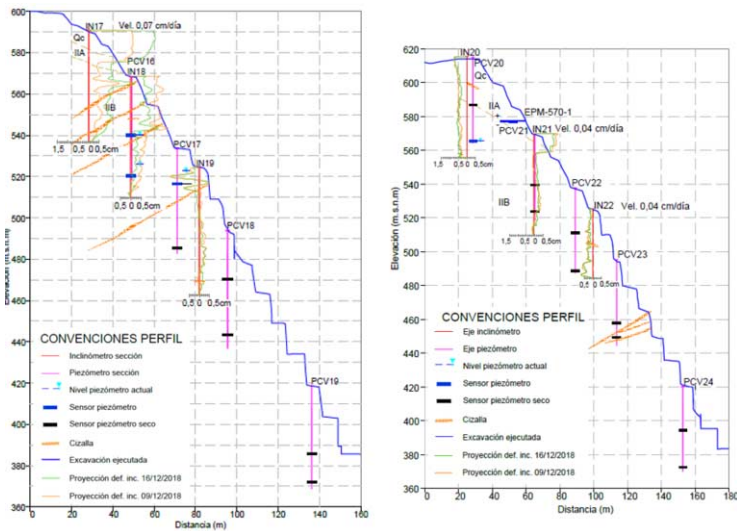


Figura 22. Comportamiento de inclinómetros y piezómetros de la zona sur, perfiles longitudinales.

Finalmente se analiza el comportamiento del extensómetro de posición múltiple EPM-570-1, instalado en la elevación 570, de 3 posiciones ubicadas a 5 m, 10 m y 15 m de profundidad, en el cual se registró una deformación máxima de 0,26 mm en el cabezal.

6.2. Análisis de zona norte

La distribución de los elementos de instrumentación geotécnica de la zona norte se muestra en la Figura 23.

La zona norte corresponde a los taludes de corte para el pozo de quietamiento, en este sector se tienen instalados 7 piezómetros de cuerda vibrante, PCV-1,3,4,6,7,8 y 9, de los cuales 6 se encuentran secos, solo el PCV-7, tiene una fluctuación de acuerdo a las precipitaciones presentadas en el proyecto, con valores promedio de 1,0 m.c.a.

Adicionalmente se tienen instalados 10 inclinómetros, los IN-1, 2, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 11 y 13. Las deformaciones de mayor magnitud, son registradas en el inclinómetro IN-2 de 8,72 cm. Los desplazamientos evidenciados en el inclinómetro IN-2, fueron registrados en la cota 335 y están asociados a un paquete de cizallas con tendencia estructural de $60^{\circ}/160^{\circ}$ y $45^{\circ}/120^{\circ}$, en buzamiento y dirección de buzamiento. Las deformaciones registradas por este elemento tuvieron un aumento en la velocidad de deformación, mientras se excavaron los bancos inferiores, después de esto el inclinómetro IN-2 ha tenido un comportamiento estable.

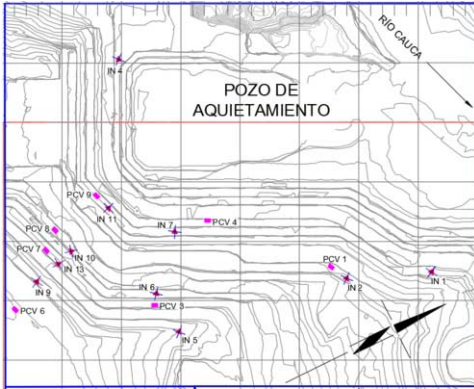


Figura 23. Instrumentación de la zona norte.

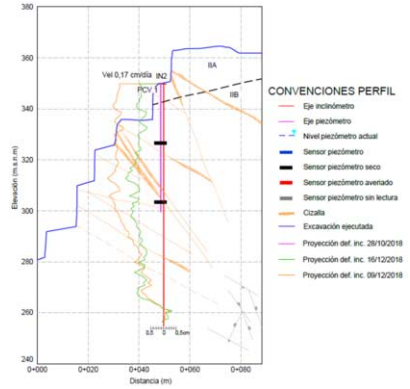


Figura 24. Comportamiento de inclinómetros y piezómetros de la zona norte, perfiles longitudinales.

