

CRITERIOS UTILIZADOS EN EL PROYECTO DE IMPORTANTES PRESAS BOVEDA RECIENTEMENTE ESTUDIADAS

Ing. I. S. T. J. SERAFIM

Ing. C. C. P. F. SAENZ

Ing. I. S. T. M. DA COSTA

1. INTRODUCCION

El progreso que se viene observando en el dominio de las presas bóvedas, no solamente en el cálculo estructural, muy facilitado hoy por el empleo sistemático de los computadores electrónicos y los estudios de mecánica de las rocas, sino también en las nuevas técnicas constructivas, hace que se imponga cada vez más este tipo de presa por su gran ventaja estructural y económica, incluso en valles anchos o de cimentaciones de peor calidad. Corroborra este aserto el porcentaje cada vez mayor de presas bóvedas construidas con más de 150 m. de altura, que es, como se puede apreciar en el Registro Mundial de la Comisión Internacional, muy superior al de cualquier otro tipo de presa.

Respecto a la seguridad, está hoy suficientemente comprobada su capacidad resistente con relación a los otros tipos de presas de hormigón y en casos de sobrecargas catastróficas (caso de Vajont), ésta ha sido plenamente puesta a prueba. En lo que se refiere a la economía, el mayor coste resultante de la mejor calidad del hormigón y su puesta en obra, coste que puede disminuir con el avance de las técnicas constructivas, está sobradamente compensado con el ahorro del volumen total empleado, sobre todo si se permiten tensiones más elevadas, de acuerdo con aquella calidad.

El tema, de la seguridad y economía de los diferentes tipos de presas de hormigón, ha sido varias veces debatido en los congresos internacionales de grandes presas, y hacemos especial referencia al quinto donde el asunto fue ampliamente tratado en la cuestión número 17, en el que las conclusiones finales, si bien quedaron perfectamente claras sobre el aspecto económico, en lo referente a la seguridad no han sido tan taxativas. Sin embargo, los ponentes estuvieron todos de acuerdo en que la bóveda es el tipo de presa que presenta mayor seguridad bajo las sobrecargas actuantes, particularmente las debidas a la presión hidrostática y a los cambios de temperatura.

De acuerdo con las ponencias presentadas y con el resultado de las discusiones llevadas a cabo, se concluyó que no se puede, ni se debe, formular una doctrina universal sobre el tipo de obra a ejecutar, y que competirá al proyectista, que ha de tener un perfecto conocimiento de las ventajas o inconvenientes de los distintos tipos

de presas, exponer la solución que mejor se adapte a las circunstancias de cada caso [1].

El criterio a seguir en la elección de determinado tipo de presa deberá fundamentarse primeramente en las características topográficas y geológicas de la cerrada, cuyo reconocimiento debe ser lo más completo posible. Tras un estudio geológico general, y efectuado un primer tanteo de las soluciones posibles, ha de procederse a los trabajos de reconocimiento del terreno como sondeos, galerías, zanjas, etc., acompañados de los ensayos de permeabilidades y estudios geomecánicos correspondientes. Una vez conocidos los resultados de estos reconocimientos y los de los ensayos de los materiales disponibles, es cuando, a partir de los trazados previos de los distintos tipos de solución, se procede al estudio técnico-económico comparativo de dichas soluciones con vista a la elección del tipo más conveniente.

Siguiendo este criterio se han realizado los estudios previos de las presas de El Vellón [2], El Atazar (fig. 1.^a), para el Canal de Isabel II; Montanejos, para la Confederación Hidrográfica del Júcar y Jánovas para Iberduero, S. A. De estos estudios previos resulta para cada uno de ellos, como solución más ventajosa, la presa bóveda.

Las presas bóvedas, a las que nos referiremos a lo largo de este artículo, por considerar que son las obras más importantes, y aquellas en cuyos proyectos la colaboración de CONSULPRESA fue más efectiva, son las que se presentan en el cuadro adjunto, donde también se indican sus características principales (fig. 2.^a):

En el presente artículo se describe el procedimiento seguido en el desarrollo de todos estos proyectos, en su aspecto estructural. No se hace referencia al proyecto de los órganos de desagüe y demás elementos hidráulicos, pues si bien en todos los casos han dado lugar a un prolijo estudio, en ninguno de ellos han sido determinantes del tipo de solución elegida. A este respecto conviene señalar que muchas veces la presa bóveda facilita la resolución de tales problemas hidráulicos, así como los de la derivación provisional.

2. CRITERIOS DE PROYECTO.

El proyecto de presas bóvedas, como el de cualquier otro tipo de estructura, se rige por unos principios generales que responden a cuatro exigencias fundamentales: funcionalismo, economía, seguridad y estética. Puede

NOMBRE	RIO	CONCESIONARIO	Altura	Volumen de hormigón — m. ³	Relación cuerda altura	Espesor en la base de la ménsula central	Espesor en coronación	Estado
El Vellón	Guadalix.	Canal de Isabel II.	50	50 000	2,8	9,20	2,65	C
El Atazar	Lozoya.	Canal de Isabel II.	130	700 000	2,7	36,70	6,00	EC
Gran Suarna	Navia.	Hidroeléct. del Cantábrico, S. A.						
		Electra de Viesgo, S. A.	150	600 000	2,5	26,55	5,00	P
Montanejos	Mijares.	Conf. Hidrográfica del Júcar.	180	400 000	1,1	19,15	4,50	P
Jánovas	Ara.	Iberduero, S. A.	120	360 000	2,1	15,50	4,00	A
Las Portas	Camba.	Salto del Sil, S. A.	150	700 000	3,0	26,30	5,50	A

C, construida; EC, en construcción; P, proyecto; A, anteproyecto.

afirmarse que estas condiciones se implican unas a otras de tal manera, que la solución óptima de cada caso, desde el punto de vista del cumplimiento perfecto de las

necesidades funcionales de la estructura, cumplirá seguramente las demás condiciones. Los criterios prácticos de proyecto buscan el cumplimiento de estas normas ge-

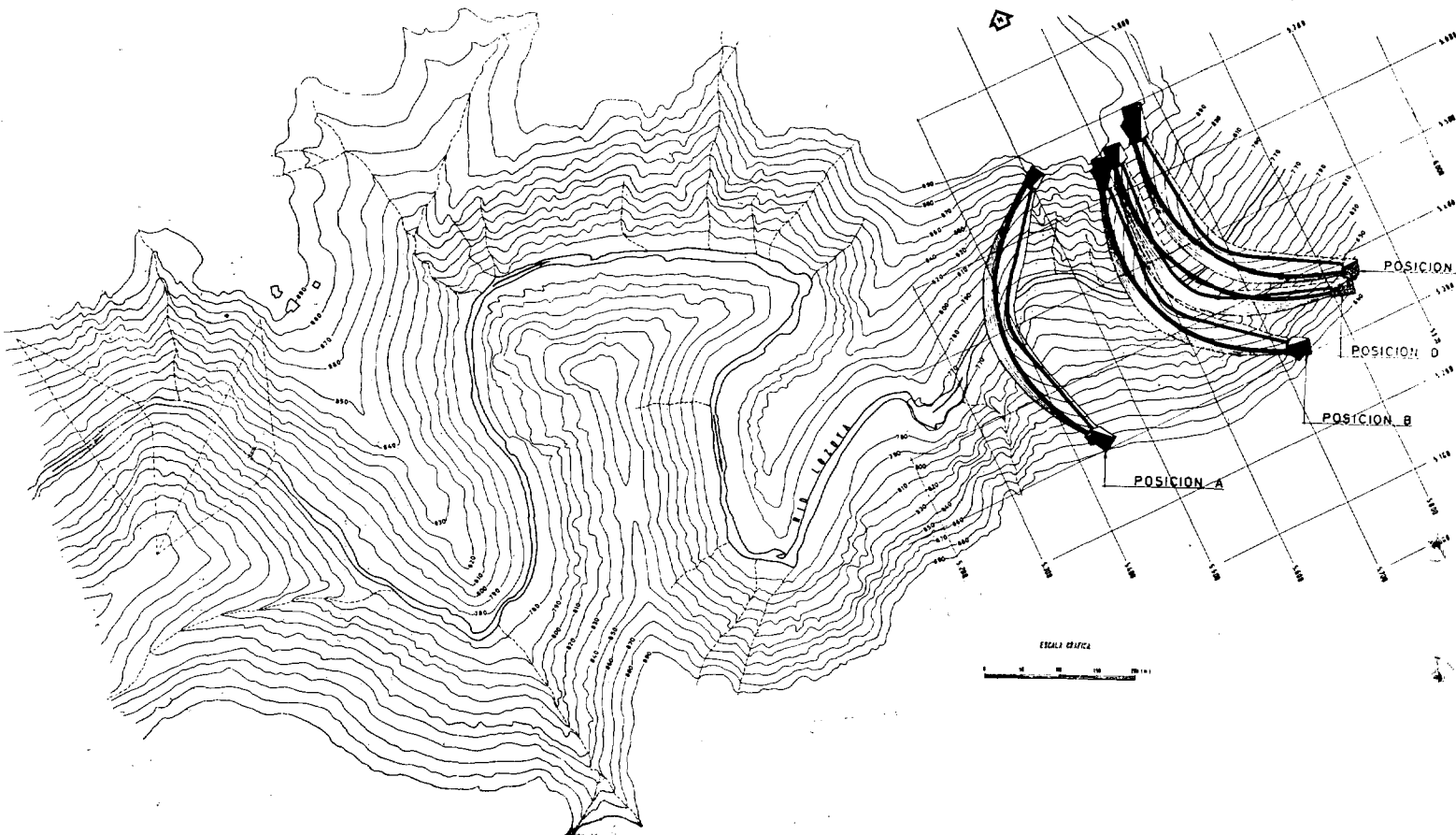


Fig. 1.^a— El Atazar. Estudios previos.
(Preliminary studies).

nerales basándose en los datos previos de los materiales disponibles, en los de la geología y la topografía de la roca preexistente, y en las características que se prevean o anticipen para la construcción.

Es criterio básico de proyecto conseguir el aprovechamiento óptimo del material, es decir, el mayor volumen posible del hormigón debe trabajar al más alto porcentaje de la tensión máxima establecida.

