

LA CONSTRUCCION DE OBRAS HIDROELECTRICAS SUBTERRANEAS EN ESPAÑA

Ing. C. C. P. J. GARCIA ROSSELLO

PREAMBULO

Es conocido de todos el incremento que han tenido y siguen teniendo las obras subterráneas en el campo de la ingeniería hidroeléctrica, por razones de una mayor elasticidad en el proyecto de los saltos, porque los aprovechamientos hidroeléctricos de fácil esquema están ya construídos por la mayor economía que supone contar con la colaboración de la roca en las conducciones en presión, y por la necesidad de realizar transvases y bombeos entre cuencas distintas. Por otra parte, la evolución y mejora de los procedimientos y medios auxiliares, así como la técnica en el uso de los explosivos han hecho que los plazos de ejecución de este tipo de obras hayan podido acortarse lo suficiente para que las obras subterráneas, que en otro tiempo hubieran sido antieconómicas por su excesiva dilación, hoy día pueden competir con los otros tipos de salto basados en obras al exterior. La excavación subterránea, por otra parte, no es ya una artesanía, sino que es objeto de estudio del ingeniero aun en los más pequeños detalles de su ejecución. 9

A continuación vamos a intentar dar una visión de conjunto de la situación actual de la técnica española en este tipo de obras, sin pretender otra cosa que presentar los principales problemas que se presentan, así como los procedimientos más frecuentemente empleados en nuestro país para resolverlos. Haremos referencia a algunos casos concretos que hemos conocido en nuestra actuación personal en las obras de Saltos del Sil, S. A., y el intercambio de ideas con nuestros compañeros de otras empresas en visitas realizadas a sus obras. Y para ello hemos dividido este trabajo en cuatro capítulos: Galerías, Pozos, Tuberías forzadas y Centrales subterráneas.

CAPÍTULO PRIMERO

G A L E R I A S

1.1. Reconocimiento previo del terreno.

La construcción de una galería de varios kilómetros de longitud entraña siempre multitud de incógnitas que no quedarán despejadas hasta la terminación de la obra. Los estudios geológicos desde la superficie, las prospecciones geofísicas en profundidad, los sondeos, galerías y pozos de reconocimiento en las zonas dudosas no pueden dar, hoy por hoy, más que una ligera noción de cómo se sostendrá el terreno al ser excavado, de la magnitud de las filtraciones de agua, y del grado de alteración o milonitización de la roca a lo largo de toda la obra.

Realmente es posible el reconocimiento de un macizo rocoso de algunos cente-

nares de metros donde haya de alojarse, por ejemplo, una central subterránea. El estudio geológico y geofísico del macizo y especialmente la ejecución de galerías de reconocimiento dan a conocer directamente la naturaleza de la roca, la catalogación geológica del terreno y su estado de alteración. Los ensayos *in situ* que proporciona la moderna mecánica de las rocas permiten determinar, además de la deformabilidad de la roca, el estado tensional del macizo y sus características mecánicas. Los sondeos ofrecen la posibilidad de reconocer y situar geoméricamente los accidentes geológicos, fallas, diques, litoclasas importantes, etc. Todo ello hace posible definir la situación y orientación más conveniente para la caverna de la central. En cambio, en el caso de una galería de cierta longitud no se tiene más información que la general de tipo geológico y geofísico y la proporcionada por el reconocimiento directo en algunas zonas particulares, tales como galerías o pozos de ataque.

No obstante su imprecisión desde el punto de vista de la ejecución de la obra, son necesarios los reconocimientos y estudios geológicos. De hecho se llevan a cabo en el proyecto de las galerías hidráulicas españolas, a pesar de que sus resultados son tanto más inciertos cuanto mayor es la cobertura de montaña sobre la galería, especialmente por la complicada tectónica de nuestra península. En los terrenos paleozoicos, y sobre todo cuando se trata de rocas metamórficas de tipo gneísico, influye además el grado de metamorfismo y de alteración química de los minerales que las constituyen.

1.2. Trazado de la galería en planta y en alzado en relación con la construcción. Puntos de ataque intermedios.

Generalmente las galerías de presión de alguna longitud permiten cierta elasticidad de trazado desde el punto de vista del proyecto que es conveniente aprovechar para elegir los puntos de ataque intermedio, ventanas laterales o pozos. Del acierto en la fijación de estos ataques intermedios, tanto en su número como en su situación, dependerá en gran parte el planteamiento del proyecto de la construcción y el éxito en la ejecución de la obra.

Aunque la tendencia actual, gracias a la capacidad cada vez mayor de la moderna maquinaria de excavación subterránea, es reducir al mínimo el número de ataques intermedios a fin de centralizar en pocos puntos las instalaciones auxiliares de la obra, es peligroso en nuestro país extrapolar esta tendencia, si no se tienen grandes probabilidades de encontrar el buen terreno necesario que permita la utilización económica de los costosos equipos modernos de excavación, proyectados para grandes velocidades de avance (jumbos con martillos pesados, trenes bunker, etcétera).

Los puntos de ataque intermedios se sitúan tanto más próximos cuanto peor se estima va a ser el terreno a atravesar. El trazado en planta de la galería suele acercarse a los puntos de emboquille de las galerías de ataque lateral, con el fin de reducir la longitud de éstas, en cuanto sea compatible con el recubrimiento mínimo deseable para la galería, y esto en función de la presión interior a que va a estar sometida en su explotación.

Es normal en España no pasar de 4 Km. de longitud en los tramos sin ataque intermedio, aunque existen galerías que han superado esta cifra (la galería de Baopuente Bibey tiene un tramo de 6 Km. y la del Salto de San Agustín, uno de 7,7 Km.).

Es muy conveniente tomar en consideración la dirección general de la estratificación, esquistosidad o la orientación de la red principal de litoclasas del macizo rocoso, pues como es sabido, las galerías que siguen "al hilo" estas direcciones presentan más dificultades de excavación y exigen mayor proporción de tramos entibados. No hay que perder de vista que el costo de excavación de una galería con entibación puede fácilmente llegar a ser el triple del correspondiente a la excavación sin sostenimientos, si se quiere mantener una velocidad de avance no inferior a la tercera o cuarta parte de la velocidad normal. Generalmente, una ligera inclinación del eje de la galería, respecto de la dirección de los bancos de roca, mejora



Foto 1.

esencialmente la capacidad de sostenimiento del terreno y en galerías de presión. El aumento de longitud por estas desviaciones es prácticamente despreciable desde el punto de vista hidráulico.

También el perfil longitudinal suele y debe acomodarse en lo posible a la economía de la construcción, pues la velocidad de avance se reduce muy sensiblemente cuando es preciso excavar a favor de la pendiente, a causa del entorpecimiento que supone la acumulación de agua en el frente de trabajo. Generalmente basta tener contrapendientes del orden del dos al cuatro por mil para que el agua de filtraciones y la de los trabajos de perforación pueda evacuarse mediante cunetas hacia el exterior (fig. 2.^a). Si resulta insuficiente la cuneta, es siempre posible mantener en seco el tramo de trabajo por bombeo del exceso de caudal a través de tuberías colocadas en este tramo. Es preferible tener un primer tramo, junto a la toma de agua, de fuerte pendiente, incluso no apta para vía, hasta el primer ataque intermedio que

Foto núm. 1. — Galería de presión de Bao-Puente Bibey. Entibación metálica con perfiles tipo G.H.H de 21 Kg./m. Avance a plena sección de 5,40 m. de diámetro.

Photograph No. 1. — Bao-Puente Bibey pressure gallery. Timbering with steel shapes type G.G.H. of 21 Kg./m. Excavation at full face in 5,40 m diameter.

suele estar próximo al origen de la galería y así, apartándose lo suficiente de la línea piezométrica más baja, se pueden establecer las contrapendientes convenientes para la ejecución de la obra. La existencia de agua acumulada en el frente de trabajo re-

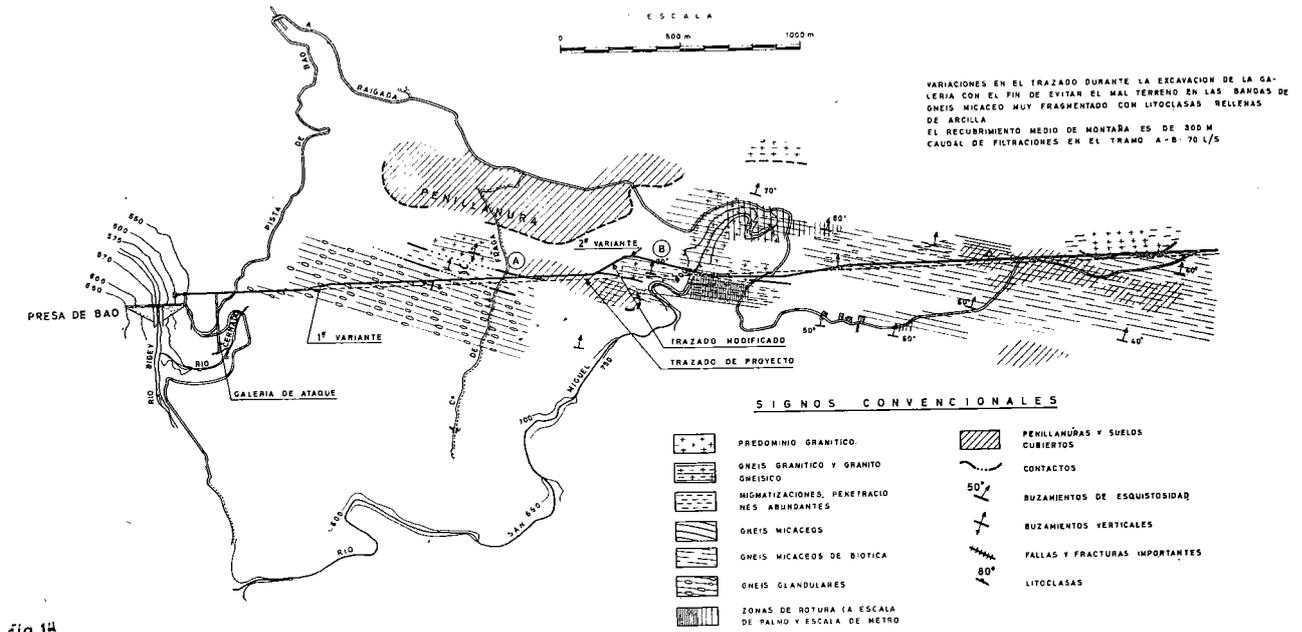


Fig. 1.ª

Figura 1.ª

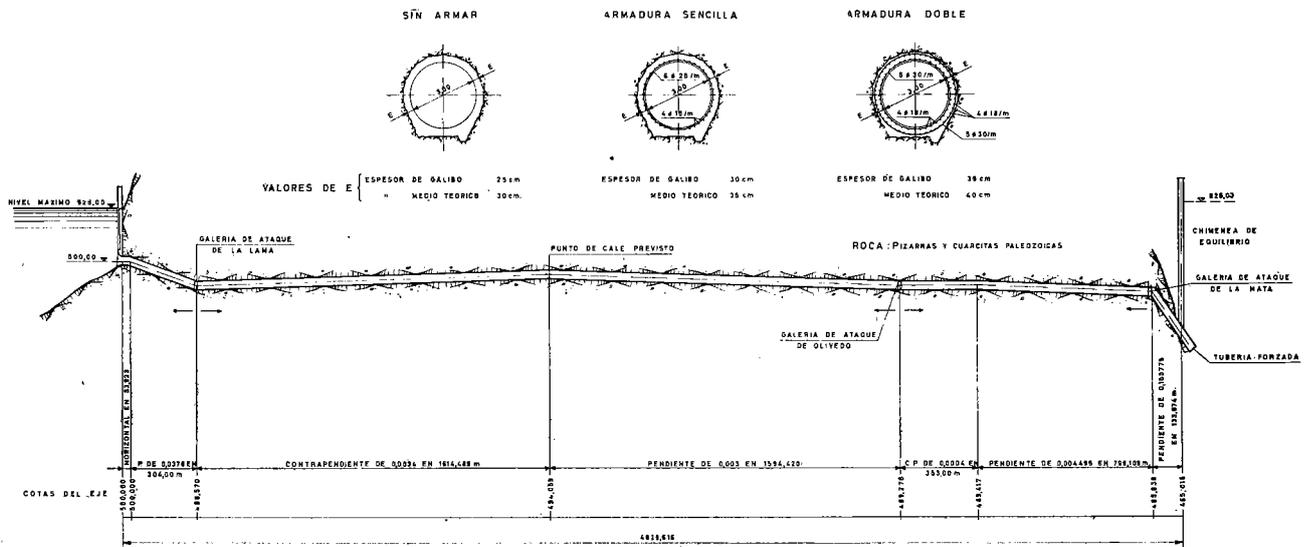


Figura 2.ª

duce fácilmente la velocidad de avance a más del 50 % de la normal sin agua. Durante la etapa de excavación de la galería, resulta eficaz variar el trazado en planta con el fin de apartarse de las zonas de mal terreno. Para ello es preciso es-

Fig. 1.ª — Planta del tramo de 6 Km. de la galería de presión del salto de Bao-Puente Bibey.
 Sketch No. 1. — General plant of the 6 Km. long pressure gallery in the Bao-Puente Bibey development.
 Fig. 2.ª — Perfil longitudinal y secciones-tipo de la galería de presión del salto del Jares Inferior.
 Sketch No. 2. — Longitudinal profil and sections of the pressure gallery at the low Jares development.

tablecer una correlación entre los estudios geológicos de superficie, y los del terreno que se atraviesa a medida que avanza la excavación, e incluso realizar reconocimientos en galerías de sección reducida excavadas desde el interior de la galería principal y perpendicularmente a ésta. En la galería de presión del Salto de Bao-Puente Bibey (figura 1.^a), en dos tramos de gneis micáceo, se pudo salir del terreno que requería entibación de manera continua, a otras bandas de roca menos quebrantadas que permitieron el avance a plena sección y sin entibación.

1.3. Sección transversal de las galerías de presión.

Salvo en los casos de baja presión de servicio, la sección libre de las galerías de presión es circular, y, en consecuencia, es circular también la sección teórica de la excavación. Sin embargo, esto crea dificultades de ejecución cuando se trata de galerías de diámetro de excavación no superior a siete u ocho metros, a causa de la fuerte curvatura de la solera.

La experiencia ha demostrado que el mejor procedimiento para la maniobra de las vagonetas en el frente de excavación, es el empleo del cambio de vía "californiano". Este procedimiento exige un ancho mínimo horizontal que oscila entre 2,30 y 2,80 m., según sea el tamaño de los vagones. Este ancho se puede conseguir por dos procedimientos: bien sea llevando la rasante de la vía a suficiente altura (de 40 a 80 cm.), o bien adoptando una sección de excavación en herradura, con el suelo tangente a la circunferencia del perfil circular teórico de la excavación. En nuestra opinión se debe adoptar la segunda solución, pues de lo contrario, y aunque los barrenos de solera se "piquen" hacia abajo lo suficiente para que resulte excavada toda la sección, es muy frecuente que queden zonas altas sin excavar, cuyo refino antes del hormigonado del revestimiento es más costoso que el exceso de excavación requerido por la sección en herradura, y esto sin considerar la pérdida de tiempo que origina dicho refino de solera.

Además de la sección en herradura, reemos indispensable la excavación de una cuneta más baja que la rasante de solera en aquellos tramos donde sea presumible se tendrán filtraciones de cierta importancia (más de 25 ó 50 l./seg. según sea la pendiente de la galería).

1.4. Tecnología de la excavación en galerías.

En España la perforación de los barrenos en galería de presión y túneles sin carga, cualquiera que sea el tamaño de su sección, se suele realizar utilizando martillos ligeros (alrededor de 22 Kg.), rápidos (3000 golpes por minuto), con empujador sostenido a mano o bien utilizando gradas (*ladders*) tipo "Coromant", sobre plataformas de perforación en uno o varios pisos. No se han utilizado apenas los "jumbos" con martillos pesados, debido a la heterogeneidad tan grande que tiene el subsuelo español. Únicamente, en algún caso especial, se han perforado barrenos de gran diámetro en el cuele de tipo paralelo.

Los juegos de barrenas empleados generalmente son de acero hexagonal de 22 milímetros, en algunos casos de 25 mm., con boca de widia en bisel. Y es práctica frecuente la eliminación del emboquillador, empezando el taladro por la barrena de 1,60 m. de largo.

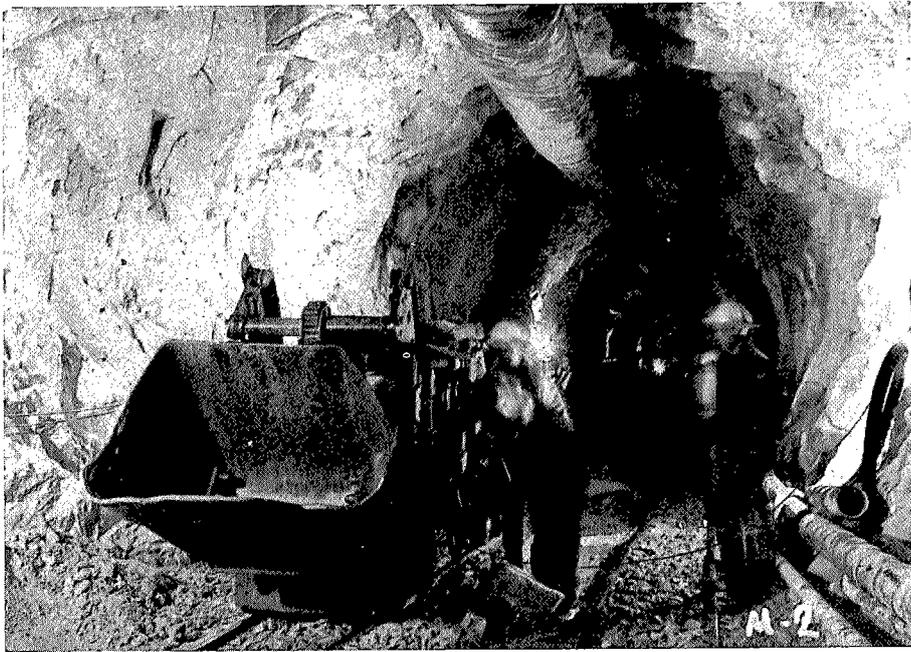


Foto 2.

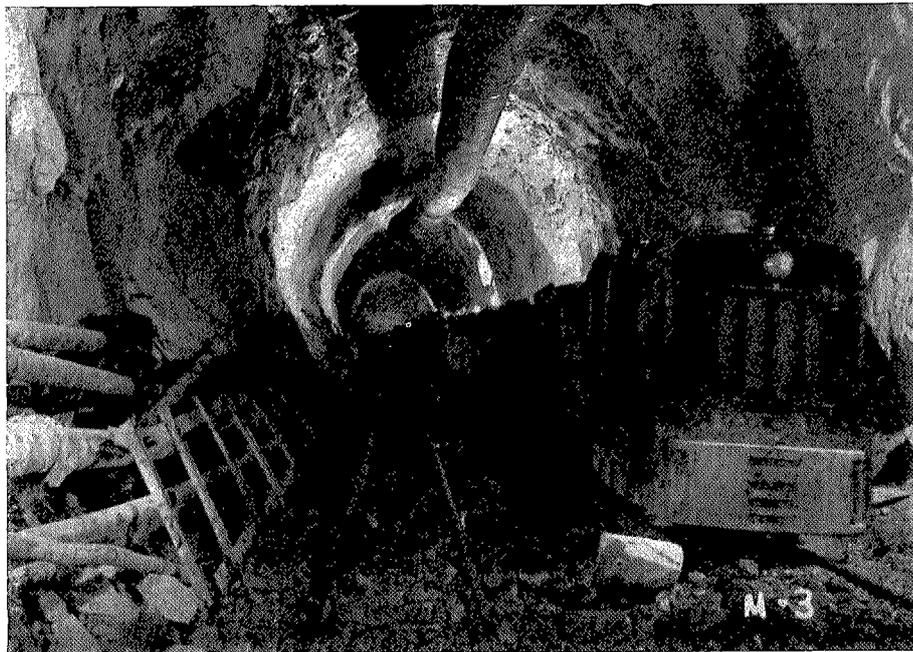


Foto 3.

