

posibilidades del pretensado de las rocas en excavaciones subterráneas

JOSE MANUEL PEIRONCELY AGUILAR y
JULIAN FEIJOO MELLE, Ingenieros de Caminos

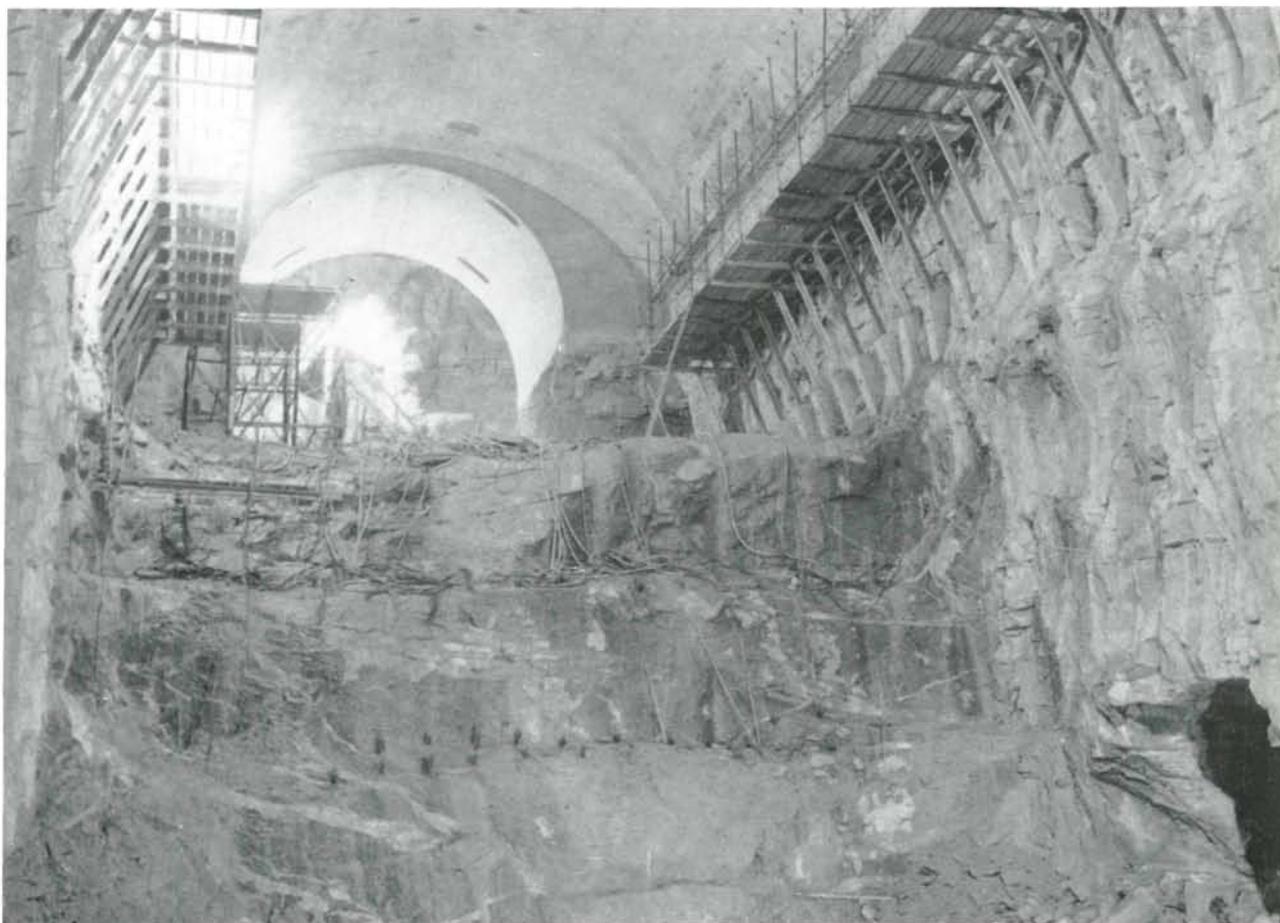
579-7

sinopsis

La técnica del pretensado en las obras civiles, ofrece al Ingeniero la posibilidad de crear unos esfuerzos tales que introduzcan en las estructuras estados tensionales iguales y contrarios a los que se prevea han de producir las solicitaciones. En el campo de las excavaciones subterráneas, y cuando la ejecución de las mismas modifica el estado tensional del macizo «in situ», es también posible crear unos esfuerzos de compresión que, dirigidos adecuadamente, mejoren las condiciones de estabilidad de dicho macizo. En el presente artículo se exponen las bases de cálculo y el sistema de ejecución para conseguir que la descarga de los empujes de la bóveda de una central subterránea no alterasen las condiciones de estabilidad de los hastiales. Se detallan las razones que motivaron la elección del pretensado de la roca como vehículo para conseguir tal fin y los elementos que intervinieron en su ejecución. También se expone la manera de cómo se consiguió aumentar el coeficiente de seguridad en unos macizos de montaña que, a consecuencia de la excavación de dicha central, era posible se vieran grandemente sobrecargados.

Introducción

La técnica de las labores de excavación en un macizo rocoso con una gran cobertura de montaña sobre el plano de la excavación debe luchar contra los estados tensionales del cuerpo que atraviesa.



Plataforma sobre ménsula metálica utilizada para la perforación de los anclajes BBRV y hormigonado de las vigas del puente-grúa.

Cuando se perfora una galería en una montaña a un nivel, h , bajo la superficie, es lógicamente presumible que exista una compresión vertical en el macizo igual a γh , siendo γ la densidad de la roca «in situ».

Estudios más detallados llevados a cabo por Heim han demostrado que a partir de una cierta profundidad puede estimarse que el macizo montañoso está sometido a una presión hidrostática igual a γh , a cuyo estado tensional debe sumarse el debido a la tectónica de la propia formación rocosa que tenderá, en general, a producir mayores valores de las tensiones internas según determinadas direcciones.

Según esta premisa, suponiendo el macizo perfectamente elástico, cuando se excava una galería se produce una alteración de este estado tensional, ya que se anula la tensión radial, r , en el contorno de la excavación. Aplicando la teoría de la elasticidad, y siendo $p = \gamma h$ la presión del macizo considerada hidrostática, las tensiones de la roca vienen definidas por $\sigma_r = p(1 - r^2/x^2)$; $\sigma_t = p(1 + r^2/x^2)$, y $\sigma_l = p \times 2\mu$, donde r es el radio de la galería, y σ_r , σ_t y σ_l son las tensiones radial, tangencial y longitudinal, y μ , el módulo de Poisson.