6.3. Análisis de zona occidental

Esta zona corresponde al machón de roca entre la presa y el vertedero, en la Figura 25 se muestra la localización de los elementos de instrumentación geotécnica instalados allí.

Se tienen instalados 2 extensómetros de posición múltiple de 3 sensores, ubicadas a 5 m, 10 m y 15 m de profundidad. El EPM-MI-E1, registra una deformación máxima de 1,07 mm en el sensor del cabezal, mientras que en el EPM-MI-E2, alcanzó una deformación máxima en el cabezal de 17,55 mm, por su cercanía al cierre sur de las excavaciones del vertedero, las aceleraciones máximas de este elemento ocurrieron durante el proceso de excavación de los bancos inferiores, causadas por los desprendimientos de bloques mencionados en el numeral 5.1.

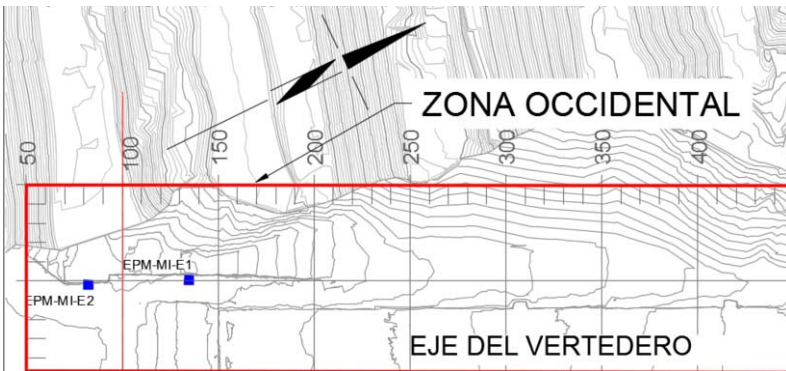


Figura 25. Instrumentación de la zona occidental.

7. Conclusiones

Los perfiles de meteorización definidos durante la etapa de diseño fueron acordes a lo encontrado durante el proceso de excavación, así como también la identificación de las principales familias de discontinuidades.

Las excavaciones del vertedero del Proyecto Hidroeléctrico Ituango tuvieron un comportamiento óptimo durante excavación, debido a su adecuado posicionamiento respecto a las principales tendencias estructurales de la zona, lo cual propició la excavación de taludes de corte importantes sin inconvenientes mayores de desprendimientos de cuñas. Así mismo, los tratamientos de soporte fueron definidos en función de la geometría de excavación definitiva y la funcionalidad hidráulica de estos, los cuales se ajustaron adecuadamente durante la ejecución de los cortes.

Durante construcción, se identificaron varias zonas de debilidad de importancia alta, que ameritaron la complementación de las recomendaciones, para estas condiciones particulares.

La tendencia estructural de la foliación fue determinante para definir el tratamiento de soporte de los taludes en el costado occidental, ya que, por su alta frecuencia y persistencia en el macizo rocoso, permitía la formación de bloques potencialmente inestables, lo cual se redujo con la instalación de pernos de pre-soporte y la limitación de los bancos de excavación a 3,0 m de altura.

Se evidenció que, se deben seguir los lineamientos mínimos para voladura, ya que, por la naturaleza de las rocas metamórficas, se pueden liberar presiones que generan daños al interior del macizo rocoso, a través de las principales familias de discontinuidades.

En general, los elementos de instrumentación geotécnica han registrado que los taludes del vertedero se encuentran estables, solo se observaron casos puntuales de deformación durante la ejecución de los trabajos, asociados a zonas de debilidad en el macizo rocosos o falta de confinamiento lateral en los sectores; no obstante, una vez finalizados los trabajos todos los instrumentos tienden a la estabilización y no se prevén fenómenos que requieran la intervención adicional de los cortes.

Referencias

- [1] Hoek, E. and Brown, E.T. (2019). The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Volumen 11, Issue 3, June 2019, Pages 445-463.
- [2] Barton N (2013). Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, Volumen 5, Issue 4, August 2013, Pages 249-261.
- [3] INTEGRAL S.A. (2009) - "Estudio de Diseño Definitivo Proyecto Hidroeléctrico Ituango". Empresas Públicas de Medellín. Medellín.