Foto núm. 2.—Galería de presión de Bao-Puente Bibey. Excavación a plena sección, ϕ 5,40 m. Carga de escombros con cargadora de 450 l. de cuchara.

Photograph No. 2.—Bao-Puente Bibey pressure gallery. Excavation at full face in 5,40 m diameter. Loading of rubble with shovel of 450 l.

Foto núm. 3.—Galería de presión de Bao-Puente Bibey. Transporte de escombros con vagonetas de 2 m.³ y locomotora diesel.

Photograph No. 3.—Bao-Puente Bibey pressure gallery. Rubble transport with 2 m³ wagons and Diesel engines.

Los esquemas de tiro son los utilizados en todo el mundo, prefiriéndose el cuele de cuña (fig. 3.^a), cuando el ancho de la sección lo permite, o bien el cuele paralelo con taladros sin cargar cuando se quieren obtener longitudes de pega mayores o en galerías de sección reducida. Los barrenos de corona suelen cargarse con cargas espaciadas, para obtener un mejor perfilado de la excavación. Se emplean detonadores eléctricos de microrretardo en los cueles, y de retardo de segundos en las coronas. Las voladuras se dan con explosores de generador o de condensadores, y rara vez con la energía de la red eléctrica. El explosivo empleado, es de fabricación nacional de muy buena calidad, la dinamita de elevado poder rompedor y de no tan buena

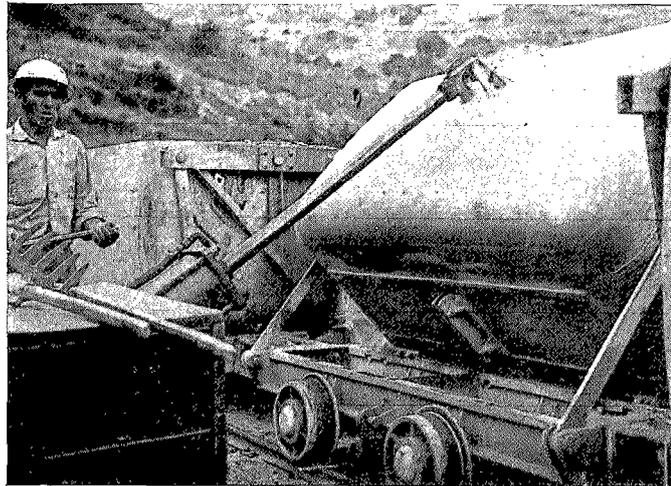


Foto núm. 4.

la de bajo poder. En algunas obras, sin agua de filtraciones, en roca blanda se ha utilizado con éxito la sabulita.

Para el retacado de los barrenos empieza a utilizarse en gran escala el taco de agua, consistente en una vaina de plástico de 30 cm. de longitud, que se llena de agua en el mismo frente de trabajo, y que tiene la ventaja, sobre el taco clásico de arcilla o arena, que rebaja sensiblemente a temperatura de la explosión y disminuye la formación de polvo fino en la voladura. Admite también la posibilidad de introducir en el agua alguna sustancia oxidante, para la eliminación de los gases tóxicos especialmente del óxido de carbono (CO).

En cuanto a medios de carga y transporte de escombros, el tipo de las máquinas empleadas depende de las dimensiones de la sección y de la forma de realizar el transporte, bien por medio de trenes de vagonetas o sobre vehículos de neumáticos. En galerías de presión de ancho no superior a 4 m., se utilizan corrientemente la vía de 60 cm., palas cargadoras de aire comprimido y vagones de vaciado lateral de 2 a 3 m.³ de capacidad, con locomotoras diesel y, en algunas obras, eléctricas de acumuladores.

En galerías y túneles sin presión, donde son frecuentes anchos de sección supe-

Foto núm. 4.— Galería de presión de Bao-Puente Bibey. Vaciado de vagonetas en la escombrera por vuelco con gato hidráulico.
Photograph No. 4.— Bao-Puente Bibey pressure gallery. Vacant of wagons in the waste bank with hydraulic push-jack.

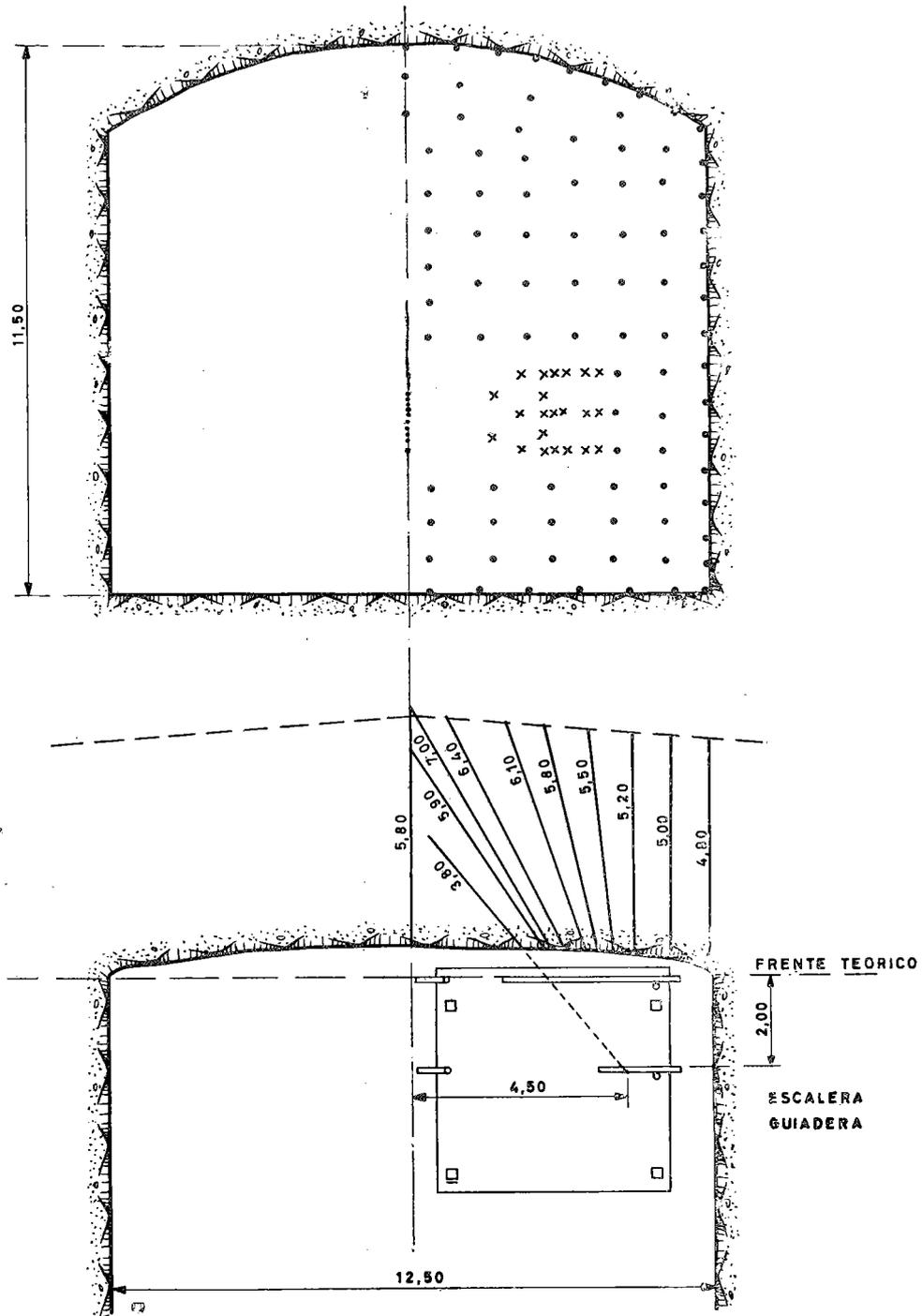


Figura 3.^a

Fig. 3.^a—Sección transversal y esquema de barrenos de los canales de desagüe del salto de Aldeadávila.
 Sketch No. 3.—Cross section and blasting holes scheme of the tailrace canals at Aldeadávila head.

Foto 5.



Foto 6.



Foto 7.



Foto núm. 5.—Galería de presión de Bao-Puente Bibey. Detalle de entibación con cercha metálica y enfilaje de viguetas de hormigón. El relleno contra la roca es también de viguetas de hormigón. Separación de cerchas, 75 cm.
Photograph No. 5.—Bao-Puente Bibey pressure gallery. Timbering with steel shapes. The refilling against the rock is also in concrete girders. The separation between shapes is 0.75 m.

Foto núm. 6.—Galería de Bao-Puente Bibey. Excavación a media sección metálica, enfilaje y relleno de viguetas de hormigón. En el frente se ha producido una chimenea que se relleno con hormigón impulsado con cañón.
Photograph No. 6.—Bao-Puente Bibey pressure gallery. Top heading gallery. Timbering with steel shapes and refilling against the rock with concrete girders. In the front of the tunnel a chimney has been formed and has been filled with shot concrete.

Foto núm. 7.—Colocación de pernos de anclaje de cuya de expansión y malla metálica, en la galería de presión de Bao-Puente Bibey.
Photograph No. 7.—Bao-Puente Bibey pressure gallery. Setting bolts and wire mesh.

rios a 4 m., y longitudes no excesivas (menos de 3 Km.), se prefiere el transporte con dumpers o camiones volquetes, y la carga con palas EIMCO 105, con cargadoras frontales o de vuelco lateral, tipo LIBU. Cuando el ancho de la sección sobrepasa



Foto 8.

los 7 u 8 m., se prefiere en roca, la excavadora de cuchara de brazo corto. A nuestro juicio no está resuelto todavía satisfactoriamente la carga de escombros, de roca

Foto núm. 8.—Galería de Bao-Puente Bibey. Excavación en mal terreno en dos etapas. La media sección superior ha sido entibada con cerchas metálicas poligonales apoyadas en vigas longitudinales de hormigón.

Photograph No. 8.—Bao-Puente Bibey pressure gallery. Excavation in bad ground in two stages. The top heading face has been timbered with steel polygonal trusses resting on concrete beams.

dura, en secciones cuyo ancho oscila entre 4 y 8 metros. Pues en las EIMCO 105, que son magníficas palas en cuanto a rendimiento, por su rudo trabajo, las averías se suceden con excesiva frecuencia. Las cargadoras sobre neumáticos u orugas de tipo frontal, son una extrapolación del trabajo en tierras y por ello tienen escaso poder de arranque en escombros de rocas duras.

La ventilación en las obras subterráneas españolas no presenta ninguna característica especial. Se utiliza frecuentemente la aspiración en los primeros minutos después de la voladura, y la impulsión hacia el frente, el resto del tiempo. Se emplean ventiladores auxiliares próximos al frente de excavación con tubería flexible de plástico o de lona plastificada.

EXCAVACIÓN EN MAL TERRENO.

Es casi regla general, que no existe en España un solo túnel o galería de cierta longitud sin un 20 ó 30 por 100 de tramos en que el terreno exija entibación. La definición de mal terreno, desde el punto de vista de la ejecución de la obra, es un tanto aleatoria. Generalmente, se denomina mal terreno el que no permite avanzar la excavación si no es con fortificación próxima al frente. Esto depende, además de la naturaleza del terreno, de las dimensiones de la sección de excavación, y de la dirección de la estratificación o esquistosidad del macizo rocoso.

En cuanto a los sostenimientos debemos distinguir dos casos diferentes:

- a) Terreno que permite el avance a plena sección, pero que posteriormente, bien sea debido al fenómeno de decompresión de la roca, o bien al efecto de la meteorización o de las filtraciones de agua, da lugar a desprendimientos.
- b) Terreno que no permite el avance de la excavación sin entibación inmediata al frente, a causa de la continuidad de los desprendimientos inmediatamente después de la voladura.

En el primer caso, y según sea la naturaleza de la roca y la textura del macizo rocoso, más o menos cruzado por litoclasas, o planos de esquistosidad, o de estratificación, el tipo de sostenimiento empleado según los casos en nuestro país es:

1. Colocación de pernos de anclaje.
 - 1.1. De cuña de expansión.
 - 1.2. De tipo "perfo".
 - 1.3. De varilla de acero con mortero previamente inyectado en el taladro.
2. Colocación de pernos y malla metálica.
3. Además de lo anterior, colocación de una capa de hormigón, o de mortero proyectado en toda la superficie.
4. Entibación metálica con perfiles en *U*, tipo G. H. H., de 16, 19 ó 21 Kg./metro, unidos con grapas en secciones de galería no superior a 15 m.², y con perfiles laminados más resistentes en secciones mayores o de fuertes empujes del terreno. Con enfilaje metálico o de viguetas de hormigón y relleno contra la roca de viguetas de hormigón o piedra en seco. En galerías de presión, no es admisible dejar madera embebida en el hormigón de revestimiento y tampoco entre éste y la roca.
5. La entibación anterior y revestimiento con hormigón proyectado.
6. Revestimiento de hormigón, con preferencia fuera de la sección teórica de excavación, o bien con el revestimiento definitivo.

En el caso b), en que los desprendimientos ocurren desde el momento de la vola-

dura, si la sección es grande (más de 15 m.²) se debe pasar a sección reducida, generalmente a media sección, con el fin de tener el techo más próximo y poder colocar con mayor facilidad y menor riesgo el sostenimiento adecuado.

En la galería de Bao-Puente Bibey, donde este caso fué muy frecuente en un tramo de 2 Km., dió buen resultado el paso de sección completa a media sección, con entibación metálica pegada al frente, enfilaje de viguetas prefabricadas de hormigón y vigas longitudinales de hormigón armado, a la altura del diámetro horizontal de la sección teórica, que recibían los apoyos de las cerchas. Estas vigas longitudinales se sujetaban al terreno mediante pernos de anclaje que las atravesaban. La segunda etapa consistió en la excavación en destroza de la media sección inferior y el hormigonado, fuera de sección, por "bataches" para apoyo de las vigas longitudinales.

1.5. Accidentes geológicos.

El paso de accidentes importantes del terreno, si son conocidos de antemano por los estudios geológicos, y están bien localizados, no producen mayor contratiempo que la pérdida de tiempo en franquearlos, primero en galería de avance que, posteriormente, se ensancha y se hormigona la bóveda fuera de sección, para continuar luego la destroza de la parte inferior de la sección. En cambio, los derrumbamientos que se presentan de manera brusca, por sorpresa, en el mismo frente de avance de la excavación, después de una voladura normal, son los que realmente producen verdaderas extorsiones en la marcha de la obra. Las "chimeneas" que se forman en algunos terrenos son de tal magnitud que alcanzan proporciones inusitadas, 60 metros 100 m. o más de altura con constantes desprendimientos de piedras.

No se pueden sacar conclusiones de tipo general, sobre los procedimientos que se emplean en nuestro país para resolver estos contratiempos, que en mayor o menor gravedad y frecuencia, ocurren en todas las galerías de longitud de varios kilómetros.

Corrientemente la "chimenea" difícil, es la primera que se presenta en cada obra. Después se suele adquirir cierta práctica no sólo en resolverla, sino en "pasarla". Un puntal de madera puesto a tiempo y la colocación inmediata de cerchas metálicas, o un simple tratamiento de hormigón proyectado, de fraguado rápido, han evitado, a menudo, chimeneas que podrían haber paralizado el avance durante varias semanas o meses.

En la galería de Bao-Puente Bibey, a los pocos meses de haberse iniciado un frente de ataque, se produjo una chimenea que alcanzó 60 m. de altura y 5 m. de ancho, por vaciado brusco de un dique de material gneísico alterado y con agua de filtraciones. El escombros que cayó en las primeras horas se fué extrayendo con pala cargadora. En realidad, esto resultó ser un error, pues a medida que se extraía el escombros volvía a acumularse, debido a los continuos desprendimientos de roca descompuesta y arcilla. A las veinticuatro horas se decidió no extraer más escombros y dejar que se taponase por completo la galería y se formase un relleno en el mismo hueco de la chimenea. Se construyó un tapón de hormigón a modo de tabique, a través del cual se realizó un tratamiento de inyecciones de cemento a gran presión, después de haber rellenado con mortero inyectado, a través de sondeos perforados en el techo hasta encontrar el hueco de la chimenea. Con el fin de no paralizar el avance se perforó una galería de sección reducida, que rodeaba la zona del

accidente y se abrió un frente de trabajo a unos 40 m. más adelante de la "chimenea". Terminadas las inyecciones de consolidación del escombros y del terreno próximo al dique vaciado, se excavó desde ambos lados el terreno consolidado en tres fases de avance, ensanche y destroza. La galería sufrió un retraso de dos meses, y el trabajo de paso de la chimenea duró dos meses y medio, aparte de su elevado costo.

Las chimeneas que se produjeron de ahí en adelante, algunas en accidentes geológicos del terreno más importantes, se resolvieron de otra forma. En lugar de extraer el escombros, se dejó amontonar aunque cegase por completo la sección de la galería. Por encima del escombros, se introducía la lanza de un transportador de hormigón, y sin pérdida de tiempo se rellenaba de hormigón el hueco de la chimenea lo más alto posible. Posteriormente, se excavaba en primer lugar, a sección reducida y colocando fuerte entibación metálica, hasta pasar al terreno normal.

La evitación de formación de chimeneas depende, en gran parte, de la pericia de los equipos de excavación; primero, en llegar a "conocer" el terreno, y en segundo lugar, en la rapidez de aplicar sostenimientos de emergencia, que luego se sustituyen por las entibaciones definitivas.

EXCAVACIÓN EN TERRENO BLANDO.

No es frecuente que existan galerías de presión en terreno blando, entendiéndose por tal el que se excava sin explosivos, aunque sí existen túneles de canales o de poca carga en este tipo de terreno. En estos casos, el procedimiento utilizado en España es, generalmente, el clásico "sistema belga"; galería de avance en bóveda, con entibación de madera, ensanche de la sección con progresión de la entibación, hormigonado de la bóveda definitiva, destroza central, si el terreno lo permite, y en caso contrario excavación de zanjas laterales y hormigonado de los hastiales por bataches, y, finalmente, el hormigonado de la solera.

REVESTIMIENTO DE LAS GALERÍAS.

La construcción de una galería de presión no se puede planear correctamente sin tener en cuenta que la obra es un conjunto formado por tres fases claramente diferenciadas: excavación; hormigonado del revestimiento; inyecciones. Y que cada una de ellas afecta a la siguiente. Una excavación mal refinada da lugar a sobrecargas excesivas, que luego repercuten en la ejecución del revestimiento, no sólo en el costo por metro lineal de galería, sino también en una menor velocidad de avance en el hormigonado, debido al mayor volumen de hormigón que es necesario colocar.

Un deficiente cierre de clave en el hormigonado supone grandes cantidades de cemento o mortero a inyectar posteriormente.

