



# Caracterización geomecánica del macizo rocoso de la Formación Santa Cruz aflorante en la zona de Condor Cliff, río Santa Cruz, Patagonia Argentina

Alejandro E. CELLI<sup>1</sup> y Florencia E. FALCIONI<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Facultad Regional Buenos Aires, Universidad Tecnológica Nacional.

<sup>2</sup>Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.

Email: acelli@frba.utn.edu.ar

Editor: José F. Mescua

Recibido: 3 de diciembre de 2020

Aceptado: 24 de agosto de 2021

## RESUMEN

La caracterización geomecánica de un macizo rocoso, permite estimar su comportamiento ante los esfuerzos generados por diversas obras de ingeniería, como presas, excavaciones superficiales o subterráneas, entre otras. En el presente trabajo se combina la ejecución de ensayos de campo y laboratorio, llevados a cabo principalmente sobre afloramientos rocosos, tendientes a establecer una caracterización preliminar del macizo rocoso sedimentario de la Formación Santa Cruz, emplazado en la zona de Condor Cliff (50°12'S 70°52'O), en la provincia de Santa Cruz. Previa recopilación y análisis de antecedentes bibliográficos e imágenes satelitales, se llevó a cabo una campaña geológico – geotécnica, en la cual se tomaron muestras de roca intacta y se efectuaron ensayos simples de campo, a fin de estimar la resistencia a la compresión uniaxial de la matriz rocosa. Adicionalmente, se llevó a cabo un relevamiento estadístico de discontinuidades, siguiendo las recomendaciones de la International Society for Rock Mechanics. Sobre las muestras obtenidas, se ejecutaron una serie de ensayos de laboratorio, que incluyeron el análisis petrográfico de 12 muestras de areniscas, y la difracción de rayos X sobre 5 muestras de arcillitas, a fin de caracterizar la litología de la roca intacta. Complementariamente, se ejecutaron 19 ensayos de resistencia a la carga puntual. Sobre la base de los resultados obtenidos, se aplicaron diversas clasificaciones geomecánicas, como el RMR, el DMR y el GSI, a fin de establecer índices de calidad del macizo rocoso, que permitieron estimar sus parámetros de resistencia y deformabilidad. Los valores calculados fueron a su vez contrastados con los obtenidos por estudios antecedentes más sofisticados. Finalmente, se presentan una serie de recomendaciones preliminares, de implementación en las primeras etapas de dimensionamiento de distintos tipos de obras civiles.

**Palabras clave:** Rocas débiles, Geotecnia, Estabilidad, Fundaciones.

## ABSTRACT

*Geomechanical rock mass characterization of Santa Cruz Formation in the area of Condor Cliff, Santa Cruz River, Argentine Patagonia.*

Geomechanical rock mass characterization leads to estimate its behavior towards the stresses generated by different engineering works, such as dams, surface or underground excavations, among others. This work combines several field and laboratory tests, carried out mainly on rock outcrops, tending to establish a preliminary geotechnical characterization of the sedimentary rock mass of Santa Cruz Formation, located in the area of Condor Cliff (50°12'S 70°52'W), in Santa Cruz province. After compilation and analysis of bibliographic and imagery background, a geological and geotechnical campaign was carried out, wherein intact rock samples were taken, and simple field tests were carried out in order to obtain the uniaxial compressive strength of the rock matrix. Additionally, a statistical survey of discontinuities was carried out, following the recommendations of the International Society for Rock Mechanics. A

series of laboratory tests was carried out from the samples obtained, in order to characterize the intact rock lithology. These tests included the petrographic analysis of 12 samples of sandstone and the X-ray diffraction analysis on 5 samples of claystone. On the other hand, 19 samples were tested to obtain their point load strength. Based on the results obtained, different geomechanical classifications were applied, such as RMR, DMR, and GSI, in order to establish rock mass quality indexes, from which strength and deformability rock mass parameters were estimated. In addition, the calculated values were contrasted with those obtained by more sophisticated antecedent studies. Finally, a series of preliminary recommendations is presented, for implementation in the early stages of different types of civil projects.

**Keywords:** Weak rock, Geotechnics, Stability, Foundations.

## INTRODUCCIÓN

La motivación fundamental que da origen al presente trabajo, surge de la necesidad de incrementar el conocimiento sobre el comportamiento de los macizos rocosos sedimentarios, como sustrato para la fundación de grandes obras de ingeniería.

A lo largo del trabajo, se analizan las principales características del macizo rocoso aflorante, a partir de una serie de observaciones y ensayos simples, habitualmente disponibles durante las primeras etapas de un proyecto ingenieril de gran envergadura.

Si bien los datos analizados provienen fundamentalmente de relevamientos superficiales, es posible establecer una serie de consideraciones respecto del probable comportamiento del terreno en profundidad. Este proceso representa, necesariamente, una simplificación de una configuración geológica y geotécnica significativamente compleja, que fuera estudiada con mayor detalle por AyEE (1978), Massabie et al. (2008), Strelin y Malagnino (2009), Celli (2014, 2015), ORSEP (2016, 2020), Falcioni (2017) y Giambastiani et al. (2018), entre otros trabajos mayormente inéditos.

Los parámetros de diseño aquí obtenidos en forma empírica, a partir de observaciones, mediciones y ensayos simples sobre afloramientos rocosos superficiales, son contrastados con los resultados presentados por autores antecedentes, como AyEE (1978), Massabie et al. (2008) y Giambastiani et al. (2018), sobre la base de ensayos más complejos y costosos. De esta manera, se analiza la validez de los estudios preliminares propios de las primeras etapas de un proyecto de gran envergadura, como herramienta para el dimensionamiento de posteriores investigaciones y tratamientos del terreno en ambientes sedimentarios.

Estos estudios pueden ser aplicables a nivel comparativo, con otras zonas de la República Argentina, donde predominan los macizos rocosos débiles heterogéneos molásicos, en el sentido de Hoek et al. (2005). En este aspecto, el presente trabajo representa una contribución al inventario regional de Celli et al. (2021).

## CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

La zona analizada se ubica en el centro - sur de la provincia de Santa Cruz, a unos 130 km hacia el este de la ciudad de El Calafate. Presenta una geomorfología variada, compuesta principalmente por depósitos glaciarios, glaciafluviales, fluviales, volcánicos y de remoción en masa (ORSEP 2016).

El macizo rocoso subaflorante corresponde a la Formación Santa Cruz, de edad miocena, caracterizada por una alternancia de pelitas, areniscas y tobas, depositadas en un ambiente continental fluvial, con frecuentes ingresiones marinas (Feruglio 1949). La secuencia se dispone con una suave inclinación general de unos 5° hacia el sudeste, no evidenciando signos de deformación tectónica en la zona bajo análisis. Se han observado, sin embargo, rasgos de deformación asociados a glacitectorismo y movimientos en masa. En la figura 1 se aprecia un afloramiento típico de la Formación Santa Cruz.

## CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOTÉCNICA DE LA MATRIZ ROCOSA

El comportamiento geomecánico de los denominados macizos rocosos débiles responde primariamente a las condiciones de la matriz rocosa. Para su caracterización, se llevaron a cabo ensayos de campo y laboratorio sobre muestras de rocas obtenidas de diferentes afloramientos superficiales, a las que se sumaron una serie de testigos de areniscas, recuperados de antiguas perforaciones ejecutadas por Agua y Energía Eléctrica S.E. durante los años 1977 y 1978 (Fig. 2). Entre estos últimos, fueron ensayados aquellos que presentaban un mejor estado de conservación, dado el tiempo transcurrido.

El afloramiento 1 se compone de tobas arenosas; mientras que los afloramientos 2 a 6, corresponden a areniscas gruesas (Cuadro 1). Por su parte, se analizaron mediante difracción de rayos X, cinco muestras de arcillitas (A3 I-II-III y C3 I-II).



**Figura 1.** Afloramiento de la Formación Santa Cruz en la zona de Condor Cliff, sobre la margen derecha del río Santa Cruz.

La selección de estos sitios de estudio y muestreo, responde a un análisis minucioso sobre los rasgos geológicos y geomorfológicos del área de estudio, que puede ser consultado en el documento elaborado por ORSEP (2016). Cabe destacar que, en términos generales y en condiciones de confinamiento, tanto las pelitas, como las areniscas y tobas, parecen presentar parámetros de resistencia de pico similares (AyEE 1978, Giambastiani et al. 2008), por lo que, en principio y para la etapa y escala de trabajo aquí consideradas, sería factible establecer condiciones generales para todos los afloramientos estudiados. Esta situación no descarta, sin embargo, la existencia de niveles de inferior calidad geotécnica en profundidad, con características de mayor permeabilidad, expansividad, dispersividad, friabilidad, y condiciones de resistencia residual, entre otras (ORSEP 2016).

### Ensayos de campo

**Índice de resistencia de campo:** Para una rápida estimación in situ de la resistencia de la matriz rocosa, se empleó el índice de campo propuesto por la ISRM (1978), que relaciona mediciones estadísticas simples en el terreno, con rangos de resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta.

De esta manera, se llevaron a cabo numerosos ensayos distribuidos en los seis afloramientos estudiados, obteniendo valores de resistencia bajos a muy bajos, de entre 0.1 y 25 MPa, con mínimos correspondientes a las tobas, como puede

apreciarse en los resultados vertidos en el Cuadro 1.

En el caso de las pelitas, se observó una elevada degradación de los afloramientos en condiciones atmosféricas, resultando en un craquelamiento producto de la desecación al aire. En contacto con el agua, las muestras se desintegran completamente en cuestión de minutos. Esta situación impidió la correcta realización de los ensayos de resistencia sobre este tipo de muestras superficiales. Sin embargo, considerando la naturaleza de la degradación, se asume que su calidad mejora sustancialmente en condiciones de confinamiento.

