

DENSIFICACIÓN SÍSMICA DE RELLENOS:
EVALUACIÓN PARA PROYECTO EN EL PUERTO
DE ANTOFAGASTA

PEDRO ORTIGOSA DE PABLO*
EUGENIO RETAMAL SCHÄFER*

RESUMEN

Con motivo del Proyecto de Renovación de los Sitios 6 y 7 del puerto de Antofagasta elaborado por los ingenieros Rodrigo Flores y Gustavo Dahlgren a solicitud de la Empresa Portuaria de Chile, EMPORCHI, fue necesario evaluar asentamientos por densificación sísmica de rellenos de roca chancada depositados gravitacionalmente bajo agua, los que constituían la plataforma de apoyo de las estructuras proyectadas. Para tal efecto se determinó la compacidad del material depositado bajo agua vía ensayos de terreno, para posteriormente establecer sus características de densificación y rigidez dinámica al corte mediante ensayos de laboratorio. Aprovechando estudios de riesgo sísmico para la zona de Antofagasta e incorporando la experiencia recogida del sismo de marzo de 1985 que afectó la zona central de Chile, se definió la aceleración de diseño a nivel de explanada, parámetro que es de gran importancia para la estimación de los asentamientos por densificación sísmica.

INTRODUCCIÓN

El deterioro del malecón de bloques de hormigón de los Sitios 6 y 7 del puerto de Antofagasta sólo permitía su uso en forma restringida. Además, la necesidad de contar con atracaderos que permitieran la atención de naves cargadas de hasta 40.000 DWT, motivó a la Empresa Portuaria de Chile, EMPORCHI, la confección de un nuevo malecón en reemplazo del existente. El proyecto de este nuevo malecón fue desarrollado por los ingenieros Rodrigo Flores y Gustavo Dahlgren (1), su ejecución fue llevada a cabo por la empresa constructora Captagua Ingeniería Ltda. durante los años 1988-1989 y la inspección técnica de la obra estuvo a cargo de EMPORCHI y de la firma Societec Ltda.

La figura 1 ilustra el sector de emplazamiento del proyecto dentro del puerto de Antofagasta y la Fig. 2 presenta un perfil típico de las obras según proyecto, las que básicamente contemplan gaviones de 16.50 m de diámetro construidos mediante tablestacas metálicas con un diente delantero entre las cotas -12.50 y -14.35 , y una plataforma superior de hormigón armado apoyada sobre pilotes tubulares metálicos. Los gaviones se emplazan entre el malecón de bloques existente y la poza de abrigo, descansando sobre una plataforma materializada con un relleno de roca chancada 2" - 4" depositado bajo agua por gravedad. El mismo material y

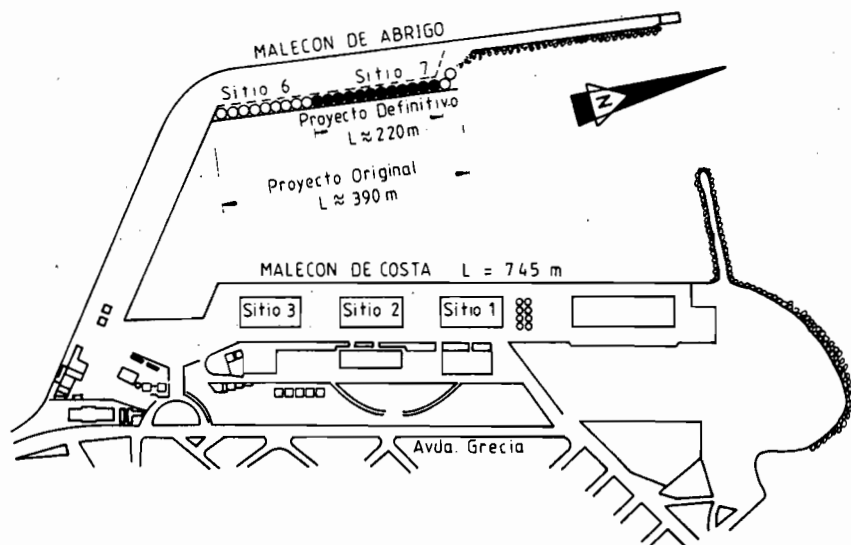


Fig. 1. Planta Puerto de Antofagasta.

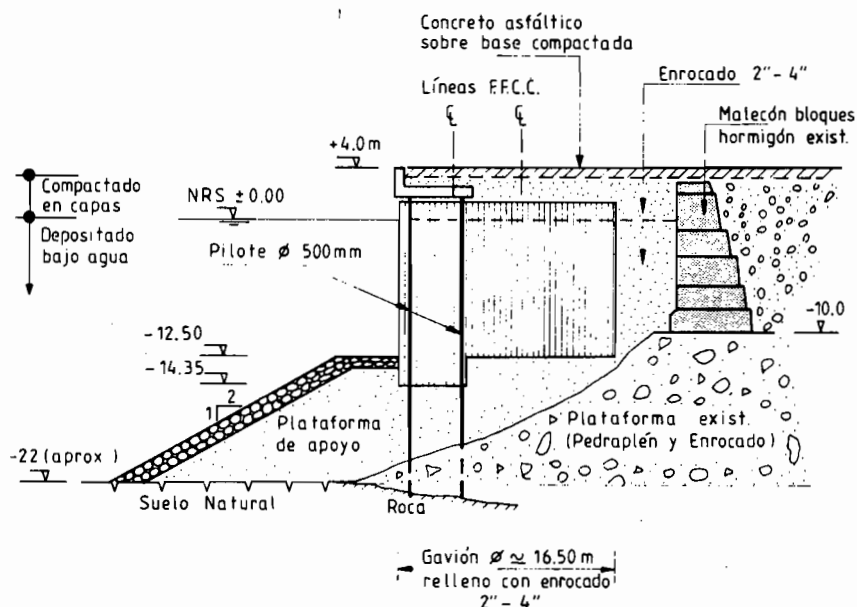


Fig. 2. Perfil típico de los Gaviones según proyecto.

procedimiento de colocación se contempló para el relleno interior de los gaviones y el relleno entre éstos y el maldón existente. En las Figs. 3 y 4 se ilustran detalles relativos a los gaviones proyectados.

Dadas las características del material de relleno y su procedimiento de colocación, fue necesario evaluar los asentamientos de la plataforma de apoyo inducidos por la densificación sísmica de dicho material, y de acuerdo a los resultados de esa evaluación, establecer las medidas correctivas pertinentes. De acuerdo a los resultados obtenidos se decidió prolongar las tablestacas del diente de los gaviones y los pilotes tubulares hasta tocar la roca fundamental del fondo marino, para que los gaviones y la plataforma de hormigón no se vieran afectadas por los asentamientos del relleno. Además se determinó colocar pavimentos deformables en la superficie (asfálticos y de adoquines de concreto) para lograr reparaciones económicas cuando ocurriesen compactaciones sísmicas. Estas dos consecuencias prácticas ameritan sobradamente el haber efectuado las experiencias y análisis que se describen.

El objeto de este trabajo es relatar el procedimiento y criterios empleados para resolver la problemática planteada, todo lo cual fue desarrollado por la firma PETRUS Ingenieros, Consultores en Geotecnia. Las

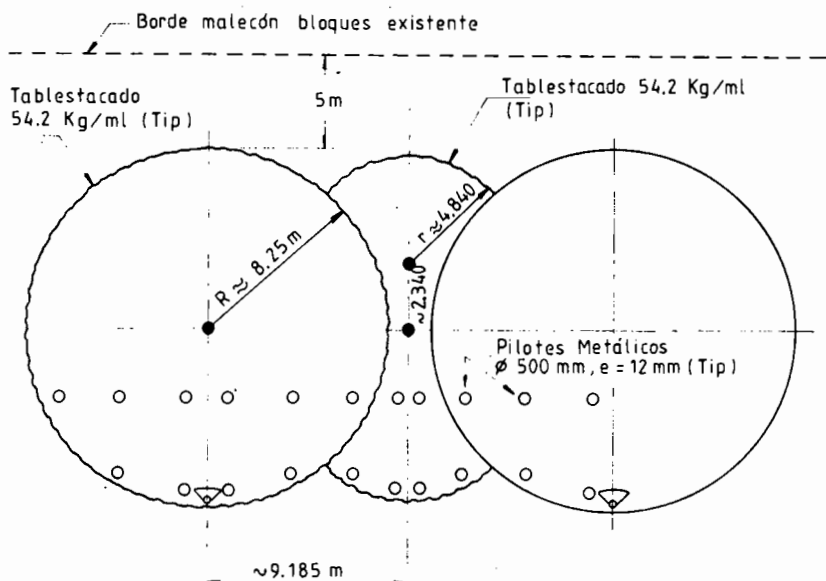


Fig. 3. Planta de los Gaviones: Módulo típico.

experiencias de terreno estuvieron a cargo de EMPORCHI-PETRUS y los ensayos de laboratorio fueron ejecutados por el IDIEM.

DENSIDAD DE COLOCACIÓN DEL RELLENO 2" - 4"

Con el fin de establecer la densidad de la roca chancada 2" - 4" al ser depositada por gravedad bajo agua, se seleccionó material de desmonte proveniente de la cantera La Chimba, ubicada a unos 15 km al norte del puerto de Antofagasta y al oriente del basural de la ciudad. Una vez seleccionado el material en la cantera, que en adelante se lo denominará Grava 2" - 4", fue trasladado a la explanada del Sitio 2 del puerto, conformando tres acopios de 10 m^3 cada uno.

