Construcción de túneles profundos para aprovechamientos hidráulicos. Central hidroeléctrica Cheves (Perú)

Marcos Sancho Moreno
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Subterra Ingeniería

María Boisán González
Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.
Subterra Ingeniería

Santiago Veyrat Marqués
Geólogo.
Subterra Ingeniería

Jose Miguel Galera Fernández
Doctor ingeniero de Minas.
Subterra Ingeniería

Resumen
En este artículo se analizan los problemas especiales asociados al diseño y construcción de túneles y cavernas bajo grandes coberteras de roca. Como ejemplo, se describen las experiencias recientes durante la construcción de la central Hidroeléctrica Cheves en los Andes peruanos.

Palabras clave
Túnel, caverna, profundidad, sostenimiento, estallido

Abstract
The main and special problems related to the design and construction of tunnels and caverns with high overburden are analysed in this paper. As an example, the recent experiences during the construction of Cheves Hydropower Project in the Peruvian Andes are described.

Keywords
Tunnel, cavern, depth, rock support, rockburst

1. Introducción

La central hidroeléctrica Cheves está ubicada en la sierra central del Perú, en concreto, en el departamento de Lima, en las cuencas de los ríos Huaura y Checras.

Se trata de un proyecto promovido por la Empresa de Generación Eléctrica Cheves S.A., una compañía del grupo Statkraft de Noruega. La construcción, con un presupuesto de obra civil de 400 millones de dólares, se encuentra actualmente en una fase de finalización. La empresa constructora es un consorcio (Constructora Cheves) formado por las firmas Hochtief Solutions AG (Alemania), SalfaCorp (Chile) e ICCGSA (Perú).

En relación al diseño del proyecto, la Empresa de Generación Eléctrica Cheves encargó a la empresa Norconsult la responsabilidad del diseño de todos los trabajos permanentes incluyendo el trazado en planta y alzado, la estabilidad a largo plazo y el soporte permanente de las obras subterráneas. Subterra actuó como ingeniería de la Constructora Cheves responsabilizándose del soporte inicial de las obras subterráneas, de acuerdo al contrato suscrito entre la propiedad y la constructora. Este artículo, por tanto, solamente se refiere al alcance de los trabajos desarrollados tanto por la Constructora Cheves como por Subterra.

Desde el punto vista hidráulico, la central tiene un salto bruto de 602 m y una potencia instalada de 168 MW mediante dos turbinas tipo Pelton ubicadas en una caverna subterránea. La generación anual se estima en 820 GWh/año con el siguiente esquema de funcionamiento:

Fig. 1. Vista general de la zona donde se ubica el proyecto Cheves, en el Perú

- Operación a plena capacidad en horas pico con caudal máximo.

- Operación reducida en horas valle con menor caudal.

El proyecto incluyó la construcción de dos presas fábrica aguas arriba (presas de Huaura y Checras) que están comunicadas entre sí mediante un túnel transferencia de 2.580 m de longitud. La segunda presa, de mayor capacidad, da inicio al túnel conducción con aproximadamente 10 km de longitud. El alcance del proyecto también considera una tercera presa aguas abajo de la central (presa de Picunche), considerada como obra de compensación y cuya misión es la de irrigación y laminación.

A modo de resumen, se describen a continuación las construcciones que integran el proyecto:

- Presa de Huaura: de tipología gravedad-hormigón con una altura sobre cimiento de 13 m.

- Túnel de transferencia: comunica en lámina libre las presas de Huaura y Checras. Longitud: 2.580 m. Sección: 16 m^2.

- Presa de Checras: de tipología gravedad-hormigón con una altura sobre cimiento de 25 m.

- Túnel de conducción: de longitud 9.693 m y secciones comprendidas entre 22 y 30 m^2. El tramo inicial presenta una pendiente del 0,9 % y el final del 14 %. Entre ambos tramos se ubica un túnel de equilibrio de 700 m de longitud al 14 % y un túnel de acceso.

- Complejo de Casa de Máquinas: constituido por las cavernas de Casa de Máquinas y de transformadores, un túnel de acceso y varios túneles auxiliares.

- Túnel de descarga: de longitud 3.312 m y 25 m^2 de sección.

- Presa de Picunche: de tipología de materiales sueltos con pantalla exterior de hormigón y 15 m de altura sobre cimiento.

La longitud total de los túneles del proyecto, considerando los arriba indicados y los túneles auxiliares y de acceso, es del orden de los 20 km.

La figura 2 muestra un perfil longitudinal del proyecto en el que se puede apreciar la profundización diseñada para el túnel de conducción hasta la entrada en turbinas.

2. Geología del proyecto

El proyecto hidroeléctrico Cheves se encuentra ubicado en la cuenca del río Huaura, dentro de la cordillera andina. Esta región está próxima a la placa de Nazca y, por tanto, se encuentra afectada por una tectónica activa.

La geología de la zona es compleja, apareciendo a lo largo del proyecto rocas vulcano-sedimentarias, volcánicas, plutónicas y formaciones metamórficas. El túnel de conducción y el complejo de Casa de Máquinas han sido excavados en roca dura.

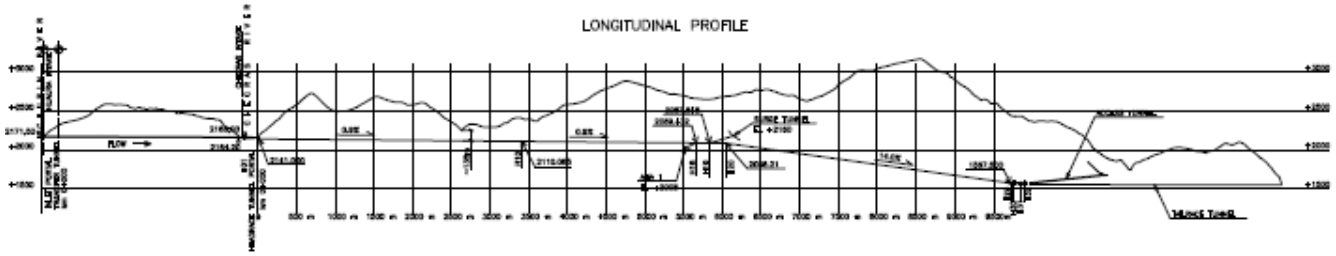

Fig. 2. Perfil longitudinal del proyecto hidroeléctrico Cheves

En el caso de las cavernas, éstas se encuentran en una zona estructuralmente compleja debido a la presencia de intrusiones de tonalita asociadas a juntas de cizalla subhorizontales y rocas metamórficas.

2.1. Litologías

La figura 3 muestra un perfil geológico con las diferentes formaciones encontradas en la excavación de los túneles.

Las características y propiedades de las diferentes formaciones geológicas son las siguientes:

- Formación Chimu: compuesta por bancos de cuarcita intercalados con estratos de arenisca cuarzosa, lutitas y en ocasiones capas de carbón. Las cuarcitas presentan una alta resistencia y comportamiento frágil, con múltiples fracturas rellenas de óxidos de hierro.

- Brechas vulcano-sedimentarias: pertenecientes también a la formación Chimu, están formadas por bloques y clastos embebidos en una matriz verdosa, con fracturación y meteorización de moderada a elevada.

- Grupo Casma: constituido por andesitas de textura porfirítica.

- Stock Churin Bajo: constituido por rocas intrusivas del tipo tonalita, granodiorita y cuarzo-monzonita. Estas rocas son de alta resistencia, de baja a moderada alteración en superficie, con rellenos de óxidos de hierro en sus fracturas.

- Hornfels: rocas metamórficas muy silicificadas resultantes del contacto de las andesitas del grupo Casma con las rocas intrusivas del Stock Churin Bajo. Presentan una fragilidad muy alta.