**Cuadro 1.** Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, estimada a partir de índices de campo (ISRM 1978).

Afloramiento	Litología	Índice de Campo	Rango de Resistencia a la Compresión Uniaxial (MPa)	Clasificación
1	Tobas arenosas	S4	0.1 a 0.25	Arcilla rígida
2	Areniscas gruesas	R2	5 a 25	Roca débil
3	Areniscas gruesas	R2	5 a 25	Roca débil
4	Areniscas gruesas	R1	1 a 5	Roca muy débil
5	Areniscas gruesas	R1	1 a 5	Roca muy débil
6	Areniscas gruesas	R1	1 a 5	Roca muy débil

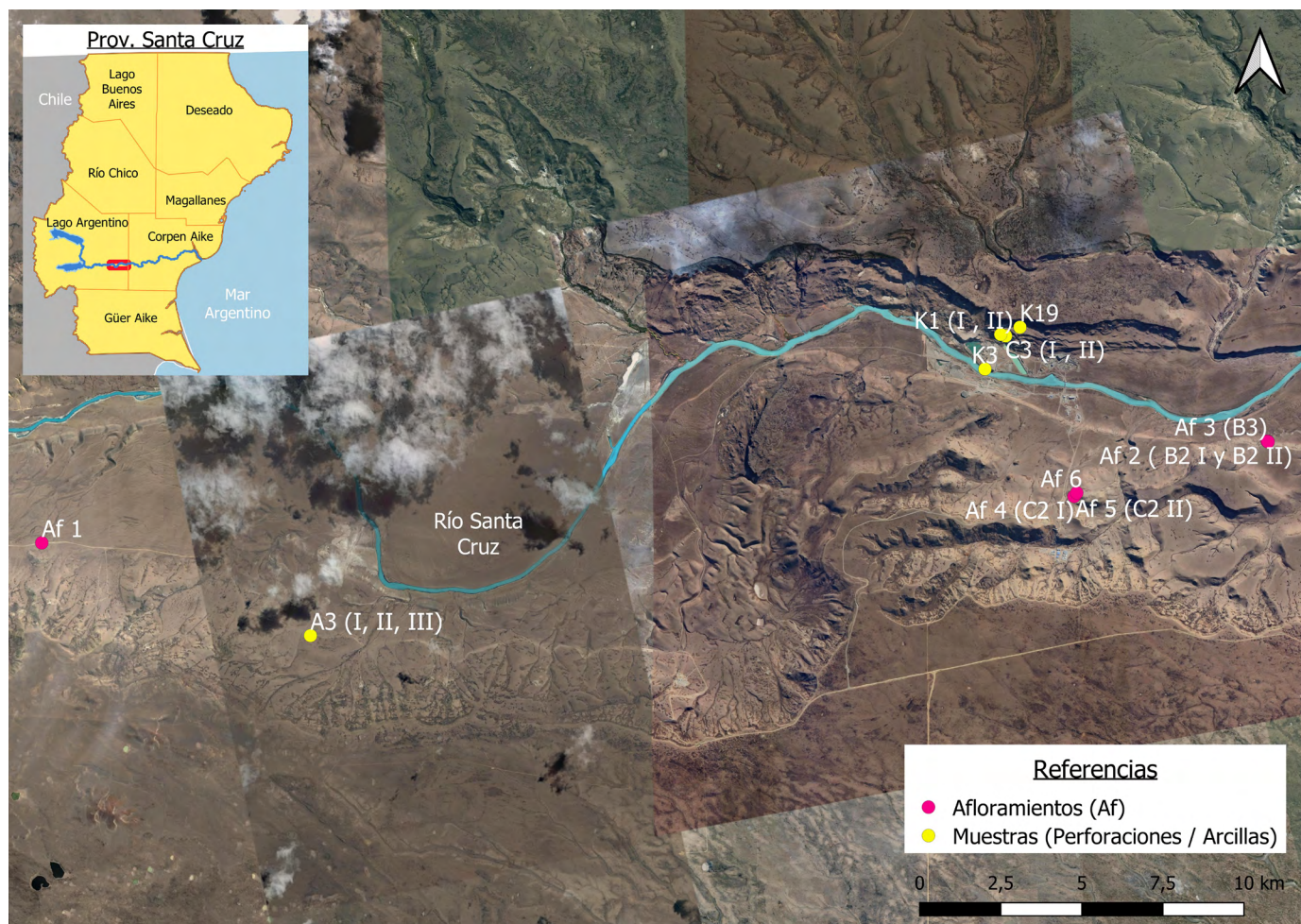


Figura 2. RUbicación de los afloramientos estudiados e identificación de las muestras obtenidas.

### Ensayos de laboratorio

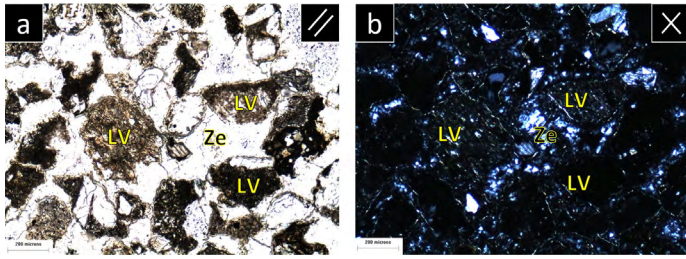
**Análisis petrográfico sobre areniscas:** Se analizaron seis cortes petrográficos de areniscas de la Formación Santa Cruz, provenientes de las muestras K1I, K1II y K20, correspondientes a testigos de perforación, y B3, C2I y C2II, obtenidas en afloramientos superficiales (Fig. 2).

En todos los casos, se trata de rocas silicoclásticas de color gris, bien consolidadas, con mayor o menor grado de alteración. En la figura 3, puede apreciarse el aspecto mesoscópico general de la muestra B3.

A nivel microscópico, se observa una textura clasto-sostén, con clastos subredondeados y de baja esfericidad, con tamaños dentro de los rangos de arenas finas a medias. Se identifican clastos de sílice, feldespatos, líticos principalmente volcánicos, y en algunos casos, bioclastos. Los ejemplares K1I y K20 presentan un alto contenido de fósiles marinos. Esta particularidad podría deberse a su localización a mayor profundidad, lo que la ubicaría en la última transgresión marina que afectó el área. Como minerales accesorios se reconocen piroxenos y anfíboles, mientras que el cemento se com-



Figura 3. Vista mesoscópica de la arenisca correspondiente a la muestra B3.



**Figura 4.** Vista al microscopio petrográfico de la muestra B3, con luz directa (a) y polarizada (b). Se observan líticos volcánicos (LV) y zeolitas (Ze) que actúan como cemento.

pone principalmente por zeolitas y otras arcillas. En la figura 4 puede observarse una vista al microscopio petrográfico de la muestra B3 presentada en la figura 3.

En términos generales, las areniscas pueden ser clasificadas como litoarenitas, de acuerdo a la clasificación de Folk et al. (1970), basada en los porcentajes relativos de cuarzo, feldespato y líticos, con la excepción de las muestras K11 y K20, que corresponden a litoarenitas feldespáticas y feldearenitas líticas, respectivamente.

En función de la clasificación de Dott, modificada por Pettijohn et al. (1987), la cual determina la procedencia de las areniscas, las muestras analizadas pueden ser caracterizadas como arenitas líticas volcánicas, diferenciándose la muestra K20 como una arenita feldespática.

**Difracción de rayos X sobre arcillas:** Se analizaron cinco muestras de arcillitas, denominadas A3I, A3II, A3III, C3I y C3II (Fig. 2). Los ensayos fueron ejecutados en el Laboratorio de Difracción de Rayos X del Instituto de Tecnología Minera del SEGEMAR.

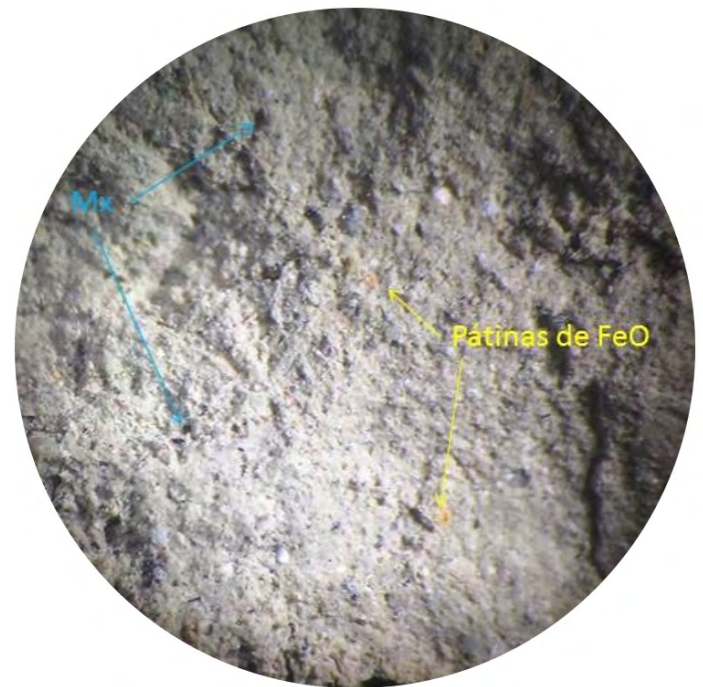
Macroscópicamente, se trata de rocas masivas de color gris, distinguiéndose en lupa clastos aislados de cuarzo, feldespato y minerales de color negro y brillo metálico, compatibles con magnetita, distinguiéndose sectores con presencia de pátinas de óxidos de hierro (Fig. 5).

De acuerdo a los resultados que se presentan en el cuadro 2, las muestras se componen mayoritariamente por minerales de arcillas, cuarzo y, en menor medida, plagioclasas. Dentro de la fracción arcilla, existe una predominancia de esmectitas,

clasificándose a estas rocas como arcillitas esmectíticas, con elevado potencial de expansividad.

**Resistencia a la carga puntual:** Mediante este ensayo, desarrollado por Broch y Franklin (1972), se estima la resistencia a la compresión de la matriz rocosa, como una variante del ensayo de resistencia a la compresión uniaxial, a través del índice  $Is_{50}$ . Los ensayos fueron ejecutados sobre testigos de perforación y muestras irregulares obtenidas de afloramientos, bajo la norma ISRM (1985), en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Facultad Regional Buenos Aires, Universidad Tecnológica Nacional. En la figura 6 se presenta el equipo empleado para esta tarea.

Fueron llevados a cabo ensayos de tipo axial, diametral y a partir de fragmentos irregulares, sobre nueve muestras de areniscas líticas volcánicas. En el cuadro 3 se presentan los resultados obtenidos para el índice normalizado  $Is_{50}$ , y la resistencia a la compresión uniaxial ( $\sigma_{ci}$ ), estimada a partir de



**Figura 5.** Vista de arcillita en lupa con aumento x10. Se identifican minerales opacos (Mx) y pátinas de óxidos de hierro (FeO).

**Cuadro 2.** Resultados de los análisis de difracción de rayos X.

Muestra N°	Roca Total (%)				Fracción Arcillas (%)			
	Cuarzo	Feldespatos		Carbonatos	Sm	Cl	I/M	K
		K	Pl					
A3-I-RT	xx		x	xxx	xxx	x	x	
A3-II-RT	xx		x	xxx	Tr	xxx	x	x
A3-III-RT	xx		x	xxx	xxx	x	x	
C3-I-RT	xx	Tr	x	xxx	xxx	x	x	
C3-II-RT	xx	Tr	x	xxx	xxx	x	x	

Referencias: K: Potásicos, Pl: Plagioclasas, Ca: Calcita, D: Dolomita, Sm: Esmectitas, Cl: Cloritas, I/M: Illita/Micas, K: Caolinita. Estimación contenido relativo: xxx: mayoritarios, xx: minoritarios, x: accesorios, Tr: trazas.

la relación propuesta por Johnston (1991) para este tipo de rocas débiles, mediante la expresión:

$$\sigma_{ci} = 8 I s_{50}$$

De esta manera, se obtuvo un promedio de resistencia a la carga puntual ( $I s_{50}$ ) de 0.58 MPa, con una desviación estándar de 0.24 MPa, siendo el promedio de resistencia a la compresión simple ( $\sigma_{ci}$ ) de 4.6 MPa, y su desviación estándar de 1.9 MPa, con valores mínimos y máximos de 0.7 y 8.0 MPa, respectivamente.