Las determinaciones de densidad del material se efectuaron reproduciendo las condiciones de colocación que se darían durante la construcción. Se utilizó un recipiente metálico de $1,87 \times 3,58 \times 1,10 \text{ m}$ de altura con un volumen neto de 7.307 lts, el que fue depositado sobre el lecho marino frente al Sitio 2, a una profundidad de 13 m bajo la explanada según se ilustra en la Fig. 5. Para efectos prácticos esta profundidad era

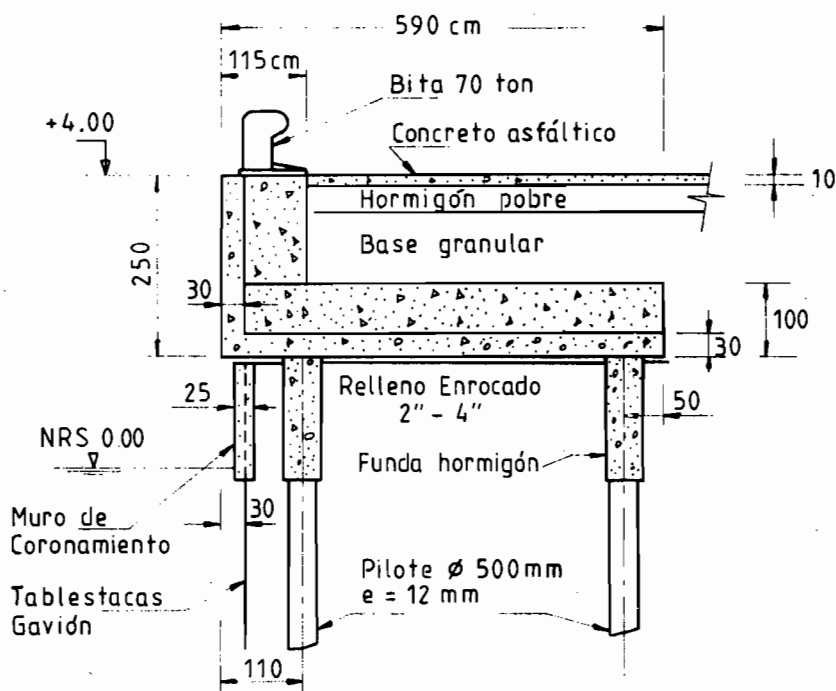


Fig. 4. Detalle plataforma superior piloteada.

suficiente para reproducir las alturas de caída del material en los Sitios 6 y 7 contemplados por el proyecto.

Una vez asentado el recipiente en el lecho marino, la Grava 2" - 4" se vertió a través de una manga articulada de 6.5 m de longitud que colgaba de una balsa, según se muestra en las Figs. 6 y 7. Durante esta operación se contó con el apoyo de hombres rana que fueron desplazando el extremo inferior de la manga con el fin de lograr un llenado uniforme del recipiente. Posteriormente se extrajo el recipiente mediante una grúa depositándolo cuidadosamente sobre la explanada, para luego proceder a enrasarlo con una pletina metálica hasta lograr que ésta deslizara libremente al desplazarla sobre los bordes superiores de las paredes del recipiente. Finalmente se vació el material sobre la explanada para su secado durante 48 horas, para posteriormente cargarlo en un camión y transportarlo a una estación de pesaje del puerto.

En la Tabla I se entregan los resultados de las tres determinaciones de densidad efectuadas. Se descartó la primera determinación debido a un enrase defectuoso ejecutado por los hombres ranas bajo el agua, el que no

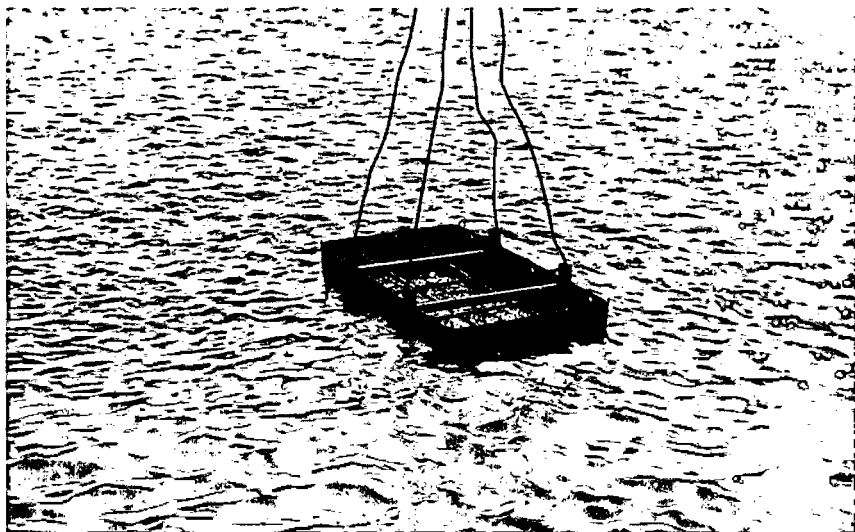


Fig. 5. Recipiente metálico para toma de densidades bajo agua en el momento de ser sumergido (está provisto de perforaciones $\phi 1/2''$ en su fondo).

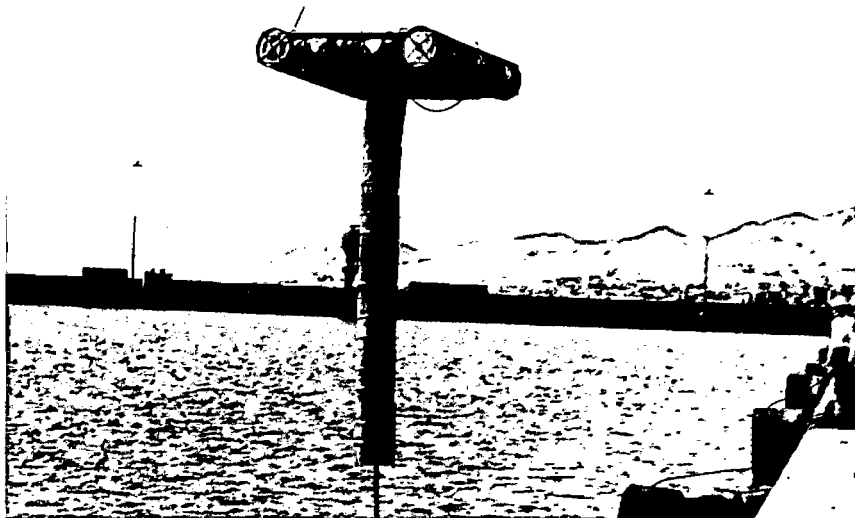


Fig. 6. Balsa y Manga articulada posicionándose sobre el recipiente metálico previamente sumergido (extremo inferior de la manga queda 2 m por sobre el recipiente).

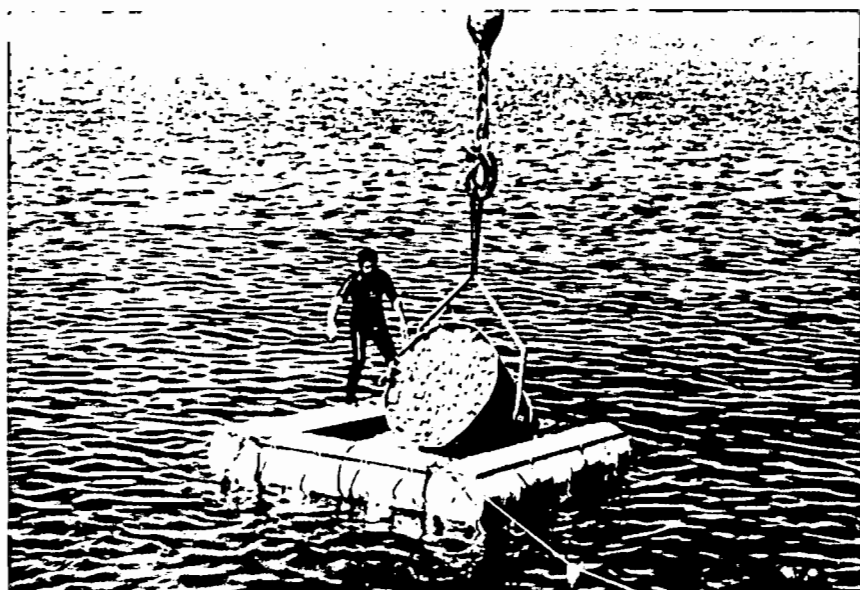


Fig. 7. Grava 2"-4" vaciada al recipiente sumergido a través de la manga.

TABLA I
DENSIDAD SECA GRAVA 2"-4" DEPOSITADA BAJO AGUA

Determinación N°	Volumen neto recipiente (m ³)	Peso material seco (ton)	Densidad seca, γ_n (ton/m ³)
1*	7,307	10,50	1,437
2	7,307	11,14	1,525
3	7,307	10,96	1,500

*Se descartó esta determinación por enrase deficiente del material.

fue posible corregirlo en tierra debido a que el recipiente se depositó bruscamente sobre la explanada, dando origen a una densificación de 4.5% (aproximadamente 5 cm de asentamiento del material con respecto al borde superior del recipiente).

ENSAYOS DE LABORATORIO

Descripción de los materiales ensayados

Con la finalidad de establecer las características de densificación y rigidez dinámica al corte de la Grava 2" - 4" a utilizar en obra se recurrió al empleo de ensayos triaxiales con aplicación de deformaciones cíclicas de amplitud controlada. Debido a la imposibilidad de efectuar los ensayos directamente sobre la Grava 2" - 4", por no contarse en el país con equipos triaxiales adecuados capaces de alojar probetas con diámetros y alturas del orden de 60 × 130 cm respectivamente, se recurrió al empleo de tres suelos con menor tamaño de partículas, pero con granulometrías homotéticas a la de la grava. Se cuidó además que la angulosidad y dureza de las partículas de estos suelos fuera similar a la de la Grava 2" - 4" a emplear en obra. De este modo, mediante una correlación entre las características de densificación y rigidez con el diámetro medio de partículas, D_{50} , se obtendría por extrapolación las características correspondientes a la Grava 2" - 4".

Uno de los tres suelos seleccionados correspondió a una arena media a fina denominada Arena Cristal Sílica, que contaba con resultados de ensayos de corte cíclico que permitían definir sus características de densificación sísmica (2 y 3). Los otros dos suelos correspondieron a una arena gruesa para hormigones tamizada entre mallas #4 y #8 ASTM, denominada Arena Hormigón #4-#8, y a una gravilla tamizada entre cribas 1/2" y 1" proveniente de la cantera La Chimba. En las Figs. 8 y 9 se aprecia la similitud entre la Gravilla 1/2" - 1" y la Grava 2" - 4", en la Fig. 10 se ilustra la homotecia granulométrica de los materiales involucrados y en la Tabla II se resumen sus principales características.