En cuanto al orden de ejecución, entre las fases de excavación y hormigonado del revestimiento, considerando el conjunto de la obra, existen en España las clásicas variantes siguientes:

- a) Las tres fases de excavación, hormigonado de revestimiento e inyecciones, se realizan con entera independencia en cada tramo entre ataques laterales de la galería.
- b) Excavación y hormigonado de revestimiento simultáneos, bien sea por tramos cortos en trabajos intermitentes o bien, en el caso en que el ancho de la excavación lo permita, con los dos tajos de trabajo continuo.

- c) Excavación y hormigonado del revestimiento, excepto su solera, simultáneos. Posteriormente, el hormigonado de ésta una vez calado el tramo. Esta variante sólo es admisible en galerías de presión no muy elevada.

Como norma general es preferible la variante *a)*, pues el solape de tajos en una galería produce siempre interferencias entre ellos, que originan un mayor costo y un mayor plazo general de ejecución de la obra.



Foto 9.

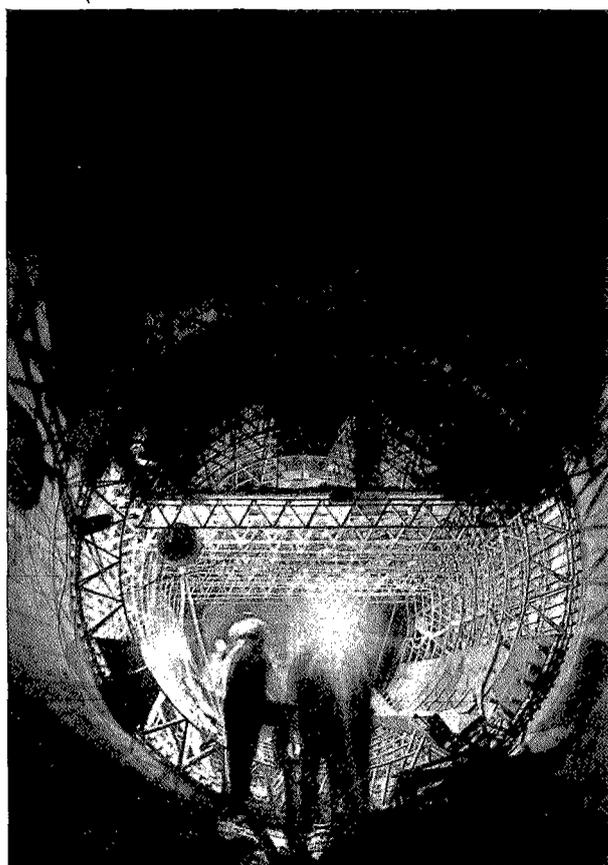


Foto 10.

La variante *b)* es quizá la menos aconsejable, debido a que los mismos equipos de personal han de realizar trabajos de tan distinta especialidad como son la excavación subterránea y el hormigonado. Esta variante *b)* se lleva a la práctica cuando son de temer alteraciones del terreno por meteorización, decompresión de la roca, o por efecto de las filtraciones de agua. Tiene además el inconveniente de que se producen escalones en el suelo delante de cada zona revestida, en los que se acumula el agua.

Foto núm. 9. — Galería de presión de Bao-Puente Bibey. Relleno con hormigón en una chimenea producida después de una voladura.

Photograph No. 9. — Bao-Puente Bibey pressure gallery. Filling with concrete in a chimney formed after a blasting.

Foto núm. 10. — Galería de presión de Bao-Puente Bibey. Hormigonado del revestimiento con encofrado de cerchas ligeras tubulares y tablas de aluminio.

Photograph No. 10. — Bao-Puente Bibey pressure gallery. Concrete lining with aluminium light forms and tubular steel trusses.

La variante *c*) es frecuente en galerías sin presión o túneles de canales. Tiene la ventaja sobre la anterior de que no es preciso levantar la vía, o la calzada de solera, para realizar la primera fase de revestimiento.

Repetimos que, a nuestro juicio, es mejor la variante *a*) incluso, si es preciso, para evitar meteorizaciones de la roca, aplicar una capa de gunita u hormigón proyectado, y si en alguna zona la entibación metálica no es suficiente, se deben hormigonar anillos de refuerzo fuera de la sección teórica de la excavación. En obras hidroeléctricas es, en general, más costoso la prolongación del plazo de ejecución que las entibaciones y protecciones de la excavación.

REFINOS, LIMPIEZAS Y PRESOLERAS.

Consideramos muy conveniente que la excavación se ejecute de primera intención lo más refinada que permita la naturaleza del terreno, y que los salientes de roca que penetran en el perfil de gálibo se eliminen antes de iniciarse la fase de

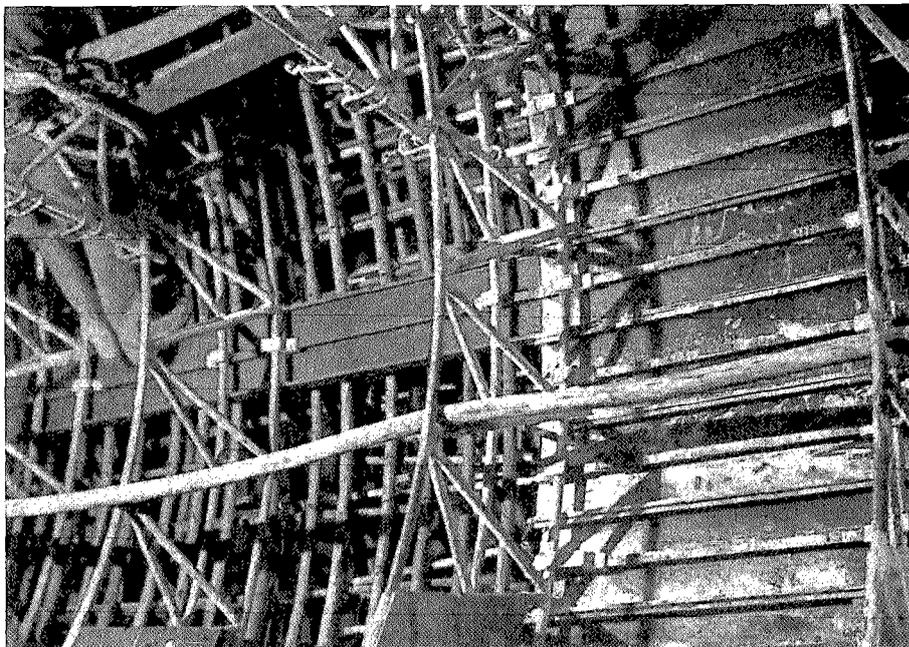


Foto 11.

hormigonado. Una de las operaciones más engorrosas de la ejecución de toda galería hidráulica, es la limpieza y retirada del escombros menudo y del fango, antes de colocar el hormigón del revestimiento. Muy a menudo esta operación de limpieza con chorro de agua y aire limita la velocidad de avance del hormigonado. Por ello, creemos que es conveniente la ejecución de una "presolera" de hormigón fuera de la sección media teórica, que por eliminar las naturales desigualdades del terreno fa-

Foto núm. 11.—Detalle de encofrado con tablas de duraluminio y cerchas metálicas tubulares, para una galería de 4,80 metros de diámetro interior.

Photograph No. 11.—Detail of aluminium forms and tubular steel trusses, for a 4,80 m diameter gallery.

cilita el movimiento de los equipos de maquinaria del hormigonado, y especialmente la limpieza inmediata y la colocación del hormigón de revestimiento.

Puede establecerse así una fase intermedia entre excavación y hormigonado, constituida por el trabajo simultáneo de refino del perfil, limpieza de escombros menudos y hormigonado de presolera.

PROCEDIMIENTOS DE HORMIGONADO DEL REVESTIMIENTO.

El hormigonado de las galerías se plantea, generalmente, sobre la base de una instalación dosificadora en peso de áridos, agua y cemento en el exterior. Los trenes de vagonetas, con las mezclas secas de cada masada por separado, llegan a las

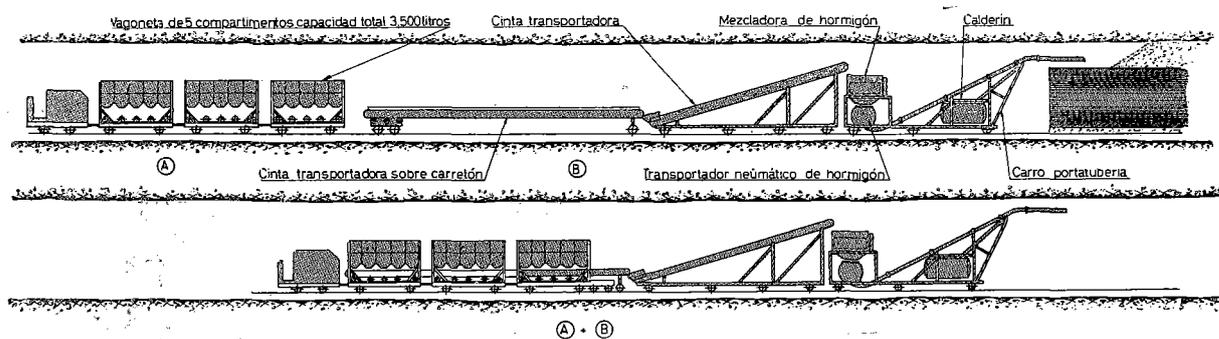


Figura 4.^a

proximidades del frente de trabajo, donde sobre carretones está montado el equipo o tren de hormigonado constituido por una o dos hormigoneras que alimentan un cañón o transportador neumático de hormigón. La tubería de 15 a 20 cm. de diámetro, soportada sobre andamio móvil, termina en una "lanza" o tubo que se introduce entre el encofrado y la roca por la parte superior de la sección. Esta lanza puede tomar varias posiciones para verter el hormigón a ambos lados de la clave.

El hormigón transportable por medio de aire comprimido, exige una elevada dosificación de cemento (300 Kg./m.³ mínimo) y un alto porcentaje de arena fina; sin embargo, en revestimientos de galerías largas, es forzoso sacrificar algo la calidad del hormigón, que no es la óptima, en beneficio de la rapidez de ejecución. De lo contrario, los plazos de ejecución resultarían prohibitivos.

Cuando se trata de tramos de revestimiento con doble armadura se suele tener más posiciones de la tubería, en solera, y a media altura si la sección es de diámetro superior a tres metros. En revestimientos con simple armadura se suele utilizar el mismo procedimiento que cuando se trata de hormigón en masa.

En galerías de presión en que sea preciso un hormigón de mejor calidad que el colocado con cañón, bien sea porque la presión interior a que va a estar sometida la galería la debe soportar en su mayor parte el revestimiento, o porque se trate de conductos sometidos a fuerte presión (cámaras de equilibrio, por ejemplo), se emplean bombas de hormigón (tipo Blaw-Knox-Torkret P. K., etc.), que indudablemente transportan y colocan el hormigón sin producir segregación y permiten un hormigón de menor relación agua : cemento.

Fig. 4.^a — Tren de hormigonado de la galería de presión del salto de Miranda.
Sketch No. 4. — Lining plant in the pressure gallery at Miranda head.

En cuanto a los encofrados, se utilizan dos tipos distintos: el encofrado telescópico, casi siempre en galerías de diámetro no superior a 4 m., y el encofrado de cerchas desmontables y tablas de aluminio o tableros de chapa de acero. El segundo sistema tiene la ventaja de que el hormigón se ve mejor y se puede vibrar más fácilmente, puesto que el encofrado se va cerrando a medida que sube el nivel del hormigón, y tiene el inconveniente de requerir más mano de obra en su manejo (fotos núms. 10 y 11).

La longitud de los anillos hormigonados sin junta vertical depende del sistema de proceso de hormigonado que se emplee: hormigonado "continuo" o por anillos.

El "hormigonado continuo" se ha empleado en galerías españolas; actualmente en la galería de presión del salto de Bao-Puente Bibey, de 4,80 m. de diámetro interior. Su única ventaja sobre el sistema clásico de hormigonado por anillos de 5 a 10 m. de longitud consiste en el mayor rendimiento que se consigue (350 m. al mes, esperándose sobrepasar los 400 m. de revestimiento, siendo la cubicación media de 10 m.³ de hormigón por metro lineal de galería). El hormigonado se interrumpe únicamente a fin de semana, cerrándose entonces el anillo de unos 100 m. de longitud. Los inconvenientes de este procedimiento son la formación de las juntas de fraguado longitudinales que inevitablemente se producen cuando por cualquier causa ocurre una paralización del hormigonado de duración suficiente para que quede fraguada la capa superior antes de reanudarse el trabajo. Por este motivo no es aconsejable el procedimiento en los tramos de galería en mal terreno donde el revestimiento deba absorber toda o parte de la presión interior del agua. Tampoco es posible en los tramos de doble armadura.

El procedimiento es de gran rendimiento y se debe emplear en tramos largos donde las condiciones de la roca lo permitan desde el punto de vista del proyecto y, en general, en los revestimientos de túneles o galerías sin carga.

CAPÍTULO II

POZOS

2.1. *Campos de aplicación.*

Nos referimos en este capítulo a los pozos verticales y no a los inclinados, de que trataremos en el capítulo siguiente al hablar de las tuberías forzadas.

En las obras hidroeléctricas subterráneas y, en general, en la construcción civil es cada vez más frecuente la ejecución de pozos verticales de diámetros muy variables, que podemos clasificar en los grupos siguientes:

a) *Pozos como obra auxiliar* de la ejecución de la obra definitiva del proyecto, para el establecimiento de frentes de trabajo en los casos en que no es económica la perforación de galerías de ataque auxiliares.

- a, 1. Acceso de obra a centrales subterráneas.
- a, 2. Ataques intermedios en galerías o túneles de gran longitud o cuando la presencia de una geología complicada aconseja aproximar los puntos de ataque intermedios.
- a, 3. Pozos para agotamiento de galerías inundadas.
- a, 4. Apertura de frentes de trabajo entre dos niveles de excavación subterránea.

b) Pozos como obra definitiva.

- b, 1. Pozos de acceso a centrales subterráneas.
- b, 2. Pozos de salida de cables o barras en las centrales subterráneas.
- b, 3. Pozos de toma de agua en obras hidráulicas hidroeléctricas.
- b, 4. Chimeneas de equilibrio.
- b, 5. Tuberías forzadas en pozo.

2.2. Sistemas de ejecución.

En cuanto a los sistemas de ejecución de los pozos, varía la técnica empleada según sea la profundidad del pozo y la posibilidad o no de ataque ascendente.

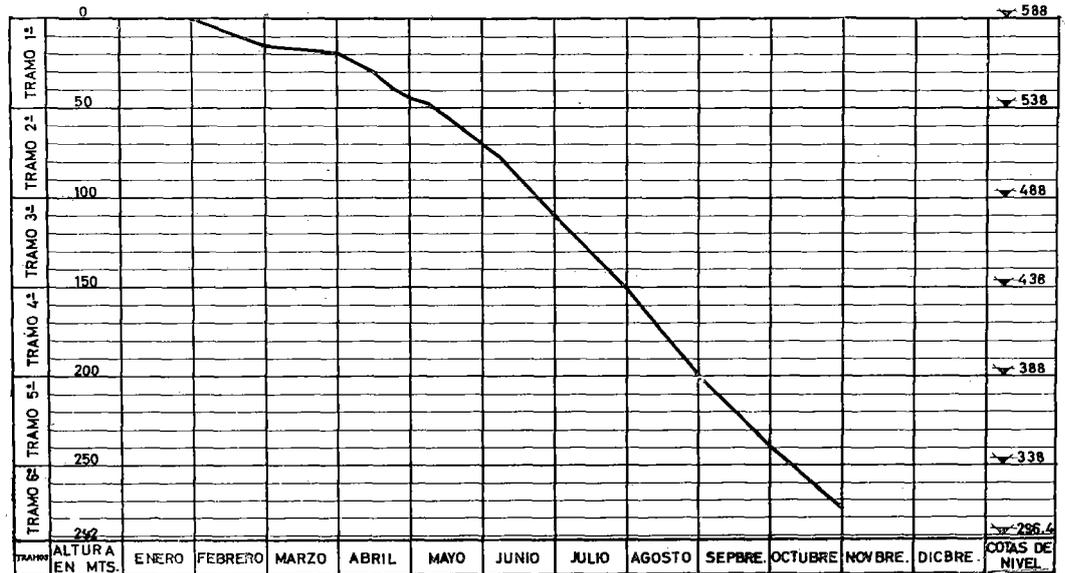


Figura 5.ª

2.2.1. Con accesos superior e inferior.

En los casos, muy frecuentes en centrales subterráneas, de tener acceso por ambos extremos del pozo (casos 1.14, 1.24, 1.25), es frecuente el avance desde abajo hacia arriba en sección reducida o "pozo piloto", para realizar después la destroza hasta completar la sección de la excavación en sentido descendente.

En la central de Aldeadávila las chimeneas de equilibrio agua abajo de las turbinas, constituídas por cuatro pozos de sección formada por un rectángulo de 11 de ancho por 14 m. de longitud, prolongado con dos semicírculos de 11 m. de diámetro, y que comunican los canales de desagüe con la caverna de transformadores, fueron excavados en granito sano y compacto, perforando pozos de avance en sección reducida desde abajo hacia arriba y después la destroza en sentido inverso mediante wagón-drill, realizando previamente el "precorte" de la roca en el contorno de la sección.

En la central de Torrejón (en el río Tajo) los pozos para el agua de bombeo, de

Fig. 5.ª — Gráfico de la obra realizada en el pozo de cables de la central de Puente Bibey.
Sketch No. 5. — Work diagram for the cable shaft at Puente Bibey Powerhouse.

9 × 14 m., comunicados en su parte inferior con los tubos de aspiración de las turbinas, se han excavado en pizarras silúricas siguiendo el moderno procedimiento de "cargas colgadas". En primer lugar se perforaron con wagón-drill, en toda su longitud (del orden de 18 m.), los taladros necesarios para la excavación en toda la sección del pozo piloto. Una vez hecha dicha perforación, se dieron voladuras sucesivas de abajo arriba en tramos de 2 m. de altura a base de cargas de dinamita sujetas a lo largo de una caña que quedaba colgada desde la superficie en el interior del taladro. El escombros de las voladuras sucesivas caía al tubo de aspiración, donde se acumuló todo el correspondiente al pozo piloto. De esta forma, una vez reali-



Foto 12.

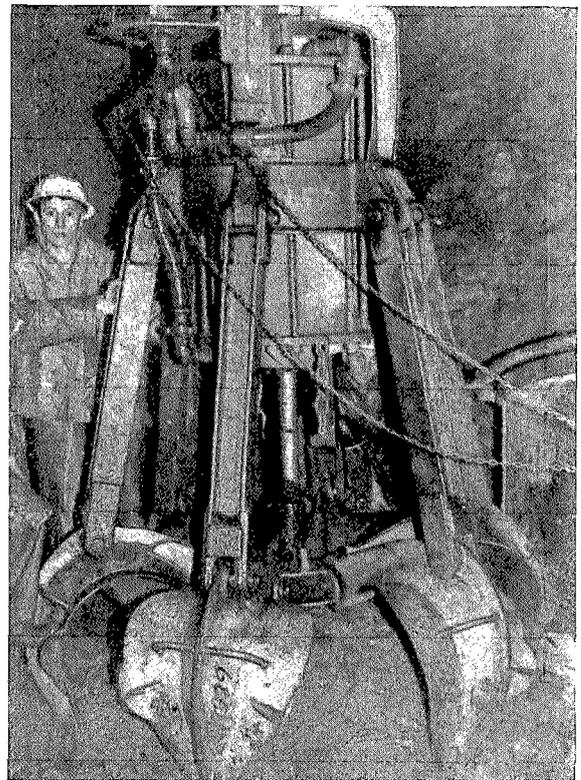


Foto 13.

zada la perforación de los taladros verticales, en un solo día quedaba totalmente excavado y perfectamente perfilado el pozo piloto. La fase siguiente de excavación consistió en ensanchar la excavación de arriba abajo, manteniendo como plataforma de trabajo los mismos escombros de las voladuras de ensanche del pozo piloto, cuyo "nivel" de escombros se regulaba sacando por el tubo de aspiración los escombros por medio de una pala cargadora. A medida que bajaba la excavación, se colocaban pernos de anclaje en las paredes del pozo definitivo.