2.2. Propiedades del macizo rocoso

La figura 4 muestra una tabla resumen con las propiedades a nivel de roca intacta de los diferentes litotipos, que sirven como base para la obtención de los parámetros del macizo

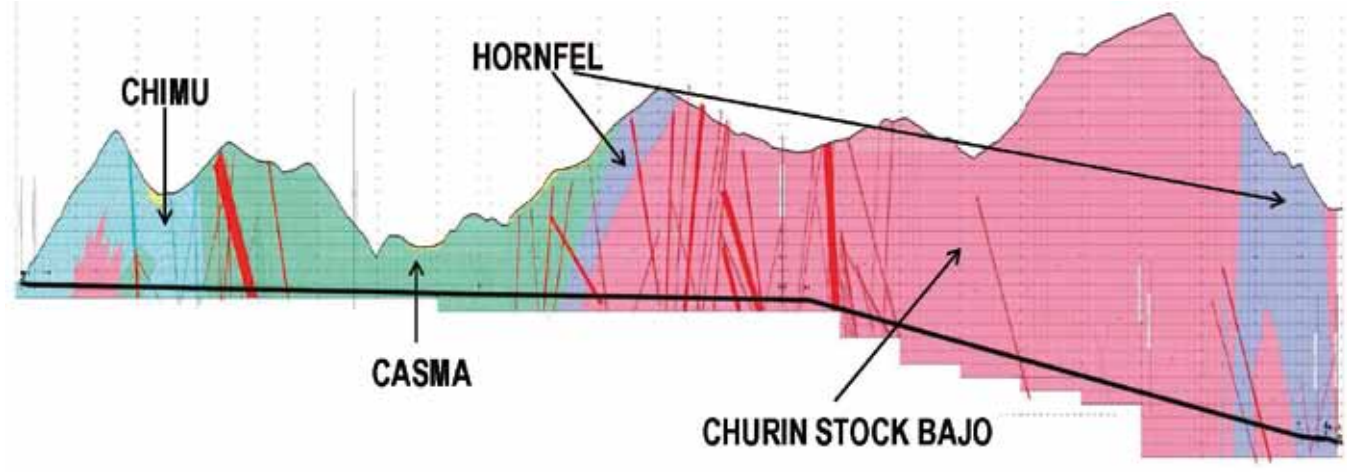

Fig. 3. Perfil geológico del túnel de aducción de la CH Cheves

LITOTIPO	LITOLOGÍA	RECUBRIMIENTO (m)	RQD (%)	ρ_{ap} (t/m^3)	σ_{ci} (Mpa)		RMR	Ei (Mpa)	v	mi
					RANGO	VALOR				
Churin Stock Bajo (KsTi-qzmo)	Tonalita	580-700	40-60	2,62	100-150	110	45-65	44.000	0,24	25
		700-780	70-90			125	> 65	50.000		
	Tonalita (zona de falla)	1100-1500	30-50	2,62	80-120	90	35-45	36.000	0,24	25
Churin Stock Bajo (KsTi-hf)	Hornfels	525-700	30-50	2,62	80-120	90	50-65	49.500	0,24	19
Grupo Casma (Ki-ca)	Andesita (zona de falla)	135-200	30-50	2,62	70-120	80	35-45	32.000	0,24	25
		250-350	40-60		100-150	110	35-45	44.000		
	Andesita	175-525	60-80		120-200	130	55-65	52.000		
Formación Chimu (Ki-ch)	Cuarcitas / Areniscas cuarzosas / Lutitas (zona de falla)	500-525	10-30	2,62	30-80	40	35-45	15.000	0,24	20
	Cuarcitas / Areniscas cuarzosas / Lutitas	25-200	10-30		30-80	40	40-50	15.000		
		200-450	30-50		60-120	70	50-60	26.250		
		450-600	10-30		30-80	40	40-50	15.000		

Fig. 4. Propiedades geomecánicas de los diferentes formaciones

rocoso, los cuales fueron usados como *inputs* en los análisis tenso-deformacionales de las excavaciones. En este sentido, en la tabla se incluyen también datos básicos del macizo rocoso, como el RQD y el RMR.

3. DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS

Las obras subterráneas que integran el proyecto hidroeléctrico Cheves totalizan 20 km de túnel y dos cavernas subterráneas, desglosados como se detalla a continuación:

- Túnel transferencia: 2.580 m de longitud.

- Túnel de acceso de Checras (Adit): 150 m de longitud.

- Túnel de conducción: 9.693 m de longitud.

- Túnel de equilibrio: 700 m de longitud.

- Túnel de acceso al túnel de conducción (Adit): 900 m de longitud.

- Trampa de rocas y pantalón (*penstock*): 22 y 46 m de longitud respectivamente.

- Caverna de Casa de Máquinas: 60 m de longitud, 32 m de altura y 15,50 m de anchura.

- Caverna de transformadores: 27,5 m de longitud, 14 m de altura y 11,20 m de anchura.

- Túnel de acceso a Casa de Máquinas y galerías anexas: 1.700 m de longitud.

- Túnel de descarga: 3.312 m de longitud.

La excavación de los túneles y cavernas se ha hecho exclusivamente mediante perforación y voladura.

Por lo que respecta a las secciones tipo, los túneles se diseñaron con sección baúl, con valores comprendidos entre los 16 y los 41 m^2. Las cavernas de Casa de Máquinas y

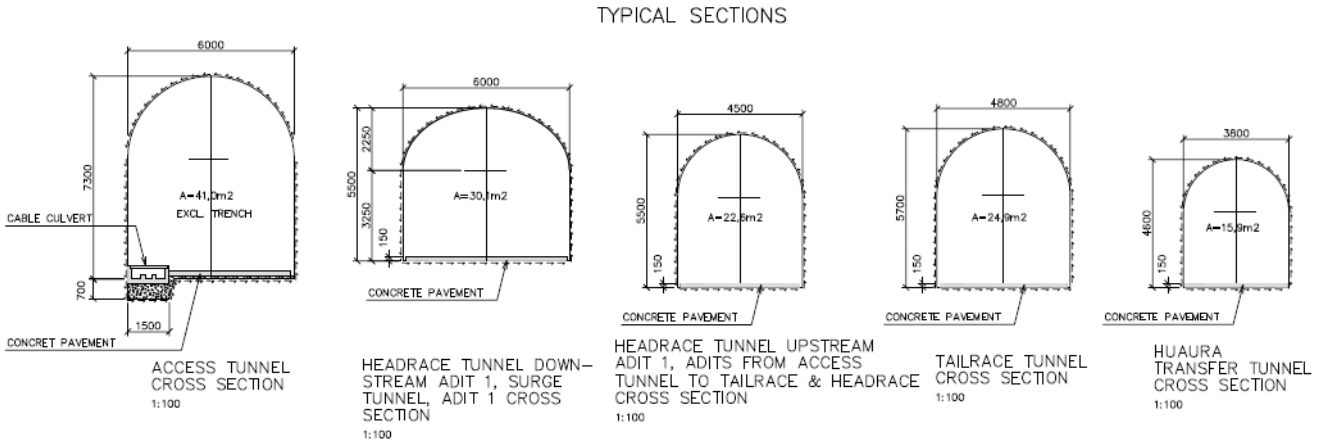

Fig. 5. Secciones transversales de los túneles (acceso, aducción, descarga y transferencia)

