

# EL COEFICIENTE SISMICO EN EL DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA Y DE ENRROCADO

Pedro F. Ruesta Ruiz <sup>(1)</sup>  
Jorge Díaz Collantes <sup>(2)</sup>  
Jorge E. Alva Hurtado <sup>(3)</sup>

## RESUMEN

En el presente artículo se presenta una revisión del coeficiente sísmico utilizado en el diseño de presas de tierra y de enrocado. Se establecen los criterios existentes para la selección del coeficiente sísmico y se recomiendan valores para su empleo en el análisis y diseño de presas en el Perú.

Asimismo, se describe la aplicación de dicho coeficiente en los métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite en la estabilidad de taludes. Finalmente, se presenta un ejemplo de la aplicación del coeficiente sísmico en el Método Simplificado de Bishop, en donde la acción sísmica se reemplaza por una fuerza estática horizontal.

## INTRODUCCION

Las presas de tierra están entre las más antiguas estructuras de tierra construidas por el hombre que han resistido el paso del tiempo y de los sismos. Este buen comportamiento asociado a su adaptabilidad a distintas condiciones de cimentación, dan a este tipo de presas una gran ventaja sobre las otras, por lo que progresivamente con el adelanto de la mecánica de suelos y el desarrollo de la maquinaria empleada en su construcción, han ido incrementando en altura. En la actualidad algunas presas de tierra llegan a superar los 200 m. y algunas de enrocado bordean los 300 m. de altura.

El diseño sísmico de presas de tierra y de enrocado por el método pseudo-estático incluye la selección del coeficiente sísmico a utilizar en el análisis, el cual depende de la ubicación, condiciones de cimentación, importancia del proyecto, de un posible daño aguas abajo de la presa y del criterio y experiencia del diseñador. En los métodos pseudo-estáticos la fuerza de inercia y la presión de poros inducidas por el sismo son reemplazadas por una fuerza estática horizontal que es proporcional al coeficiente sísmico.

---

<sup>(1)</sup> Ingeniero Investigador, Laboratorio Geotécnico, CISMID, Facultad de Ingeniería Civil,

<sup>(2)</sup> Profesor Auxiliar, Facultad de Ingeniería Civil,

<sup>(3)</sup> Profesor Principal, Sub-Director de Investigación, CISMID, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

Actualmente se han desarrollado métodos sofisticados en el diseño sísmico de presas, como el análisis de respuesta dinámica, en donde se toma en cuenta los esfuerzos y deformaciones inducidos por el sismo. Sin embargo, todavía quedan problemas no resueltos acerca de la precisión del cálculo numérico y de las propiedades dinámicas de los materiales utilizados, por lo que siguen en vigencia los métodos pseudo-estáticos en el diseño de presas de pequeña y mediana altura.

## **EL COEFICIENTE SÍSMICO EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCADO**

Los métodos más comunes utilizados en el análisis sísmico de la estabilidad de presas de tierra y enrocado son los métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite. Estos métodos consideran que la acción sísmica puede reemplazarse por una fuerza horizontal proporcional al peso de la masa deslizante ( $F=K.W$ ). En la Tabla 1 se presentan los factores de seguridad mínimos requeridos en los taludes de presas para las diferentes condiciones de carga que se presentarán en la vida útil de una presa, según el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Americano (USACOE, 1970).

El coeficiente sísmico a utilizarse en el diseño está influenciado por los factores siguientes:

- a. Sismicidad de la zona
- b. Condiciones locales de la cimentación, cuanto mayor sea la densidad natural del subsuelo menor será la amplificación sísmica.
- c. Período fundamental de la presa, implícitamente considera la altura y propiedades de los materiales.
- d. Importancia de la estructura y riesgo de daños aguas abajo de la presa.

### **1. Selección del Coeficiente Sísmico en el Análisis Pseudo-Estático**

Constituye uno de los mayores problemas la acertada elección del coeficiente sísmico, así como su distribución a lo largo de la altura de la presa. A continuación se presentan las metodologías y los criterios existentes en la literatura para la selección del coeficiente sísmico.

#### **a. Método Empírico**

La mayoría de los diseñadores adoptan un valor empírico de acuerdo a la sismicidad de la zona y al tipo de presa. Se considera que el coeficiente sísmico es uniforme en toda la altura de la presa, variando éste entre 0.05 y 0.25 en la dirección horizontal y entre 0 y 0.5 del coeficiente sísmico horizontal en la dirección vertical. La presión sísmica del agua está considerada en la fuerza estática. Generalmente se supone que el coeficiente sísmico se reduce en un porcentaje cuando los embalses contienen poca agua o se encuentran vacíos; también que es poco probable que un terremoto fuerte y una inundación extraordinaria ocurran simultáneamente.

En los Estados Unidos de Norteamérica, en donde existen alrededor de 4000 presas, el valor de K utilizado varía entre 0.05 y 0.15, de acuerdo al Mapa de Zonificación presentado en la Figura 1 (USACOE, 1970). En el Japón, donde existen más de 2000 presas, el valor de K varía entre 0.10 y 0.25 (Figura 2) (Japanese National Committee on Large Dams, 1976). En México se ha diseñado las presas de Infiernillo, La Villita, Netzahualcoyote con K = 0.15; en Chile se han diseñado las presas Digua, La Paloma y Yeso con (K = 0.10-0.12), para citar solo algunos ejemplos en latinoamérica. (UNESCO, 1978).

Es muy probable que los valores empíricos en el orden de 0.10 a 0.20 puedan conducir a un diseño seguro, aunque existe todavía cierta incertidumbre sobre el comportamiento real de una presa diseñada con dichos coeficientes ante la eventual acción sísmica.

### **b. Análisis de Respuesta de Cuerpo Rígido**

Se asume en este método que el terraplén actúa como un cuerpo rígido y que las aceleraciones serán uniformes e iguales en todo instante a las aceleraciones del terreno. Si bien se puede considerar a los terraplenes de baja altura y encerrados en quebradas angostas como un cuerpo rígido, lo cierto es que la mayoría de presas de tierra y de enrocado no se comportan como una estructura rígida.

En base a lo anterior, una condición demasiado severa sería considerar que la magnitud del coeficiente sísmico a usar en el diseño sea igual a la máxima aceleración del terreno. Este valor ocurre sólo una vez y cambia de dirección repetidas veces, por lo que la deformación resultante debe ser pequeña (Seed, 1979). Debido a lo anterior en el Japón se sugiere reducir el coeficiente sísmico de diseño a un 50 ó 70% de la máxima aceleración del terreno (Sasaki, Koga y Taniguchi, 1987).

### **c. Análisis de Respuesta Elástica**

Considerando que existen deficiencias obvias en la adopción de valores empíricos y la suposición del cuerpo rígido, algunos investigadores han propuesto el uso de una respuesta elástica para la determinación del coeficiente sísmico de diseño.

