

29305

1200

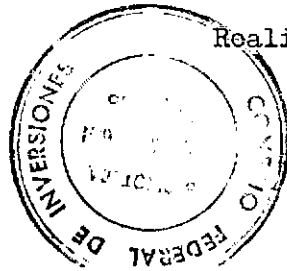
INFORME FINAL SOBRE EL DIQUE DERIVADOR DE LAS TOMAS EN EL  
RIO HORCONES

Area: LA FRAGUA - NUEVA ESPERANZA

(Provincia de Santiago del Estero)

CATALUCADO

PROYECTO NOA HIDRICO  
SEGUNDA FASE



Realizado por: Ing. Luis Cuasta Diego  
Consultor en  
Ingeniería Hidráulica  
(Naciones Unidas)

H 1112  
X.12  
Santiago del Estero

AÑO : 1981

## I N D I C E

	<u>Pág.</u>
1. INTRODUCCION	1
2. ANTECEDENTES Y OBJETIVO	1
3. CARACTERISTICAS GENERALES	2
4. PARAMETROS DE DISEÑO	3
4.1. Caudales y niveles de agua	3
4.2. Características geotécnicas	5
4.3. Sifonamiento	6
5. DISEÑO PREVISTO	6
5.1. Desvío provisional	6
5.2. Vertedero	7
5.3. Disipador de energía	8
5.4. Desagüe de limpieza	10
5.5. Toma	10
5.6. Estribos	11
5.7. Rod de drenaje	12
5.8. Canal	13
6. ESTABILIDAD	14
7. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	16

## 1. INTRODUCCION

La consultoría en ingeniería hidráulica ha sido provista por el Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo a través del Ing. Luis CUESTA, mediante una misión de tres semanas de duración, desde el 15 de marzo al 4 de abril de 1981.

Esta misión es continuación de otra anterior en la que, entre otros temas, se analizó la factibilidad de un dique derivador en el Río Horcones. Entre ambas, el NOA Hídrico realizó la campaña de investigaciones de campo y laboratorio necesarias para emprender el anteproyecto de las obras. En consecuencia, la finalidad de esta segunda misión ha sido la de efectuar el prediseño del dique derivador que sirva de base al anteproyecto de las obras previstas.

Al igual que en la primera misión, el Consultor ha recibido el apoyo del personal del NOA Hídrico así como el del Asesor Principal del Proyecto. En especial, es de destacar la colaboración del Ing. Carlos A. LAZARTE, consultor del NOA Hídrico para temas geotécnicos, quien ha realizado las investigaciones de laboratorio y evaluado los parámetros resistentes utilizados en la comprobación del diseño.

## 2. ANTECEDENTES Y OBJETIVO

El presente informe es ampliación y continuación del "Informe sobre el dique nivelador de Las Tomas en el Río Horcones" de enero de 1981. En este último se encuentran resumidos los proyectos y estudios consultados, entre los que cabe destacar el proyecto suscrito por el Ing. Osvaldo R. MILLITELLO en 1958 y los informes preparados por el NOA Hídrico.

Entre ambos informes se ha realizado una campaña de investigaciones de campo y laboratorio consistente en la ejecución de 10 sondeos someros con pruebas de permeabilidad y en ensayos geotécnicos (edométricos, de compresión no confinada y Proctor).

Estas investigaciones han permitido seleccionar el tipo de estructura más conveniente y, en consecuencia, realizar el anteproyecto de la misma para hallar los volúmenes de obra y cortes correspondientes.

En consecuencia, el objetivo del presente informe es efectuar el prediseño del azud de derivación en el emplazamiento seleccionado en el Río Horcones. Sobre la base de este prediseño se llevará a cabo el anteproyecto de la obra y se determinará su coste.

### 3. CARACTERISTICAS GENERALES

El emplazamiento seleccionado es un estrechamiento del Río Horcones limitado por una formación de limo arenoso compacto con cemento calcáreo o arcilloso, localmente conocida como tosca. En este emplazamiento el cauce de avenidas tiene una anchura de unos 35 m, 20-30 m menor que la de las secciones existentes aguas arriba y abajo del mismo (Lámina N° 10).

En el estudio de soluciones realizado en el informe anterior se habían seleccionado dos alternativas cuya idoneidad estaba en función de la cota a la que se podía cimentar la estructura. La campaña de sondeos realizada ha permitido establecer esta cota, así como delimitar la implantación de la obra. De acuerdo con los resultados de esta campaña se ha encontrado que:

- el azud se debe de implantar entre los perfiles F y G del levantamiento taquimétrico a escala 1:500.

- la cimentación puede establecerse a la cota 378,5, con lo que el azud se apoyará sobre un limo arenoso compacto de elevada capacidad mecánica.

Estas conclusiones han permitido seleccionar la primera de las alternativas analizadas y que, como se justificaba en el mencionado informe, resulta la más interesante. Esta alternativa consiste en un azud-vertedero de hornigón de 50 m de longitud con un cuenco dissipador de energía por resalto hidráulico.

El eje del azud se sitúa paralelo y 1 m aguas abajo del perfil F del plano taquimétrico a escala 1:500. Sobre el azud se dispone, a la cota 391, un puente carretero, por lo que la altura sobre cimientos de la obra es de 12,5 m (Lámina Nº 2).

La toma y desagüe de limpieza se sitúan en la parte externa (margen izquierda) de la curva que concluye en el emplazamiento del azud. (Lámina Nº 10). Esta implantación es la más favorable desde el punto de vista del control de los sedimentos y, por otra parte, está en la margen donde se encuentra la mayor parte de la superficie a regar. La dotación requerida para regar los terrenos de la margen derecha se tomará del canal principal en la margen izquierda mediante una conducción que curva el río en el interior del propio azud.

#### 4. PARAMETROS DE DISEÑO

##### 4.1. Caudales y niveles de agua

Dado que no hay información posterior que modifique las hipótesis anteriormente consideradas, se han utilizado los mismos caudales de diseño y niveles. Estos son:

- caudal de diseño de la toma  $4 \text{ m}^3/\text{s}$ , de los que  $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$  se derivarán a la margen derecha para atender los regadíos allí existentes.
- caudal de diseño del aliviadero  $800 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- niveles máximo y mínimo de explotación a las cotas 385,5 y 385,3. Con estos niveles de embalse se consigue en el canal de toma una cota de agua a la 385.

En la actualidad se desconocen los niveles alcanzados por el agua durante las crecientes. Probablemente, el emplazamiento del azud constituye una sección de control ya que el cauce de avenidas se expande hacia aguas abajo y arriba del mismo.

Por esta causa se han estimado los niveles alcanzados durante las avenidas suponiendo que, una vez construido el azud, el cauce a la cota 282 se ensanche hasta 53 m, que la pendiente longitudinal es de 3 m/Km y el coeficiente n de Manning 0,040. Con estas hipótesis se han obtenido los siguientes caudales y niveles:

<u>Elevación</u>	<u>Caudal (<math>\text{m}^3/\text{s}</math>)</u>
383	80
384	260
385	520
386	850

No obstante, habrá que prever un ligero descenso de los niveles anteriores provocado por la mayor capacidad de erosión inmediatamente aguas abajo del emplazamiento del azud.

#### 4.2. Características geotécnicas

Con la cota de cimentación prevista toda la obra se apoyará en un limo arenoso compacto con un cemento calcáreo o arcilloso y una permeabilidad media del orden de  $10^{-4}$  cm/s.

Los ensayos de compresión no confinada realizados sobre muestras inalteradas de este material indican una elevada capacidad portante, con una resistencia mínima representativa de  $150 \text{ t/m}^2$ , muy superior a las cargas inducidas por la estructura.

Con estas pruebas se han estimado los siguientes parámetros resistentes del material de cimentación:

- ángulo de rozamiento interno mínimo de  $25^\circ$  ( $\text{tg } 25^\circ = 0,4663$ )
- cohesión aparente de  $1 \text{ t/m}^2$ .

Los valores admisibles considerados para el cálculo de la estabilidad al deslizamiento son mucho más conservadores:

- coeficiente de rozamiento admisible de  $\frac{0,4663}{1,5} = 0,3109$ , que corresponde a un ángulo de rozamiento de  $17,32^\circ$ .
- cohesión nula.

Por otra parte, en los ensayos de compactación realizados sobre muestras remoldadas se han obtenido densidades secas de  $1,8 - 1,9 \text{ t/m}^3$  lo que, unido a las características granulométricas del material, permite estimar una permeabilidad de los terraplenes compactados relativamente baja, entre  $10^{-5}$  para los terrenos más arenosos y  $10^{-6}$  cm/s para los más limosos.

#### 4.3. Sifonamiento

El peligro de falla más saliente en este tipo de cimentación es el de sifonamiento. Por ello, el diseño previsto se ha orientado a proteger la estructura contra esta eventualidad mediante:

- una elevada relación entre la longitud del azud y su carga de agua
- un tapiz impermeable aguas arriba del azud
- una adecuada red de drenaje.

Dadas las características geotécnicas del material se piensa que:

- el tapiz se puede construir con material seleccionado procedente de las excavaciones. Con este material debidamente compactado se puede conseguir una permeabilidad 50 veces más baja que la media del terrazo natural.
- Los drenes deberán tener una doble capa filtrante que impida la emigración de las partículas finas hacia el conducto de descarga (Plano N°2).

### 5. DISEÑO PREVISTO

#### 5.1. Desvío provisional

La mayor parte de la obra puede ser construida durante una estación seca, entre mayo y octubre, por lo que puede preverse un caudal de desvío moderado, del orden de  $25 \text{ m}^3/\text{s}$ .

El desvío durante la construcción puede realizarse de dos maneras:

- mediante dos ataguías y un canal no revestido en la margen derecha.
- Este sistema se mantendrá durante una estación seca a lo largo de la cual se construiría la mayor parte de la obra principal. Al final



del estiaje se demolerían las ataguías y el caudal del río se derivaría por el desagüe de limpieza o por una abertura en el azud, mientras se concluye la obra en aquellas partes no afectadas por el río.

- se desvía el río por la parte derecha del cauce mientras se construye la obra en la margen izquierda. Una vez concluida ésta, se atagüa la margen derecha y se desvía el río por el desagüe de limpieza mientras se concluye la obra en el recinto atagüado.

## 5.2. Vertedero

La longitud vertiente adoptada es de 50 m, poco superior a la anchura del cauce de avenidas, con lo que se consigue un caudal específico moderado ( $16 \text{ m}^3/\text{s}$ ) y una lámina vertiente reducida (4 m) (Lámina Nº2).

La coronación del vertedero se sitúa a la cota 385,5, por lo que, con la avenida de diseño provista, se alcanza la cota 389,5, 7,5 m por encima del actual nivel del cauce y 11 m sobre la cimentación.

El nivel del río correspondiente a este caudal se ha estimado a la cota 386, por lo que la carga diferencial es de 3,5 m. Esta es también la diferencia de la carga hidrostática cuando no hay vertido, entre el nivel máximo normal (385,5) y el del agua en el cuenco o el cauce del río (382,0).

El cuerpo del vertedero, de 5,5 m de altura, tiene el paramento superior vertical y el inferior con un talud 1:1. La coronación se forma con un arco de circunferencia y una parábola. Este cuerpo se apoya sobre una losa de 1,5 m de espesor y 14 m de longitud, cimentada a la cota 378,5, excepto el extremo superior que tiene un diente de anclaje de 1,5 m de profundidad.

La losa de cimentación se continúa hacia aguas abajo con la del cuenco disipador de energía y hacia aguas arriba con un tapiz impermeable de 15 m de longitud y 1 m de espesor (Láminas N°2 y N°3).

Sobre el azud se dispone un puente de 6 m de anchura formado por 7 vanos de 7,14 m de luz, cuyo tablero se hormigona sobre vigas de hormigón pretensado prefabricadas que se apoyan isostáticamente sobre 6 pilas intermedias de 0,20 m de espesor y los cajeros laterales.

La coronación del puente se sitúa a la cota 391, por lo que la altura total de la obra sobre la cimentación es de 12,5 m. Entre el tablero y el nivel de la máxima avenida queda un espacio de 1,5 m, suficiente para permitir el paso de los cuerpos flotantes.

El vertedero se divide mediante 5 planos de junta verticales en 4 bloques de 12,3 - 12,5 m de anchura. La impermeabilidad de las juntas se asegura mediante bandas de CPV.

### 5.3. Disipador de energía

Las características hidráulicas (energía específica, calados, velocidad y número de Froude) para el vertido del caudal de diseño de 800 m<sup>3</sup>/s y el de 3/4, 1/2 y 1/4 del mismo son:

	$Q=200 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q=400 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q=600 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q=800 \text{ m}^3/\text{s}$
Lámina verticente (m)	1,6	2,5	3,5	4,0
Energía específica (m)	7,1	8,0	8,8	9,5
Calado $y_1$ (m)	0,35	0,62	0,97	1,28
Velocidad $V_1$ (m/s)	11,40	11,75	12,38	12,50
$F_1$	6,15	4,60	4,02	3,53
Calado conjugado $y_2$ (m)	2,86	4,08	5,05	5,77

A la vista de los valores de  $V_1$  y  $F_1$  se ha elegido un cuenco amortiguador por resalto hidráulico del tipo II del Bureau of Reclamation. Este tipo de cuenco funciona adecuadamente para números de Froude superiores a 4,5, lo que en este caso ocurre con caudales vertientes inferiores a  $435 \text{ m}^3/\text{s}$ . Con caudales superiores, el número de Froude es de 4,50 - 3,53, por lo que el resalto hidráulico no es muy efectivo y se producirán olas que se propagarán aguas abajo del extremo del cuenco, lo que erosionará el cauce en un tramo de 100-200 m aguas abajo del azud. Sin embargo, este inconveniente no es demasiado grave ya que, por un lado el caudal de  $435 \text{ m}^3/\text{s}$  tiene un período de retorno elevado, superior a 50 años, y por otro las erosiones que puedan producir vertidos de caudales superiores no ponen en peligro la estructura y se podrán reparar fácilmente.

La solera del cuenco se sitúa a la cota 380 con lo que, para toda la gama de caudales se obtiene una cota de agua inferior a la estimada en el río, lo que proporciona un adecuado margen de seguridad frente a la previsible erosión del cauce (Lámina N°3).

El cuenco tiene una longitud de 14 m y la misma anchura que el vertedero, estando limitado por dos cajeros laterales con la coronación a

la cota 386. Dispone de dados al pie del paramento del azud y bloques de impacto 4,1 m aguas abajo, que aseguran la formación del resalto en el interior del cuenco. (Lámina N°2). En el extremo inferior se dispone de un umbral de 1,5 m y, aguas abajo, una zona de 7 m protegida por escollera sobre una doble capa filtrante.

La losa de la solera tiene un espesor de 1,5 m con dientes de anclaje de 1,5 m de profundidad en sus dos extremos, y una anchura de 50 m que se divide mediante juntas longitudinales en paneles de 12,5 m de longitud y 7,875 m de anchura.

#### 5.4. Desagüe de limpieza

Entre la toma y el cajero izquierdo del vertedero se dispone un desagüe controlado por una compuerta de 1,75 x 1,50 m, con el umbral a la cota 382, igual a la del tapiz impermeable de protección. La capacidad de este desagüe con el embalse en su nivel de explotación es de unos  $14 \text{ m}^3/\text{s}$ , lo que permite eliminar los sedimentos depositados junto a la toma y vaciar el embalse durante el estiaje.

La solera frente a las embocaduras de este desagüe y de la toma se protege contra la erosión mediante una losa de hormigón de 0,20 m de espesor que se continúa con el tapiz impermeable (Lámina N°4).

#### 5.5. Toma

La toma está situada en la margen izquierda junto al desagüe de limpieza con el umbral a la cota 383,5, 1,5 m sobre el de la de éste. En el sentido de la corriente consta de:

- roja vertical de  $3,6 \times 2,5 = 9 \text{ m}^2$

- dos pilas intermedias con ranuras para ataguías que forman 3 vanos de 1 m de anchura
- 3 conductos de 1,25 x 1,0 m de sección y 24 m de longitud
- 3 compuertas deslizantes de 1,25 x 1,0 m.

La capacidad de esta toma con el embalse o la cota 385,3, es decir con un desnivel de 0,30 m entre el agua en el embalse y en el canal, es de 2 m<sup>3</sup>/s por conducto. Por lo tanto, el caudal de diseño del canal puede ser suministrado con dos de los conductos quedando el tercero como reserva (Lámina N°7).

Las pérdidas de carga en este sistema se han estimado en:

Reja .....	0,05 m
Entrada .....	0,03 m
Rozamiento .....	0,07 m
Salida .....	<u>0,13 m</u>
Total .....	0,28 m

El caudal requerido en cada momento se regula con las compuertas existentes en el extremo inferior de los conductos por lo que éstos siempre funcionan en carga y con una velocidad máxima moderada (1,6 m/s). Estos conductos descargan en el canal principal en cuyo comienzo se disponen unas barras tranquilizadoras con la finalidad de amortiguar la energía de salida.

#### 5.6. Estribos

Los estribos del azud en ambas márgenes están constituidos por muros que, aguas arriba del azud encauzan la corriente hacia la toma y el ver-

tedero y aguas abajo protegen las márgenes ante el nivel alcanzado por el agua con la máxima avenida prevista.

El terraplén contenido por estos muros se construye con material seleccionado procedente de las excavaciones y se protege contra la erosión superficial con una capa de grava y arena (Lámina N°.).

### 5.7. Red de drenaje

La finalidad principal de la red de drenaje es proteger la estructura contra el peligro de sifonamiento.

El eje principal de drenaje está constituido por un dren transversal, paralelo a la junta entre el azud y la losa del cuenco, formado por una doble capa filtrante en cuyo interior se dispone un tubo poroso para aumentar su capacidad. Este dren descarga en el cuenco por la cara de aguas abajo de los dados situados al pie del paramento del azud, lo que aprovecha el efecto de succión existente a consecuencia de la rotura de la lámina vertical. La única medida de protección a considerar sería la de evitar que se obstruyan los conductos de descarga por el limo que se pueda depositar en el cuenco.

El dren transversal se complementa con una pantalla de drenes de arena de 10 cm de diámetro y 3 m de profundidad que corta las líneas de filtración en la capa superior de la cimentación.

Por otro lado, la losa del cuenco se drena con unos drenes de hormigón poroso situados debajo de las juntas de contracción y que descargan en el dren principal.

El dren transversal se prolonga en los estribos, por debajo del desagüe de limpieza y las tomas en la margen izquierda y en el terraplén de la margen derecha.

### 5.8. Canal

El tramo superior del canal, aguas abajo de las compuertas de control de la toma, consta de:

- barras tranquilizadoras
- tramo recto de 30 m
- desarenador tipo Montagnó
- toma secundaria
- aliviadero
- vertedero de control de nivel.

El tramo rectilíneo tiene como finalidad eliminar la turbulencia y permitir que las partículas sólidas de más de 0,5 m desciendan al tercio inferior del calado, donde son separadas y devueltas al cauce del río por el desarenador mediante una purga continua. En estiaje la concentración de partículas de tamaño superior a 0,5 m es mínima, por lo que el desarenador puede quedar fuera de servicio, evitando una pérdida del caudal disponible. (Lámina N° 9).

En este tramo del desarenador se sitúa la toma secundaria que deriva 0,8 m<sup>3</sup>/s y los traspassa a la margen derecha mediante una tubería de 1 m de diámetro que cruza el río en el interior del azud.

Aguas abajo del desarenador se sitúa el aliviadero del canal con una capacidad máxima de 6 m<sup>3</sup>/s. Con objeto de reducir al mínimo la lon-

gitud ocupada, este aliviadero puede estar constituido por tres pequeños sifones de 1, 2 y 3 m<sup>3</sup>/s que entrarían en funcionamiento a medida que fuese aumentando el calado en el canal.

Finalmente se dispone un vertedero en pico de pato, con una longitud vertical de 15 m con el propósito de controlar el nivel del agua en este primer tramo del canal con independencia de la demanda de aguas abajo.

## 6. ESTABILIDAD

El estado de carga más desfavorable es el que se produce con el paso de la avenida de diseño y la subpresión plenamente desarrollada. En consecuencia, el cálculo de la estabilidad de la estructura se ha realizado en las siguientes hipótesis:

- los niveles de agua son:

- aguas arriba del azud = 389,5
- al pie del azud = 383,0
- parte inferior del cuenco = 385,8.

- los pesos específicos del hormigón y del agua son, respectivamente, 2,4 y 1,0 t/m<sup>3</sup>.

- el peso específico sumergido de la tierra es de 1,11 t/m<sup>3</sup>. Este valor se ha calculado suponiendo una densidad relativa seca de 1,8 t/m<sup>3</sup> y de las partículas 2,6 t/m<sup>3</sup>.

- el empuje dinámico sobre la cara vertical de los dados de impacto se calculó mediante la fórmula  $2 \gamma_w A \left( d_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$ , lo que da una fuerza unitaria de 14,2 t/m.



- la subpresión sobre la superficie de cimentación se ha estimado que varía linealmente entre:

- azud (cimentación a la cota 378,5) ..... 8,0 - 5,5 m
- losa del cuenco (cimentación a la cota 379,0)..... 5,0 - 6,8 m

En la lámina 1 se han resumido las fuerzas actuantes sobre la cimentación del azud y de la losa del cuenco, así como los momentos respecto del extremo superior y la excentricidad de la resultante respecto del centro de gravedad de ambas superficies.

De acuerdo con esta evaluación las presiones efectivas son:

$$\begin{aligned}
 \text{- azud } \sigma &= \frac{90,8}{14,0} \left( 1 \pm \frac{0,36}{14,0} \right) = \begin{cases} 6,65 \text{ t/m}^2 \\ 6,32 \text{ t/m}^2 \end{cases} \\
 \text{- losa } \sigma &= \frac{28,0}{12,5} \left( 1 \pm \frac{10,98}{12,5} \right) = \begin{cases} 4,27 \text{ t/m}^2 \\ 0,27 \text{ t/m}^2 \end{cases}
 \end{aligned}$$

y las presiones totales máximas, suma de las anteriores y la subpresión, son 14,65 t/m<sup>2</sup> en el azud y 11,07 t/m<sup>2</sup> en la losa del cuenco.

Según se comprueba la resultante de todas las fuerzas incide dentro del núcleo central y produce unas presiones muy inferiores a la resistencia del terreno. Por ello, la sollicitación crítica es la de deslizamiento a lo largo de la línea más desfavorable, que es la que une los extremos inferiores de los dientes de anclaje del azud y la losa de cimentación, saliendo a la superficie aguas abajo del cuenco.

El coeficiente de deslizamiento a lo largo de esta línea, despreciando el empuje pasivo hacia aguas arriba del extremo inferior de la losa del cuenco, se calcula como la relación entre las componentes horizontal y vertical,

incluyendo la subpresión y el peso del terreno movilizado, de la resultante.  
Este coeficiente es:

$$f = \operatorname{tg} \sigma = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{37,4 + 11,4}{90,8 + 28,0 + 35,4} = \frac{48,2}{154,2} = 0,3165$$

$$\sigma = 17^{\circ} 56'$$

Este coeficiente de deslizamiento es solamente un 1,8% superior al coeficiente de rozamiento admisible que, según se vió, es:

$$f' = \frac{\operatorname{tg} 25^{\circ}}{1,5} = \frac{0,4663}{1,5} = 0,3109$$

Por ello, y dado que se ha despreciado el empuje pasivo hacia aguas arriba y el efecto de la cohesión, se considera que la estructura tiene, en el caso más desfavorable, un coeficiente de seguridad adecuado.

## 7. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO

Para efectuar el diseño definitivo del dique derivador es conveniente completar la información disponible en la actualidad. Esta recopilación complementaria consistirá básicamente en:

- obtener un plano taquimétrico a escala 1:250 con curvas de nivel cada 0,5 m de la zona afectada por las obras.
- efectuar unos perfiles eléctricos transversales al cauce con objeto de dar continuidad a la información puntual obtenida con los sondeos.
- evaluar con precisión los caudales de diseño de la tova y de derivación a la margen derecha.

- contrastar el caudal de diseño del aliviadero con el calculado para azudes en cuencas hidrológicamente similares a la del Río Horcones.

Por otro lado, el prediseño anteriormente analizado ha tomado en cuenta varias consideraciones que deben de tenerse presentes durante el diseño constructivo. Estas consideraciones pueden resumirse en los siguientes puntos:

- el tapiz protector situado aguas arriba del azud debe de tener un coeficiente de permeabilidad 50 veces inferior a la del terreno natural que protege. Se cree que esta permeabilidad puede ser obtenida compactando adecuadamente material procedente de excavaciones seleccionado de acuerdo con su granulometría.
- los terraplenes podrán construirse con material procedente de excavaciones. Sus superficies se protegerán con una capa de grava.
- no se debe intentar inyectar la cimentación. La preparación de la superficie de cimentación consistirá en la limpieza del material suelto y el relleno de las pequeñas grietas (grandes no hay) con lechada de mortero. Las depresiones locales por debajo de la línea de cimentación se rellenarán con material seleccionado y compactado.
- no conviene utilizar en el azud una dosificación de cemento muy elevada. Una dosificación de  $250 \text{ kg/m}^3$  (\*) de cemento debe ser suficiente para obtener, con los áridos disponibles, un hormigón de buena calidad, con la densidad prevista ( $2,4 \text{ t/m}^3$ ) y una resistencia admisible. Por otro lado, será

---

(\*) Según P.R.A.E.H. (Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón) III.A.3.2.2.C.:  $35 \text{ kg/m}^3$ .

necesario investigar si se precisa utilizar un cemento resistente a los sulfatos.

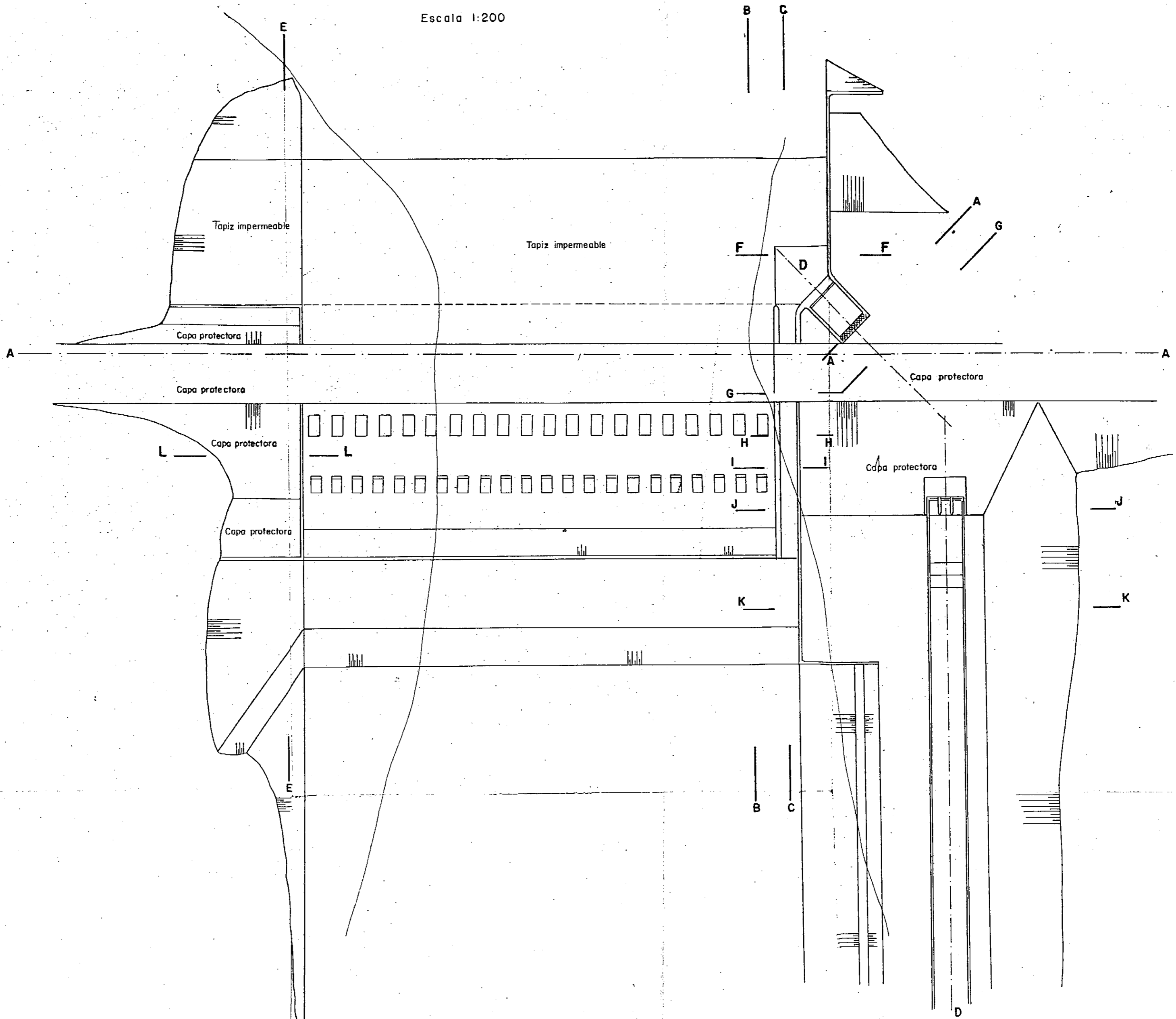
- en el azud sólo se han previsto armaduras en:
  - las pilas
  - el dado del oscarpe
  - alrededor del tubo
  - en la unión de la losa con el azud, para prevenir las grietas que se pudieran formar en prolongación del paramento vertical del muro.
- la armadura de la losa del cuenco se dispondrá en su centro. Los bloques de impacto se armarán para resistir los esfuerzos dinámicos.
- los esfuerzos en los frentes de anclaje son muy pequeños por lo que sólo se necesitará una armadura nominal.
- las dimensiones de los muros indicadas en los planos son tentativas. Por ello se deben calcular para obtener las dimensiones y armaduras correctas. Igualmente la obra de fábrica de la toma y desagüe debe de ajustarse a las características de las compuertas que se instalen.

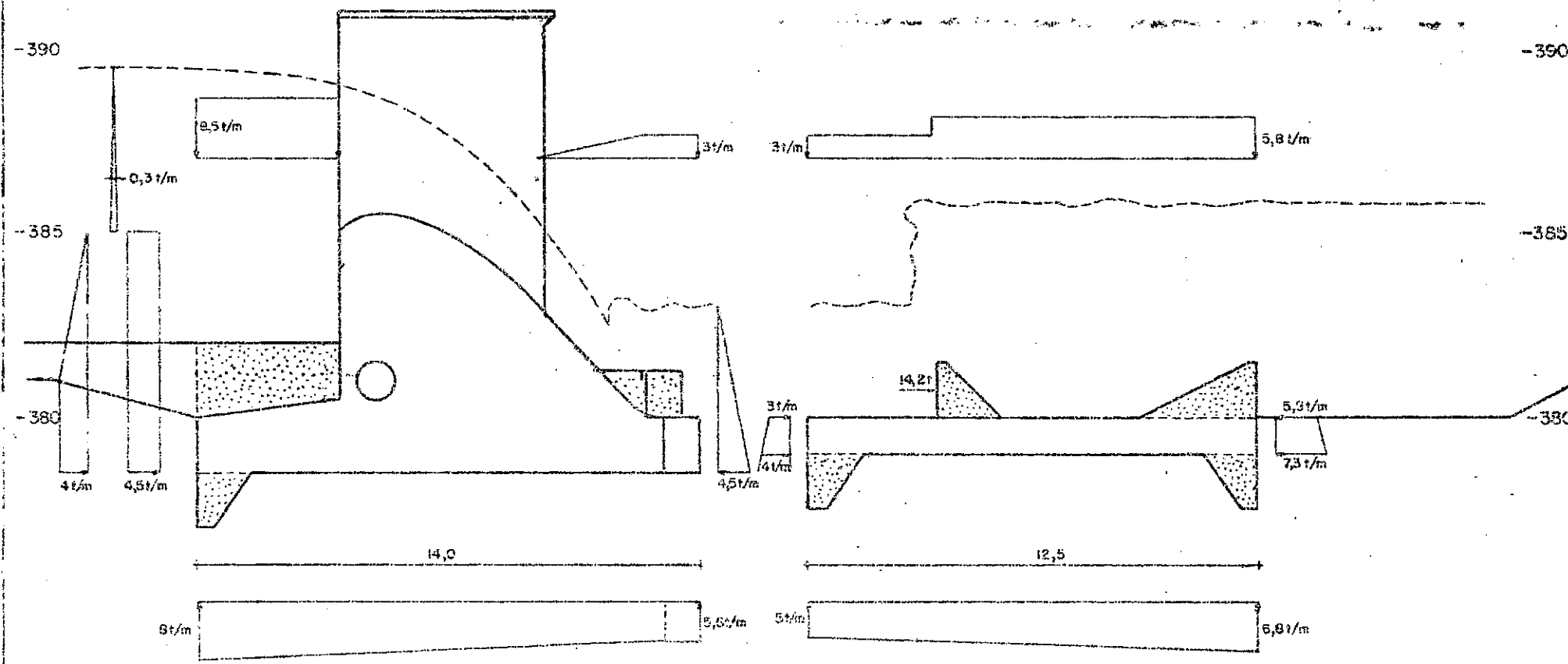
PROYECTO NOA HIDRICO, abril de 1981

LAMINAS

# PLANTA GENERAL

Escala 1:200



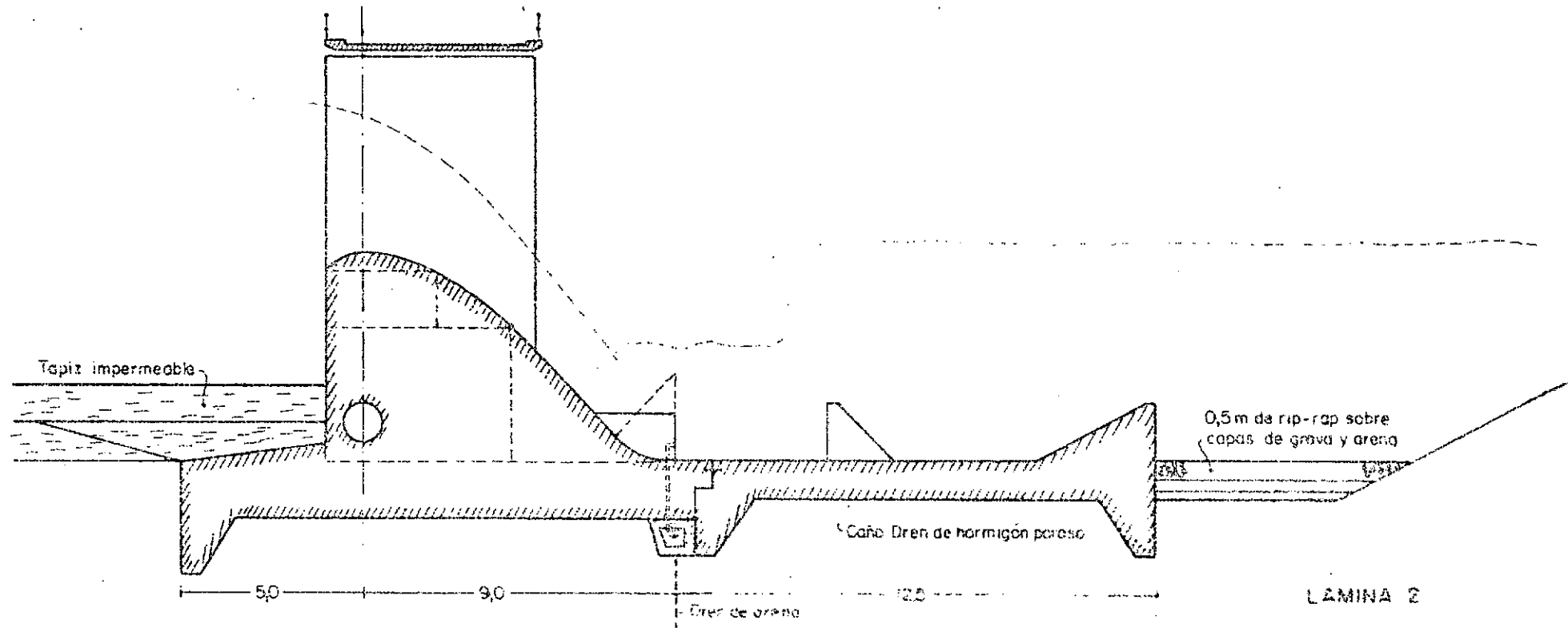


$\Sigma V(t) = 90,8$   
 $\Sigma H(t) = 37,4$   
 $\Sigma \bar{M}(mt) = 641,40$   
 $e = -0,06 \text{ m}$

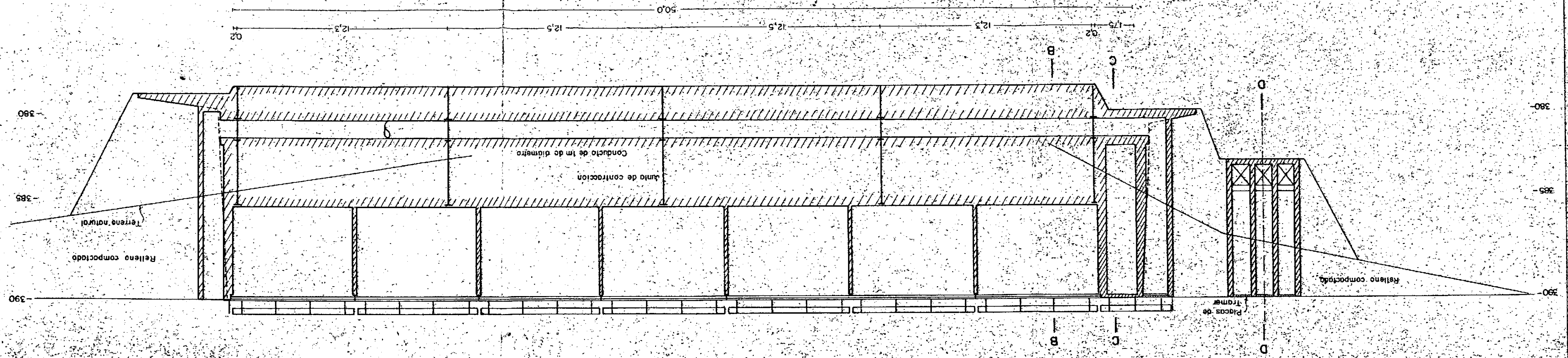
$\Sigma V(t) = 28,0$   
 $\Sigma H(t) = 11,4$   
 $\Sigma \bar{M}(mt) = 226,3$   
 $e = -1,83 \text{ m}$

NOTA. En las zonas punteadas se ha considerado la densidad sumergida.