Densidad de confección de las probetas

Considerando que la densificación y rigidez de un suelo granular limpio sometido a sollicitaciones sísmicas (cíclicas) depende, entre otras cosas, de su compacidad expresada en términos de su densidad relativa, DR, los ensayos triaxiales se ejecutaron utilizando dicho parámetro como patrón de confección de las probetas. Para definir la densidad relativa se utilizó la clásica relación:

$$DR = \frac{\gamma_{\max} - \gamma_n}{\gamma_n - \gamma_{\min}} = \frac{\gamma_n - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}}$$

en que γ_{\max} = densidad seca máxima del suelo; γ_{\min} = densidad seca mínima; γ_n = densidad seca del suelo depositado in situ o bien densidad

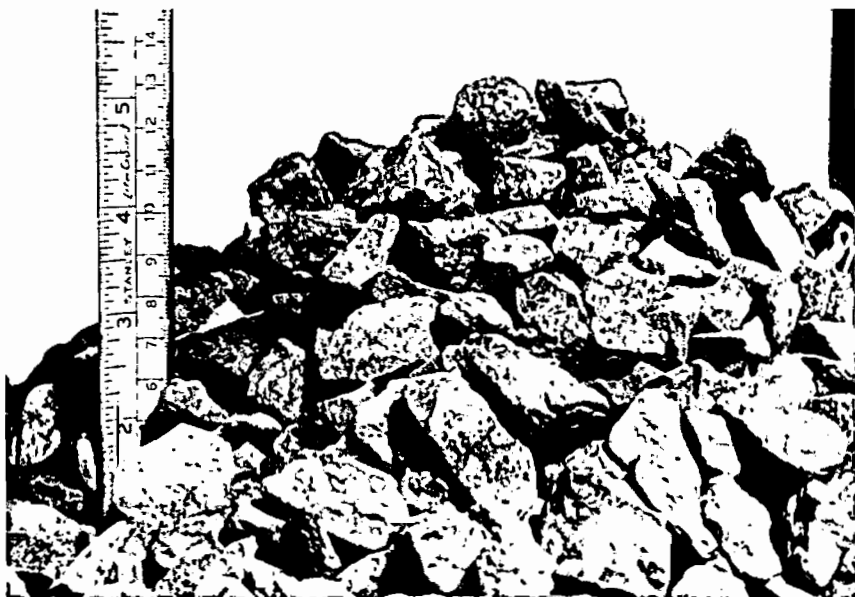


Fig. 8. Gravilla 1/2"-1" Cantera La Chimba.



Fig. 9. Grava 2"-4" Cantera La Chimba a utilizar en obra.

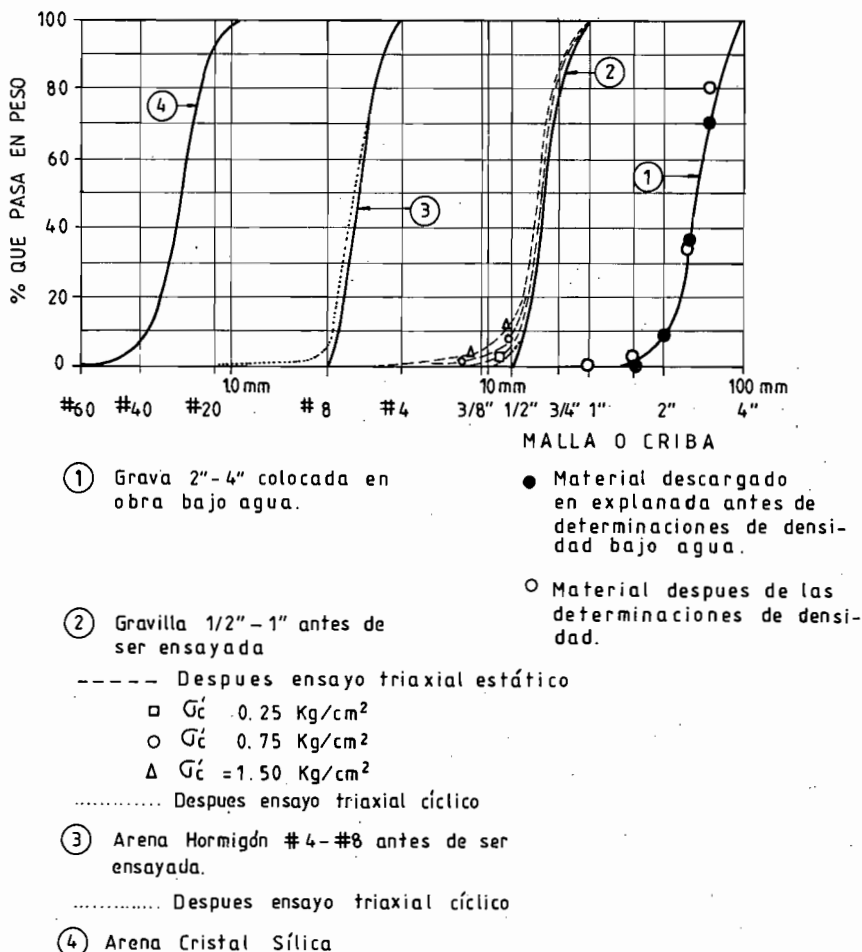


Fig. 10. Granulometrías de los suelos granulares analizados.

seca de confección de la probeta. Debido a que se trabajó con suelos de granulometría muy uniforme el rango definido por γ_{\max} y γ_{\min} era relativamente estrecho, situación que obligó a determinar muy rigurosamente los valores de las densidades secas máximas y mínimas con el fin de reducir los errores en el cálculo de la densidad relativa. Por la misma

TABLA II
 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS GRANULARES ANALIZADOS

Designación	D ₅₀ (mm)	Coefficiente uniformidad	Peso específico	Desgaste Los Angeles	Petrografía macroscópica
Grava 2"-4"	70	1,35	2,74	10,5	Partículas angulares duras con muy poca meteorización; 71% Andesita, 14,5% Brecha andesítica, 14,5% Granito.
Gravilla 1/2"-1"	17	1,30	2,74	13,5	Partículas angulares duras y frescas en su mayoría. 78% Andesita.
Arena Hormigón #4 - #8	3,35	1,37	2,78	—	Partículas angulares dureza media a alta, leve meteorización; 53% Andesita, 14% Granito.
Arena Cristal Sílica	0,63	1,40	2,65	—	Sin datos.

razón, la densidad seca después de confeccionadas las probetas a una densidad relativa de ensayo preestablecida, requirió determinaciones muy precisas del volumen de la probeta. Esto último cobró mayor relevancia en los ensayos triaxiales en la Gravilla 1/2" - 1", en los que la determinación del volumen de la probeta se dificultó debido a las irregularidades de su superficie y por la influencia del espesor de la membrana utilizada para cubrirla (ver Fig. 11). En la Tabla III se resumen los valores de γ_{\max} y γ_{\min} para los materiales involucrados en el estudio.

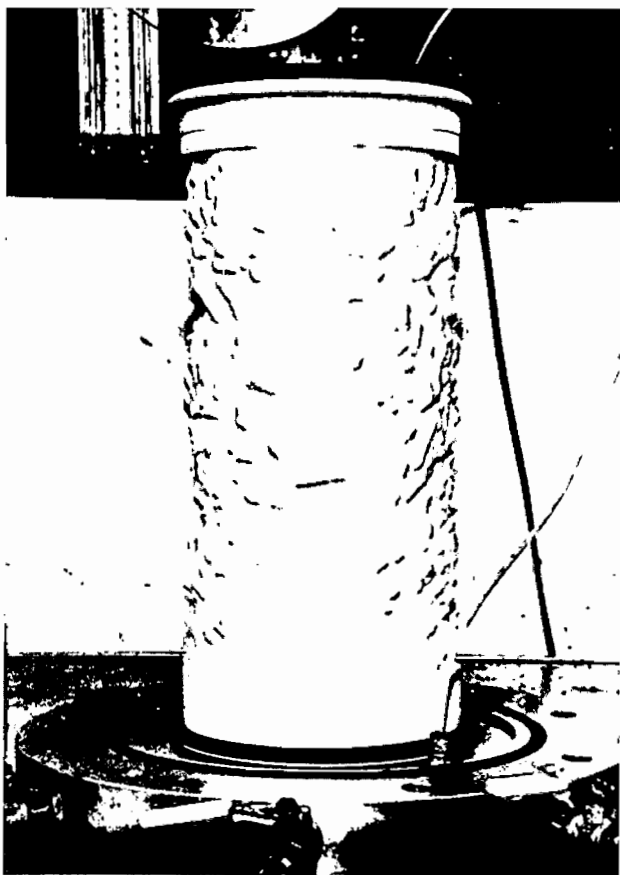


Fig. 11. Probeta 15 × 28 cm de Gravilla 1/2"-1" enfundada con membrana de goma y confinada mediante vacío antes de ser montada en celda triaxial.

TABLA III
DENSIDADES SECAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS

Designación	Densidad seca mínima		Densidad seca máxima			
	Fre- cuencia	γ_{min} (ton/m ³)	Promedio (ton/m ³)	Frecuencia	γ_{max} (ton/m ³)	Promedio (ton/m ³)
Grava 2"-4"	1	1.41	1.453	2	1.60	1.674
	1	1.43		1	1.66	
	2	1.44		2	1.67	
	2	1.45		2	1.69	
	3	1.46		2	1.71	
	3	1.47		1	1.74	
	1	1.48				
Gravilla 1/2"-1"	1	1.32	1.340	1	1.56	1.588
	5	1.33		1	1.58	
	2	1.34		1	1.59	
	8	1.35		3	1.60	
	1	1.37		1	1.57	1.587
Arena Hormigón #4-#8	2	1.38		2	1.58	
	5	1.39		2	1.59	
	1	1.40		1	1.61	
Arena Cristal Sílica	—	—	1.34	—	—	1.62

Ensayes triaxiales cíclicos: Densificación

Se ensayaron probetas de aproximadamente 15 cm de diámetro por 30 cm de altura utilizando la Arena Hormigón # 4 - # 8 y la Gravilla 1/2" - 1"; para la Arena Cristal Sílica se aprovecharon los resultados informados por Silver y Seed (2) y por Martin *et al.* (3). En estricto rigor las probetas debieron ser confeccionadas con una densidad relativa del orden del 30%, la cual corresponde a la compacidad con que quedó la Grava 2" - 4" al ser depositada gravitacionalmente bajo agua. Este valor se determinó con la ecuación (1) introduciendo el γ_{in} promedio de la Tabla I y los γ_{max} y γ_{min} promedios definidos en la Tabla III para la Grava 2" - 4". Sin embargo, el proceso de confección de las probetas hizo muy difícil obtener compacidades tan bajas como la señalada, resultando densidades secas de confección que cubrieron el rango DR = 40 - 70%, situación que obligó a extrapolar los resultados obtenidos para asimilarlos a la densidad relativa de 30%.