Los valores obtenidos en cada ensayo se grafican en forma de histograma en la figura 7, llevando cada resultado a su rango de números naturales más cercano. Si bien la cantidad de ensayos efectuados no permite dilucidar una distribución bien definida, se aprecia una tendencia lognormal a normal. Por su parte, del histograma no se logra distinguir la naturaleza de los valores que se apartan del promedio. En este sentido, los valores máximos y mínimos no corresponden a zonas más o menos débiles, como cabría esperar, sino que fueron obtenidos en ensayos efectuados sobre la misma muestra. Esta dispersión podría asociarse a la presencia de microfisuras en el sector de la muestra ensayado, como también a un comportamiento anisótropo del material. Debe tenerse en cuenta, a su vez, que el ensayo de carga puntual suele presentar dispersiones considerables, debido a que fue concebido como un equipo portátil de valor más bien estadístico.

Cabe a su vez destacar, que el promedio obtenido en

ambos márgenes del río Santa Cruz es muy semejante, con valores de  $\sigma_{ci}$  de 4.7 MPa para la margen derecha (muestras B2I, B2II, B3, C2I y C2II) y de 4.6 MPa para la margen izquierda (K1I, K1II, K19 y K3), lo que evidencia una cierta homogeneidad de la zona analizada para este parámetro, pudiendo afirmar en todos los casos que se trata de una matriz rocosa muy débil a débil (ISRM 1978).

Por su parte, los tres métodos de ensayo han arrojado valores igualmente semejantes, con promedios de 4.7, 4.5 y 4.6, para ensayos axiales, diametrales y sobre muestras irregulares, respectivamente, lo que de alguna manera valida el uso de las metodologías empleadas.

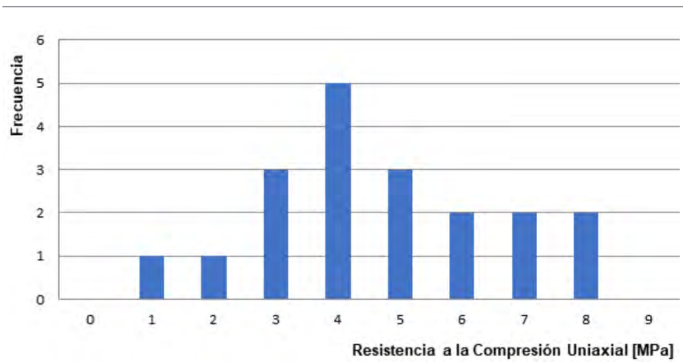
Los resultados arrojados son a su vez consistentes con los obtenidos en el terreno, mediante el índice de resistencia de campo (ISRM 1978), detallados en el cuadro 1, provenientes de relevamientos expeditivos de muy bajo costo.

A los fines de estimar este y otros parámetros geomecánicos de la Formación Santa Cruz, y considerando la escala y etapa de trabajo del presente estudio, se adoptará la resistencia a la compresión simple de la roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ) como el promedio de los valores hallados en laboratorio (4.6 MPa), para muestras de areniscas, reservando para futuras etapas la ejecución de nuevos ensayos, abarcando una mayor cantidad de muestras, que posibiliten un tratamiento estadístico más elaborado.

Cabe destacar que los valores estimados son consistentes con los obtenidos por autores antecedentes, a partir de ensayos de compresión uniaxial sobre testigos obtenidos de



Figura 6. Equipo utilizado para la ejecución de los ensayos de resistencia a la carga puntual, según norma ISRM (1985), propiedad de la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Buenos Aires (UTN - FRBA).



**Figura 7.** Histograma de valores de resistencia a la compresión uniaxial, obtenidos a partir de ensayos de carga puntual.

**Cuadro 3.** Valores de resistencia a la compresión obtenidos para cada una de las muestras de areniscas ensayadas a la carga puntual, bajo norma ISRM (1985), siguiendo las consideraciones de Johnston (1991).

Ensayo	Muestra	$I_{s_{60}}$ [MPa]	UCS [MPa]
Muestras irregulares	B2I	0.66	5.3
	B2II a	0.57	4.6
	B2II b	0.44	3.5
	B3 a	0.31	2.5
	B3 b	0.40	3.2
	C2I	0.71	5.7
	C2II	1.00	8.0
	K19 a	0.52	4.2
Axial	K1I a	0.82	6.6
	K1II a	0.49	3.9
	K1II b	0.74	5.9
	K3 a	0.44	3.5
	K3 b	0.39	3.1
	K19 b	0.65	5.2
Diametral	K1I b	0.09	0.7
	K1I c	0.33	2.6
	K1I d	0.86	6.9
	K1I e	0.99	7.9
	K3 c	0.56	4.5
PROMEDIO		0.58	4.6
DESVIÓ ESTÁNDAR		0.24	1.9

perforaciones de diversas litologías.

AyEE (1978) refiere valores medios de  $\sigma_{ci}$  para areniscas de 4.5 MPa, mientras que el promedio para areniscas y pelitas se ubica en los 5.8 MPa, con mínimos de 1.5 MPa para ambas litologías.

Por su parte, Massabie et al. (2008) informan resultados dentro del rango de 5 a 10 MPa.

En la misma línea, los ensayos efectuados por los laboratorios de la Universidad de San Juan (Giambastiani et al. 2018), arrojaron valores medios de 4.61 MPa, para areniscas pelíticas, pelitas y tobas, todas ellas con resultados medios similares. Adicionalmente, estos autores revelan resistencias

marcadamente inferiores (2.5 MPa), para un estrato no aflorante de areniscas negras.

De esta manera, a pesar de que en el presente trabajo se han llevado a cabo ensayos expeditivos de campo y laboratorio, de menor precisión que los ejecutados por autores precedentes, se asume que los valores son consistentes y podrían en principio, y controlando los cambios de humedad, ser extrapolados a las distintas litologías halladas en superficie, al menos para el nivel de detalle requerido en un análisis como el presente, propio de las primeras etapas de un proyecto ingenieril.

Por el contrario, la presencia de un nivel de menor resistencia no aflorante, confirma la necesidad de elaborar un modelo geológico, geotécnico e hidrogeológico, con el mayor grado de detalle posible en cada una de las etapas de un proyecto ingenieril (Celli 2014, 2015), recordando que la estabilidad del macizo rocoso estará determinada por su sector más débil.

## CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS DEL MACIZO ROCOSO

### Rock Quality Designation (RQD)

El índice RQD, definido por Deere y Miller (1966), es una de las primeras clasificaciones geomecánicas, que aún hoy se utiliza, con reservas, como un parámetro normalizado del grado de fracturación de un macizo rocoso.

En el presente trabajo, se optó por aplicar el algoritmo de Palmström (1982), que calcula el RQD volumétrico, a partir de la suma de las frecuencias de cada familia de discontinuidades por metro lineal ( $J_v$ ), mediante la siguiente expresión:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \text{ (Para valores de } J_v > 4.5)$$

$$RQD = 100 \text{ (Para valores de } J_v \leq 4.5)$$

En el cuadro 4 se presentan las mediciones efectuadas en cada afloramiento, obteniendo un RQD promedio de 41 (calidad mala).

Vale en este punto aclarar que la metodología aquí empleada presenta una serie de ventajas respecto de la estimación original. En primer término, permite obtener un valor de RQD a partir de mediciones superficiales, sin la necesidad de contar con datos de perforaciones. Adicionalmente, las mediciones se llevan a cabo en diferentes direcciones, involucrando la totalidad de las discontinuidades presentes, si la geometría del afloramiento lo permite. Por su parte, el método original solo permite el relevamiento unidimensional, a partir de la información de perforaciones, comúnmente ejecutadas exclusivamente en el sentido vertical, en cuyo caso se ob-

tienen espaciamentos aparentes, no pudiendo medirse correctamente las discontinuidades verticales. Como contrapartida, el método de Palmström no permite obtener información acerca del grado de fracturación del macizo rocoso en profundidad, razón por la cual los resultados arrojados difieren sensiblemente de los obtenidos por Massabie et al. (2008), quienes indican valores superiores a 80.

A fin de salvar esta limitación, se evaluó en un primer análisis la posibilidad de estimar indirectamente el valor del RQD en profundidad, a partir de la metodología semicuantitativa de Hoek et al. (2013), quienes relacionan el índice GSI (ver apartado correspondiente) para aplicaciones subterráneas (GSI<sup>2013</sup>), con el RQD medido en profundidad (RQD<sup>P</sup>) y las condiciones de las discontinuidades, según Bieniawski (1989) (JCond<sub>89</sub>), que forman parte del cómputo del RMR<sub>89</sub> calculado en el siguiente apartado, bajo la expresión:

$$GSI^{2013} = 1.5 JCond_{89} + RQD^P / 2$$

O lo que es lo mismo,

$$RQD^P = 2 GSI^{2013} - 3 JCond_{89}$$

De este análisis, se obtuvo un resultado de RQD<sup>P</sup> próximo al referido por Massabie et al. (2008). Sin embargo, se descartó su utilización para los posteriores análisis, debido a que el RQD no es la única variable dependiente de la profundidad. Por el contrario, se estima que podrían modificarse las condiciones de las discontinuidades, respecto de las halladas en superficie, por lo que, ante una ecuación de 3 variables y 2 incógnitas, se optó por descartar estos resultados, siendo necesario contar con datos de subsuelo. Podrían considerarse

**Cuadro 4.** Relevamiento de frecuencia de discontinuidades en afloramiento para la estimación del RQD.

Afloramiento	Naturaleza de las discontinuidades	Frecuencia [cantidad / m]	Jv	RQD
1	A (Estratificación)	22.86	25.3	32
	B (Diaclasas)	0.80		
	C (Diaclasas)	1.60		
2	A (Estratificación)	16.67	20.3	48
	B (Zona de falla)	3.25		
	C (Diaclasas)	0.33		
3	A (Estratificación)	22.50	22.8	40
	B (Falla)	0.33		
4	A (Estratificación)	20.00	20.0	49
5	A (Estratificación)	25.71	25.7	30
6	A (Estratificación)	20.00	21.7	46
	B (Fracturas)	1.67		
PROMEDIO		11.31	22.6	41

los mejores valores de JCond<sub>89</sub> hallados en superficie, pero entendemos que implica una extrapolación demasiado aventurada, incluso para etapas iniciales de un proyecto.