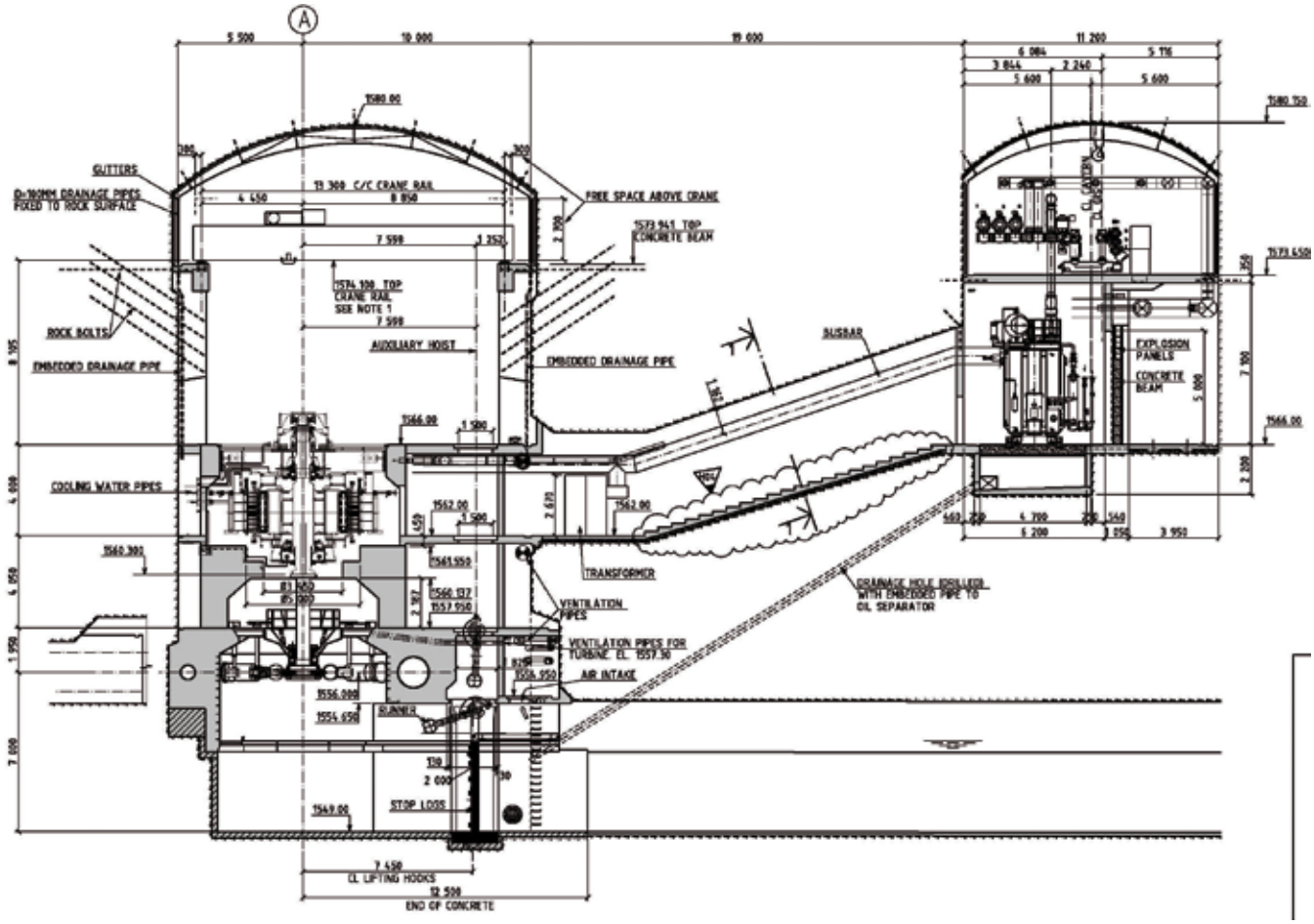

Fig. 6. Secciones transversales de las cavernas de casa de máquinas y transformadores

transformadores presentan unas secciones transversales de 500 y 160 m^2, respectivamente.

En los siguientes apartados se detallan aspectos relativos a la construcción de las obras subterráneas.

3.1. Construcción del túnel transferencia

El túnel transferencia comunica aguas arriba del proyecto las presas de Huaura y Checras, trasvasando agua en régimen de lámina libre de la primera a la segunda.

Este túnel está excavado en su totalidad en rocas vulcanosedimentarias y en rocas de la formación Chimu, con una cobertera máxima en torno a los 500 m. La longitud excavada es de 2.580 m y la sección transversal es en baúl de 15,9 m^2 (3,80 m de ancho y 4,60 m de alto).

La excavación se inició en septiembre de 2011 por un solo frente, finalizando tras 28 meses en diciembre de 2013. El rendimiento alcanzado es de 92 m/mes y frente.

Los problemas encontrados durante la construcción fueron principalmente dos: la aparición de aguas termales y convergencias moderadas en zonas de falla y en zonas de baja calidad geomecánica. El control de las infiltraciones de agua termal se hizo mediante campañas de inyecciones, mientras que la estabilización de las convergencias se consiguió reforzando el sostenimiento.

3.2. Construcción del túnel conducción

El túnel conducción comunica en régimen forzado la presa de Checras con la Casa de Máquinas a lo largo de 9.693 m. Consta de dos tramos, uno al 0,9 % con una sección transversal de 22 m^2 (4,5 m de ancho y 5,5 m alto), y otro al 14 % con una sección de 30 m^2 (6,0 m de ancho y 5,5 m de alto). La construcción se inicia en mayo de 2012 y finaliza tras 22 meses en febrero de 2014, ejecutándose hasta con cuatro frentes simultáneos de excavación. El promedio de avance obtenido es de 110 m/mes y frente.

Este túnel atraviesa todas las formaciones geológicas descritas en el apartado 2.1, con coberteras máximas de hasta 1.500 en el intrusivo, justo en el tramo final del 14 % y próximo a la Casa de Máquinas.

A lo largo de la excavación han aparecido una serie de problemas especiales asociados a las diferentes formaciones geológicas:

- Hundimientos y altas convergencias en las secciones de carbón y en zonas de falla.

- Fallas y zonas tectonizadas en una longitud de 150 m.

- Flujos de agua de hasta 300 l/s.

- Estallidos de roca en las zonas de máxima de cobertera.

Fig. 7. Portal de salida del túnel transferencia, a la presa de Checras

Fig. 8. Vista interior del túnel transferencia, durante su construcción

Fig. 9. Túnel conducción-Drive 4 (22 m² y 0,9 %)

Fig. 10. Túnel conducción-Drive 9 (30 m² y 14 %)

En las zonas de falla y de baja calidad geomecánica se avanzó al amparo de paraguas de micropilotes y empiquetados, según el caso. Los avances se limitaron como máximo a 1 m y se diseñó un sostenimiento pesado consistente en cerchas reticuladas y hormigón proyectado con fibras.

En ciertas zonas hubo que ejecutar contrabóveda para estabilizar las convergencias de los hastiales. Este sostenimiento inicial mencionado se reforzó tras finalizar la construcción con un sostenimiento adicional, que en las zonas de menor calidad geotécnica consistió en un revestimiento o *lining* de hormigón armado.

Otro problema completamente diferente fueron los estallidos de roca o *rockburst* ocurridos en los tramos con coberteras de roca a partir de los 900 m. Bajo estas circunstancias se diseñó un sostenimiento especial con capacidad de retención y de evitar las proyecciones de roca. Esta cuestión se analiza más en profundidad en un apartado posterior del artículo.

Por otra parte, el túnel conducción queda conectado con la Casa de Máquinas a través de un pantalón o bifurcación. Cada ramal tiene una sección transversal de 15 m² y una longitud de 23 m (figura 11). En estos puntos la cobertera es de unos 900 m y la presión hidráulica de 600 mca.

3.3. Construcción de las cavernas y galería anexas
La excavación de las cavernas y galerías anexas supuso otro hito de elevada complejidad por diversas razones:

Fig. 11. Vista de uno de los ramales del bifurcador durante la construcción

- Alta cobertera de roca (superior a 900 m).

- Geología compleja: presencia de juntas de cizalla subhorizontales, rocas intrusivas y metamórficas de contacto, fallas, etc.

- Excavación simultánea de múltiples frentes con la consecuente interacción entre los mismos.

- Estallidos de roca.

En la figura 12 se puede apreciar una vista en planta de las cavernas y del complejo entramado de galerías a diferente nivel que hay a su alrededor.