Ante este nuevo estado tensional, la roca reacciona fisurándose para formar una aureola decomprimida en el contorno de la excavación; esta fisuración es, incluso, audible con micrófonos de gran amplitud y, por supuesto, medible con ayuda de la geofísica; de esta manera hay una descarga de tensiones en esta zona decomprimida que da lugar a la formación de anillos internos más comprimidos en el interior del macizo (figs. 1 y 2).

Siendo c la cohesión del terreno y φ su ángulo de rozamiento, la condición de equilibrio de la roca fragmentada se escribe, suponiendo que no existen direcciones favorables de rotura y que la distancia entre intoclasas es muy inferior al diámetro de la excavación:

$$\frac{\sigma_t + c \operatorname{ctg} \varphi}{\sigma_r + c \operatorname{ctg} \varphi} = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \quad [1]$$

Por otra parte, el equilibrio radial del terreno a una distancia r del eje central, viene definido, en teoría de elasticidad, por la expresión:

$$\left(\frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} - \frac{\delta \tau_r}{\delta r} \right) - \frac{\delta \sigma_{r\theta}}{r \delta \theta} = 0,$$

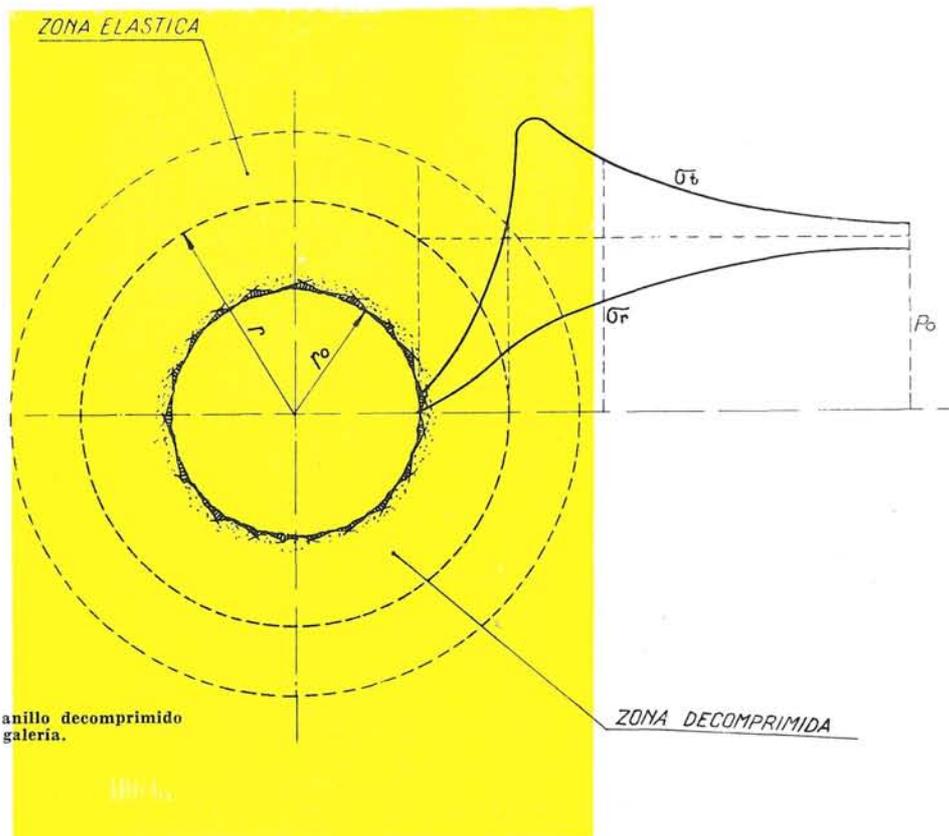
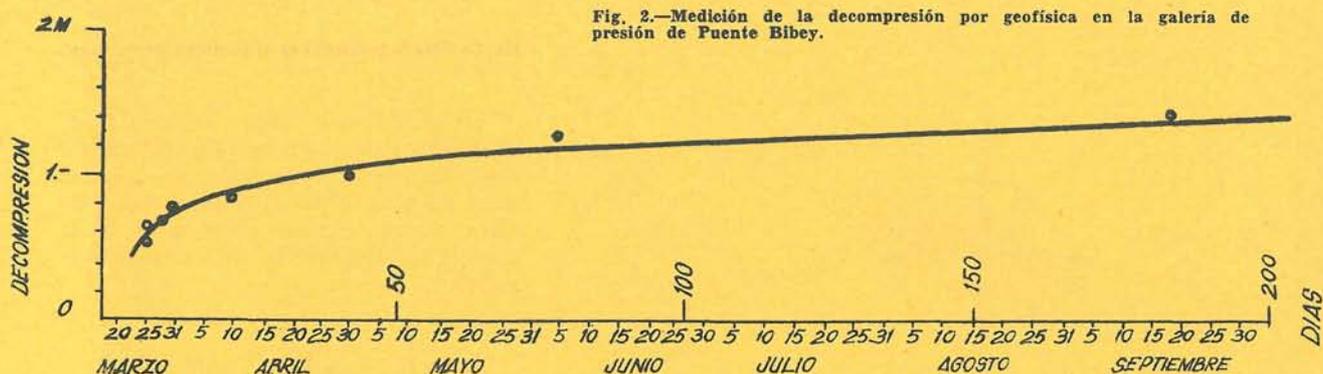


Fig. 1.—Formación del anillo decomprimido en una excavación de galería.



y con $\tau_{r\theta} = 0$, por simetría radial, siguiendo las hipótesis de Heim de presión hidrostática, queda:

$$(\sigma_t - \sigma_r)dr = r d\sigma_r \quad [2]$$

Eliminando σ_t entre [1] y [2], se tiene:

$$\frac{d(\sigma_r + c \operatorname{ctg} \varphi)}{\sigma_r + c \operatorname{ctg} \varphi} = \frac{dr}{r} \left(\frac{\sigma_t + c \operatorname{ctg} \varphi}{\sigma_r + c \operatorname{ctg} \varphi} - 1 \right)$$

e integrando:

$$\sigma_r = -c \operatorname{ctg} \varphi + A \left(\frac{X}{r} \right)^{\frac{2 \cdot \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}} \quad (\text{fig. 3}). \quad [3]$$

que será la expresión de la tensión radial en la zona fisurada, que se comporta plásticamente.