### Rock Mass Rating (RMR)

El índice RMR, en su versión más actualizada (Bieniawski 1989), fue concebido con el objeto de caracterizar el comportamiento de macizos rocosos fisurados como material de excavación de túneles, considerando el efecto escala. Este tipo de macizos se caracteriza por su naturaleza esencialmente discontinua, anisótropa y heterogénea. En el caso de la Formación Santa Cruz, el macizo rocoso puede ser definido como débil, siendo las características mecánicas e hidráulicas de las discontinuidades equiparables, en términos generales, con las de la matriz rocosa, por lo que podría considerarse como esencialmente continuo, dependiendo de la escala de trabajo. Vale considerar a su vez, que la densidad de discontinuidades en superficie puede diferir en profundidad, donde el mayor confinamiento y menor afectación al intemperismo, suelen resultar en un menor grado de fisuración del macizo rocoso, para iguales litologías.

La extendida difusión de esta clasificación geomecánica amerita su utilización, entendiendo sus limitaciones en este tipo de terrenos.

Hecha esta salvedad, se clasifica al macizo rocoso a partir del relevamiento de seis afloramientos de la Formación Santa Cruz, la cual se emplaza en la zona de manera subaflorante, situación que limita las posibilidades de estudio en superficie.

De esta manera, el valor de resistencia a la compresión uniaxial, estimado mediante ensayos de carga puntual, se ubica en un entorno algo menor a los 5 MPa, por lo que se le asigna un índice de 1, para el cálculo del RMR. Nótese que este índice considera rangos de valores para cada parámetro, por lo que su aplicación conlleva que no sea necesario contar con ensayos excesivamente precisos y costosos.

Por su parte, para el índice RQD, se adoptó un valor medio de 41 para afloramientos superficiales, estimado a partir del método de Palmström (1982). En todos los casos relevados (Cuadro 4), este parámetro se ubica dentro del rango 25-50 de la clasificación RMR, por lo que puede asignársele un índice de 8 a todos los afloramientos relevados.

El espaciamiento medio de las discontinuidades, definido como la inversa de su frecuencia (Cuadro 4), es considerado en el cálculo del RMR, tomando su valor mínimo para cada afloramiento, siendo en todos los casos menor a 6 cm, por lo que se asigna un único índice de 5. Como ocurre con el RQD, en este punto tiene una importante influencia el grado de fracturación del macizo rocoso, afectado por el desconfinamiento y la meteorización, razón por la cual los resultados son infe-



riores a los publicados por Massabie et al. (2008).

Las condiciones generales de las discontinuidades fueron medidas y clasificadas siguiendo las especificaciones que establece Bieniawski (1989). Para cada afloramiento, se tomó el valor mínimo de este parámetro, siendo el promedio de estos mínimos de 14.

En el caso de las condiciones hidrológicas, se consideraron dos escenarios: uno analizando al macizo en su estado actual (seco), y otro considerándolo en estado saturado. Esta última consideración se planteó a fin de estimar su comportamiento bajo la presencia de una presa con su embalse lleno. De esta manera, se le asignó un índice hidrológico de 15, para el macizo rocoso seco, y de 0, para el macizo saturado.

A partir de la obtención de los parámetros geomecánicos anteriormente mencionados, se calculó el índice RMR básico ( $RMR_B$ ), al cual se le aplicó una corrección por orientación de discontinuidades, obteniendo el índice RMR. Para llevar

a cabo esta corrección, se consideró el terreno como laderas naturales o excavadas, tomando en forma general un índice de ajuste medio de -25.

De esta manera, como puede apreciarse en los cuadros 5 y 6, los macizos rocosos superficiales en condición seca se clasifican como “muy malos” a “malos”, con valores estimados de ángulo de rozamiento ( $\phi$ ) en el entorno de los  $15^\circ$  y cohesión ( $c$ ) del orden de  $1 \text{ kg/cm}^2$  ( $0,1 \text{ MPa}$ ).

Por su parte, en condición saturada, los macizos rocosos superficiales pueden ser clasificados como “muy malos”, con valores de ángulo de rozamiento y de cohesión marcadamente inferiores a  $15^\circ$  y a  $1 \text{ kg/cm}^2$ , respectivamente.

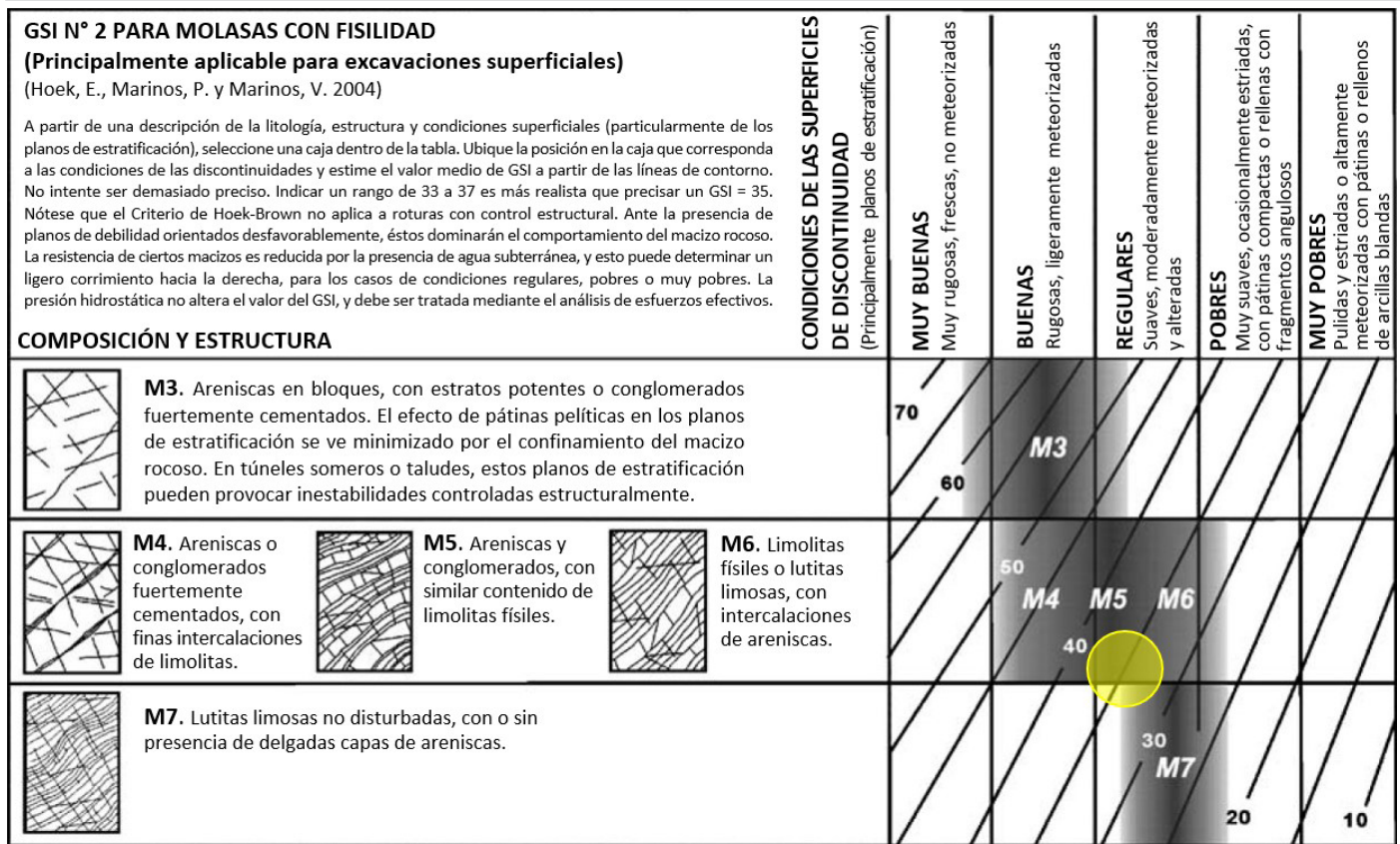
Se define entonces, para un estado seco del macizo rocoso superficial, un valor medio de RMR básico, de  $RMR_{BD} = 43$ , y corregido de  $RMR_D = 18$ . Mientras que, para condiciones saturadas, el valor medio básico desciende a  $RMR_{BS} = 28$ , y el ajustado a  $RMR_S = 3$ . En todos los casos, se han

**Cuadro 5.** Resultados para el análisis de afloramientos en condiciones hidrológicas secas.

Macizo rocoso superficial en condición no saturada								
Afloramiento	Juego de discontinuidades	$RMR_{BD}$	Corrección (Taludes)	$RMR_D$	$RMR_D$ Asignado	Clasificación	Cohesión ( $\text{kg/cm}^2$ )	Ángulo de rozamiento
1	A (Estratificación)	37		12				
	B (Diaclasas)	53	-25	28	12	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$
	C (Diaclasas)	53		28				
2	A (Estratificación)	46		21				
	B (Zona de falla)	43	-25	18	18	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$
	C (Diaclasas)	53		28				
3	A (Estratificación)	46		21				
	B (Falla)	53	-25	26	21	Malo	1 - 2	$15^\circ - 25^\circ$
4	A (Estratificación)	46	-25	21	21	Malo	1 - 2	$15^\circ - 25^\circ$
5	A (Estratificación)	43	-25	18	18	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$
6	A (Estratificación)	46		21				
	B (Fracturas)	40	-25	15	15	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$

**Cuadro 6.** Resultados para el análisis de afloramientos en condiciones hidrológicas saturadas.

Macizo rocoso superficial en condición saturada								
Afloramiento	Juego de discontinuidades	$RMR_{BS}$	Corrección (Taludes)	$RMR_S$	$RMR_S$ Asignado	Clasificación	Cohesión ( $\text{kg/cm}^2$ )	Ángulo de rozamiento
1	A (Estratificación)	22		0				
	B (Diaclasas)	38	-25	13	0	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$
	C (Diaclasas)	38		13				
2	A (Estratificación)	31		6				
	B (Zona de falla)	28	-25	3	3	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$
	C (Diaclasas)	38		13				
3	A (Estratificación)	31		6				
	B (Falla)	36	-25	11	6	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$
4	A (Estratificación)	31	-25	6	6	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$
5	A (Estratificación)	28	-25	3	3	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$
6	A (Estratificación)	31		6				
	B (Fracturas)	25	-25	0	0	Muy Malo	< 1	< $15^\circ$



**Figura 8.** Estimación del GSI para macizos rocosos heterogéneos molásicos (modificado de Hoek et al. 2005), de aplicación en excavaciones superficiales y taludes. Se indica una caracterización con valores de GSI en torno a 35.

promediado los valores mínimos obtenidos en cada afloramiento.