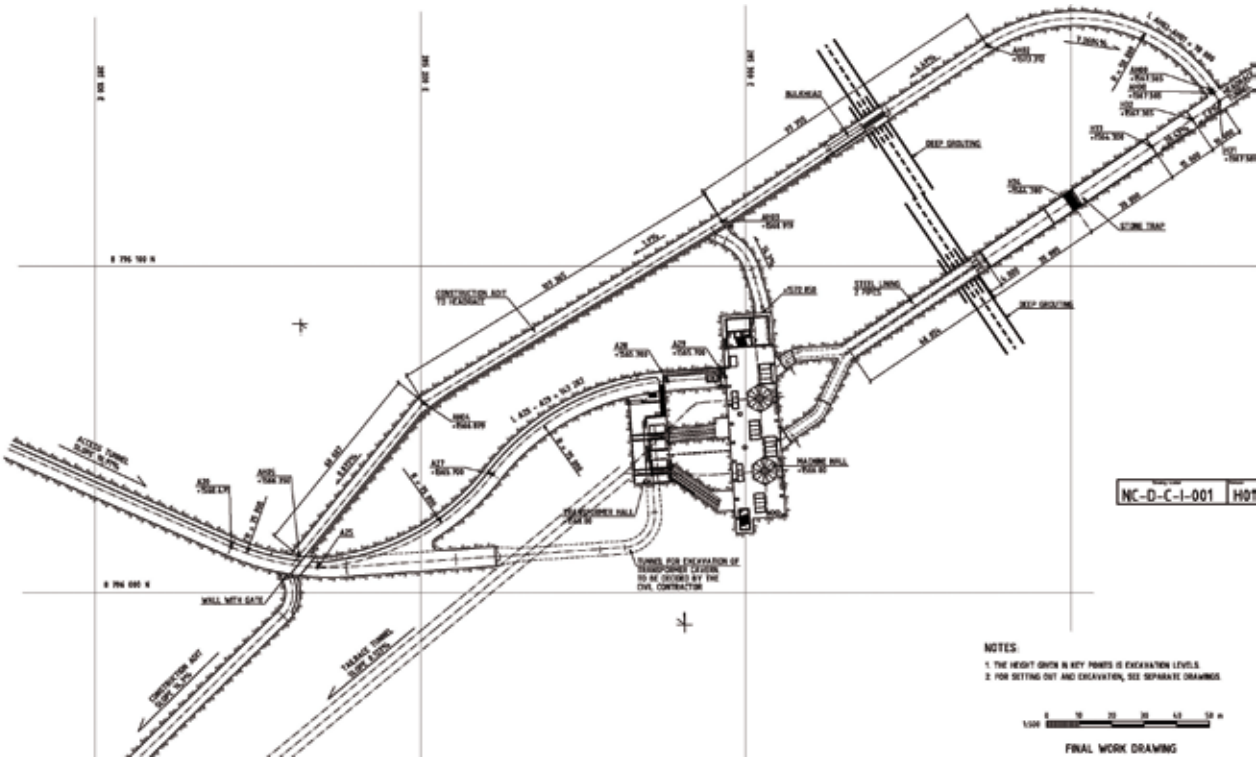

Fig. 12. Vista en planta del complejo de Casa de Máquinas

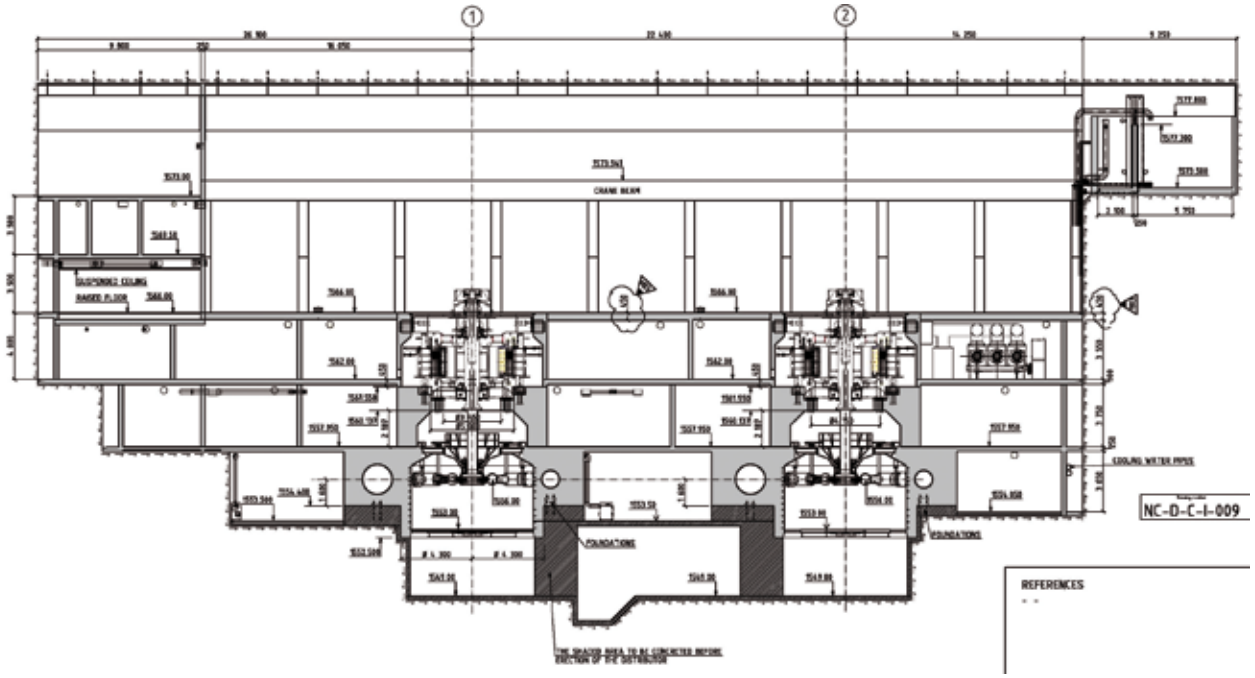

Fig. 13. Sección longitudinal de la caverna de Casa de Máquinas

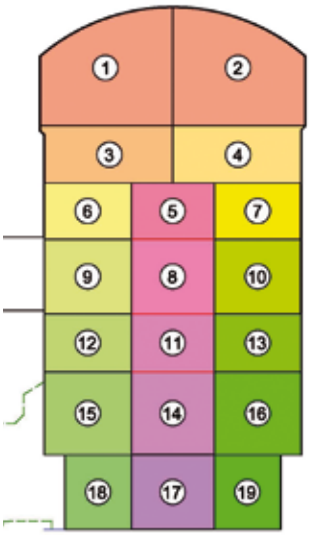

Fig. 14. Secuencia de excavación empleada en la caverna de Casa de Máquinas

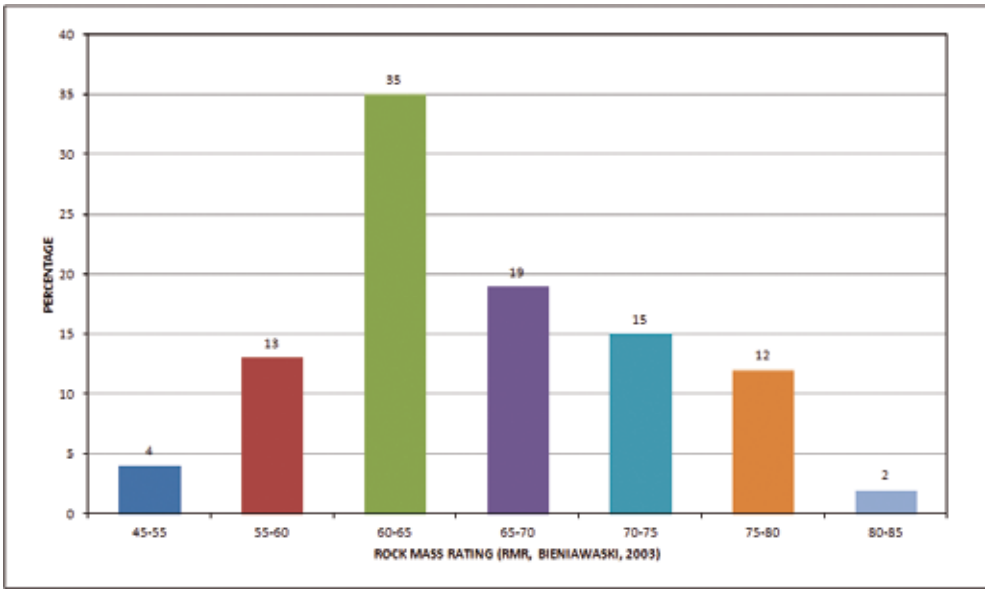

Fig. 15. Distribución del Rock Mass Rating (RMR) en la caverna de Casa de Máquinas

La caverna de Casa de Máquinas tiene una longitud de 72 m y una sección transversal de dimensiones 15,50 m de ancho y 31 m de altura. Su construcción se inició en enero de 2012 y finalizó en junio de 2013.

La excavación se hizo mediante banqueos sucesivos de altura comprendida entre los 7,15 m (calota) y 4,50 m (bancos restantes), dentro de la formación Stock Churin Bajo (intrusivo del tipo tonalita/cuarzo-monzonita). Las figuras 14 y 15 muestran un esquema de los banqueos realizados y de la distribución de RMR encontrada durante la excavación.

La modelización de la caverna de Casa de Máquinas se hizo mediante modelos 3D de cálculo del tipo Examine 3D y FLAC 3D, obteniéndose un radio de plastificación del orden de los 6 m, lo que corresponde a un tercio del ancho de excavación.

El sostenimiento diseñado para ambas cavernas consistió en una doble capa de hormigón proyectado con fibras y malla electrosoldada entre ambas, además de pernos lechados.

Se empleó un hormigón proyectado de muy alta ductilidad y resistencia, arrojando más de 45 MPa de resistencia a compresión simple a 28 días y más de 1.400 J de energía absorbida en el ensayo de panel, algo que se consideró necesario en una zona con un elevado estado tensional y con la presencia de estallidos de roca.