La presa es idealizada como una sección triangular, es homogénea y linealmente elástica. Se asume también que la relación ancho-altura de la presa es lo suficientemente grande como para despreocuparse de las deformaciones por flexión, por lo que sólo se considera la deformación por corte; además los desplazamientos en los diferentes niveles son horizontales y uniformes (Ambraseys, 1960 y Krishna, 1962).

La presa está sometida a una vibración libre sin amortiguamiento, por lo que el equilibrio de fuerzas actuantes sobre la dovela mostrada en la Figura 3 está determinado por:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \left[ \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1}{y} \frac{\partial u}{\partial y} \right]$$

Resolviendo la ecuación diferencial se obtiene que la frecuencia natural  $w_{ni}$  para un modo  $n$  está dada por:

$$W = \frac{Bn}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$B_n$  Es el valor para en el cual  $J_0(x)$  se hace cero.

$$B_1 = 2.40 \quad B_2 = 8.65 \quad B_4 = 11.79, \text{ etc}$$

$H$  = Altura de la presa

$G$  = Módulo de corte del material

$\rho$  = Densidad de masa del material

El modo de vibración está dado por :

$$\phi_n(y) = \frac{2 J_0(B_n \frac{y}{H})}{B_n J_1(B_n)} \quad (\text{Ver Figura 4})$$

$J_0, J_1$  : Función de Bessel de orden cero y de primer orden respectivamente

Luego

$$[\ddot{u}_n(y)]_{\max} = \phi_n(y) S_a$$

donde:

$\ddot{u}_n(y)$  = Aceleración máxima absoluta para cualquier modo

$S_a$  = Aceleración espectral (obtenida en un espectro de aceleración con la frecuencia natural y el amortiguamiento)

Ambraseys (1960) propone que las fuerzas laterales que ocurren en una presa durante un sismo pueden ser expresadas por una fuerza estática donde el coeficiente sísmico es:

$$a) \quad K(y) = \sum_{n=1}^{n=4} [(K_n(y))^2]^{1/2}$$

$$b) \quad K(y) = [K_n(y)]$$

Las dos expresiones representan una aproximación de la distribución del máximo coeficiente sísmico a través de la altura para los cuatro primeros modos.

Como limitación del método elástico se puede argumentar que el coeficiente sísmico obtenido es muy conservador, que la deformación no es sólo por corte sino que también deben tomarse en cuenta los efectos flexionantes y por último que no considera el comportamiento inelástico (Seed y Martin, 1966).

El código soviético también considera que el coeficiente sísmico varía desde cero hasta un valor máximo en la corona, al igual que el método de respuesta elástico pero en forma parabólica (Krishna, 1974) y está dado por:

$$K = 1.6 \frac{n}{2\lambda} \left[ 1 - \left( \frac{y}{H} \right)^2 \right]$$

donde  $0.15 \leq n \leq 0.30$

$n$  = aceleración del terreno

$\lambda$  = fracción del amortiguamiento crítico

Para una presa de 100 m. de altura, una velocidad de corte de 330 m/seg ( $v_s = \sqrt{G/\rho}$ ), una aceleración máxima del terreno de 0.3 g (Terremoto El Centro) y un amortiguamiento crítico de 20%, se realiza una comparación con los métodos expuestos anteriormente y se obtienen los coeficientes sísmicos que actúan a través de la altura de la presa (Figura 5).

Debido a que el coeficiente sísmico se va incrementando de acuerdo a la altura, algunos diseñadores emplean el método del coeficiente sísmico modificado, en el cual se considera un coeficiente representativo para la masa a deslizarse aplicado en el centro de gravedad. Generalmente se divide la altura en cuatro partes y se van analizando los círculos de falla desde la corona hacia abajo.

Sarma (1975) propone un método para el análisis de estabilidad de taludes para cualquier superficie de falla, el cual está basado en los principios de equilibrio límite y en el método de las dovelas. Con este método se determina directamente el coeficiente sísmico crítico  $K_c$ , en el cual el factor de seguridad es igual a uno sobre la superficie de falla. Sarma sugiere el uso de la aceleración crítica como una medida de los factores de seguridad.

Otro método para analizar la estabilidad de un talud, es el propuesto por Sano, en el cual se considera que el ángulo de fricción interna disminuye durante un sismo de acuerdo a la siguiente relación:

$$\phi_k = \phi - \frac{tg^{-1}k}{\sqrt{2}}$$

donde:

$\phi_k$  = ángulo de fricción interna durante un sismo

$\phi$  = ángulo de fricción interna en condiciones normales

k = coeficiente sísmico (Okamoto, 1973).

Newmark (1965) es el primero que propone un procedimiento de evaluación de las deformaciones potenciales de una presa de tierra o de enrocado durante un sismo. El método consiste en determinar mediante la resistencia al corte disponible en la superficie de falla potencial, la máxima aceleración posible,  $K_y g$ , que se puede transmitir sin que se produzca una deformación permanente. Cuando la fuerza actuante,  $KW$  excede a  $K_y W$  se producirá la deformación plástica, y se seguirá deformando siempre que  $K$  sea superior a  $K_y$ . El paso final del método de Newmark consiste en la estimación de los desplazamientos permanentes resultantes de cada impulso de movimiento del terreno donde  $K$  sea mayor que  $K_y$ . Si el desplazamiento es de algunos centímetros, el talud posee seguridad pero si el desplazamiento permanente estimado es de varios metros, se dice que el talud no posee estabilidad.

En estas condiciones el factor de seguridad está dado por:

$$FS = \frac{tg \phi}{tg \theta} (1 - Ru \sec^2 \theta)$$

y el coeficiente de fluencia por :

$$K_y = (FS-1) \text{ sen } \theta$$

donde :  $\phi$  = ángulo de fricción interna

$\theta$  = ángulo del talud

$Ru$  = factor de presión de poros

Makdisi y Seed (1977) propusieron un método simplificado para la estimación de deformaciones en presas de tierra, basado en el concepto original de deformaciones permanentes propuesto por Newmark, pero considerando un comportamiento elástico y una evaluación de respuesta dinámica. El método es ideal para presas de tierra entre 30 y 60 m. de altura, aunque puede ser aplicado a presas más altas.

Se asume que la falla ocurre en una superficie de falla definida y que el material se comporta elásticamente antes de la falla y tiene un comportamiento perfectamente plástico después de la fluencia. En primer lugar se halla la aceleración de fluencia  $K_y g$ , que es definida como la aceleración promedio para producir un deslizamiento potencial, donde el factor de seguridad es igual a uno, lo que causaría una deformación permanente. Luego se calculan las aceleraciones inducidas en el terraplén usando el análisis de respuesta dinámica y finalmente se calculan los desplazamientos en la dirección del plano de falla.

## 2. Empleo del Coeficiente Sísmico en el Perú

Se ha recopilado los diferentes coeficientes sísmicos utilizados en los últimos 25 años en el diseño sísmico de algunas presas de tierra y de enrocado en el Perú. La información ha sido recopilada a través de los estudios definitivos, en relación a las características de las presas y el método de diseño sísmico utilizado. Algunas presas están construidas, otras están en proceso de construcción o en estudio definitivo, según lo indicado en la Tabla 2.

