

Experiencias chilenas en el análisis estático y sísmico de presas de materiales sueltos⁽¹⁾

(PRIMERA PARTE)

FERNANDO RODRIGUEZ ROA (*)

RESUMEN. En este artículo se recogen los resultados del análisis teórico experimental de la Presa Melado, recientemente construida en nuestro país, la cual forma parte de la Central Hidroeléctrica de Pehuenche. Esta investigación, que contó con el apoyo financiero del Consejo Nacional de Investigación Científica y Tecnológica, tuvo como objetivo primordial mejorar el estado actual del conocimiento sobre el comportamiento de presas de materiales sueltos, y de sus estructuras anexas, y perfeccionar las actuales técnicas de cálculo numérico que permiten predecir su respuesta tensodeformacional.

CHILEAN EXPERIMENTATION ON SEISMIC AND STATIC ANALYSIS OF ROCKFILL DAMS.

ABSTRACT. *This paper presents the results of an experimental and theoretical analysis of the Melado Dam, recently built in Chile as part of the Pehuenche hydroelectrical development. The main purpose of this research, supported by the National Council for Scientific and Technological Research, was to enhance the knowledge about the behavior of earth dams and of their ancillary structures as well as to improve the current techniques of numerical analysis to predict their performance.*

1. INTRODUCCION

El lugar de emplazamiento de la Presa Melado se encuentra situado, aproximadamente, a 320 km al Sur de Santiago. El muro de presa es de materiales sueltos, de tipo zonificado con núcleo vertical, el cual dispone de una pantalla de hormigón como elemento impermeabilizante del suelo grueso de fundación subyacente. La altura máxima del muro es del orden de 90 m y su longitud en coronación es de 310 m. Vale decir que el cociente entre «longitud en el coronamiento» y «altura de la presa» presenta en este caso un valor de 3,5, aproximadamente, cifra que es ligeramente inferior al cociente límite para el cual el comportamiento real podría aproximarse a la condición bidimensional de deformación plana, según estudios efectuados por Hatanaka (1955) y Ambraseys (1960), lo que ha permitido justificar aquí el uso de programas de elementos finitos bidimensionales de deformación plana, simplificando enormemente un problema de por sí bastante complejo.

En la figura 1 se ilustran las características de la sección transversal estudiada, situada a 130 m del estri-

bo derecho y a 180 m del estribo izquierdo. En ella se observa que el cuerpo de la presa está conformado por diversos tipos de materiales: Núcleo impermeable, espaldones, transiciones, filtro grueso, filtro fino, enrocado de protección y un colchón de suelo compresible. La inclusión de este último material tuvo como finalidad aliviar las tensiones actuantes sobre la pared moldeada o pantalla de hormigón. Dicha pared tiene un espesor de 1,0 m, y está empotrada 0,50 m en la roca basal. Sobre la cota 555 m.a.n.m., está conformada por un hormigón armado de resistencia cúbica a la compresión de 225 kg/cm² a los veintiocho días. Bajo la cota 555 la pantalla no dispone de refuerzos de acero y su resistencia cúbica característica es de 80 kg/cm² a los veintiocho días.

El suelo de fundación es de origen fluvial, tiene un espesor de 48 m y está compuesto por gravas gruesas de alta compacidad, con abundantes bolones de gran tamaño de cantos subangulares y subredondeados. El basamento rocoso presenta ciertas irregularidades topográficas, las cuales, para efectos de la modelación geométrica de la sección transversal estudiada, se aproximaron a una recta horizontal con un escalón rectangular, como se observa en la figura.

Los resultados que expondremos en la primera parte de esta conferencia son producto del «back-analysis»

(*) Profesor de Ingeniería Civil, P. Universidad Católica de Chile.

(1) Conferencia pronunciada en el CEDEX el 24 de septiembre de 1992.