Otro aspecto esencial fue el monitoreo geotécnico de la caverna, para lo que se instalaron 9 extensómetros de hasta 20 m de longitud, así como estaciones de convergencia y prismas para el control topográfico.

Fig. 16. Excavación de la calota de la caverna de Casa de Máquinas

Fig. 17. Último banqueo de la caverna de Casa de Máquinas

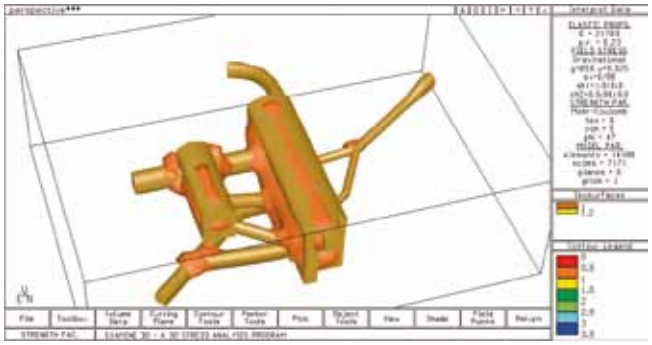

Fig. 18. Modelo 3D de cálculo empleado para el complejo de Casa de Máquinas

3.4. Construcción del túnel de descarga

El caudal turbinado en la Casa de Máquinas se restituye al río Huaura en lámina libre a través del túnel de descarga, de longitud 3.312 m y sección en baúl de 25 m^2 (4,8 m de ancho y 5,7 m de alto).

El túnel está excavado en las andesitas del Grupo Casma, iniciándose su construcción en junio de 2011 a través de dos frentes y finalizando tras 24 meses en mayo de 2013. El rendimiento de excavación ha sido de 140 m/mes y frente.

La única incidencia durante la construcción fue la presencia de importantes caudales de infiltración de aguas termales, lo que obligó a realizar campañas de inyección para su control.

Fig. 19. Vista del túnel descarga una vez finalizada la excavación

3.5. Construcción de los tapones de cierre en los túneles de acceso

Uno de los diseños más delicados dentro del proyecto de una central hidroeléctrica lo constituyen los tapones de cierre, cuya misión es impedir la salida de agua desde el túnel de conducción a través de las galerías auxiliares y túneles de acceso durante la operación de la central.

Existen varios diseños posibles de estos tapones, que pueden ser desde tapones construidos en su totalidad en hormigón armado, hasta tapones formados por una compuerta metálica embebida dentro de un dado de hormigón armado. Esta última solución es la que se adoptó en el proyecto hidroeléctrico Cheves.

En este caso, la normativa a seguir fue la "Guía para el diseño de tapones para el cierre de labores mineras" del Ministerio de Energía y Minas de Perú.

Dentro de los cálculos a realizar indicados en la guía están la resistencia a esfuerzo rasante del contacto tapón-roca, cálculo del gradiente hidráulico admisible, comprobación como viga gruesa de acuerdo a la ACI 318-95 y la consideración de las cargas dinámicas.

Las siguientes figuras muestran la ubicación del tapón ubicado en la galería DR17, dentro del complejo de Casa de Máquinas, que está solicitado por una presión de más de 600 mca.

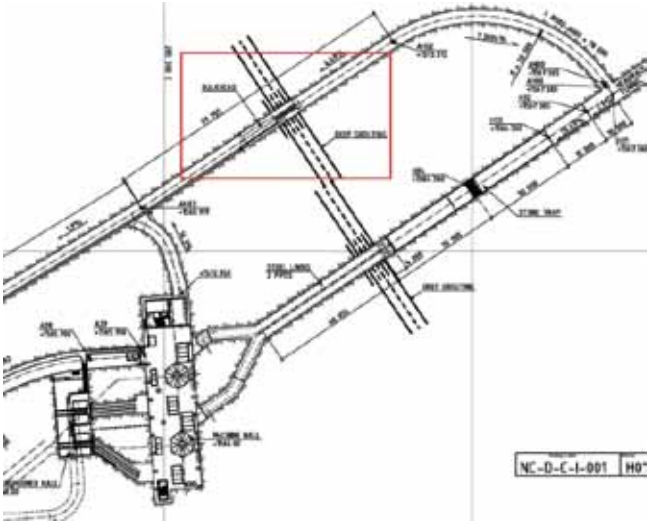

Fig. 20. Ubicación del tapón de la galería DR17

4. Descripción de los sostenimientos

Los sostenimientos diseñados para los túneles y cavernas del proyecto hidroeléctrico Cheves se dividen en dos tipos:

- Sostenimientos convencionales.

- Sostenimientos especiales para el control de los estallidos de roca en zonas de alto estado tensional.

En relación a los soportes convencionales (figura 22), se diseñaron cinco tipos de soporte asociados a una serie de intervalos de los índices geomecánicos RMR de Bieniawski y Q de Barton. Estos soportes están constituidos por los siguientes elementos:

- Hormigón proyectado reforzado con fibra sintética, con espesores comprendidos entre los 5 cm y 25 cm.

- Pernos de 4 m de longitud y diámetros de 19 y 25 mm, lechados o con resina.

- Cimbras reticuladas con espaciamientos comprendidos entre 0,75 y 1,5 m.

En zonas de baja calidad geomecánica se implementó el uso de diferentes tipos de paraguas:

- Paraguas ligeros en el frente de avance constituido por pernos autoperforantes.

Fig. 21. Vista del tapón una vez construido

CCH INITIAL SUPPORT												
Support Class	Rock Class	RMR	Q	Shotcrete Fibers (cm)	Concrete Lining	Bolts			Arches			
						Length (m)	Ø (mm)	Grid (sTxsL m)	Spilling bars	Type	Spacing	Plain Shotcrete Over Arch (cm)
RS1	I	>75	54,6	0,0-5,0	-	3,0 -. 4,0	19-25	Spot	-	-	-	-
RS2-L	II a	65-75	10,31 - 54,60	5,0	-	3,0 -. 4,0	19-25	Puntuales	-	-	-	-
RS2-H	II b	65-75	10,31 - 54,60	5,0-7,5	-	3,0 -. 4,0	19-25	2,0x2,0	-	-	-	-
RS3-L	III a	50-65	1,94 - 10,31	7,5 - 10,0	-	3,0 -. 4,0	19-25	2,0x2,0	-	-	-	-
RS3-H	III b	50-65	1,94 - 10,31	10,0 - 12.5	-	3,0 -. 4,0	19-25	1,5x1,5	-	LG	1,5	-
RS4-N	IV a	20-50	0,069 - 1,94	15,0	-	3,0 -. 4,0	19-25	1,0x1,0	IBO32mm	LG	1,0	-
RS4-H	IV b	20-50	0,069 - 1,94	5,0	-	-	-	-	IBO32mm	LG	1,0	15,0
RS5	V	< 20	0,069	5,0	-	-	-	-	IBO32mm	LG	0,75	20,0

Fig. 22. Tabla resumen de los soportes diseñados para los túneles

	RMR	Maximum Round Length	Preconditioning Blasting	Support at the face		Mechanical Scaling	Support at the floor	Rock supprt					
				Shotcrete	Swellex Bolts (L=6 m)			Bolts		Grid	Shotcrete with fibers	Mesh	Plain Shotcrete
HSS-I	>65	2.0 m	YES	YES / 15 cm	YES / 6-7 Mn-24	YES	YES (*)	Resin End Anchored	Ø25 mm L= 4 m	1.5x1.0	15 cm	YES	10 cm
HSS-II	55-65	3.0 m	YES / Alternative 21 m probe hole	YES / 15 cm	YES / 4-6 Mn-24	YES	NO	Resin End Anchored	Ø25 mm L= 4 m	1.5x1.0	15 cm	YES (**)	10 cm
HSS-III	<55	3.5 m	NO	YES / 10 cm	Spot	YES	NO	Resin End Anchored	Ø25 mm L= 4 m	1.5x1.0	7.5 + 7.5 cm	NO	NO