En el contorno de la excavación la ecuación [1] se escribe ($\sigma_r = 0$).

$$\sigma_t + c \operatorname{ctg} \varphi = c \operatorname{ctg} \varphi \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}$$

de donde:

$$c = \operatorname{tg} \varphi \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{2 \operatorname{sen} \varphi} \cdot t = 2p_0 \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{2 \cos \varphi} = p_0 \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{\cos \varphi}$$

Es decir, que para que no se produjera la alteración del estado elástico de la roca sería necesaria la existencia de una cohesión en la misma, superior al valor:

$$p_0 \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{\cos \varphi}$$

En cuanto la cobertura de terreno es relativamente grande y la cohesión de la roca no es excepcional, esta condición no se cumple: la roca se fisura y la tensión radial toma la expresión [3].

Para hallar el valor de la constante A de integración deberemos igualar la ecuación [3] al valor de σ_r en el contorno de la excavación, que será la presión máxima que pueda soportar el revestimiento, la tensión σ_r creada con bulonaje si se emplea este medio de sostenimiento, o cero si se deja la roca desnuda.

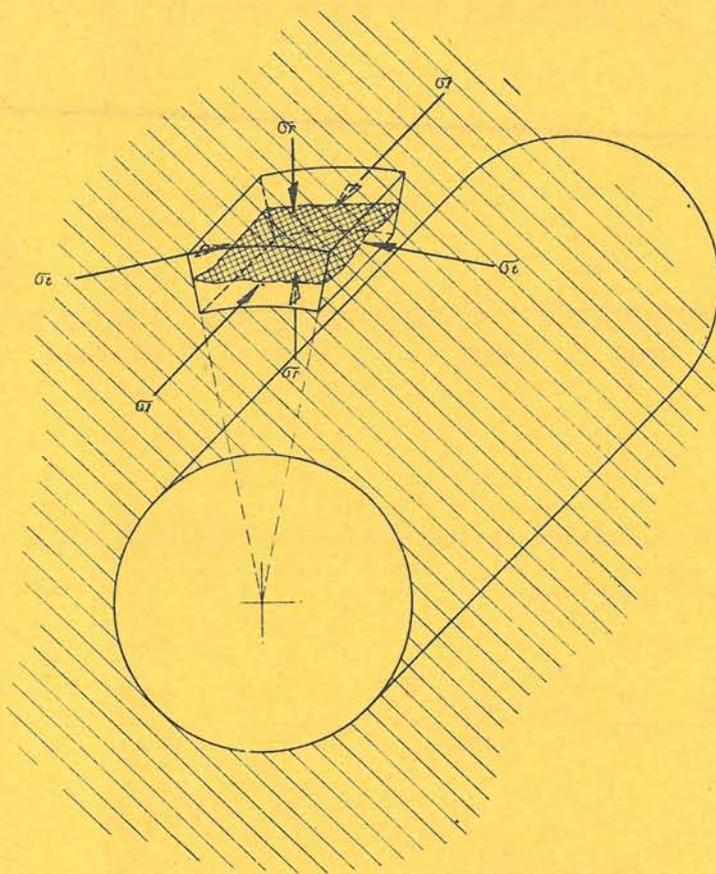


Fig. 3.—Estado tensional en el contorno de un túnel.

Obtenido este valor, igualando las expresiones de σ_r en la zona elástica, no afectada por la excavación, y σ_r en la zona plástica, obtendremos el valor de r/R , es decir, el valor de R radio de la aureola decomprimida; esta ecuación se escribe:

$$p \left(1 - \frac{r^2}{R^2} \right) = -c \operatorname{ctg} \varphi + A \left(\frac{R}{r} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi}} \quad [4]$$

Estos son los principios teóricos de la técnica del bulonaje o sostenimiento mediante pernos anclados a la roca en excavaciones de túneles.

El bulón, en primer lugar, sostiene la zona decomprimida, y en segundo, debido a la compresión que ejerce sobre la roca, crea una tensión radial, σ_r , en el contorno de la excavación, que detiene la etapa final de la microfisuración de la aureola decomprimida y tiende a oponerse al estado tensional descrito anteriormente.

Excavación de la caverna de la central de Puente Bibey

En este artículo queremos presentar dos casos interesantes de pretensado de rocas ejecutados en la excavación de la central de Puente Bibey.

El salto de Bao-Puente Bibey se consigue derivando las aguas del río Bibey en la presa de Bao mediante una galería de presión de 9 km de longitud.

Las condiciones topográficas del salto exigían la construcción de una central subterránea con una cobertura de terreno de 300 metros.

El terreno en que debía excavar la central era gneis granítico de 350.000 t/m² de módulo elástico.

La dirección principal de las fisuras del gneis es, aproximadamente, N-45-W, y el eje principal de la central es normal a dicha dirección.

La gran cobertura de terreno hacía que fuesen de temer fuertes tensiones previas en la roca del macizo, como se comprobó por los ensayos que se realizaron posteriormente.

I.—Pretensado de los hastiales (figs. 4 y 5).

Para excavar el nicho de la caverna debía abrirse una bóveda, de 12,20 m de radio, que daría lugar al hormigonado de una bóveda de hormigón, de 1,50 m de espesor en clave y 2 m en arranques, que transmitiría los empujes de la montaña sobre los hastiales de la central.

Para tener una idea del comportamiento de la roca, supuesto elástico su estado tensional, se hizo un ensayo fotoelástico, en el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción, de la caverna, en dos hipótesis: compresión vertical uniforme = 100 y compresión horizontal uniforme = 100, cuyo resultado se expresa en la figura 5.

Para conocer el estado tensional de la roca «in situ» se realizaron ensayos llevados a cabo por los equipos de don Mariano Fernández Bollo.

Dichos ensayos consistieron, fundamentalmente, en medir los acortamientos de la roca con extensómetros en torno a un sondeo $\varnothing = 145$ mm, y medir los módulos elásticos y ángulos de rozamiento interno mediante gatos hidráulicos sobre placas rígidas en caverna.

Los resultados medios de dichos ensayos fueron:

ángulos de rozamiento interno	$\varphi = 35^\circ$
cohesión	$c = 3 \text{ kg/m}^2$
compresión del macizo	$p_o = 80 \text{ kg/m}^2$

Con estos datos se pensó: 1.º Que podrían existir zonas de grandes presiones internas al realizar la excavación. 2.º Que las zonas decomprimidas serían necesariamente grandes, lo cual exigiría el empleo sistemático del bulonaje como elemento de sostenimiento. 3.º Que habría peligro de que la bóveda de la central descargara en zonas decomprimidas, lo cual podrían comprometer su estabilidad; y 4.º Que dichos movimientos de arranques podían dar lugar a dificultades en el montaje del puente-grúa por movimientos laterales de los carriles-guía.