Los estudios e investigaciones realizadas sobre los

Como ejemplos típicos pueden citarse las de Montanejos y El Vellón, dos presas bóvedas en que se ha buscado a ultranza la forma ideal de la estructura. En la primera, con 180 m. de altura, se ha conseguido colocar un elevado porcentaje de volumen de hormigón trabajando a tensiones superiores al 70 por 100 de la tensión máxima, en cambio en la segunda, de 50 m. de altura, la condición de tracciones nulas ha obligado a no alcanzar compresiones mayores de 30 Kg. cm.⁻², y en la

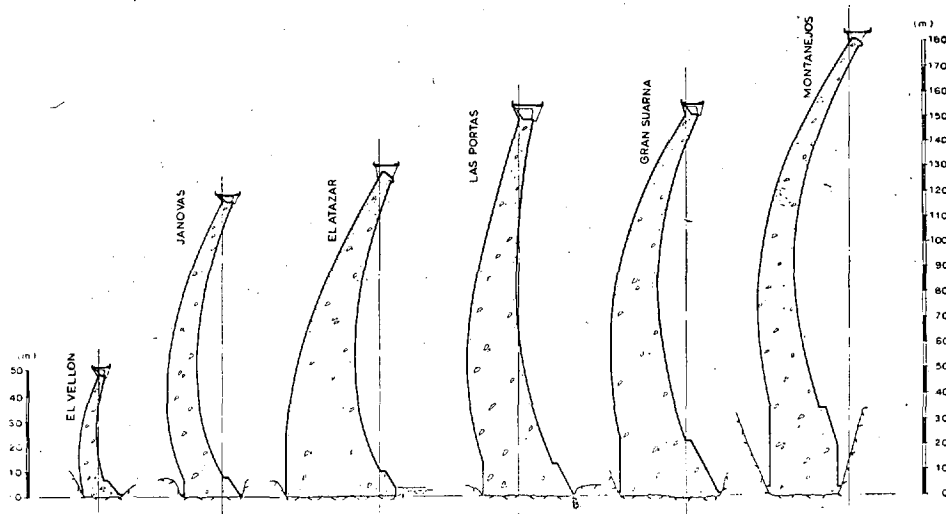


Fig. 2.^a — Perfiles centrales de las presas bóveda referidas en este artículo.
(Central profiles of the arch dams referred to in this article).

métodos de cálculo, sobre el control del comportamiento de la estructura y sus cimentaciones y sobre composiciones y fabricación, técnicas de control y puesta en obra de los hormigones, son elementos valiosos de que dispone el proyectista para poder fijar una tensión máxima de trabajo del material, superior a los valores hoy admitidos, sin que la estructura se vea afectada en su seguridad. Esta tensión máxima, en la práctica, suele fijarse entre los 70 y 80 Kg. cm.⁻² a compresión, pero creemos, por las razones expuestas, que se pueden admitir cifras superiores a los 100 Kg. cm.⁻². En ocasiones existen razones técnicas o constructivas para no ir a valores elevados, y en otras, estos valores se rechazan por deseos expresos de la administración.

El cumplimiento de esta regla sólo puede satisfacerse para presas de alturas superiores a los 100 m.; para alturas inferiores la necesidad de mantener bajas las tracciones sea a embalse vacío, sea con la obra a plena carga, obliga a espesores muy superiores a los necesarios para el buen aprovechamiento del hormigón a compresión. Esta idea conduce por sí sola al campo del hormigón pretensado, cuyas posibilidades distan de haber llegado a su máximo desarrollo y cuya mayor aplicación se encontraría en bóvedas de alturas medias, del orden de los 40 m. [3].

mayor parte de la obra no se alcanza el 70 por 100 de esta cifra.

Este criterio supone la búsqueda de la forma óptima y del volumen mínimo, pero es claro que no podría cumplirse plenamente más que en el caso de existir una sollicitación única. En realidad, la presa está sometida a un número tan complejo de sollicitaciones variables: peso propio en todos los estados de construcción, pérdida de calor de fraguado, cambios térmicos e higroscópicos, nivel de embalse variable, subpresiones, efectos sísmicos, asentos diferidos y diferenciales de apoyos, etc., que el problema carece de solución exacta. Todo ello obliga al proyectista a poseer, además de un amplio conocimiento de las teorías de la elasticidad, de la resistencia de los materiales y de la reología de materiales y rocas, una gran experiencia, cierta intuición e incluso arte.

Es verdad que se dispone de algunos medios mecánicos sencillos para determinar la mejor forma de una presa bóveda, bajo determinadas condiciones, como es, por ejemplo, el método de la membrana. Podría buscarse la solución mediante un computador potente que minimizase la función volumen para múltiples bóvedas definidas y calculadas automáticamente por él, a partir de determinadas órdenes previas relativas a espesores,

curvaturas y tensiones admisibles; a este último perfeccionamiento aún no se ha llegado, si bien estamos convencidos que la creciente utilización de los "plotters" nos conducirá por ese camino.

Juzgamos, de todos modos, que para conseguir la mejor forma de una bóveda es necesario actuar sobre los dos puntos siguientes: doble curvatura convenientemente establecida y a ser posible simetría de inserción sobre el terreno.

La curvatura, en la horizontal, se establece buscando centrar la línea de presiones de las distintas secciones horizontales de la bóveda (arcos) supuestas independientes. En principio se pensó dar a los arcos de las presas una forma circular, ya que el antifunicular de las presiones radiales uniformes sobre un arco de círculo, es también un arco circular. Sin embargo, para que sea así, es condición necesaria que el arco al deformarse se mantenga paralelo a sí mismo, lo que no se verifica, toda vez que no puede deslizar sobre los otros, ni sus apoyos tienen rodillos que permitan mantener sus reacciones siempre tangenciales a la directriz. Por un lado, el cálculo de una bóveda indica que las cargas sobre los arcos disminuyen hacia los arranques especialmente en los arcos superiores; por otro lado, los ensayos en modelo reducido indican que las tensiones medias, y, por

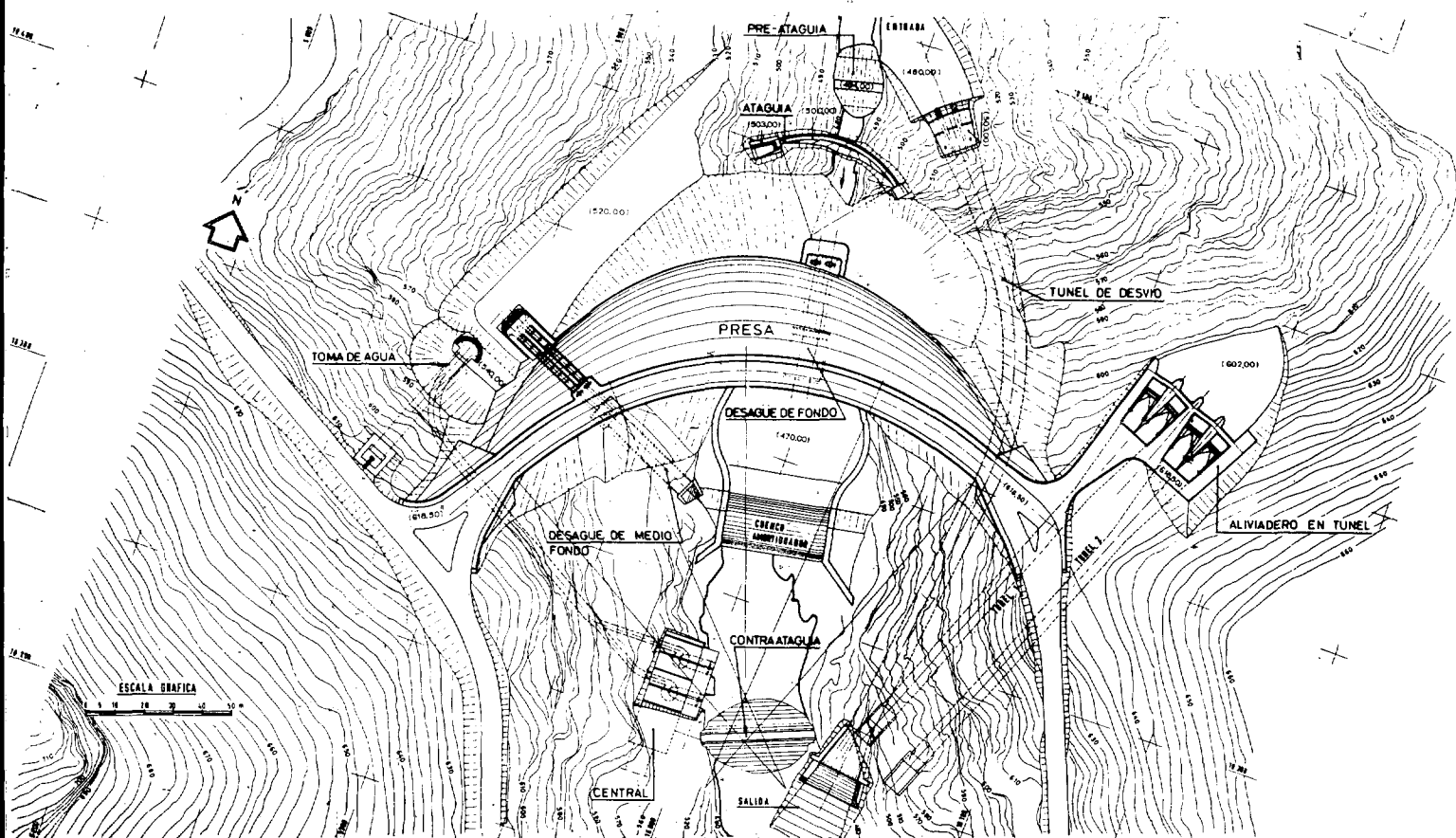
tanto, los empujes en los arcos, disminuyen también hacia los arranques, y que a veces, el desplazamiento radial en los riñones es hacia aguas arriba. Todo lo cual significa que los arcos de presa tienen una menor distribución de cargas desde los riñones a los arranques que desde allí hasta la clave. Se concluye que las líneas funiculares de las cargas no son círculos y que, por tanto, la mejor forma de los arcos no es la circular de centro único.

Distintos estudios llevados a efecto sobre membranas condujeron a formas en que la curvatura disminuía progresivamente de la clave a los arranques. Definidas estas curvas analfiticamente se ha verificado que los desvíos encontrados entre la curva óptima y una curva formada por arcos de tres centros con radios mayores para las zonas laterales, son perfectamente despreciables en relación con las dimensiones reales del arco. El valor máximo del desvío es inferior a 50 centímetros para radios del orden de los 270 metros.

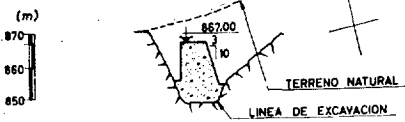
Dadas las manifiestas ventajas de una definición analítica más simple y de la mayor facilidad de trazado se prefieren, desde hace más de diez años, los arcos de tres centros para definición de las secciones horizontales de la bóveda.