A fin de obtener valores representativos de los parámetros  $\phi$  y  $c$  para posteriores cálculos, se aplicaron las expresiones:

$$\phi [^\circ] = 0.5 \text{ RMR} + 5$$

$$c [\text{MPa}] = 0.005 \text{ RMR}$$

De lo cual se deduce que, para macizos superficiales en condiciones secas,  $\phi_D = 14^\circ$ ,  $c_D = 0.09 \text{ MPa}$ . Por su parte, para macizos superficiales saturados,  $\phi_s = 6^\circ$ ,  $c_s = 0.01 \text{ MPa}$ .

Los valores de  $\text{RMR}_B$ , obtenidos a partir del presente análisis, resultan sensiblemente inferiores a los calculados por Massabie et al. (2008). Esto se debe principalmente a la diferencia en el grado de fracturación del macizo rocoso analizado, en condiciones atmosféricas y confinadas, respectivamente. Debido a que el presente estudio considera las características de las discontinuidades en superficie, el índice RMR ha sido calculado para excavaciones superficiales, razón por la cual se ha considerado un factor de corrección para taludes, y no para fundaciones, como en los estudios antecedentes. El análisis de las condiciones del macizo rocoso en profundidad y como fundación de una presa, se llevará a

cabo en los apartados siguientes.

### Geological Strength Index (GSI)

El GSI, en conjunto con el criterio de rotura de Hoek y Brown (Hoek et al. 2002), constituye una herramienta para la valoración de la reducción de la resistencia global del macizo rocoso, a partir de una estimación del efecto escala, sobre la base de sus condiciones estructurales.

En este trabajo se analizan macizos litológicamente heterogéneos con intercalaciones de areniscas y pelitas, pero no disturbados tectónicamente, por lo que se ha optado por aplicar la variante del criterio de clasificación descrito por Hoek et al. (2005), de aplicación en excavaciones superficiales y taludes (Fig. 8), y en túneles y fundaciones profundas, con un cierto grado de confinamiento (Fig. 9).

Siguiendo las recomendaciones de estos autores, se ha asignado a los afloramientos analizados, valores de GSI de entre 30 y 40 puntos (35 como media), para aplicaciones superficiales, mientras que para fundaciones profundas y excavaciones subterráneas, se ha estimado un GSI en torno a los 65 a 75 puntos, con un valor medio de 70.

Como se desarrollará más adelante, los valores de GSI obtenidos permiten establecer la resistencia al corte del macizo



**Figura 9.** Estimación del GSI para macizos rocosos heterogéneos molásicos confinados (modificado de Hoek et al. 2005), de aplicación en túneles y cimentaciones profundas. Se indica una caracterización con valores de GSI en el entorno de 70.

Notas: En caso de ausencia de discontinuidades, utilizar los resultados de ensayos de laboratorio.

M1: Molasas confinadas, tanto homogéneas, como con alteraciones de areniscas y limolitas.

M2: Molasas altamente fracturadas o brechadas en zonas de falla.

El cuadro GSI no debe ser utilizado para conglomerados no consolidados. Deben ser tratados como gravas fluviales débilmente cementadas.

rocoso, mediante el Criterio de Rotura de Hoek – Brown (Hoek et al. 2002), tanto en condiciones superficiales, como de confinamiento.

### Dam Mass Rating (DMR)

El índice DMR, fue elaborado por Romana (2003), como una adaptación al RMR propuesto por Bieniawski (1989), desarrollado para el estudio de cimentaciones de presas de

embalse. Este autor propone una metodología basada en los parámetros del  $RMR_{BD}$ , estableciendo una serie de recomendaciones orientadas a los tratamientos de las fundaciones.

En el caso de estudio, se analizaron cada una de las familias de discontinuidades presentes en los afloramientos relevados, calculando en cada caso el factor de corrección geométrica (CF) y el factor de ajuste por orientación de discontinuidades, enfocado a la estabilidad de la presa ( $R_{STA}$ ). Se consideró en el análisis de este último factor (Cuadro 7), una presa de materiales sueltos, cuya dirección aguas arriba – aguas abajo es de  $110^\circ$ , en función de la dirección del río (Fig. 2). Las estructuras de hormigón, como el vertedero, fueron consideradas como presas de hormigón de gravedad.

De esta manera, el índice  $DMR_{STA}$ , definido como una adaptación del RMR con el objetivo de evaluar la estabilidad del terreno de fundación de una presa ante el deslizamiento, puede ser calculado mediante la expresión:

$$DMR_{STA} = RMR_{BD} + CF R_{STA}$$

$$CF = (1 - \text{sen}|\alpha_d - \alpha_j|)^2$$

Siendo:

$RMR_{BD}$ : RMR básico seco, es decir, considerando un macizo rocoso en estado seco ( $WR = 15$ ), y sin aplicar la correc-

ción por orientación de las discontinuidades

CF: Factor de corrección geométrica

$\alpha_d$ : Dirección aguas arriba – aguas abajo de la presa

$\alpha_j$ : Dirección de inclinación de la discontinuidad más desfavorable

$R_{STA}$ : Factor de corrección por orientación de las discontinuidades

En el cuadro 8 se presentan los resultados obtenidos para el cálculo del  $DMR_{STA}$  para cada familia de discontinuidades. En cada afloramiento relevado, se toma el valor más desfavorable, el cual controlará el comportamiento general del macizo rocoso.

En función de los índices  $DMR_{STA}$  y  $RMR_{BD}$ , Romana propone una serie de recomendaciones orientativas respecto de la estabilidad de la cimentación y de la necesidad de excavar hasta alcanzar un nivel apto para la fundación, o de ejecutar tratamientos de consolidación (cuadros 9 y 10).

De acuerdo con este análisis preliminar, el macizo rocoso presenta un estado que amerita una “preocupación importante” ante el deslizamiento del conjunto presa - cimentación, tanto como fundación de una presa de materiales sueltos ( $DMR_{STA} = 18$ ), como de obras de hormigón ( $DMR_{STA} = 0$ ).

Por su parte, se estima que los tratamientos de consolida-

**Cuadro 7.** Factores de ajuste para la estabilidad de presas,  $R_{STA}$ , a partir de las actitudes de las discontinuidades, según Romana (2003). DS: inclinación hacia aguas abajo, US: inclinación hacia aguas arriba, A: cualquier inclinación.

Tipo de Presa	MF	F	B	D	MD
	Muy Favorable	Favorable	Bueno	Desfavorable	Muy Desfavorable
Materiales Suelos (MS)	Otras	$10^\circ - 30^\circ$ DS	$0^\circ - 10^\circ$ A	-	-
Gravedad (G)	$10^\circ - 60^\circ$ DS	$30^\circ - 60^\circ$ US $60^\circ - 90^\circ$ A	$10^\circ - 30^\circ$ US	$0^\circ - 10^\circ$ A	-
Arco	$30^\circ - 60^\circ$ DS	$10^\circ - 30^\circ$ DS	$30^\circ - 60^\circ$ US $60^\circ - 90^\circ$ A	$10^\circ - 30^\circ$ US	$0^\circ - 10^\circ$ A
$R_{STA}$	0	-2	-7	-15	-25

**Cuadro 8.** Resultados del análisis  $DMR_{STA}$  para los afloramientos estudiados de la zona de estudio, aplicables a presas de materiales sueltos (MS) y de hormigón de gravedad (G).

Afl.	Juego de discontinuidades	$RMR_{BD}$	Azimut	Inclinac.	$\alpha_j$	$\alpha_d$	CF	$R_{STA}$		$DMR_{STA}$		$DMR_{DEF}$	$DMR_{STA}$ Macizo Rocosos	
								MS	G	MS	G		MS	G
								1	A (Estratificación)	37	45		33 SE	135
	B (Diaclasas)	53	23	56 SE	113	0.738	0	0	53	53	43			
	C (Diaclasas)	53	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	43			
2	A (Estratificación)	46	340	25 E	70	0.065	-2	0	46	46	36			
	B (zona de falla)	43	260	60 N	350	0.003	0	-2	43	43	33			
	C (Diaclasas)	53	30	56 E	120	2.384	0	0	53	53	43			
3	A (Estratificación)	46	343	16 E	73	2.701	-2	0	41	46	36	18	0	
	B (Falla)	53	275	60 NO	5	3.883	0	-2	53	45	43			
4	Estratificación	46	225	26N	315	2.941	0	-7	46	25	36			
5	Estratificación	43	320	16 NE	50	1.703	-2	0	40	44	33			
6	A (Estratificación)	46	350	5 NE	80	3.952	-7	-15	18	0	36			
	B (Fracturas)	40	264	82 NNE	354	3.476	0	-2	40	33	30			

**Cuadro 9.** Relación entre el  $DMR_{STA}$  y el estado del macizo rocoso ante la estabilidad al deslizamiento, como fundación de presas de embalse, según Romana (2003).

DMR <sub>STA</sub>	Estado
$DMR_{STA} > 60$	Sin preocupación especial
$60 > DMR_{STA} > 30$	Preocupante
$DMR_{STA} < 30$	Preocupación importante

ción serían ocasionales para el terreno de fundación de una presa de materiales sueltos, tanto de núcleo arcilloso, como de escollera con losa de hormigón. No obstante, la fundación de las obras de hormigón, requería de tratamientos sistemáticos, no descartándose la necesidad de excavar hasta alcanzar un nivel con una calidad geotécnica superior.

Al respecto, Romana (2003) define un índice denominado  $DMR_{DEF}$ , que consiste en el RMR básico, con un índice de saturación  $WR = 5$ , es decir,  $DMR_{DEF} = RMR_{BD} - 10$ . Considerando la relación entre el módulo de deformación típico de distintos tipos de presas de hormigón, y el del macizo rocoso, calculado a partir del criterio de Serafim y Pereira (1983) (ver capítulo Módulo de Deformación), establece potenciales problemas de deformidad en la presa, debido a asentamientos que pudiesen generar tracciones en el hormigón.

De esta manera, Romana considera, por ejemplo, que una presa de hormigón de gravedad de entre 50 y 100 m de altura, fundada en un macizo rocoso con un  $DMR_{DEF}$  inferior a 40, podría presentar problemas serios debido a la deformación de su cimentación. Para el macizo aquí estudiado, se ha obtenido un  $DMR_{DEF}$  de 33, para el promedio de mínimos de cada afloramiento, con mínimos y máximos totales de 27 y 43, respectivamente (Cuadro 8).

Se sugiere en una siguiente etapa, evaluar la metodología más adecuada para el tratamiento de las fundaciones en un macizo rocoso de estas características.

## ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DEL MACIZO ROCOSO

A partir de los resultados de los relevamientos y ensayos de campo y laboratorio, y de las diferentes clasificaciones geomecánicas aplicadas al macizo rocoso, considerando el efecto escala y las condiciones de confinamiento, se estimará una serie de parámetros geomecánicos, de aplicación directa en las primeras etapas de múltiples proyectos de ingeniería.

### Resistencia al corte

En términos generales, el macizo rocoso de la Formación

**Cuadro 10.** Recomendaciones en cuanto a la profundidad mínima (y deseable) de las excavaciones y magnitud de los tratamientos de consolidación, según Romana (2003).