Foto núm. 12. -- Revestimiento de la galería de presión de Bao-Puente Bibey.

Photograph No. 12. -- Bao-Puente Bibey pressure gallery. View of the lining once finished.

Foto núm. 13. -- Pólipo neumático "Scheidt" para carga de escombros en el pozo de cables de la central de Puente Bibey.

Photograph No. 13. -- Scheidt pneumatic crane to remove rubble from the cable shaft in the Puente Bibey Powerhouse.

2.3. Ejecución de pozos a plena sección en sentido descendente.

En los casos 1.11, 1.13, no hay alternativa; es obligado excavar el pozo en sentido descendente. En los casos 1.22, 1.24 y 1.25, bien sea para no complicar la excavación del resto de la obra con un tajo más a través de los accesos en galerías, bien con el fin de ganar plazo en el conjunto de la obra o bien para facilitar la ventilación de la caverna de la central, es muy frecuente en España que los pozos de cables o barras de las centrales hidroeléctricas se ejecuten en sentido descendente a plena sección, dejando hormigonado el revestimiento a medida que se profundiza el pozo.

Por este procedimiento se han ejecutado, entre otros, los pozos de cables de las centrales siguientes:

Central	Río	Profundidad	Diámetro una vez revestido	Roca
Aldeadávila	Duero.	317 m.	5,00 m.	Granito compuesto.
San Agustín	Bibey.	227 m.	4,80 m.	Gneis.
Puente Bibey	Bibey.	292 m.	5,70 m.	Gneis glandular y micáceo.

Las fases de ejecución en el último de estos pozos han sido:

1. *Perforación de los barrenos.* — Pegas de 3 m. con martillos pesados.
2. *Voladura.* — Con detonadores eléctricos de microrretardo y dinamita goma número 2 especial B, antihumedad.
3. *Ventilación.* — Tubería de ϕ 600 mm. y caudal de aire de 2 m.³/s.
4. *Carga y extracción de escombros.* — Con pólipos accionados por aire comprimido y cubos de 1 a 2 m.³ de capacidad, cabrestante y castillete de elevación de tipo minero.
5. *Hormigonado del revestimiento.* — Por tramos de unos 10 m. de altura, correspondientes al avance semanal desde el suelo de la excavación hasta el anillo del tramo anterior.

2.4. Rendimientos obtenidos.

En pozos de roca dura y diámetros libres de más de 3,50 m. puede considerarse normal un avance medio mensual de 35 a 40 m. a pozo revestido (el avance medio mensual obtenido ha sido de 47 m.). La mano de obra global viene a ser de dos horas por metro cúbico de excavación sobre perfil teórico, y de 3,2 horas por metro cúbico de hormigón de revestimiento.

Las velocidades de avance anteriores se podrían incrementar aumentando la potencia de las máquinas de carga y extracción o bien duplicando la extracción, aunque es probable que este incremento produjese un mayor costo unitario. Realmente, en los pozos de profundidades del orden de 300 m. no se obtendría gran ventaja en el conjunto de la obra de la central hidroeléctrica por la disminución del plazo de ejecución del pozo de cables.

TUBERIAS FORZADAS SUBTERRANEAS

3.1. *Generalidades.*

Las tuberías forzadas, como obra de pendiente intermedia entre galerías y pozos, reúne las dificultades de ejecución de ambos tipos de obra subterránea, y se agrava en ellos la peligrosidad del trabajo desde el punto de vista de la seguridad del personal, tanto más cuanto mayor es la longitud de los tramos a ejecutar sin ataques intermedios y cuanto mayor es la sección transversal, aparte de la influencia de la calidad del terreno a efectos de sostenimientos. No se tiene la facilidad de extracción vertical como en los pozos, en los que el personal está protegido por plataformas con portones; el único medio de extracción ascendente es el plano inclinado, o el *skip*.

Como es sabido, el revestimiento está constituido generalmente por tubos, chapa de acero con o sin zunchado y nervios de rigidez, macizados al terreno mediante un hormigón de relleno entre la tubería metálica y la roca. Sólo en saltos de poca altura (o bien en condiciones excepcionales del macizo rocoso) el revestimiento es de hormigón armado.

3.2. *Tuberías forzadas verticales.*

No es frecuente el proyecto de tuberías forzadas verticales, por el mayor costo que supone no sólo la mayor longitud de conducción, sino porque esta mayor longitud se presenta en el tramo de mayor presión de la tubería, en el que el costo unitario del revestimiento es máximo. En saltos de poca altura se encuentra con mayor frecuencia la disposición vertical, y también cuando la naturaleza del terreno es tan deleznable que la economía en la excavación en pozo, a causa del sostenimiento de éste, supera el mayor costo del revestimiento. Un ejemplo de este último caso lo constituye la tubería forzada del salto de Miranda (Asturias), donde en principio se había proyectado una tubería inclinada que, después de conocido directamente el terreno en la excavación del túnel de acceso, fué sustituida por una vertical. Se trataba de cuarcitas en gran parte milonitizadas con capas de arenas silíceas con elevado contenido de agua. En este caso la ejecución de una tubería forzada inclinada hubiera sido muy penosa; en cambio, el pozo fué excavado en sentido descendente y sostenido el terreno sin grandes dificultades.

TUBERÍAS FORZADAS INCLINADAS.

Tiene mucha importancia la inclinación que en el proyecto se dé a las galerías o pozos inclinados destinados a alojar la tubería metálica. Es preferible que la inclinación sea la suficiente para asegurar que los escombros de la excavación caigan por su propio peso, sin peligro de quedar parados en la solera de la galería. Para ello la inclinación con la horizontal debe ser superior a 45°. Quizá la pendiente más con-

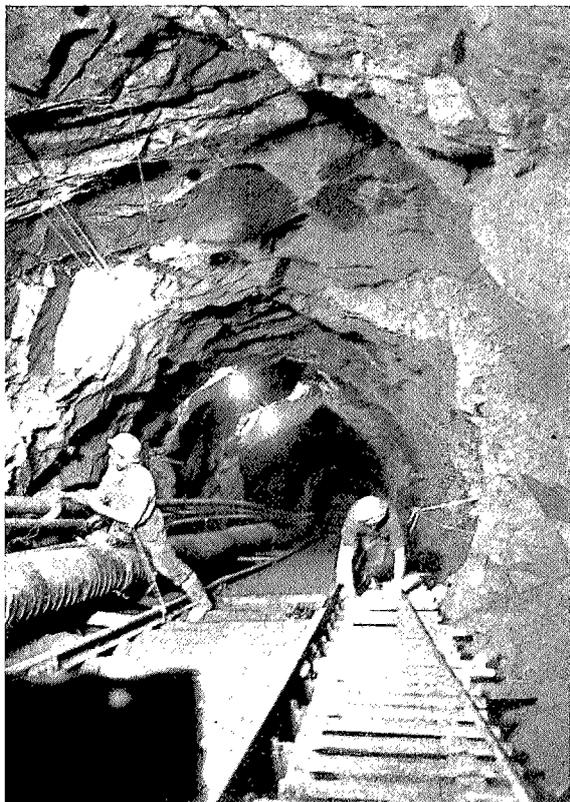


Foto 14.

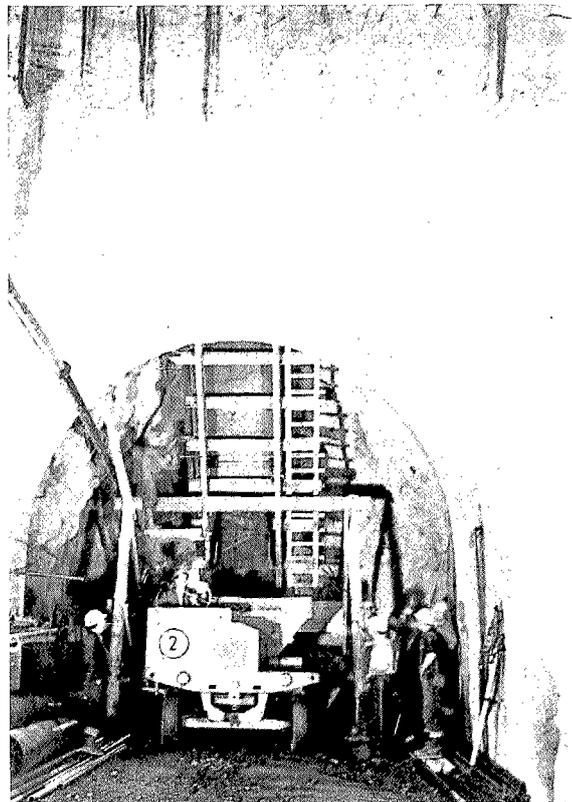


Foto 15.

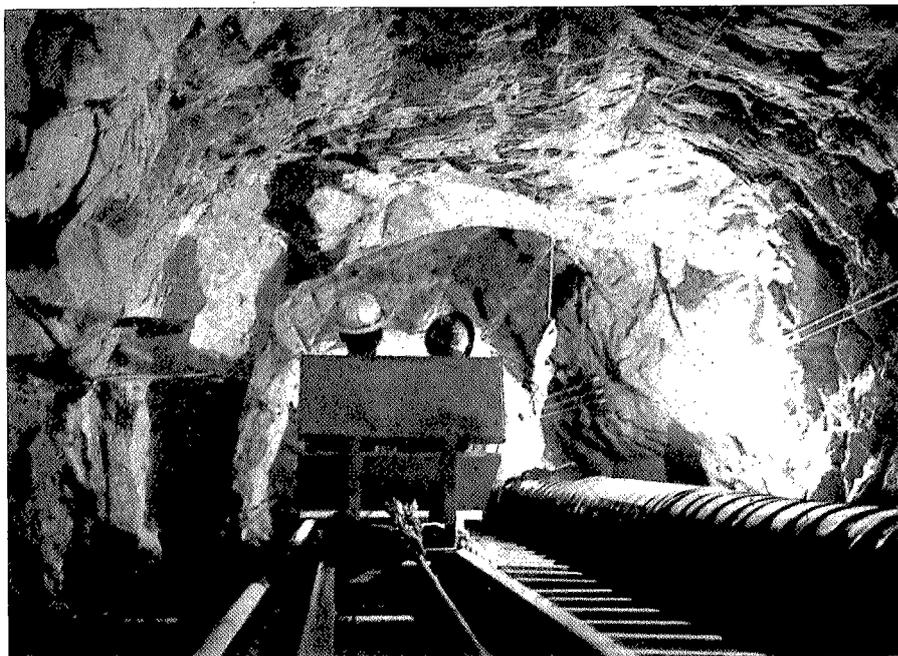


Foto 16.

Foto núm. 14.— Galería piloto descendente en la ejecución de la tubería forzada del salto de Bao-Puente Bibey. A la derecha de la fotografía se ve el cable de seguridad para el personal, y a la izquierda, las conducciones de aire comprimido, agua, ventilación y alumbrado. La inclinación de la galería es de 50° con la horizontal.

Photograph No. 14.— Pilot gallery slanting downward in the Bao-Puente Bibey penstock. At the right of the photograph is the safety cable and at the left the pipes for compressed air, water, and ventilation. The slope of the gallery is 50° with the horizontal line.

Foto núm. 15.— Vaciado de los escombros del vagón de 8 m^3 a uno de los *dumper* de 4 Tm. en la excavación de la tubería forzada del salto de Bao-Puente Bibey.

Photograph No. 15.— The emptying of the rubble from the 8 m^3 wagon to the dumper of 4 T in the excavation of the penstock of the Bao-Puente Bibey head.

Foto núm. 16.— Skip para el acceso de personal y materiales al puente de excavación de la galería piloto ascendente en la obra de la tubería forzada del salto de Bao-Puente Bibey. El obrero de la derecha realiza señales al maquinista del cabrestante, con una pértiga con la que toca el cable desnudo a muy baja tensión conectado con un timbre.

Photograph No. 16.— Skip for the use of the personal and the materials in the pilot gallery going upwards in the Bao-Puente Bibey penstock. The worker at the right is making signs to the mechanic of the winch with a pole with which he touches an uncovered cable at very low tension in connection with a bell.

veniente, desde el punto de vista de la construcción, debe estar comprendida entre 48° y 50° **9**

El procedimiento de ejecución más comúnmente empleado en España consiste en excavar primero una galería piloto de sección reducida, que se ensancha en una segunda fase de excavación, vertiendo los escombros por la galería piloto. En la

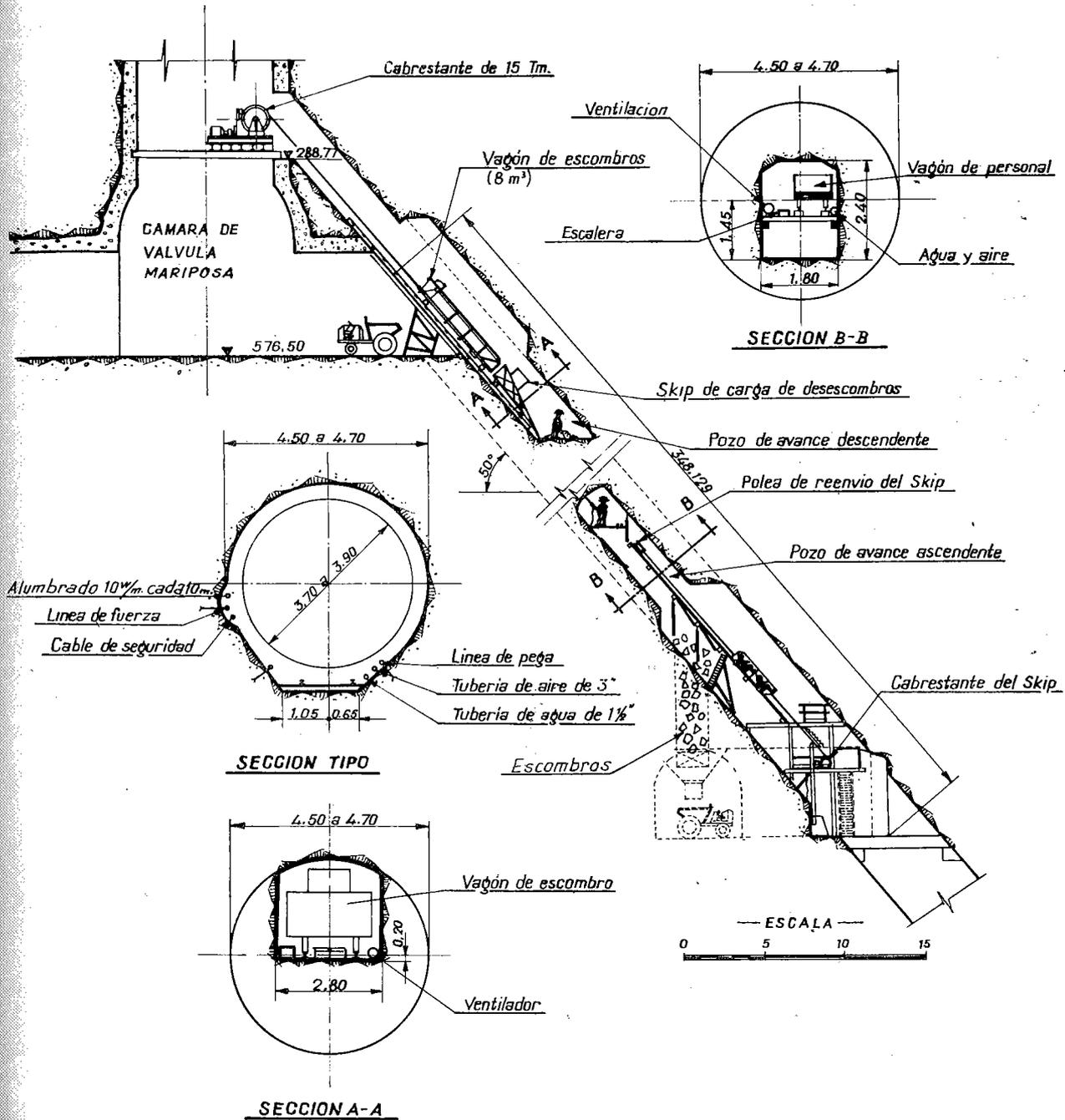


Figura 6.^a

Fig. 6.^a—Esquema de las fases de excavación e instalaciones de obra de la tubería forzada del salto de Bao-Puente Bibey. Sketch No. 6.—Excavation phases and work installations scheme of the Bao-Puente Bibey penstock.

base inferior de la galería piloto se recogen en una tolva de carga a los vehículos.

La excavación de la galería piloto suele realizarse en sentido ascendente, con el fin de evitar las operaciones de carga de escombros y también eludir el problema de los agotamientos, que frecuentemente son necesarios en una excavación descendente.

En la tubería forzada del Salto de Bao-Puente Bibey (fig. 6.^a), cuya inclinación es de 50° con la horizontal, 370 m. de la longitud del tramo entre codos superior e inferior, y 4,50 a 4,70 el diámetro de la excavación, tenemos un caso en el que se ha ejecutado la galería piloto en ambos sentidos, ascendente y descendente. Se atacó en los dos sentidos con el fin de ganar tiempo y también de reducir la longitud del tramo ascendente. Estaba previsto, no obstante, abandonar el avance descendente en el caso en que apareciesen manantiales cuyo caudal requiriese la instalación de bombas mayores que las neumáticas de tipo ordinario en los tajos de excavación. Afortunadamente no aparecieron filtraciones de agua y se pudo calar la galería piloto avanzando 200 m. desde abajo y 135 m. desde arriba. El tramo inferior de la tubería, así como los ramales a turbinas y el distribuidor, fueron excavados independientemente del tramo principal y extraídos los escombros desde el acceso a cimientos de la central.

La técnica utilizada en los avances de la galería piloto fué totalmente distinta entre uno y otro avance. En el tramo descendente, atacado desde la cámara de válvula de cabeza de la tubería, el problema fundamental era la extracción del escombros; en cambio, en el avance ascendente la principal dificultad consistía en el acceso al frente y el establecimiento de la plataforma de trabajo para la perforación después de cada voladura.

En el avance descendente se situó la galería piloto en la clave (foto núm. 14) de la sección definitiva con el fin de facilitar el sostenimiento del techo en el caso de encontrar mal terreno. La sección tenía un ancho de 2,80 m. por una altura en la dirección normal al eje de la tubería de 2 m. Para la extracción del escombros se construyó un vagón metálico de 8 m.³ de capacidad en el que cupiese el escombros de una voladura completa de 0,90 m. de avance. La carga de escombros al vagón se realizó con un pequeño *skip* montado sobre una estructura metálica adosada a este vagón. La carga del *skip* se hizo a mano. Un cabrestante de 15 Tm. subía el vagón por una vía de carril de 20 Kg./m., y al llegar al codo superior el vagón era vaciado por su compuerta de fondo directamente a los camiones (foto núm. 15).

La galería piloto ascendente se situó próxima a la solera de la sección definitiva, posición que resultó más favorable en la fase de destroza, por evitarse así la acumulación de escombros entre el hueco de la galería piloto y la solera definitiva. En este avance no se temía tanto la existencia de mal terreno como en el tramo superior de la tubería. La sección de esta galería de 1,80 m. de ancho por 2,40 m. se dividió en dos zonas separadas con un tabique de madera. La media sección inferior era destinada a vertedero de escombros y la superior al acceso del personal y de las conducciones de aire comprimido, agua, alumbrado, teléfono, línea de pega y ventilación. Para el acceso del personal se instaló un *skip* con capacidad para dos personas, provisto de frenos automáticos de seguridad (foto núm. 16). El alumbrado se hizo con energía a 40 V. y la ventilación con tubería de 300 mm. de diámetro (2 m.³/seg.). En la parte baja se formó una tolva de recogida de los escombros que comunicaba lateralmente al fondo de la galería de acceso construída desde el túnel de entrada de la central. El cierre de la tolva de escombros era accionado con ga-

tos hidráulicos, y cargados los camiones a medida de las necesidades, generalmente cada cuatro o cinco voladuras. 9

La excavación de enchanche a la sección definitiva se realizó de arriba abajo, recogiendo los escombros en la misma tolva de la fase anterior. Para el acceso del personal se construyó un carretón con frenos de seguridad, y para el trabajo de perforación en el frente, una plataforma móvil de planta poligonal, que cerraba el hueco de la excavación. A medida que avanzaba la excavación se colocó la vía de

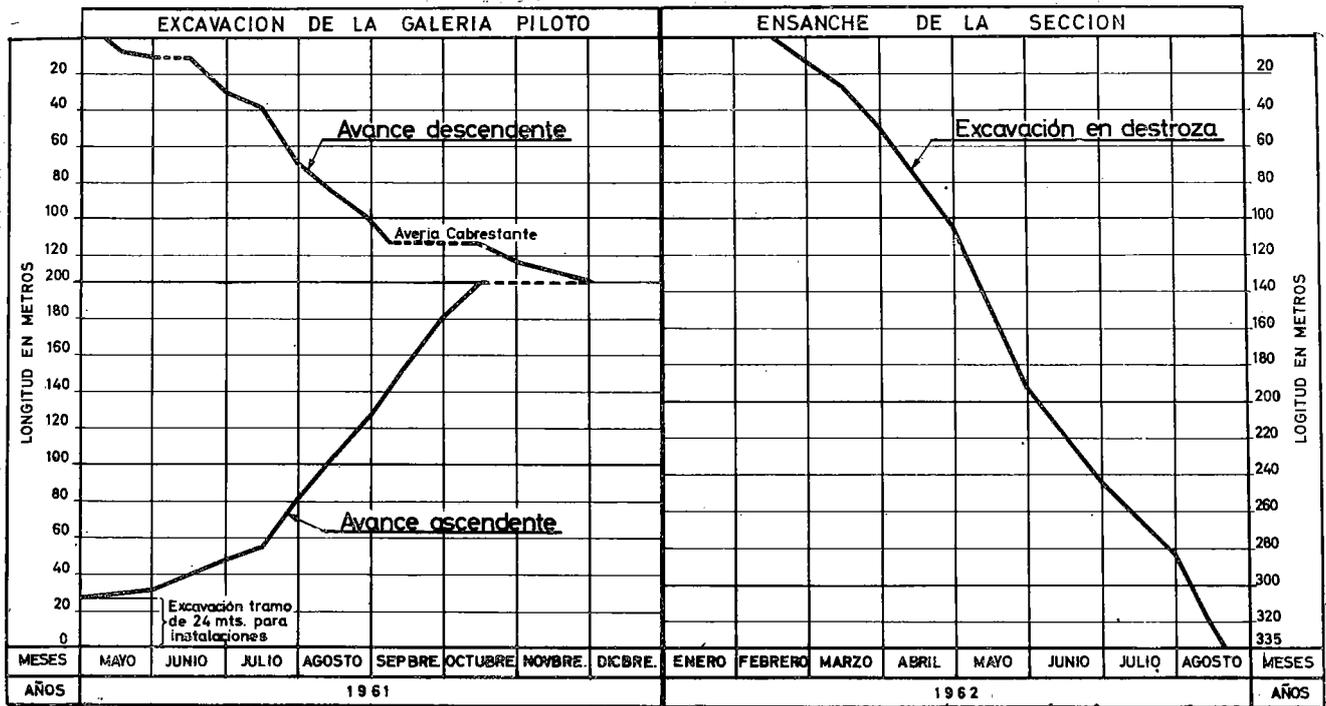


Figura 7.^a

1 m. de ancho, anclada al terreno y hormigonada una solera con escala metálica. Se colocó un cable de acero en toda la longitud de la tubería, al que se enganchaban los cinturones de seguridad del personal que tuviese que transitar a pie. La vía se replanteó con tolerancias inferiores a 3 cm., pues debía servir para el montaje de la tubería metálica.

Los rendimientos obtenidos en los avances se indican en el gráfico de la figura 7.^a.

REVESTIMIENTO DE TUBERÍAS FORZADAS.

El revestimiento de las tuberías forzadas suele ser de chapa de acero y relleno de hormigón entre ésta y la roca. Es frecuente en España que el hormigón de relleno sea inyectado, generalmente de tipo Prepakt.

Así han sido realizadas, entre otras, las tuberías forzadas de los saltos siguien-

Fig. 7.^a — Gráfico de avance de la excavación de la tubería forzada del salto de Bao-Puente Bibey.

Sketch No. 7. — Excavation development diagram for the Bao-Puente Bibey penstock.

tes: Tranco de Beas, San Esteban, Aldeadávila, San Agustín, Bao-Puente Bibey. No tenemos información de que se haya empleado mortero inyectado más que en el salto de Cornatel.

Las fases de ejecución son similares en todas las obras, y citaremos a modo de ejemplo las del salto de Bao-Puente Bibey (fig. 8.^a). Los tubos de 6 m. de longitud, diámetro variable entre 3,70 y 3,90 m. eran transportados desde taller y acopiados en una explanada a la cota 626. Un pórtico-grúa de 25 Tm. los bajaba por un pozo de 40 m. de profundidad y 8 m. de diámetro, hasta la cámara de la válvula

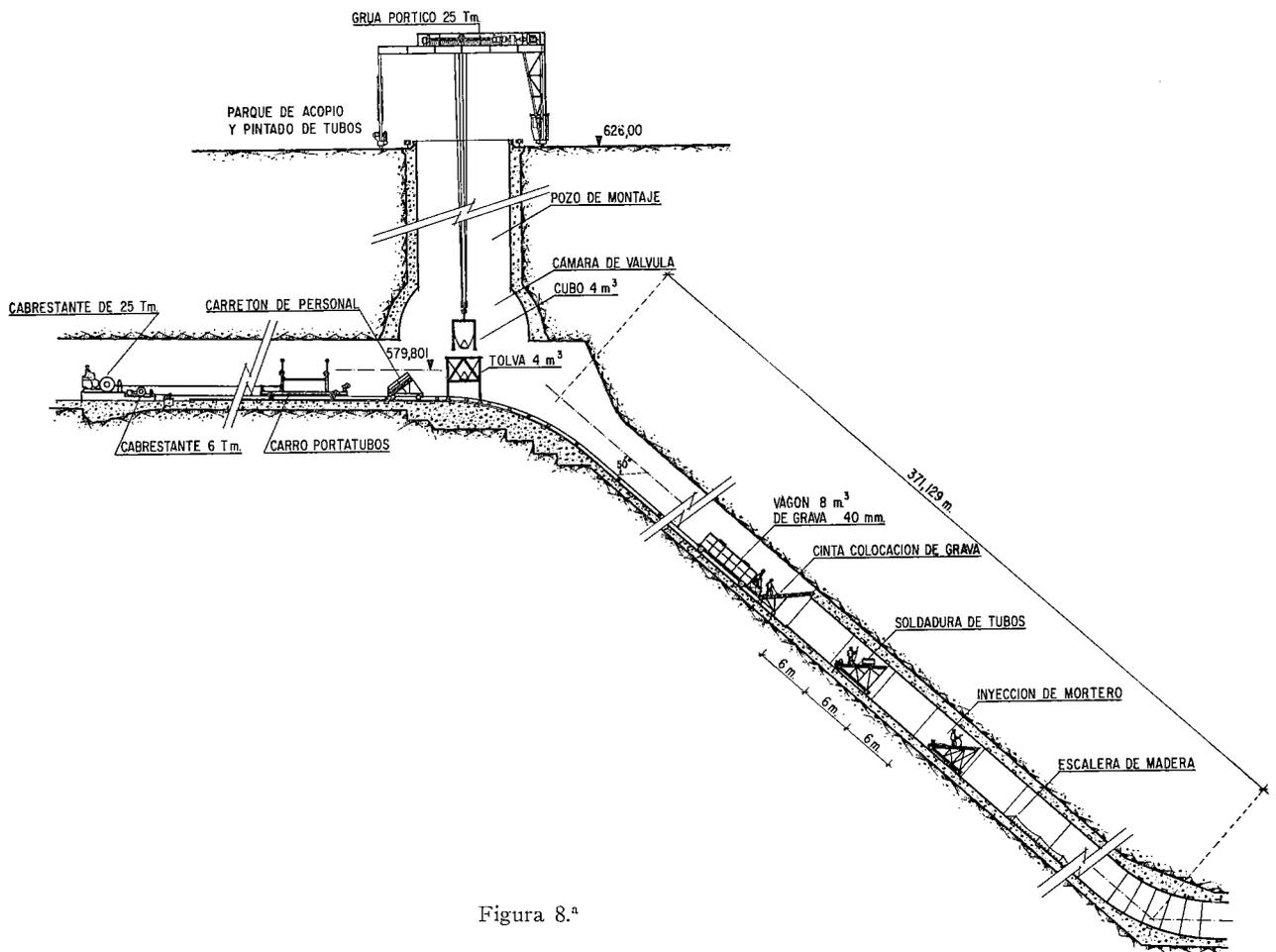


Figura 8.^a

vula mariposa del origen de la tubería, en la que un carretón especial tomaba el tubo para transportarlo por el interior del pozo inclinado hasta su posición. La presentación del tubo al anterior ya montado y soldado se realizaba mediante los gatos que para este fin llevaba montados el carretón. Una vez presentado el tubo se sujetaba por puntos de soldadura al tubo anterior.

En este momento se iniciaba la soldadura transversal y se retiraba el carretón de transporte de los tubos. Montados y soldados dos tubos, es decir, un tramo de 12 m. de tubería, se paralizaba la operación de soldadura y se daba comienzo a

Fig. 8.^a—Esquema de la ejecución del revestimiento de la tubería forzada del salto de Bao-Puente Bibey.
Sketch No. 8.—Lining installation scheme for the Bao-Puente Bibey penstock.

la colocación de grava del hormigón "Prepakt". La inyección de mortero se realizaba por tramos de cuatro a seis tubos en tajo independiente por debajo de la plataforma de soldadura. 9

Posteriormente y transcurridos por lo menos quince días de la inyección de mortero se procedió a la consolidación de la roca próxima a la tubería, mediante taladros perforados a través de los agujeros de la chapa, utilizados anteriormente en la inyección de mortero. Como operación final se soldaron tapones roscados en los taladros de inyección de la tubería, y se repasó la pintura en la solera y en las juntas entre tubos. Con el fin de evitar el abollamiento de la chapa durante la inyección de consolidación de la roca, que se realizó a presiones elevadas (de 10 a 30 kilogramos/centímetro cuadrado) y variables, según la profundidad, se inyectó a través de obturadores que impedían el paso de la lechada de cemento entre la chapa y el hormigón de relleno.

Los 350 m. del tramo inclinado a 50° entre los codos inferior y superior con un volumen de 3.600 m.³ de hormigón de relleno fueron montados, hormigonados e inyectados desde febrero a fines de septiembre de 1963. Posteriormente se terminó el montaje de la válvula y repaso de pintura de la tubería, así como un tramo de 30 m. de tubería agua arriba de la válvula de mariposa. La puesta en presión de pruebas se realizó a principio del pasado mes de marzo de 1964.

CAPÍTULO IV

CENTRALES SUBTERRANEAS

4.1. *Características generales.*

Las características comunes a este tipo de obra subterránea, desde el punto de vista de la construcción, radican fundamentalmente en la gran variedad de tajos que es preciso preparar, organizar y coordinar en su ejecución, desde el principio de la excavación hasta la iniciación del montaje de las máquinas. Tajos cuya iniciación supone, especialmente en las fases de excavación, un elevado porcentaje de su volumen total y que cuando ya están organizados se terminan rápidamente, para dar comienzo a la nueva fase de ejecución. Por este motivo y por las inevitables interferencias entre las distintas partes de la obra es preciso planear la ejecución con mucho detalle y corregir semanalmente el programa de trabajo de acuerdo con las contingencias surgidas. Es frecuente tener un plan general de la obra que abarque la totalidad de la excavación y del hormigonado. Otro plan más detallado de tipo anual y otros programas trimestrales en los que se ajusta semana a semana el plan de obra de acuerdo con la realidad.

4.2. *Naturaleza del terreno.*

En España se han construido centrales subterráneas en toda clase de terrenos, desde el magnífico macizo granítico donde se ha excavado la central de Aldeadávila hasta las cuarcitas con arenas de la central de Miranda o las pizarras jabonosas de la central de Santa Marina en el alto Sil, pasando por toda la gama de macizos rocosos más o menos consistentes. Por eso las técnicas empleadas en la construcción han sido muy diversas. En este artículo nos vamos a referir únicamente a

cuatro centrales recientemente construídas o en vías de construcción, como casos concretos a modo de ejemplo, pudiendo agruparse el resto de las muchas construídas en España en alguno de los casos que vamos a citar a continuación:

a) Centrales subterráneas en buen terreno:

- a, 1. En macizo rocoso compacto de roca granítica homogénea: Aldeadávila (756.000 KVA.).
- a, 2. En macizo gneísico con marcadas litoclasas, a veces rellenos de arcilla: Puente Bibey (411.000 KVA.).

b) Centrales subterráneas en mal terreno:

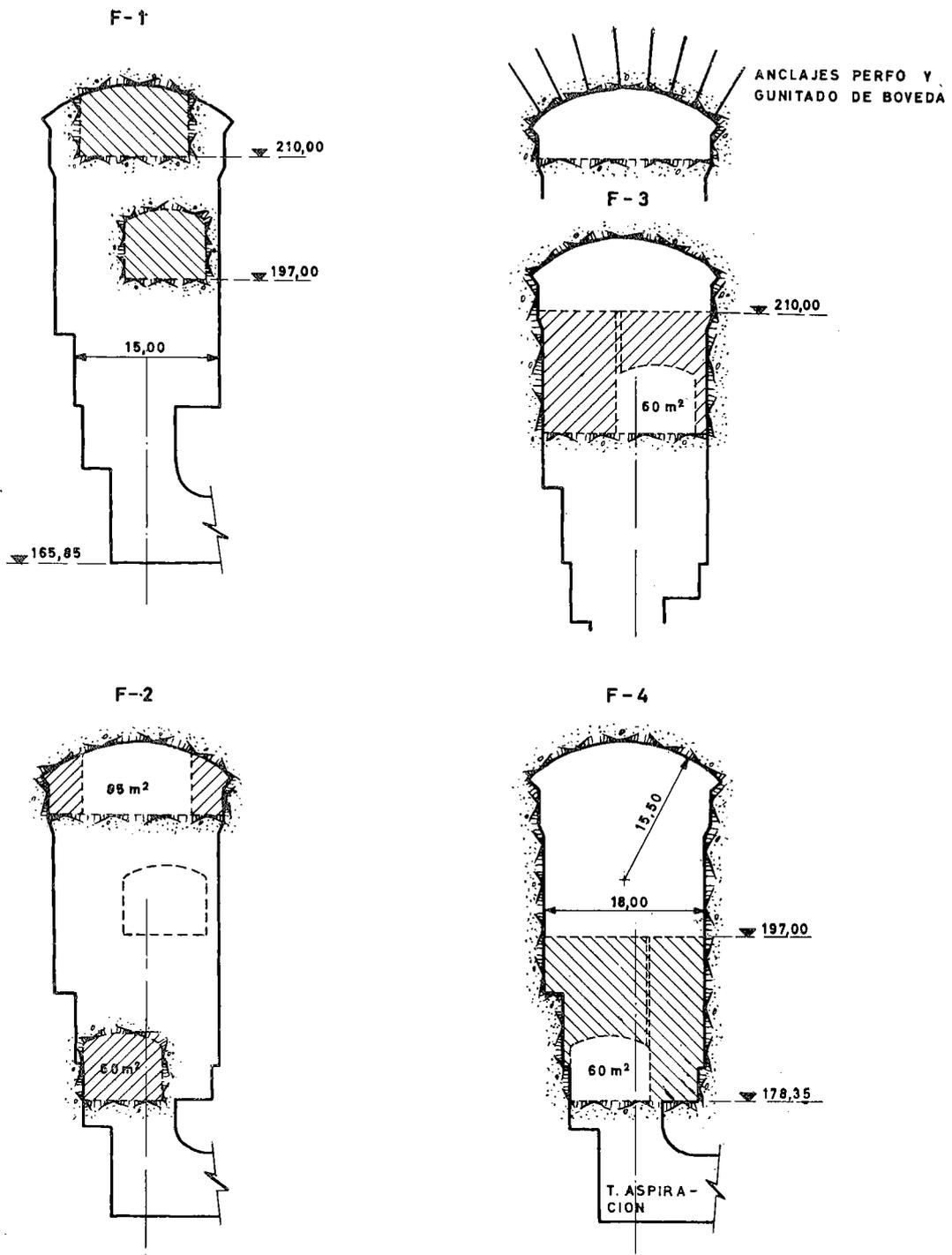
- b, 1. En macizo rocoso triturado con alternancias en la naturaleza de la roca, siendo ésta dura y frágil: Central del Salto de Miranda (64.000 KVA.).
- b, 2. En macizo rocoso de escasa consistencia, aunque homogéneo, en roca blanda y meteorizable: Central del Salto de Torrejón (132.000 KVA.).

4.3. *Excavación de centrales en muy buen terreno.*

La central de Aldeadávila en el río Duero, propiedad de la empresa hidroeléctrica Iberduero, S. A., ha sido en su ejecución un ejemplo claro de las posibilidades modernas de la técnica en excavaciones subterráneas, tanto por su magnitud colosal como por la calidad de la excavación y por los medios empleados en su ejecución. Martillos perforadores rápidos Atlas BBD 41 W., palas cargadoras Eimco 105, excavadoras Ruston Bucyrus de 1,5 m.³ de capacidad, vehículos de transporte de escombros tournadoell, volquetes Euclid de 22 Tm., bulldozers para amontonar los escombros, perforadoras Wagon-drill, carretones andamio de perforación, voladuras eléctricas, etc., todo ello combinado con una moderna tecnología en los planes de tiro de los barrenos y replanteo preciso de éstos, han hecho junto a la magnífica calidad de la roca que las excavaciones del salto de Aldeadávila hayan sido en nuestro país la réplica de la técnica de excavación de las grandes centrales subterráneas suecas. No nos extendemos en explicar los métodos empleados en sus fases de ejecución (fig. 9.^a), pues han sido ampliamente publicadas en revistas nacionales y extranjeras las características del proyecto y de la ejecución de esta obra que constituye el salto de mayor potencia de Europa. Únicamente nos permitimos llamar la atención una vez más sobre la calidad del recorte de las superficies excavadas, en las que han quedado marcadas las medias cañas de los barrenos una tras otra, sin producir agrietamiento de la roca que ha quedado *in situ*, y así como la perfección de las formas geométricas de las secciones transversales. La caverna principal no requirió el abovedado con hormigón. Fué suficiente una capa de gunita después de haber reforzado el techo con pernos de anclaje de tipo perfo (fotos números 17 y 18).

4.4. *Excavación de centrales en terreno bueno de tipo medio.*

La central de Puente Bibey (411.000 KVA.) de Saltos del Sil, S. A. ha sido descrita por nuestros compañeros Alejandro del Campo y Peironcely, en un artículo de este mismo número de la REVISTA DE OBRA PÚBLICAS. Vamos a añadir únicamente algunas consideraciones relativas a la construcción. En la figura 10 hemos destacado



ROCA : GRANITO COMPACTO

Figura 9.^a

Fig. 9.^a — Fases de excavación de la central de Aldeadávila.
 Sketch No. 9. — Aldeadávila power plant excavation phases.



Foto 17.



Foto 18.

las distintas fases de excavación de la nave principal, y en la figura 11 aparece el "historiograma" de la ejecución de la obra con los medios auxiliares más importantes utilizados en la obra.

Dada la gran profundidad (300 m.), distancia al exterior (500 m. de túnel de acceso) hasta que el túnel de acceso llegó al interior del macizo rocoso, donde había de colocarse la caverna principal, no se pudieron realizar los reconocimientos di-

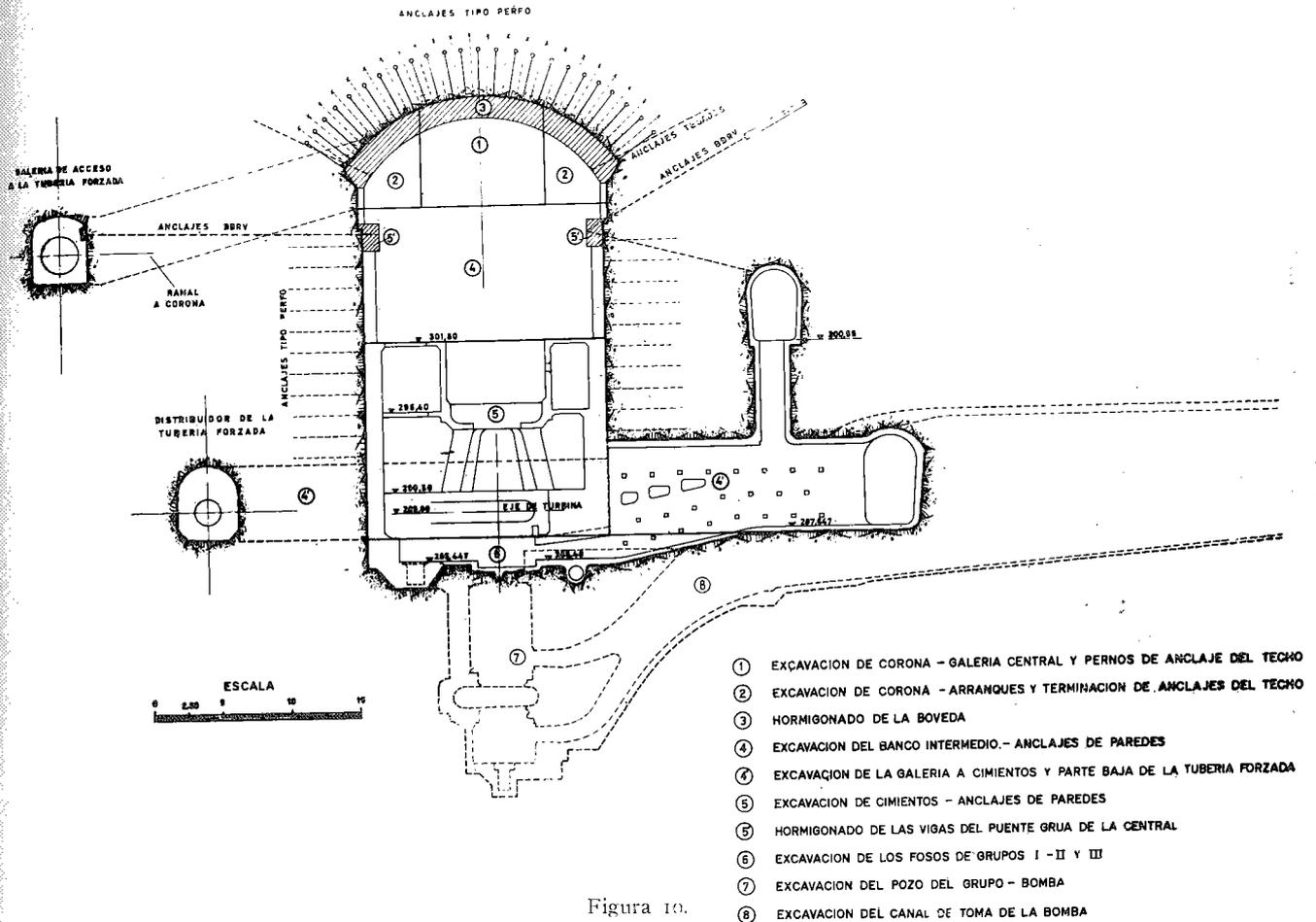


Figura 10.

rectos del terreno mediante galerías de sección reducida y los ensayos geomecánicos para determinar las tensiones originales del macizo. Entonces se definió la orientación más conveniente del eje longitudinal de la caverna y a principios del año 1961 se iniciaron las excavaciones de la central y la parte baja de la tubería forzada, canales de descarga y origen del túnel de descarga. En marzo de 1964 se han iniciado las pruebas del primer grupo de esta central.

Fig. 10. — Sección transversal de la central de Puente Bibey con las fases de ejecución.
Sketch No. 10. — Puente Bibey power plant cross section with installation phases.

Foto núm. 17. — Central de Aldeadávila. Excavación de la caverna principal en la fase de destroza, una vez realizada la corona, empernado y gutinado el techo.
Photograph No. 17. — Aldeadávila Power station. Excavation of the main cavern. The crown has been already finished, bolted and gunited.

Foto núm. 18. — Central de Aldeadávila. Excavación de los canales de desagüe.
Photograph No. 18. — Aldeadávila Power station. Excavation of the tailraces.

Se establecieron tres niveles de ataque de las excavaciones (fig. 12) con acceso para camiones de 10 Tm. y palas excavadoras: A la cota 311, para la excavación y hormigonado de la bóveda de la central por medio de un ramal de galería de acceso a la tubería forzada; a la cota 301,50, del piso de excitatrices, nivel de llegada del túnel de acceso, y a la cota 287,25 que es el nivel más bajo de la excavación general de la caverna, y cuyo acceso se realizó por la galería que definitivamente había de constituir la cámara de equilibrio agua abajo de las turbinas.

Tanto las galerías de acceso interior como la iniciación de las distintas fases de la excavación interior fueron realizados con martillos Atlas BBD 41, W. sobre andamios de perforación, trasladados con camiones volquete; la carga de escombros con pala Eimco 105 (dos unidades) y el transporte de escombros con 5 dumper Muir

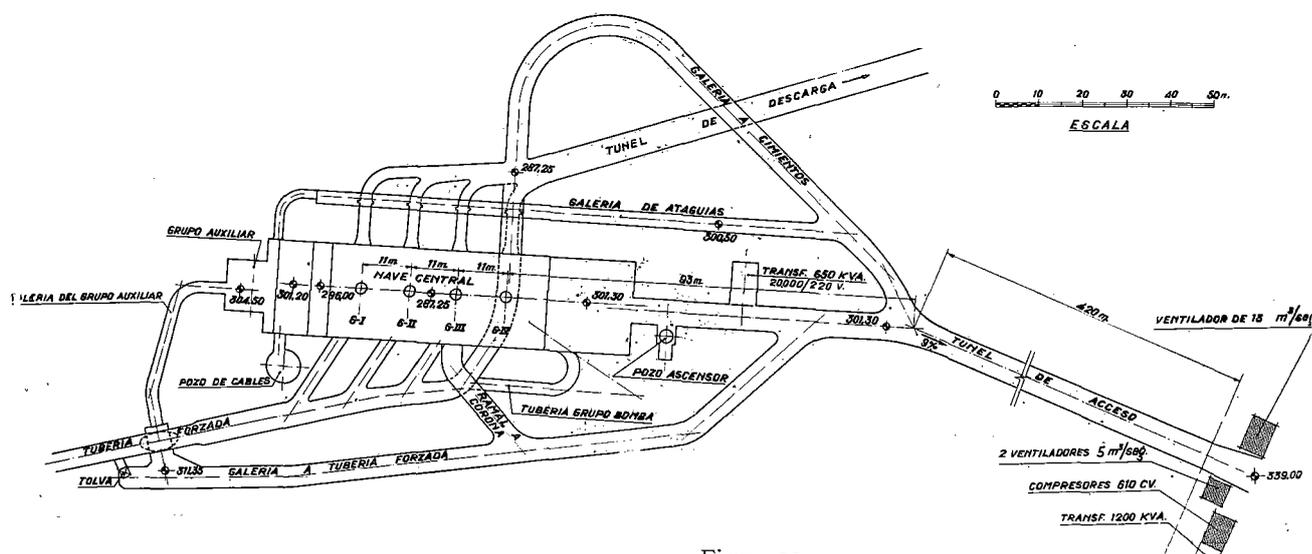


Figura 12.

Hill de 5,5 Tm. y cuatro camiones volquete de 10 Tm. En la excavación de la galería central de corona se empleó una pala Nordest de 800 l. con brazo corto, y en los bancos de excavación intermedio y de cimientos se empleó, además, una pala excavadora Menck de 1,5 m.³

Las voladuras se realizaron con detonadores eléctricos y explosores de condensador. Para la ventilación se dispuso de dos ventiladores de 5 m.³/seg. cada uno, y dos tuberías de 800 mm., y de otro ventilador de 12 m.³/seg. con tubería de 950 mm. de diámetro. Las tuberías de ventilación se distribuían por las galerías de acceso interior y a la caverna principal. El caudal total de 24 m.³/seg. fué suficiente, aunque no excesivo. En los frentes de trabajo se disponía además de ventiladores auxiliares de 1 m.³/seg. a 2 m.³/seg. de capacidad. Una vez excavado el pozo de cables no fué necesaria la ventilación más que en el fondo de saco de algunos tajos inferiores.

Desde el principio de la excavación se prestó especial cuidado en evitar el desprendimiento de lajas o bancos de roca, para lo cual se realizaron numerosos anclajes de distintos tipos. En el techo de la bóveda se colocaron sistemáticamente ancla-

Fig. 12. — Planta de excavaciones de la central de Puente Bibey.
Sketch No. 12. — Puente Bibey Powerhouse excavation plant.

jes tipo perfo, con acero corrugado de 22,5 mm. de diámetro y de 4 a 6 m. de longitud, a medida que avanzaba la excavación, tanto en sentido longitudinal como en el transversal. En las paredes de la caverna se colocaron anclajes de este mismo tipo, otros de mayor longitud (hasta 15 m.) tesados con gato hidráulico especial. Para éstos se utilizó acero especial tetracero liso anclado al fondo del taladro 9

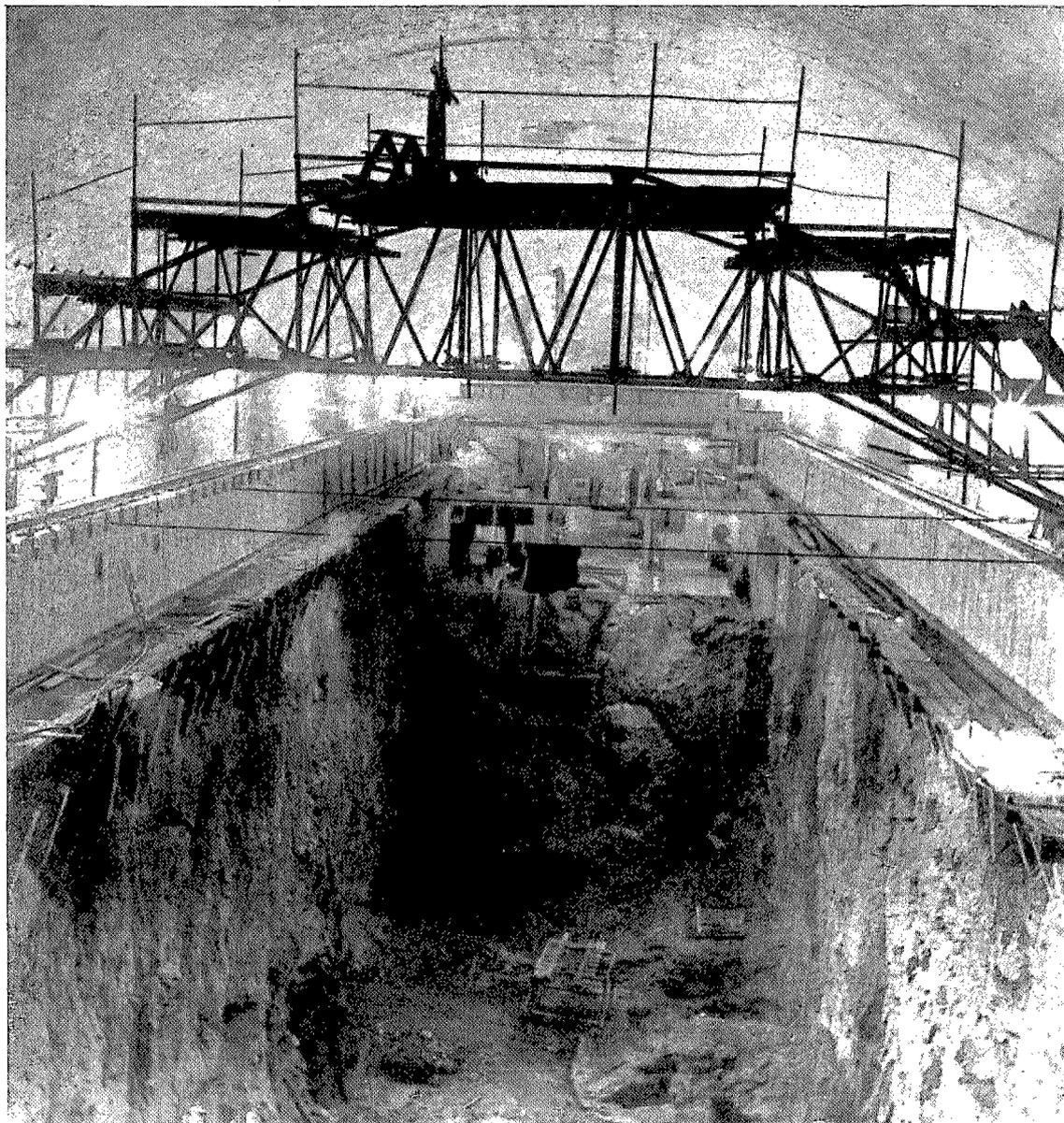


Foto 19.

Foto núm. 19.— Central de Puente Bibey. Vista de la excavación de la nave principal, hormigonada la bóveda y las vigas del puente-grúa. Al fondo puede verse el puente-grúa auxiliar de 10 Tm. que se empleó en el hormigonado de los grupos. En primer término, la plataforma de inyecciones de la bóveda.

Photograph No. 19.— Puente Bibey Power station. View of the main cavern during its excavation. The vault and the beams of the bridge crane are concreted. At the far end of the cavern you can see the auxiliary bridge crane of 10 T which was used in the concreting of the foundations of the generating set. Situated above the cavern is the platform for grouting the vault.

con un simple relleno de mortero. De esta forma se impidió el desprendimiento de lajas y el avance peligroso de la decompresión de la roca. La cantidad global de acero empleado en anclajes de la caverna y galerías anejas de la central, ha sido de 85 Tm. (fotos núms. 19 y 20).

Además de los anclajes de sostenimiento necesarios, únicamente para la ejecución de la obra se han realizado otros de proyecto: La bóveda de hormigón de la caverna se ha anclado en sus arranques mediante pernos tesados con gato, de ocho metros de profundidad. Las vigas del puente-grúa se han comprimido contra las pa-

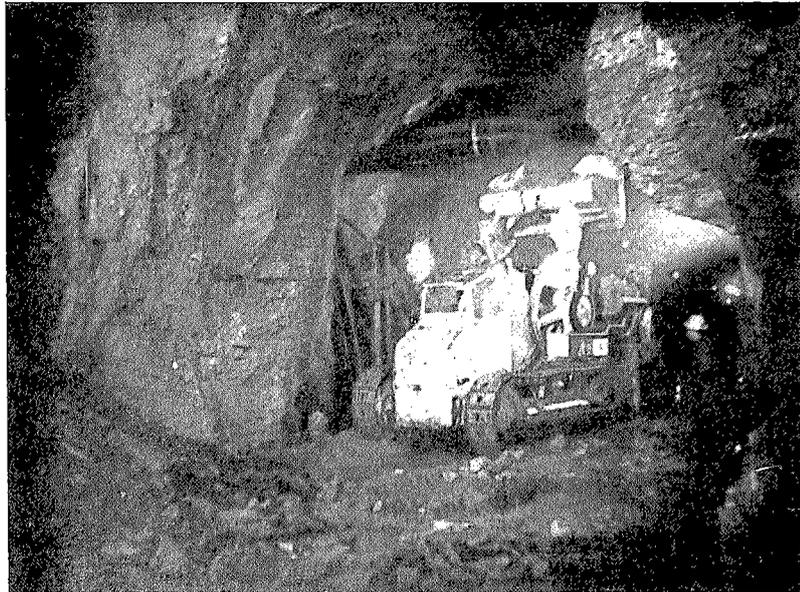


Foto 20.

redes mediante anclajes de cables formados por hilos de alambres de acero especial tipo B.B.R.V., tesados a 80 Tm. cada uno, con el fin de transmitir parte de la carga del puente grúa de 200 Tm. al macizo rocoso y también para poder utilizar este puente-grúa con una carga reducida (25 Tm.) antes de construir los muros laterales bajo las vigas de hormigón armado y, asimismo, emplear el puente-grúa auxiliar de la central, de 10 Tm. para los trabajos de hormigonado de la nave.

También se han empleado anclajes tipo Barredo, de 40 Tm. por unidad, para comprimir lateralmente los esbeltos macizos de roca entre los canales de descarga de las turbinas (foto núm. 21).

Para la protección del personal contra el riesgo de desprendimiento de pequeños fragmentos de roca, especialmente de las paredes, se colocaron telas metálicas adosadas a éstas y sujetas a las cabezas de los pernos de anclaje de sostenimiento.

Se vigiló el comportamiento del macizo rocoso durante la excavación utilizando el aparato de auscultación de los ruidos internos del macizo denominado "micro-seism", así como la deformación de las paredes verticales de la caverna en tres sec-

Foto núm. 20. — Central de Puente Bibey. Excavación de los canales de descarga.

Photograph No. 20. — Puente Bibey Power station. Excavation of the turbines tailraces.

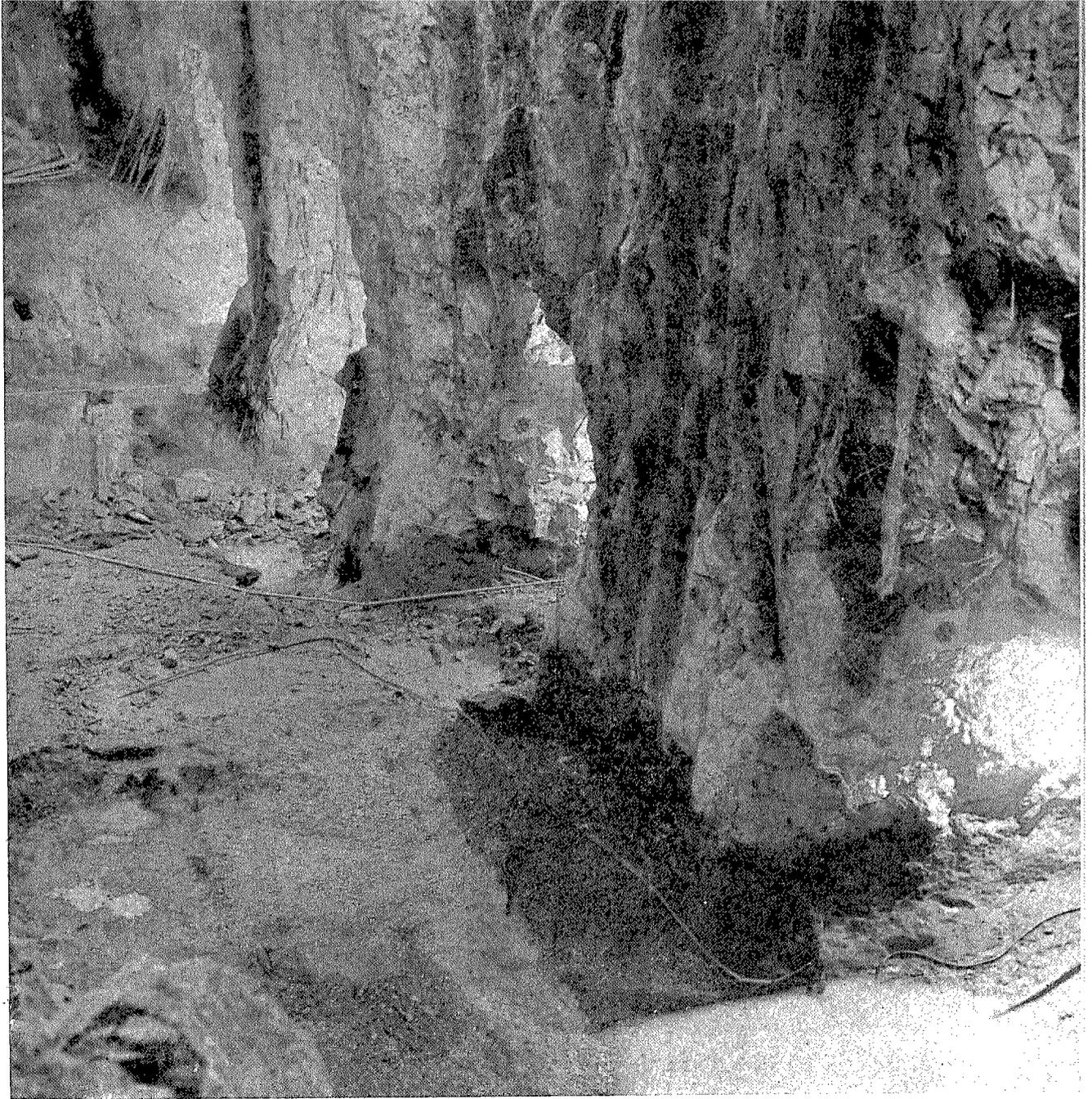


Foto 21.

Foto núm. 21.— Central de Puente Bimey. Excavación de cimientos de la nave principal y origen de los canales de descarga de los grupos, en cuyas paredes se ven las cabezas de los anclajes, tipo Barredo, de 40 Tm., para el postensado de los macizos de roca entre los canales.

Photograph No. 21.— Puente Bibey Power station. Excavation of the foundation of the main cavern and the point of origin of the turbines tailraces, on the walls of which are seen the head of the bolts Barredo type 40 T for the prestressing of the rock between the tailraces.

ciones transversales por medio de regletas graduadas sujetas al extremo de un hilo de acero de 20 m. de longitud, alojado libremente en el interior de un taladro y anclado en el fondo de éste, y sometido el hilo a tracción constante mediante una pesa suspendida de su extremo libre inmediatamente después de pasar por la garganta de una polea. Realmente no se apreciaron deformaciones superiores a dos milímetros, lo cual nos demostró la eficacia de los anclajes a la altura de las vigas del puente grúa.

4.5. Excavación de centrales en el mal terreno, de roca triturada.

Un ejemplo lo constituye la central de Miranda (64 000 K.V.A.), del salto del mismo nombre, propiedad de Hidroeléctrica del Cantábrico, cuyo macizo rocoso

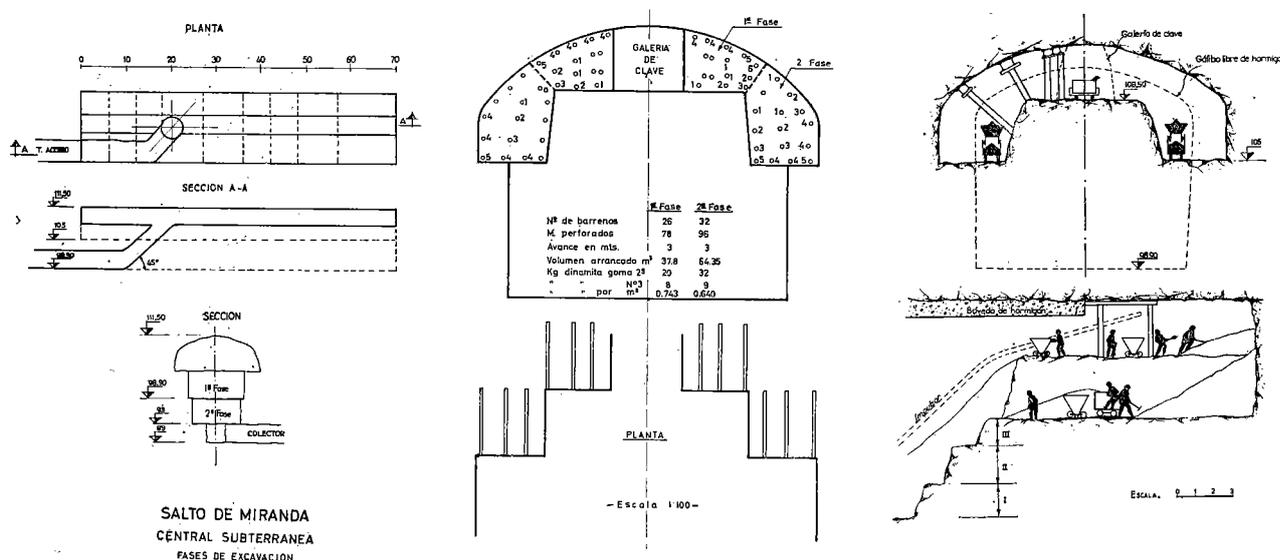


Figura 13.

está formado por bandas de cuarcitos muy fragmentados, arenas silíceas y pizarras. El sistema de ejecución una vez excavado y revestido el túnel de acceso, consistió en realizar una galería de clave de sección reducida en la bóveda a la que se llegó por medio de una galería en plano inclinado. Terminada la galería de clave, se procedió al ensanche y hormigonado de la bóveda a medida que se avanzaba la excavación (fig. 13). La obra requirió fuerte entibación de madera. Hormigonada la bóveda, se excavó por bancos de 4 m. de altura hasta el fondo de la central, cuya parte más baja se extrajo por los canales de desagüe de las turbinas. El hormigonado de la central no presentó dificultades especiales.

Podemos considerar obra de excavación como típica en la que no valen otros procedimientos que los clásicos basados en la buena entibación de madera, cuyo arte requiere operarios especializados de gran calidad como artesanos.

Fig. 13.—Fases de excavación y hormigonado de bóveda de la central de Miranda.

Sketch No. 13.—Miranda Power plant excavation and concrete placing phases.

4.6. Excavación de centrales en roca blanda y esquistosa.

9

La central del Salto de Torrejón que aprovecha las aguas de los ríos Tajo y Tiétar, propiedad de Hidroeléctrica Española, S. A., constituye un ejemplo notable de la moderna técnica de "precorte" de la excavación en roca blanda. Es sorprendente la capacidad a sostenimiento del propio terreno cuando se consigue cortarlo según el perfil teórico de la excavación, a pesar de tratarse de roca blanda. Si además

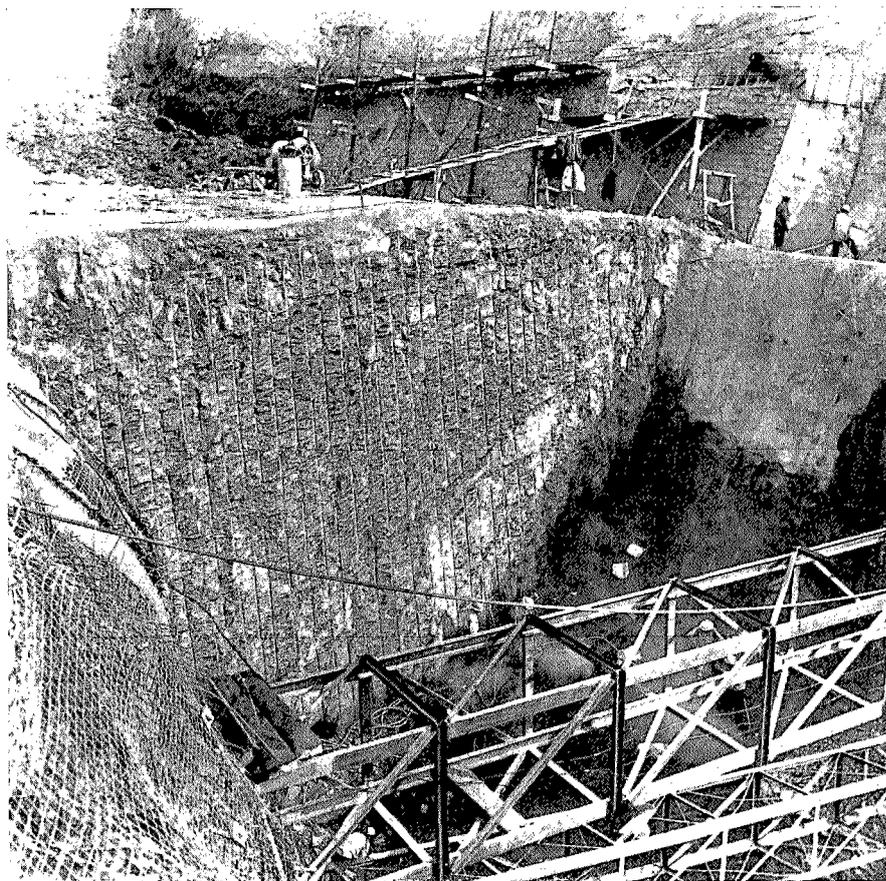


Foto 22.

se evita el desprendimiento de la "primera laja" mediante el "armado" con barras de acero y se elimina la posibilidad de meteorización cubriendo la superficie con una capa de gunita u hormigón proyectado, los resultados son la ejecución de grandes cavernas en roca blanda sin necesidad de entibaciones simultáneas al avance de la excavación. Por otra parte, la capa de gunita si es de algún espesor, produce a su vez un efecto de bóveda nada despreciable.

Precorte. — La técnica del precorte *just-splitting*, que consiste en perforar taladros bastante próximos y de cierto diámetro siguiendo el contorno del perfil de la exca-

Foto núm. 22. — Central de Torrejón. Excavación del canal del Tajo. En la fotografía puede observarse la percepción del corte del terreno (pizarras blandas) ejecutado con taladros de "precorte". Al fondo aparece la pared de roca gunitada.

Photograph No. 22. — Torrejón Powerhouse. Excavation of the channel of Tajo River. En the photograph you can observe the cut of the ground (soft slates) executed by just-splitting. You can see also the wall of gunited rock

vación a más profundidad que la de avance de las pegas. Es frecuente en el extranjero, especialmente en Norteamérica, cuando se trata de rocas duras en macizos rocosos compactos; sin embargo, este procedimiento algo modificado se ha utilizado recientemente con éxito, por primera vez, en rocas blandas, heterogéneas y con litoclasas rellenas de arcilla, como son las pizarras que constituyen el macizo rocoso de la

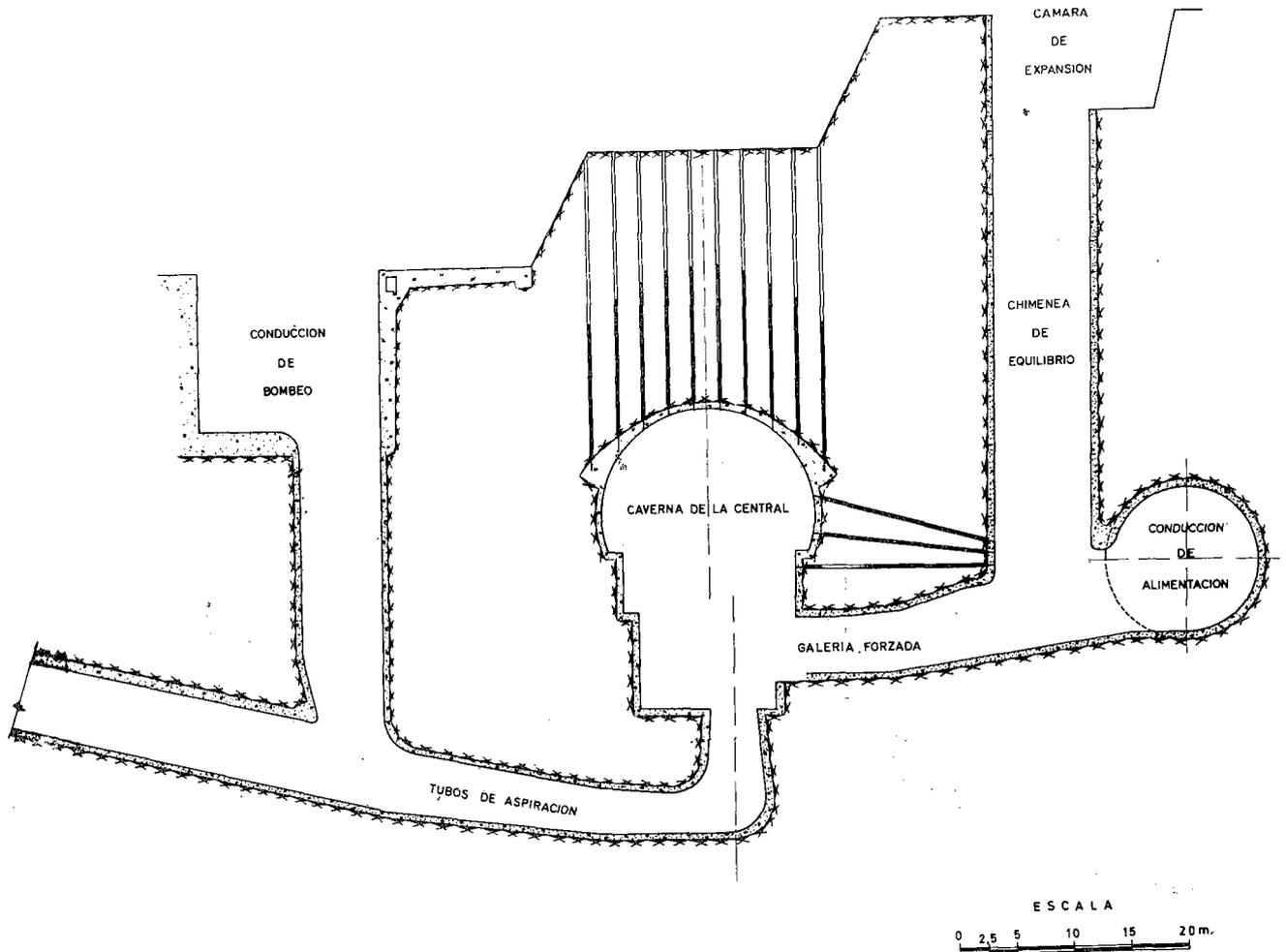


Figura 14.

central del Salto de Torrejón. Para el buen resultado del procedimiento es fundamental que los taladros sean perfectamente paralelos, por lo cual han de realizarse con martillos o perforadoras guiadas; en Torrejón (foto núm. 22) se han realizado con *wagón-drill* o con gradas tipo Coromat sujetas a los andamios de perforación. Generalmente, las longitudes de los taladros de precorte se ha limitado a 16 m. en los taladros verticales o casi verticales, y a 10 m. en los horizontales.

La distancia entre los taladros y la cantidad de explosivo varían según la cali-

Fig. 14. — Sección transversal de la central de Torrejón.

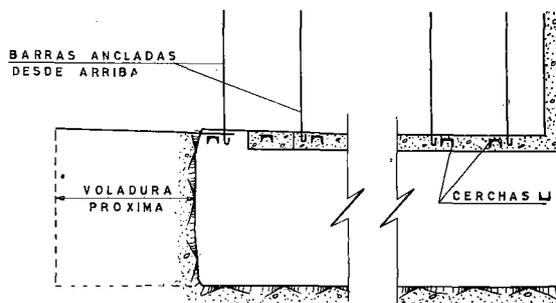
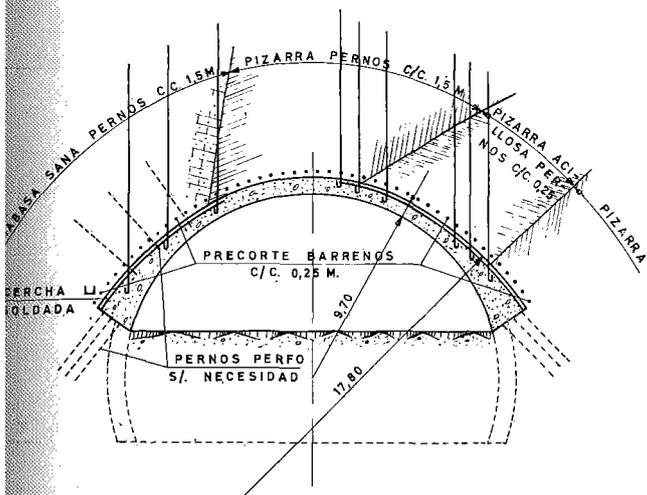
Sketch No. 14. — Torrejón Power plant cross section.

dad de la roca (incluso en un mismo taladro), en función de la dureza de los estratos atravesados en la perforación de los taladros. La disminución de la densidad de carga de explosivos se ha realizado colocando separadores de madera entre los cartuchos de dinamita (fig. 16), en algunos casos hasta 40 cm. de longitud, colocando cordón detonante en toda la longitud del taladro.

Prearmado. — Para conseguir que se mantenga la superficie deseada de la excavación en las voladuras, tanto en su forma como en su posición, lo cual, aparte de reducir al mínimo los sobreanchos del hormigón definitivo, es el mejor medio de

SECCION TRANSVERSAL
(Hormigonada)

SECCION LONGITUDINAL
(Hormigonada)



PLANTA

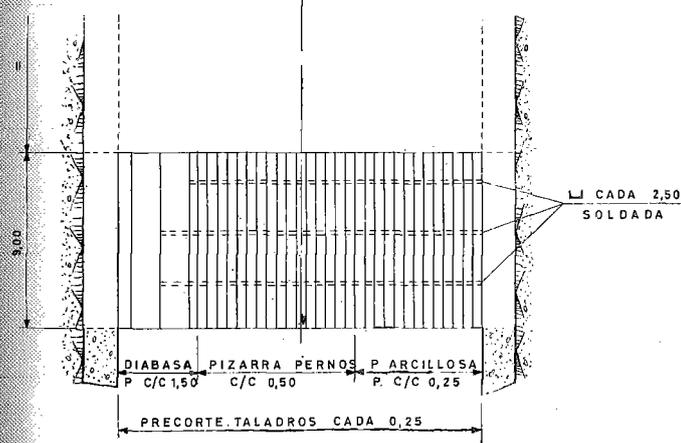


Figura 15.