Fig. 23. Tabla de sostenimientos especiales para elevados estados tensionales

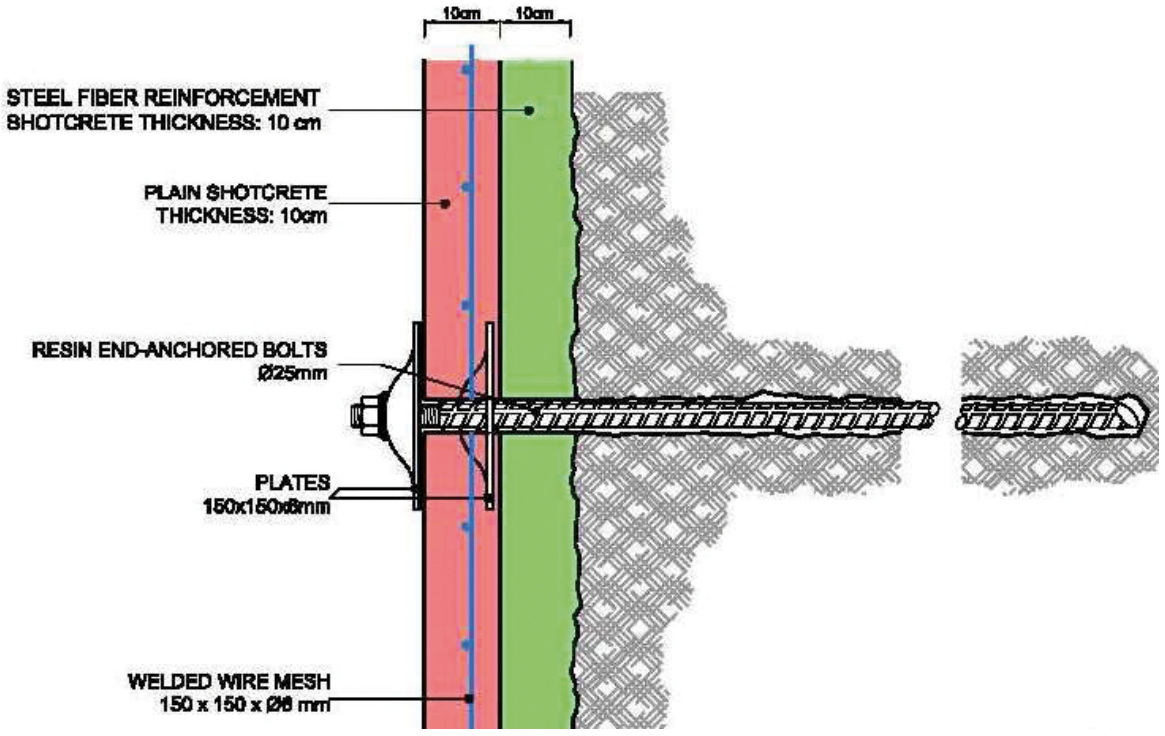

Fig. 24. Ejemplo de sostenimiento especial instalado para elevados estados tensionales

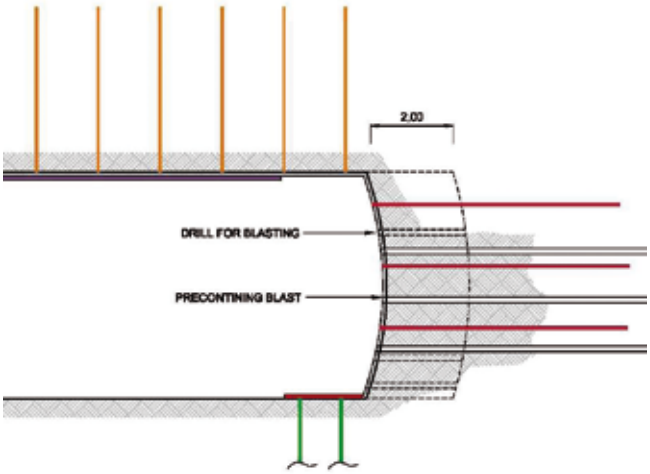

Fig. 25. Esquema del *pre-blasting*

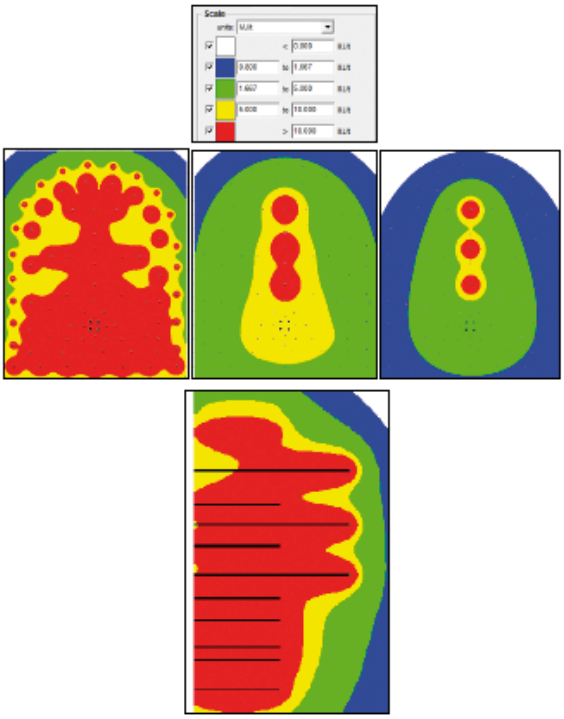

Fig. 26. Distribución de energía para un *pre-blasting* de tres barrenos

- Paraguas pesados constituidos por tubos de 140 mm de diámetro inyectados.

Por otra parte, la aparición de estallidos de roca durante la excavación de los túneles bajo grandes coberteras obligó al diseño de un soporte especial capaz de retener y evitar las proyecciones de roca y del sostenimiento ya colocado, además de adoptar otras medidas adicionales (figura 23).

En estos casos se limitó el pase de avance, se diseñaron voladuras de acondicionamiento o *pre-blasting* antes de la voladura de producción para fracturar la roca y reducir la ocurrencia de estallidos, se instaló un soporte temporal constituido por pernos *swellex* de 6 m de longitud en el frente, en la sección, y en algunos casos en el piso, después de aplicar la primera capa de hormigón proyectado; por razones de seguridad se obligó al desatado mecánico de la sección de avance una vez terminada la limpieza del escombro.

Una vez instalado el soporte temporal a base de una primera capa de hormigón proyectado y pernos swellex, se coloca malla electrosoldada, los pernos sistemáticos y una segunda capa de hormigón proyectado sin fibras (figura 24).

5. El estallido de rocas y sus mecanismos de control

El fenómeno de *rockburst* o estallido de roca fue registrado por primera vez en explotaciones mineras profundas de Sudáfrica, pero actualmente está cobrando mayor relevancia al trasladarse al campo de la Ingeniería Civil, debido a la construcción de túneles carreteros, ferroviarios e hidráulicos a gran profundidad. El estallido de roca o *rockburst* se define como el fallo violento y repentino del macizo rocoso, existiendo una clara conexión con las excavaciones bajo grandes coberteras de roca competente, así como con la presencia de estructuras y diques. A gran profundidad la relación entre el estado de tensiones naturales y la resistencia y/o rigidez del macizo rocoso va aumentando, y la probabilidad de estallidos de roca aumenta drásticamente.

Las figuras 27 y 28 muestran un ejemplo de dos estallidos ocurridos en el proyecto Cheves, el primero, a la izquierda, ocurrido por detrás del frente de excavación y el segundo, a la derecha, en el mismo frente de excavación.

Las repercusiones de este fenómeno se pueden resumir en los siguientes puntos:

Fig. 27. Estallido en galería próxima a Casa de Máquinas (izda.)
Fig. 28. Estallido del frente de excavación en el túnel de conducción (arriba)

- Accidentes del personal que está laborando dentro del túnel.

- Costes por la paralización de la producción.

- Daños en las instalaciones y maquinaria.

- Sobrecostes por reparación del túnel y reposición de equipos y maquinaria.

Existen múltiples variables involucradas en este fenómeno, tal y como se resume en la tabla siguiente (figura 29) tomada de Kaiser y Cai:

Como se puede apreciar en la tabla anterior, la probabilidad de ocurrencia de los estallidos de roca está vinculada a variables de tipo sísmico, geológico, geotécnico y operacional. Conviene indicar que la aparición de estallidos asociados a eventos sísmicos no es más que uno de los tipos englobados dentro de la casuística del fenómeno. Habitualmente se consideran tres tipos de *rockburst* denominados en la literatura anglosajona de la siguiente manera:

- *Strainburst*: las tensiones inducidas por la excavación superan la resistencia del macizo rocoso. A este tipo pueden acoplarse eventos sísmicos remotos.