Hasta fines de la década del setenta han prevalecido en el diseño de presas en el Perú, los métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite, en especial el método de Bishop y el método de Fellenius. Sin embargo, existe la excepción en el diseño de la presa de Poechos que fue analizada mediante una evaluación de las deformaciones permanentes en el Instituto de Ingeniería Sísmica de Skopje, Yugoslavia (1971). Es a partir de los años ochenta que empiezan a ser utilizados los métodos de respuesta dinámica, principalmente el método de deformaciones inducidas propuesto por Makdisi y Seed (1977), empleado en el diseño de las presas Yuracmayo e Iruro. También se han usado programas de cómputo basados en el método de elementos finitos, para obtener los esfuerzos y deformaciones inducidos por un sismo (Registro tiempo-historia). Se ha empleado los programas FLUSH y QUAD-4 en las presas Recreta y Ancascocha respectivamente. No obstante lo anterior, continúan aún en uso los métodos pseudo-estáticos aplicados en el diseño sísmico de pequeñas y medianas presas (menores de 30 m.).

En el Perú no existen todavía normas establecidas para el diseño de presas, por lo que los coeficientes utilizados varían de acuerdo al criterio y experiencia del diseñador. Con el fin de orientar el diseño por los métodos pseudo-estáticos de pequeñas y medianas presas de tierra y de enrocado se presenta el Mapa de Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú. Este se basa principalmente en la Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú (Alva Hurtado et al, 1984) y además se tuvo en consideración lo siguiente:

- a. Correlación entre intensidad y aceleración máxima de sismos
- b. Criterios empleados a nivel internacional
- c. Fórmulas que relacionan la aceleración máxima del terreno, con la magnitud, distancia al hipocentro y condiciones locales de la cimentación (Blázquez, 1984; Idriss, 1985; Krishna, 1974).
- d. Datos recopilados del diseño de presas peruanas.

Se sugiere en el Mapa que los coeficientes sísmicos varíen entre 0.05-0.25 para presas de tierra y entre 0.05-0.20 para presas de enrocado, dependiendo de la ubicación de la presa. Cabe resaltar que en la zona I se ubican casi la totalidad de los embalses existentes en el Perú. Estos coeficientes pueden ser utilizados también en el diseño sísmico de terraplenes, en el análisis de estabilidad de taludes u otro tipo de estructura de tierra.

Debe anotarse que la zonificación propuesta es de carácter preliminar y está sujeta a futura discusión. El mapa propuesto no exime al diseñador de la realización de estudios detallados

de riesgo sísmico y determinación de coeficiente de diseño para el caso de presas de mediana y gran altura.

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

- Debido a los diversos criterios y limitaciones que existen en la actualidad en la selección de un adecuado coeficiente sísmico, los métodos pseudo-estáticos ya no son utilizados en presas de gran altura, siendo reemplazados por métodos más sofisticados de respuesta dinámica. No obstante, los métodos pseudo-estáticos siguen en vigencia por su sencillez y rapidez en el diseño de presas de pequeña a mediana altura, así como en el diseño preliminar de presas de gran altura.
- La zonificación del coeficiente sísmico de diseño propuesto es de carácter preliminar, no exime al diseñador de la realización de estudios de riesgo sísmico para el diseño definitivo de presas importantes. Sin embargo, se propone el mapa de zonificación del coeficiente sísmico para el diseño de presas de pequeña a mediana altura (menores de 30 m.), análisis de estabilidad de taludes, terraplenes y estructuras de tierra similares.
- Para las presas de enrocado se proponen menores coeficientes sísmicos que para las presas de tierra, debido a que las presas de enrocado tiene un mayor ángulo de fricción interna y generalmente no presentan problemas de presión de poros.
- Se recomienda mejorar la red de sismógrafos y acelerógrafos del Perú, con el objeto de obtener una mayor información para actualizar el mapa de zonificación con una información más detallada y precisa del coeficiente sísmico de presas de tierra y enrocado en el Perú.



## REFERENCIAS

- 1) Alva Hurtado J.E., Meneses Loja J., Guzmán León V. (1984) "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna.
- 2) Ambraseys N.N., (1960) "On the shear response of a two dimensional truncated wedge subjected to an arbitrary disturbance", Bulletin of the Seismological Society of America, 50, pp 45-60.
- 3) Bishop A.W. (1955) "The use of the slip circle in the stability analysis of slopes", Geotechnique, Vol N° 1, pp. 7.17.
- 4) Blázquez R. (1984) "Engineering Parameters of Earthquakes", EAEE XI Regional Seminar of Earthquake Engineering.
- 5) Idriss I.M. (1985) "Evaluating Seismic Risk in Engineering Practice", XI ICSMFE San Francisco.
- 6) Japanese National Committee on Large Dams (1976) "Design Criteria for Dams", Tokyo.
- 7) Krishna Volume J. (1974) "Earthquake Engineering", Editorial Sarita Prakasham, India.
- 8) Lambe T.W., Whitman R.V. (1982) "Mecánica de Suelos", Editorial Limusa, México.
- 9) Makdisi F.I., Seed H.B. (1977) "A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments", Earthquake Engineering Research Center, Report N° EERC 77-19, University of California, Berkeley, August.
- 10) Newmark N.M. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique, 15, N° 2, pg. 139-160.
- 11) Okamoto S. (1973) "Introduction to Earthquake Engineering", John Wiley & Sons, Tokyo.
- 12) Sarma S.K. (1975), "Seismic stability of earth dams embankments", Geotechnique, Vol 25, pp 743-761.
- 13) Seed H.B. (1979), "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams", Geotechnique, Vol 29, N° 3, pp 215-263
- 14) Seed H.B., Martín G.R. (1966), "The seismic coefficient in earth dam design", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 92 N° SM 3, pp 25-58

**TABLA N° 1**

**FACTORES DE SEGURIDAD MINIMOS. (USACOE, 1970)**

<b>Condición de Diseño</b>	<b>Factor de Seguridad</b>	
	<b>Talud Aguas Arriba</b>	<b>Talud Aguas Abajo</b>
I. Al final de la construcción	1.3	1.3
II. Desembalse rápido	1.5	-
III. Embalse lleno	-	1.5
IV. Sismo (solo condiciones I y III)	1.0	1.0

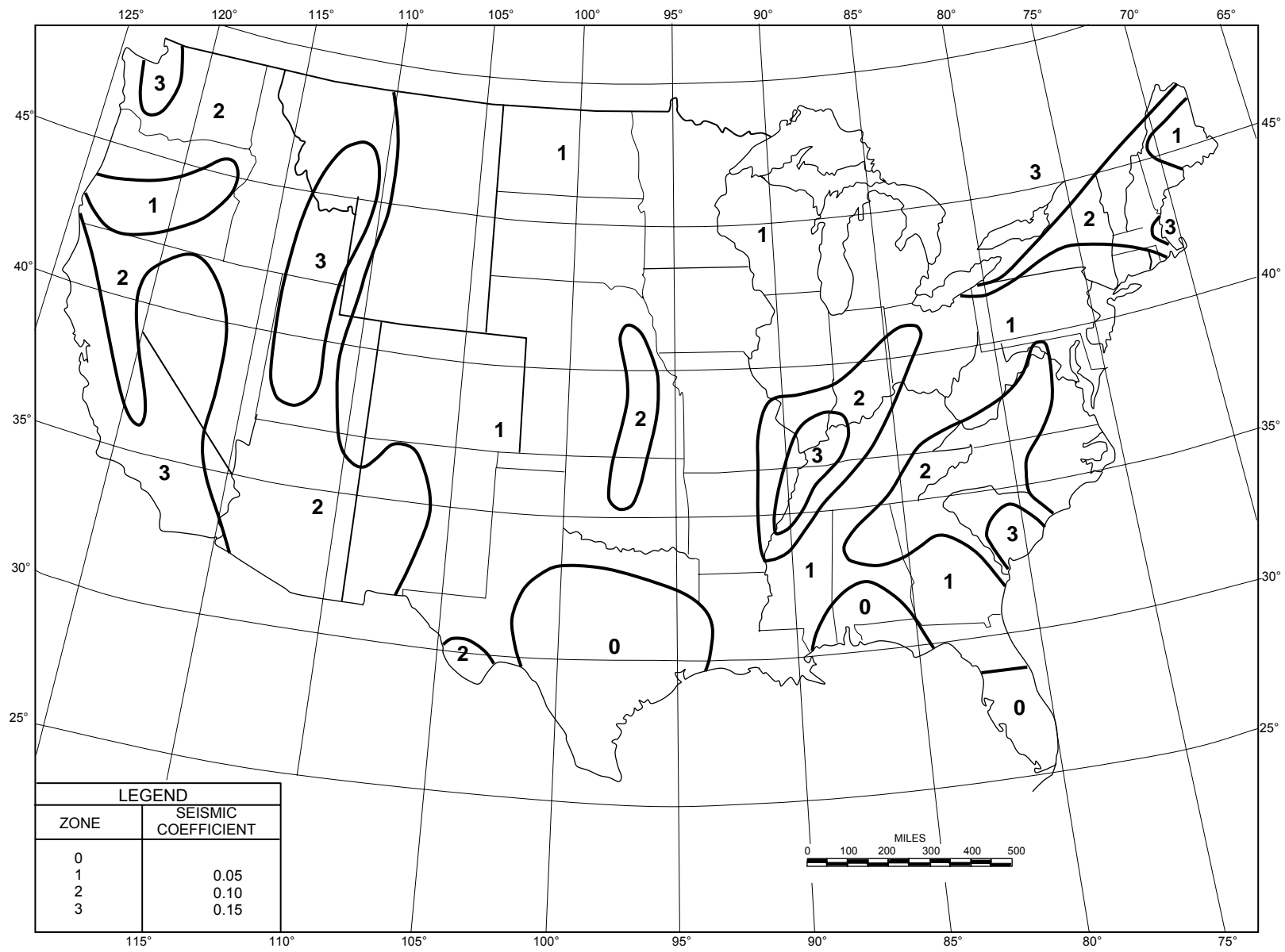


Figura Nº 1 Coeficiente sísmico de diseño en los Estados Unidos de Norteamérica (USACOE, 1970)

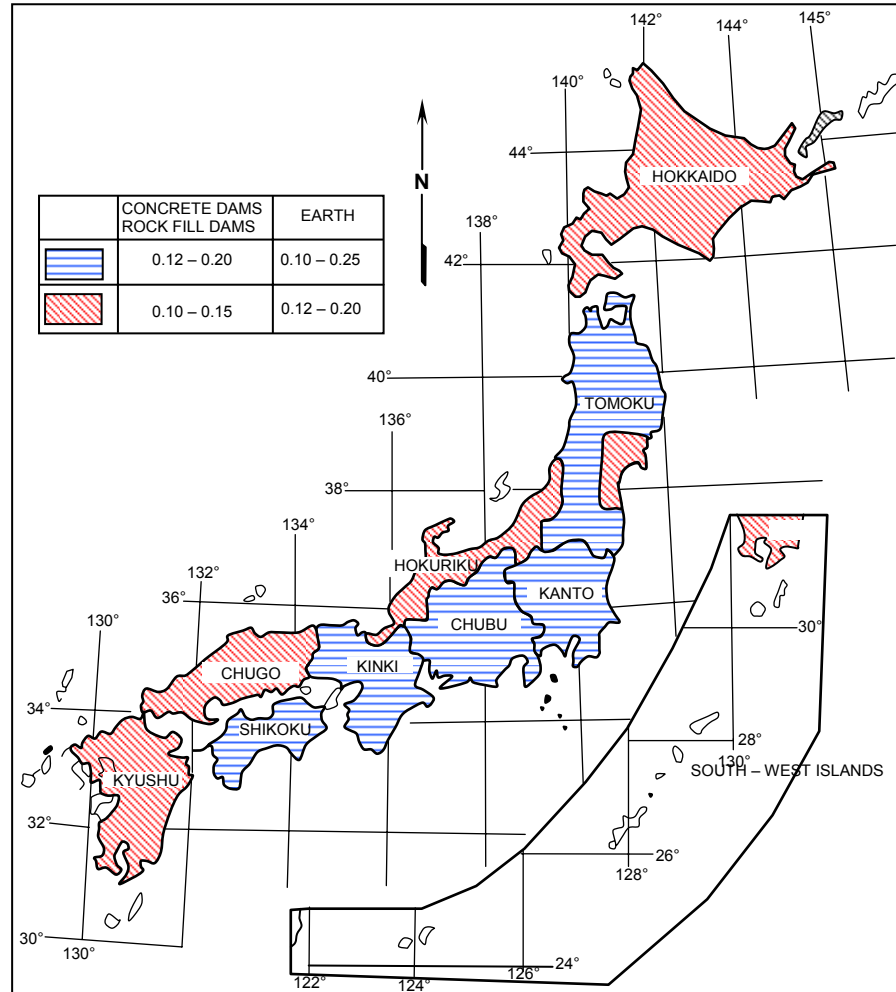
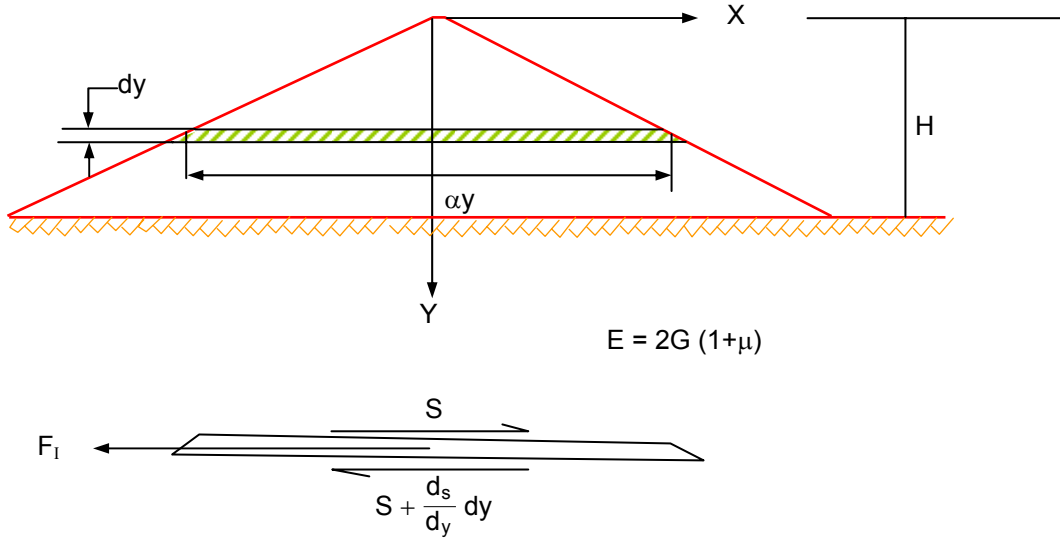


Figura N° 2 Coeficiente sísmico de diseño en el Japón (JNCLD, 1976)

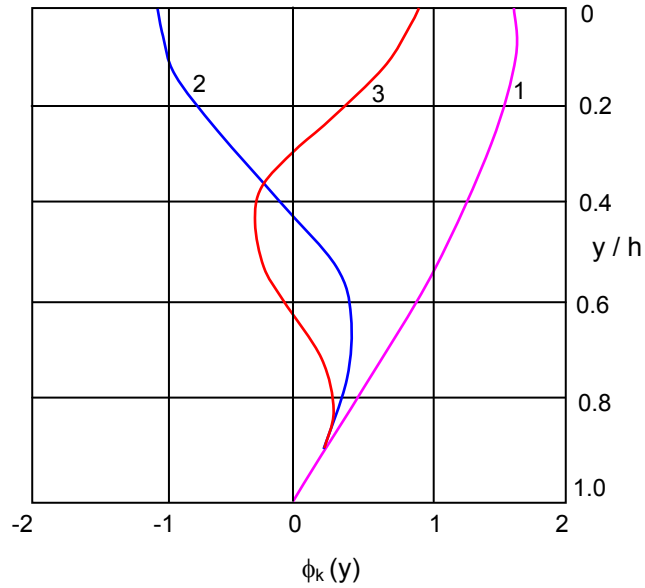
TABLA N° 2

ALGUNAS PRESAS DE TIERRA Y ENROCADO EN EL PERU

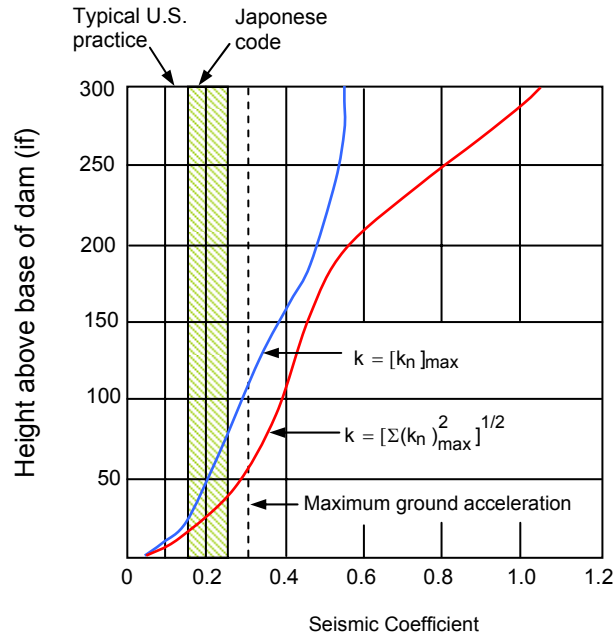
PRESA	TIPO	UBICACION		EMBALSE UTIL 10 <sup>-6</sup> x M <sup>3</sup>	COTA CORONACION M.S.N.M.	ALTURA MAX. (M)	SECCION MAXIMA					METODO DE ANALISIS	COEF. SISMICO	AÑO EST.	CONSULTOR	ESTADO ACTUAL
		Department.	Latitud				TALUD PROMEDIO		DIMENSIONES (M)							
			Longit.				Aguas Arriba	Aguas Abajo	Corona	Base	Long. Cresta					
POECHOS	Tierra Zonificada	Piura	4° 40'	830	108	48	1:2.25	1:2.25	8	240	600	Por Deformación	*	1971	Energoproject	Construida
			80° 30'													
TINAJONES	Tierra Zonificada	Lambayeque	6° 40'	300	216	37	1:3.0	1:2.5	9	250	2440	Fellenius	0.25	1965	Salzgitter	Construida
			79° 25'													
GALLITO CIEGO	Tierra Zonificada	Cajamarca	7° 14'	400	412	102	1:2.35	1:2.25	15	527	782	Bishop Krey	0.15	1975	Salzgitter	Construida
			79° 15'													
PISHCAPACCHA	Tierra Zonificada	Ancash	10° 00'	45	4157	50	1:1.8	1:1.75	8	220	425	Bishop	0.10	1985	P.R.C.	En estudio concluido
			77° 10'													
RECRETA	Tierra Zonificada	Ancash	10° 10'	267	4021	48	1:3.5	1:3	12	280	2900	Análisis Dinámico	*	1982	P.R.C. C y A-C.P.S.	En estudio concluido
			77° 20'													
YURACMAYO	Tierra Zonificada	Lima	11° 45'	44	4318	53	1:2.5	1:2	8	300	580	Deformaciones Inducidas	*	1984	Motor Columbus	Construida
			76° 15'													
ANCASCOCHA	Tierra Zonificada	Ayacucho	14° 55'	65	3430	40	1:2.5	1:2	10	215	174	Bisop *Quad-4	0.12	1984	Bustamante & Wiliams	En construcción
			73° 50'													
IRURO	Enrocado Pantalla de Concreto	Ayacucho	14° 30'	59	4065	49	1:1.5	1:1.5	9	173	383	Deformaciones Inducidas	*	1982	OIST Intecsa	En construcción
			74° 15'													
CONDOROMA	Tierra Zonificada	Arequipa	15° 25'	200	4151	92	1:2.5	1:2.25	12	400	510	Fellenius	0.20	1967	Electroconsult	Construida
			71° 20'													
AGUADA BLANCA	Enrocado Pantalla de Acero	Arequipa	16° 15'	43	3671	45	1:1.7	1:1.7	5	160	70	Cuña Deslizante	0.15	1972	Electroconsult	Construida
			71° 20'													
CHIHUANE	Tierra Zonificada	Puno	16° 10'	237	3880	25	1:2	1:1.75	8	120	177	Bishop	0.15	1986	Corpei	En estudio concluido
			69° 50'													
PASTO GRANDE	Tierra Zonificada	Moquegua	16° 40'	145	4525	10	1:2.3	1:2	3.5	44	180	Bishop Modificado	0.20	1987	A.T.A.	Construida
			70° 35'													
JURUMA	Tierra Zonificada	Tacna	17° 22'	9	4498	22	1:2.5	1:2	8	109	130	Fellenius	0.15	1980	INAF	Construida
			69° 57'													
PAUCARANI	Tierra Zonificada	Tacna	17° 40'	5	4543	24	1:2	1:2	8	100	130	Fellenius	0.15	1978	Corpei	Construida
			69° 50'													



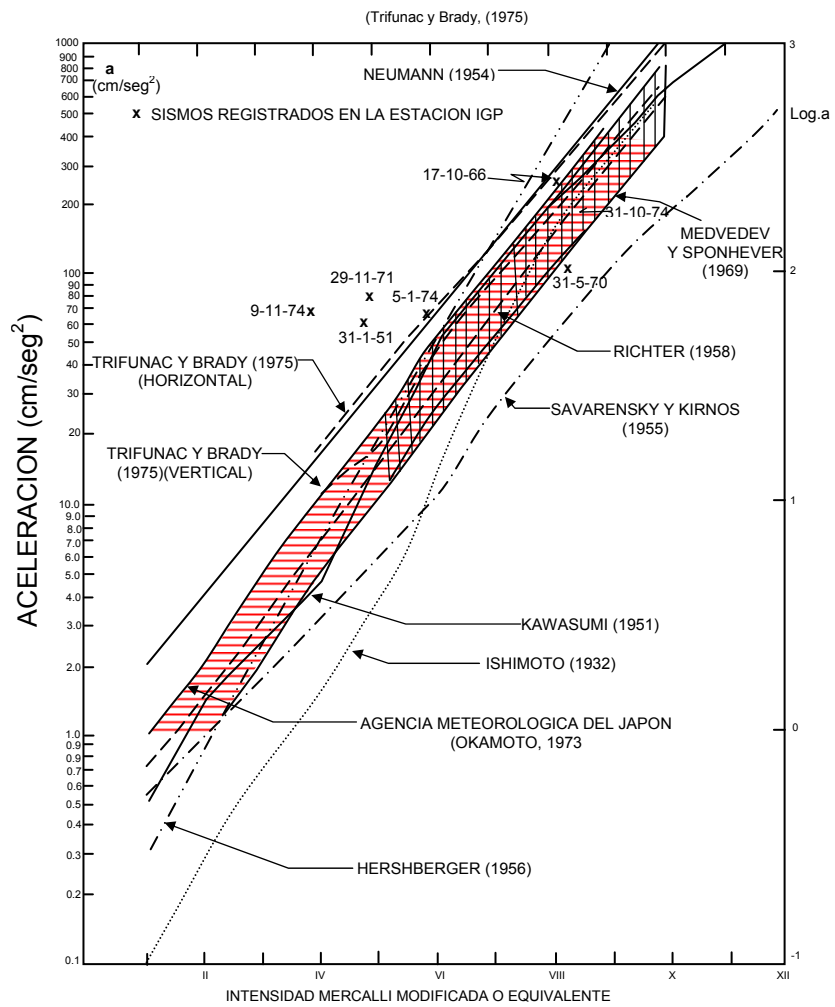
**Figura N° 3 Idealización de una Presa de Tierra en el Análisis de Respuesta Elástica (Ambraseys, 1960)**



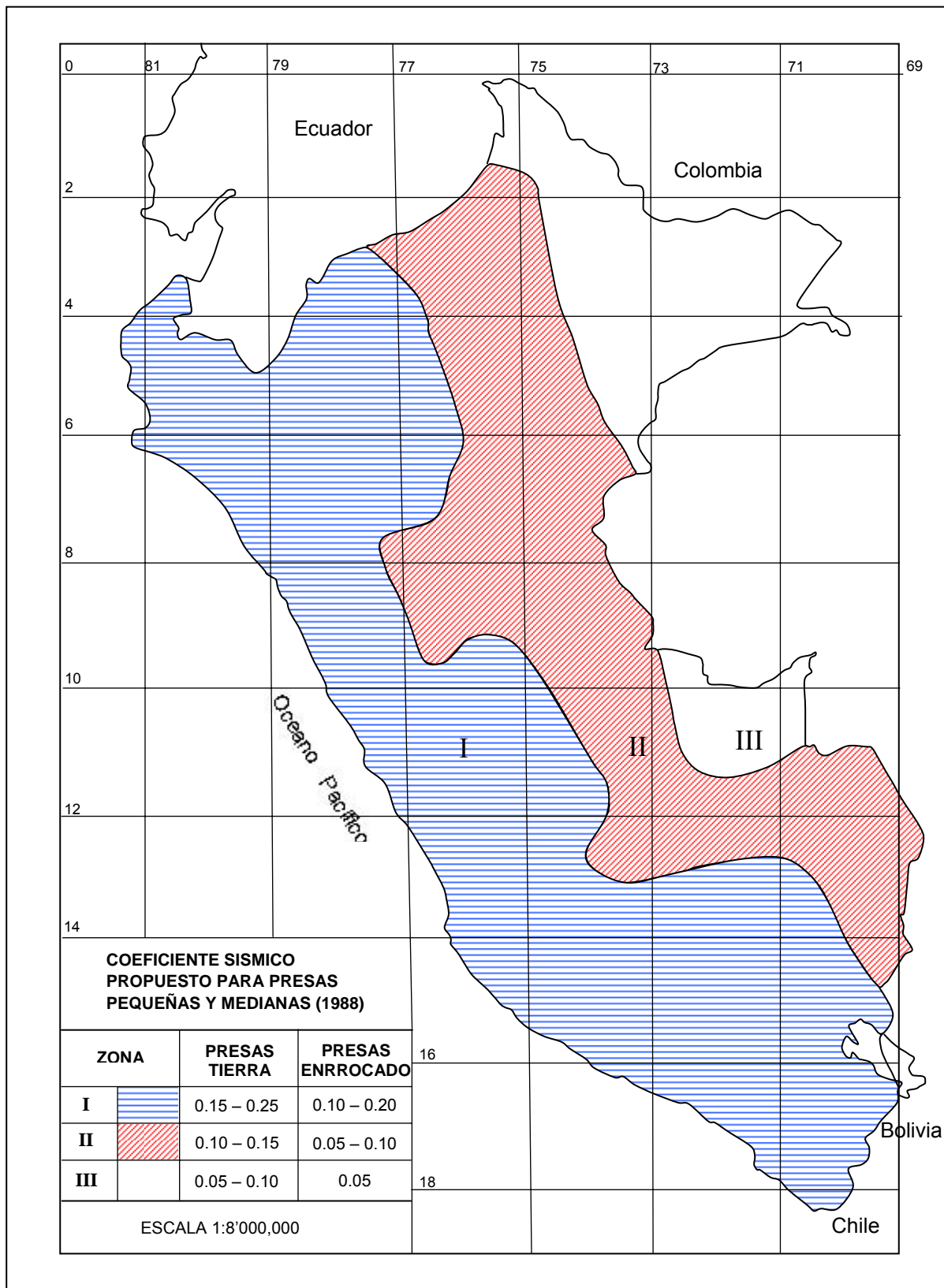
**Figura N° 4 Relación entre  $\phi_h(y)$  e  $y/h$  (Seed 1966)**



**Figura Nº 5 Variación del Coeficiente Sísmico a lo largo de una Presa de 100 m. de altura (Seed 1966)**



**Figura Nº 6 Correlación entre Intensidad y Aceleración Máxima del Terreno (UNESCO 1978)**



**Figura Nº 7 Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú**



## ANEXO

### METODO SIMPLIFICADO DE BISHOP

Se presenta uno de los métodos más utilizados para el análisis de estabilidad de taludes con una superficie de falla circular. A la versión original presentada por Alan Bishop en 1955, se le ha adicionado una fuerza estática horizontal que simula los efectos sísmicos.