En la dirección vertical la curvatura tiene por finai-

Fig. 3.^a — Montanejos. Planta general. (General plant).



SECCION POR B-B (a)



NOTA: EN EL PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA, EL ZOCALO SE DEFINE CON LINEAS DE NIVEL TANGENTES AL FINAL DE LOS ARCOS CORRESPONDIENTES, HASTA ENCONTRAR EL TERRENO, O LOS ESTRIBOS

COORDENADAS DE LOS CENTROS

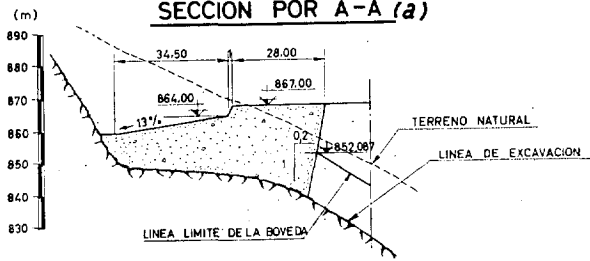
PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA
 $a_m = 0,207266 \times 10^{-4} Z^2 - 0,602859 \times 10^{-4} Z$
 $b_m = 110,000$

PARAMENTO DE AGUAS ABAJO
 $a_j = 0,849250 \times 10^{-4} Z^2 - 0,398960 \times 10^{-4} Z$
 $b_j = 0,939771 \times 10^{-7} Z^2 + 1,569728 Z$

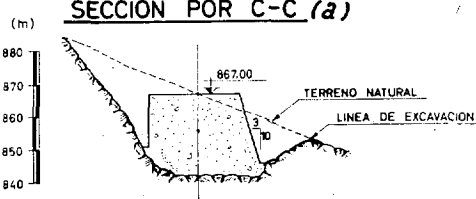
CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA BOVEDA

COTAS	Z (m)	e (m)	ϕ_c (Grados centesim)	PARAMENTO AGUAS ARRIBA					PARAMENTO AGUAS ABAJO					
				a_m (m)	b_m (m)	c^R_m (m)	E^R_m (m)	j (m)	a_j (m)	b_j (m)	c^R_j (m)	E^R_j (m)	x_s (m)	y_s (m)
867,000	0	6,000	26,0	0,000	110,000	190,000	300,000	-6,000	0,000	110,0	184,000	294,000	165,932	105,194
860,000	7	7,371	"	3,773	8,056	185,715	295,715	-3,598	10,928	105,1	175,474	280,574	165,871	103,202
850,000	17	9,259	"	8,981	19,695	179,286	289,286	-0,278	26,224	98,1	163,498	261,598	162,800	102,654
840,000	27	11,156	"	13,932	31,204	172,728	282,728	2,776	40,958	91,1	151,818	242,918	160,800	101,423
830,000	37	13,150	"	18,570	42,336	166,234	276,234	5,420	54,932	84,1	140,488	224,588	158,800	101,927
820,000	47	15,302	"	22,835	52,890	159,945	269,945	7,533	67,973	77,1	129,560	206,660	156,800	101,107
810,000	57	17,665	"	26,666	62,711	153,956	263,956	9,001	79,928	70,1	119,073	189,173	154,800	100,852
800,000	67	20,266	"	29,994	71,694	148,300	258,300	9,729	90,664	63,1	109,065	172,165	152,800	100,891
790,000	77	23,123	"	32,744	79,790	142,954	252,954	9,621	100,067	56,1	99,554	155,654	150,800	100,544
780,000	87	26,225	"	34,841	86,992	137,849	247,849	8,616	108,045	49,1	90,571	139,671	148,800	100,206
770,000	97	29,553	"	36,202	93,348	132,853	242,853	6,649	114,526	42,1	82,123	124,223	146,793	100,748
760,000	107	33,064	"	36,738	98,954	127,784	237,784	3,674	119,457	35,1	74,217	109,317	144,600	100,594
750,000	117	36,700	"	36,380	103,954	122,406	232,406	-0,340	122,807	28,1	66,853	94,953	0,000	189,660

SECCION POR A-A (a)



SECCION POR C-C (a)



NOTACIONES

- Z - PROFUNDIDAD CON RELACION A LA COTA 867,00
- O - ORIGEN
- e - ESPESOR EN EL PERFIL CENTRAL
- m - PROYECCION AGUAS ARRIBA EN EL PERFIL CENTRAL
- a - DISTANCIA DEL ORIGEN A LOS CENTROS DE LA ZONA CENTRAL
- b - DISTANCIA DE LOS CENTROS DE LA ZONA CENTRAL A LOS CENTROS DE LA ZONA DE LOS ESTRIBOS
- R - RADIO DE LOS ARCOS
- ϕ - SEMI-ABERTURA DE LA ZONA CENTRAL
- j - PROYECCION AGUAS ABAJO EN EL PERFIL CENTRAL
- x_s, y_s - COORDENADAS DE INTERSECCION DE LOS ARCOS CON EL ZOCALO O CON LOS ESTRIBOS

DEFINICION DEL PERFIL CENTRAL

ESPESOR
 $e = -0,746154 \times 10^{-7} Z^4 + 0,206358 \times 10^{-5} Z^3 - 0,866501 \times 10^{-4} Z^2 + 0,200804 Z + 6,00$

PROYECCION DE AGUAS ARRIBA
 $m = -0,194530 \times 10^{-7} Z^4 - 0,733760 \times 10^{-5} Z^3 - 0,881747 \times 10^{-4} Z^2 + 0,545532 Z$

PROYECCION DE AGUAS ABAJO
 $j = m - e$

PROYECCION DEL LIMITE DE LA BOVEDA AGUAS ABAJO
 PARA $89,6 \geq Z \geq 14,913$
 $x = 183,200 - 1,2 Z$

PARA $117,0 \geq Z \geq 89,6$
 $x = \sqrt{118,216^2 (Z + 1,216)}$

PARA $0,0 \leq Z \leq 14,913$
 Definido por el estribo 1/0,2

DIBUJOS A CONSULTAR

DEFINICION EN PLANTA..... 11

DEFINICION DE LAS FORMAS DEL PERFIL CENTRAL

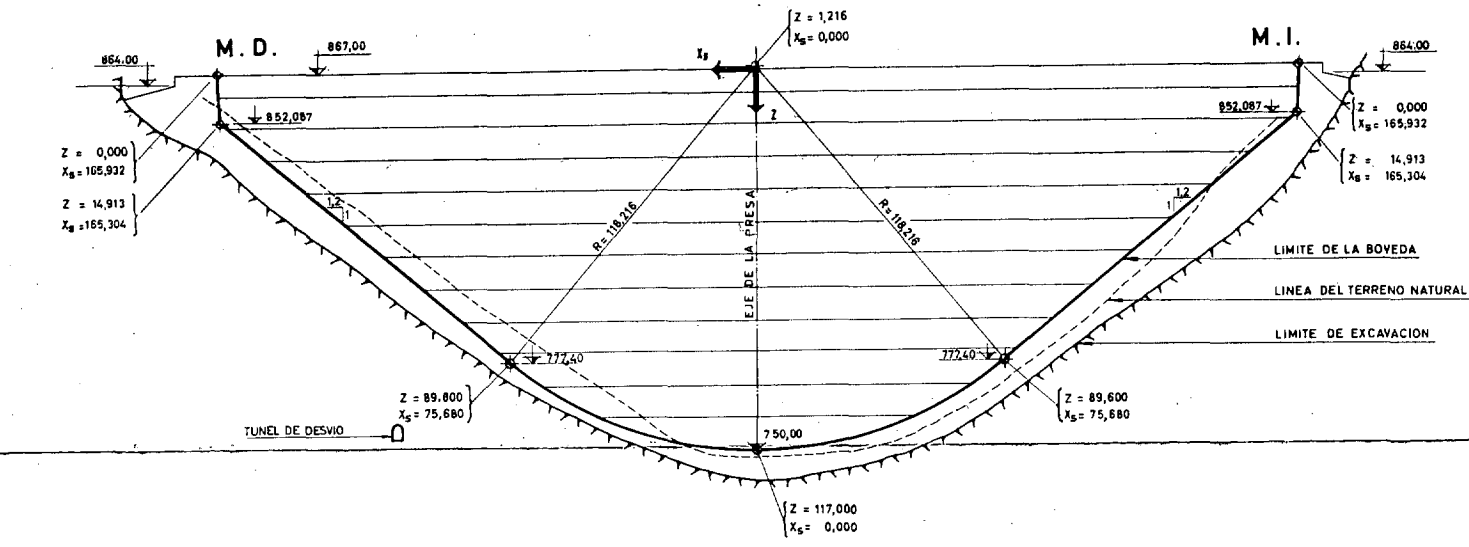


Fig. 4.º - El Atazar. Definición de formas. Planta, alzado y perfil central (El Atazar. Definition of forms. Plan, front view, and central profile).

dad descentrar la línea de presiones del peso propio, de manera que en las distintas secciones horizontales se tenga un estado de tensión vertical, que sumado al de la presión hidrostática resulte fundamentalmente de compresión.

En cuanto a la simetría de inserción en el terreno, la finalidad buscada es de conseguir un mejor funcionamiento estructural de la bóveda, consiguiendo tensiones lo más uniformes posible y evitando la concentración de tensiones en el entorno de las singularidades geométricas producidas en una inserción natural. Esta simetría se obtiene muchas veces con pequeño aumento de excavaciones y mediante la construcción de un zócalo de mayores espesores que la bóveda, en el cual se empotra ésta directamente.

Por otra parte, establecidas las profundidades de excavación necesarias y las cargas máximas admisibles por esta cimentación, que generalmente serán inferiores a las transmitidas por la bóveda, surge la necesidad de adecuar unas a otras, lo que también conduce de un modo natural al zócalo, elemento de transición cuyas menores necesidades de resistencia que la bóveda están conformes, además, con las peores calidades que se obtienen durante las primeras etapas del hormigonado.

Si la primera condición se refiere a las cargas en el hormigón, la segunda viene impuesta por la consideración de la topografía, y de la geometría de las superficies de fracturación de la roca, y se refiere a los ángulos de inserción de la presa en el terreno. Los ángulos totales de los distintos arcos de la presa han de ser los mínimos compatibles con las tensiones admisibles en dichos arcos. Se consigue, así, inclinar la resultante de los empujes horizontales hacia adentro de la montaña; efecto que, junto con la componente vertical de la presión hidrostática conseguida con el desplome de la parte superior de la bóveda, contribuye a la estabilidad de las laderas. Así, pues, ha de proscribirse la vieja regla de Jakobsen que aconsejaba presas con ángulos de 147°. Todas las bóvedas proyectadas recientemente tienen sus máximos ángulos totales alrededor del ángulo recto. Dichos valores alcanzan, por ejemplo, 112° en Gran Suarna, 107° en El Atazar y el Vellón y 106° en Montanejos (figs. 3.^a y 4.^a).