El tercer punto era evidentemente el que ofrecía mayores dificultades, ya que la excavación y el sostenimiento definitivo de la central estaba, en su parte más importante, confiado a dicha bóveda.

La central tiene dos galerías laterales: una de ellas, agua abajo, destinada a alojar las ataguías de los canales de descarga de los grupos, y otra, agua arriba, destinada a realizar la excavación de la tubería forzada.

Con ayuda de las dos galerías se proyectó hacer un pretensado de los hastiales a la altura de la viga del puente-grúa, mediante unos anclajes, en su mayor parte pasantes, desde la caverna a dichas galerías, de manera que se crease una compresión previa en la zona de descarga de la bóveda del revestimiento.

La elección de la tensión de compresión se hizo de acuerdo con los cálculos siguientes:

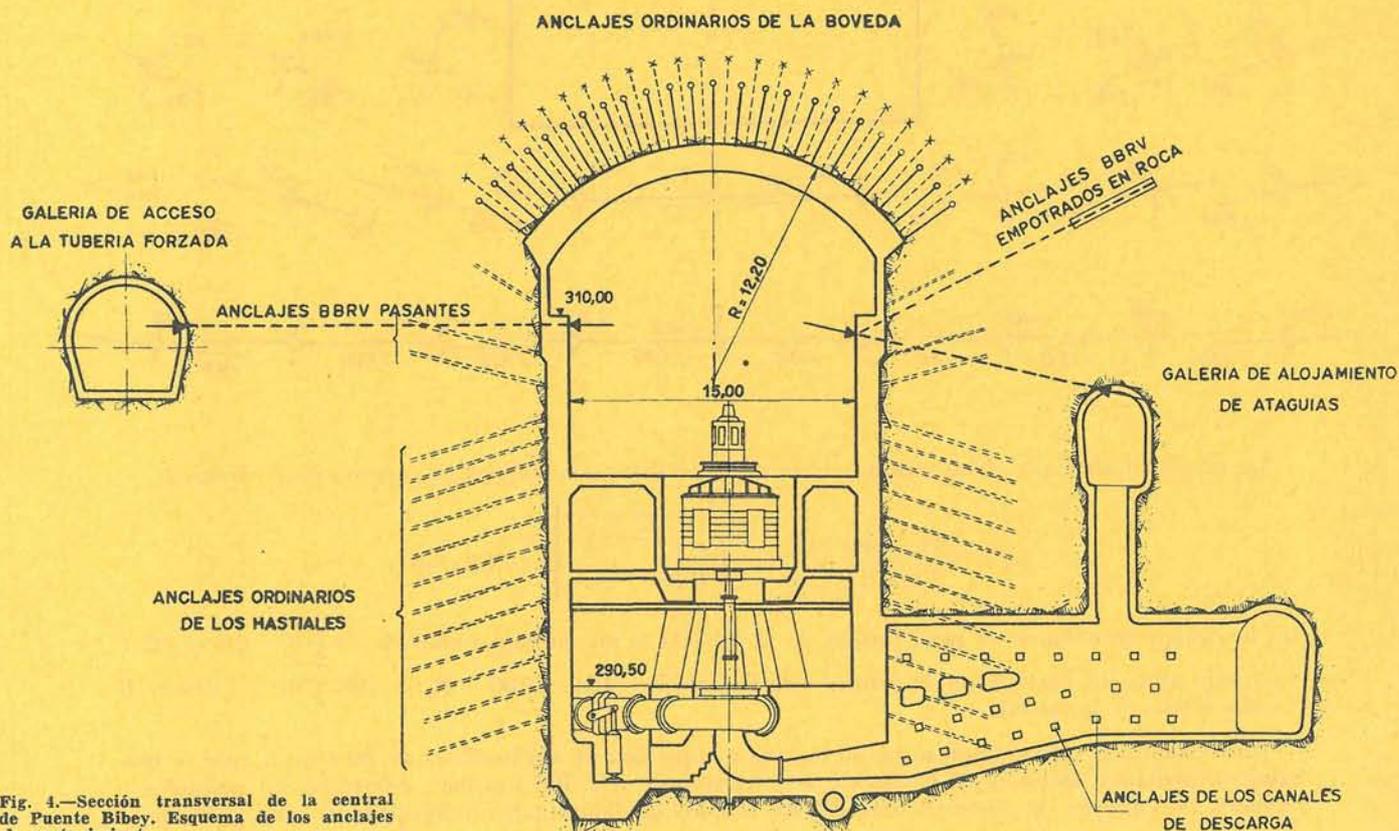
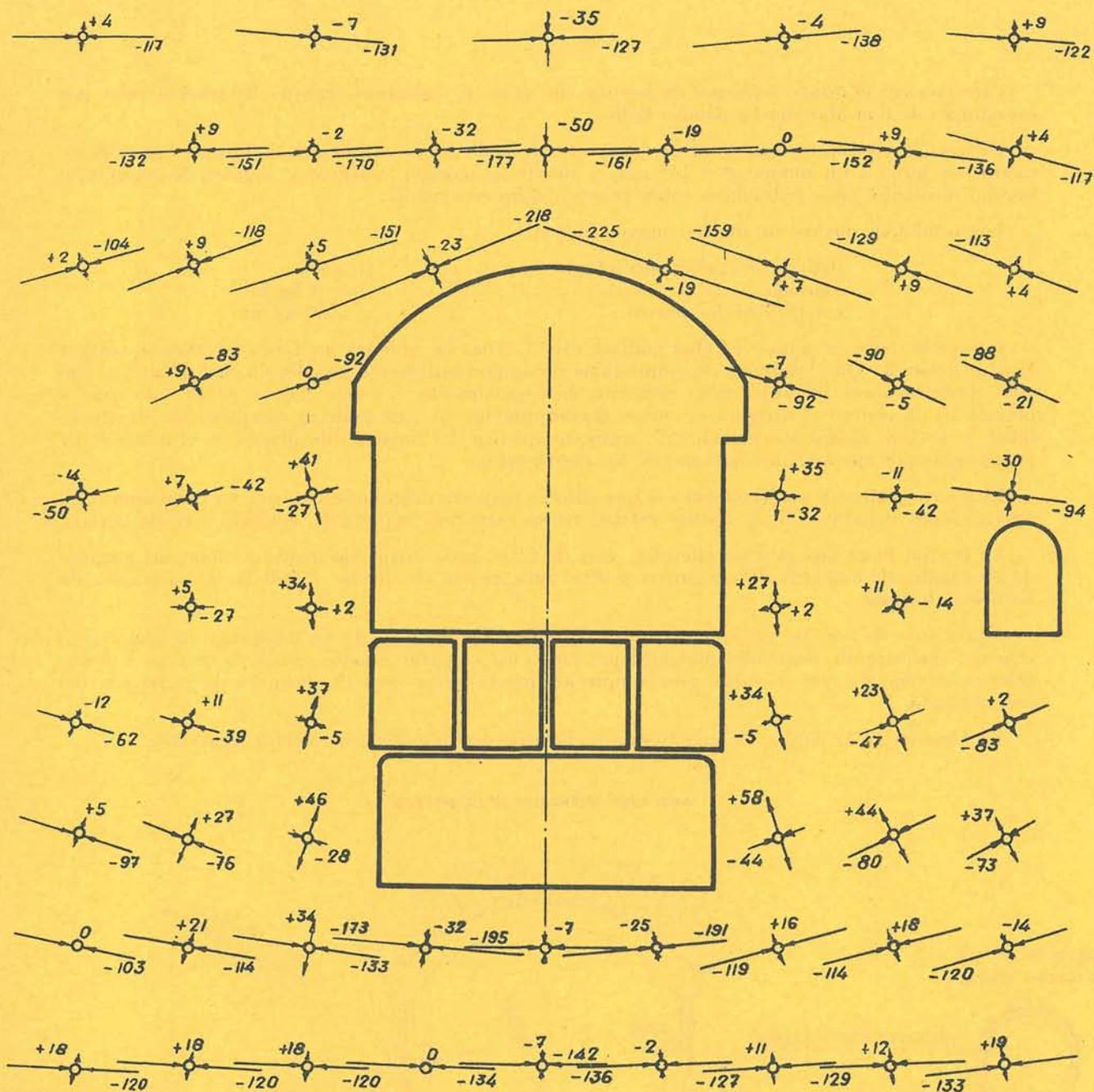