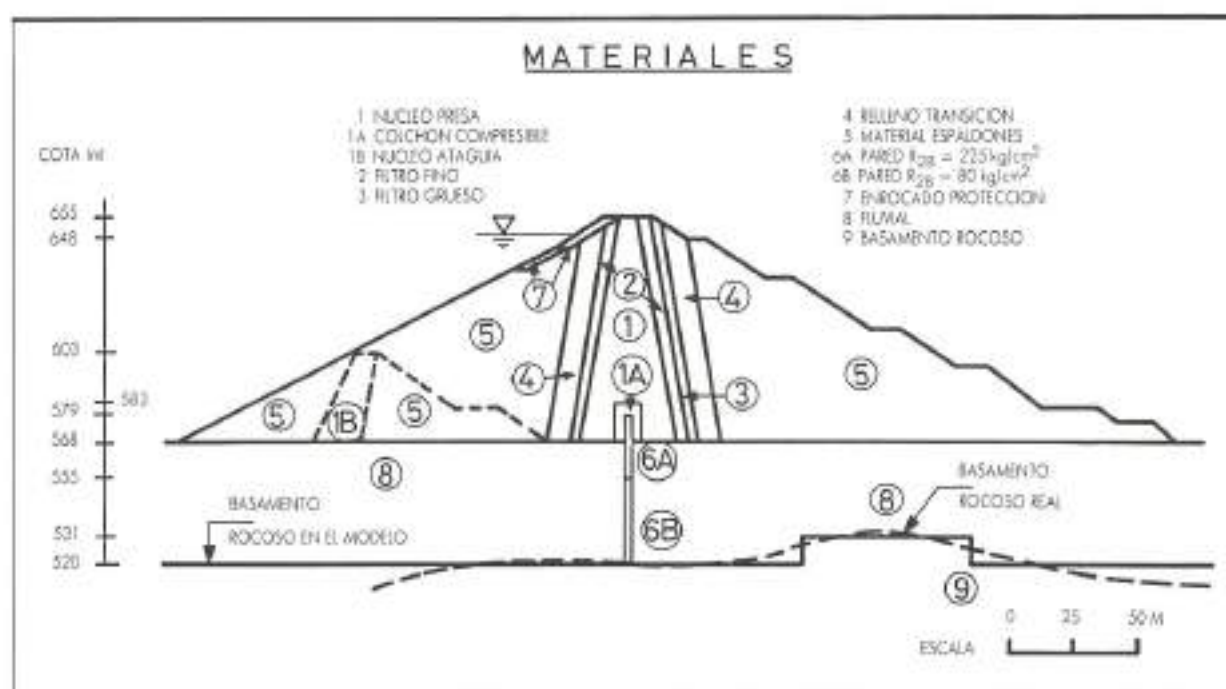


FIGURA 1. Presa Melado. Sección transversal. Materiales

que hiciéramos de la Presa Melado durante su construcción y primer llenado del embalse. En este estudio se llevó a cabo un proceso gradual de ajuste entre los resultados numéricos obtenidos y las mediciones experimentales, lo que permitió evaluar de manera indirecta la magnitud de los parámetros hiperbólicos del suelo de fundación, debido a la imposibilidad física de hacerlo de otra forma, dadas sus características heterogéneas y la gran dimensión de los bolones existentes en él. Las propiedades del resto de los materiales fueron determinadas en el laboratorio.

Se examinará y comentará, posteriormente, el comportamiento de la presa frente a la ocurrencia de un fuerte evento sísmico.

Especial énfasis se pondrá en el análisis de la respuesta estructural de la pared moldeada.

2. PROGRAMAS DE CALCULO USADOS

Para la simulación del proceso constructivo de la presa, y del primer llenado del embalse, se desarrolló el programa FEADAM-UC (Rodríguez-Roa et al., 1990), que está basado en el Modelo Hiperbólico, al igual que el programa ISBILD (Ozuwa y Duncan, 1973). Aquel programa, a diferencia de éste, opera con el Módulo Volumétrico en lugar de trabajar con el Coeficiente de Poisson. El programa FEADAM-UC es una versión modificada en Chile del programa FEADAM original (Duncan et al., 1980), a objeto de: a) Poder incorporar el comportamiento de materiales que admiten tracciones, como por ejemplo es el caso del hormigón (ver figu-

ra 2). b) Hacer factible el uso de leyes constitutivas mixtas como las empleadas aquí para la modelación de la pared moldeada bajo la cota 555, y, c) Incluir la posibilidad de reproducir el contacto suelo-estructura con un ángulo de fricción máximo real. La consideración de este último aspecto en el programa FEADAM-UC se hace en base a una redistribución de las tensiones de corte «sobrantes» que eventualmente pueden producirse en la interfaz, después de la colocación de cada nueva tongada o incremento de carga (Rodríguez-Roa, 1992).

En el análisis sísmico se ha considerado la ocurrencia de un terremoto de gran magnitud durante la situación de embalse lleno, en la hipótesis de flujo de agua estabilizado en el interior del muro. La evaluación de las deformaciones y tensiones se llevó a cabo mediante el programa QUAD-4 (Idriss et al., 1973).