Tipo de Presa	Excavación hasta $RMR_{BD}$	Tratamientos de consolidación de acuerdo a $RMR_{BD}$		
		Sistemáticos	Ocasionales	Ninguno
Materiales Suelos	-	-	?	-
Escollera	>20 (>30)	20 – 30	30 – 50	>50
Gravedad	>40 (>60)	40 – 50	50 – 60	>60
Bóveda	>50 (>70)	50 – 60	60 – 70	>70

Santa Cruz presenta características litológicas heterogéneas, con una alternancia de pelitas, areniscas y tobas. A nivel estructural, considerando un cierto grado de confinamiento, y salvando condiciones puntuales asociadas a glactectonismo y movimientos en masa, no se prevé una marcada fracturación, siendo la estratificación la familia de discontinuidades predominante. Esta situación cambia radicalmente en contacto con la atmósfera, donde se aprecia una meteorización instantánea de la matriz rocosa, producto de la desecación de las arcillitas, aumentando su fracturación exponencialmente. Por este motivo, se analizará el comportamiento del macizo rocoso con un cierto grado de confinamiento, protegido de las condiciones atmosféricas, así como de los cambios de humedad.

Considerando las características descritas, se estimará la resistencia al corte del macizo rocoso, en función de los criterios de rotura de Mohr-Coulomb y el Generalizado de Hoek-Brown (Hoek et al. 2002), comparando ambos resultados.

**Criterio de Rotura de Mohr-Coulomb:** Este criterio de rotura, define la resistencia al corte del macizo rocoso ( $\tau$ ), a partir del ángulo de fricción ( $\phi$ ), la cohesión ( $c$ ), y los esfuerzos normales al plano de rotura ( $\sigma_n$ ), según la expresión:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \phi + c$$

Tanto el  $\phi$  como la  $c$ , han sido estimados a partir del índice RMR ajustado para taludes (ver apartado Rock Mass Rating). De esta manera, se consideró un ángulo de fricción medio del macizo rocoso en condiciones secas de  $14^\circ$  y una cohesión de 0.09 MPa; mientras que, para el macizo saturado, se adoptó un ángulo de  $6^\circ$ , y una cohesión de 0.01 MPa.

A partir de estos parámetros, la resistencia al corte del macizo rocoso, en condiciones superficiales seca y saturada, se puede estimar, en función de la carga aplicada sobre el plano de rotura, como:

$$\tau_D = 0.25 \sigma_n + 0.09 \text{ (seco)}$$

$$\tau_s = 0.11 \sigma_n + 0.01 \text{ (saturado)}$$

En la figura 10, se simulan valores de resistencia al corte, para distintos esfuerzos normales. Las pendientes de las curvas representan el ángulo de fricción, mientras que las ordenadas al origen reflejan la cohesión.

Comparando ambas condiciones, se aprecia que la resistencia al corte del macizo rocoso saturado corresponde a un 40 % aproximadamente de la resistencia en seco.

**Criterio de Rotura Generalizado de Hoek-Brown:** Este criterio define la envolvente de rotura, a partir de los esfuerzos principales efectivos máximo ( $\sigma_1'$ ) y mínimo ( $\sigma_3'$ ), la resistencia a la compresión simple de la roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ), y una serie de parámetros del macizo rocoso, que dependen del GSI, la calidad de las excavaciones (D), y la litología ( $m_i$ ).

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Donde:

$$m_b = m_i e^{\left( \frac{GSI-100}{28-14D} \right)}$$

$$s = e^{\left( \frac{GSI-100}{9-3D} \right)}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[ e^{\left( \frac{-GSI}{15} \right)} - e^{\left( \frac{-20}{3} \right)} \right]$$

Por su parte, la envolvente de rotura puede representarse en términos de esfuerzos efectivos normales y de corte, a fin de compararla con la obtenida por el método de Mohr – Coulomb, siguiendo las ecuaciones de Balmer (1952), donde:

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \frac{(d\sigma_1'/d\sigma_3') - 1}{(d\sigma_1'/d\sigma_3') + 1}$$

$$\tau' = (\sigma_1' - \sigma_3') \frac{\sqrt{(d\sigma_1'/d\sigma_3')}}{(d\sigma_1'/d\sigma_3') + 1}$$

Siendo

$$d\sigma_1'/d\sigma_3' = 1 + a m_b \left( \frac{m_b \sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1}$$

El valor de  $\sigma_{ci}$  fue estimado a partir de los ensayos de resistencia a la carga puntual, con un promedio de 4.6 MPa. Cabe destacar que el valor adoptado se corresponde con el promedio de los ensayos ejecutados sobre areniscas, por lo que podría esperarse un valor inferior para las arcillitas y tobas, no descartándose la presencia de litologías menos resistentes en profundidad, tales como las descritas por Giambastiani et al. (2018), quienes refieren valores de 2.5 MPa, para un nivel de areniscas negras, si bien podrían existir estratos aún más débiles.

El factor  $m_i$ , dependiente de la litología, fue estimado a partir de las consideraciones empíricas de Marinos y Hoek (2001), debido a que no se realizaron ensayos triaxiales. De esta manera, se adoptó un valor de 4, correspondiente a la media de las arcillitas, por ser estas las de menor  $m_i$ , y consecuentemente el eslabón más débil entre las litologías halladas sobre la superficie del macizo rocoso. El factor seleccionado es consistente con las mediciones publicadas por Giambastiani et al. (2018), quienes refieren valores de  $m_i$  de entre 2.7 y 5.1, para las litologías aquí descritas, por lo que en principio puede extenderse a todas ellas.

El factor D, responde al grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por efectos de las excavaciones. Siguiendo las recomendaciones de Hoek et al. (2002), se le asigna un valor de 0.7 para excavaciones superficiales, y 0.0 para excavaciones subterráneas o cimentaciones; en todos los casos, ejecutadas por métodos mecánicos o mediante voladuras controladas. Debe tenerse en cuenta que toda otra degradación, correspondiente a la meteorización del macizo rocoso en contacto con la atmósfera, ya ha sido considerada en el cálculo del GSI.

En cuanto al índice GSI, como ya se explicó en el apartado correspondiente, se utilizaron dos valores bien diferenciados, de acuerdo al tipo de obra a ejecutar, ya sea superficial ( $GSI^{Sup} = 35$ ) o subterránea ( $GSI^{Sub} = 70$ ), siguiendo los lineamientos de Hoek et al. (2005). Es preciso aquí destacar que, de aplicarse un tratamiento de protección de las excavaciones, como por ejemplo hormigón proyectado, inmediatamente luego de ser ejecutadas, el valor de GSI superficial podría verse incrementado, siendo siempre inferior a los 70 estimados para condiciones de confinamiento.

A partir de estas consideraciones, se calcularon los distintos parámetros medios, para macizos rocosos secos, de acuerdo a la obra a ejecutar.

Para obras superficiales en condición seca:

$$m_b = 4 e^{\left( \frac{35-100}{28-14 \times 0.7} \right)} = 0.112$$

$$s = e^{\left( \frac{35-100}{9-3 \times 0.7} \right)} = 0.0008$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[ e^{\left( \frac{-35}{15} \right)} - e^{\left( \frac{-20}{3} \right)} \right] = 0.516$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 4.6 \text{ MPa} (0.013 \sigma_3 + 0.0008)^{0.516}$$

Para obras subterráneas en condición seca:

$$m_b = 4 e^{\left(\frac{35-100}{28}\right)} = 1.370$$

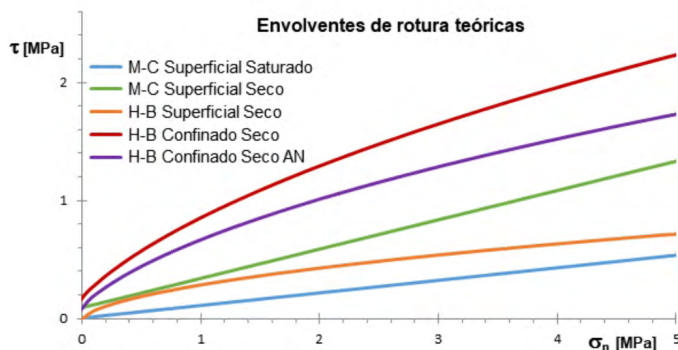
$$s = e^{\left(\frac{35-100}{9}\right)} = 0.0360$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left[ e^{\left(\frac{-35}{15}\right)} - e^{\left(\frac{-20}{3}\right)} \right] = 0.501$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 4.6 \text{ MPa} (0.158 \sigma_3 + 0.036)^{0.501}$$

En la figura 10, se simulan las envolventes de rotura en estado seco, tanto para condiciones superficiales, como confinadas. Las mismas han sido representadas en términos de esfuerzos normales ( $\sigma_n$ ) y de corte ( $\tau$ ), siguiendo los lineamientos de Balmer (1952) y Hoek et al. (2002), a fin de ser comparables con las obtenidas mediante el Criterio de Rotura de Mohr - Coulomb. De esta manera, para cada valor de  $\sigma_n$ , puede ser calculado, respectivamente, un  $\phi$  y una  $c$ , a partir de la pendiente y la ordenada al origen de la tangente a las curvas de Hoek - Brown. Nótese que, para entornos próximos a la superficie, con valores de  $\sigma_n$  reducidos, es válida la curva naranja de la figura 10 (H-B Superficial Seco), mientras que para  $\sigma_n$  más elevados, y considerando siempre litologías como las halladas en superficie, es conveniente utilizar la curva roja (H-B Confinado Seco).

Como puede apreciarse en la misma figura, los valores de  $\phi$  son semejantes a los estimados por el método de Mohr-Coulomb, representado por la recta verde (M-C Superficial Seco). En este sentido, la pendiente de la recta verde es coincidente con la naranja, para valores de  $\sigma_n$  menores a 1, mientras que para el rango de mayores  $\sigma_n$ , es concordante con la curva roja. Consecuentemente, en principio pueden



**Figura 10.** Simulación de las envolventes de rotura, de acuerdo al Criterio de Mohr - Coulomb, para excavaciones superficiales en condiciones de macizo rocoso saturado y seco, y al Criterio Generalizado de Hoek - Brown, en condiciones secas, para macizos superficiales y confinados. En esta última situación, se ha simulado un nivel débil de areniscas negras (AN), en función de la resistencia referida por Giambastiani et al. (2018).

tomarse como válidos los valores de  $\phi$  estimados mediante Mohr - Coulomb para todo el rango de profundidades. Las mayores diferencias se presentan en torno a la cohesión, la cual se incrementa para elevados valores de  $\sigma_n$ , manteniéndose constante a partir del método de Mohr - Coulomb.

Finalmente, y con el objeto de simular el comportamiento de un estrato débil de areniscas negras (AN), identificado por Giambastiani et al. (2018) a cierta profundidad, se repitió el análisis de Hoek - Brown partiendo de una  $\sigma_{ci} = 2.5$ , lo que ha resultado en la curva violeta de la figura 10.

Sobra resaltar aquí la importancia del conocimiento del macizo rocoso en profundidad, y de la elaboración de modelos tridimensionales detallados del terreno, tanto geológicos, como geomecánicos e hidrogeológicos, previa al diseño de cualquier obra civil de cierta magnitud.

### Módulo de Deformación

Existen en la bibliografía diversas ecuaciones empíricas que relacionan la deformabilidad del macizo rocoso con distintas clasificaciones geomecánicas.

En este trabajo, se seleccionaron las expresiones propuestas por Serafim y Pereira (1983) y Hoek y Brown (Hoek et al. 2002), quienes relacionan la rigidez del macizo con los índices RMR y GSI, respectivamente.

De esta manera, Serafim y Pereira (1983) plantean una expresión aplicable a todo el rango de valores de RMR, según la cual:

$$E_m [GPa] = 10^{\left(\frac{RMR_B - 10}{40}\right)}$$

Por su parte, según el criterio propuesto por Hoek et al. (2002), a partir del GSI, el módulo de deformación del macizo rocoso puede ser calculado mediante la expresión:

$$E_m [GPa] = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)}$$

Para el cálculo mediante el primer criterio, se consideró el promedio de valores mínimos de RMR para el macizo rocoso superficial, en condición seca y para la condición saturada, sin la corrección por orientación de discontinuidades. Es decir:  $RMR_{BD} = 43$  y  $RMR_{BS} = 28$ .

De esta manera, se obtuvieron módulos de deformación del macizo rocoso de  $E_{mD} = 6.68$  GPa y  $E_{mS} = 2.82$  GPa, en estado seco y saturado, respectivamente.

En el segundo caso, se adoptaron dos valores de GSI, para obras superficiales,  $GSI^{Sup} = 35$ , y para obras subterráneas,  $GSI^{Sub} = 70$ , según las consideraciones de Hoek et al. (2005). A su vez, como se desarrolló en el apartado anterior, se adoptó un valor de  $D^{Sup} = 0,7$ , para excavaciones superfi-

ciales, y  $D^{Sub} = 0,0$ , para cimentaciones y excavaciones confinadas.

Por su parte, al no disponer de ensayos de resistencia de la matriz rocosa saturada, se utilizó el valor en seco, obtenido mediante ensayos de resistencia a la carga puntual, con un valor promedio de  $\sigma_{ci} = 4.6$  MPa. Para corregir esta salvedad, se siguió el criterio propuesto por Romana (2003), según el cual, a partir de consideraciones empíricas, estima que el módulo de deformación del macizo rocoso saturado ( $Em_s$ ) es equivalente a un 40 % del valor en seco ( $Em_D$ ), es decir:  $Em_s = 0.4 Em_D$ . Cabe destacar que esta relación se cumple para el método de Serafim y Pereira (1983), donde se constata que  $Em_s / Em_D (2.82 / 6.68) = 0.42$ .

En el cuadro 11, se presentan los valores del módulo de deformación, calculado por los diferentes métodos expuestos, tanto para macizos rocosos secos, como saturados.

Como puede observarse, a partir del método de Hoek y Brown (Hoek et al. 2002), se obtuvieron valores de módulo de deformación en condiciones subterráneas, de  $Em_D^{Sub} = 6.78$  GPa y  $Em_s^{Sub} = 2.71$  GPa, para macizos secos y saturados, respectivamente; mientras que para condiciones superficiales, se estimaron módulos en estado seco y saturado de  $Em_D^{Sup} = 0.59$  GPa y  $Em_s^{Sup} = 0.24$  GPa, respectivamente.

Analizando los resultados obtenidos, puede constatar que los valores calculados por el método de Hoek y Brown para cimentaciones profundas o túneles, son equivalentes a los obtenidos mediante el método de Serafim y Pereira, a partir de relevamientos superficiales.

Debido al grado de degradación particular que presentan este tipo de macizos rocosos “molásicos”, debe prestarse especial atención al intentar caracterizarlos con vistas a excavaciones superficiales o al análisis de estabilidad de taludes, si los mismos no son protegidos inmediatamente luego de ser excavados.

En este sentido, el criterio de Hoek – Brown, a partir de las consideraciones de Hoek et al. (2005), contempla el desecamiento y relajamiento propio de este tipo de materiales, que no es considerado por el criterio de Serafim y Pereira, concebido específicamente para obras subterráneas. Por su parte,

**Cuadro 11.** Módulos de deformación del macizo rocoso, para condiciones seca y saturada, según los métodos de Serafim y Pereira (1983) y Hoek y Brown (Hoek et al. 2002), a partir de las observaciones de Roma

Serafim y Pereira (1983)		Hoek y Brown (2002)			
Seco	Saturado	Subterráneo		Superficial	
		Seco	Saturado	Seco	Saturado
$Em_D$ [GPa]	$Em_s$ [GPa]	$Em_D^{Sub}$ [GPa]	$Em_s^{Sub}$ [GPa]	$Em_D^{Sup}$ [GPa]	$Em_s^{Sup}$ [GPa]
6.68	2.82	6.78	2.71	0.59	0.24

este último criterio se independiza de la litología considerada, al menos en forma directa, mientras que el primero involucra la resistencia de la matriz rocosa. Por este motivo, a pesar de la notable coincidencia entre ambos métodos, consideramos conveniente la adopción del criterio de Hoek – Brown, más adecuado para las litologías presentes.

Adicionalmente, y debido a que solo fue posible obtener la resistencia de las areniscas, se estima que la rigidez de las pelitas y tobas, estimada a partir de Hoek – Brown, podría ser sensiblemente menor. Esta sospecha es consistente con los módulos reportados por Giambastiani et al. (2008), quienes refieren valores de entre 1.8 y 2.5 GPa, en condiciones de confinamiento en seco.

Debe tenerse en cuenta, a su vez, que esta metodología es altamente sensible a pequeñas variaciones en el valor de GSI, por lo que leves alteraciones en el grado de fracturación del macizo rocoso afectarán significativamente la rigidez estimada.

## CONCLUSIONES

En base al análisis geológico y geotécnico llevado a cabo en el macizo rocoso de la Formación Santa Cruz, subaflorente en la zona de Condor Cliff, a partir de observaciones y mediciones directas en el terreno y ensayos de laboratorio simples, se puede arribar a las siguientes conclusiones:

Los afloramientos analizados están formados por intercalaciones de areniscas y pelitas miocenas de la Formación Santa Cruz, con menor participación de tobas. Las psamitas estudiadas, corresponden a arenitas líticas volcánicas, y arenitas feldespáticas. Por su parte, en la fracción pelítica, se destaca la presencia de arcillas esmectíticas, las cuales tienen un importante poder expansivo.

El macizo rocoso puede ser caracterizado como de rocas débiles, con escasa fracturación en condiciones confinadas y elevada deformabilidad. En condiciones superficiales, el desecamiento de las arcillas expansivas en contacto con el aire, provoca su contracción y craquelamiento instantáneo. Por su parte, en contacto con el agua, las arcillitas se expanden hasta desintegrarse completamente en minutos. Estas características impidieron la ejecución de ensayos de resistencia sobre las arcillitas, a la vez que exponen la necesidad de proteger toda excavación inmediatamente luego de ser ejecutada, mediante gunitado u otro método que evite variaciones de su humedad natural.

La matriz rocosa presenta una muy baja a baja resistencia a la compresión uniaxial, con un valor promedio estimado en laboratorio de 4.6 MPa, y una desviación estándar de 1.9



MPa, consistentes con las estimaciones realizadas en el campo. Estos valores muestran una marcada dispersión, con un mínimo de 0.7 MPa, a lo que se suma el hecho de no haber podido ensayar muestras de pelitas y tobos, las cuales podrían tener una menor resistencia, particularmente en condiciones no confinadas. A pesar de ello, los resultados alcanzados son consistentes con los obtenidos a partir de ensayos más sofisticados por otros autores, como AyEE (1978), Massabie et al. (2008) y Giambastiani et al. (2018), para todas las litologías halladas. En términos generales, los resultados presentados son aplicables a todos los tipos litológicos aflorantes en la zona de estudio, teniendo en cuenta la necesidad de contar con modelos geológicos, geotécnicos e hidrogeológicos detallados (Celli 2014, 2015), a fin de identificar la presencia de niveles de inferior resistencia no aflorantes.

La ajustada correlación hallada entre los valores de resistencia provenientes de los ensayos de carga puntual, y los referidos por autores antecedentes, a partir de ensayos de compresión simple ( $k = \sigma_{ci} / I s_{50}$ ), pone de manifiesto la validez de la relación de Johnston (1991), adoptada en este caso como  $k = 8$ . Este factor difiere sustantivamente del valor en torno a los 22 a 24 adoptados frecuentemente en la bibliografía, evidenciando la necesidad de calibrar los ensayos, particularmente para rocas de baja resistencia.

El grado de fracturación superficial del macizo rocoso, definido a partir de las consideraciones de Palmström (1982), arroja valores medios de RQD de 41. Es de esperar, sin embargo, un marcado ascenso de este índice en condiciones de confinamiento, motivo por el cual los parámetros estimados a partir del mismo fueron considerados solo para condiciones superficiales.

Aplicando la clasificación geomecánica RMR para condiciones superficiales, puede caracterizarse al macizo rocoso, a partir del promedio de los valores mínimos hallados en cada afloramiento. De esta manera, se obtuvieron valores de RMR básicos de 43 (calidad media a mala), en estado seco, y 28 (calidad mala) en condiciones saturadas. Por su parte, los valores de RMR corregidos para laderas naturales o taludes excavados, arrojan resultados de 18 (seco) y 3 (saturado), ambos evidenciando calidades geotécnicas muy malas.

Por su parte, el índice GSI, aplicado según las recomendaciones de Hoek et al. (2005) para este tipo de macizos rocosos "molásicos", arroja valores de 70, para condiciones confinadas, y 35 para entornos superficiales. Puede apreciarse un mayor rango de aplicabilidad de este índice respecto del RMR, calculados a partir de observaciones superficiales. Por su parte, al no contemplar el GSI por sí solo la naturaleza de la matriz rocosa, cualquier correlación con parámetros de diseño geoengeñeril debe ser llevada a cabo considerando

los demás términos del Criterio Generalizado de Rotura de Hoek – Brown (Hoek et al. 2002), particularmente en este tipo de macizos rocosos débiles.

Analizando el macizo rocoso como fundación de presas, a nivel preliminar, en función del índice DMR, no se prevé la necesidad de ejecutar excavaciones profundas, si bien los tratamientos de estabilización y consolidación requeridos pueden ser muy significativos, debiéndose analizar la metodología más conveniente, en función de la conductividad hidráulica del macizo rocoso.