Fig. 15.—Croquis de la excavación y sostenimiento de la bóveda de la central de Torrejón.

Sketch No. 15.—Torrejón Power plant excavation and support vault scheme.

sostener el terreno cuando no existen empujes disimétricos de consideración. Se ha empleado en Torrejón el "prearmado" con barras de acero de 30 a 40 mm. de diámetro, colocadas en taladros de 57 a 64 mm. de diámetro intercalados entre los taladros de precorte citados en el párrafo anterior. El extremo saliente de las barras se apoya en una cercha metálica, y se realizan las voladuras por tramos cortos hasta dejar unos dos metros de zona prearmada sin excavar.



Foto 23.

Entonces se realiza el precorte y armado del tramo de los 8 a 10 m. siguientes, y se continúan las pegas apoyando las barras del "prearmado" en cerchas metálicas o arcos de hormigón a medida que avanza la excavación.

Por este procedimiento se ha excavado la bóveda de la central de Torrejón (figura 15, fotos núms. 23, 24 y 25), de 22 m. de luz y 8 m. de flecha y unos 90 m. de longitud, y en la que, además, se han colocado anclajes de sostenimiento tipo "perfo" y una capa de gunita reforzada con barras transversales curvas soldadas a las longitudinales del "prearmado". Posteriormente se hormigonó la bóveda definitiva antes de continuar la excavación de la nave principal.

En los cortes verticales o próximos a la vertical, es más conveniente realizar el "prearmado" en un plano más profundo paralelo a la superficie que ha de dejarse

Foto núm. 23. — Salto de Torrejón. Excavación de la bóveda de la central con el sistema de sostenimiento de "precorte armado" y posteriormente reforzado con cerchas transversales curvas y gunitado de la superficie de la roca.

Photograph No. 23. — Torrejón Development. Excavation of the vault of the Powerhouse with the pre-reinforced support system, which has been reinforced with bent trusses. You can see the already gunited rock.

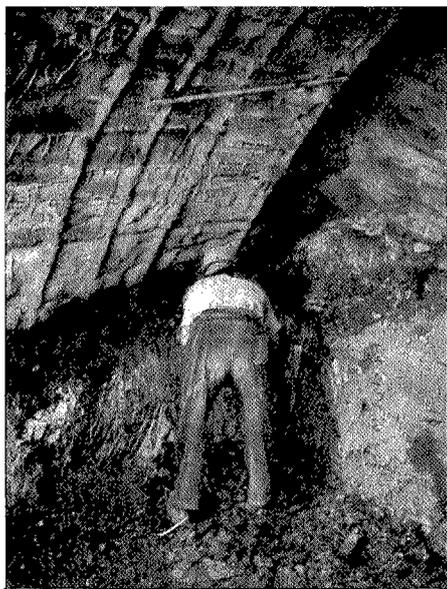


Foto 24.

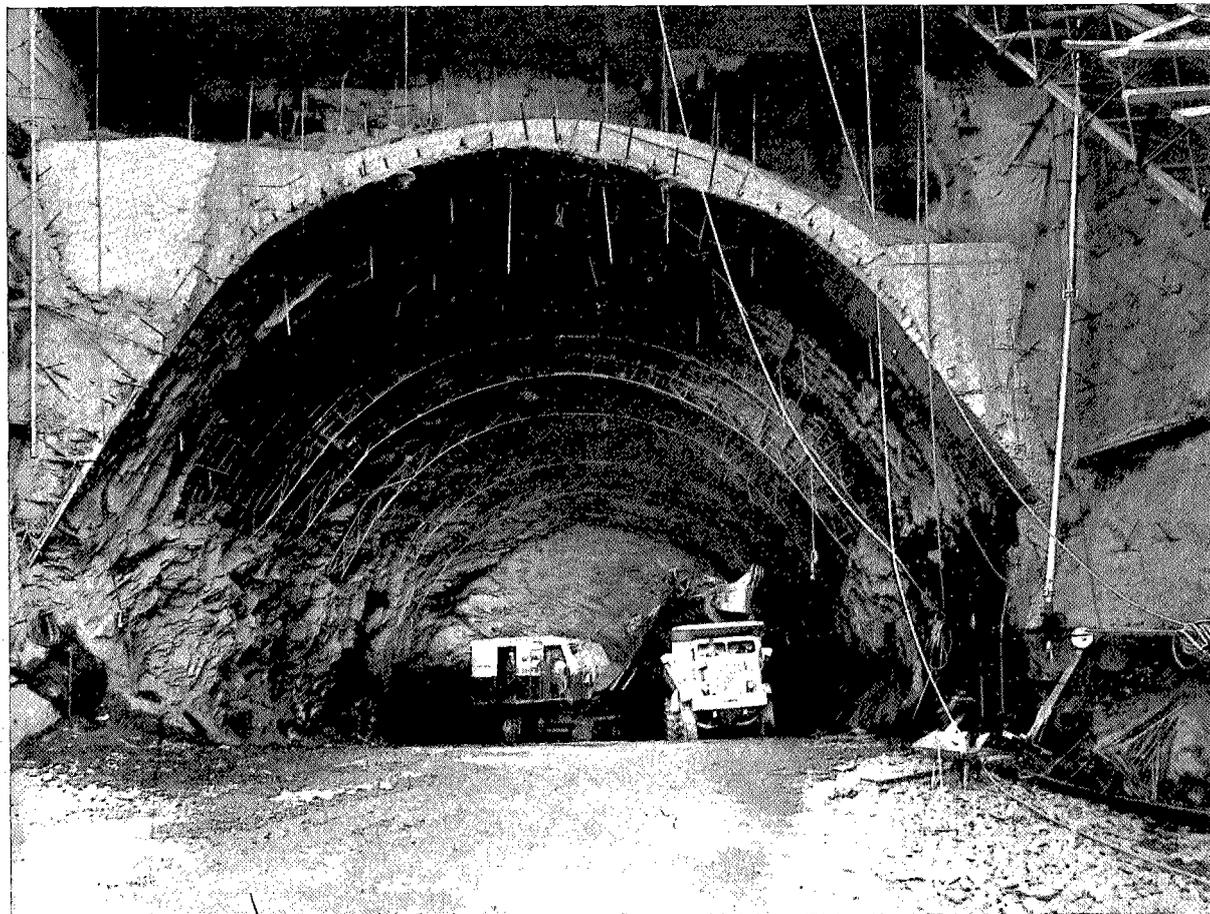


Foto 25.

Foto núm. 24. — Central de Torrejón. Detalle del sostenimiento del techo de la central por el procedimiento de "precorte armado" y posteriormente reforzado transversalmente y gunitado.

Photograph No. 24. — Torrejón Development. Detail of the supporting of the vault of the Powerhouse by the pre-reinforced support system.

Foto núm. 25. — Salto de Torrejón. Excavación del túnel de toma de agua del Tiétar para turbinas. El sistema de sostenimiento es el de "precorte armado".

Photograph No. 25. — Torrejón Development. Excavation of the water intake tunnel with the pre-reinforced support system.

excavada, separado del orden de un metro (fig. 16). Además, es aconsejable colocar anclajes inyectados con mortero o de tipo "perfo" normales a la superficie. De esta manera se han conseguido en Torrejón cortes de excavación de 15 m. de altura perfectamente planos y refinados, siendo la roca, como hemos dicho, una pizarra de calidad muy mediocre, con vetas de arcilla y zonas milonitizadas (foto núm. 22).

Para preservar de la meteorización la roca de las superficies excavadas, se ha procedido a gunitar con o sin malla metálica. Para sostener el conjunto sobre la ca-

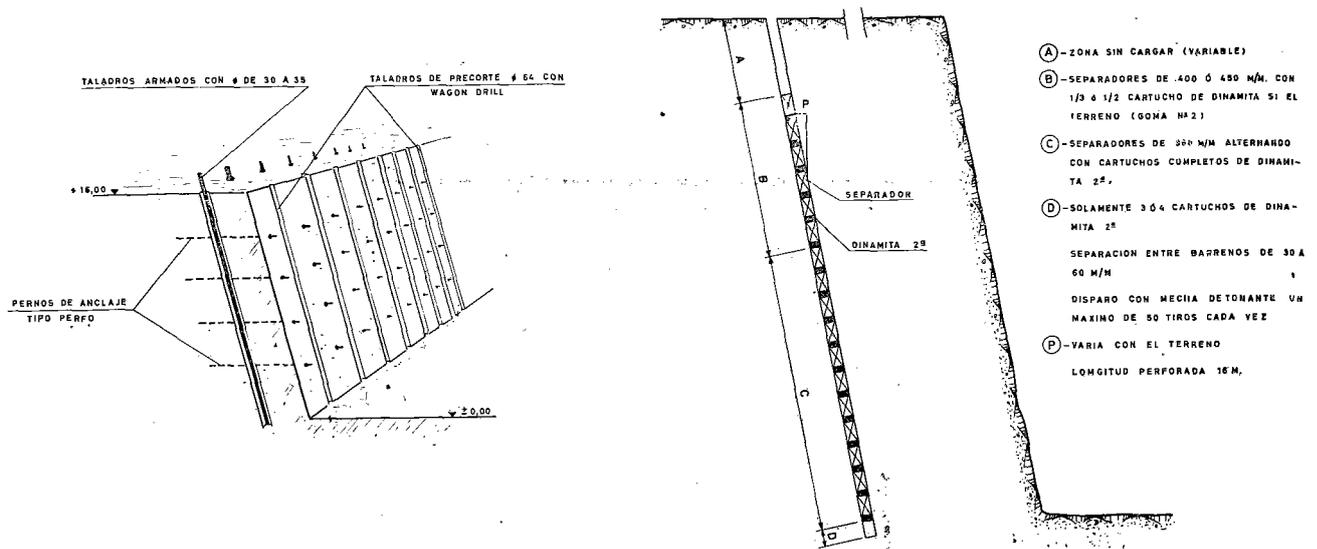


Figura 16.

verna de la central, se han colocado anclajes de gran longitud constituídos por barras de acero alojadas en taladros rellenos de mortero. Esta operación de anclado general del macizo se realizó antes de excavar la bóveda, de forma que las barras de los anclajes fueron apareciendo a medida que avanzaba dicha excavación, según se había previsto, con el fin de sujetar las cerchas metálicas de sostenimiento del "prearmado".

4.7. Hormigonado de las centrales subterráneas.

Los trabajos de hormigonado de las centrales subterráneas es corriente que se solapen en alguna de sus fases con las excavaciones, lo cual no deja de ser una dificultad debido a las interferencias que se producen entre ambos tipos de obra. Las voladuras han de interrumpirse hasta el primer endurecimiento del hormigón, los encofrados se deterioran con la proyección de piedras de las voladuras, etc. A ser posible, se debe evitar el solape de ambos trabajos o por lo menos reducirlo al mínimo.

Es casi regla general que el hormigonado de la bóveda del techo de la central, haya de hormigonarse al finalizar o simultáneamente con la excavación de la corona.

Fig. 16. — Esquema de la ejecución de "precortes" en el salto de Torrejón.
Sketch No. 16. — Torrejón head just splitting scheme.

El resto del hormigonado cuando la central se ha excavado en terreno bueno, se puede iniciar una vez terminadas las excavaciones de la nave principal. 9

Los procedimientos utilizados en nuestro país en algunas centrales, han consistido en fabricar el hormigón en una instalación de hormigoneras situadas en el exterior y transportar el hormigón en mezcladores o agitadores sobre camión hasta el

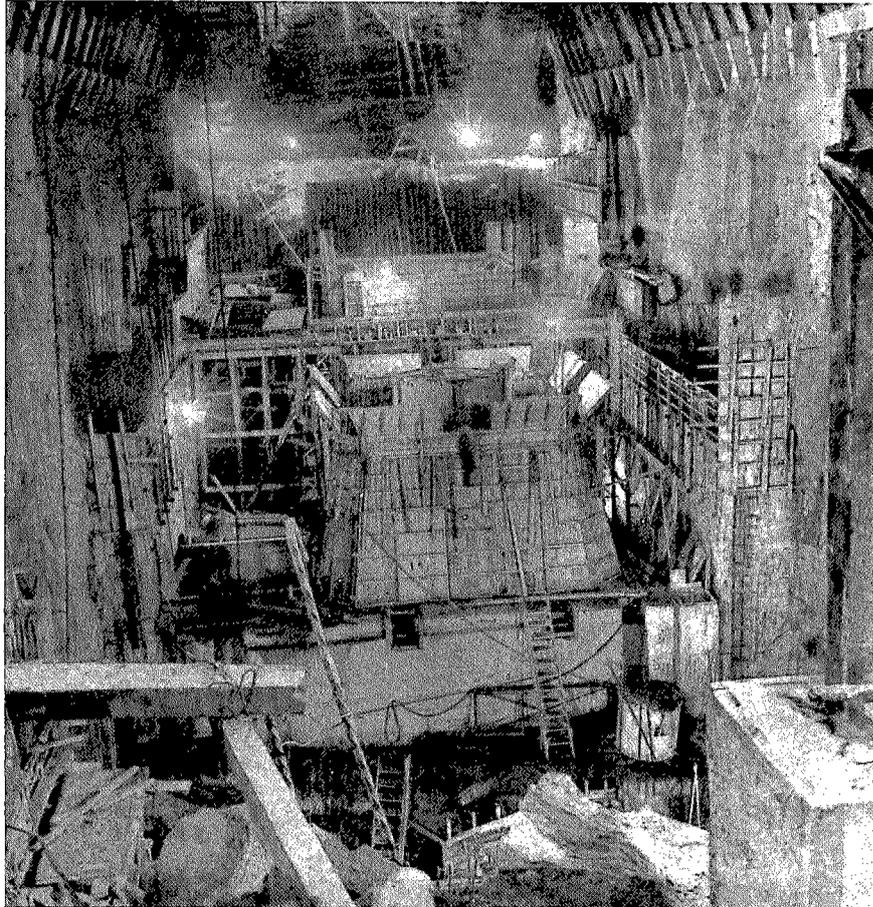


Foto 26.

interior de la nave principal. La distribución o transporte a los tajos de esta nave, se ha realizado frecuentemente con bombas de hormigón, y en la central de Puente Bibey (fotos núms. 26 y 27) utilizando el puente grúa auxiliar de montaje de 10 Tm., sobre las vigas definitivas del puente grúa principal, hormigonadas sobre ménsulas metálicas ancladas a las paredes de la excavación, antes de terminada la excavación de los cimientos. Como dijimos anteriormente, las vigas del puente grúa fueron comprimidas contra la pared rocosa por medio de anclajes de 80 Tm.

La ventaja de poder utilizar una grúa potente que domine todos los tajos de hormigonado de la nave central no es preciso demostrarla, aparte de que se evita el

Foto núm. 26.—Central de Puente Bibey en fase de hormigonado de los grupos.

Photograph No. 26.—Puente Bibey Power station. Concreting the foundation of the generating sets.

pie forzado de la limitación del tamaño máximo del árido a 40 ó 50 mm. que requieran las bombas de hormigón.

No entramos en detalles de tecnología de hormigones, pues no es tema específico de obras subterráneas y por no alargar más el presente artículo.

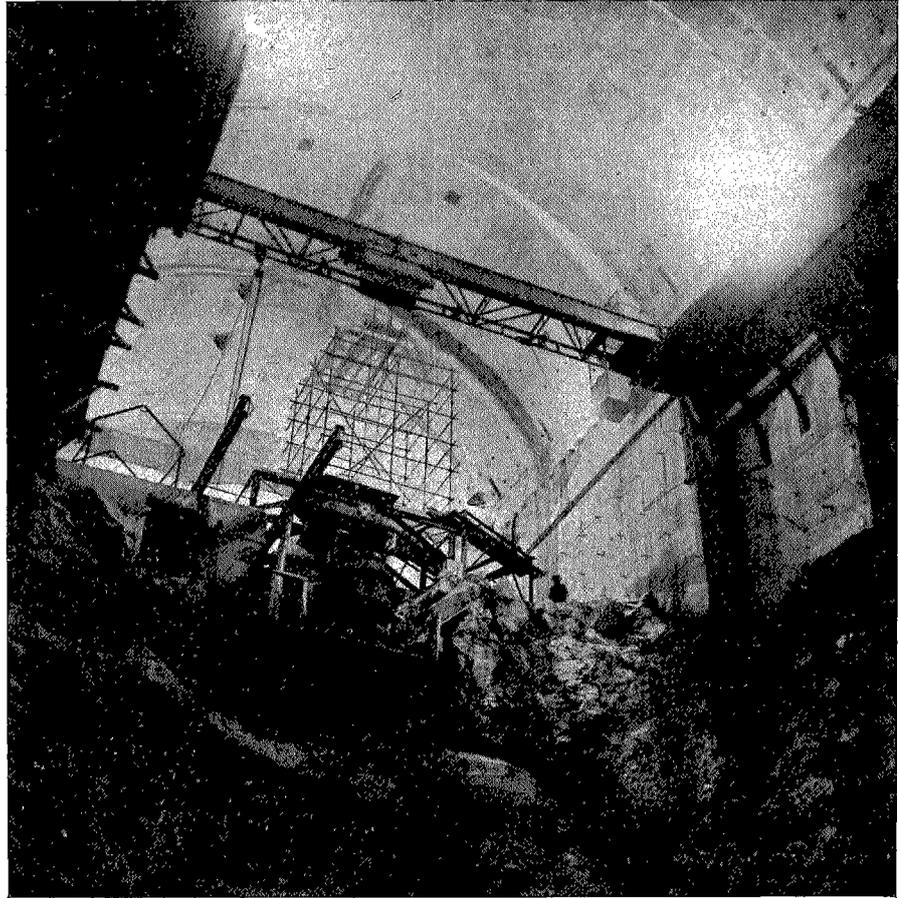


Foto 27.

CONCLUSIÓN.

Damos las gracias a todos los compañeros que han tenido la amabilidad de facilitarnos la información de su valiosa experiencia en la construcción de obras hidroeléctricas subterráneas, en especial a los de las empresas Hidroeléctrica Española, Sociedad Anónima; Iberduero, S. A.; Hidroeléctrica Moncabril, S. A.; Obras Subterráneas, S. A.; y a la empresa Widmark-Platzer. Y rogamos al lector disculpe el abuso que en este escrito hemos hecho de nuestra experiencia personal de las obras de Saltos del Sil, S. A.

Foto núm. 27.—Hormigonado de la central de Puente Bibey con el puente-grúa auxiliar de montaje de 10 Tm., utilizando un cubo de blondín de 2 m.³. El hormigón transportado en mezcladora de 2 m.³ sobre el camión, era vaciado a una tolva de espera y carga del cubo.

Photograph No. 27.—Concreting of the Puente Bibey Powerhouse with the auxiliary bridge crane of 10 T using a cableway bucket of 2 m.³. The concrete had been transported in a cement mixer truck and was emptied into a tank, and from there it was transported by the cableway bucket.