3. PARAMETROS HIPERBOLICOS DE LOS MATERIALES

3.1 ASPECTOS GENERALES

Desde el punto de vista de la modelación numérica, las propiedades obtenidas en el laboratorio para los espaldones se hicieron extensivas, simplificadoramente, al material de transición, a los filtros y al enrocado de protección. Con respecto a la atagüa de aguas arriba, su presencia no agrega nuevos materiales para el análisis, por cuanto, curiosamente, el material que compone su núcleo acusó propiedades índice prácticamente idénticas a las propiedades del núcleo de la presa, no obs-

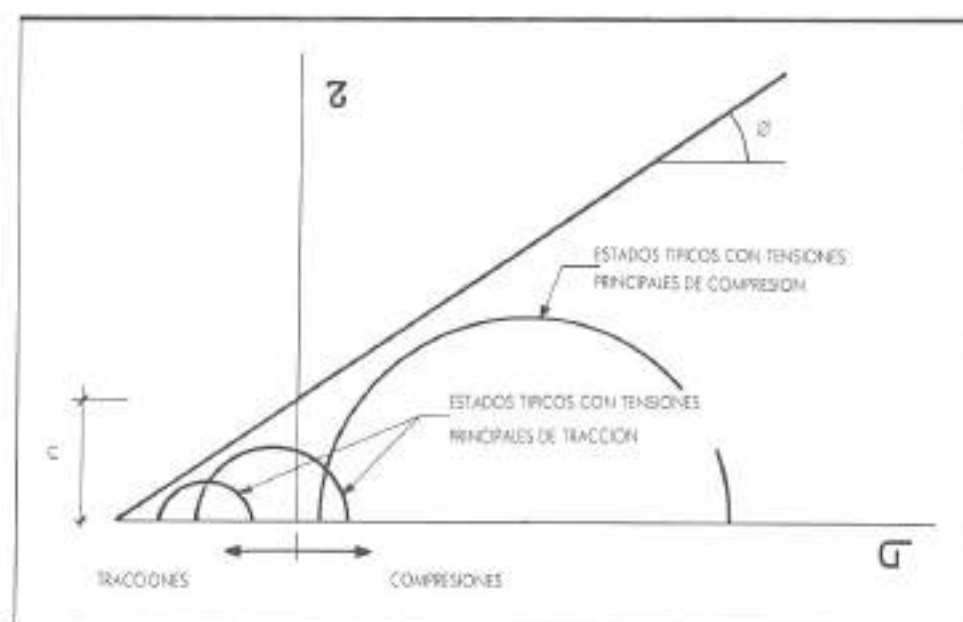


FIGURA 2. Estados de tensiones admitidos por el programa FEADAM-UC.

tante provenir ambos suelos de yacimientos de empréstito diferentes. En lo relativo a los espaldones de la ataguía, éstos se construyeron con los mismos materiales usados para los espaldones de la presa.

3.2 ESPALDONES, NÚCLEO IMPERMEABLE Y COLCHÓN DE SUELO COMPRESIBLE

Para determinar los parámetros hiperbólicos del material de los espaldones, del núcleo impermeable y del colchón compresible, se efectuaron ensayos triaxiales de compresión, del tipo «no consolidados-no drenados», sobre probetas confeccionadas con la densidad y hume-

dad del material compactado en la realidad. En el caso de los espaldones, siguiendo el procedimiento propuesto por Nobari y Duncan (1972), se trabajó con probetas de 4" de diámetro confeccionadas con un material granular idealizado, con $D_{m\acute{x}} = 3/4"$, cuya curva granulométrica es aproximadamente paralela a la curva del material granular real, que tiene un $D_{m\acute{x}} = 24"$ (Fig. 3). En lo referente al material del núcleo, se usó el suelo procedente de la zona de empréstito respectiva, pero cortado por el tamiz 3/4", según se indica en la figura 4.

Un resumen de las propiedades índice y de compac-

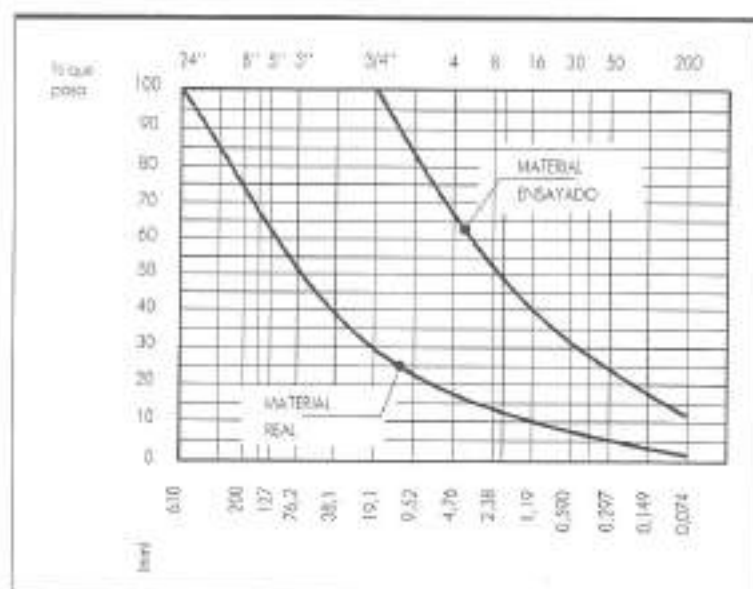


FIGURA 3. Granulometría espaldón.

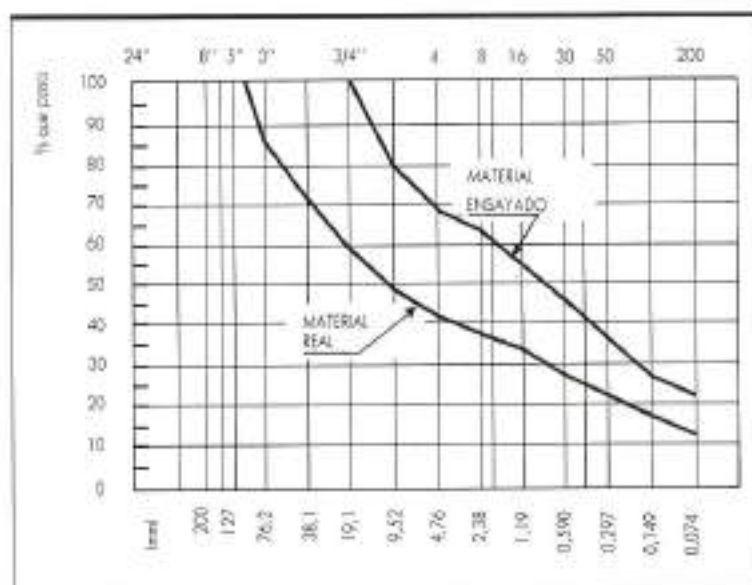


FIGURA 4. Granulometría sódica.

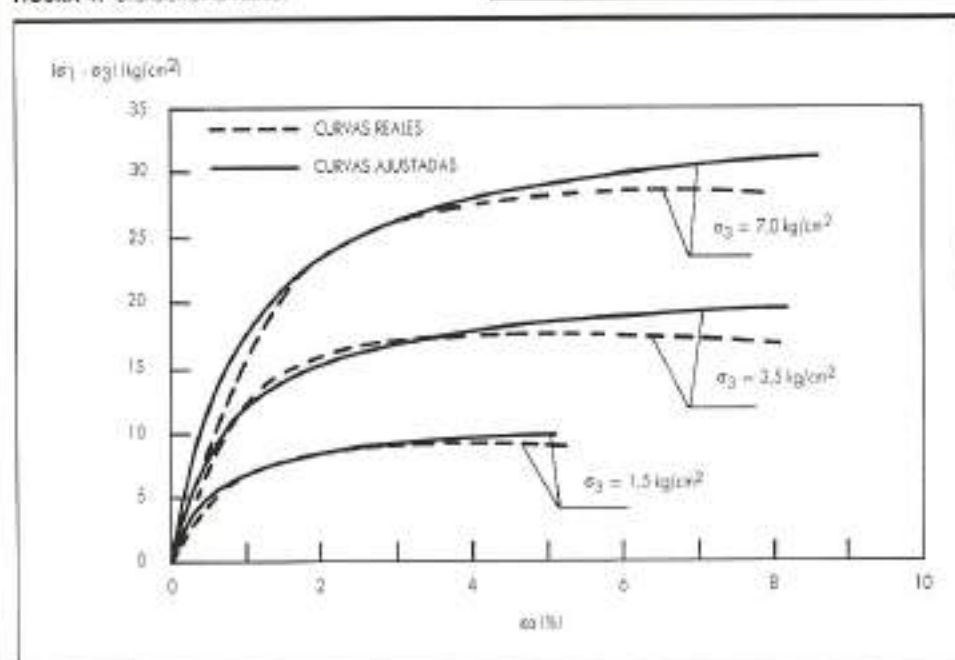


FIGURA 5. Espaldón: Leyes tensión-deformación.

MAT	D _{máx} (mm)	Finos (%)	L.L. (%)	I.P. (%)	γ _d (t/m ³)	ω (%)	% D.M.C.S. Proctor Mod.	% D.M.C.S. Proctor Nor.	α _{ÓPT} (%)	Dens. Rel. (%)
①	19	12,0	N.P.	N.P.	2,26	5,5	—	—	—	92
②	19	22,0	26,7	8,1	2,0	9,9	95	—	9,9	—
③	2	92,0	44,5	24,2	1,48	24,6	—	91	21,6	—

donde:

- ①: Material representativo de los ESPALDONES
- ②: Material representativo del NUCLEO
- ③: Material representativo del COLCHÓN COMPRESIBLE
- N.P. = NO PLÁSTICO

TABLA 1. Pruebas ensayadas.

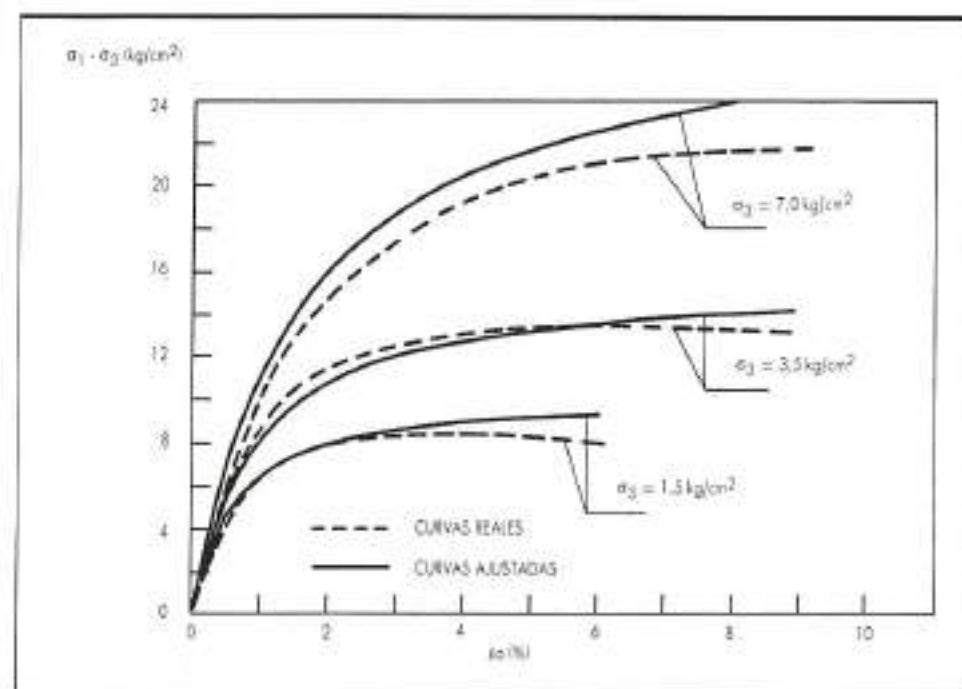


FIGURA 6. Núcleo: Leyes tensión-deformación.

tación de las probetas ensayadas en el laboratorio se muestra en la tabla 1. Cabe destacar la baja compactación exigida en el terreno al colchón de suelo arcilloso compresible (del orden de un 90 % del PROCTOR NORMAL), y el alto contenido de humedad especificado para éste (w óptima + 3 %), con el propósito de conseguir efectivamente un material de alta deformabilidad.

En las figuras 5 a 10 que siguen se contrastan las

leyes constitutivas experimentales versus las entregadas por el modelo hiperbólico para los materiales representativos de los espaldones, núcleos y colchón de suelo compresible. Se observa que la aproximación conseguida es muy buena, excepto en lo que dice relación con las curvas de cambio de volumen, en particular cuando existe dilatación, como es el caso del núcleo y de los espaldones. Los parámetros hiperbólicos resultantes se

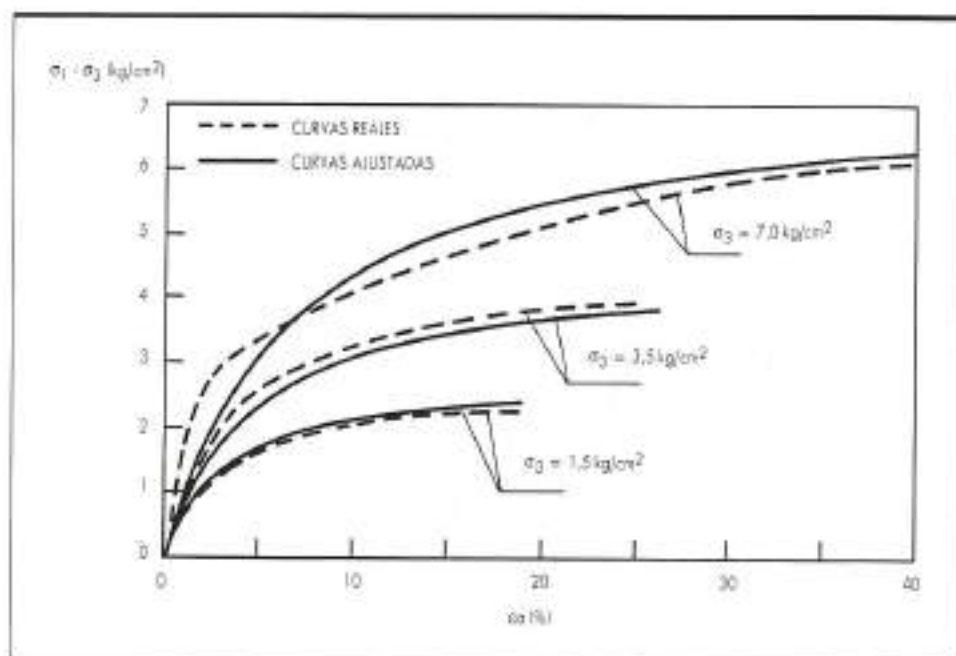


FIGURA 7. Colchón: leyes tensión-deformación.

PARAMETRO	ESPALEDONES	NUCLEO	COLCHÓN	FLUVIAL
γ_s (t/m ³)	2,37	2,20	1,87	1,3
K	1484,23	1,625,15	73,13	1.200,0
K_{av}	1.484,23	1,625,15	73,13	1.200,0
n	0,44	0,03	0,17	0,5
R_f	0,82	0,82	0,82	0,7
K_{ts}	904,08	742,34	12,75	950,0
m	0,16	-0,26	1,04	0,5
c (t/m ²)	0,00	11,55	5,03	0,0
$\Delta\sigma$	50,29	34,41	14,95	45,0
$\Delta\sigma'$	9,49	0,00	0,00	5,0
K_0	0,33	0,54	0,67	0,33

Nota: γ_s representa el peso unitario húmedo del material, sobre su alfilado, de cuyo caso se consideró el peso unitario sumergido.

TABLA 2. Parámetros de suelos para programa FEADAM-UC.

indican en la tabla 2. En esta tabla se han incluido también los valores correspondientes que fueron ajustados para el fluvial de fundación durante el «back-analysis». Es de interés resaltar, al respecto, la gran sensibilidad que presentaron en este caso los asentamientos de la presa frente a variaciones de los parámetros hiperbólicos K y K_0 del suelo de fundación, y en particular ante cambios de este último.

3.3 PARED MOLDEADA SOBRE COTA 555

Sobre la cota 555 el hormigón posee una resistencia a la compresión de 225 kg/cm², y dispone de armaduras de acero. Su dosificación fue la siguiente: Cemento, 380 kg/m³; arena, 962 kg/m³; gravilla de tamaño máximo 3/4", 784 kg/m³, y aditivo Sikament 700, 1,58 lt/m³. El contenido de agua agregado correspondió a un asentamiento de cono de 21,5 cm.

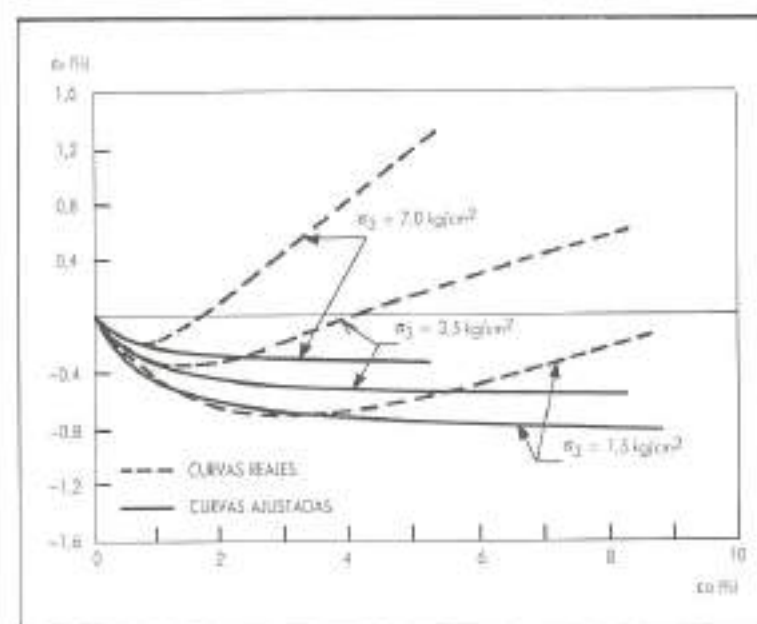


FIGURA 8. Espaldón: leyes de cambio de volumen.

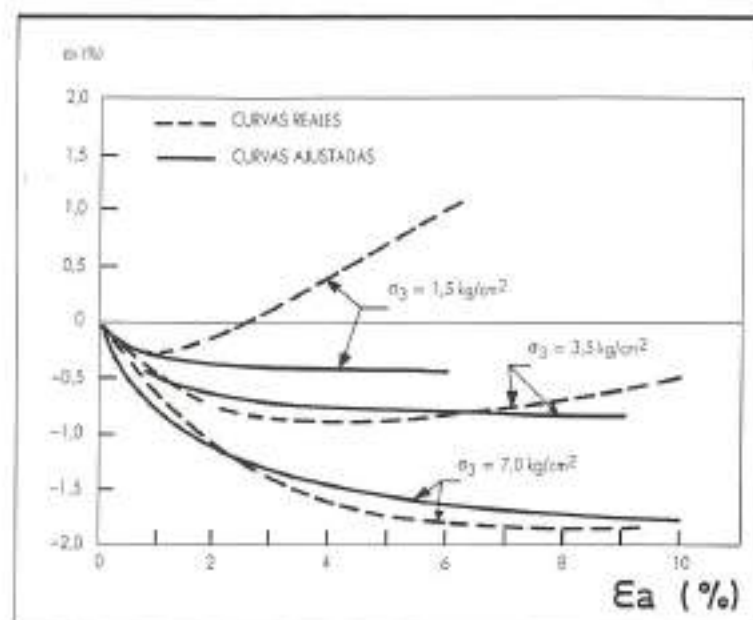


FIGURA 9. Núcleo: Leyes de cambio de volumen.

Se ha supuesto en la modelación efectuada que el comportamiento de este hormigón es elástico lineal e isótropo, definido por el valor del Módulo de Young E propuesto por el código de la ACI (1983):

$$E = 33 \cdot \gamma^{1.5} \cdot \sqrt{f'c} \text{ (psi)} \quad [1]$$

en donde:

γ = peso unitario del hormigón (lb/ft³)

$f'c$ = resistencia cilíndrica a los veintiocho días (psi), igual aproximadamente al 83 % de la resistencia cúbica.

De aquí se obtuvo un Módulo de Young, para este hormigón, de 225.000 kg/cm². Como coeficiente de Poisson, ν , se adoptó un valor de 0,2, lo que implica que el Módulo Volumétrico B , calculado a partir de la relación dada por la Teoría de Elasticidad:

$$B = E/(3(1-2\nu)) \quad [2]$$

resulta igual a 125.000 kg/cm².

3.4 PARED MOLDEADA BAJO COTA 555

La pared en esta zona está compuesta por un hormigón

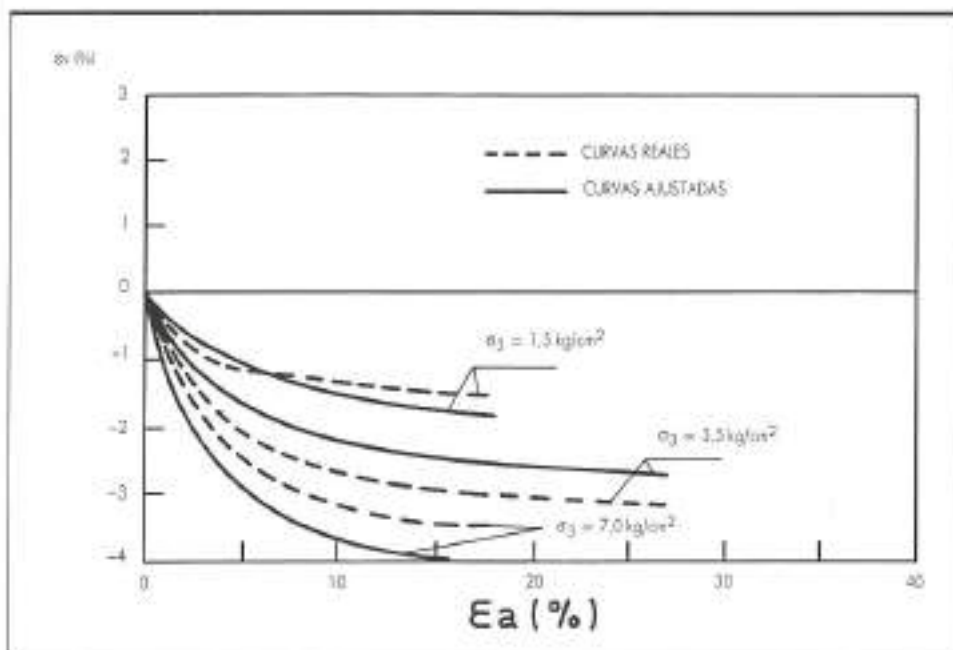


FIGURA 10. Colchón: Leyes de cambio de volumen.

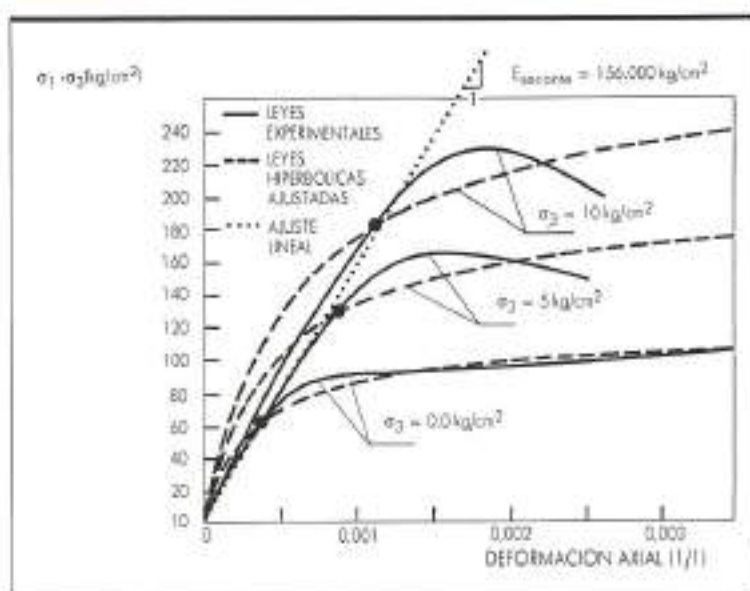


FIGURA 11. Curvas tensión-deformación para hormigón de pared moldeada con $R_{28} = 80 \text{ kg/cm}^2$.

plástico sin armar cuya dosificación fue la siguiente: cemento, 270 kg/m^3 ; arena, 711 kg/m^3 ; gravilla de tamaño máximo $3/4"$, 847 kg/m^3 , y bentonita, 10.5 kg/m^3 . El asentamiento de cono fue de 23.5 cm .

Con el propósito de determinar la ley constitutiva de este material se llevaron a cabo ensayos triaxiales de compresión de probetas de $4"$ de diámetro, con presiones de confinamiento 0.0 , 5.0 y 10.0 kg/cm^2 . Los resultados experimentales obtenidos, y el ajuste hiperbólico efectuado, se muestran en la figura 11. Como es dable observar, el uso de leyes hiperbólicas en este caso so-

breestima significativamente los valores del Módulo de Young tangentes para bajos niveles de carga. Por otra parte, se aprecia que las tres curvas experimentales interceptan a las leyes hiperbólicas en puntos prácticamente colineales con el origen. La posición de dichos puntos dentro de cada curva experimental corresponde, aproximadamente, a un valor del cociente $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3)$ falla, igual a 0.75 . Teniendo en consideración estos aspectos, a fin de acercarnos lo más posible a la evidencia física, se adoptó para la pared situada bajo la cota 555 una ley constitutiva mixta, de manera tal

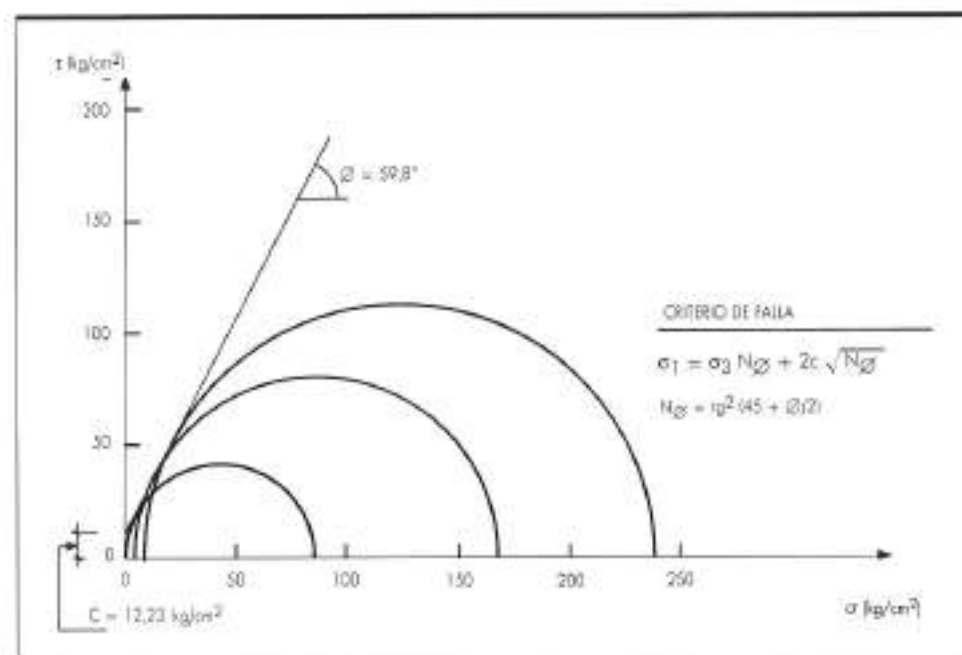


FIGURA 12. Envolvente de falla según criterio de Mohr-Coulomb. Hormigón de pared moldeada bajo cota 555 .