Fig. 4.—Sección transversal de la central de Puente Bibey. Esquema de los anclajes de sostenimiento.



La presión radial que debe soportar la bóveda, en estas condiciones, se expresa según Caquot:

$$\sigma_r = \frac{\gamma r(1 - \sin \varphi)}{3 \sin \varphi - 1} \left[1 - \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{3 \sin \varphi - 1}{1 - \sin \varphi}} \right] = 13,7 \text{ t/m}^2$$

con lo cual, y asimilando el peso propio de la bóveda a un empuje radial de $\frac{2 + 1,5}{2} \cdot 2,4 = 4,2 \text{ t}$, el empuje sobre los hastiales de la central será $P = (13,7 + 4,2) \times 0,96 \times R_m = 188 \text{ t/m. l.}$, siendo R el radio medio de la bóveda.

Para estabilizar este empuje se pensó en una compresión de los hastiales de 40 t/m. l. , que se materializó mediante aceros de $\varnothing 6 \text{ mm}$ de alta resistencia, $\sigma = 106 \text{ kg/mm}^2$, colocados en paquetes y anclados en cabezas de sujeción tipo BBRV, tesados mediante gatos hidráulicos de gran potencia.

Al hacer coincidir esta línea de anclajes con la viga del puente-grúa se aprovecha la utilización de la misma, que hizo el transporte de hormigón a todos los tajos de la central, evitando bombas, trompas y demás procedimientos de normal utilización en este tipo de obras.

La perforación de los taladros—hasta 32 m de longitud—se hizo con supermartillo, rectificando el taladro con sonda en sus tres primeros metros; una vez tensados todos los cables se procedió a la inyección de los mismos para evitar la corrosión de los alambres. En total se colocaron 52 anclajes pasantes de 80 t y 20 anclajes empotrados en roca de 50 t, lo cual supone un esfuerzo global de unas 5.000 toneladas.

Zunchado de los canales de descarga

La proximidad de los grupos de la central hace que entre los canales de descarga (fig. 6) se formen verdaderos pilares que deben soportar toda la compresión de la montaña.

Para reforzar la estabilidad de dichos pilares se decidió realizar un auténtico zunchado de los mismos que se anticipara tensionalmente a las tracciones que originaría la microfisuración de la roca, paralela a los hastiales de cada canal, introduciendo un esfuerzo de pretensado global de 1.000 t por macizo intermedio. Un esfuerzo de esta magnitud no podía realizarse con pequeñas unidades de bulonaje ordinario y se procedió a concentrar el empuje en 23 anclajes, según la técnica utilizada en el procedimiento Barredo de hormigón pretensado.

Se perforaron taladros pasantes con barrenas extensibles y se tendieron entre los mismos, con disposición hexagonal, seis paquetes de tres hilos cada uno, de acero especial, tesados a 82 kg/mm², lo cual supone una compresión por anclaje de 42 toneladas.

Posteriormente, y una vez retesados para corregir la fluencia de los alambres y el posible deslizamiento de las cuñas durante las voladuras, se inyectaron con lechada de cemento, según la técnica habitual.

Bibliografía

- J. TALOBRE: *La Mécanique des roches*.
- E. TORROJA: *Elasticidad*.
- A. HUCON: *Le boulonnage des roches*.
- TINCELIN: *Revue de l'Industrie Minière*.

Fig. 5.—Ensayo fotoelástico de la caverna de la central de Puente Bibey.