#### HIPÓTESIS

- a. Mecanismo de falla circular
- b. La fuerza de corte entre dovelas  $X_i$ , es nula
- c. La fuerza normal  $N_i$ , actúa en el punto medio de la base de la dovela
- d. Para cada dovela se satisface el equilibrio de fuerzas verticales, pero no así el equilibrio de fuerzas horizontales, ni el equilibrio de momentos
- e. Para la masa total deslizante se satisface el equilibrio de fuerzas verticales y de momentos, mas nó el equilibrio de fuerzas horizontales.

A partir de d) se deduce que no es posible determinar la magnitud y localización de la fuerza normal entre dovelas  $E_i$ .

#### INCÓGNITAS

- |          |  |
|----------|--|
| n        | Fuerza normal en la base de la dovela, $N_i$   |
| n        | Fuerza de corte en la base de la dovela, $T_i$ |
| <u>1</u> | Factor de seguridad                            |
| 2n+1     | Total de incógnitas                            |

#### ECUACIONES

- |          |  |
|----------|--|
| n        | Ecuaciones de equilibrio de fuerzas verticales   |
| n        | Ley de Mohr-Coulomb, $T_i = \frac{1}{FS} [\bar{C}_i L_i + \bar{N}_i \operatorname{tg} \bar{\phi}]$ |
| <u>1</u> | Ecuación de equilibrio de momentos de la masa total deslizante                                     |
| 2n+1     | Total de ecuaciones  |

Por lo tanto, el sistema de ecuaciones es compatible (Ver Figura A-1)  
De la Figura de obtiene:

$$\sum FV_i = 0$$

$$-W_i + (\bar{N}_i + u_i L_i) \cos \alpha_i + T_i \operatorname{sen} \alpha_i = 0 \quad (1)$$

Donde

$$T_i = \frac{1}{FS} [\bar{C}_i L_i + \bar{N}_i \operatorname{tg} \bar{\phi}]$$

Reemplazando  $L_i = b_i \sec \alpha_i$

$$T_i = \frac{1}{FS} [\bar{C}_i b_i \sec \alpha_i + \bar{N}_i \operatorname{tg} \bar{\phi}] \quad (2)$$

Sustituyendo (2) en (1) y despejando  $\bar{N}_i$ , se tiene:

$$\bar{N}_i = \frac{W_i - u_i b_i - \frac{\bar{C}_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i}{FS}}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \bar{\phi} \operatorname{sen} \alpha_i}{FS}} \quad (3)$$

Las fuerzas normales entre dovelas  $E_i$ , no producen momentos con respecto al centro del arco por ser fuerzas internas. Se traslada la fuerza  $KW_i$  a la base de la dovela y se aplica el par de transporte de sentido contrario.

$\sum M$  (centro de arco circular) = 0

$$R \sum W_{1i} \operatorname{sen} \alpha_i + KR \sum W_{2i} \cos \alpha_i - \sum KW_{2i} \frac{h_i}{2} = R \frac{1}{FS} \sum (\bar{C}_i b_i \sec \alpha_i + \bar{N}_i \operatorname{tg} \bar{\phi})$$

Despejando FS se tiene

$$FS = \frac{\sum [\bar{C}_i b_i \sec \alpha_i + \bar{N}_i \operatorname{tg} \bar{\phi}]}{\left[ \sum W_{1i} \operatorname{sen} \alpha_i + K \sum W_{2i} \cos \alpha_i - \sum KW_{2i} \frac{h_i}{2} \right]} \quad (4)$$

Sustituyendo (3) en (4):

$$FS = \frac{\sum [\bar{C}_i b_i + (W_{2i} - u_i b_i) \text{tg } \bar{\phi}]}{\left[ \sum W_{1i} \text{sen } \alpha_i + K \sum W_{2i} \text{cos } \alpha_i - \frac{K}{2R} \sum W_{2i} h_i \right]} \times \frac{\text{sec } \alpha_i}{\left[ 1 + \frac{\text{tg } \bar{\phi} \text{tg } \alpha_i}{FS} \right]} \quad (5)$$

Donde:

$w_{1i}$  = peso total de la dovela i, utilizando el peso unitario sumergido debajo del nivel de agua

$w_{2i}$  = peso total de la dovela i, utilizando el peso unitario in situ

$\bar{C}, \bar{\phi}$  = parámetros de resistencia al corte

K = coeficiente sísmico

$h_i$  = altura de la dovela

Algunos usuarios trasladan la fuerza  $KW_i$  a la base de la dovela, sin aplicar el par de transporte de sentido contrario, lo que conduce a factores de seguridad menores.

### **Ejemplo de Aplicación**

Para el talud y mecanismo de falla circular mostrados en la Fig. A-2, determinar el factor de seguridad asumiendo que dicho talud está ubicado en la zona II.

### **Solución**

- Del Mapa de zonificación del coeficiente sísmico se obtiene,  $K = 0.10$
- El valor del factor de seguridad se obtiene a partir de las Tablas A-1 y A-2

**TABLA A-1 Determinación del Peso en cada Dovela**

DOVELA	ANCHO HORIZONTAL b <sub>i</sub> (m)	ALTURA DE LA DOVELA h <sub>i</sub> (m)	AREA DE LA DOVELA (m <sup>2</sup> )	PESO DE LA DOVELA (ton)			W <sub>ii</sub> (ton)	W <sub>2i</sub> (ton)
				SUMERGIDO	PARCIALMENTE SATURADO	SATURADO		
1'	15.9	15.0	238.5	0.0		238.5		
1"	15.9	4.0	63.6	70.0		133.6	70.0	372.1
2'	15.0	15.0	225.0	0.0		225.0		
2"	15.0	9.5	142.5	156.7		299.2	156.7	524.2
3'	15.0	10.5	157.5	0.0		157.5		
3"	15.0	17.0	255.0	280.5		535.5	280.5	693.0
4'	15.0	3.5	52.5	0.0		52.5		
4"	15.0	26.0	390.0	429.0		819.0	429.0	871.5
5'	15.0	4.0	60.0		126.0			
5"	15.0	29.5	442.5	486.7		929.2	612.5	1055.2
6'	15.0	11.5	172.5		362.2			
6"	15.0	28.0	420.0	462.0		882.0	824.2	1244.2
7'	15.0	4.0	60.0		120.0			
7"	15.0	15.0	225.0		472.5			
7'''	15.0	24.5	367.5	404.2		771.7	996.7	1364.2
8'	15.0	11.5	172.5		345.0			
8"	15.0	15.0	225.0		472.5			
8'''	15.0	19.0	285.0	313.5		598.5	1131.0	1416.0
9'	12.4	15.0	186.0		372.0			
9"	12.4	15.0	186.0		372.0			
9'''	12.4	12.5	155.0	170.5		325.5	914.5	1069.5
10'	12.4	15.0	186.0		372.0			
10"	12.4	15.0	186.0		372.0			
10'''	12.4	4.5	55.8	61.4		117.2	805.4	861.2
11'	15.8	15.0	237.0		474.0			
11"	15.8	8.5	134.3		282.0		756.0	756.0
12	11.6	8.0	92.8		185.6		185.6	185.6