El simple cumplimiento de estos criterios conduce, como hemos visto, de un modo natural a la morfología de la presa bóveda. El perfil de las ménsulas que se desploman inicialmente hacia aguas arriba y después hacia aguas abajo, para conseguir compresiones fuertes en el pie de aguas arriba; la curvatura de los arcos, creciente desde los arranques a la clave; el espesor de los mismos, que aumenta hacia los arranques; la existencia del zócalo y de los estribos, vienen impuestos por la búsqueda de formas que con volúmenes de hormigón mínimos transmitan al terreno empujes moderados y con la mejor incidencia posible. La geometrización de estas formas por medio de curvas de definición rigurosa y fácil construcción, procurando la simetría y armonía del conjunto, con-

duce a soluciones en que se consiguen las cuatro exigencias fundamentales anteriormente establecidas.

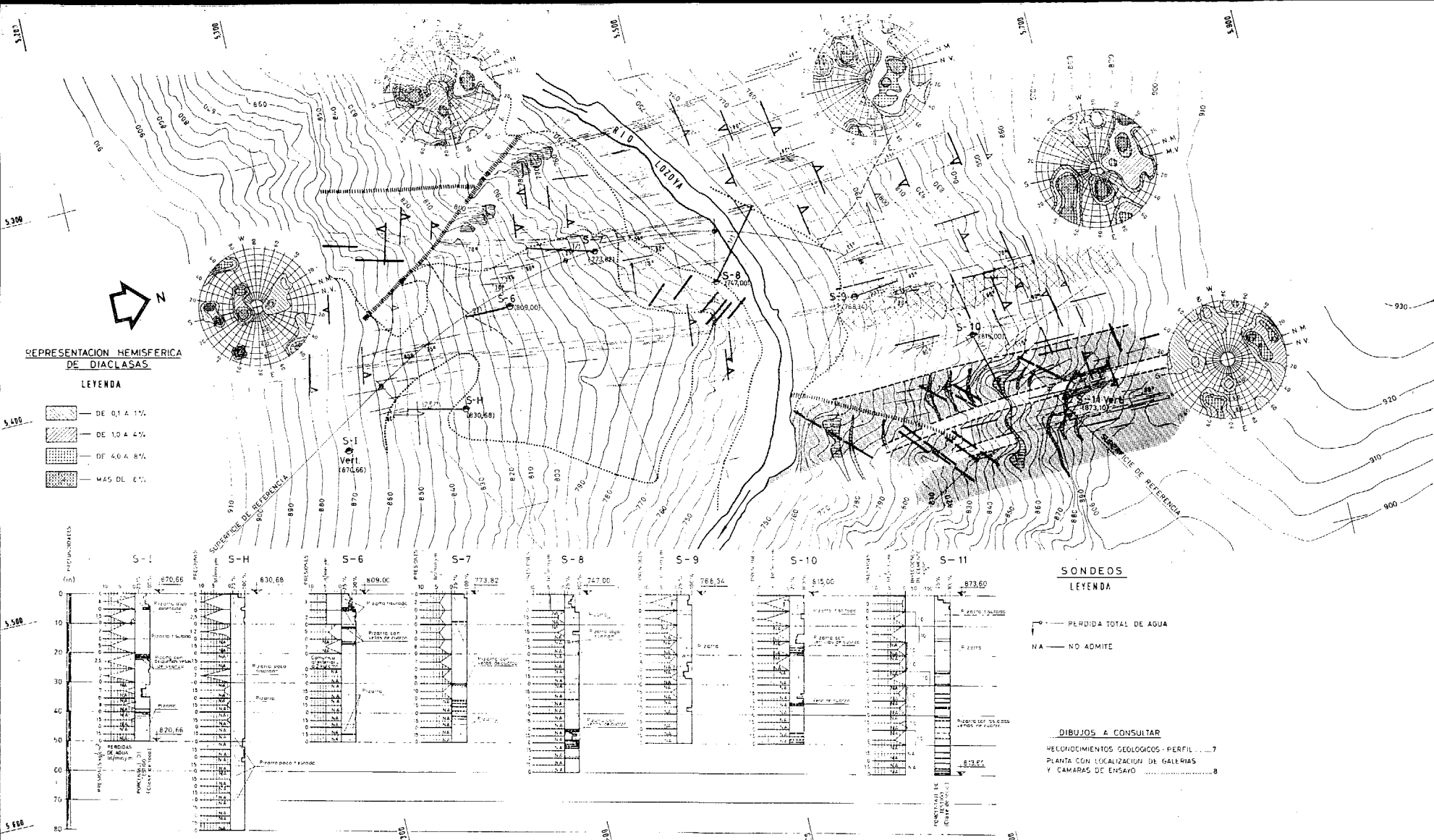
3. LAS CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS EN RELACION CON EL PROYECTO

La geología del terreno determina profundamente la implantación de la presa y la forma de la misma, como se ha referido. La presa bóveda requiere estribar en terrenos que resistan los esfuerzos transmitidos por sus arcos. Se debe, por tanto, procurar apoyarla inmediatamente aguas arriba de dos crestones resistentes. Además, los crestones resistentes suelen proporcionar la posición topográficamente más ventajosa (fig. 5.^a). Desde el punto de vista de la impermeabilidad es necesario que el pie de aguas arriba de la presa apoye sobre terrenos impermeables, o lo más cerca posible de ellos para reducir el coste de la pantalla. Tanto en los terrenos primarios como en los posteriores son frecuentes las alternancias de capas duras con otras más blandas y arcillosas; debe entonces encomendarse la resistencia de los empujes a las primeras y la impermeabilidad a las segundas.

Pueden citarse, como ejemplos típicos, las presas en proyecto de Las Portas (fig. 6.^a) y Jánovas, de que son concesionarias Salto del Sil e Iberduero, respectivamente; ambas con estratificación transversal al valle, de buzamiento subvertical. Las alternancias, que en un caso son de pizarras cuarzosas con pizarras ampliticas y en el otro de margas y calizas eocenas, dan lugar a una topografía peculiar de callejones ligeramente curvados en planta, que predispone naturalmente al cierre del valle por una bóveda apoyada en los crestones duros. En el caso de Jánovas, además, las exigencias de impermeabilidad determinan la posición de la presa siguiendo el contacto con las margas.

Una vez efectuados los primeros reconocimientos geológicos y elegida *a priori* la posición más indicada de la presa, procede efectuar la limpieza de las laderas, quitando la vegetación y la tierra superficial y dejando visible la roca (fig. 7.^a). Cuando se ha dibujado una primera solución de presa, es muy ventajoso replantear con cal su intersección con las laderas, para facilitar el examen sobre el terreno de los distintos accidentes, fracturas y cambios de calidad de la roca que puedan interesar a la estructura. Una vez croquizadas éstas sobre planos de detalle y para llegar a su perfecta geometrización, es necesario el reconocimiento del terreno en profundidad por medio de sondeos y galerías.

Se proyectan unos y otras de forma que los sondeos complementen la información más directa facilitada por las galerías. Los sondeos han de ser lo más ortogonal posible a los sistemas de diaclasas y cortar el mayor número de paquetes rocosos. Las galerías siguen preferentemente las fallas o fracturas importantes, así como los contactos entre estratos diferentes. Han de servir los primeros para efectuar pruebas de permeabilidad e inyec-



PLANTA GEOLOGICA

LEYENDA

- FALLAS
- LIMITES PARA LA REPRESENTACION ESTEREOGRAFICA DE DIACLASAS
- ORIENTACION DE LA ESQUISTOSIDAD
- ORIENTACION E INCLINACION DE LAS PRINCIPALES DIACLASAS
- UBICACION DE LAS DIACLASAS MAS IMPORTANTES DEL SISTEMA E-W INCLINADO AL NORTE
- UBICACION DE LAS DIACLASAS MAS IMPORTANTES VERTICALES
- BANCOS DE PIZARAS LAMINADAS DEL GOTHLANDIENSE
- BANCOS MAS DUROS
- BANCOS MAS TRITURADOS CON INYECCIONES DE CUARZO
- DERRUBIOS

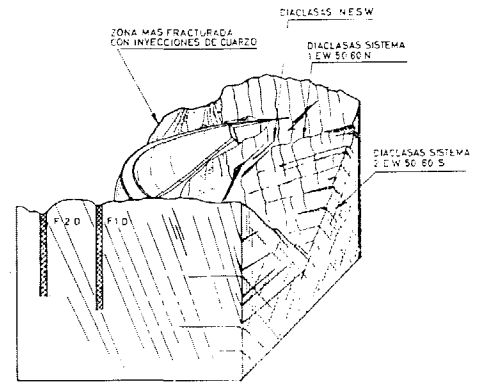


Fig. 5.ª — El Atazar. Reconocimientos geológicos. Planta (El Atazar. Geological explorations. Plan).

ción, y las segundas para emplazar las cámaras de los ensayos de deformabilidad o corte [4].

Los ensayos de deformabilidad (fig. 8.^a) deben dar una idea lo más completa posible del módulo de elasticidad medio del macizo rocoso a la profundidad de la cimentación. Han de ensayarse todas las zonas que presenten características diferentes, evitando siempre la influencia de los accidentes localizados.

Los ensayos de corte (fig. 9.^a) se emplazarán en las zonas que hayan de soportar las cargas más fuertes, o cuyas condiciones de seguridad aparezcan como más precarias, y se dispondrán principalmente según las diaclasas, contactos o superficies que por su debilidad o su orientación desfavorable respecto a los empujes presenten mayores posibilidades de deslizamiento. Su número debe ser suficiente para obtener los valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento que se apliquen al cálculo de estabilidad de las laderas [5].

Como criterio alcanzarán los sondeos profundidades equivalentes a un determinado porcentaje de la carga hidrostática y las galerías deben llegar, por lo menos, a la superficie de excavación o también hacerse más profundas de modo que luego queden incorporadas al sistema de drenaje de la presa. Es conveniente complementar estas exploraciones por medio de geofísica que informe acerca del estado general de decompresión del

macizo rocoso e interpole la información obtenida por los métodos directos.

Los estudios geológicos se prolongan durante la primera fase de las obras para completar el conocimiento de la roca a medida que progresan las excavaciones (figura 10).