Seismic event	Geology	Geotechnical	Mining
- Event magnitude - Rate of seismic - Distance to seismic source	- In situ stress - Rock Type - Beddings - Geological structures (dykes, faults, and shears)	- Rock Strength - Joint fabric - Rock brittleness	- Mining induced static and dynamic stresses - Excavation span - Extraction ratio - Mine stiffness - Excavation sequence (stress-path), blasting - Installed rock support system - Backfill - Production rate

Fig. 29. Variables involucradas en el fenómeno de *rockburst* (Kaiser & Cai, 2012)

- *Pillar-burst:* colapso violento de pilares fundamentalmente en explotaciones mineras profundas en las que el ratio de extracción es alto en las últimas fases de minado.

- *Fault-slip burst:* debido a la dinámica de fallas existentes que interseccionan a las excavaciones.

5.1. Variables involucradas en el proyecto Cheves

Los registros y análisis de los estallidos de roca producidos durante la construcción del proyecto hidroeléctrico Cheves han permitido acotar las variables más influyentes en el fenómeno para posteriormente establecer unos mecanismos de control traducidos entre otros en el diseño de un sostenimiento especial que garantice la integridad de la excavación y la seguridad del personal.

Se enumeran a continuación dichas variables, las cuales coinciden en buena medida con el estudio del fenómeno realizado por Kaiser y Cai:

- Tensiones naturales: los estallidos de roca comenzaron a aparecer a partir de los 850 m de cobertera, donde los estados tensionales empiezan a ser relativamente altos. El conocimiento de los mismos es esencial para la modelización numérica de las excavaciones. Se llevaron a cabo ensayos *overcoring* y de hidrofracturación en las proximidades de la Casa de Máquinas, arrojando las siguientes tensiones principales: σ_I=21,7-22,1 MPa; σ_{II}=20,3-21,3 MPa; σ_{III}=12,8-13,7 MPa. Los coeficientes K_0 obtenidos son 0,62 y 0,96.

- Sistemas de juntas: en la excavación del túnel conducción aparecieron sistemas desfavorables de juntas en relación a su posicionamiento, ya que eran subhorizontales formando techos planos, y subverticales y subparalelos al eje del túnel, formando espejos en los hastiales.

- Litologías: los estallidos más severos se produjeron en las rocas de mayor fragilidad que corresponden con la formación metamórfica tipo Hornfel. También se dieron estallidos, pero de menor intensidad, en el intrusivo tipo granodiorita y cuarzo-monzonita, con coberteras mayores a los 1.000 m.

- Interacción entre excavaciones próximas. La excavación o minado de múltiples frentes próximos entre sí tiene una influencia decisiva en el aumento de la probabilidad de ocurrencia de los estallidos de roca. Esto tuvo una incidencia importante en el complejo de Casa de Máquinas por la gran cantidad de galerías próximas entre sí y a diferentes niveles.

Fig. 30. Registro de estallidos en el complejo de Casa de Máquinas

- Sismicidad y tectónica activa: el proyecto se encuentra enclavado en una zona de alta sismicidad, próximo a la placa de Nazca.

Finalmente, cabe indicar que a lo largo de la construcción de los túneles y cavernas se detectaron más de 850 estallidos de roca.

5.2. Predicción a nivel de proyecto

A nivel de proyecto se llevó a cabo una tramificación de los túneles por niveles de riesgo de estallido de roca en base a las formulaciones empíricas existentes que se detallan a continuación:

- *Strain energy density* (SED) (Kwasniewski, 1994).
$SED=\sigma_c^2/(2 \cdot E_s)$.

SED	*Rockburst hazard*
>200 kJ/m^3	*Very high*
150-200 kJ/m^3	*High*
100-150 kJ/m^3	*Moderate*
50-100 kJ/m^3	*Low*
<50 kJ/m^3	*Very low*

Fig. 31. Parámetro SED y riesgo asociado

- *Stress coefficient* (Hoek & Wang, 1980 y 1998).
$S_c = \sigma_\theta \cdot K_0 / \sigma_t$

Sc	Rockburst hazard
>0.7	Violent rockburst
0.5-0.7	More lining
0.2-0.5	Light stripping
<0.2	No risk

Fig. 32. Parámetro Sc y riesgo asociado

5.3. Mecanismos de control

La experiencia internacional en el control de los estallidos de roca establece una serie de pautas para minimizar sus consecuencias y garantizar ante todo la seguridad de las personas dentro del túnel. Ante un evento de este tipo, los sostenimientos colocados van a sufrir inevitablemente daños en mayor o menor medida, lo que en algunos casos obligará a reparaciones y refuerzos posteriores. Esto es lo que algunos especialistas denominan "sostenimientos de sacrificio".

Lo más importante ante todo es que los sostenimientos se diseñen con la suficiente flexibilidad y ductilidad para poder resistir las solicitaciones dinámicas impuestas por el *rockburst*.

Esto se traduce en que el sostenimiento diseñado debe cumplir tres funciones primordiales:

- Refuerzo.

- Flexibilidad: para poder acompañar al macizo rocoso en sus grandes deformaciones o "*bulking*".

- Retención: el sostenimiento debe ser capaz de contener y evitar las proyecciones violentas de roca y del hormigón proyectado previamente colocado.

La función de refuerzo se consigue gracias a la instalación de pernos lechados o pernos de cables de la longitud requerida, mientras que las funciones de flexibilidad y retención se consiguen a través del hormigón proyectado con fibras y de la instalación de malla electrosoldada entre las capas del mismo.

El hormigón proyectado diseñado para el proyecto Cheves se puede considerar de altas prestaciones, al arrojar más de 40 y 50 MPa de resistencia a compresión simple a los 28 días para dosificaciones de fibra sintética de 6 y 7 kg/m^3 respectivamente. Para estas dosificaciones, los ensayos de panel dieron como resultado más de 1.400 J de energía absorbida, de acuerdo a los requisitos de tenacidad de la EFNARC.

Finalmente, es deseable analizar a nivel de proyecto la ubicación de los túneles y cavernas, la geometría y dimensiones de los mismos y la secuencia de las excavaciones o minados.

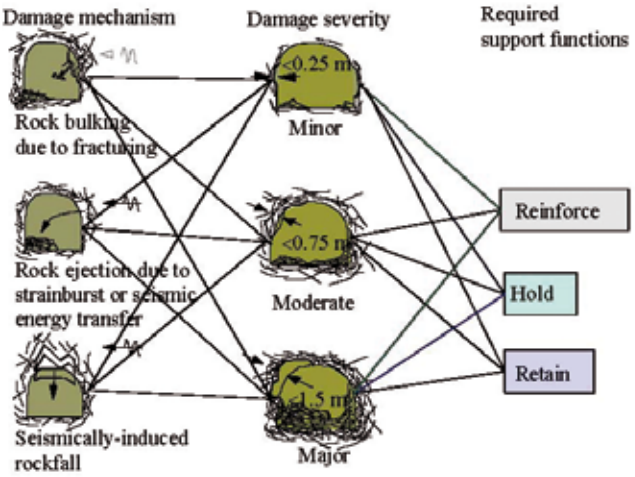

Fig. 33. Mecanismos de daño asociados al *rockburst* (Kaiser & Cai, 2012)

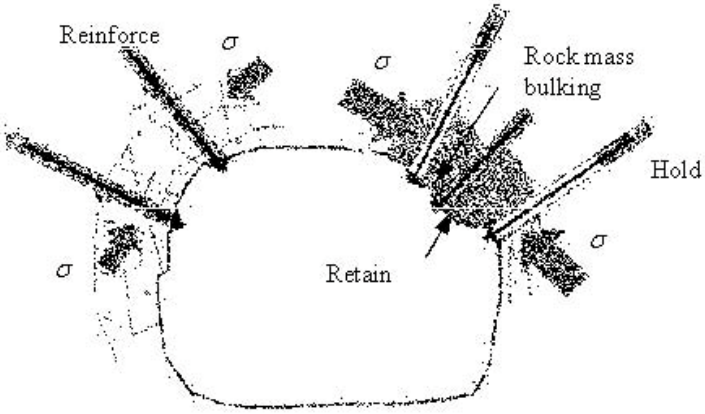

Fig. 34. Requisitos a cumplir por el sostenimiento (Kaiser & Cai, 2012)

Los sostenimientos especiales bajo situación de *rockburst* diseñados para el proyecto Cheves se explicaron en el capítulo 4 de este artículo.