Los parámetros de resistencia al corte del macizo rocoso, estimados en función del Criterio de Rotura de Mohr – Coulomb, a partir del RMR, ajustado para excavaciones superficiales, y considerando la protección del macizo ante cambios de humedad, arrojan valores de  $\phi = 14^\circ$ , en condiciones secas, y de  $6^\circ$  en condiciones saturadas, mientras que para la cohesión se obtuvieron valores de 0.09 y 0.01 MPa, respectivamente.

Siguiendo el Criterio Generalizado de Hoek – Brown, en condiciones secas, los parámetros de resistencia al corte arrojan valores de  $m_b = 0.112$ ;  $s = 0.0008$  y  $a = 0.516$ , con un  $GSI = 35$  y un  $D = 0.7$ , para obras superficiales; mientras que, para obras subterráneas bajo confinamiento, se estimaron valores de  $m_b = 1.370$ ;  $s = 0.0360$  y  $a = 0.501$ , con un  $GSI = 70$  y un  $D = 0.0$ . Estos parámetros, expresados en términos de  $\phi$  y  $c$ , revelan ángulos de fricción equivalentes a los obtenidos mediante el Criterio de Mohr – Coulomb, con cohesiones variables en función de la profundidad. En este sentido, no debe descartarse la presencia de estratos no aflorantes de menor resistencia, como los referidos por Giambastiani et al. (2018), u otros. De aquí la importancia de incrementar secuencialmente, a medida que avanzan los proyectos, el conocimiento tridimensional del terreno, tanto en su configuración geológica, como en su comportamiento geomecánico e hidráulico.

El módulo de deformación del macizo rocoso, arroja valores medios de 6.8 GPa, para condiciones secas, confinadas, y 2.7 GPa, en condiciones saturadas y confinadas. Para excavaciones y fundaciones superficiales, los valores disminuyen a 0.6 GPa en seco, y 0.2 GPa, en estado saturado. Estos valores fueron obtenidos esencialmente sobre areniscas, pudiendo ser sensiblemente inferiores en los niveles pelíticos o tobáceos, así como en otros sectores débiles en profundidad.

Se deja constancia que los resultados presentados en este trabajo han sido obtenidos a partir de metodologías expeditivas, mayormente superficiales, propias de las primeras etapas de un proyecto de gran envergadura. Los autores sugieren profundizar los estudios superficiales junto con un análisis detallado del subsuelo, a fin de arribar a un modelo geológico y geomecánico más acabado.

Por otra parte, y dada la sensible dispersión que presentan algunos de los resultados obtenidos, se sugiere, una vez alcanzado un modelo geomecánico acabado, contemplar en la ejecución de todo análisis de estabilidad, la desviación estándar de cada uno de los parámetros intervinientes, a fin de arribar a una probabilidad de falla, que contemple estas dispersiones no consideradas por el tradicional factor de seguridad de tipo determinístico.

A pesar de las consideraciones expresadas, cabe destacar que los resultados alcanzados son consistentes con los publicados por otros autores, a partir de ensayos más sofisticados y costosos, lo que permite validar la importancia de este tipo de estudios en etapas prelicitatorias, permitiendo anticiparse a las dificultades que conllevan los macizos rocosos débiles, acotando el costo en tiempo y recursos de futuros estudios y tratamientos, y reduciendo el riesgo de sufrir retrasos en obra, debido a situaciones no contempladas.

Esto no quita la necesidad de ejecución de ensayos más costosos, sino, por el contrario, revela la importancia de avanzar en el conocimiento del terreno por etapas, agotando las metodologías disponibles a bajo costo, que implican un mayor coeficiente de retorno, para así definir la magnitud y localización de estudios que requieran mayores recursos económicos. De esta manera, se aspira a ir reduciendo el grado de incertidumbre a medida que se avanza en el proyecto, el cual debe encontrarse consolidado al momento de dar inicio a las obras.

En este sentido, los autores desean rescatar una frase del Ingeniero José Speziale (1989): *“Las omisiones y los errores cometidos en el proyecto o en la construcción, tarde o temprano serán puestos en evidencia por el comportamiento de la obra; ineludiblemente, entonces – ya tarde – habrá que enfrentar las consecuencias; es mejor sin duda ocuparse temprano de asegurar la interacción armónica entre la obra y su medio geotécnico, y en ello reside la importancia (superlativa) de la investigación.”*

## AGRADECIMIENTOS

El presente artículo se enmarca dentro del proyecto de I+D+i MSPPABA0008251 de la Universidad Tecnológica Nacional, denominado “Caracterización de procesos de remoción en masa asociados a laderas de valles fluviales maduros”. Los autores desean expresar su agradecimiento a la Facultad Regional Buenos Aires, y en especial al Departamento de Ingeniería Civil y a la Cátedra de Geología Aplicada, por posibilitarles la utilización del equipo de ensayos de resistencia a la carga puntual.

Agradecen asimismo el auspicio del Organismo Regulador de Seguridad de Presas en el desarrollo del proyecto. Finalmente, los autores desean destacar la colaboración desinteresada brindada por el Lic. Guillermo Cozzi, del INTEMIN – SEGEMAR, en la ejecución de los análisis de difracción de rayos X.

## REFERENCIAS

- AyEE 1978. Estudio del río Santa Cruz en relación con su aprovechamiento hidroeléctrico integral. Prefactibilidad. Volumen IV, Anexo 4A. Consorcio IECI. Provincia de Santa Cruz. Agua y Energía Eléctrica S.E. (inédito), 98 p., Buenos Aires.
- Balmer, G. 1952. A general analytical solution for Mohr's envelope. *American Society for Testing Materials* 52: 1260-1271.
- Bieniawski, Z. 1989. *Engineering rock mass classification: A complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering*. Wiley – Interscience, 251 p., Ottawa.
- Broch, E. y Franklin, J. 1972. The Point-Load Strength Test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 9: 669-697.
- Celli, A. 2014. Presa Presidente Néstor Kirchner. Análisis de aspectos geomecánicos a estudiar. Organismo Regulador de Seguridad de Presas (inédito), 7 p., Buenos Aires.
- Celli, A. 2015. Proyecto Río Santa Cruz. Obra Presidente Néstor Carlos Kirchner. Modelo geológico – geomorfológico preliminar. Informe OR-SEP\_03-15 (inédito), 12 p., Buenos Aires.
- Celli, A., Di Salvo, C., Verga, J., Porcel Laburu, A., Guerra, J., Álvarez, L. 2021. Hacia una zonificación de susceptibilidad geológico – geotécnica de las obras y proyectos de presas en la Argentina. *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 78 (2): 190-207.
- Deere, D. y Miller, R. 1966. Engineering classification and index properties for intact rock. Technical Report N° AFWL-TR-65-116/1996. Air Force Weapons Laboratory.
- Falcioni, F. 2017. Geología y geotecnia referente al aprovechamiento hidroeléctrico “Presidente Néstor Kirchner”, río Santa Cruz, provincia de Santa Cruz, Argentina. Trabajo Final de Licenciatura, Universidad de Buenos Aires (inédito), 308 p., Buenos Aires.
- Feruglio, E. 1949. Descripción geológica de la Patagonia. Dirección General de Yacimientos Petrolíferos Fiscales. Ministerio de Industria y Comercio de la República Argentina 1:1-334, Buenos Aires.
- Folk, R., Andrews, P. y Lewis, D. 1970. Detrital sedimentary rock classification and nomenclature for use in New Zealand. *New Zealand Journal of Geology and Geophysics* 13: 937-968.
- Giambastiani, M., Filloy, J., Chiavassa, N., Domato, A., Boero, D. y Carino, G. 2018. Geología y geotecnia de la presa Cóndor Cliff, río Santa Cruz, provincia de Santa Cruz, Argentina. 9° Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos. Actas electrónicas, 11 p., Mendoza.
- Hoek, E., Carranza – Torres, C. y Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. Proceedings of NARMS-TAC Conference

- 2002, Actas 1: 267-273, Toronto.
- Hoek, E., Carter, T. y Diederichs, M. 2013. Quantification of the Geological Strength Index Chart. 47° US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium, 9 p. San Francisco.
- Hoek, E., Marinos, P. y Marinos, V. 2005. Characterization and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 42: 277-285.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics) 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Committee on Field Tests. Document 4. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences & Geomechanics* 15: 319-368.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics) 1985. Suggested methods for determining point load strength. Commission on Testing Methods. Working Group on Revision of the Point Load Test Method. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences & Geomechanics* 22(2): 51-60.
- Johnston, I. 1991. Geomechanics and the emergence of soft rock technology. *Australian Geomechanics* December 1991: 3-27.
- Marinos, P. y Hoek, E. 2000. GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. *Proceedings of the GeoEng2000, International Conference on Geotechnical Engineering*: 1422-1446, Melbourne.
- Marinos, P. y Hoek, E. 2001. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. *Bulleting of Engineering Geology and the Environment* 60: 85-92.
- Massabie, A., Capdevilla, E., Cuesta, R., Barletta, R. y Pérez, N. 2008. Estudios geológicos y geotécnicos para proyectos de presas en Condor Cliff y La Barrancosa, Santa Cruz, Argentina. 19° Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Actas CD: 10 p., La Plata.
- ORSEP (Organismo Regulador de Seguridad de Presas) 2016. Resumen de tareas desarrolladas por ORSEP durante el periodo octubre 2013 - mayo 2016. Proyecto Río Santa Cruz, Presas Pte. Néstor Kirchner y Gob. Jorge Cepernic (inédito), 325 p. Buenos Aires.
- ORSEP (Organismo Regulador de Seguridad de Presas) 2020. Proyecto Río Santa Cruz. Presas Condor Cliff / Néstor Kirchner y La Barrancosa / Jorge Cepernic. Resumen de tareas desarrolladas por el ORSEP durante el período junio 2016 – abril 2020 (inédito), 732 p., Buenos Aires.
- Palmström, A. 1982. The volumetric joint count – a useful and simple measure of the degree of jointing. *Proceedings of the Fourth International Congress IAEG 5*: 221-228, Nueva Delhi.
- Pettijohn, F., Potter, P. y Siever, R. 1987. Sand and sandstone. Springer-Verlag, 553 p., New York.
- Romana, M. 2003. DMR (Dam Mass Rating). An adaptation of RMR geomechanics classification for use in dam foundation. *International Congress on Rock Mechanics*. South African Institute of Mining and Metallurgy, 12 p., Johannesburg.
- Speziale, J. 1989. Grandes obras hidráulicas: ¿Cuánta investigación geotécnica? *Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería*. Actas 4: 7-15. Buenos Aires.
- Strelin, J. y Malagnino, E. 2009. Charles Darwin and the oldest glacial events in Patagonia: The erratic blocks of the río Santa Cruz valley. *Revista de la Asociación Geológica Argentina* 64 (1): 101-108, Buenos Aires.