4. SECUENCIA DE ANTEPROYECTOS Y PROYECTOS

Fijada una posición de la presa, simultáneamente con los reconocimientos del terreno descritos se inician los primeros trazados de la bóveda. Sobre un perfil transversal del valle, siguiendo la superficie media de la posible cimentación, se dibuja el alzado de la bóveda, que se procura sea simétrico y reduzca al mínimo el volumen del zócalo. Este cubrirá la zona de excavación necesaria y las irregularidades del terreno.

A partir de las cuerdas de la bóveda, a cada altura se hace un tanteo de los radios medios necesarios, de acuerdo con el criterio expuesto de alcanzar unos ángulos totales alrededor de los 100° o inferiores. Entonces, y por medio de fórmulas aproximadas, pueden fijarse los espesores en clave correspondientes a cada altura. Como criterio, se dimensionan los arcos como independientes, trabajando a tensiones medias del orden de las máximas admisibles. Se procede después a definir

Fig. 6.^a—Las Portas. Cerrada con la implantación de la presa sobre el terreno.

(Las Portas. Valley and implantation of the dam on the terrain).





Fig. 7.^a — Gran Suarna. Limpieza de laderas.
(Gran Suarna. Cleaning of canyon's slope).

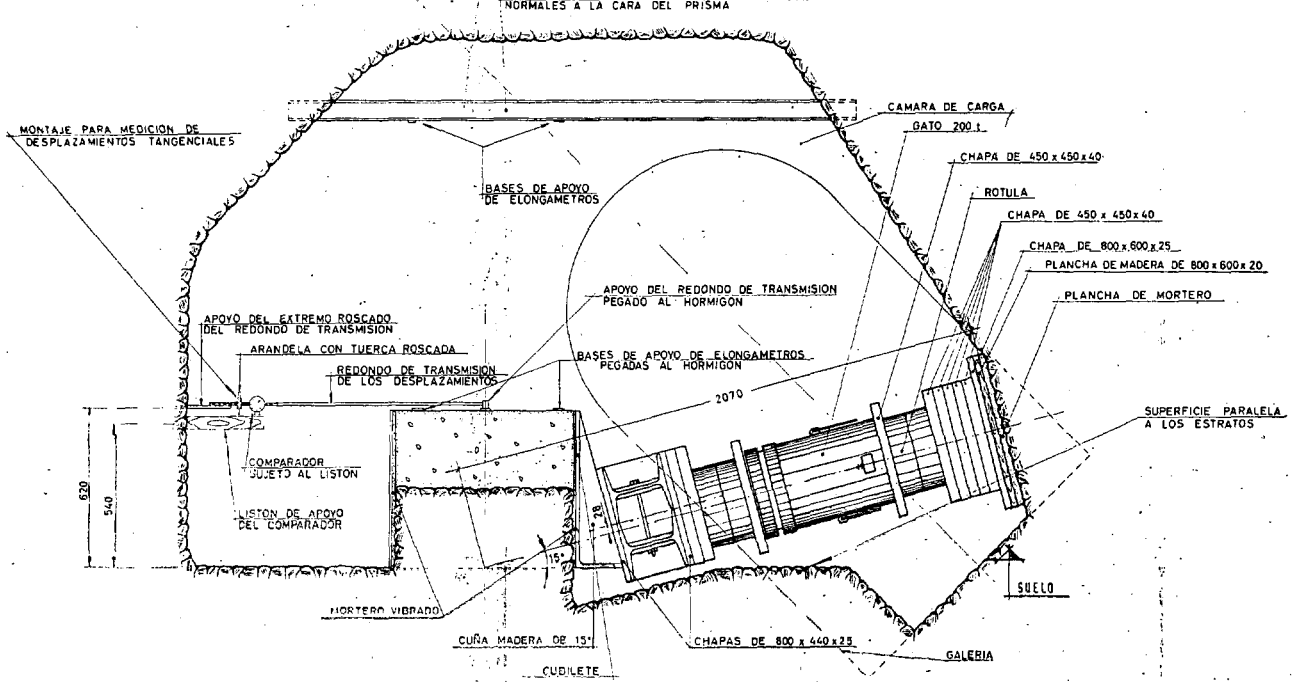
la ménsula central, cuyo mayor o menor desplome se decide en función de las características de la cerrada, y teniendo en cuenta que se han de obtener las mayores compresiones posibles en el pie de aguas arriba en que las tracciones alcancen valores inadmisibles, a embalse vacío.

Obtenidos perfil y alzado, el dibujo de la presa en planta depende del criterio del proyectista en utilizar los varios parámetros que entran en juego, como son los ángulos y los radios, centrales y laterales, tanto de aguas arriba como de aguas abajo, que varían dentro de determinados límites. Se trata de encontrar una bóveda cuya intersección con el zócalo en planta sea continua y sencilla, cuyos arcos tengan las relaciones convenientes entre los espesores y curvaturas de clave y arranques, y

Fig. 8.^a — Gran Suarna. Ensayos de deformabilidad.
(Gran Suarna. Deformability tests).



MONTAJE DE MEDICION PARA DESPLAZAMIENTOS
NORMALES A LA CARA DEL PRISMA



↑ Fig. 9.ª — Las Portas y Jánovas. Esquema de un ensayo de corte.
(Las Portas and Jánovas. Scheme of a shear test).

Fig. 10. — El Atazar. Excavaciones.
(El Atazar. Excavations). ↓



cuyas ménsulas tengan desplomes estructural y constructivamente admisibles (figs. 3.^a y 4.^a).

El cálculo de los trazados previos se realiza mediante el ajuste de los desplazamientos radiales debidos a la presión hidrostática, en todos los puntos de cruce de una malla de arcos y ménsulas previamente elegidos. Se utiliza para ello una serie de programas de cálculo electrónico, tales que cada uno utiliza como datos los resultados de los anteriores. A partir de las ecuaciones analíticas de diversos parámetros que definen la ménsula central y la variación de los radios, se van obteniendo sucesivamente las características geométricas de los arcos y ménsulas de cálculo, las deformaciones en todos los puntos debidas a cargas radiales unitarias, la distribución de la carga hidrostática entre arcos y ménsulas y, por último, las tensiones finales debidas al peso propio, presión hidrostática y subpresión.

Es importante la adecuada elección de la malla de cálculo, pero está demostrado que una malla muy tupida no presenta ventajas sobre otra de pocos elementos convenientemente situados. Para la presa de El Atazar se hicieron los cálculos de ajuste radial, uno con 4 arcos y 7 ménsulas y otro con 11 y 19 ménsulas, y los resultados fueron perfectamente concordantes a excepción de una faja en las proximidades del zócalo.

A menos que la zona de la cerrada presente especiales características climatológicas, sísmicas o de cualquier otro tipo, no se introducen en estos cálculos previos los efectos de temperatura, ni los empujes debidos a terremotos, hielos, etc.

En bóvedas de escasa curvatura vertical se supone que el peso propio actúa exclusivamente sobre las ménsulas; en cambio, cuando la presa presenta un gran desplome hacia aguas abajo, es necesario considerar su aspecto tridimensional entre arcos y ménsulas. Para ello, y prescindiendo de la zona baja, en que el peso propio produce deformaciones hacia aguas arriba, se divide la presa en franjas horizontales correspondientes a distintas fases de construcción y se realiza el ajuste de las deformaciones radiales introducidas por cada nueva capa de hormigón, en la estructura ya construida. Se tiene en cuenta para ello la variación del módulo de elasticidad del hormigón en el tiempo, de acuerdo con el programa de construcción previsible. Ante la imposibilidad de reproducir en el cálculo cada tongada de hormigón, se suelen considerar fases correspondientes solamente a unos cuantos arcos de cálculo, con lo que las matrices de flexibilidad resultan submatrices de la matriz de la estructura completa.

Las tensiones debidas a la temperatura se calculan para las condiciones más desfavorables, que generalmente corresponden al enfriamiento de la estructura. Se parte para las condiciones más desfavorables, que generalmente las proximidades de la cerrada y de las variaciones de nivel previsible, a lo largo del año, en función del futuro régimen de explotación del embalse y se llega así a establecer el decremento de temperatura en cada arco por debajo de la temperatura de inyección de las juntas. A

partir de estos valores y mediante el ajuste de las deformaciones producidas por incrementos unitarios se obtienen las tensiones debidas a temperatura [6].

En ninguna de las presas citadas ha sido necesario tomar en consideración los efectos sísmicos. Su cálculo, para un seísmo de determinada densidad espectral de aceleración, se podría realizar por medio de análisis de las frecuencias de vibración de la estructura, a partir de su matriz de flexibilidad [7].

Una vez se ha llegado a un trazado aceptable, de acuerdo con los cálculos descritos, se procede a su ensayo en modelo reducido con el fin de comprobar el estado tensional de la estructura (fig. 11). Los valores experimentales son comparados con los obtenidos en el cálculo, comparación que permite mantener o modificar la forma en el sentido conveniente para conseguir el trabajo estructural más apropiado para la presa. Estos modelos deben reproducir lo mejor posible las condiciones naturales del terreno de cimentación debiendo construirse con materiales cuyas características mecánicas mantengan las mismas relaciones que en el prototipo.

Cuando la importancia de la presa lo requiere se procede también a su cálculo final por medio de un completo ajuste de los desplazamientos radiales, tangenciales y torsionales. El volumen del sistema de ecuaciones hace preciso el empleo de computadores potentes y de gran capacidad de memoria. De todos modos, el proceso

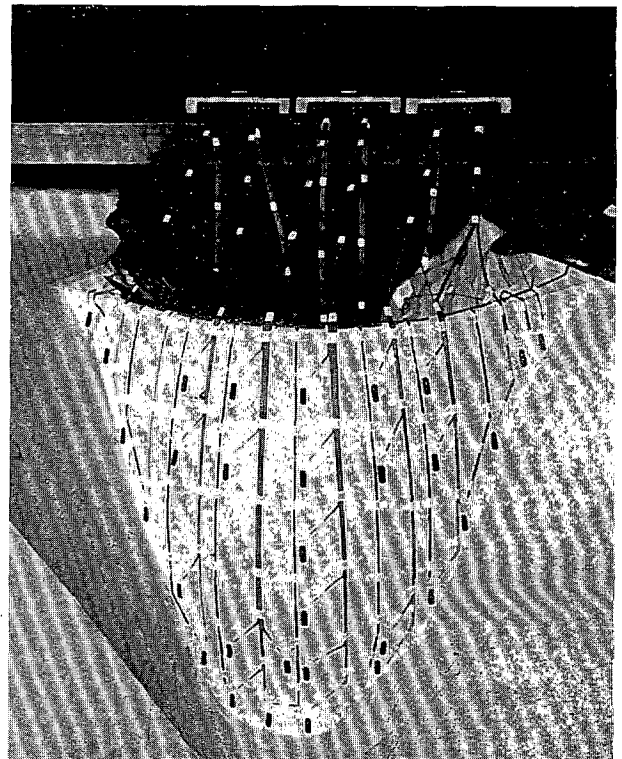


Fig. 11. — Presa de Montanejos. Determinación de tensiones en el modelo. (Montanejos dam. Determination of stresses in the model).

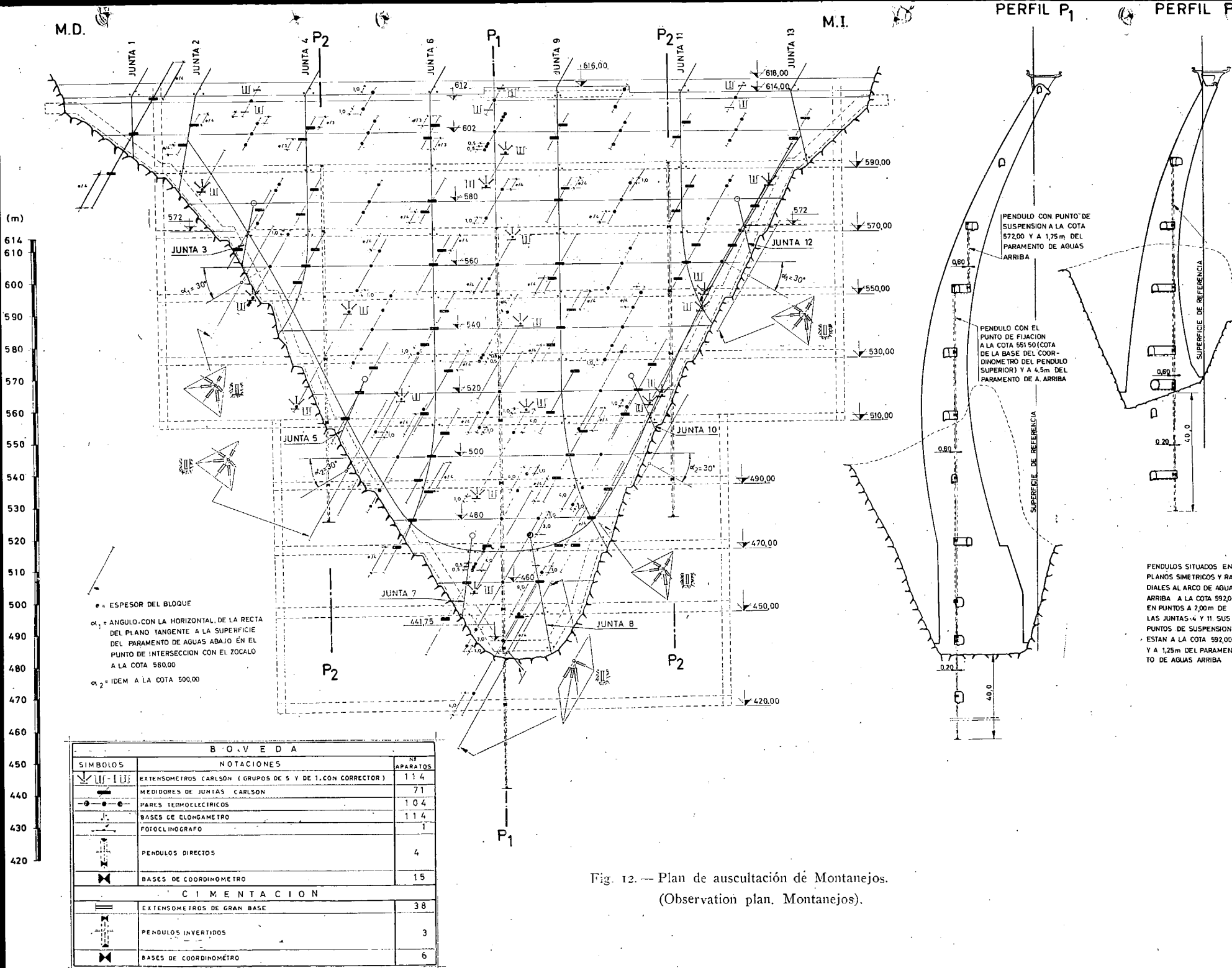


Fig. 12. — Plan de auscultación de Montanejos.
(Observation plan, Montanejos).

BOVEDA		
SÍMBOLOS	NOTACIONES	Nº APARATOS
	EXTENSOMETROS CARLSON (GRUPOS DE 5 Y DE 1. CON CORRECTOR)	114
	MEDIDORES DE JUNTAS CARLSON	71
	PAIRES TERMOELECTRICOS	104
	BASES DE CLONGANETRO	114
	FOTOCINGRAFO	1
	PENDULOS DIRECTOS	4
	BASES DE COORDINOMETRO	15
CIMENTACION		
	EXTENSOMETROS DE GRAN BASE	38
	PENDULOS INVERTIDOS	3
	BASES DE COORDINOMETRO	6

• = ESPESOR DEL BLOQUE
 α_1 = ANGULO CON LA HORIZONTAL DE LA RECTA DEL PLANO TANGENTE A LA SUPERFICIE DEL PARAMENTO DE AGUAS ABAJO EN EL PUNTO DE INTERSECCION CON EL ZOCALO A LA COTA 560.00
 α_2 = IDEM A LA COTA 500.00

PENDULO CON PUNTO DE SUSPENSION A LA COTA 572.00 Y A 1.75m DEL PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA

PENDULO CON EL PUNTO DE FIJACION A LA COTA 551.50 (COTA DE LA BASE DEL COORDINOMETRO DEL PENDULO SUPERIOR) Y A 4.5m DEL PARAMENTO DE A. ARRIBA

SUPERFICIE DE REFERENCIA

PENDULOS SITUADOS EN PLANOS SIMETRICOS Y RADIALES AL ARCO DE AGUA ARRIBA A LA COTA 592.00 EN PUNTOS A 2.00m DE LAS JUNTAS 4 Y 11 SUS PUNTOS DE SUSPENSION ESTAN A LA COTA 592.00 Y A 1.25m DEL PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA

de cálculo no difiere del descrito para el ajuste radial.

Los ensayos en modelo reducido y los cálculos finales no introducirán, normalmente, sino modificaciones de segundo orden en la forma de la estructura, por lo que su realización puede simultanearse con la redacción del resto del proyecto. Así pues, dada la rapidez con que se realizan los trazados y cálculos previos, puede definirse la forma de presa adecuada a una cerrada, y por lo tanto cubicarla y estimar su coste, en el plazo de muy pocos días. Entre los estudios del proyecto que merecen especial atención cabe destacar la definición de juntas de contracción, galerías de inspección y drenaje, sistemas de inyección, tratamiento de las cimentaciones, plan de auscultación (fig. 12), etc.

5. COMPARACION DE MODELOS Y CALCULOS

Para cada una de las presas señaladas, a excepción de Las Portas y Jánovas aún en estudios de anteproyecto, se han hecho ensayos estructurales en modelos reducidos. Estos ensayos han sido realizados, para las presas de El Vellón, El Atazar y Montanejos, en el Laboratorio Nacional de Engenharia Civil de Lisboa, LNEC; y para la presa de Gran Suarna en el Laboratorio Central de Materiales de Construcción de Madrid.

En la figura 13 se presentan los valores de las tensiones obtenidas en el cálculo por simple ajuste radial y en el ensayo en modelo, para la presa de El Vellón bajo las solicitaciones de peso propio y presión hidrostática. Se puede comprobar que los valores determinados experimentalmente son, tanto para los arcos como para las ménsulas, generalmente más bajos en ambos parámetros, notándose las mayores diferencias en los arcos y en el paramento de aguas arriba.

La figura 14 muestra los resultados obtenidos para las tensiones en la presa de El Atazar, por ajuste radial, triajuste y ensayo en modelo, respectivamente, bajo las solicitaciones de peso propio y presión hidrostática. Análogamente se puede comprobar lo antes señalado para la presa de El Vellón y además confirmado en el cálculo con triajuste.

Realmente, en esta presa, debido al mayor número de puntos calculados y ensayados, y a los valores más altos de las tensiones, es más fácil constatar la menor magnitud de los valores experimentales, con excepción de las compresiones junto al zócalo en el paramento de aguas abajo, que son ligeramente más elevadas.

En la figura 15 se indican las tensiones determinadas, respectivamente, por el cálculo con ajuste radial y triajuste, y por el ensayo en modelo, para la presa de Montanejos. En esta presa, a causa de ser muy pequeño el número de puntos ensayados, se hace difícil establecer una comparación entre los distintos estados tensionales de la bóveda. Sin embargo, de los valores comparables resulta, de una manera general y a semejanza de los casos anteriores, en el modelo, valores inferiores para los arcos y ménsulas en el paramento de aguas arriba, pero en el paramento de aguas abajo sensiblemente mayores. Las diferencias en la parte inferior de la bóveda por el efecto

del zócalo en el cauce son bastante importantes. Así, se produce el cambio del diagrama de tensiones en el punto más bajo de la bóveda, por el hecho de que en el cálculo no se ha tomado ese efecto en consideración, aumentando de esta forma el empotramiento de la ménsula central.

En la figura 16 se presentan los resultados observados en la presa de Gran Suarna, también para un simple ajuste radial, triajuste y ensayo en modelo, respectivamente, y para el mismo estado de solicitaciones: acción simultánea del peso propio y presión hidrostática. En este caso algo semejante se puede observar, pero como aún no se dispone de la totalidad de los valores ensayados, por estarse realizando en estos momentos, no es posible establecer una comparación completa sobre el estado tensional de la bóveda.

Del análisis de todos estos valores se concluye que el cálculo analítico conduce a esfuerzos normales en los arcos y a momentos flectores tanto en éstos como en las ménsulas, superiores a los determinados experimentalmente en los ensayos de modelos. Es notable este efecto en la presa de Montanejos, dado que se trata de una bóveda fina; en El Vellón y El Atazar este efecto no es tan sensible, sin embargo, en los arcos es siempre mayor que en las ménsulas, lo que se puede explicar por los espesores más elevados y por la relación cuerda altura de las bóvedas.

Las diferencias que se observan en la zona de inserción de la bóveda con el zócalo pueden justificarse por el hecho de no tenerse en cuenta en el cálculo el efecto de éste, considerándose que el zócalo forma parte integrante de la cimentación de la bóveda.

Entre los valores de las tensiones calculadas a partir del ajuste radial y de un triajuste, también se encuentran diferencias apreciables que lógicamente ponen de manifiesto las ventajas del triajuste, puesto que en el simple ajuste radial al despreciarse los desplazamientos tangenciales-verticales, y los efectos de torsión se compromete un poco la continuidad de la estructura. En el triajuste puede apreciarse una mejor distribución de las tensiones en toda la bóveda, especialmente en los arcos cuya ley de variación se ciñe más exactamente a la de reparto de cargas. Además, se constata que los desplazamientos radiales disminuyen aproximándose más a los obtenidos por medio de ensayos en modelo.

De todos estos resultados, que son concordantes con los obtenidos para otras muchas presas bóvedas proyectadas, se puede deducir que el ajuste radial es suficientemente representativo del estado tensional de la estructura y que nos lleva a soluciones siempre del lado de la seguridad, por lo que es suficiente para cálculos previos y para el proyecto definitivo de presas de mediana importancia.

AGRADECIMIENTO

Queremos consignar nuestro agradecimiento hacia las entidades propietarias de las presas reseñadas por su

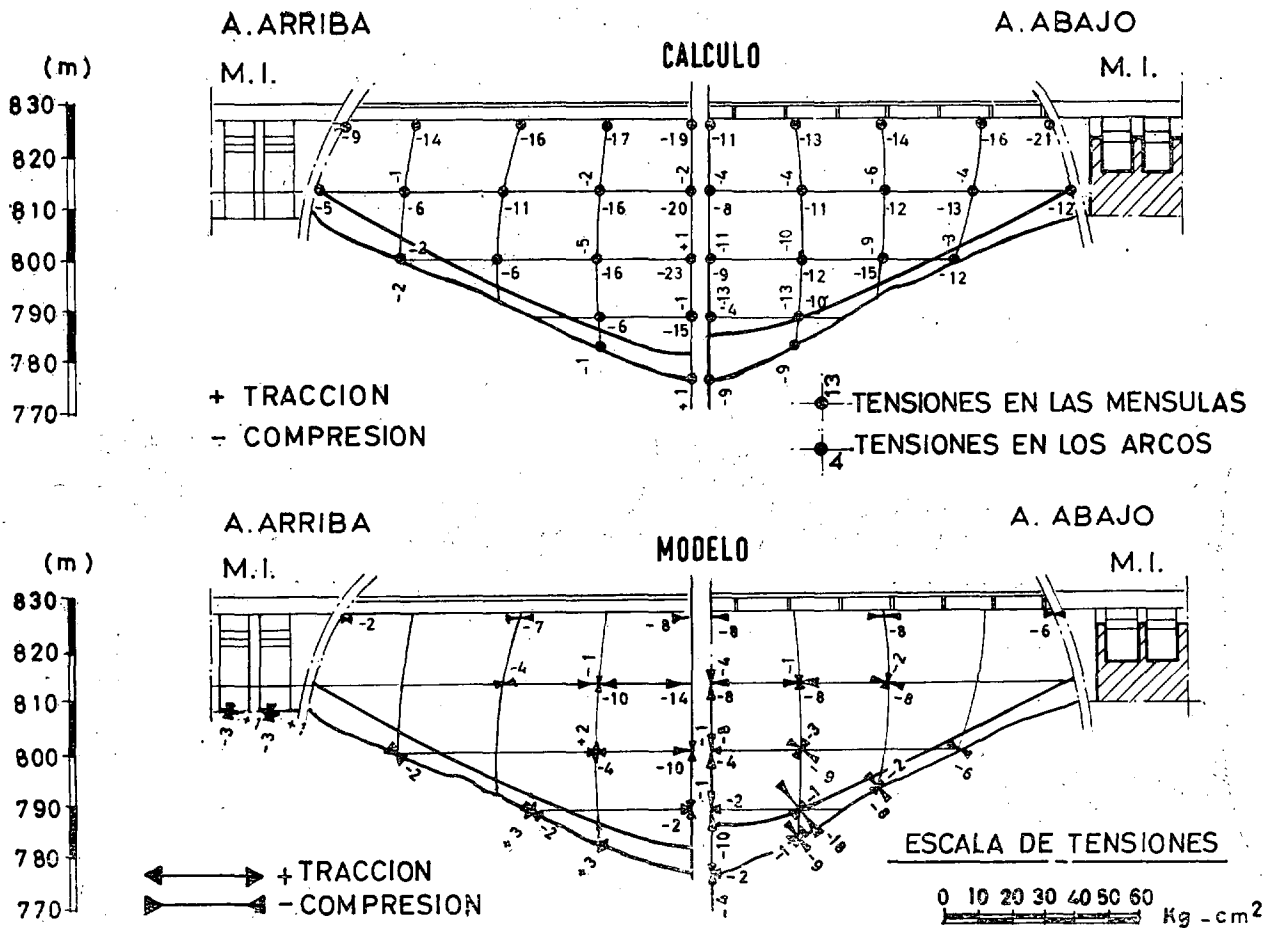


Fig. 13.—El Vellón. Tensiones debidas a la acción simultánea de la presión hidrostática y peso propio. Modelo y cálculo (ajuste radial).

(El Vellón. Stresses due to the simultaneous action of the hydrostatic pressure and dead weight. Model and calculation (radial adjustment)).

autorización para la publicación de los gráficos y fotografías que ilustran el presente trabajo. Asimismo, agradecemos a los señores Caldeira Rodrigues, Milho y Portela, de Coba, de Lisboa, y Serrano Tovar, de Consulprêsa, su colaboración en la realización de los cálculos descritos.

Damos las gracias al Director y personal técnico del Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, de Lisboa, LNEC, por la colaboración prestada en los estudios experimentales de las presas de El Vellón, El Atazar y Montanejos.

También quedamos reconocidos al Laboratorio Central de Materiales de Construcción por su amabilidad al proporcionarnos los resultados provisionales del ensayo de la presa de Gran Suarna.

BIBLIOGRAFIA

[1] A. Coyne: Rapport Général. Question n.º 17. V Congreso Internacional de Grandes Presas, Vol. II. París, 1955.

- [2] J. García Augustin y J. Laginha Serafim: "Proyecto y construcción de la presa de El Vellón, en el río Guadalix". *Revista de Obras Públicas*, Número especial del IX Congreso de Grandes Presas.
- [3] J. Laginha Serafim: "New shapes for arch dams". *Civil Engineering*, A.S.C.E., noviembre 1966.
- [4] J. Laginha Serafim y M. Guerreiro: "In situ test for study of rock foundations of concrete dams". *I Congreso Internacional de Mecánica de Rocas*, volumen II, págs. 549-556. Lisboa, septiembre, 1966.
- [5] J. Laginha Serafim y F. Sáenz Ridruejo: "Calculation of stability of slopes of dam foundations". *I Congreso Internacional de Mecánica de Rocas*, volumen II, págs. 645-649. Lisboa, septiembre 1966.
- [6] A. Ferreira da Silveira: "As variações de temperatura nas barragens". Memoria núm. 177. *Laboratorio Nacional de Engenharia Civil*. Lisboa, 1961.
- [7] J. Laginha Serafim y J. Oliveira Pedro: "Estudio sísmico de barragens-abóbada pela análise dos seus principais modos de vibração" *Revista de Obras Públicas*, junio 1964.

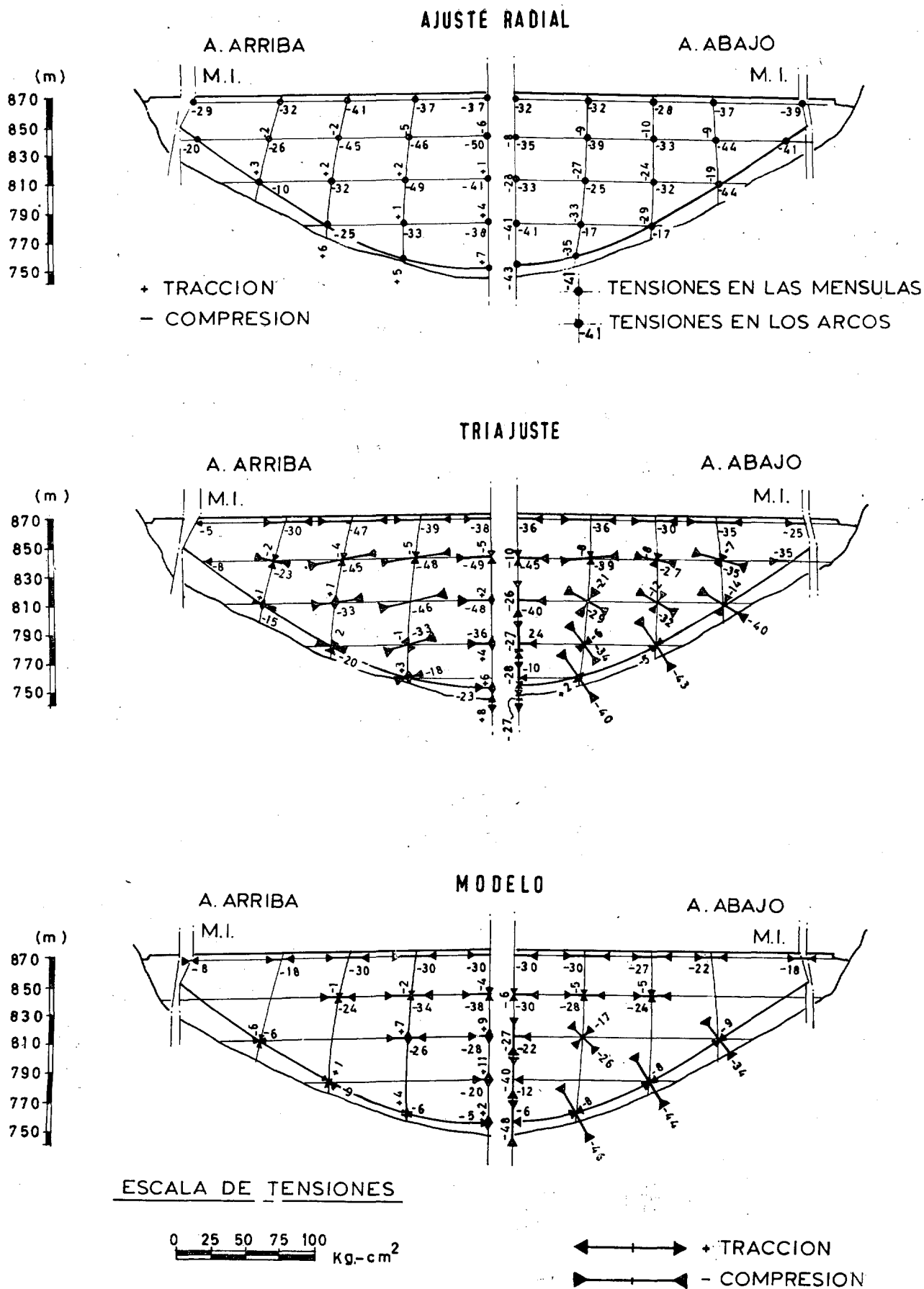
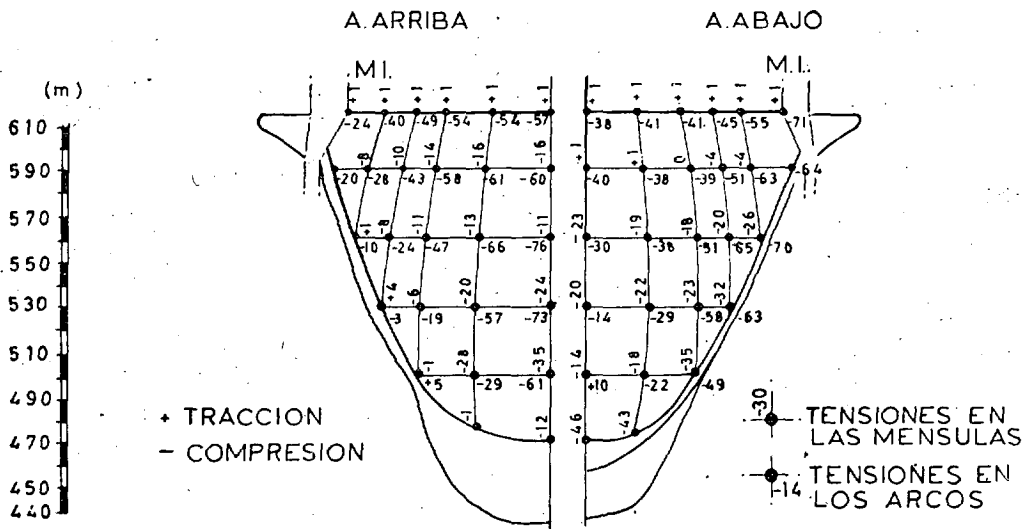


Fig. 14. — El Atazar. Tensiones debidas a la acción simultánea de la presión hidrostática y peso propio. Modelo y cálculo (ajuste radial y triajuste).
 (El Atazar. Stresses due to the simultaneous action of the hydrostatic pressure and dead weight. Model and calculation (radial adjustment and triadjustment).)

AJUSTE RADIAL



TRIAJUSTE

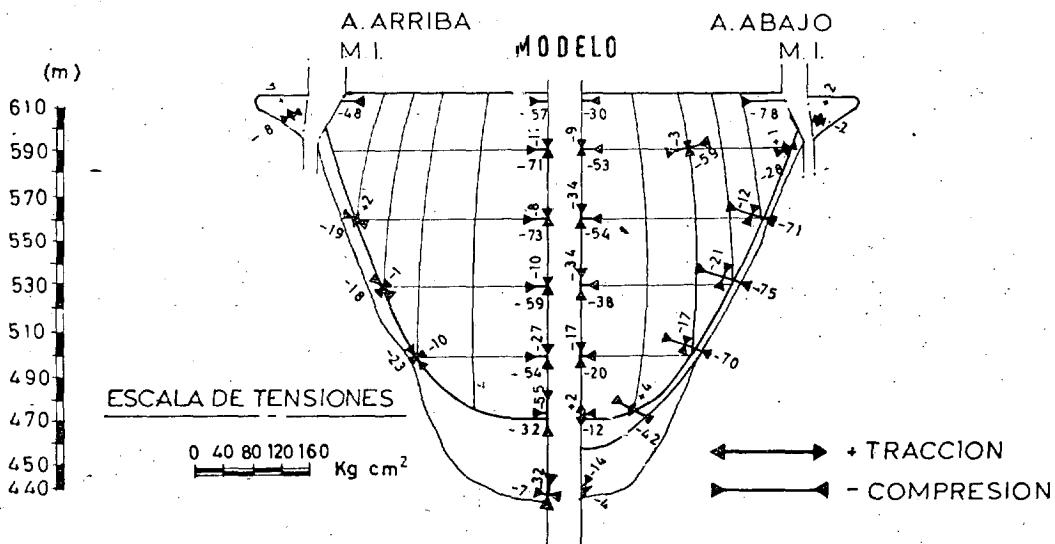
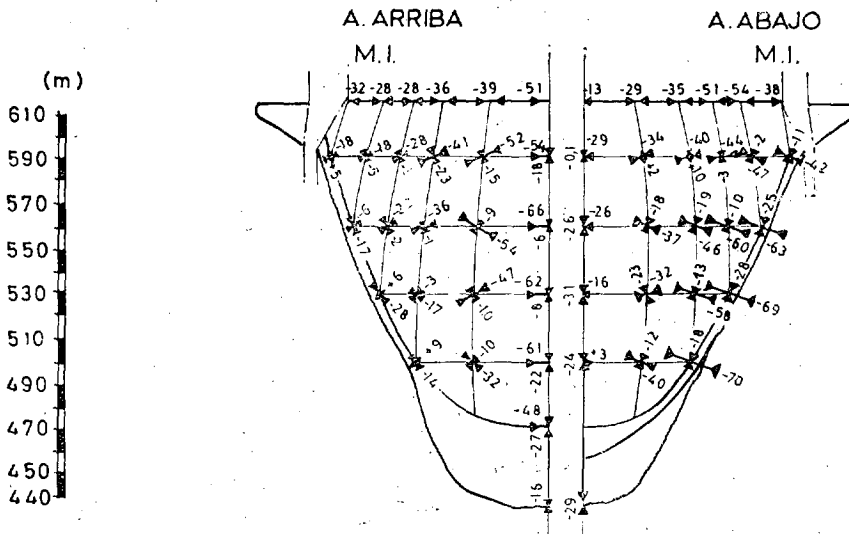


Fig. 15.—Montanejos. Tensiones debidas a la acción simultánea de la presión hidrostática y peso propio. Modelo y cálculo (ajuste radial y triajuste).

(Montanejos. Stresses due to the simultaneous action of the hydrostatic pressure and dead weight. Model and calculation (radial adjustment and triadjustment).)

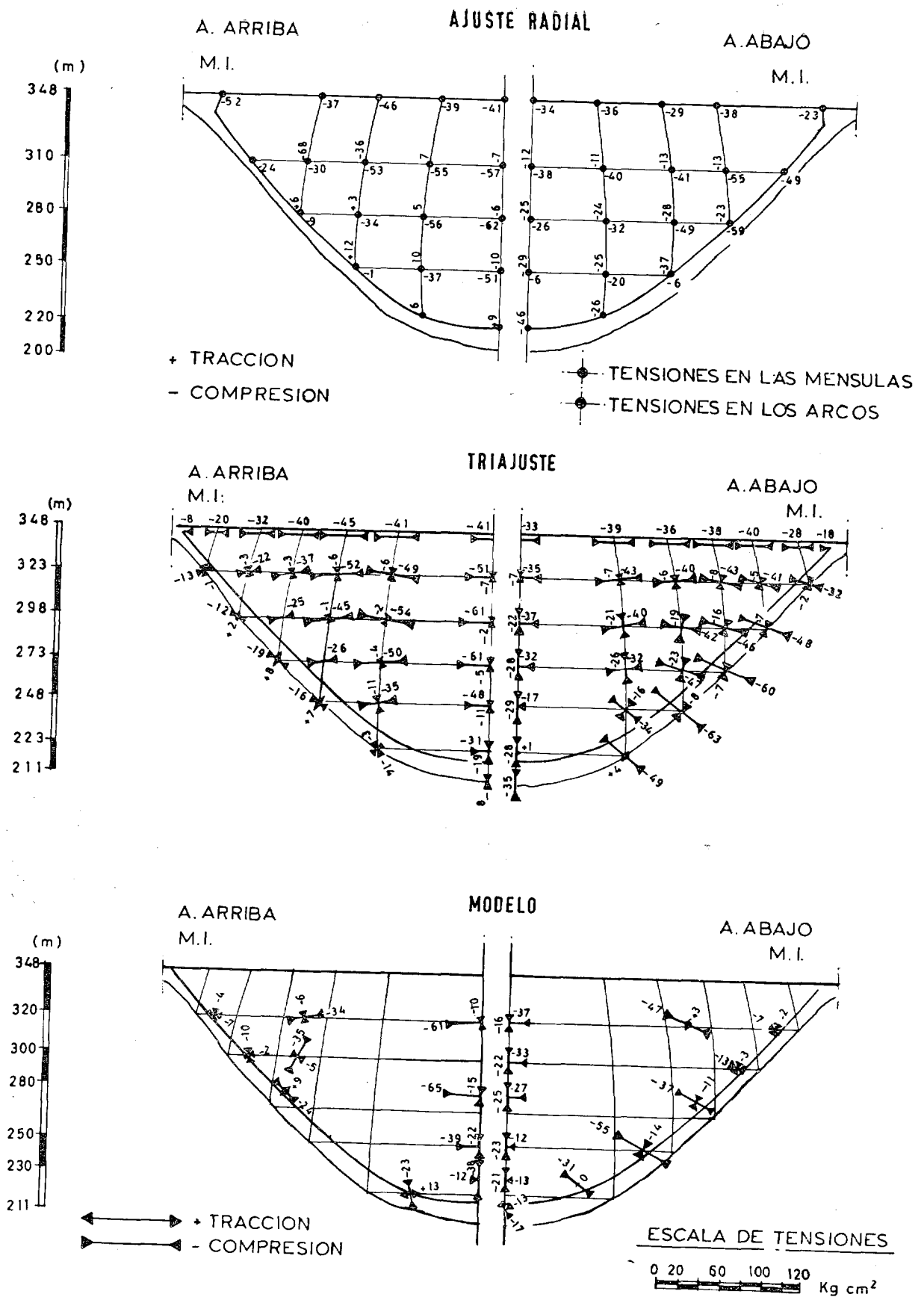


Fig. 16.—Gran Suarna. Tensiones debidas a la acción simultánea de la presión hidrostática y peso propio. Modelo y cálculo (ajuste radial y triajuste).

(Gran Suarna. Stresses due to the simultaneous action of the hydrostatic pressure and dead weight. Model and calculation (radial adjustment and triadjustment)).