**TABLA A-2 Determinación del Factor de Seguridad**

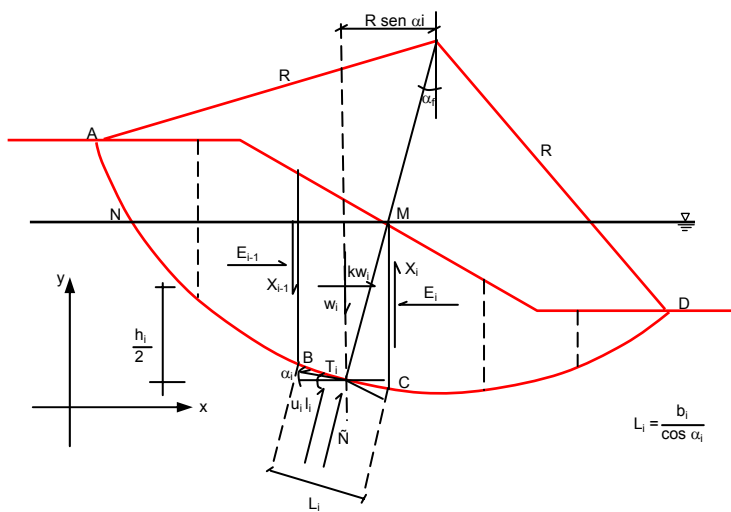
DOVELA	α <sub>i</sub> grados	(1) W <sub>1i</sub> sen α <sub>i</sub> ton	(2) KW <sub>2i</sub> cos α <sub>i</sub> ton	(3) K 2R W <sub>2i</sub> h <sub>i</sub> ton	(4) c <sub>i</sub> b <sub>i</sub> ton/m <sup>2</sup>	(5) (W <sub>2i</sub> · u <sub>i</sub> h <sub>i</sub> ) (tg φ <sub>i</sub> ) ton	(6) (4)+(5)	(7) (1)+(2) -(3)	(8) sec α <sub>i</sub>		(9) (6)X(8) <sub>1</sub>	(9') (6)X(8) <sub>2</sub>		
									1 + $\frac{tg \phi_i \cdot tg \alpha_i}{FS}$					
									FS = 1.5	FS = 1.7			Iteración 1	Iteración 2
1	-23.6	-28.0	34.1	0.5	77.9	45.4	123.3	5.6	1.35	1.31	166.4	161.5		
2	-16.4	-44.2	50.3	1.8	73.5	101.8	175.3	4.3	1.20	1.17	210.4	205.1		
3	-9.6	-46.8	68.3	4.4	73.5	182.1	255.6	17.1	1.10	1.08	281.2	276.0		
4	-3.2	-23.9	87.0	8.4	73.5	278.6	352.1	54.7	1.02	1.02	359.1	359.1		
5	3.2	34.2	105.3	13.1	73.5	397.8	471.3	126.4	0.98	0.98	461.9	461.9		
6	9.6	137.4	122.7	18.2	73.5	535.2	608.7	241.9	0.95	0.95	578.3	578.3		
7	16.2	278.1	131.0	22.0	73.5	647.3	720.8	387.1	0.93	0.94	670.3	677.5		
8	22.9	440.1	130.4	23.9	73.5	734.5	808.0	546.6	0.92	0.93	743.4	751.4		
9	29.4	449.0	93.2	16.8	60.7	592.9	654.6	525.4	0.92	0.94	602.2	615.3		
10	35.7	470.0	70.0	11.0	60.7	523.0	583.7	529.0	0.94	0.97	548.7	566.2		
11	43.6	521.3	54.7	6.6	77.4	491.0	568.4	569.4	0.98	1.01	557.0	574.1		
12	52.2	146.6	11.4	0.5	112.5	67.5	180.0	157.5	1.24	1.28	223.2	230.4		
							Σ	3165.0			Σ	5402.1	Σ	5456.8

Se asume FS' (1) = 1.5

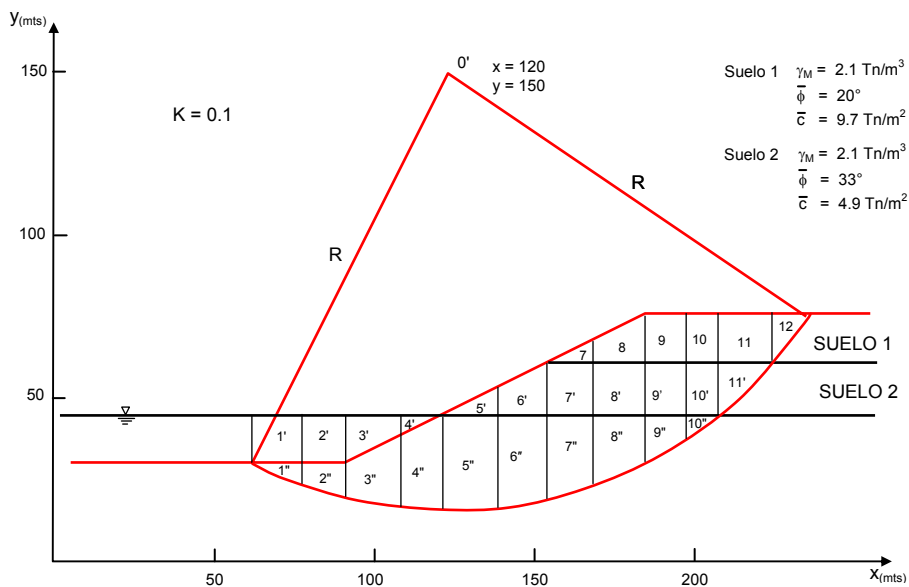
FS' (2) = 1.7

$$FS(1) = \frac{\sum 9}{\sum 7} = \frac{5402.1}{3165.0} = 1.707$$

$$FS(2) = \frac{\sum 9'}{\sum 7} = \frac{5456.8}{3165.0} = 1.724$$



**Figura A-1 Método de Bishop Simplificado Considerando la Acción Sísmica**



**Figura A-2 Ejemplo de Aplicación**