Las probetas se ensayaron en condiciones de saturación total y con presiones efectivas de confinamiento isotrópico, σ'_c , iguales a 0.7 kg/cm² y 2 kg/cm², de modo de cubrir el rango de presiones efectivas presentes en terreno. Una vez confinadas se les aplicó una deformación cíclica axial de amplitud controlada, de tal manera de inducir deformaciones de corte con una amplitud, $\pm \gamma_{cmax}$, preestablecida. La densificación se midió registrando el volumen de agua expulsada por la probeta en función del número de ciclos, N, de aplicación de la deformación de corte, lo que permitió definir la función de densificación que liga el cambio de volumen unitario de la probeta, ϵ_{vc} , con el número de ciclos. Dicho cambio unitario de volumen se determinó como $\epsilon_{vc} = \Delta V_c / V_o$ en que ΔV_c corresponde al volumen de agua expulsada al cabo de N ciclos y V_o es el volumen inicial de la probeta después de aplicada la presión de confinamiento.

En las Figs. 12 y 13 se presentan las funciones de densificación obtenidas las que aparecen normalizadas por la amplitud de la deformación de corte cíclica. A título de comparación se incluye la función de densificación normalizada para la Arena Cristal Sílica con DR = 60%. Estos resultados permitieron confeccionar la Fig. 14 que ilustra la densificación normalizada en función del diámetro medio de partículas, D_{50} , para una densidad relativa DR = 60%. La densificación normalizada expuesta en esta última figura está asociada a la aplicación de 20 ciclos, que corresponde al número de ciclos significativos del sismo de diseño según se establecerá más adelante. En relación al efecto de la presión de

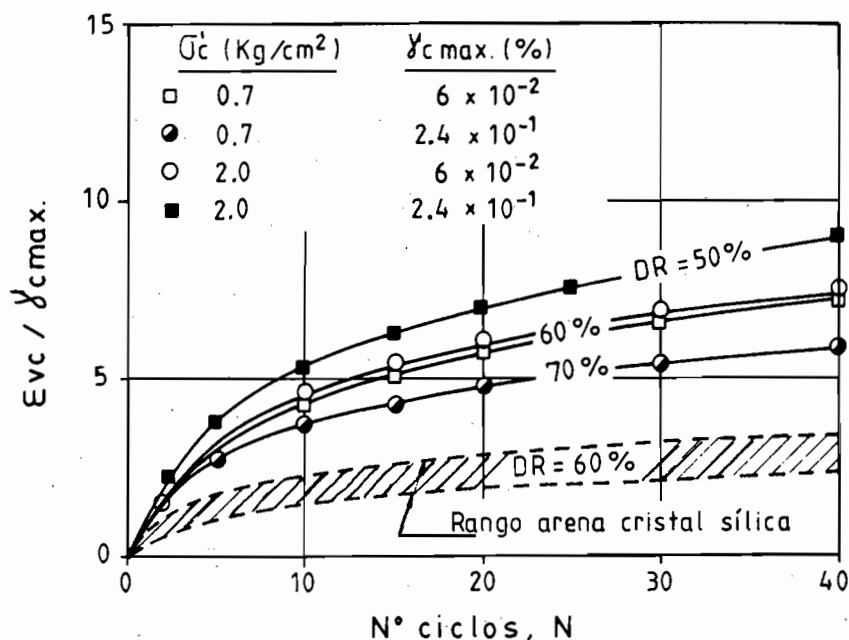


Fig. 12. Curvas de densificación normalizada para Arena Hormigón #4-#8 obtenidas con triaxial cíclico de deformación controlada.

confinamiento los resultados no variaron significativamente dentro del rango de presiones utilizadas en los ensayos.

Por extrapolación de los resultados de la Fig. 14 se obtuvo la densificación normalizada para la Grava 2" - 4" con DR = 60% y N = 20 ciclos, resultando $(\epsilon_{vc}/\gamma_{c \text{ max.}})_{60} \approx 11$. Es interesante hacer notar que para un incremento de 50% en el número de ciclos significativos el valor de $(\epsilon_{vc}/\gamma_{c \text{ max.}})_{60}$ sólo se incrementa en un porcentaje del orden del 17%, lo que indicó que no se requería mucha precisión en la definición del número de ciclos significativos del sismo de diseño. Otro aspecto importante lo constituye la influencia del diámetro D_{50} . Para materiales angulares con granulometría uniforme como los aquí tratados, dicho diámetro jugó un papel muy importante en el mecanismo de densificación, como queda de manifiesto al observar los resultados graficados en la Fig. 14. Ello significa que el mecanismo de densificación no sólo dependería del encaje entre partículas representado por la densidad relativa del material, sino que además de la molienda experimentada en los contactos intergranulares. Este último efecto se torna más relevante a medida que se

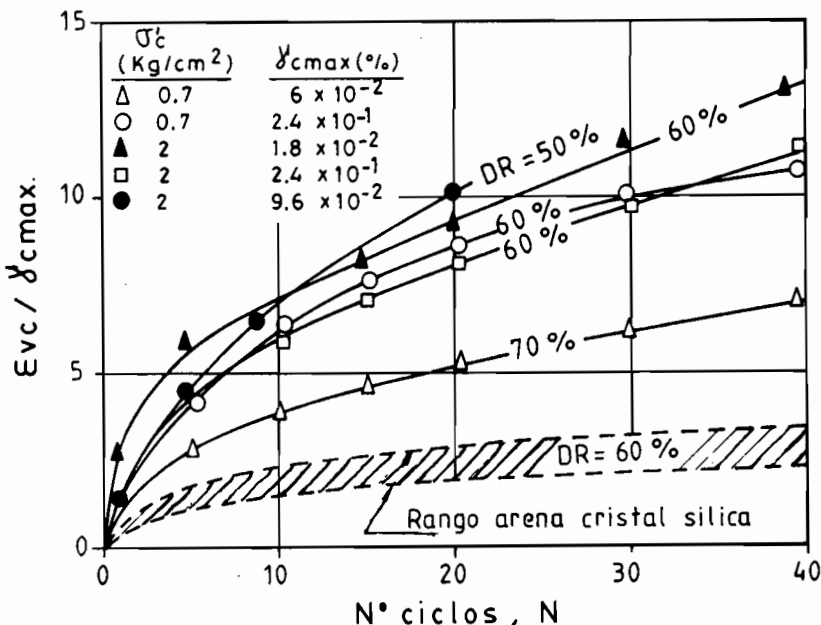


Fig. 13. Curvas de densificación normalizada para Gravilla 1/2''-1'' obtenidas con triaxial cíclico de deformación controlada.

incrementa el diámetro medio de partículas, ya que ello se asocia a un menor número de contactos por unidad de volumen, es decir, a mayores tensiones intergranulares cíclicas que facilitan la molienda.

En la Fig. 15 se entrega el resumen con los valores de la función de densificación para 20 ciclos significativos y diferentes densidades relativas. El valor de diseño para la Grava 2'' - 4'' a una densidad relativa de 30% se estimó finalmente en 38, cifra que resultó de una extrapolación según se indica en esa figura.

Ensayes triaxiales cíclicos:

Rigidez

La rigidez de los materiales involucrados al estar sometidos a sollicitaciones cíclicas obedece a un patrón tensión-deformación de naturaleza no lineal. De este modo, el módulo de corte para sollicitaciones cíclicas, G_c , se acostumbra tradicionalmente a definirlo como:

$$G_c = 70 K_2 \sqrt{\sigma'_c} \quad (2)$$

en que G_c se expresa en (ton/m²) si la presión de confinamiento efectiva

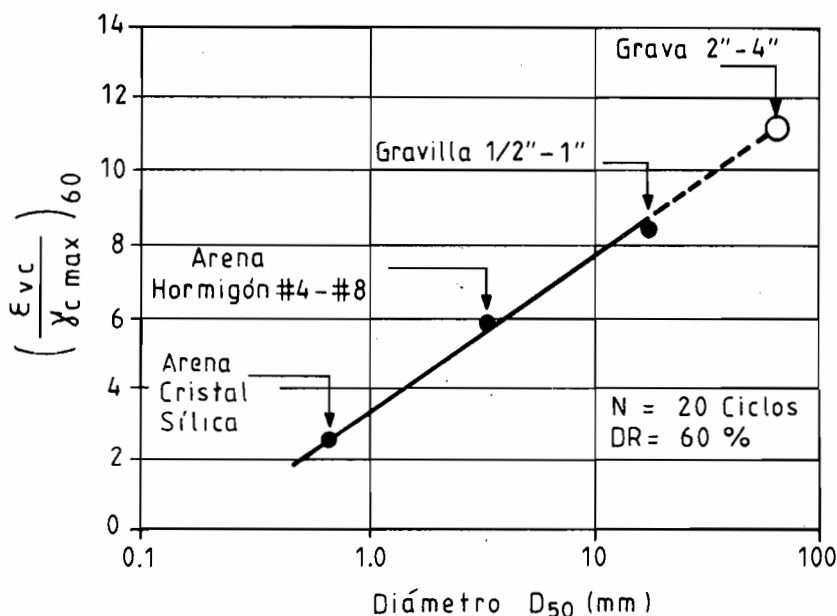


Fig. 14. Densificación normalizada en función del diámetro medio de partículas para $DR = 60\%$ y 20 ciclos significativos.

isotrópica se expresa en (ton/m^2) . El término K_2 corresponde a un coeficiente de corte que incorpora la no linealidad tensión deformación del suelo, el que se obtuvo de los ensayos triaxiales cíclicos ejecutados para definir la función de densificación. La figura 16 ilustra los valores de K_2 obtenidos en función de la amplitud de la deformación de corte cíclica. Los resultados se comparan con las curvas promedio para arenas formuladas por Seed e Idriss (4), las cuales exhiben dispersiones mayores que las obtenidas para los materiales ensayados. Para efectos de diseño se adoptó la envolvente inferior obtenida para los materiales involucrados en este estudio. Ello representa una condición conservadora ya que se trabaja con módulos de corte más bajos que arrojan deformaciones de corte cíclicas mayores y, por consiguiente, densificaciones más elevadas.

DETERMINACIÓN DEL ASENTAMIENTO SÍSMICO

Metodología

Se trataba de evaluar el asentamiento por densificación sísmica del relleno

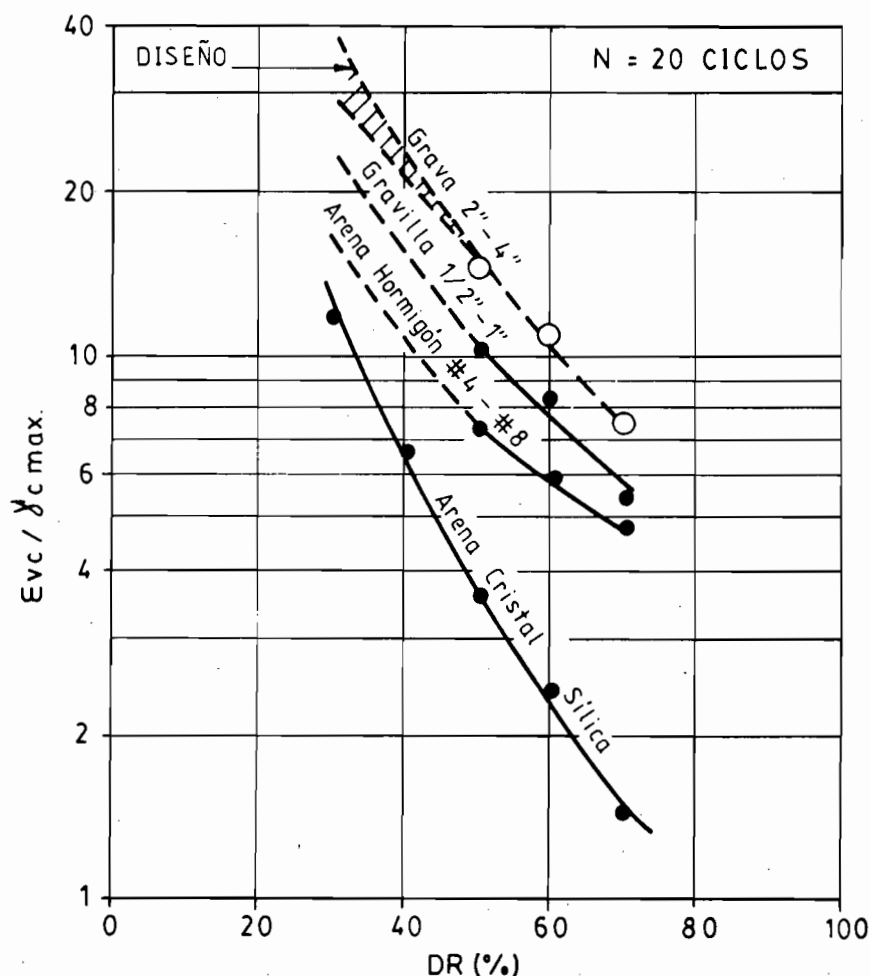


Fig. 15. Función de densificación de los suelos analizados para diferentes densidades relativas y 20 ciclos significativos.

de Grava 2" - 4" que conforma la plataforma de apoyo de los gaviones. Para tal efecto se establecieron las siguientes hipótesis de trabajo:

1. Por falta de mayores antecedentes geotécnicos se consideró que la plataforma existente no experimentaba densificación. Ello constituye una hipótesis conservadora ya que se magnifica el giro del gavión

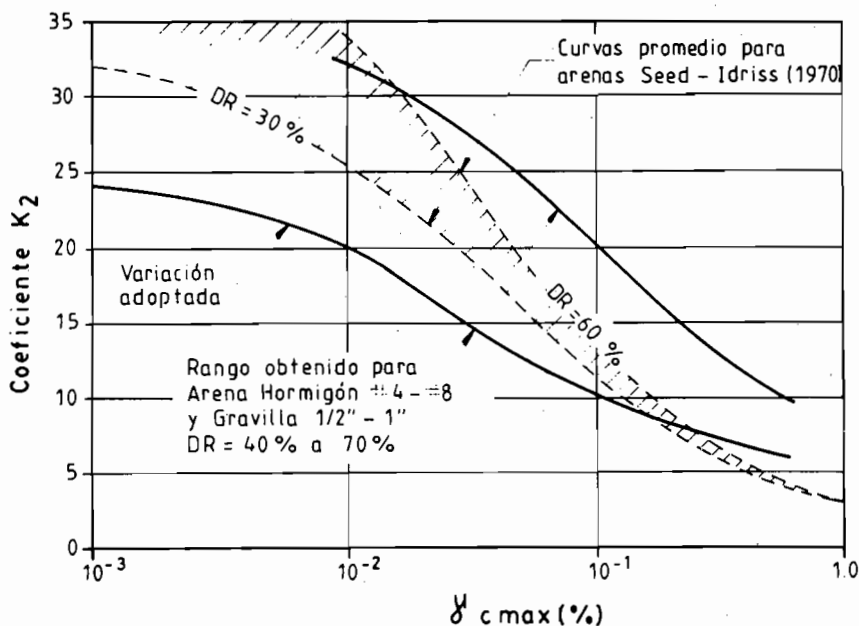


Fig. 16. Coeficiente de deformación de corte en función de la deformación de corte cíclica.

hacia la poza, producto de una densificación diferencial inducida por la altura variable de la plataforma de apoyo proyectada (ver Fig. 2).

- De acuerdo a antecedentes transmitidos por EMPORCHI y por los Ingenieros Proyectistas el basamento rocoso se encontraba muy superficial. Para efectos prácticos se lo supuso coincidente con el fondo marino original.

La metodología empleada para la estimación de los asentamientos por densificación sísmica correspondió a un procedimiento simplificado, que predijo satisfactoriamente los asentamientos sísmicos ocurridos en la ciudad de San Antonio durante el sismo de marzo de 1985 (5). Dicha metodología consiste básicamente en determinar la deformación de corte máxima, $\gamma_{c\max}$, inducida por el sismo en función de la profundidad, z , medida desde la superficie del terreno (en este caso desde el nivel de la explanada de los gaviones). De este modo, el asentamiento sísmico, ρ_s , debido a la densificación entre dos profundidades preestablecidas z_1, z_2 queda expresado como:

$$\rho_s = C_1 \cdot C_2 \int_{z_1}^{z_2} \left(\frac{\epsilon_{vc}}{\gamma_{cmax}} \right) \gamma_{cmax} dz \quad (3a)$$

$$C_2 \approx \sqrt{2(1+p^2)} \quad (3b)$$

De acuerdo a Seed y Tokimatsu (6) el término C_1 es igual a 0.65 y se introduce para transformar el historial aleatorio de deformaciones de corte inducidas por el sismo, en la aplicación de un número de ciclos significativos con deformación de corte cíclica de amplitud constante igual a $0.65\gamma_{cmax}$; el número de ciclos significativos lo expresan en función de la magnitud del sismo de diseño. El término C_2 fue deducido utilizando resultados de ensayos informados por Pyke *et al.* (7) y se introdujo para tener en cuenta la acción simultánea de las dos componentes del sismo, en donde p representa el cociente entre la aceleración máxima de la componente menor y la aceleración máxima de la componente mayor. La validez de la ecuación (3b) es tanto mayor a medida que el coeficiente de direccionalidad, p , se aproxima a la unidad. El término $\epsilon_{vc}/\gamma_{cmax}$ representa la densificación normalizada que para efectos de diseño se adoptó igual a 38 según lo expuesto con anterioridad (Grava 2"-4" con DR = 30% sometida a un sismo con 20 ciclos significativos).

Las deformaciones de corte máximas, γ_{cmax} , se determinaron utilizando un procedimiento simplificado que tiene en cuenta el comportamiento tensión-deformación no lineal del suelo (5) para cuyo efecto se empleó el coeficiente de corte K_2 vs γ_{cmax} establecido con anterioridad. En dicho procedimiento fue necesario definir el coeficiente de empuje en reposo, K_0 , y las densidades del suelo para evaluar las presiones de confinamiento efectivas, σ'_c , presentes en la ecuación (2). También fue necesario establecer las densidades para evaluar las tensiones de corte horizontales inducidas por el sismo en el relleno. Los valores de diseño de estos parámetros se entregan en la Tabla IV. Otro de los parámetros requeridos por el procedimiento simplificado para determinar las deformaciones de corte máximas lo constituye la aceleración máxima del sismo de diseño a nivel de explanada, a_{max} , cuya estimación se detalla más adelante.

Sismo de Análisis

Kausel y Saragoni (8) postulan que ya sea por falta de información histórica —Antofagasta se desarrolló a partir de la segunda mitad del siglo pasado— o por un deslizamiento asísmico de la placa de Nazca bajo el sector costero frente a Antofagasta, la única región costera de Chile entre

TABLA IV
 PARÁMETROS DE LA GRAVA 2^a-4^a PARA LA DETERMINACIÓN
 DE LAS DEFORMACIONES DE CORTE CÍCLICAS

Parámetro	Valor
Coefficiente de corte, K_2 .	Curva inferior Fig. 16.
Coefficiente de reposo, K_0 .	0,36 para ángulo de fricción $\phi = 40^\circ$ definido mediante ensayos triaxiales estáticos.
Densidad del material compactado sobre el agua (DR = 75%) para evaluar presiones de confinamiento efectivas y sollicitaciones de corte inducidas por el sismo.	1.70 ton/m ³
Densidad del material depositado bajo agua con DR = 30%: Para evaluar presiones de confinamiento efectivas. Para evaluar tensiones de corte inducidas por el sismo considerando un 25% de la masa del agua en fase con el movimiento del suelo (9).	0.96 ton/m ³ 1.65 ton/m ³

18°S y 46°S que no ha experimentado un sismo de magnitud Richter $M_s \geq 8$ con foco costero (submarino) es la zona comprendida entre Mejillones y el sur de Taltal. La situación descrita como deslizamiento asísmico correspondería a un mecanismo de transferencia de la concentración de tensiones desde el sector costero submarino hacia sectores más profundos de la zona de subducción de la placa de Nazca (por ej. hacia el sector continental bajo el Salar de Atacama). Lo anterior quedaría avalado por un sismo con $M_s = 8$ ocurrido el 12 de diciembre de 1950, con foco profundo (159 km aproximadamente) ubicado precisamente en la zona continental bajo el Salar de Atacama en donde, de acuerdo al historial sísmico chileno, no cabría esperar sismos con $M_s > 7.5$ Richter. Esta situación se contrapone con la detectada por el evento de diciembre de 1950 ($M_s = 8$), la que se habría originado por la transferencia de tensiones antes mencionada.

No obstante las consideraciones anteriores, que de hecho constituyen evidencias empíricas aisladas, para efectos de diseño se adoptó un sismo con $M_s = 8$ Richter y foco submarino frente a Antofagasta con una distancia hipocentral $R = 40$ km. De acuerdo a (8), lo anterior correspondería a un foco ubicado en el centro de la eventual zona de ruptura submarina de la placa de Nazca frente a Antofagasta.

Aceleración máxima en la roca basal

El valor de la aceleración máxima en la roca basal, $a_{b\max}$, se aventuró utilizando relaciones de atenuación de aceleraciones en roca propuestas por Seed *et al.* (10) y por Noda y Uwake (11). Con los parámetros del sismo de diseño $M_s = 8$ y $R = 40$ km, dichos autores entregan valores de $a_{b\max}$ iguales a 0,27 g y 0,24 g, respectivamente. Al respecto, para el sismo de marzo de 1985 que tuvo una magnitud $M_s = 7.8$ y foco submarino, Saragoni (12) reporta en la estación UFSM de Valparaíso un valor de $a_{b\max} = 0,18$ g ($R \cong 80$ km) y en la estación Quintay un valor de 0,20 g ($R \cong 60$ km). De acuerdo a estos antecedentes, para el sismo de diseño adoptado ($M_s = 8$, $R = 40$ km) el valor de $a_{b\max}$ sería algo superior a 0,25 g. En base a las consideraciones anteriores, para efectos de diseño se decidió adoptar $a_{b\max} = 0,25$ g.

Aceleración máxima en la explanada

Debido a que no se cuenta con registros sísmicos en las explanadas de los puertos chilenos, la aceleración máxima horizontal, a_{\max} , en la explanada de los gaviones proyectados se estimó como:

$$a_{\max} = A_s \cdot a_{b\max}$$

en que A_s representa el factor de amplificación de aceleraciones entre la roca basal y el nivel de explanada. Si bien era posible obtener teóricamente dicho factor de amplificación, el algoritmo matemático y los parámetros requeridos para modelar los suelos involucrados y la estructura de los gaviones proyectados, constituían un problema extremadamente complicado de resolver dentro de los plazos establecidos para el estudio. Por tal motivo, el factor A_s se definió en forma semiempírica, a través de un análisis retrospectivo que empleó los corrimientos experimentados por los malecones del puerto de Valparaíso durante el sismo de marzo de 1985. Estas estructuras de atraque presentaban características muy similares a las existentes en los Sitios 6 y 7 del puerto de Antofagasta.

En la Fig. 17 se ilustra un perfil típico de los muros gravitacionales en los Sitios 1 a 5 del puerto de Valparaíso, los que fueron construidos durante 1913-1924 utilizando bloques de concreto superpuestos desprovistos de elementos de transmisión de corte. Debido a las características del suelo de fundación en los Sitios 1 a 4, la falla observada después del sismo de marzo de 1985 se caracterizó por un corrimiento horizontal permanente en el contacto entre bloques ubicado a 12 m de profundidad (superficie crítica de deslizamiento). A causa de la existencia de suelos con menor capacidad de soporte bajo el muro gravitacional del Sitio 5, el

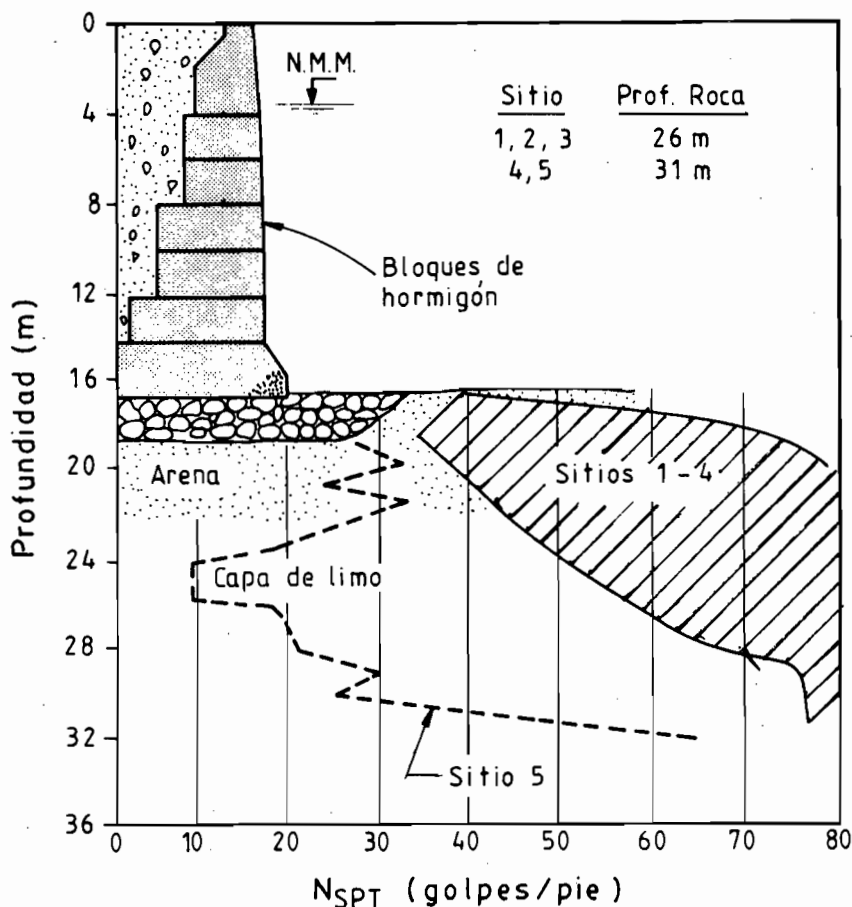


Fig. 17. Condiciones del suelo de fundación para los Sitios 1 a 5 del Puerto de Valparaíso.

mecanismo de falla correspondió en este caso a una rotación permanente del muro en torno a su base. En la Fig. 18 se indica la magnitud de los desplazamientos horizontales en la coronación de los muros. En el Espigón del puerto también se registraron desplazamientos horizontales permanentes por deslizamiento entre los bloques de los muros gravitacionales cuyas magnitudes se ilustran en la Fig. 19.

Los corrimientos horizontales permanentes por deslizamiento entre bloques, δ_H , se utilizaron en un análisis retrospectivo que permitiera estimar la aceleración horizontal máxima del suelo a niveles cercanos a la

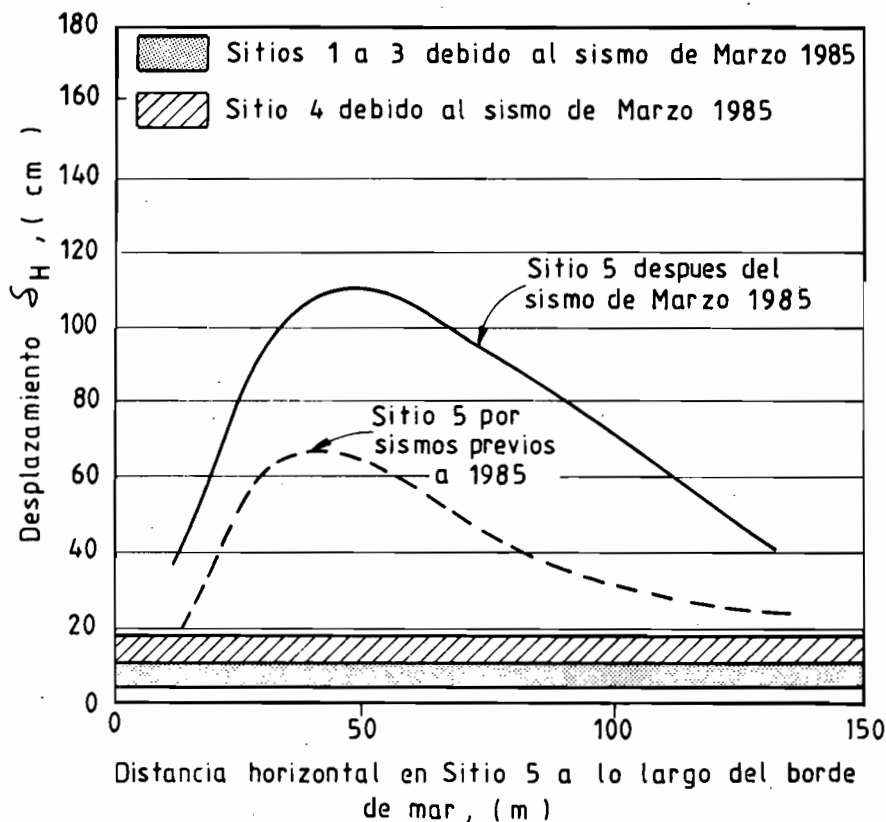


Fig. 18. Desplazamiento sísmico horizontal en la coronación de los muros gravitacionales de los sitios 1 a 5 del Puerto de Valparaíso.

explanaada, a_{\max} , requerida para provocar dichos corrimientos en los sitios donde efectivamente se detectó dicho mecanismo de falla. Para tal efecto se empleó una expresión simplificada establecida por (13), basada en el concepto del bloque rígido de Newmark y en la aplicación de empujes de tierra sísmicos determinados con la ecuación de Mononobe y Okabe:

$$\delta_H = 0.087 \frac{V_{\max}^2}{a_{\max} \cdot g} \left(\frac{a_{\max}}{C_{\text{crt}}} \right)^4 \quad (5)$$

en que g =aceleración de gravedad (cm/seg^2); δ_H = corrimiento horizon-

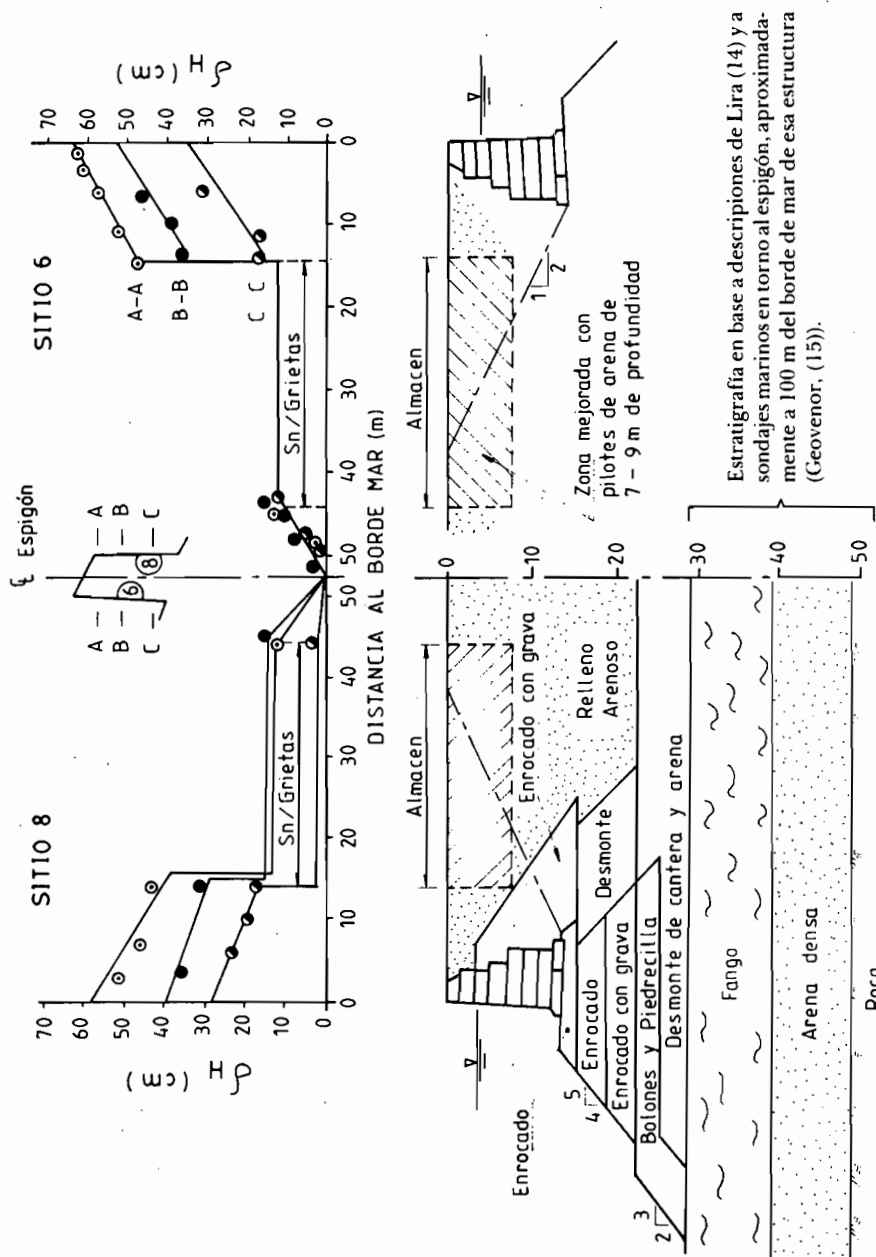


Fig. 19. Desplazamiento horizontal debido al sismo de marzo 1985 en la explanada y en la coronación de los muros gravitacionales del Espigón del Puerto de Valparaíso.

tal permanente (cm); a_{\max} = aceleración máxima horizontal del suelo (g 's); V_{\max} = velocidad máxima horizontal del suelo (cm/seg) y C_{crit} = aceleración horizontal del suelo (g 's) para que el factor de seguridad al deslizamiento del muro sea igual a la unidad. Definiendo $V_{\max} = C a_{\max}$ la ec. (5) se transforma a:

$$a_{\max} = 6.46 \frac{1}{(C)^{0.4}} (C_{\text{crit}})^{0.8} (\delta_H)^{0.2} \quad (6)$$

En la fecha en que se realizó el análisis de asentamientos sísmicos para el Proyecto de Renovación de los Sitios 6 y 7 del puerto de Antofagasta, se contaba con resultados preliminares del procesamiento de los acelerogramas del sismo de marzo de 1985, por lo que arrojó un valor promedio del coeficiente C igual a 120 cm/seg. Se contaba también con los desplazamientos horizontales reportados (16) en los muros gravitacionales de los Sitios 1 a 4 y en el Espigón del puerto de Valparaíso provocados por el sismo de marzo de 1985, y con el valor de $C_{\text{crit}} \approx 0.12$ determinado por esos autores para la sección más crítica entre bloques considerando un 40% de aumento en las presiones de poros del relleno bajo explanadas durante dicho evento sísmico. Los valores de estos parámetros se reemplazaron en la ecuación (6) lo que permitió definir la aceleración máxima a nivel de explanada. De este modo, el factor de amplificación A_s se determinó con la ecuación (4) empleando $a_{b,\max} = 0,18 g$, valor que corresponde a la aceleración máxima registrada en roca en la estación UFSM que se ubica aproximadamente a 3 km del puerto de Valparaíso (12). En la Fig. 20 se ilustran los factores de amplificación así obtenidos en función de la profundidad de la roca bajo las explanadas, los que se complementan con estimaciones en base a antecedentes informados por la JICA (17). Considerando una profundidad a la roca de 26 m bajo la explanada de los Sitios 6 y 7 del puerto de Antofagasta y la aceleración máxima de 0,25 g establecida anteriormente para dicho basamento rocoso, mediante la Fig. 20 se definió el factor de amplificación con el cual se obtuvo una aceleración máxima de diseño a nivel de explanada igual a 0,35 g.

Con posterioridad al estudio de densificación sísmica para el puerto de Antofagasta se estableció un nuevo valor de $C = 70$ cm/seg a partir del procesamiento definitivo de acelerogramas registrados durante el sismo de marzo 1985, profundidades de roca bajo las explanadas de los Sitios 1 a 4 y del Espigón del puerto de Valparaíso más fidedignas y una mejor definición de los corrimientos en los muros de los Sitios 1 a 4. Estos nuevos parámetros surgieron de exploraciones geotécnicas y recopilación de información adicional con motivo de un proyecto de investigación

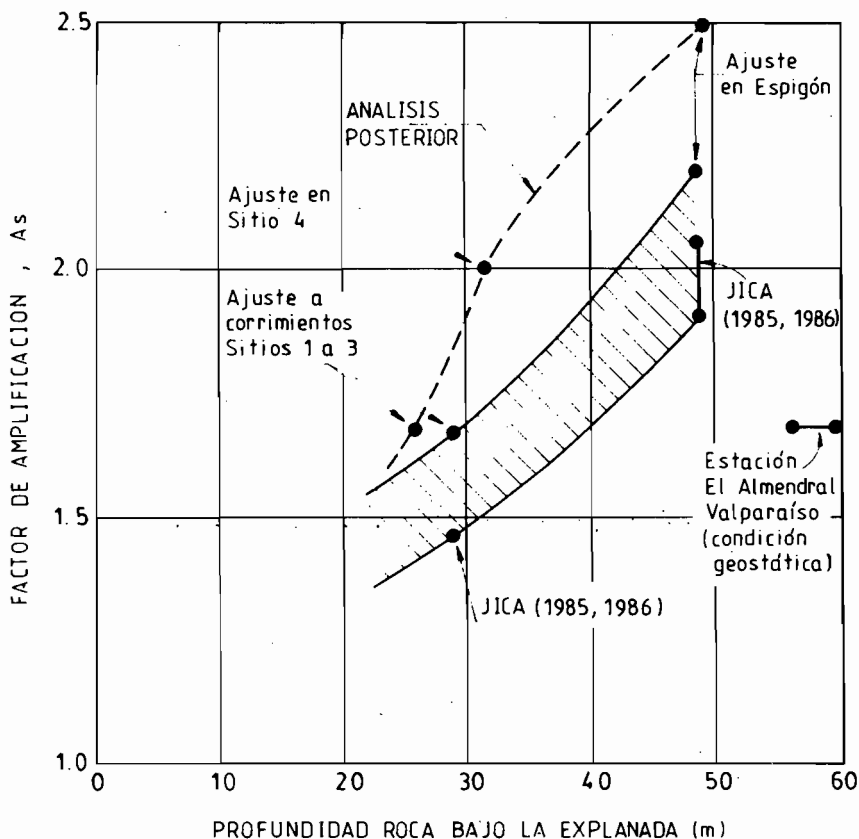


Fig. 20. Amplificación sísmica de aceleraciones en las explanadas del Puerto de Valparaíso estimada para el sismo de marzo 1985.

conjunto desarrollado por el IDIEM y el MIT durante los años 1986 y 1987. Incorporando estos nuevos parámetros al procedimiento descrito anteriormente se obtuvo la variación de A_s representada por la línea segmentada de la Fig. 20. Al utilizarse esta línea se habría definido $a_{\max} \approx 0,42$ g en la explanada de los gaviones, lo que implica mayores asentamientos por densificación sísmica. Sin embargo, desde un punto de vista práctico, el valor de diseño adoptado, $a_{\max} = 0,35$ g, fue suficiente para definir asentamientos sísmicos que obligaron a introducir modificaciones en el proyecto, las que habrían sido las mismas independientemente si a_{\max} se considera igual a 0,35 g ó 0,42 g.

En relación a lo anterior, es preciso agregar que los factores de

amplificación, A_s , expuestos en la Fig. 20 se obtuvieron para $a_{b\max} = 0,18$ g según el acelerograma en roca de la estación UFSM. El uso de estos factores de amplificación para los Sitios 6 y 7 del puerto de Antofagasta, en donde el análisis adoptó $a_{b\max} = 0,25$ g, arrojaría un valor de a_{\max} a nivel de explanada de los gaviones algo superior al real, ya que se ignoró la posible atenuación del factor de amplificación con el aumento de la aceleración máxima en la roca basal.

Como información complementaria, la Fig. 20 incluye resultados para la estación El Almendral, en donde se contó con un registro de aceleraciones en la superficie del terreno durante el sismo de marzo 1985 (12). Esta estación se encuentra sobre un depósito en condición geostática, constituido por arenas densas cubiertas por una capa de relleno heterogéneo suelto de 3,5 m de espesor, con napa a 3,5 m de profundidad y roca basal a 57-60 m de profundidad (Proyecto de Investigación IDIEM-MIT, 1986-1987 (18)). Utilizando la aceleración en roca $a_{b\max} = 0,18$ g registrada en la estación UFSM que se ubica a 1,5 km de la estación El Almendral, la ecuación (4) entrega un factor de amplificación $A_s \approx 1.7$ que resulta muy inferior al que se obtendría para profundidades de roca similares en las explanadas del puerto de Valparaíso. Esta diferencia se atribuye a la mayor amplificación por la discontinuidad introducida por los malecones de atraque en los Sitios 1 a 4 y por la existencia de un terraplén de gran altura en el Espigón del puerto.

Ciclos significativos y direccionalidad del sismo

El número de ciclos significativos con amplitud de deformación de corte cíclica constante se obtuvo de relaciones formuladas por Seed y Tokimatsu (1984) en función de la magnitud del sismo de diseño. Para $M_s = 8$ Richter se obtuvo $N = 20$ ciclos.

El efecto de la direccionalidad del sismo en la estimación de los asentamientos por densificación se expresó a través del parámetro p definido con anterioridad. Para eventos con direccionalidad pronunciada como lo fue el sismo de marzo de 1985, los antecedentes entregados por Saragoni (12) permiten establecer valores de p comprendidos entre 0.5 y 0.67, lo que condujo finalmente a adoptar un coeficiente C_2 de diseño igual a 1.65 en la ecuación (3a).

ASENTAMIENTOS SÍSMICOS OBTENIDOS

Con la metodología, parámetros del suelo y características del sismo de diseño establecidas en los párrafos precedentes se determinó el asenta-

miento bajo el diente delantero de los gaviones. Este asentamiento surge de la densificación de relleno 2"-4" en una altura, H , que se desarrolla entre la base del diente y el lecho marino. Esta altura aparece definida en la Fig. 21, en la que además se han trazado cuatro perfiles representativos de la plataforma existente y del lecho marino a lo largo de los Sitios 6 y 7 contemplados en el Proyecto de Renovación. Al considerar que la plataforma existente no se densifica, el sistema de gaviones tendería a girar hacia la poza de abrigo en un ángulo, θ , definido aproximadamente como:

$$\theta = \frac{\rho_c}{L} \quad (7)$$

en que ρ_c = asentamiento originado por la densificación de la altura H bajo el centro del diente del gavión y L = distancia horizontal entre el centro del diente y el punto R definido en la Fig. 21. Al suponer simplificada que el gavión pivotea como cuerpo rígido en torno al punto R , el giro origina un desplazamiento horizontal del borde superior del gavión en dirección a la poza de abrigo determinado como $\delta_G = \theta \cdot H_G$. El desplazamiento δ_G y la altura H_G del gavión aparecen definidas en la Fig. 21. También se determinó el asentamiento ρ_E a nivel de explanada en una vertical definida en esa figura, asentamiento que incluye tanto la densifi-

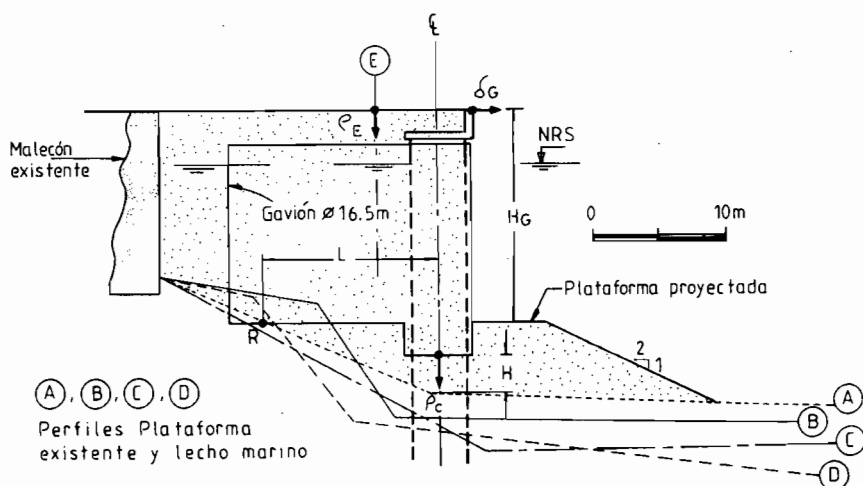


Fig. 21. Definiciones utilizadas en la estimación de asentamientos por densificación sísmica del relleno de Grava 2"-4".

TABLA V
ASENTAMIENTOS SÍSMICOS Y DESPLAZAMIENTOS
DEL GAVIÓN

Perfil	H (m)	L (m)	ρ_c (cm)	θ ($^{\circ}$)	δ_c (cm)	ρ_F (cm)
A	2,8	12,7	36	1,6	45	160
B	4,6	8,0	59	4,3	120	180
C	5,2	14,3	67	2,7	75	180
D	5,7	12,2	73	3,4	95	210

cación del material depositado bajo agua dentro del gavión como la densificación del material de la plataforma de apoyo proyectada. En la Tabla V se entregan los asentamientos sísmicos del relleno de Grava 2"-4" y los desplazamientos del gavión en las cuatro secciones representativas, resultando valores comprometedores para la estabilidad de esa estructura.

En vista de lo anterior se acarició la idea de compactar la plataforma a medida que se fuera depositando el material, utilizando compactación dinámica bajo agua por impacto, compactación controlada con explosivos, vibroflotación, etc. Ello se descartó por no disponerse de equipos para uso inmediato y no contarse con experiencias a nivel nacional que garantizaran un resultado confiable. Por la misma razón se descartó la densificación del relleno dispuesto en el interior de los gaviones. La solución que se adoptó en definitiva fue prolongar las tablestacas del diente de los gaviones hasta alcanzar suelo firme o roca, eliminándose así el desplazamiento más indeseable de todos que corresponde al giro hacia la poza. Lo anterior significó aceptar asentamientos importantes en la explanada y diseñar pavimentos deformables que acusaran de inmediato la compactación del relleno bajo ellos, para efectuar reparaciones económicas en comparación a losas de concreto que sólo acusan la falta de soporte cuando ocurre su colapso y que presentan costos de reparación mucho más elevados. En lo referente a los pilotes metálicos éstos toman las cargas de servicio definidas en el proyecto, agregándose la fricción negativa provocada por la desinfiltración sísmica del material de relleno dispuesto en su entorno. Esta última consideración ignora la densificación del relleno alrededor de los pilotes provocada durante su hincado, situación un tanto discutible ya que dicho hincado se efectuó estando el gavión parcialmente relleno. Por otra parte dicha densificación, que efectivamente ocurrió durante la hinca, normalmente cubre un área

relativamente reducida en torno al pilote. Por tal motivo, resultaba muy aventurado confiar en este mecanismo de compactación para el relleno de la plataforma bajo el diente del gavión, toda vez que los pilotes cubrían un porcentaje pequeño de esa plataforma. Esta situación condujo a mantener la solución de prolongar las tablestacas del diente y los pilotes hasta alcanzar suelo firme o roca.

REFERENCIAS

1. FLORES, R. y DAHLGREN, G. (1985). *Renovación de Malecones Sitios 6 y 7 Puerto de Antofagasta*, Planos del Proyecto y Especificaciones Técnicas.
2. SILVER, M. and SEED, H.B. (1971). *Volume Changes in Sands during Cyclic Loading*, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, September.
3. MARTIN, G.R., FINN, W.D. and SEED, H.B. (1975). *Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading*, Journal of the Soil Mech. and Foundation Div., ASCE, May.
4. SEED, H.B. and IDRIS, I. (1970). *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses*, Report EERC 70-10, Univ. of California, Berkeley.
5. ORTIGOSA, P., RETAMAL, E., MUSANTE, H. y QUIROZ, A. (1986a). *Asentamientos por Compactación de Rellenos debidos a Solicitaciones Sísmicas*, 4^{as} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Viña del Mar.
6. SEED, H.B. and TOKIMATSU, K. (1984). *Simplified Procedure for the Evaluation of Settlements in Clean Sands*, Report EERC 84-16, Univ. of California, Berkeley.
7. PYKE, R.M., CHAN, C.K. and SEED, H.B. (1974). *Settlement and Liquefaction of Sands under Multidirectional Shaking*, Report EERC 74-2, Univ. of California, Berkeley.
8. KAUSEL, E. y SARAGONI, R. (1986). *Riesgo Sísmico y Generación de Registros Artificiales para el diseño del Embalse Talabre*, Informe elaborado para CODELCO Chile, División Chuquicamata.
9. WHITMAN, R.V. (1966). *Apuntes del curso de Dinámica de Suelos*, Massachusetts Institute of Technology.
10. NODA, S. and UWARE, T. (1984). *Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quaywalls*, Proc. 8th World Conference on Earthquake Eng., San Francisco.
11. SEED, H.B., IDRIS, I.M. and KIEFER, F.W. (1969). *Characteristics of Rock Motions during Earthquakes*, Journal of the Soil Mech. and Foundation Division, ASCE, September.
12. SARAGONI, R. (1986). *Análisis de los Acelerogramas del Terremoto del 3 de marzo 1985*. Capítulo 3 del libro, *El Sismo de Marzo 1985, Chile*, Ed. Acero Comercial, S.A. y Fac. de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
13. RICHARDS, R. JR. and ELMS, D.C. (1979). *Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls*, Journal of the Geotech. Engineering Div., ASCE, April.

14. LIRA, J. (1939). *Puertos Chilenos*, Primer Congreso Sudamericano de Ingeniería, Santiago, Chile.
15. GEOVENOR (1986). *Proyecto Reparación y Reposición Puerto de Valparaíso - VI Parte, Sondeos Geotécnicos*, Dirección de Obras Portuarias, MOP.
16. ORTIGOSA, P., RETAMAL, E., ACEVEDO, P. e HIDALGO, E. (1986b). *Aspectos Geotécnicos en los Malecones de los Puertos de Valparaíso y San Antonio*, 4^{as} Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Viña del Mar.
17. JICA, Japan International Cooperation Agency (1985-1986). *Report on Damage to Port Facilities in the Port of Valparaiso by the Earthquake on March, 3 1985, April 1985; and Study on the Development Plant of the Ports of Valparaiso and San Antonio in the Republic of Chile*, Interim Report, Feb. 1986 and Final Report, August 1986.
18. KORT, I. (1989). *Características del Subsuelo y de las Fundaciones Edificio Congreso Nacional, Valparaíso*, 2^o Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, Santiago.