6. Estadísticas obtenidas en el proyecto Cheves

El registro de los más de 850 estallidos de roca ocurridos durante la construcción del proyecto hidroeléctrico Cheves y el análisis de los mismos ha permitido elaborar unas estadísticas que pueden ser de utilidad en otros diseños.

7. Conclusiones

La construcción de túneles profundos exige la consideración tanto a nivel de proyecto como durante la fase de construcción de diseños especiales para poder minimizar los daños producidos por los eventuales estallidos de roca, garantizando de esta forma la seguridad del personal.

Esto se traduce en un análisis de riesgos y en un diseño adecuado de los sostenimientos durante la fase de proyecto, y en

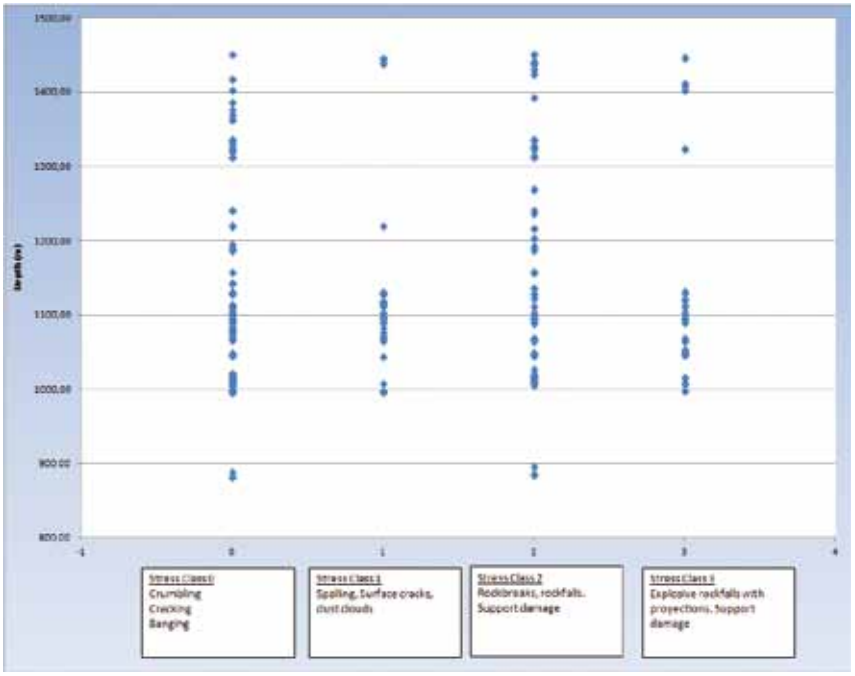

Fig. 35. Relación entre la profundidad y la intensidad de los estallidos

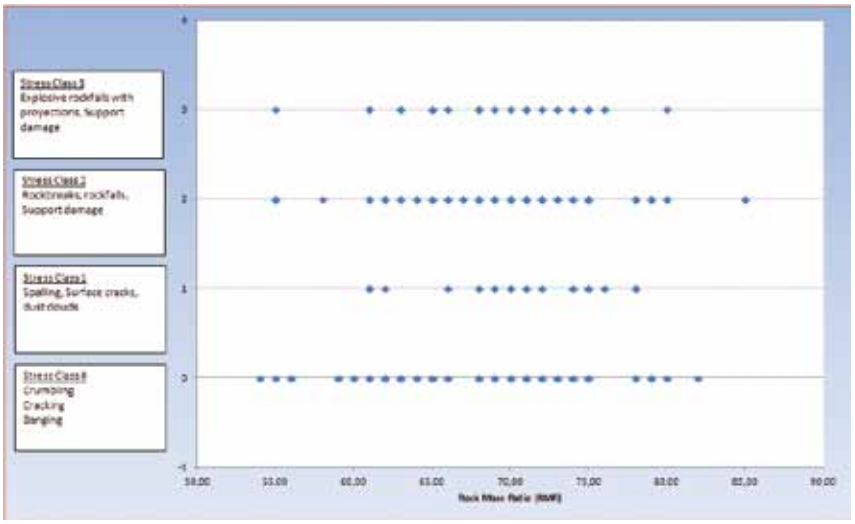

Fig. 36. Relación entre la intensidad de los estallidos y el índice geomecánico RMR

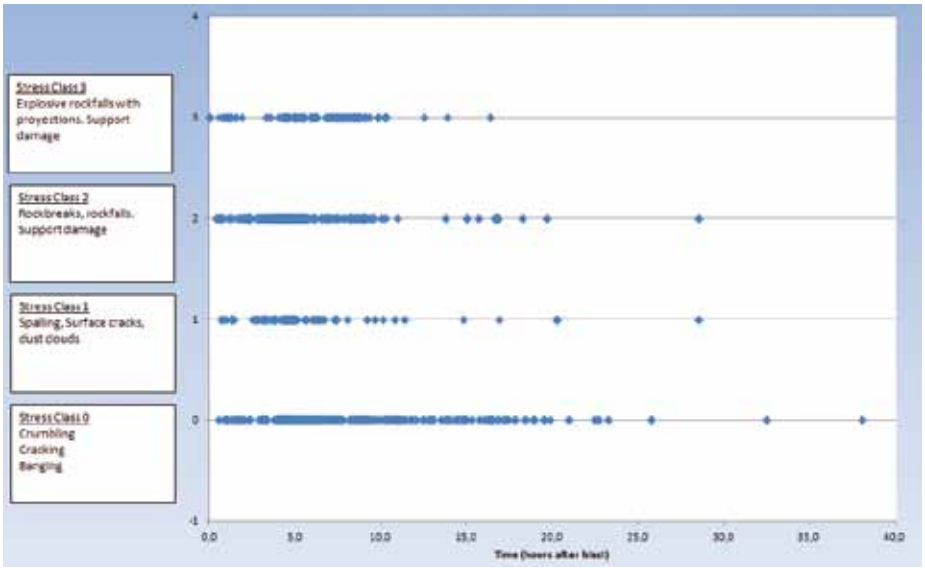

Fig. 37. Relación entre la intensidad de los estallidos y el tiempo transcurrido desde la voladura

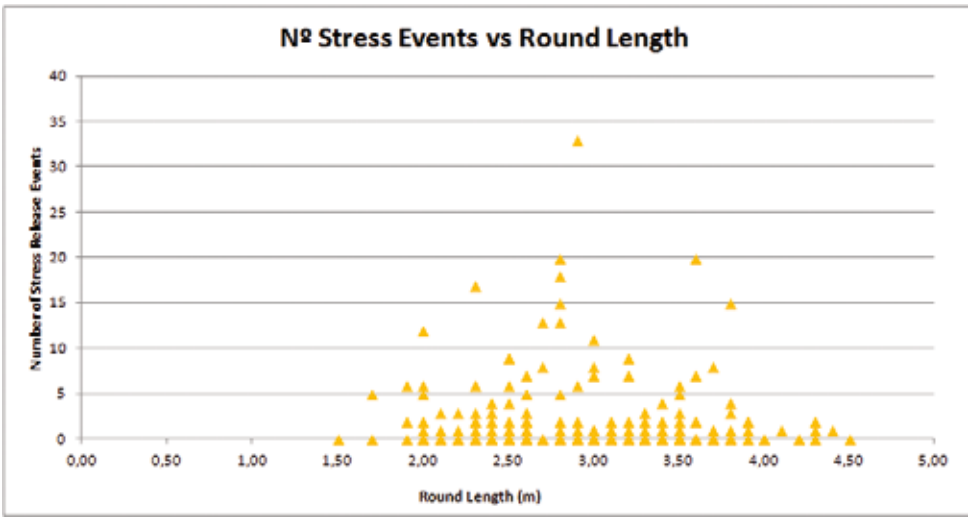

Fig. 38. Relación entre el número de eventos y la longitud de la pega

un monitoreo continuo, además de una continua adaptación de los soportes durante la fase de construcción.

La implementación de todas estas medidas en el proyecto Cheves aseguró un adecuado control del fenómeno, minimizando las incidencias operativas y económicas del mismo.

Agradecimientos
Por parte de Hochtief Solutions AG: ingenieros H. Andersson, W. Thoesse, C. Rietschel y C. Leal.

Por parte de SN-Power: ingeniero P. Lazenby. ROP

Referencias

[1] Peter K. Kaiser, Ming Cai (2012). Design of rock support system under rockburst condition. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.

[2] T.R. Stacey, E. Rojas. A potential method of containing rockburst damage and enhancing safety using a sacrificial layer. The Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy.