

# MEDICIONES DE EMPUJE DE TIERRAS EN LA LINEA 1 DEL METROPOLITANO DE SANTIAGO

Pedro ORTIGOSA\*  
Claus FAHRENKROG\*\*  
Horacio MUSANTE\*\*\*

## RESUMEN

*Se presentan los resultados de las mediciones de empuje de tierras efectuadas en un muro de estación y en un muro de túnel abovedado, ambos ubicados en la Línea 1 del Metropolitano de Santiago. Para tal efecto se diseñaron dos tipos de celdas de presión cuyas características de funcionamiento e instalación en terreno se indican en este artículo. Los resultados anteriores se complementan con mediciones de desplazamiento lateral en los muros del túnel. Finalmente se comparan las mediciones con los valores predichos, obtenidos a partir de las propiedades del suelo utilizadas en el diseño.*

## INTRODUCCION

Frente al problema de evaluar los empujes de tierra sobre las estructuras enterradas de la Línea 1 del Metropolitano de Santiago, surgió la necesidad de medir en terreno las presiones horizontales totales con que el suelo actuaba sobre ellas<sup>1,2,3</sup>. Con ello se pretendió: (1) obtener la distribución y el orden de magnitud de las presiones a lo largo del paramento de los muros verticales constitutivos de dichas estructuras; (2) disponer de datos suficientes que permitieran determinar la variación de las presiones en función del tiempo; (3) verificar si las propiedades del

---

\*Ingeniero del IDIEM. Profesor de Mecánica de Suelos, Universidad de Chile, Santiago. Profesor de Mecánica de Suelos, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso.

\*\*Profesor de Mecánica de Suelos, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso.

\*\*\*Ingeniero del IDIEM, Profesor de Mecánica de Suelos, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso.

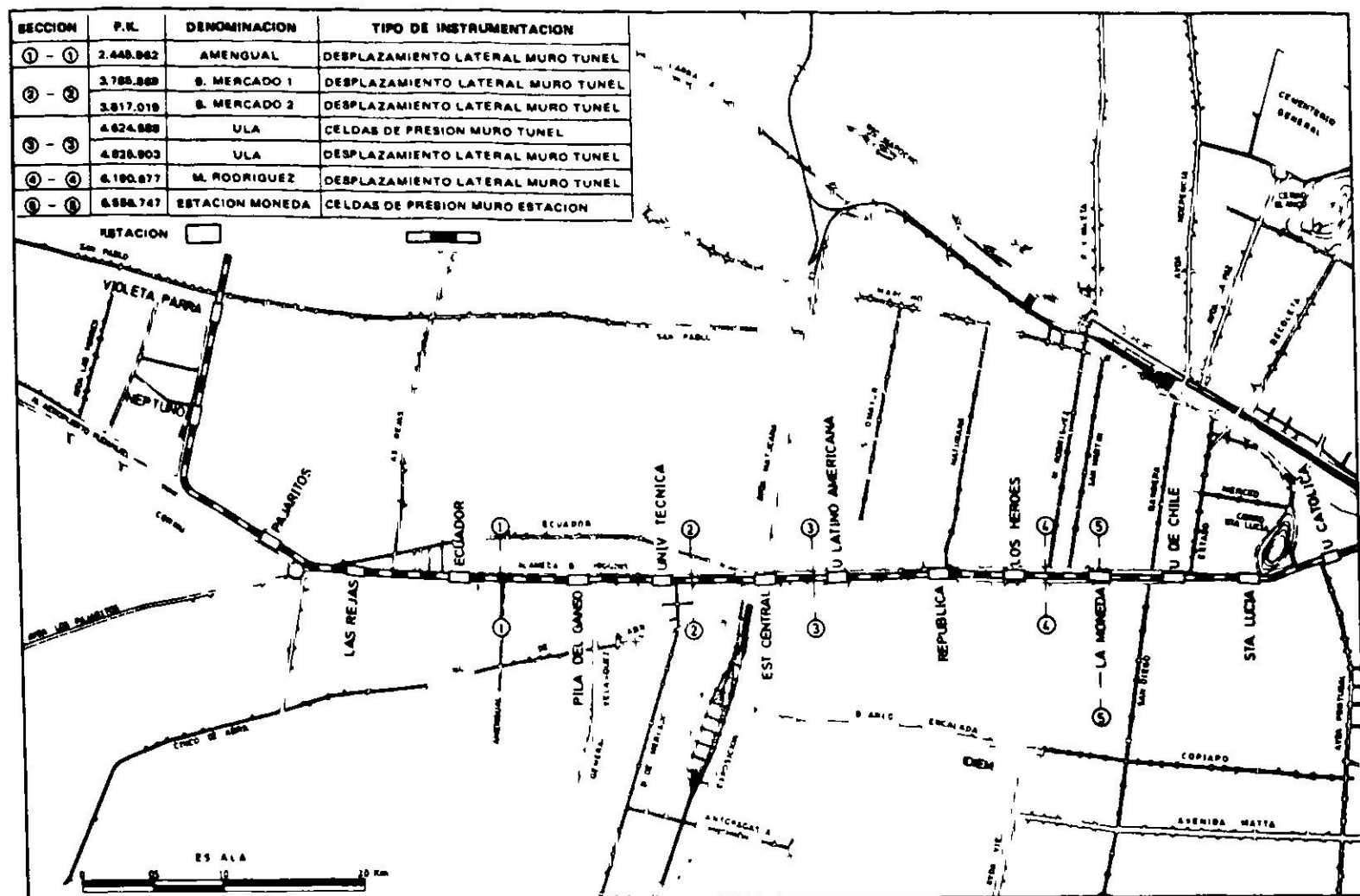


Fig. 1. Ubicación de las secciones instrumentadas a lo largo del trazado de la Línea 1.

suelo y los métodos empleados en el diseño proporcionaban resultados comparables con los medidos. El programa de instrumentación se complementó con la instalación de elementos destinados a medir el desplazamiento lateral de los muros de túneles abovedados<sup>3,4</sup>, debido a que en este tipo de estructura su valor jugaba un papel preponderante en el diseño<sup>5</sup>.

En las fechas en que se procedió a dar comienzo a las mediciones (abril de 1971 a agosto de 1972), se encontraba en construcción la Línea 1 del Metropolitano de Santiago en el tramo comprendido entre los Talleres Neptuno (Pudahuel) y la Estación Moneda (Plaza Bulnes). Las estructuras se encontraban bastante avanzadas en su etapa de construcción y correspondían a *estaciones de techo plano* y a *túneles abovedados*, ambas de hormigón armado. Por tal motivo, la ubicación de las secciones instrumentadas estuvo en la mayoría de los casos condicionada al avance de la construcción, en el sentido que permitiera la instalación de los equipos de medición en forma holgada. No obstante lo anterior, las secciones se eligieron de modo que cumplieran los requisitos siguientes: (1) se encontraran en ripio típico de Santiago; (2) la concretadura de los muros se realizara en contra del suelo natural, procedimiento que se había empleado y se pensaba seguir empleando en forma más o menos sistemática en la construcción de futuros tramos que atravesaran el ripio típico de Santiago; (3) presentaran características y dimensiones representativas de los tramos ya construídos y por construirse. De todas las secciones instrumentadas, la correspondiente a muros de estación (Estación Moneda) presentaba además la ventaja de encontrarse frente a la torre de ENTEL,

lugar en el cual se había desarrollado un extenso programa de experiencias de terreno destinado a determinar características de resistencia y deformabilidad del ripio<sup>6,7,8</sup>. Por otra parte, IDIEM estaba realizando mediciones de tensiones en los puntales de entibación empleados en la excavación de la estación<sup>9</sup>. En la Fig. 1 se ilustran las ubicaciones de las secciones instrumentadas y en las Figs. 2 y 3 esquemas con los elementos de medición instalados en ellas. En la Tabla I se presentan las características fundamentales de las secciones de túnel instrumentadas.

El proceso de construcción desarrollado en la Estación Moneda consistió en: excavación con pared vertical hasta una profundidad de aproximadamente dos metros; colocación de puntales metálicos apoyados en contra de la pared de la excavación a través de carreras de hormigón; continuación de la excavación con

TABLA I

CARACTERISTICAS DE LAS SECCIONES DE TUNEL INSTRUMENTADAS

SECCION	$e_M$ (m)	$b$ (m)	$B$ (m)	$h_M$ (m)	$h_R$ (m)	$e_p$ (m)	$\gamma_P$ (t/m <sup>3</sup> )	$e_R$ (m)	$\gamma_R$ (t/m <sup>3</sup> )	$h_D$ (m)	$L_o$ (m)	$t_o$ (°C)
Amengual	0.65	0.95	4.35	4.54	0.74	0.70	1.50	2.70	2.23	3.63	7.403	14
B. Mercado 1	0.70	1.00	4.40	4.93	1.04	1.00	1.40	3.30	2.20	3.81	7.25	25
B. Mercado 2	0.70	1.00	4.40	4.93	1.04	1.00	1.40	3.30	2.15	3.84	7.28	25
ULA	0.70	1.00	4.40	4.93	1.04	0.30	1.50	4.45	2.20	3.89	7.277	19.2
M. Rodríguez	0.75	1.05	4.45	5.00	1.09	0.30	1.40	5.70	2.20	3.84	7.30	15

$\gamma_P$  = Peso unitario del relleno de pumicita.

$\gamma_R$  = Peso unitario del relleno de ripio.

$t_o$  = Temperatura de la viga a la cual se midió su longitud  $L_o$

Las demás designaciones corresponden a las indicadas en Fig. 3.

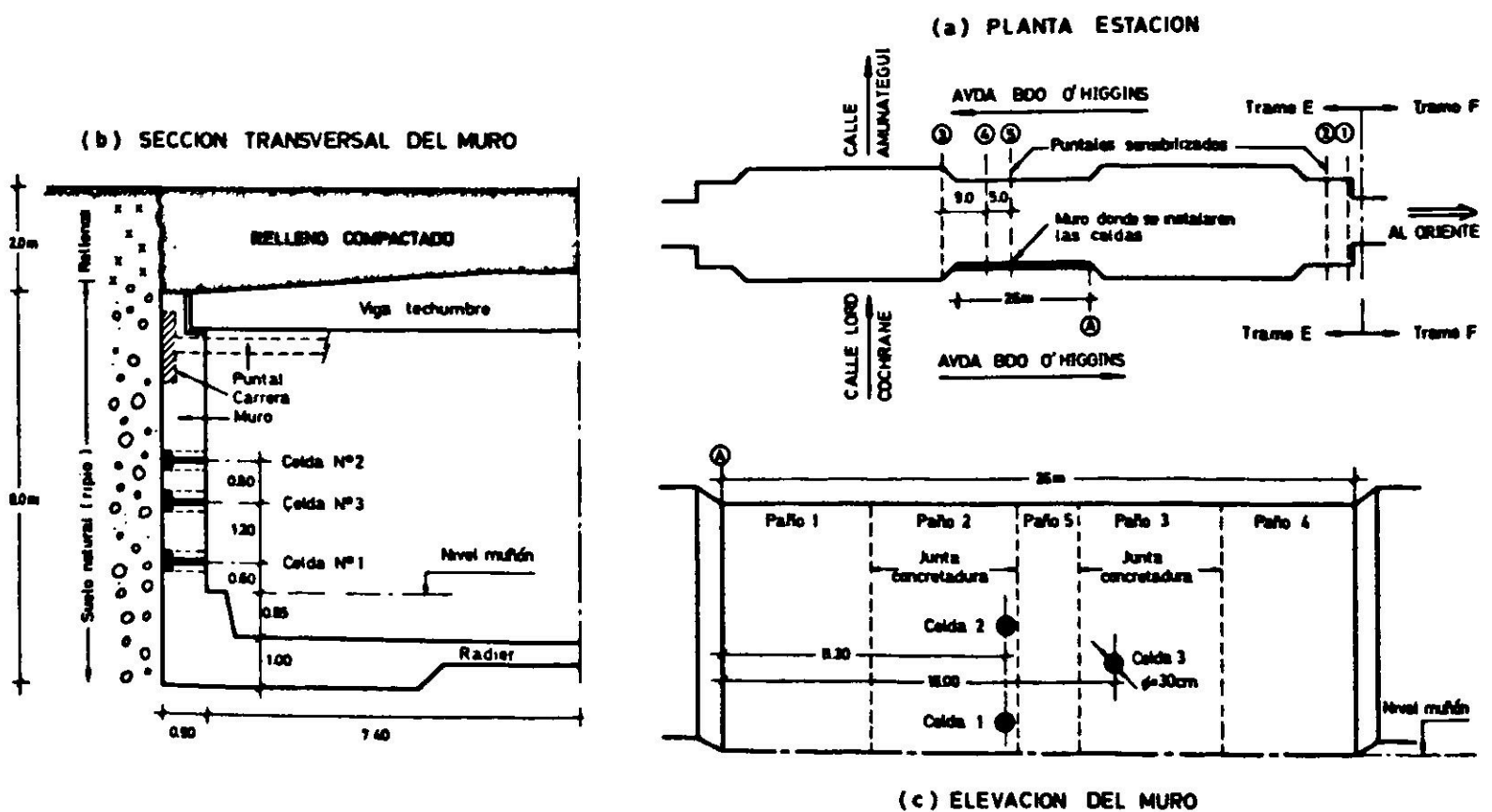


Fig. 2. Ubicación de las celdas de presión en la Estación Moneda.

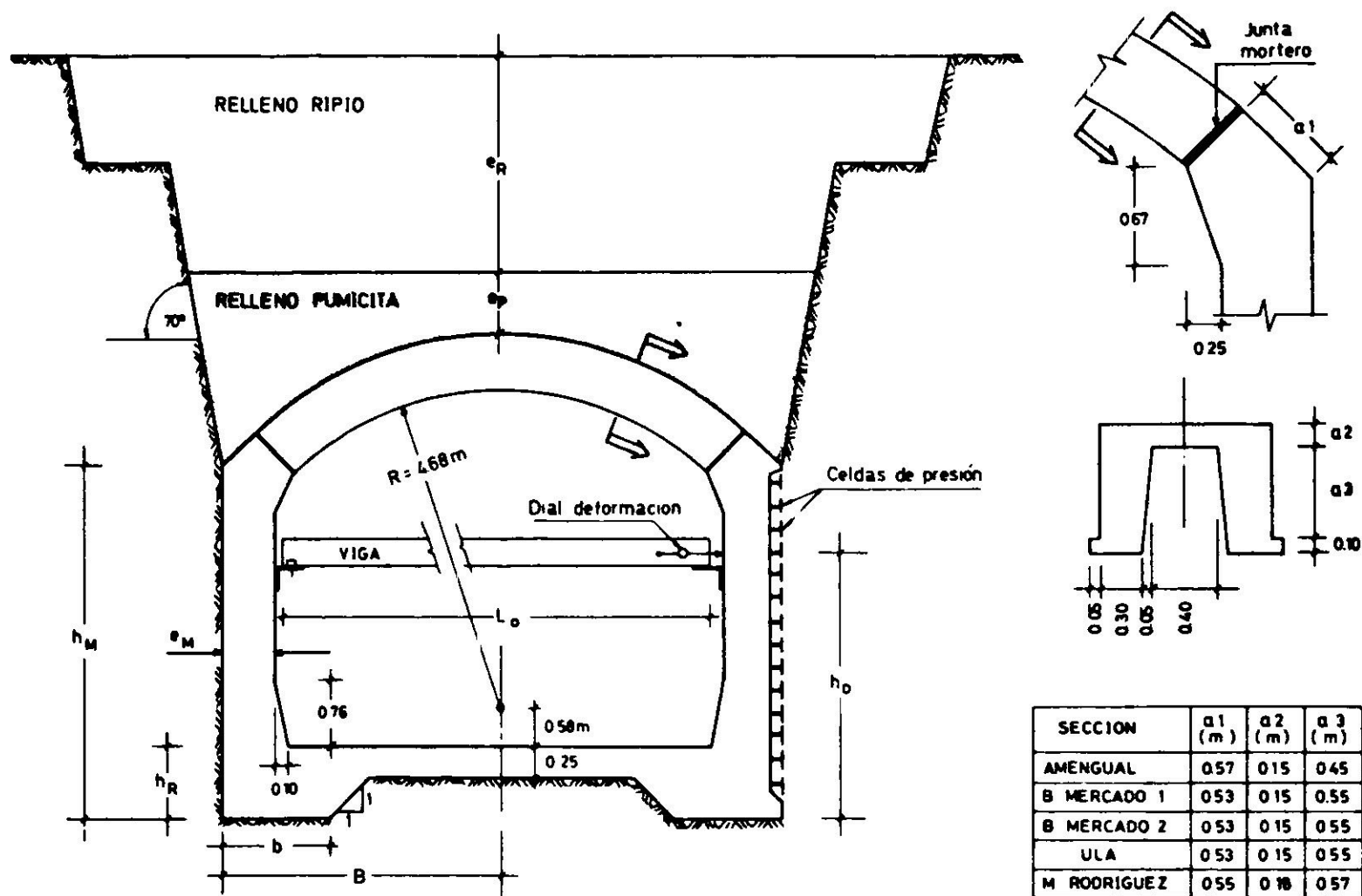


Fig. 3. Esquema de la instalación de elementos de medición en túneles.

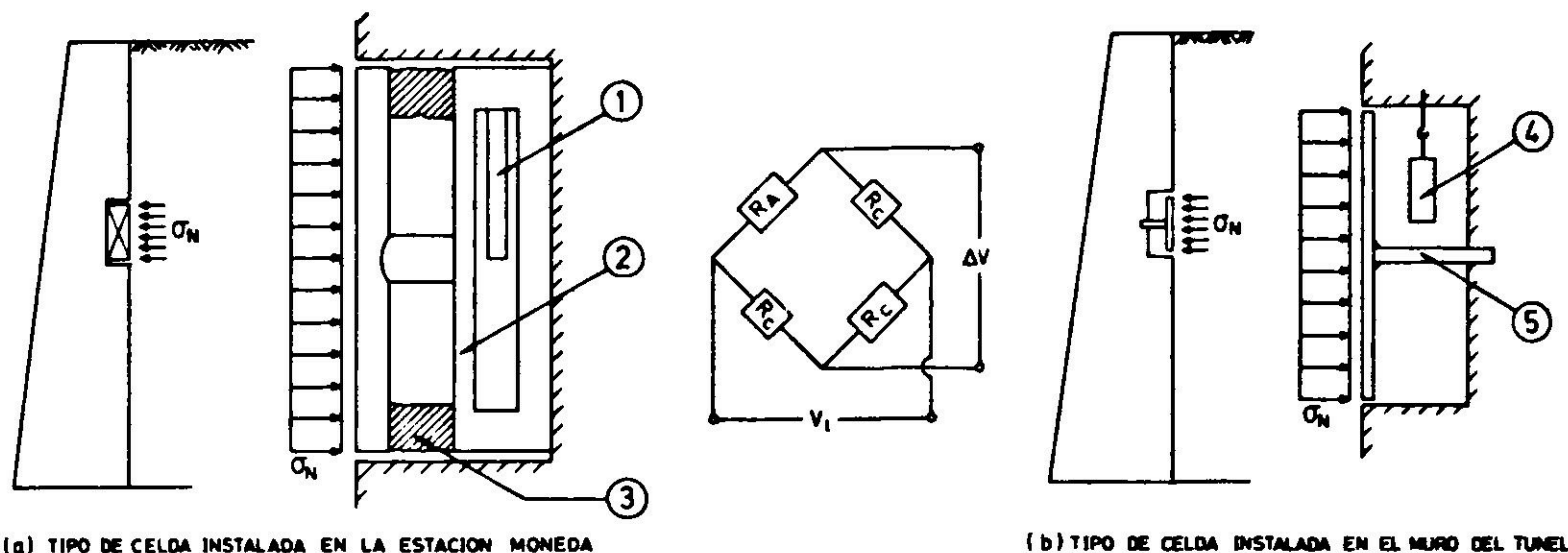
talud casi vertical hasta alcanzar los niveles de sello de fundación; peinado del paramento de la excavación adyacente a los muros a medida que se avanza con la concretadura de estos; concretadura del radier y de la zapata de los muros; concretadura de los muros en toda su altura y en paños de aproximadamente 6 m de longitud según la secuencia señalada en la Fig. 2; colocación de las vigas de techumbre; retiro de los puntales; colocación del relleno compactado sobre las vigas hasta alcanzar el nivel de la calzada.

En la sección de túnel abovedado el proceso constructivo puede resumirse, en líneas generales, como sigue: excavación con el perfil indicado en la Fig. 3; peinado vertical del paramento de la excavación adyacente a los muros a medida que se avanzaba con la concretadura de estos; concretadura del radier y de la zapata de los muros; concretadura del muro en toda su altura y en paños de aproximadamente 10 m de longitud; colocación de las bóvedas prefabricadas asentándolas sobre la aleta de los muros a través de una junta de mortero (esta colocación seguía más o menos secuencialmente el avance de la concretadura de los muros con lo cual dichos elementos iban siendo apuntalados por las bóvedas); colocación del relleno compactado sobre las bóvedas hasta alcanzar el nivel de la calzada.

### PRINCIPIOS BASICOS DEL FUNCIONAMIENTO DE LAS CELDAS DE PRESION UTILIZADAS

Las presiones horizontales totales desarrolladas entre el suelo y el paramento vertical de los muros se midieron utilizando celdas de presión. Estas celdas fueron

diseñadas y construídas en base a cambios de caída de voltaje producidos por la variación de una resistencia eléctrica adosada a la superficie del elemento deformable o sensitivo del instrumento. En la Fig. 4 se ilustra esquemáticamente el



1. Vástago compensador para adosar las resistencias pasivas ( $R_C$ );
2. Elemento sensitivo deformable por flexión en donde se adosa la resistencia activa ( $R_A$ ): "Placa activa";
3. Elemento muy flexible;
4. Vástago compensador para adosar las resistencias pasivas ( $R_C$ );
5. Elemento sensitivo deformable por compresión o tracción en donde se adosa la resistencia activa ( $R_A$ ): "Vástago activo".

Fig. 4. Esquema de las celdas de presión utilizadas y circuito eléctrico.

principio del funcionamiento de las celdas utilizadas y el circuito eléctrico correspondiente. Las resistencias indicadas (*strain gages*) están dispuestas configurando un puente de Wheatstone una de cuyas ramas corresponde a la resistencia activa,  $R_a$ , y el resto, a las pasivas,  $R_c$ . Si se considera que estando el sistema en vacío ( $\sigma_N = 0$ ) las resistencias de las cuatro ramas son iguales entre sí ( $R_a = R_c = R$ ) se puede establecer la relación siguiente:

$$\Delta V = V_i \frac{\Delta R}{4 R} \tag{1}$$

en que  $\Delta V$ , es la variación del voltaje de salida;  $\Delta R$ , es la variación de la resistencia activa al deformarse el elemento sensitivo de la celda cuando se incrementa o disminuye la presión  $\sigma_N$ ;  $V_i$ , es el voltaje aplicado al puente. La razón  $\Delta R/R$  puede expresarse como:

$$\frac{\Delta R}{R} = A \frac{\Delta l}{l_o} \tag{2}$$

en que  $l_o$ , es la longitud inicial de la resistencia activa;  $\Delta l$ , es la variación de longitud de la resistencia activa;  $A$ , es un factor que depende de las características geométricas y del material constitutivo de la resistencia activa (*gage factor*).

Considerando que  $\Delta l/l_o$  es la deformación unitaria,  $\epsilon$ , del elemento sensitivo, la relación (1) puede escribirse como:

$$\Delta V = V_i \frac{A \epsilon}{4} \tag{3}$$

De acuerdo a esta última relación se desprende que para lograr un máximo de sensibilidad convendrá utilizar el máximo  $V_i$  compatible con la capacidad del circuito, emplear *strain gages* con un *gage factor* adecuado y finalmente que el

pegado del *strain gage* activo se realice en el lugar del elemento sensitivo donde se produzca la máxima deformación unitaria. Con el fin de obtener una respuesta lineal de la celda para el valor de  $\sigma_N$  máximo que se espera medir, el elemento sensitivo debe diseñarse de tal modo que sus deformaciones se mantengan dentro del rango elástico del material con que haya sido construido.

Para independizar las lecturas del puente de los cambios de temperatura, las resistencias eléctricas que configuran las ramas pasivas deben pegarse sobre un material con el mismo coeficiente de dilatación térmica que el material empleado en la construcción del elemento sensitivo. De este modo la variación de temperatura que pudiera afectar al circuito eléctrico no inducirá un cambio apreciable en el voltaje de salida, con lo cual las lecturas de  $\Delta V$  se deberán únicamente a aumentos o disminuciones de  $\sigma_N$ .

Otro aspecto de interés en el diseño lo constituye la flexibilidad de la celda, la cual debe ser, en lo posible, igual a la del material del muro que existiría en el nicho ocupado por ella. En la Fig. 5 se ilustra un modelo aproximado para deter-

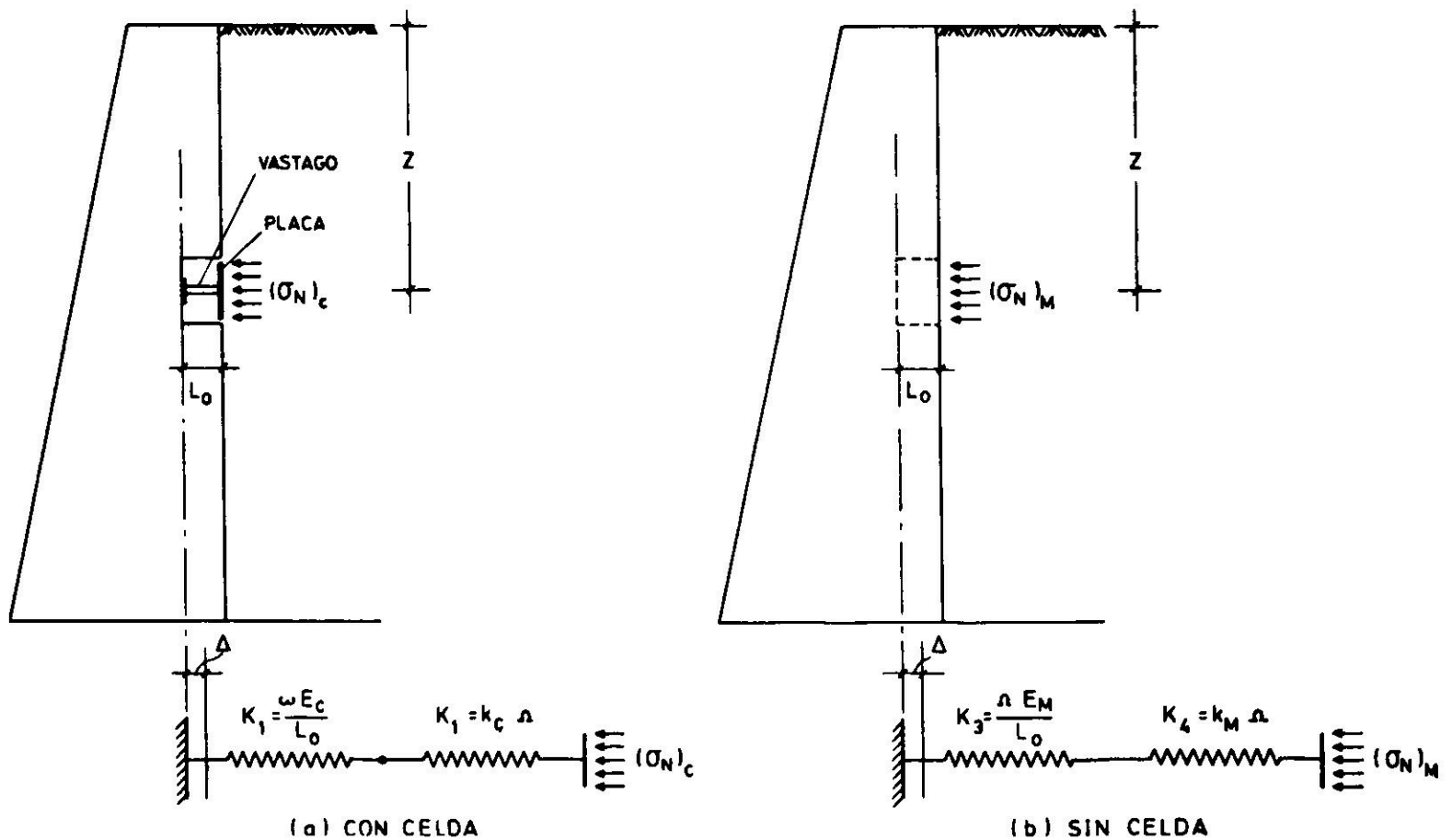


Fig. 5. Modelo aproximado utilizado en la determinación de la razón  $(\sigma_N)_c/(\sigma_N)_M$  para una condición de empuje pasivo.

minar la flexibilidad correspondiente al tipo de celda instalada en los muros del túnel cuando dicha estructura experimenta desplazamientos en contra del suelo, es decir, para una condición de empuje pasivo. Si se considera que el muro es muy rígido, el desplazamiento  $\Delta$  a una profundidad  $z$  será constante a todo su largo. De acuerdo a esto y despreciando la deformación de la placa ya que su espesor es mucho menor a la longitud del vástago, es posible establecer la siguiente expresión:

$$\frac{(\sigma_N)_c}{(\sigma_N)_M} = \frac{\frac{1}{k_M} + \frac{L_0}{E_M}}{\frac{1}{k_c} + \frac{L_0 \Omega}{E_c \omega}} \quad (4)$$

en que  $(\sigma_N)_c$ , es la presión que actúa sobre la celda;  $(\sigma_N)_M$ , es la presión que actúa sobre el muro;  $L_o$ , es la longitud del vástago;  $\omega$ , es el área de la sección transversal del vástago;  $\Omega$ , es el área de la placa;  $E_c$ , es el módulo de elasticidad del material constitutivo del vástago;  $E_M$ , es el módulo de elasticidad del material constitutivo del muro;  $k_c$ , es la constante de balasto del suelo adyacente a la placa;  $k_M$ , es la constante de balasto del suelo adyacente al muro. A través de la relación anterior es posible diseñar la celda tratando de que la razón  $(\sigma_N)_c/(\sigma_N)_M$  sea lo más cercana a la unidad. Para una situación de empuje en reposo o activo la condición de diseño que hace  $(\sigma_N)_c/(\sigma_N)_M = 1$  está dada por la siguiente expresión:

$$\frac{E_M}{E_c} = \frac{\omega}{\Omega} \quad (5)$$

Para el tipo de celda instalada en la Estación Moneda siguen siendo válidas las relaciones (4) y (5). En este caso  $\omega = \Omega$  y  $E_c$  representa el módulo de elasticidad equivalente de la celda, el que es virtualmente igual a la tangente de la curva carga deformación asociada al elemento sensitivo (placa deformada por flexión).

Muchas veces resulta prácticamente imposible cumplir con la condición de diseño impuesta por la relación (5) ya que al hacerlo se obtiene una celda con una sensibilidad muy baja. Por tal motivo, es necesario diseñar un sistema que permita, sin sacrificar su sensibilidad, eliminar los desplazamientos relativos que se generen entre el paramento del muro y la celda, de modo de tener un sistema compensado por flexibilidad. A este respecto cabe señalar que de no cumplirse lo anterior, en una situación de empuje en reposo o activo, la celda, si es más flexible que el material constitutivo del muro, registrará valores de  $\sigma_N$  menores a los reales, hecho que es motivado por el desarrollo de un arco en el suelo adyacente a ella. Taylor<sup>10</sup> establece que para obtener resultados confiables, la flexibilidad de la celda debe cumplir con la relación siguiente:

$$\frac{\delta_c}{B_c} < \frac{1}{2000} \quad (6)$$

en que  $\delta_c$  representa la deformación de la celda para la presión de trabajo y  $B_c$  el diámetro de la celda, si es de sección circular, o su lado menor, si es de sección rectangular.

## MECICION DEL EMPUJE DE TIERRAS EN LA ESTACION MONEDA

### Equipo de medición

La celda de presión utilizada está constituída por un conjunto de placas circulares de acero que conforman una unidad sellada de 7.5 cm de espesor y 30 cm de diámetro, Figs. 6 y 7. El diámetro elegido no es precisamente el más adecuado debido a que aproximadamente un 10% de las partículas del suelo tienen un

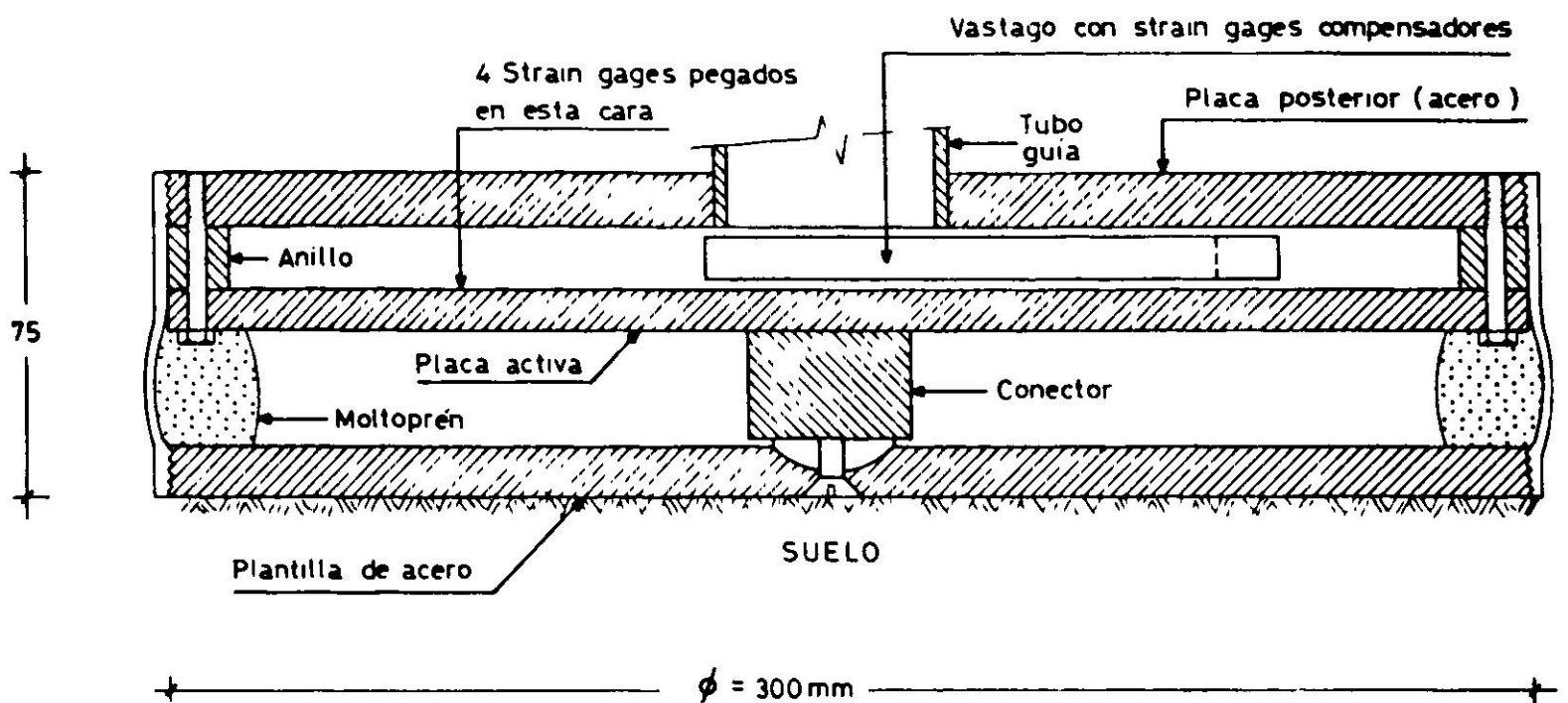


Fig. 6. Croquis de las celdas de presión instaladas en la Estación Moneda.

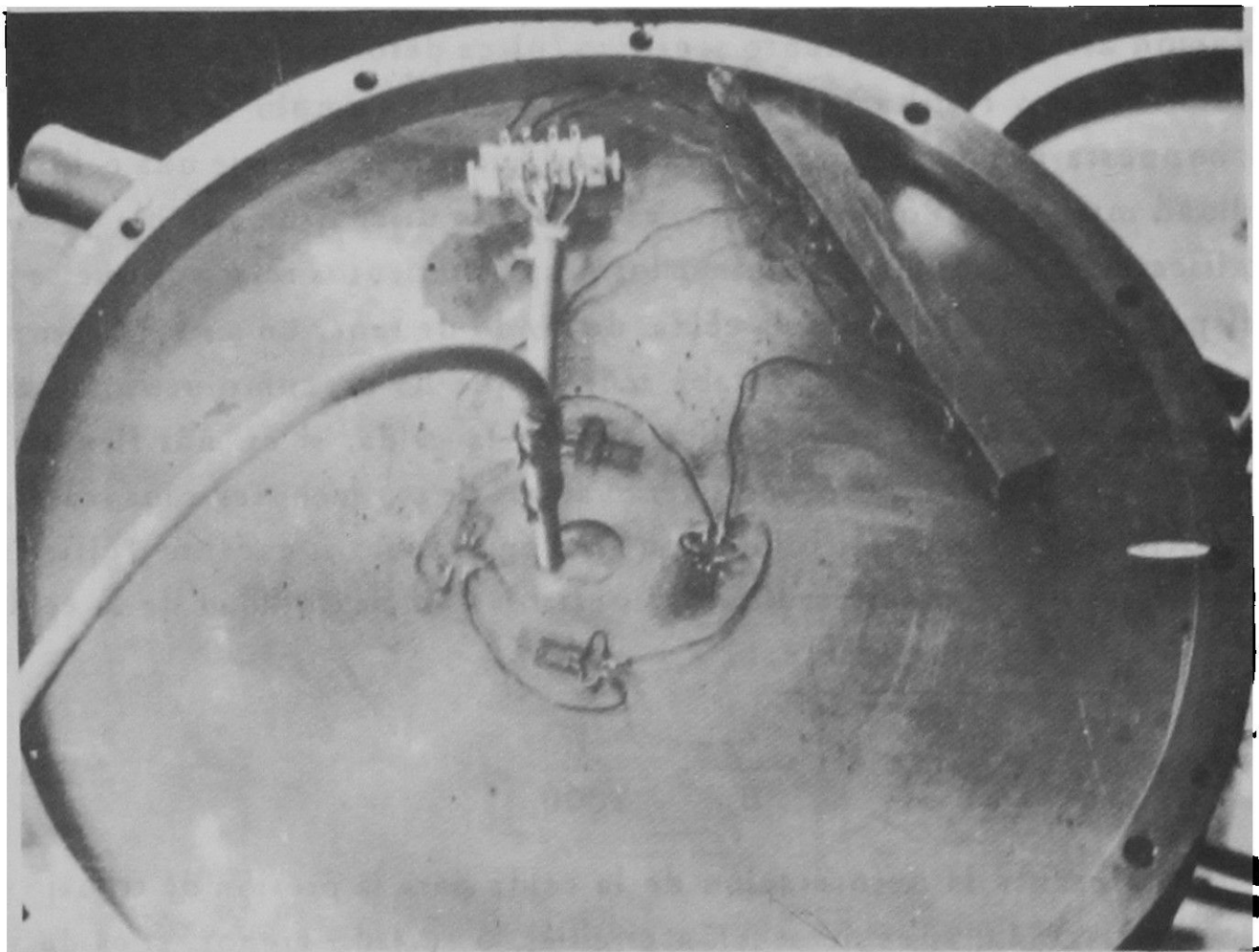


Fig. 7. Disposición de strain gages para las celdas instaladas en la Estación Moneda.

diámetro mayor que 3" con un tamaño máximo de 6". Sin embargo, celdas con diámetros mayores habrían obligado a trabajar con elementos difíciles de construir y sobre todo de instalar.

El elemento sensitivo de la celda se materializó con una placa semi-empotrada en su contorno y cargada axialmente en su centro a través de un conector, de tal modo que su deformación se produjera por flexión. El contacto entre la celda y el suelo se efectuó a través de una plantilla de mortero sobre la cual se asentó la placa delantera de la celda. Para facilitar este asiento, dicha placa se fijó al conector a través de una junta rotulada de cabeza esférica.



El circuito eléctrico utilizado está constituido por una conexión de puente de Wheatstone. La rama activa está formada por cuatro resistencias conectadas en serie-paralelo lo que equivale a una resistencia final del conjunto igual a la resistencia de una de las componentes; las ramas pasivas están constituidas por tres resistencias pegadas sobre un vástago compensador. Los *strain gages* empleados fueron de una misma serie para reducir a un mínimo los problemas de equilibrio en el puente. Sus características fueron:

Fabricante: M – M (Micro-Measurements, USA)

Tipo: EA – 06 – 125 AD – 120

Resistencia:  $120 \pm 0.15 \%$   $\Omega$

Gage factor:  $2,095 \pm 0.5 \%$

La determinación de los puntos de la placa activa en los cuales se produjeran las deformaciones unitarias máximas así como también el sentido de éstas se efectuó cargándola, previa aplicación de una capa de *stress coat*. En la Fig. 7 se ilustra la disposición de los *strain gages* pegados sobre la placa activa y los constitutivos de las ramas pasivas.

Las diferentes componentes del elemento de medición se protegieron mediante la aplicación de dos manos de pintura antióxido y posteriormente con tres manos de esmalte sintético. Una vez ensambladas, el conjunto se protegió con una banda de neopreno. Las conexiones eléctricas exteriores al elemento de medición se realizaron utilizando cables blindados.

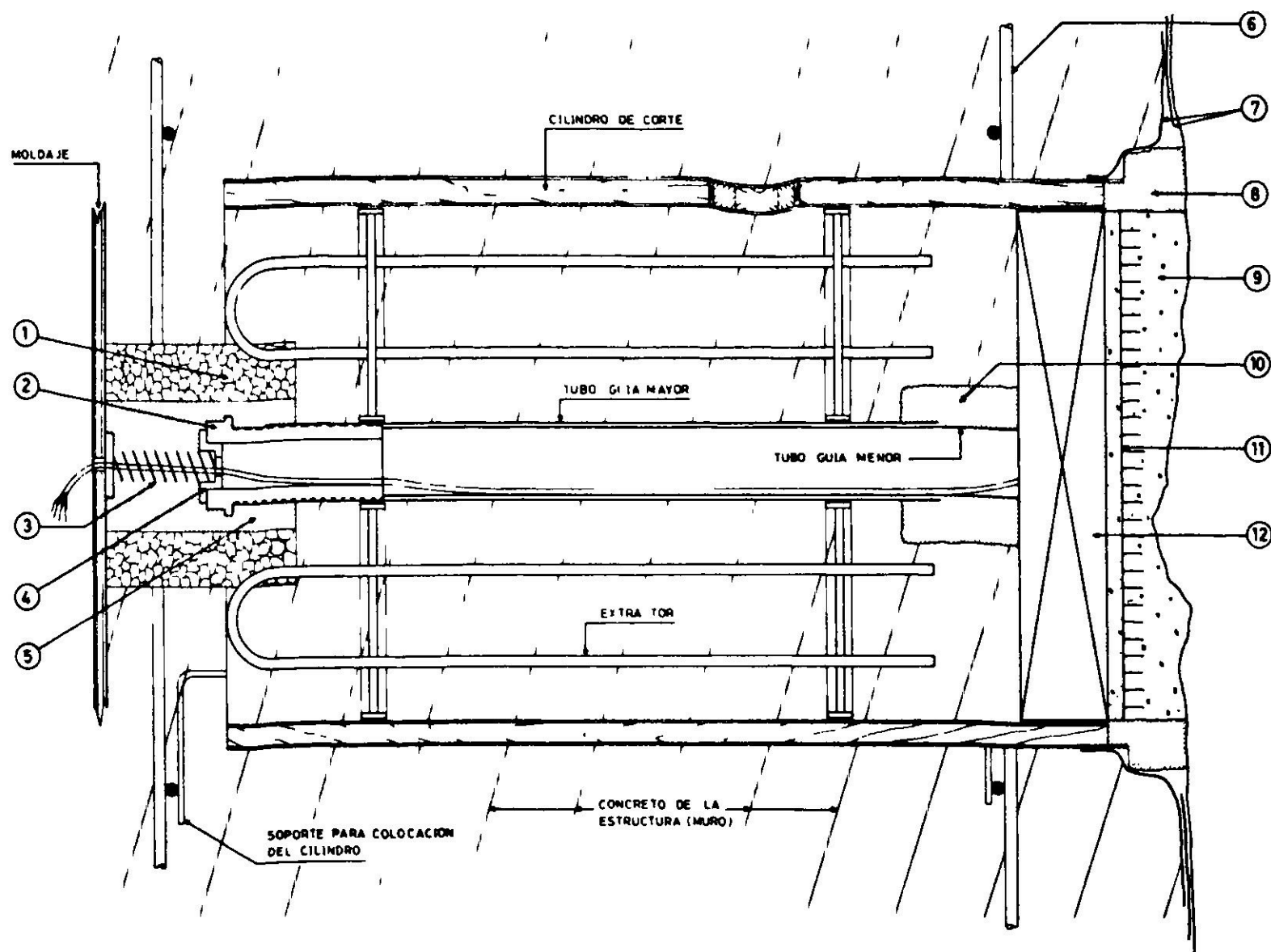
#### Calibración de la celda

Se efectuó en laboratorio mediante la aplicación de una solicitación axial centrada de 3000 kg que equivale a una presión de aproximadamente  $4 \text{ kg/cm}^2$ . Dentro de este rango de carga la respuesta fue elástica, obteniéndose un módulo de elasticidad equivalente de la celda igual a  $400 \text{ kg/cm}^2$  y una dispersión en los valores de la presión, inferior a  $\pm 0.007 \text{ kg/cm}^2$ . A raíz de la existencia de bolones en el suelo se pensó en la posibilidad de que la celda fuera accionada con una presión asimétrica. Por tal motivo se realizaron ensayos aplicando una carga axial de hasta 100 kg a una distancia de 5 cm del eje de la celda, obteniéndose resultados coincidentes con los registrados para la carga centrada.

Con el fin de verificar la sensibilidad del circuito eléctrico a posibles cambios de temperatura, se realizaron lecturas con la celda descargada y a una temperatura ambiente de  $20^\circ\text{C}$ . Posteriormente se la colocó en un horno a  $60^\circ\text{C}$  obteniéndose diferencias menores a  $0,009 \text{ kg/cm}^2$ . Tanto la dispersión registrada en la calibración con carga centrada ( $\pm 0,007 \text{ kg/cm}^2$ ) como la detectada por cambio de temperatura ( $0,009 \text{ kg/cm}^2$ ) no tienen mayor significación práctica si se las compara con el orden de magnitud de las presiones registradas en el terreno, que fue de  $0,1 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente.

#### Montaje del equipo en terreno

En la Fig. 8 se presenta un corte longitudinal del equipo de medición y el esquema de montaje de sus diferentes elementos. Estos elementos fueron diseñados con el



- |                          |                               |                      |
|--------------------------|-------------------------------|----------------------|
| 1. Aislapol              | 2. Perno ajuste de tensión    | 3. Resorte           |
| 4. Casquete              | 5. Moltoprén                  | 6. Armadura del muro |
| 7. Polietileno de cierre | 8. Anillo de moltoprén        | 9. Mortero           |
| 10. Moltopreno           | 11. Plantilla de ferrocemento | 12. Celda de presión |

Fig. 8. Esquema de montaje para las celdas instaladas en la Estación Moneda.

fin de facilitar el montaje de la celda de presión, poder dar tensiones a fin de asegurar un adecuado ajuste celda-suelo, reducir los desplazamientos relativos generados entre el paramento del muro y la celda de modo de obtener un sistema compensado por flexibilidad y poder recuperar el elemento de medición en caso de que éste hubiese quedado instalado defectuosamente. El procedimiento seguido para el montaje fue el siguiente:

- Se colocó un emplantillado de mortero sobre la pared vertical de la excavación.
- Sobre el mortero fresco se adhirió una plantilla rectificadora de ferrocemento con el fin de obtener una superficie plana y lisa.
- Se cortaron las armaduras del muro dejando un espacio de 50 x 50 cm aproximadamente con el fin de poder introducir los elementos de montaje.
- Se ubicaron los soportes de colocación del cilindro de corte a fin de dejar alineado el sistema plantilla-celda. Una vez realizada esta operación se procedió

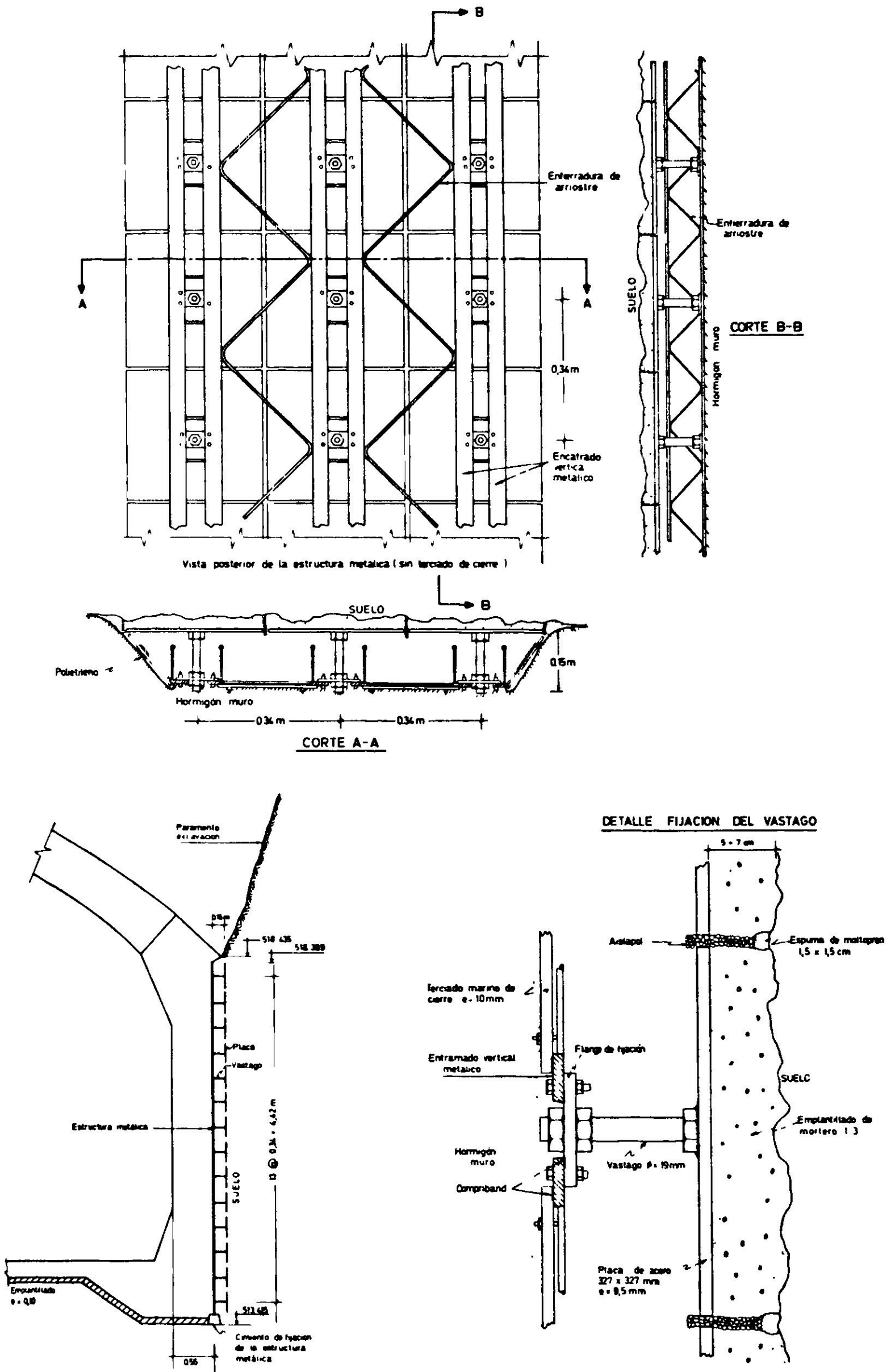


Fig. 9. Esquema general de las celdas de presión instaladas en el muro del túnel.

- a soldar los soportes a las armaduras del muro.
- Se recortaron los tubos guía mayor y menor de modo que la tensión que ejerciera el resorte contra el moldaje fuera del orden de 25 kg (tensión inicial de montaje de la celda).
  - Se introdujeron la celda de presión, los tubos guía mayor y menor y el extractor dentro del cilindro de corte hasta que la celda quedara en contacto con la plantilla de ferrocemento. Entre el tubo guía mayor y menor se colocó una protección de moltopreno para evitar la penetración de lechada de cemento entre ambos tubos asegurando de este modo el libre deslizamiento entre ellos.
  - Se colocó el casquete con el resorte los que se protegieron recubriéndolos con moltopreno y aislapol.
  - Una vez fraguado el hormigón del muro y retirado el moldaje se sacó el aislapol, el moltopreno, el resorte y el casquete dejando a la vista el perno de ajuste de tensión. Durante la concretadura se tuvo especial cuidado de que el interior del cilindro de corte quedara totalmente lleno con concreto.
  - Se procedió a dar una tensión adicional accionando el perno de ajuste con una llave cruz. Esta tensión hace que la celda presione en contra de la plantilla de ferrocemento al ser empujada por el tubo guía menor.

#### Procedimiento de medición

Las lecturas se comenzaron una vez levantado el moldaje y se continuaron durante todo el tiempo que duró la faena de concretadura del muro. Con posterioridad se realizaron las lecturas diarias durante las primeras semanas las que se distanciaron a una lectura semanal después del primer mes.

Debido a que el muro instrumentado se encontraba en una situación de empuje activo o de reposo, para el tipo de celda instalada, la condición impuesta por la relación (5) establece que  $E_c/E_M$  debe ser igual a 1,0. Esta igualdad no se cumplía ya que  $E_c \approx 400 \text{ kg/cm}^2 < E_M \approx 300.000 \text{ kg/cm}^2$  lo cual obligó a dar periódicamente tensiones de ajuste tratando de anular los desplazamientos relativos entre el paramento del muro y la celda.

Desafortunadamente no se midió el posible corrimiento del cero del circuito eléctrico en función del tiempo, lo que resta exactitud a las mediciones efectuadas.

## MEDICION DE EMPUJE DE TIERRAS EN UNA SECCION DE TUNEL ABOVEDADO

#### Equipo de medición

Las celdas de presión utilizadas están constituídas por un conjunto de placas de acero dispuestas en tres columnas a lo largo de la vertical del muro y fijadas contra el suelo a través de un emplantillado de mortero, Fig. 9. Su colocación se materializó de manera que quedaran trabajando independientemente unas de otras según se ilustra en esa figura. En su parte posterior las placas reciben un vástago cilín-

drico que corresponde al elemento sensitivo de la celda el cual se deforma por compresión. Este vástago se materializó utilizando un tubo de acero sin costura de alta resistencia cuyo extremo posterior se fijó a una estructura metálica destinada al montaje del conjunto placa-vástago. La estructura se selló con planchas de terciado marino de modo de dejar totalmente estanco el sistema. Para tal efecto, las uniones entre el terciado y la estructura metálica, así como también los empalmes entre las planchas, se sellaron con compriband. El polietileno utilizado en la impermeabilización de los muros también quedó incorporado al sistema según se ilustra en la Fig. 9. Una vez concretado el muro el extremo posterior de los vástagos quedó embebido en el concreto, garantizándose así su fijación con respecto a desplazamientos en el sentido de su eje.

Con las dimensiones y características de deformación de las celdas se determinó la razón  $(\sigma_N)_c/(\sigma_N)_M$  a través de la relación (4). Para tal efecto se consideró  $k_M \approx k_c \approx 15 \text{ kg/cm}^3$ ,  $L_o = 15 \text{ cm}$ ,  $\Omega = 1070 \text{ cm}^2$ ,  $\omega = 1,7 \text{ cm}^2$ ,  $E_M = 300.000 \text{ kg/cm}^2$  y  $E_c = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . Con estos valores se obtuvo  $(\sigma_N)_c/(\sigma_N)_M = 0.95$  lo cual permite concluir que para una condición de empuje pasivo (muro del túnel desplazándose en contra del suelo) las presiones detectadas por las celdas representarían adecuadamente las presiones reales muro-suelo. Para la situación de empuje en reposo o activo la relación (5) indica que la razón  $\omega/\Omega$  debería ser igual a  $1/7$ , valor que es 70 veces mayor al empleado en el diseño. Esta situación implicaba construir vástagos de mayor rigidez con la consiguiente reducción de sensibilidad en la celda. Sin embargo, considerando que las celdas iban a trabajar fundamentalmente en una condición de empuje pasivo y que éstas cumplían con creces la condición establecida por Taylor<sup>10</sup>, los vástagos se construyeron con las dimensiones ya señaladas anteriormente.\*

El circuito eléctrico utilizado está constituido por una conexión de puente completo en el puente de Wheatstone. La rama activa está formada por dos *strain gages* conectados en serie y fijados al vástago en posiciones diametralmente opuestas, tratando con ello de lograr una compensación con respecto a momentos flectores que pudieran solicitar al vástago. Estos momentos se inducirían por efecto del esfuerzo de corte originado por el roce entre las placas y el suelo, por posibles excentricidades producto de defectos de montaje y por la existencia de bolones que hacen que la sollicitación del suelo sobre las placas no sea perfectamente uniforme. Las otras tres ramas del puente corresponden a las ramas pasivas, constituidas, cada una de ellas, por dos *strain gages* conectados en serie. Estos *strain gages* se fijaron a un vástago compensador construido con el mismo material empleado en la confección de los vástagos y que se colgó a la estructura metálica. Como medida de seguridad se utilizaron dos vástagos compensadores, uno de los cuales quedó como repuesto. Los *strain gages* utilizados, tanto en las ramas activas

---

\*El lado menor del conjunto de celdas es aproximadamente igual a 100 cm y la deformación del vástago para la presión máxima detectada en terreno en condición activa o de reposo es igual a  $0.5 \times 10^{-2} \text{ cm}$ . Con estos valores se obtiene  $\delta_c/B_c = 0.5 \times 10^{-4} < 0.5 \times 10^{-3}$ .

como pasivas, fueron iguales a los empleados en la confección de las celdas instaladas en la Estación Moneda. La longitud de los cables blindados utilizados para configurar el circuito del puente se mantuvo constante para cada vástago con el fin de que los cambios de temperatura a que se vieran sometidos indujeran en cada una de las ramas variaciones de resistencia aproximadamente iguales. Todos los *strain gages* fueron cubiertos con caucho a fin de protegerlos de eventuales golpes durante la instalación del equipo.

#### Calibración de las celdas

La calibración de los vástagos se realizó en el laboratorio aplicando una sollicitación axial centrada de 3000 kg que equivale a una presión de aproximadamente 3 kg/cm<sup>2</sup> actuando sobre las placas. Dentro de este rango de carga la respuesta fue elástica y la dispersión de valores inferior al 1 %. Con el fin de detectar posibles corrimientos del cero, para cada incremento de carga utilizado en la calibración, se procedió a efectuar lecturas en conexión directa e inversa.

La verificación del circuito eléctrico con respecto a posibles cambios de temperatura se efectuó siguiendo el mismo procedimiento empleado para las celdas de la Estación Moneda. Las diferencias obtenidas por este efecto fueron inferiores a 0,008 kg/cm<sup>2</sup>, que no tienen significación práctica si se las compara con el orden de magnitud de las presiones registradas en el terreno que osciló entre 1.0 y 3.0 kg/cm<sup>2</sup>.

Los ensayos destinados a comprobar el grado de insensibilidad de los vástagos con respecto a momentos flectores se efectuaron empotrando uno de sus extremos y aplicando en el otro una carga de 200 kg perpendicular a su eje. Esta operación se efectuó cuatro veces, girando, cada vez, el vástago en 90° en torno a su eje. Considerando que los *strain gages* se conectaron en serie y se fijaron en posiciones diametralmente opuestas, las lecturas registradas debían coincidir con la lectura inicial. Sin embargo, esta situación no ocurrió debido a defectos en el proceso de fijación de los *strain gages* en posiciones diametralmente opuestas y a desplazamientos del eje neutro del vástago motivados por irregularidades geométricas del tubo utilizado en su construcción, así como también por una dureza no uniforme de su manto. La presión equivalente actuando sobre la placa de la celda debido a este efecto se obtuvo con el promedio de las lecturas registradas para las cuatro posiciones del vástago. Su valor osciló entre 0.0075 kg/cm<sup>2</sup> y 0.086 kg/cm<sup>2</sup> con un promedio igual a 0.04 kg/cm<sup>2</sup>, lo que no tiene significación práctica si se lo compara con el orden de magnitud de las presiones registradas en el terreno. No obstante esto, los vástagos con menor dispersión se instalaron en las zonas del muro en las que, de acuerdo a los resultados del análisis teórico<sup>5</sup>, se esperaba se desarrollaran presiones mayores; los vástagos que mostraron las dispersiones mayores se utilizaron para materializar las ramas pasivas del puente. En la Fig. 10 se ilustra la disposición de las placas con vástagos activos.

#### Montaje del equipo en terreno

El procedimiento seguido para el montaje de las celdas fue el siguiente:

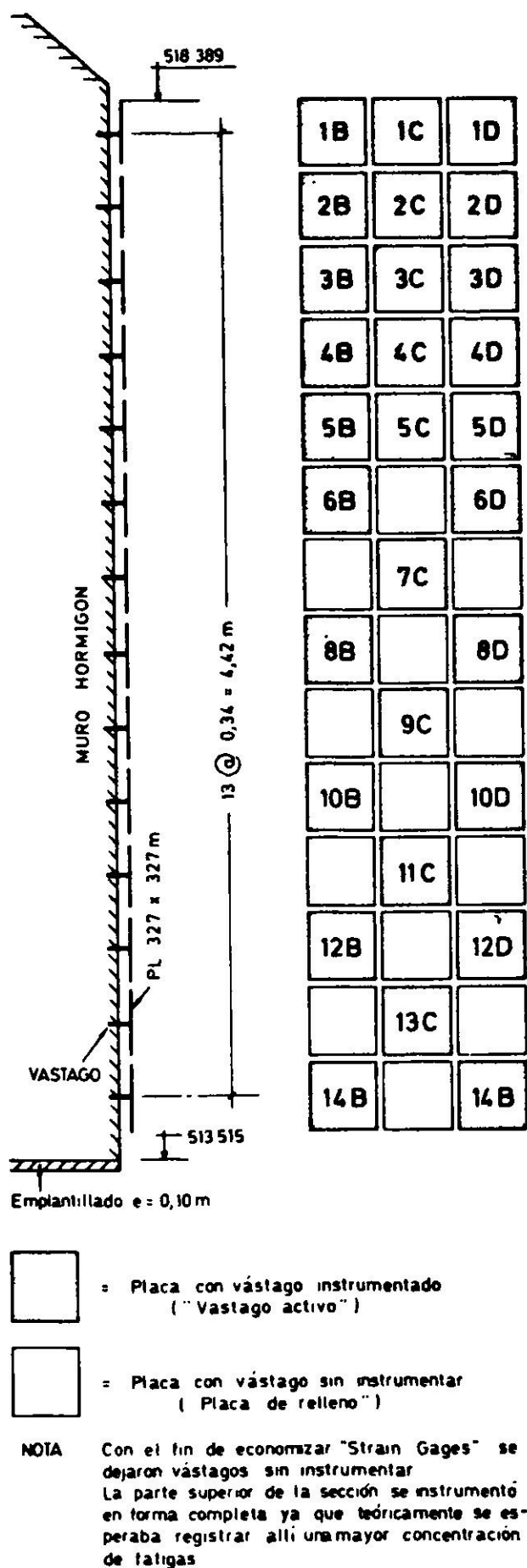


Fig. 10. Disposición de las placas con vástagos activos instaladas en el muro del túnel.

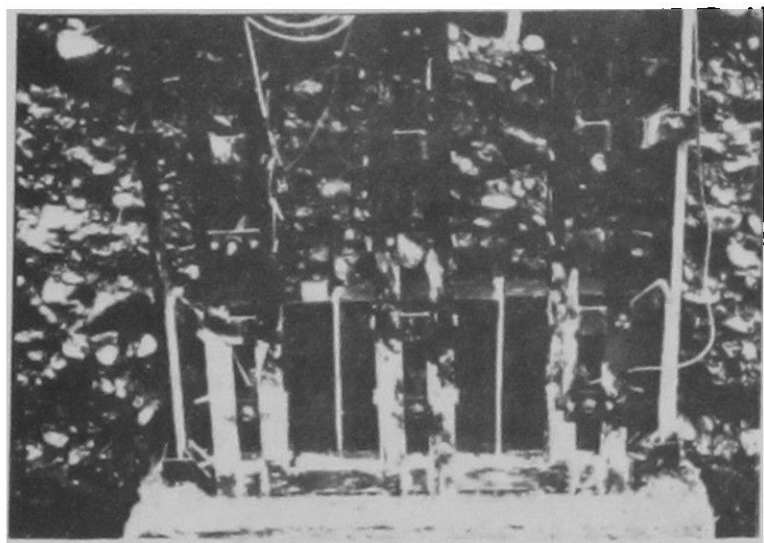
preno de 1.5 x 1.5 cm.

- El procedimiento descrito en el acápite anterior se efectuó para una corrida horizontal constituida por tres placas con sus respectivos vástagos. Antes de montar la corrida inmediatamente superior se rellenó con mortero el hueco existente entre la cara delantera de la placa, el paramento de la excavación y las tiras de plumavit.
- Una vez instaladas todas las placas se procedió a sellar la estructura metálica en su parte posterior mediante planchas de terciado marino. Con la finalidad de

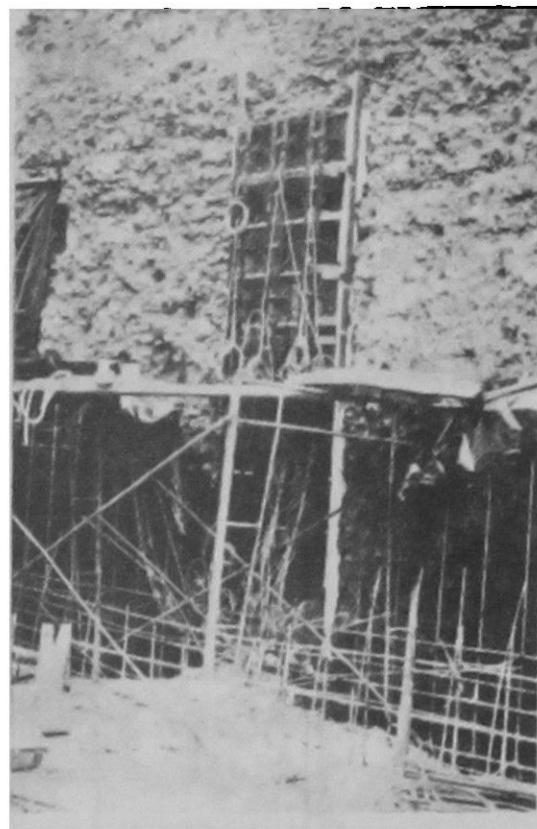
- Se presentó la estructura metálica apuntalándola en contra del suelo y dejándola en posición vertical. Esta operación se facilitó mediante el empleo de patas distanciadoras de longitud regulable las cuales se dispusieron entre la estructura y el paramento de la excavación.
- Se procedió a concretar la base de la estructura con el fin de obtener un cimiento que impidiera cualquier tipo de desplazamiento, principalmente durante el montaje de los vástagos inferiores.
- Se montaron los vástagos uniéndolos a la estructura metálica mediante platinas de fijación. En el extremo delantero de los vástagos se aperraron las placas dejando una separación entre éstas y el paramento de la excavación de aproximadamente 5 a 7 cm. Las placas se montaron de tal manera que quedaron en un mismo plano vertical, lo cual se logró accionando los pernos que unen el vástago a la estructura metálica. Con el fin de que las placas trabajaran independientemente se procedió a aislarlas utilizando tiras de plumavit dispuestas en la base y en los costados de ellas. Estas tiras se adaptaron a las irregularidades del paramento de la excavación recortando sus cantos y colocando entre ellos y el suelo una banda de molto-

proteger los cables del circuito eléctrico se montó una caja de registro de modo que ellos no quedaran en contacto directo con el hormigón del muro. Montada esta caja se procedió a la concretadura del muro.

- La tensión inicial de ajuste de las placas en contra del suelo fue dada por el peso propio del hormigón fresco. En las Figs. 11 y 12 se ilustran dos aspectos del montaje.



**Fig. 11.** Cimiento de fijación de la estructura metálica y primera corrida de placas instaladas en el muro del túnel.



**Fig. 12.** Vista general de las celdas instaladas en el muro del túnel.

### Procedimiento de medición

Las lecturas se comenzaron una vez levantado el moldaje del muro y se continuaron durante todo el tiempo que duró la faena de concretadura. Con posterioridad se realizaron en forma diaria durante las primeras dos semanas y se distanciaron a una lectura semanal después de transcurrido ese tiempo. Cada lectura se hizo con el sistema de conexión directo e inverso a fin de poder corregirlas ante un posible corrimiento del cero. En la Fig. 13 se presenta esquemáticamente la forma en que se efectuaron estas dos conexiones y la relación utilizada para calcular dicha corrección.

Debido a las intensas lluvias caídas durante el proceso de medición se verificó el funcionamiento y fidelidad de los circuitos eléctricos para lo cual se empleó un vástago patrón. Esto permitió comprobar que las características resistivas de las ramas pasivas no habían experimentado variaciones.

## MEDICION DEL DESPLAZAMIENTO LATERAL DE LOS MUROS DEL TUNEL

### Equipo de medición

Se utilizó una viga metálica constituida por dos canales COMPAC SAE 1010



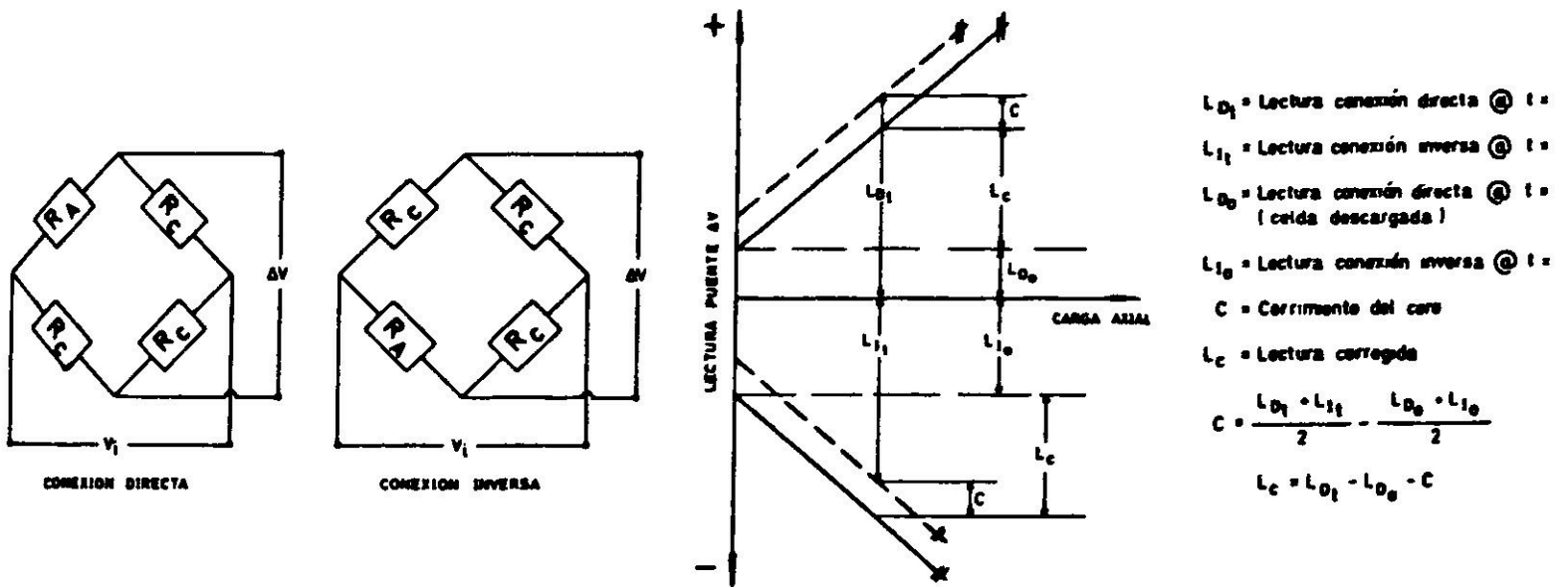


Fig. 13. Conexiones directa e inversa y expresión para corregir las lecturas por corrimiento del cero.

apoyada sobre dos soportes metálicos empotrados en el hormigón de los muros. La viga se diseñó incorporándole un sistema de corredera destinado a adaptar su longitud,  $L$ , a la luz libre existente entre los muros según se ilustra en la Fig. 14.

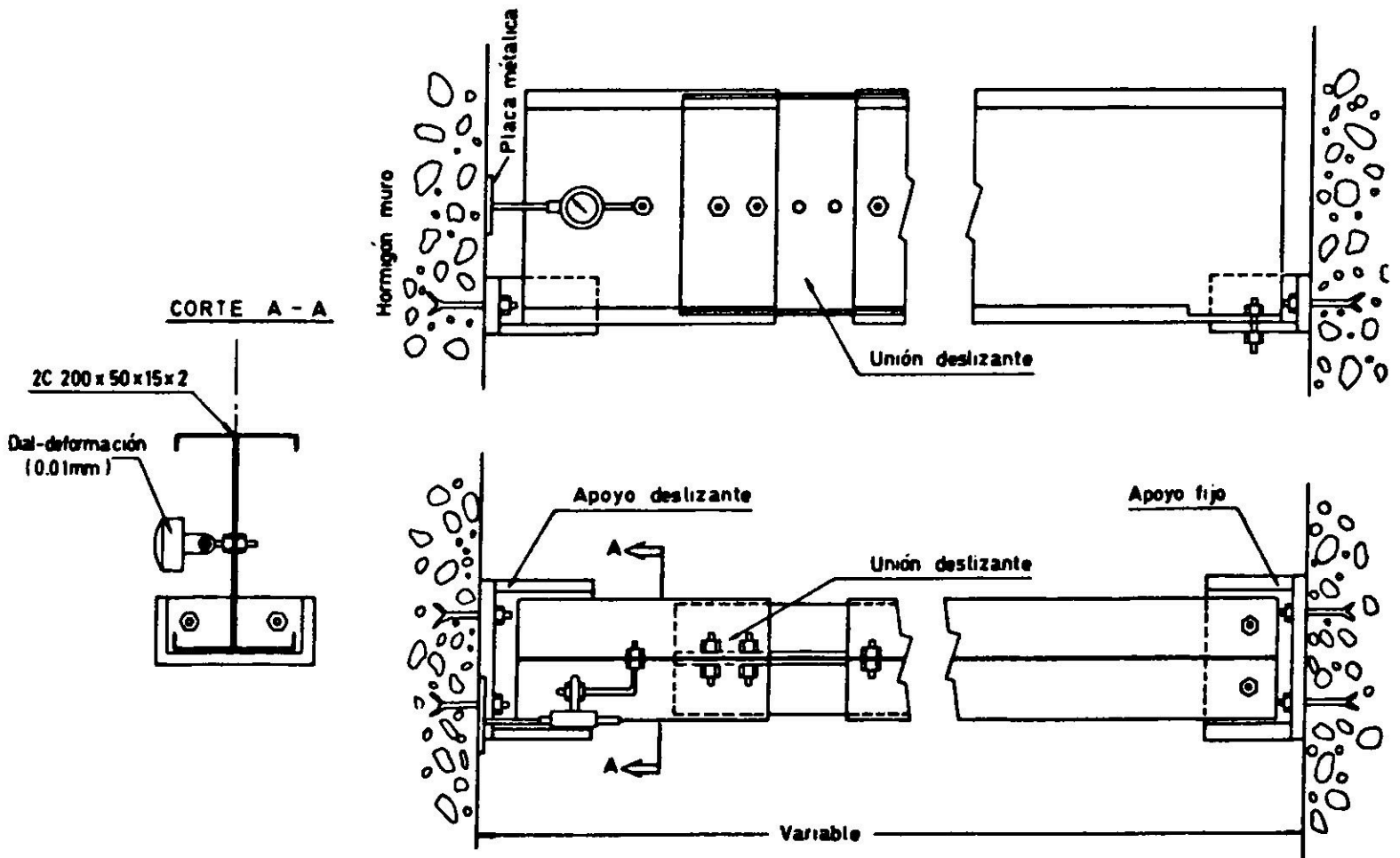


Fig. 14. Viga utilizada en la medición del desplazamiento lateral de los muros del túnel.

Uno de los extremos de la viga se apernó al apoyo metálico y el otro se dejó deslizante.

El desplazamiento lateral total experimentado por los muros,  $\delta$ , se midió con un dial de deformación con precisión igual a 0.01 mm. Este dial se fijó al eje neutro de la viga en el extremo soportado por el apoyo deslizante, su punta se colocó sobre una placa metálica pegada con resina epóxica al paramento del muro y se cubrió con una protección destinada a evitar la acción de la humedad ambiente sobre su mecanismo.

Para medir la temperatura de la viga se empleó un termómetro de mercurio con precisión igual a 0.1°C cuyo bulbo se introdujo dentro de un baño de aceite en contacto con el alma de la viga y que se protegió de la temperatura ambiente por una cubierta de plumavit. El termómetro se ubicó a una distancia del apoyo igual a  $L/4$ , punto que se consideró representativo de la temperatura promedio de la viga. En efecto, si se considera que el factor principal que originaría una temperatura no uniforme a lo largo de la viga es la radiación de calor proveniente de la bóveda y suponiendo que dicha variación de temperatura es proporcional a la distancia en vertical entre la viga y la bóveda,  $L/4$  estaría representando el punto de la viga con temperatura promedio.

#### Procedimiento de medición

Una vez instalada la viga se procedió a realizar simultáneamente lecturas en el dial de deformación y en el termómetro. Antes de la colocación del relleno sobre las bóvedas, las lecturas se efectuaron cada tres horas durante cinco días consecutivos con el propósito de cuantificar la influencia de los cambios de temperatura de la estructura en el desplazamiento lateral de los muros. Durante la colocación del relleno sobre las bóvedas, además de las lecturas antes descritas, se midió el peso unitario y la altura del relleno a intervalos espaciados. A este respecto cabe señalar que debido a lo discontinuo de la operación de compactado, fue muy difícil llevar un registro adecuado de su avance. En algunos casos fue necesario incluso desmontar la viga para permitir el paso de equipos destinados al movimiento de tierras lo que impidió obtener un registro continuo de lecturas.

Las lecturas efectuadas en el dial de deformación se corrigieron para tener en cuenta la dilatación de la viga por temperatura. Designando por  $\delta$  el desplazamiento lateral total de los muros referido a la posición de estos en el momento de efectuar la primera lectura, se tiene:

$$\delta = lec - lec_0 + L_0 \lambda (t - t_0) \quad (7)$$

en que  $lec$ , es la lectura del dial en el momento de efectuar la medición;  $lec_0$ , es la primera lectura del dial;  $t_0$ , es la temperatura de la viga en el momento de efectuar la primera lectura del dial;  $t$ , la temperatura de la viga en el momento de efectuar la medición;  $L_0$ , la longitud de la viga a la temperatura  $t_0$ ;  $\lambda$ , el coeficiente de dilatación térmica del acero.

Debido a que el desplazamiento  $\delta$  calculado con la relación (7) está influido por la temperatura existente en el momento de efectuar la primera lectura del dial,

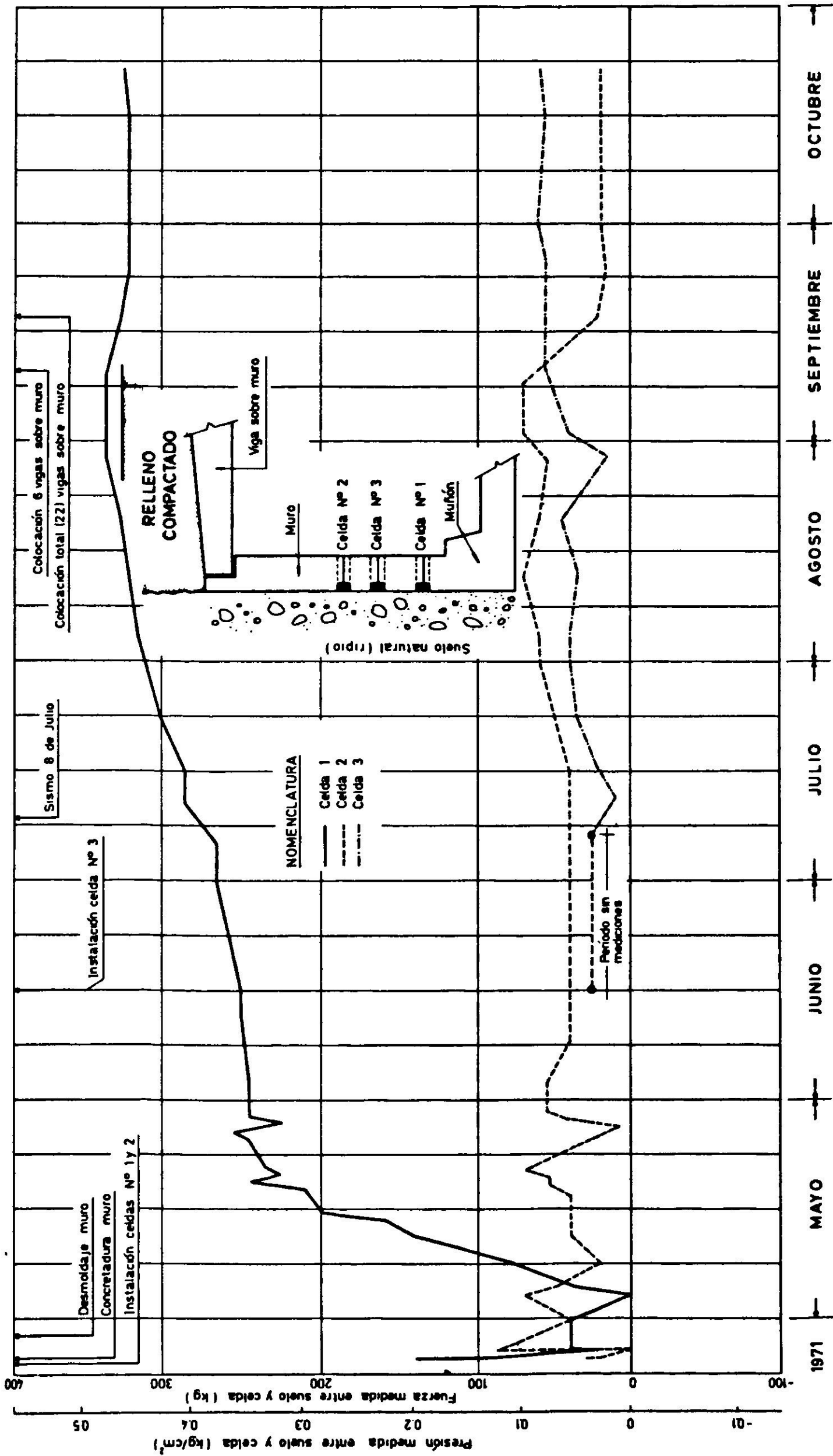


Fig. 15. Presión lateral sobre el muro de la Estación Moneda.

se definió un nuevo desplazamiento,  $\delta_S$ , mediante la expresión siguiente:

$$\delta_S = \delta - \frac{|\delta_{alej}| - |\delta_{acer}|}{2} \quad (8)$$

en que  $\delta_{alej}$ , es el desplazamiento correspondiente al máximo alejamiento de los muros antes de colocar el relleno, calculado con la relación (7);  $\delta_{acer}$ , el desplazamiento correspondiente al máximo acercamiento de los muros antes de colocar el relleno, calculado con la relación (7);  $\delta_S$ , el desplazamiento lateral total inducido por el relleno colocado sobre la bóveda. Cualquier error inherente a la corrección por temperatura y a la definición de un cero de referencia *independiente* de la temperatura inicial de la estructura tendría poca importancia ya que los valores de  $L_o \lambda (t - t_o)$  y  $|\delta_{alej}| - |\delta_{acer}|/2$  representan, para el caso más desfavorable, un 10% del desplazamiento final experimentado por los muros.

## RESULTADOS

### Empuje de tierras en la Estación Moneda

En la Fig. 15 se presenta la variación en el tiempo de las presiones laterales registradas en las celdas instaladas en el muro de la Estación Moneda. La presión

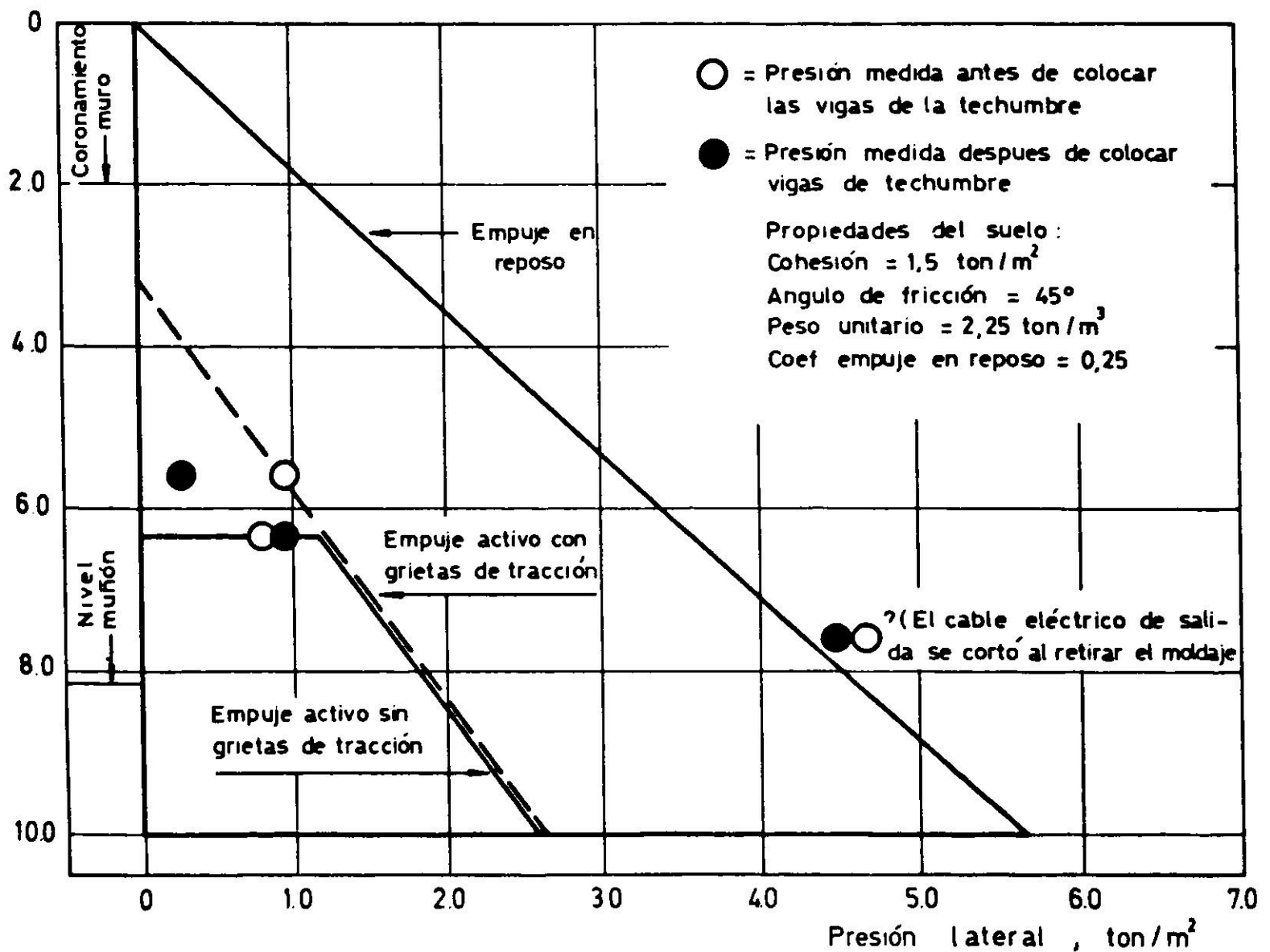


Fig. 16. Presión lateral vs profundidad—muro Estación Moneda.

inicial registrada inmediatamente después de instaladas las celdas corresponde a la tensión dada por el resorte de montaje, la que en algunos casos (celda N° 1) alcanzó valores superiores a los 100 kg. Esto se debió al hecho de no haber considerado el contraplomo del moldaje. Durante la concretadura resulta difícil explicar los resultados debido a la retracción de fraguado del hormigón y a las deformaciones del moldaje. Con posterioridad a este proceso, las celdas acusan un aumento en la presión lateral que resulta bastante notorio en la celda N° 1.

En la Fig. 16 se presentan los diagramas de presión obtenidos utilizando los métodos clásicos de mecánica de suelos para las condiciones de reposo, activa sin grietas de tracción y activa con grietas de tracción. En la deducción de estos diagramas se emplearon las propiedades del ripio típico de Santiago propuestas para el diseño<sup>5</sup>. Estos resultados se comparan con las presiones medidas antes y después de colocar las vigas de la techumbre, concluyéndose que las presiones laterales sobre el muro de la estación estarían aceptablemente representadas por la condición activa con grietas de tracción. Sin embargo, debido a las limitaciones del equipo empleado especialmente en lo que se refiere a su compensación por flexibilidad y al hecho de no haberse registrado los corrimientos del cero en función del tiempo, los resultados obtenidos deben ser utilizados con cautela.

#### Empuje de tierras en el túnel

En la Fig. 17 se presenta la variación típica de la presión lateral actuante sobre el muro del túnel en función del tiempo en la sección ULA. Desafortunadamente, debido a lo discontinuo de la operación de colocación del relleno no fue posible llevar un registro de la variación de su altura en función del tiempo, lo que habría sido interesante para verificar la linealidad carga-deformación supuesta en el diseño. Los valores negativos de la presión lateral inmediatamente después de retirado el moldaje se explicarían si se considera la retracción de fraguado del hormigón que equivale a despegar el muro del suelo. De acuerdo a este resultado se deduce que el ripio típico de Santiago podría resistir ligeras tracciones. Cabe hacer notar que los temblores ocurridos durante el período de medición no afectaron las presiones entre el muro y el suelo lo cual, en cierto modo, constituye una garantía respecto al criterio sísmico planteado en el diseño<sup>11</sup>.

En la Fig. 18 se presenta la comparación entre la banda de presión empleada en el diseño y los resultados de las mediciones. Esta banda corresponde a la situación antes de comenzar la colocación del relleno y por lo tanto, de acuerdo a las consideraciones efectuadas para su determinación<sup>5</sup>, corresponde a una situación en reposo calculada con un coeficiente de empuje  $K_0 = 0,25 \div 0,30$  y un peso unitario del ripio típico de Santiago  $\gamma = 2,25 \text{ ton/m}^3$ . La banda así determinada coincide bastante bien con el promedio de los resultados experimentales. Obviamente que la coincidencia no puede ser perfecta debido a las *palpitaciones* de la estructura inducidas por cambios de temperatura, lo que se traduce en una acción cíclica de carga-descarga del muro en contra del suelo. Además debe considerarse el efecto debido al peso propio de la bóveda que induce sobre el muro

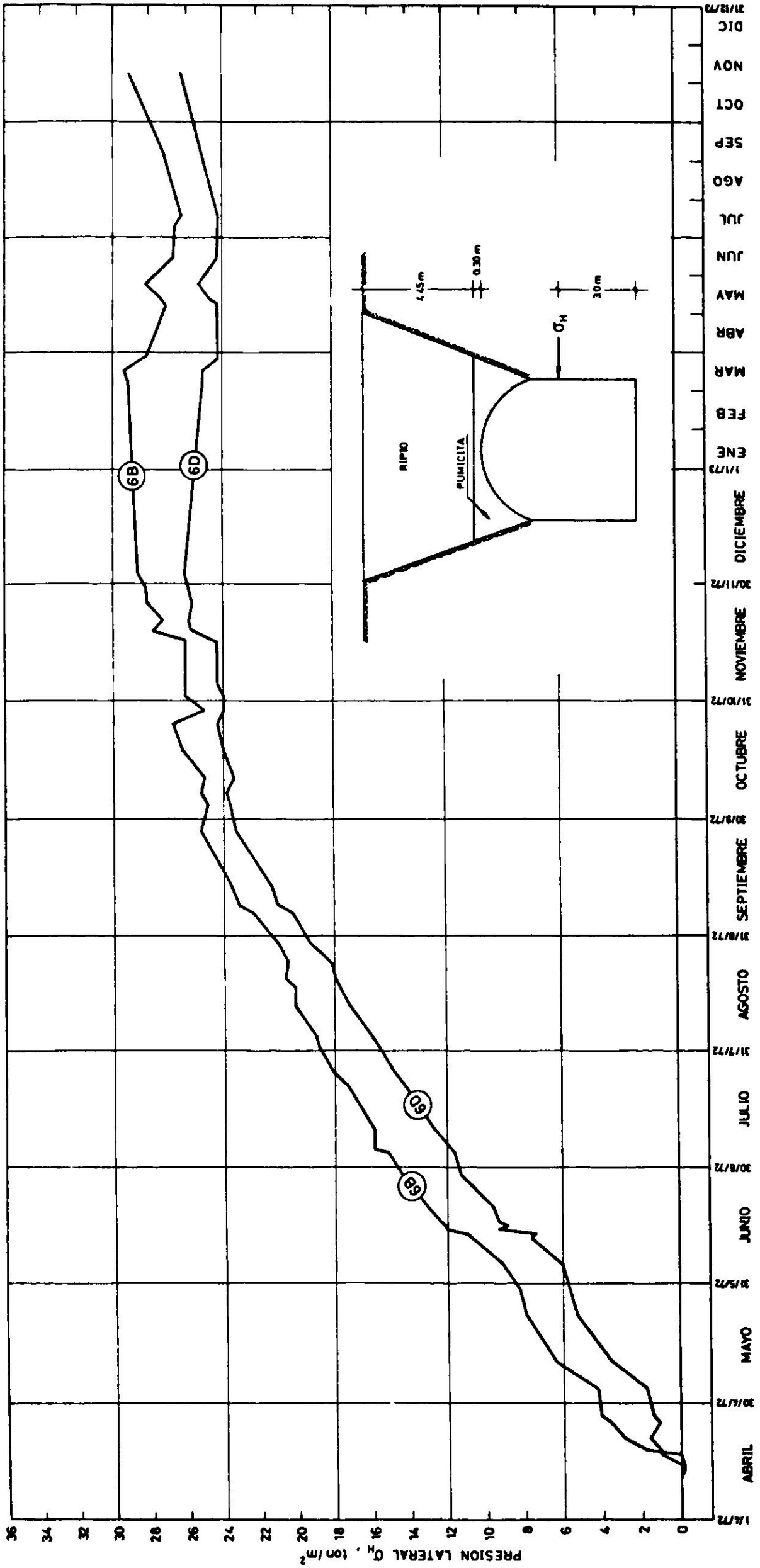


Fig. 17. Presión lateral sobre el muro del túnel en celdas 6B y 6D -- sección ULA.

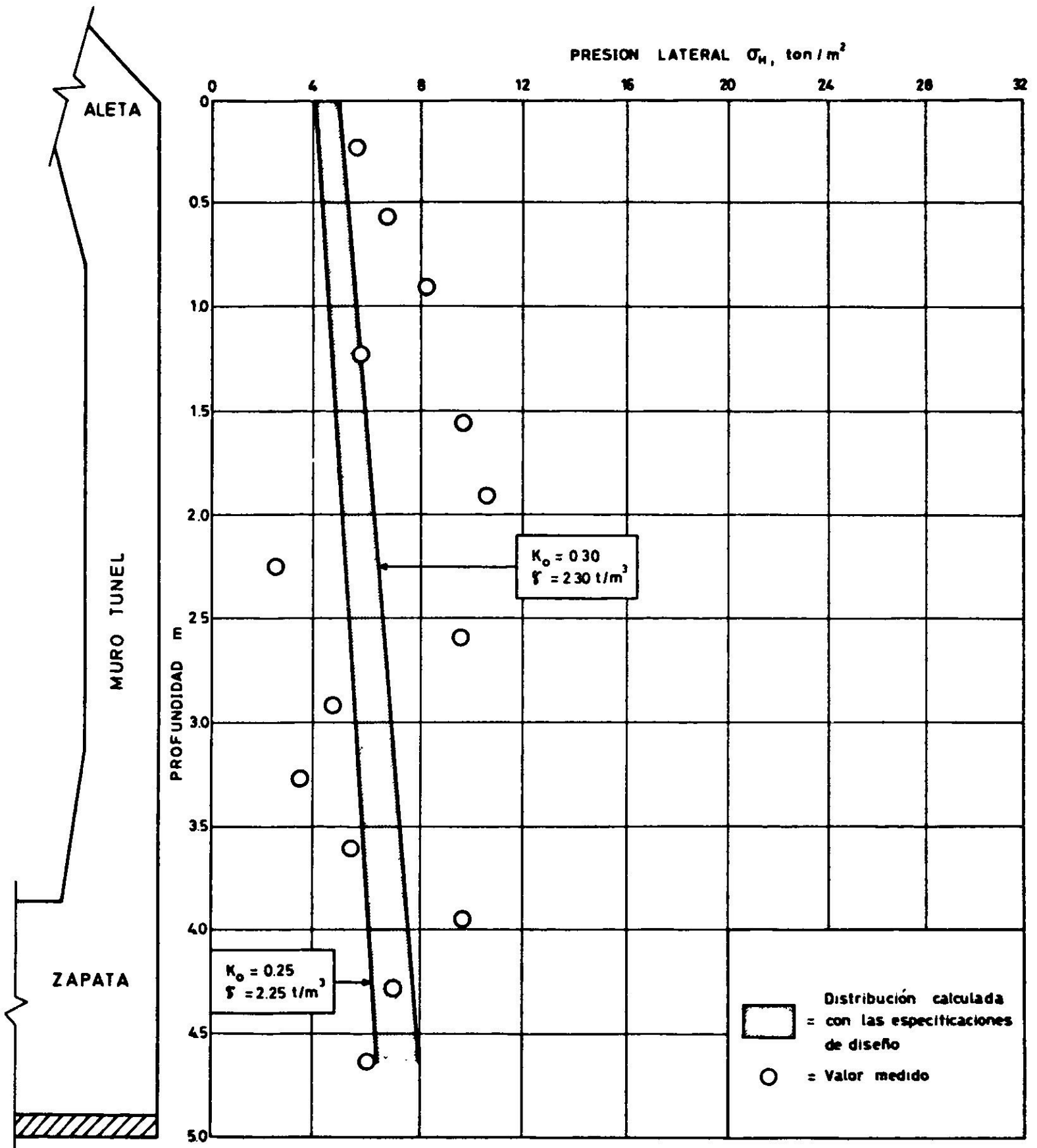


Fig. 18. Presión lateral vs profundidad en el muro del túnel antes de colocar el relleno. Sección ULA.

una fuerza cuya componente horizontal origina un incremento adicional de presiones que es más intenso en la zona superior del muro.

En la Fig. 19 se presenta la comparación entre la banda de presión de diseño después de terminada la colocación del relleno y los resultados de las mediciones. Dicha banda fue calculada empleando la modelación propuesta en la referencia<sup>5</sup>, en la que se consideró el módulo de elasticidad del suelo,  $E_s$ , igual a 1000 kg/cm<sup>2</sup>, su módulo de Poisson,  $\nu$ , igual a 0.25, que no se desarrollaba efecto de arco en el relleno de suelo colocado sobre la bóveda y que éste estaba constituido íntegramente por ripio compactado con un peso unitario,  $\gamma_R$ , igual a 2.15 ton/m<sup>3</sup>.

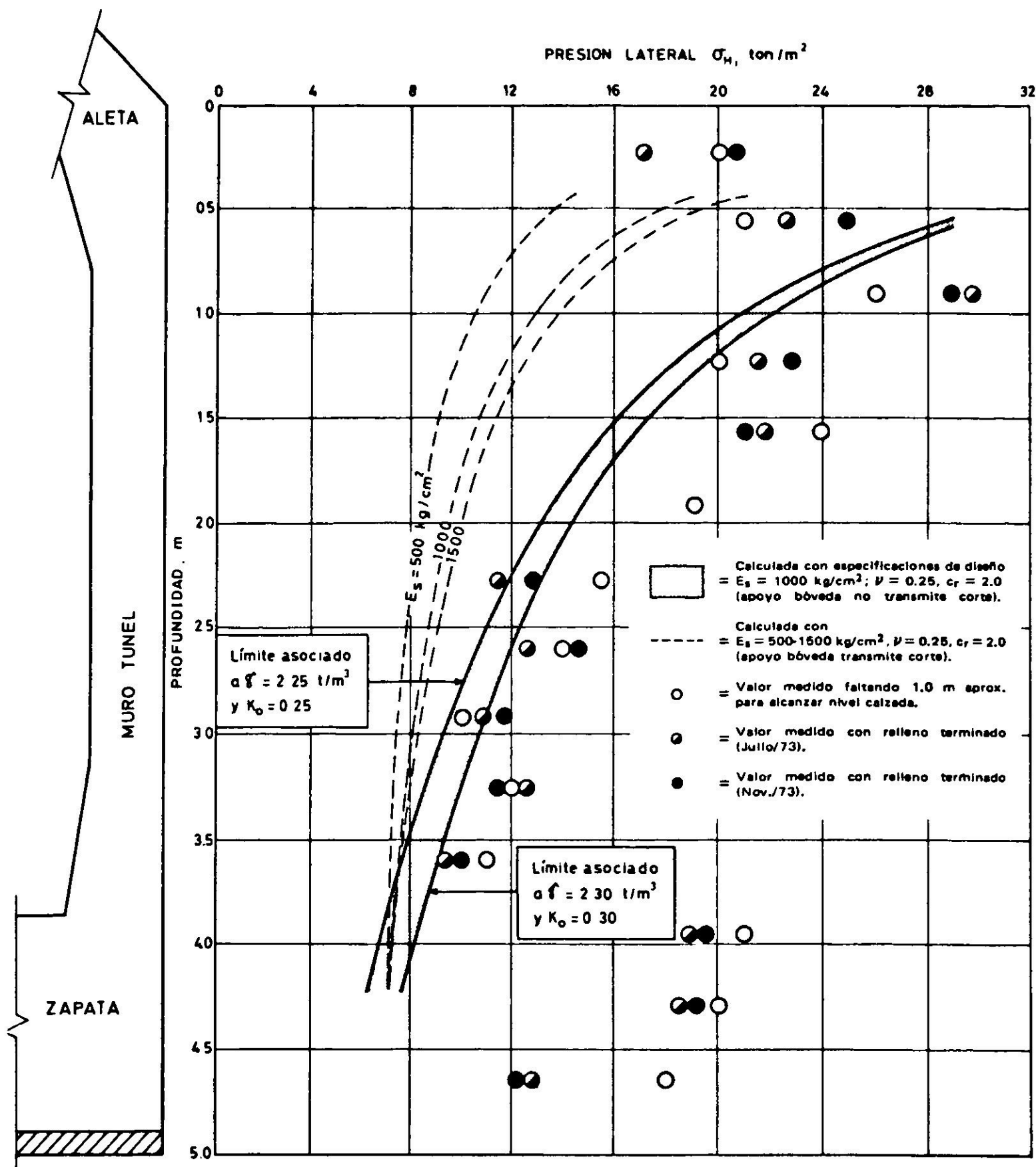


Fig. 19. Presión lateral vs profundidad en el muro del túnel después de colocado el relleno. Sección ULA.

Esta última consideración no afecta mayormente los resultados ya que, si bien es cierto el relleno se materializó con una capa de pumicita y el resto con ripio, el promedio ponderado de las densidades de estos materiales equivale a considerar un relleno homogéneo de ripio de peso unitario igual a  $2,15 \text{ ton/m}^3$ . El diseño contempló además la situación que daba los valores mayores para la presión de interacción muro-suelo consistente en suponer que el apoyo de la bóveda es incapaz de transmitir corte. Para esta modelación del apoyo los valores de  $E_s$  y de  $\nu$  virtualmente no afectan la distribución de presiones ya que, si el muro del túnel se considera muy rígido con respecto al suelo, el valor de la presión lateral



puede expresarse en forma aproximada a través de la relación siguiente:

$$\sigma_H \approx \frac{1.27 Hx}{l \sqrt{l^2 - x^2}} \frac{2\pi (1 - \nu^2)}{2\pi (1 - \nu^2)} \frac{\frac{E_M I_M}{c_r E_s l^3} - 0.062}{\frac{E_M I_M}{c_r E_s l^3} + 0.018} + (\sigma_H)_o \quad (9)$$

en que  $\sigma_H$ , es la presión lateral resultante entre el muro y el suelo después de colocado el relleno;  $(\sigma_H)_o$ , la presión lateral inicial antes de colocar el relleno;  $c_r$ , un factor de corrección que toma en cuenta el roce muro-suelo, el confinamiento lateral del suelo bajo el sello de fundación y el grado de empotramiento de la zapata del muro;  $H$ , la componente horizontal de la fuerza transmitida por la bóveda por ml de muro;  $x$ , la distancia en vertical medida a partir de la base del muro;  $l$ , la altura del muro;  $E_M$ , el módulo de elasticidad del hormigón constitutivo del muro;  $I_M$ , el momento de inercia del muro por ml de longitud. Para el rango de valores de los parámetros elásticos del suelo propuesto para el diseño,  $E_s = 1000 \div 2000 \text{ kg/cm}^2$  y  $\nu = 0.25$ , considerando  $E_M = 300.000 \text{ kg/cm}^2$ , teniendo en cuenta que los espesores de muro empleados son superiores a 65 cm y sus alturas del orden de 4.2 m, y que el  $c_r$  de diseño es igual a 2.0, la relación anterior puede escribirse como:

$$\sigma_H \approx \frac{(0.90 \pm 0.10) Hx}{l \sqrt{l^2 - x^2}} + \sigma_{Ho} \quad (10)$$

Esta última expresión demuestra lo aseverado anteriormente en el sentido de que el diagrama de presiones en contra del muro no se ve afectado apreciablemente por los valores de  $E_s$  y  $\nu$  utilizados en el cálculo. Sin embargo, esta situación no sigue siendo válida en el caso de considerar el apoyo de la bóveda con capacidad para transmitir corte. En efecto, en la Fig. 19 se ilustran las distribuciones de presión calculadas con esta nueva modelación del apoyo utilizando un coeficiente de empuje en reposo igual a 0.275 para el cálculo de  $(\sigma_H)_o$ , distintos valores de  $E_s$  y manteniendo constantes el resto de los parámetros. Se observa que el valor de  $E_s$  para hacer coincidir los diagramas de presión obtenidos con ambos tipos de apoyo es superior a  $1500 \text{ kg/cm}^2$ , valor que será analizado posteriormente a la luz de los resultados de las mediciones de desplazamiento en los muros.

La banda propuesta para el diseño coincide bastante bien con los resultados experimentales excepto en las zonas cercanas a la aleta y a la zapata del muro. La primera de estas divergencias podría deberse a una falla de las celdas de la primera corrida o bien a una plastificación del suelo con la consiguiente redistribución de presiones en profundidad. Esto último puede explicar el hecho de que a partir de cierta profundidad, las presiones medidas sean mayores a las calculadas. La divergencia en la zona de la zapata sería atribuible ya sea a fallas en las celdas o bien al efecto *parquet* producido por la losa del radier. Sin embargo, esta última divergencia no tiene mayor significado práctico desde el punto de vista de los



momentos flectores en el muro, debido a que la resultante de las presiones laterales actuantes en la zona de la zapata se traduce en una fuerza de compresión en el radier. En conclusión, las recomendaciones establecidas en el diseño para el cálculo de las presiones laterales sobre los muros del túnel, entre las cuales se considera el apoyo de la bóveda como incapaz de transmitir corte, representan bastante bien las condiciones observadas en el terreno.

#### Desplazamiento lateral de los muros del túnel

En la Fig. 20 se presenta la variación típica del desplazamiento lateral,  $\delta$ , experimentado por los muros del túnel en función del tiempo. A pesar de contar con un registro del avance del relleno un tanto menguado, se vislumbra un comportamiento lineal carga deformación, el que virtualmente se estabiliza una vez completado el proceso de relleno. Esta estabilización se observó sistemáticamente en todas las secciones instrumentadas, lo que está en concordancia con la estabilización de las presiones laterales registradas en la Estación Moneda y en la sección ULA (Figs. 15 y 17). Ello permite concluir, con los datos de que se dispone a la fecha, que para el ripio típico de Santiago no existiría un aumento creciente en el tiempo de presiones o desplazamientos, descartándose, por consiguiente, la existencia de fenómenos de *creep*.

En la Fig. 21 se comparan los desplazamientos medidos una vez terminada la colocación del relleno con los calculados utilizando los parámetros de diseño del suelo. La comparación indica que existe por lo menos una concordancia cualitativa entre los valores empíricos y los obtenidos por el cálculo, excepto para la sección Amengual en donde los resultados se disparan. Esto podría deberse a errores de medición ya que sobre la viga utilizada para medir los desplazamientos, el Metro instaló un dispositivo destinado a registrar la temperatura ambiente dentro del túnel. Debido a la necesidad de cambiar periódicamente la cinta de registro del aparato se movió la viga, hecho que quedó de manifiesto en la curva  $\delta$  vs tiempo, en la que se observaron oscilaciones erráticas de gran amplitud.

Los resultados de la Fig. 21 no indican cuál sería el tipo de apoyo de la bóveda que ajuste mejor con las mediciones de desplazamiento ya que la dispersión es más o menos simétrica. Desde el punto de vista de las presiones de interacción muro suelo las diferencias introducidas por el tipo de apoyo no son tan significativas en su dimensionamiento. Sin embargo, esto reviste gran importancia práctica para la bóveda ya que el hecho de considerar un apoyo incapaz de transmitir corte induce sobre ella sollicitaciones bastante menores a las asociadas a un apoyo con capacidad para transmitirlo.

Con el fin de visualizar el tipo de apoyo que realmente se daría en la práctica, se procedió a ajustar los desplazamientos registrados con los calculados variando el módulo de elasticidad del suelo, obteniéndose los resultados presentados en la Fig. 22. En esta figura se ha graficado, además, la variación del módulo de elasticidad del ripio típico de Santiago en función de la profundidad, utilizando resultados de ensayos de placa, lo que permitió trazar la curva  $E_s = E_s(z)$  indicada con

S I M B O L O G I A

● = Apoyo bóveda incapaz de transmitir corte

○ = Apoyo bóveda transmite corte

Cálculo con especificaciones de diseño:

$E_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$\nu = 0.25$

$C_r = 2.0$

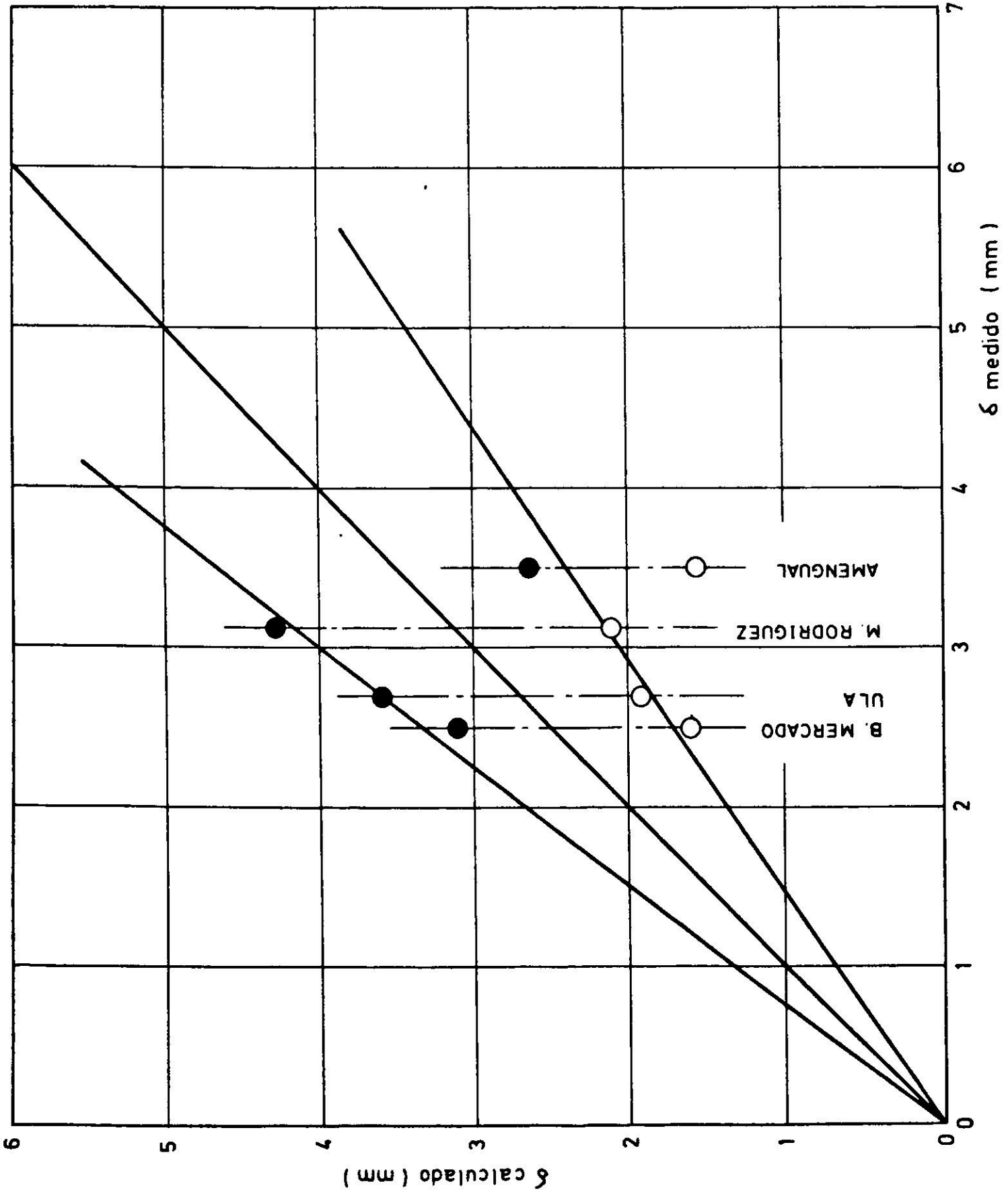


Fig. 21. Comparación entre los desplazamientos laterales calculados y medidos en los muros del túnel después de colocado el relleno.

S I M B O L O G I A

Δ = Resultados de pruebas de carga

○ ● = Ajuste con mediciones de desplazamiento lateral en muros de túnel (apoyo bóveda incapaz de transmitir corte)

□ ■ = Ajuste con mediciones de desplazamiento lateral en muros de túnel (apoyo bóveda transmite corte)

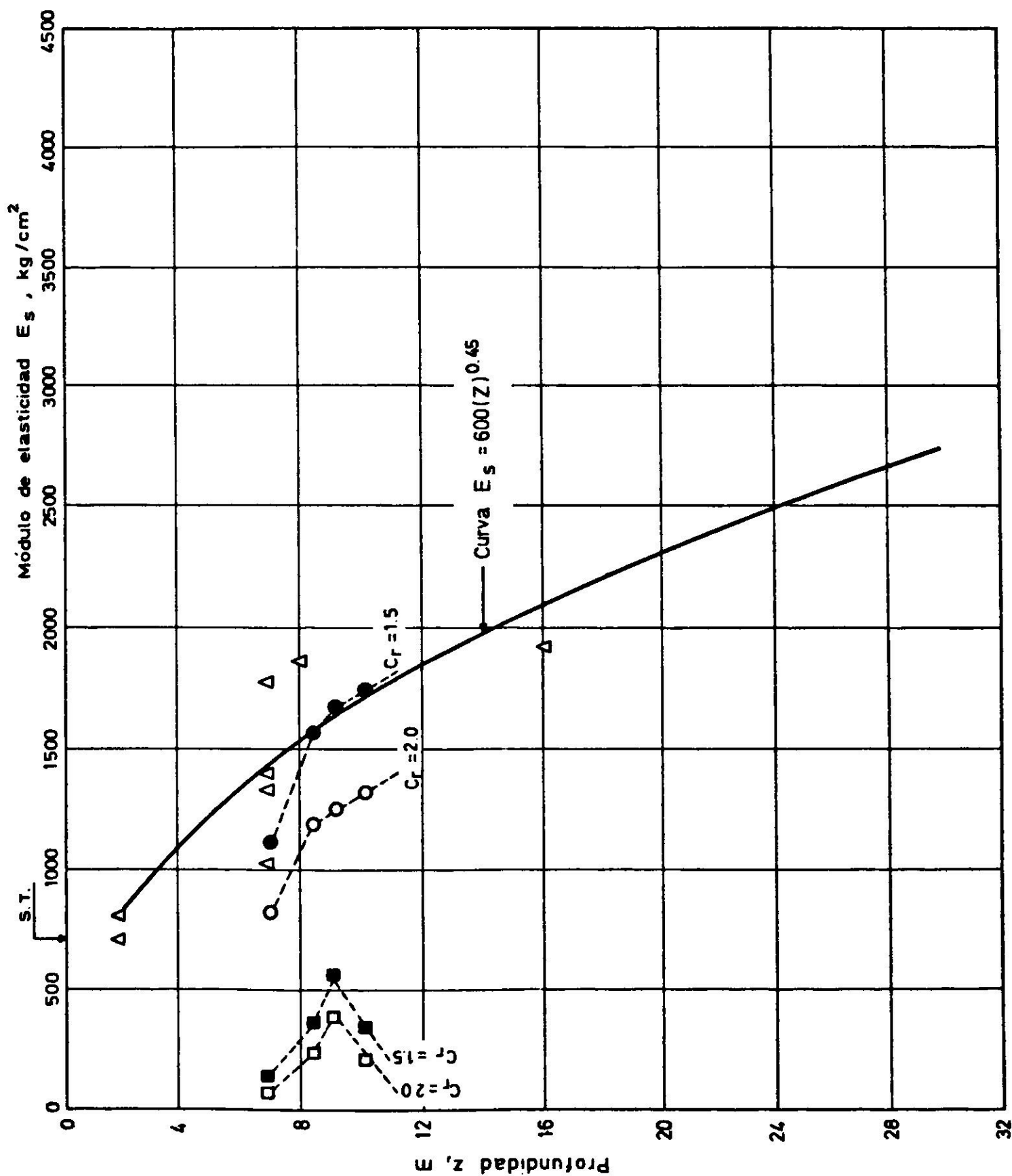


Fig. 22. Valores del módulo de elasticidad del ripio típico de Santiago para cargas estáticas.

trazo lleno. Los resultados de la Fig. 22 indican que los valores de  $E_s$  obtenidos del proceso de ajuste para un apoyo incapaz de transmitir corte calzan razonablemente bien con la curva y la concordancia es perfecta si se considera un valor de  $c_r = 1.5^*$ . Sin embargo, para un apoyo con capacidad para transmitir corte los valores de  $E_s$ , fuera de no coincidir con los dados por la curva experimental, representan órdenes de magnitud propios de una arena o incluso de un suelo fino, en lugar de corresponder a los de una grava compacta como lo es el ripio típico de Santiago. Ello estaría indicando que el apoyo de la bóveda estaría representado en mejor forma por un elemento deslizante. Esto se ve ratificado al observar la incongruencia entre el valor de  $E_s$  necesario para producir ajuste con las mediciones de presión ( $E_s > 1500 \text{ kg/cm}^2$ ) y los valores necesarios para producir ajuste de desplazamiento ( $E_s < 500 \text{ kg/cm}^2$ ) cuando el apoyo de la bóveda tiene capacidad para transmitir corte. Para un apoyo deslizante, conjuntamente con obtenerse la buena concordancia de módulos de elasticidad observada en la Fig. 22, se agrega el hecho de que las presiones registradas en el paramento del muro concuerdan bastante bien con las calculadas, siendo éstas bastante insensibles al módulo de elasticidad del suelo empleado en el cálculo.

### CONCLUSIONES

1. Las presiones laterales estáticas sobre los muros de estaciones en ripio típico de Santiago materializadas con un proceso constructivo y una estructuración similar a la empleada para la Estación Moneda, estarían aceptablemente representadas por la condición activa con grietas de tracción calculada con una cohesión igual a  $1.5 \text{ ton/m}^2$ , un ángulo de fricción interna igual a  $45^\circ$  y un peso unitario del suelo de  $2.25 \text{ ton/m}^3$ . Sin embargo, debido a las limitaciones del equipo empleado para medirlas se recomienda emplear una condición de reposo con un coeficiente de empuje igual a 0.25.
2. El módulo de elasticidad para cargas estáticas del ripio típico de Santiago tendría una variación en profundidad dada por la relación:

$$E_s = 600 (z)^{0.45} \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{si } z \text{ en m}$$

Los resultados de las mediciones del desplazamiento lateral en los muros del túnel efectuadas a lo largo del trazado de la Línea 1 del Metropolitano de Santiago tienden a confirmar la ecuación anterior en tanto que el apoyo de la bóveda se considere incapaz de transmitir corte.

---

\* $c_r$  es en todo caso mayor que 1.0 y su valor máximo es del orden de 2.0. Para fines de diseño se recomendó utilizar  $c_r = 2.0$  y  $E_s$  comprendido entre 1000 y 2000  $\text{kg/cm}^2$ . Los resultados de la Fig. 22 indican que para  $c_r = 1.5$ , valores de  $E_s$  obtenidos con la expresión  $E_s = 600 (z)^{0.45}$  con una profundidad  $z$  ubicada a media altura de los muros y un apoyo incapaz de transmitir corte se obtienen desplazamientos laterales en los muros del túnel idénticos a los medidos.

3. Para el diseño y dimensionamiento de futuros tramos en túnel abovedado que atraviesen el ripio típico de Santiago y cuyo proceso constructivo, geometría y estructuración sean similares a los empleados en las secciones ya construídas a lo largo de la Línea 1, se podrán utilizar las ecuaciones indicadas en la referencia 5. En ellas, el valor del coeficiente de empuje en reposo y del módulo de Poisson del suelo se considerará igual a 0.25, su peso unitario igual a  $2.25 \text{ ton/m}^3$ , su módulo de elasticidad se podrá obtener de la ecuación propuesta anteriormente para una profundidad ubicada a media altura de los muros conjuntamente con un valor de  $c_r$  igual a 1.50 y el apoyo de la bóveda se considerará incapaz de transmitir corte. Las presiones del relleno colocado sobre la bóveda se determinarán despreciando el posible efecto de arco. En caso de que el relleno se materializara empleando ripio y pumicita compactados los pesos unitarios de estos materiales se considerarán iguales a  $2.20$  y  $1.50 \text{ ton/m}^3$  respectivamente.
4. Las mediciones efectuadas a la fecha tanto en la Estación Moneda como en los túneles, señalan que para el ripio típico de Santiago no se produce un aumento creciente en el tiempo de los empujes de tierra ni de los desplazamientos de los muros descartándose, por consiguiente, la existencia de fenómenos de *creep* que pudieran comprometer la estabilidad de dichas estructuras.

### AGRADECIMIENTOS

Este artículo se publica utilizando el contenido de Informes Técnicos emitidos por IDIEM a petición de la Oficina de Construcción del Metropolitano de Santiago, dependiente del Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT). Los autores agradecen a los ejecutivos e ingenieros de esa oficina el permiso para utilizar dichos informes así como también el interés y apoyo brindados en la ejecución de este trabajo.

Agradecemos muy especialmente a las siguientes entidades y personas: a los ingenieros Oreste Depetris y Luis Nario de OMEGA por el apoyo dado a la iniciación del programa de instrumentación; al Convenio Universidad de Chile-Universidad de California que facilitó la adquisición de los *strain gages* empleados en la confección de las celdas de presión; a Horacio Linacre técnico del IDIEM quien estuvo a cargo del programa de mediciones en terreno y a los laboratoristas Mario Quintana, Vicente Milos, José Díaz y Manuel Espinoza por la colaboración prestada a dicho programa; a los ingenieros Tomás Guendelman y Rafael Guendelman de IEC y a los ingenieros Dante Bacigalupo y Daniel Guilloff de IDP quienes estuvieron a cargo del procesamiento en el computador de las secciones de túnel instrumentadas.

## BIBLIOGRAFIA

1. FAHRENKROG, C.; ORTIGOSA, P., y MUSANTE, H. Mediciones de empuje de tierras en la Estación Moneda. *Informe N° 3, Metropolitano de Santiago, Línea 1*. IDIEM, Universidad de Chile, Noviembre 1971.
2. FAHRENKROG, C.; ORTIGOSA, P., y MUSANTE, H. Mediciones de empuje de tierras en una sección de túnel abovedado. *Informe N° 6, Metropolitano de Santiago, Línea 1*. IDIEM, Universidad de Chile, Diciembre 1972.
3. ORTIGOSA, P. y FAHRENKROG, C. Resumen de Mediciones en la Línea 1 del Metropolitano de Santiago. *Informe N° 7, Metropolitano de Santiago, Línea 1*. IDIEM, Universidad de Chile, Febrero 1974.
4. LINACRE, H.; MUSANTE, H., y ORTIGOSA, P. Mediciones de desplazamiento lateral en los muros del túnel frente a las calles Bernal del Mercado y Covadonga. *Informe N° 4, Metropolitano de Santiago, Línea 1*. IDIEM, Universidad de Chile, mayo 1972.
5. ORTIGOSA, P.; LUCO, J.E.; MUSANTE, H.; DOBRY, R.; FONCEA, C., y LASTRICO, R. Informe general de mecánica de suelos. *Informe N° 1, Metropolitano de Santiago, Línea 1*. IDIEM, Universidad de Chile, octubre 1971.
6. PEREZ, A. Excavación circular con entibación discontinua. *Memorias del 4º Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones*. Puerto Rico, vol. II, Junio 1971.
7. ESCOBAR, G. *Parámetros de resistencia al esfuerzo de corte en suelos gruesos de Santiago*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile. 1971.
8. SOTOMAYOR, M. *Estudio de algunas propiedades físicas y mecánicas de los suelos gruesos de Santiago*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile. 1971.
9. *Certificados de Ensaye N°s 103.956 y 103.956-A*. IDIEM, Universidad de Chile. Santiago, Chile.
10. TAYLOR, D.W. Review of pressure distribution theories, earth pressure cell investigations and pressure distribution data, *Soil mechanics fact finding survey, Progress Report*. Waterways Exp. Sta., Vicksburg, Miss. 1947.
11. ORTIGOSA, P. Bases de diseño para la Estación Central y revisión del criterio sísmico. *Informe Especial N° 1, Metropolitano de Santiago, Línea 1*. IDIEM, Universidad de Chile, agosto 1972.

**EARTH PRESSURE MEASUREMENTS AT THE LINE 1 OF THE  
SANTIAGO SUBWAY SYSTEM**

**SUMMARY:**

*Two concrete vertical walls at the Line 1 of the Santiago subway system were instrumented using two types of pressure cells. One wall was located at the Moneda Station and the other was a tunnel wall. Besides the earth pressure measurements, lateral displacements of the tunnel walls were recorded using a beam with an attached dial in one of its ends. Finally, the predicted pressure distributions and lateral displacements are compared with those obtained during the measurements.*