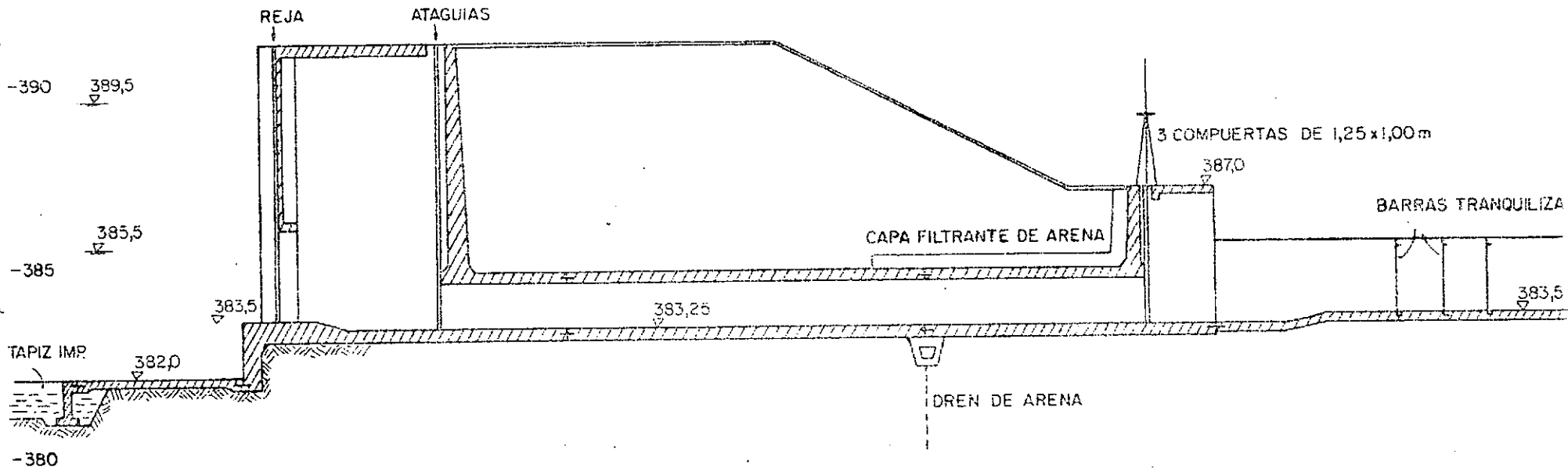
SECCION B-B





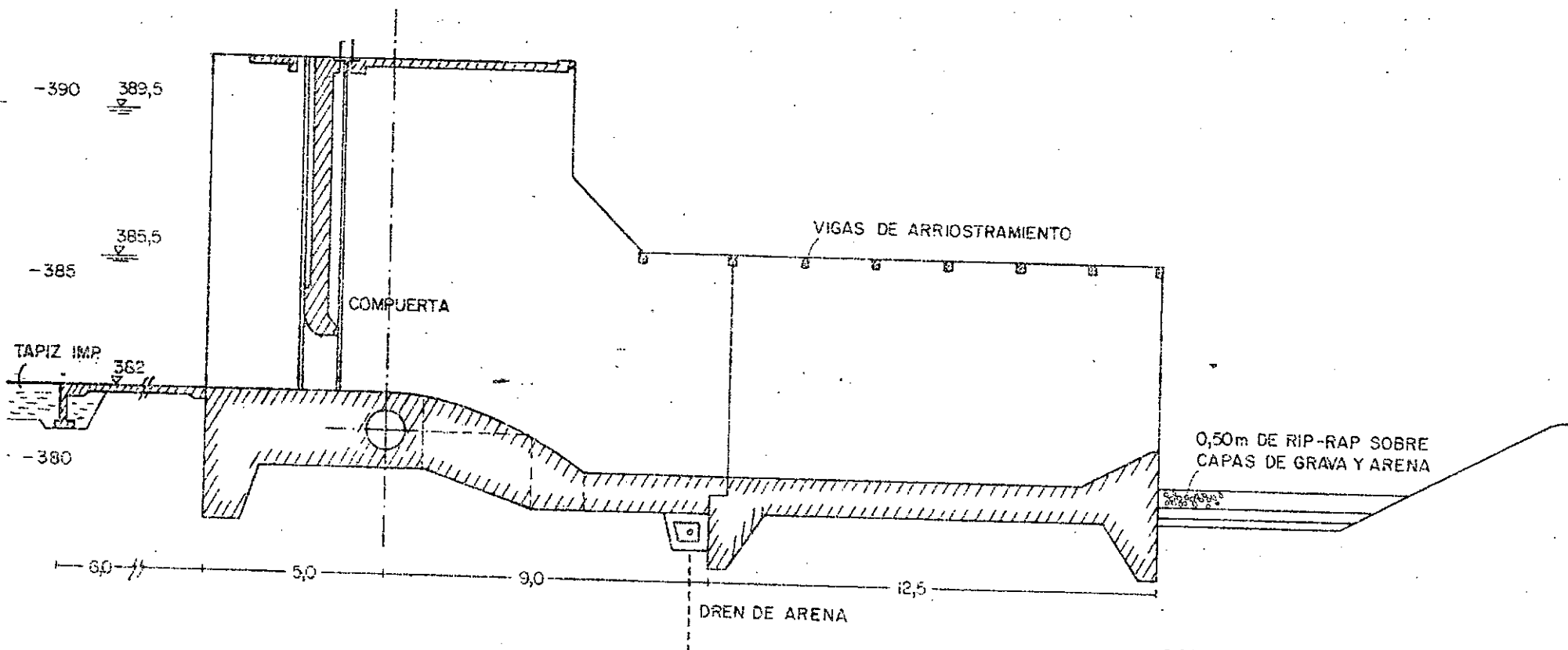


SECCION A-A (Transversal por el eje del azud)



SECCION D-D

LAMINA 4



-390 389,5

-385 385,5

TAPIZ IMP 362

-380

COMPUERTA

VIGAS DE ARRIOSTRAMIENTO

0,50m DE RIP-RAP SOBRE CAPAS DE GRAVA Y ARENA

3,0

5,0

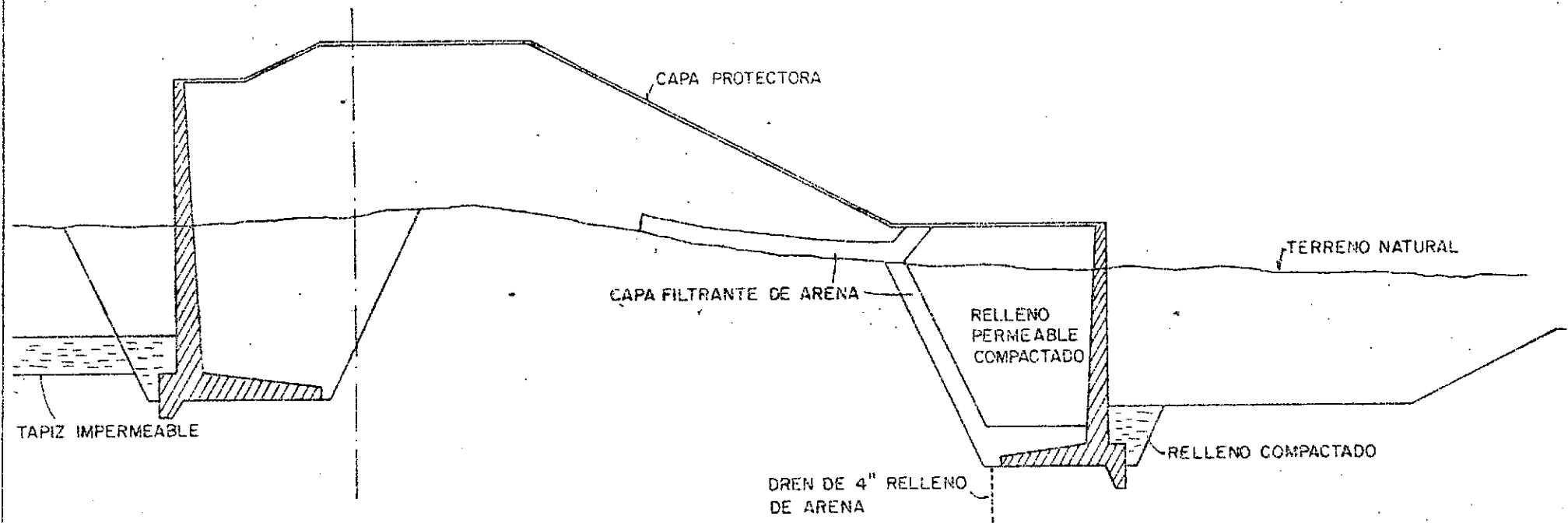
9,0

12,5

DREN DE ARENA

SECCION C-C

LAMINA 5



SECCION E-E  
LAMINA 6

SECCION H-H

385

380

FILTRO VERTICAL DE ARENA

PANTALLA DE DRENE DE ARENA

TERRENO NATURAL

SECCION I-I

385

380

VAR 7

TERRENO NATURAL

SECCION J-J

385

380

VAR 7

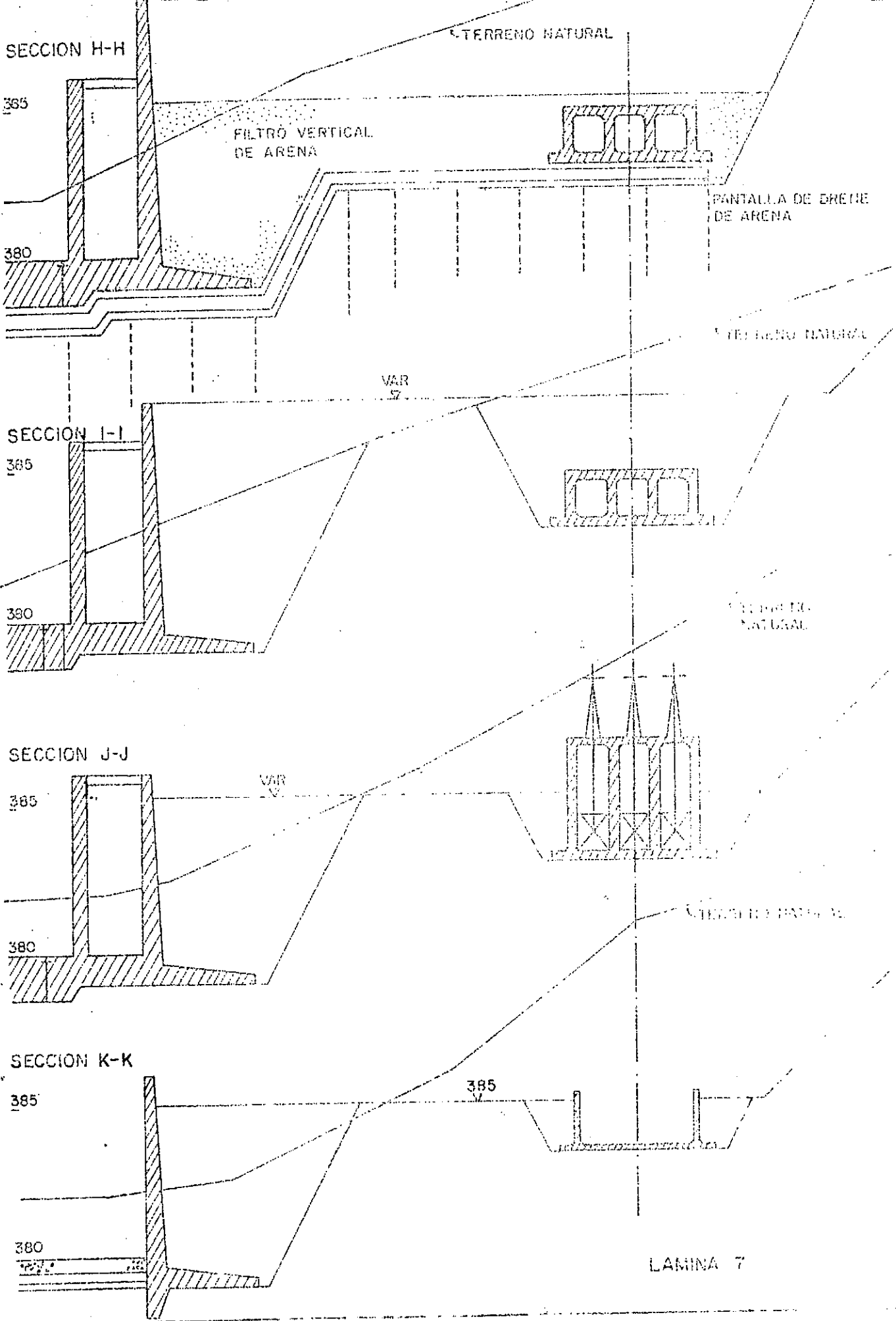
TERRENO NATURAL

SECCION K-K

385

380

385

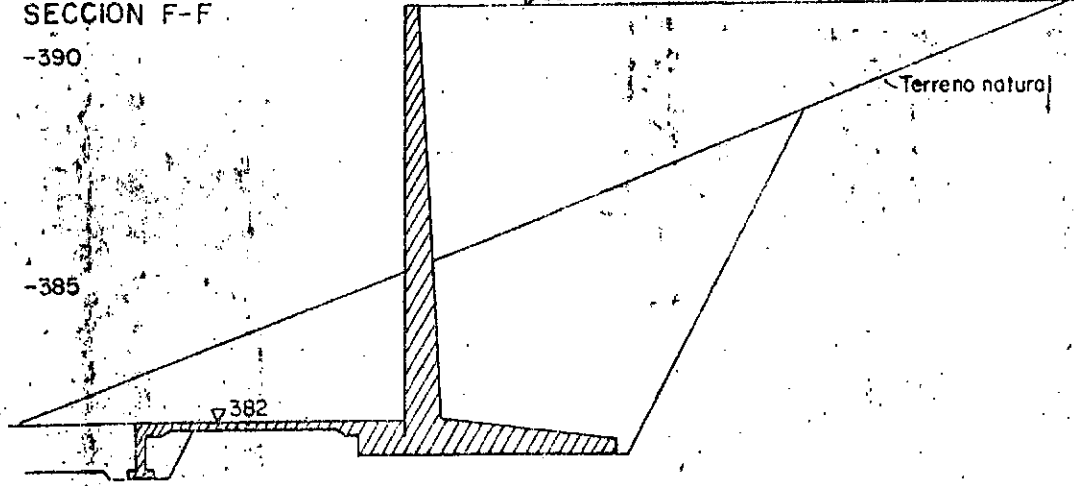


SECCION F-F

-390

-385

-380

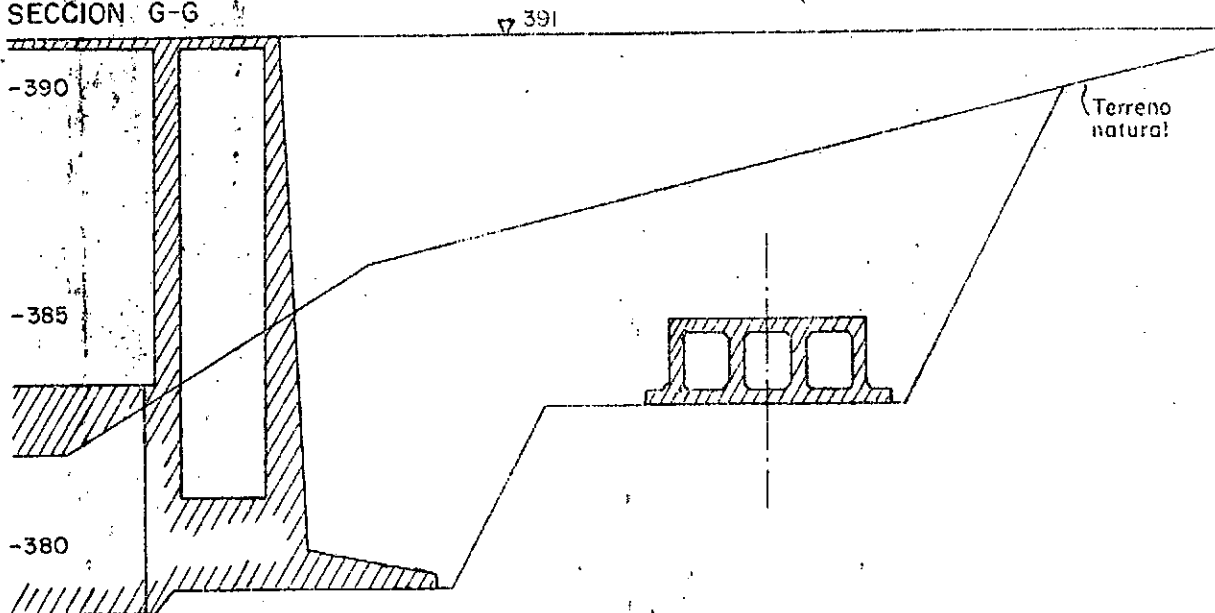


SECCION G-G

-390

-385

-380



SECCION L-L

-390

-385

380