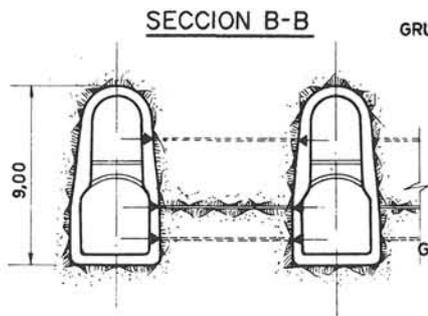
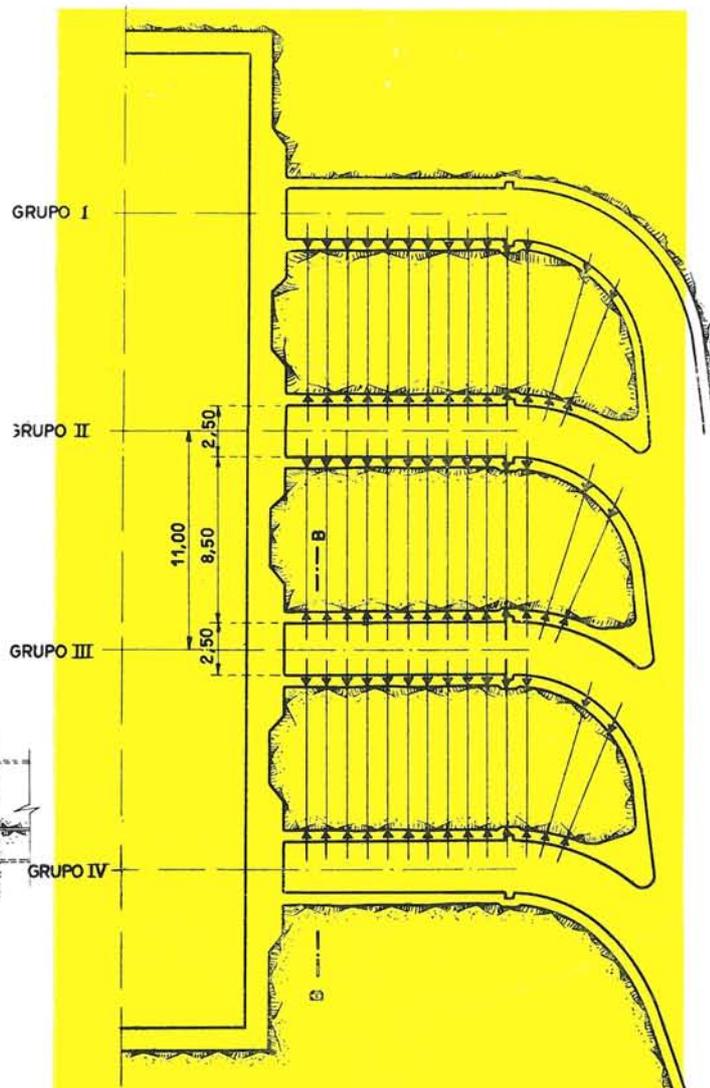
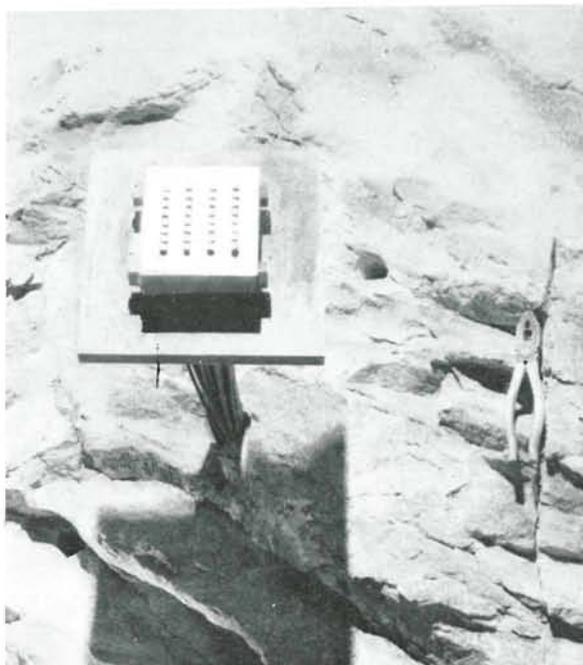
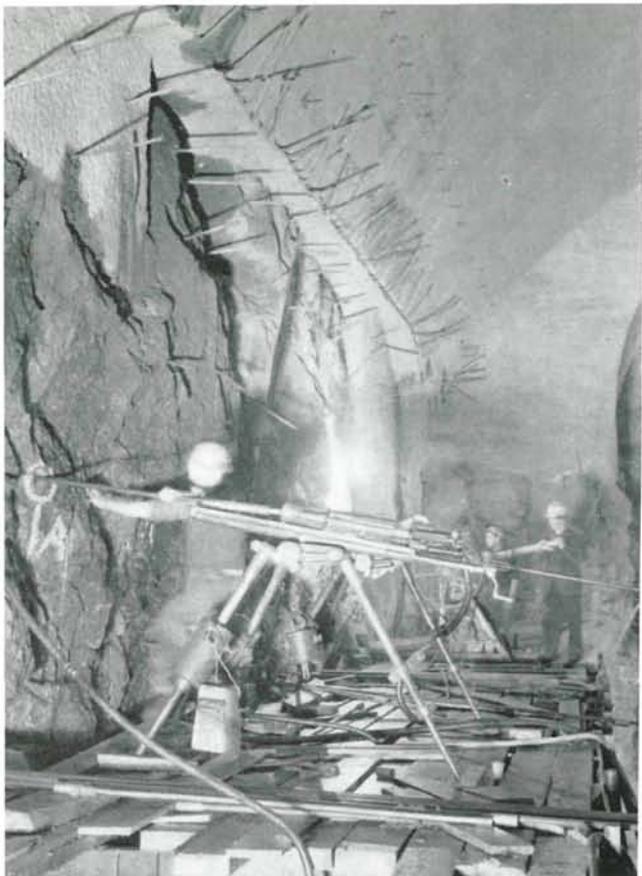


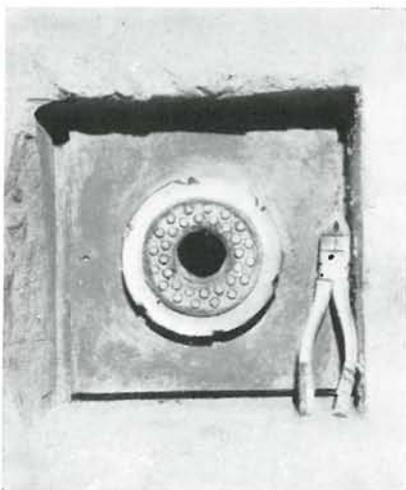
Fig. 6.—Esquema de los anclajes de zunchado de los macizos entre canales de descarga.





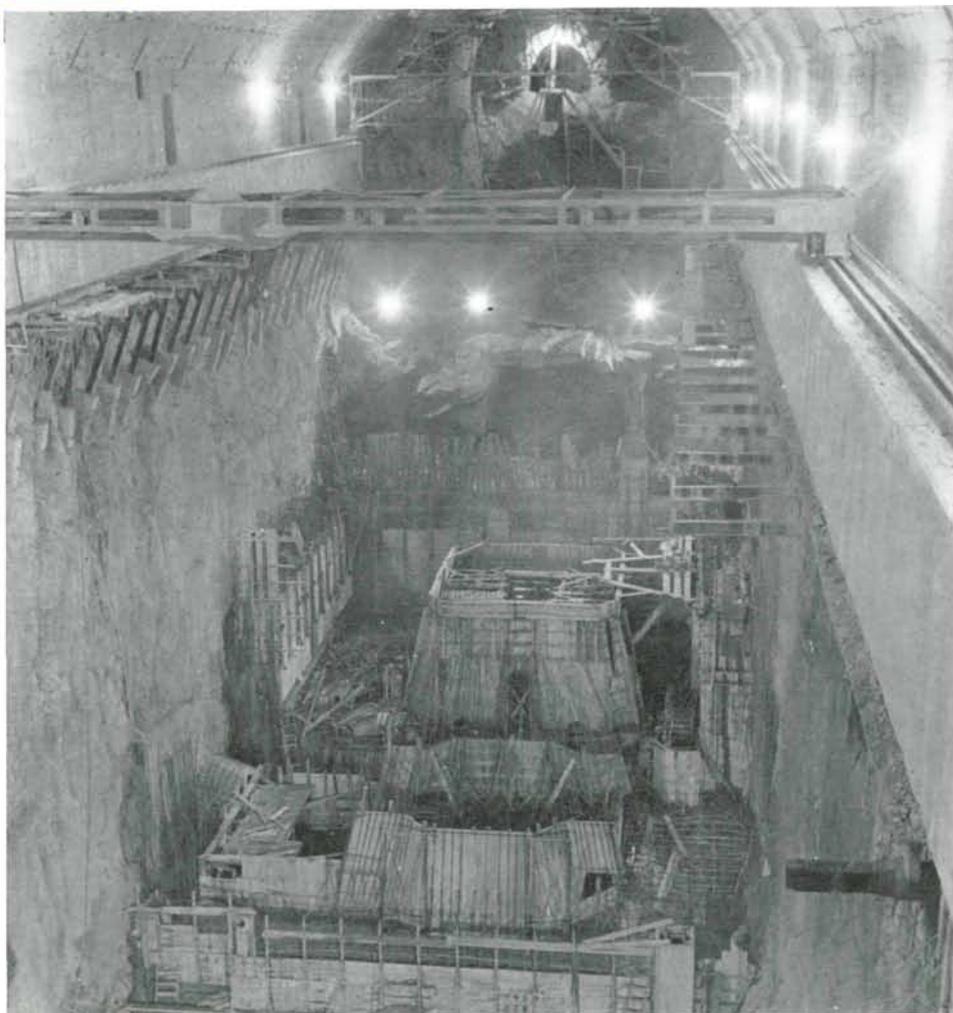
Cabeza de anclaje BBRV, antes de hormigonar el macizo de hormigón de reparto y apoyo del tesado.

Perforación de taladros tipo «a», bajo el arranque de la bóveda.



Cabeza de anclaje BBRV correspondiente a la viga del puente.

Vista de la Central y puente grúa utilizado para el hormigonado de los grupos. Ya se han retirado parcialmente las ménsulas que sirvieron para el hormigonado de la viga de rodadura.

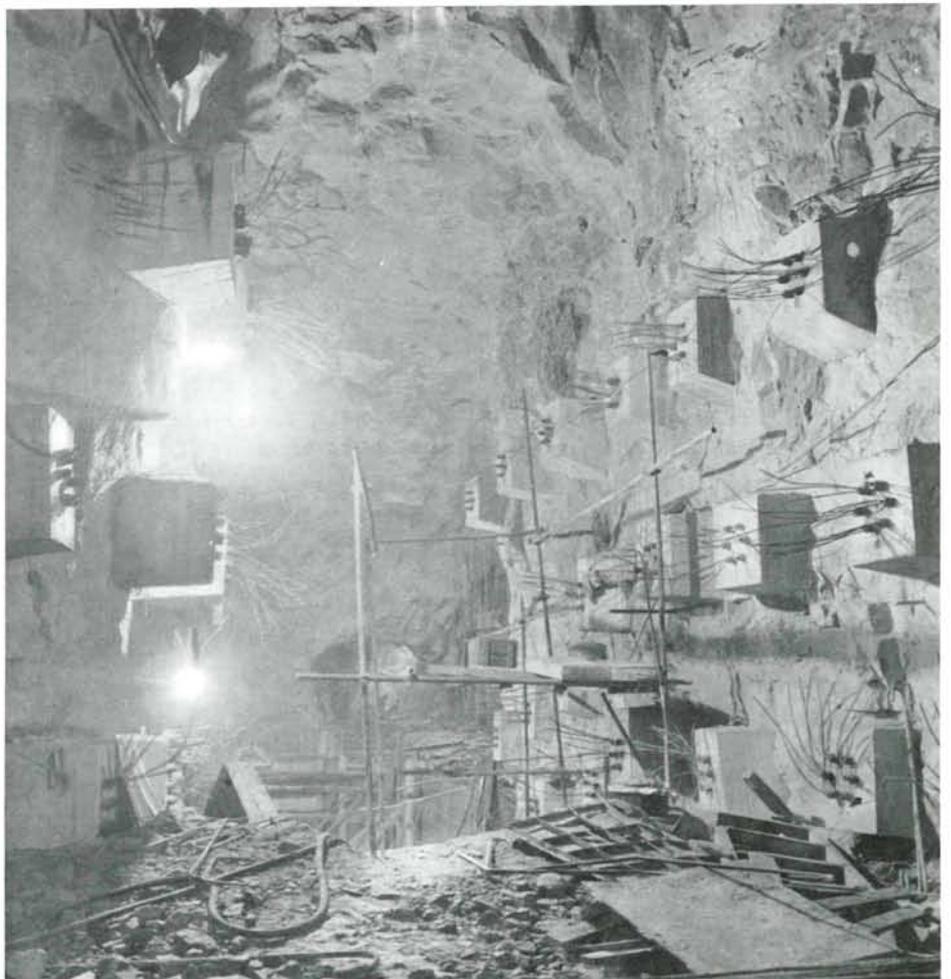
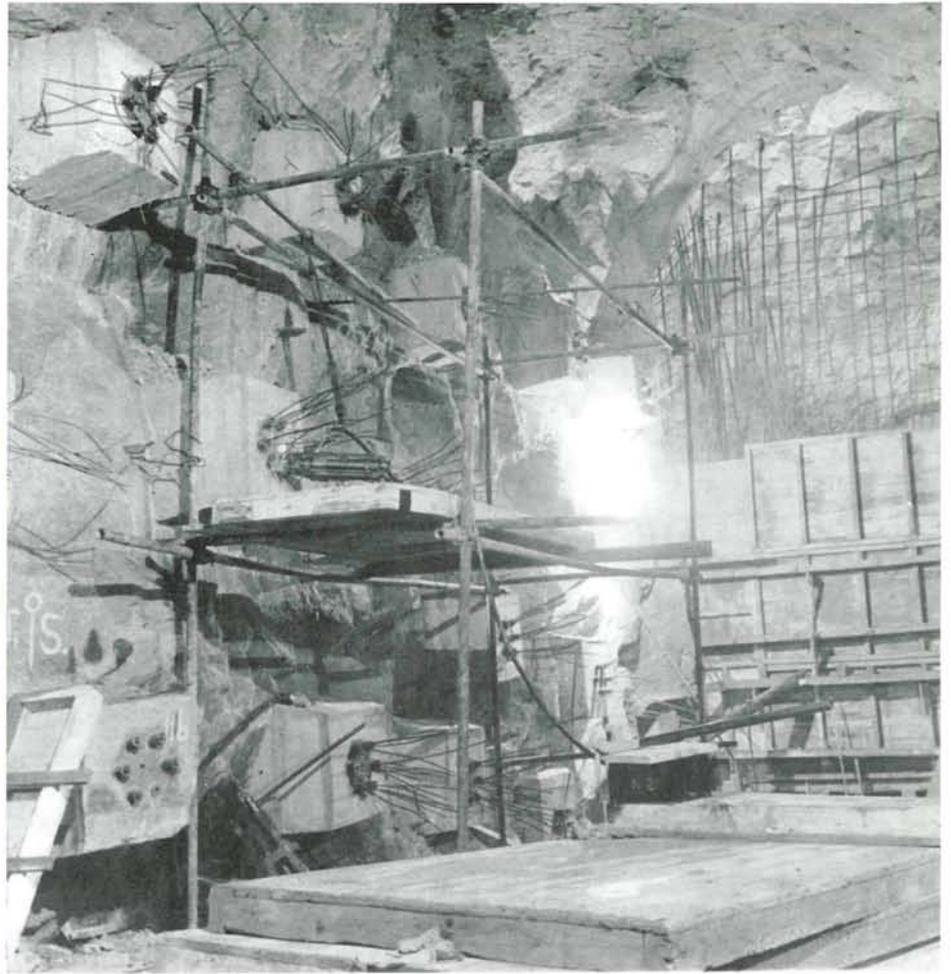


Tesado de anclajes de los canales de descarga, por el procedimiento Barredo.



Detalle de un macizo ya tensado, indicando la disposición de los hilos.

Distribución de anclajes en el hastial de los canales.



Possibilités de précontrainte des roches dans les excavations souterraines

José Manuel Peironcely Aguilar et Julián Feijóo Melle, ingénieurs des Ponts et Chaussées.

La technique de la précontrainte dans les travaux publics offre à l'ingénieur la possibilité de créer des efforts tels qu'ils introduisent, dans les structures, des états de contrainte égaux et contraires à ceux que les sollicitations faisaient prévoir.

Dans le domaine des excavations souterraines et lorsque leur exécution modifie l'état de contrainte du massif «in situ», il est également possible de créer des efforts de compression qui, dirigés convenablement, améliorent les conditions de stabilité de ce massif.

Dans cet article sont exposés les bases de calcul et le système d'exécution pour arriver à ce que la décharge des poussées de la voûte d'une centrale souterraine n'altère pas les conditions de stabilité des parois. Puis sont détaillées les raisons pour lesquelles a été choisie la précontrainte de la roche comme véhicule pour arriver à cette fin et les éléments qui intervinrent dans son exécution.

Est également exposée la technique qui permet d'augmenter le coefficient de sécurité dans des massifs de montagne qui, en raison des excavations de cette centrale, étaient menacés de se voir grandement surchargés.

Possibility of prestressing rocks in underground excavations

José Manuel Peironcely Aguilar & Julián Feijóo Melle, engineers.

In civil engineering the prestressing methodology enables the engineer to induce in the structure states of stress that are equal and opposite to those due to the applied forces.

In underground excavations, when this modifies the state of stress of the rock masses, it is also possible to apply compression stresses which, if rightly orientated, improve the stability of the rock.

In this paper details are given of the methods of calculation and execution technology of a project which sought to nullify the thrusts of the vault of an underground power station, so that the stability of the side walls should not be impaired.

It is reasoned why it was decided to prestress the rock as a method of achieving this object, and the features and factors which were involved are described.

Information is also given of how the factors of safety of certain mountain massifs were improved, after the excavation of the above mentioned power station gave reason to believe that parts of the mountain rock might thereby become heavily overloaded.

Möglichkeiten des Vorspannens der Felsen bei unterirdischen Ausschachtungen

José Manuel Peironcely Aguilar und Julián Feijóo Melle, Bauingenieure.

Die Technik des Vorspannens bei den öffentlichen Bauten bietet dem Ingenieur die Möglichkeit, derartige Kräfte zu schaffen, die in die Gefüge gleiche und entgegengesetzte Spannungszustände, welche voraussichtlich die Beanspruchungen hervorzurufen haben, einführen.

Auf dem Gebiete der unterirdischen Ausschachtungen, und zwar, wenn die Ausführung derselben den Spannungszustand des Anstehenden «in situ» ändert, ist ebenfalls möglich, entsprechend gerichtete Druckkräfte zu schaffen, welche die Stabilitätsbedingungen des genannten Anstehenden verbessern.

Im vorliegenden Artikel werden die Berechnungsgrundlagen und das Ausführungssystem dargelegt, damit man erreicht, dass die Entlastung des Durchkes des Gewölbes einer unterirdischen Zentrale die Stabilitätsbedingungen der Giebel nicht verändere.

Es werden die Gründe einzeln dargelegt, welche zur Wahl des Vorspannens der Felsen Anlass gaben, als Mittel zur Erreichung eines solchen Zieles, und die Elemente, die bei seiner Ausführung teilnahmen.

Auch wird die Art und Weise dargelegt, wie es gelang, den Sicherheitskoeffizienten bei einigen Gebirgsmassiven zu erhöhen, welche infolge der Ausschachtungen der genannten Stelle möglicherweise stark überlastet wären.