

DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCADO (*)

Jorge E. Alva Hurtado (1)
Miguel Infantes Quijano (1)

RESUMEN

Se presenta una revisión de los métodos existentes para realizar el diseño sísmico de presas de tierra y enrocado. En primer lugar se presenta el método pseudo-estático que utiliza un coeficiente lateral sísmico. Después se ilustra el método simplificado de deformación permanente y finalmente se describe el análisis de estabilidad dinámico en base a la respuesta sísmica de la presa. Los casos de ocurrencia de licuación de suelos en materiales susceptibles no serán tratados en este artículo. Con el objeto de ilustrar la metodología se presenta su aplicación a la Presa Palo Redondo del Proyecto Chavimochic, diseño a nivel de factibilidad.

1. INTRODUCCION

En tiempos recientes se ha logrado un progreso notable en el entendimiento del comportamiento de las presas de tierra y enrocado sometidas a la acción sísmica. Se tienen disponibles métodos analíticos para calcular la respuesta dinámica de estructuras de tierra y enrocado, se realizan ensayos estáticos y dinámicos para determinar las propiedades del suelo bajo cargas estáticas y dinámicas y se disponen de métodos de diseño para evaluar la estabilidad sísmica y el potencial de deformación de éstas (Seed et al, 1978, Seed, 1979).

Cualquier presa bien construida puede soportar sismos moderados, con aceleraciones máximas de 0.2 g, sin daños. Las presas de material arcilloso con cimentación arcillosa o rocosa pueden soportar sismos fuertes con magnitudes Richter de 8.25 y aceleraciones máximas de 0.35 a 0.8 g, sin daños aparentes. Las presas de enrocado con pantalla de concreto se mantienen secas y son capaces de soportar sismos extremadamente fuertes, con pequeñas deformaciones. El esfuerzo de diseño debe concentrarse en las presas que pueden presentar daño por sismo severo o están constituidas por materiales granulares saturados, que pueden perder su resistencia o sufrir aumento de presión de poros. En este caso se requiere un análisis dinámico, que proporcione una base de diseño más confiable.

(1) Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil
Laboratorio Geotécnico del CISMID

(*) Ponencia Presentada al XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huánuco, 1999

2. MÉTODO PSEUDO-ESTÁTICO

En este método se emplea el cálculo del factor de seguridad de la estabilidad de taludes por equilibrio límite, adicionando un coeficiente lateral sísmico. Uno de los principales problemas con este método es determinar el coeficiente lateral sísmico, que depende de la sismicidad del país y es de naturaleza semi-empírica (Seed y Martín, 1966). Ruesta et al (1988) han propuesto valores del coeficiente lateral sísmico para presas de tierra y enrocado en el Perú, que se presentan en la Figura 1. Los valores propuestos son consistentes con los valores utilizados en presas de tierra y enrocado diseñadas y construidas en el Perú y en el mundo. Además, el análisis de estabilidad pseudo-estático sirve también para determinar el valor de la aceleración de fluencia que se emplea en el método de deformación permanente.

Para realizar el análisis de la estabilidad de los taludes en condiciones estáticas y pseudo-estáticas se utiliza el método de equilibrio límite de Bishop (1955), tal como el implementado en el programa de cómputo SLOPE/W de Geoslope International (1998).

3. METODO DE DEFORMACION PERMANENTE

En este método la deformación permanente producida por un sismo se emplea como criterio de diseño. Es un método racional simple, que se aplica a presas formadas por suelos arcillosos compactos, arenas secas y suelos granulares densos. En estos casos existe poco potencial de desarrollo de presión de poros, se desarrollan deformaciones pequeñas y el material retiene su resistencia estática. En este método se evalúa la respuesta dinámica para calcular las deformaciones permanentes. La falla ocurre en una superficie de deslizamiento bien definida con comportamiento elástico hasta la falla y luego ocurre comportamiento perfectamente plástico.

Este método fue propuesto originalmente por Newmark (1965). Sarma (1975) propuso usar el modelo para analizar los efectos de las fuerzas de inercia y presión de poros en el factor de seguridad, la aceleración crítica y el desplazamiento. Makdisi y Seed (1977) desarrollaron un método simplificado basado en el concepto original de Newmark. La descripción del método es la siguiente:

1. Se determina la aceleración de fluencia, es decir el coeficiente lateral sísmico con el cual una superficie potencial de falla desarrollará un factor de seguridad igual a la unidad. Los valores de la aceleración de fluencia están en función de la geometría del terraplén, la resistencia del material y la localización de la superficie potencial de deslizamiento.
2. Se determinan las aceleraciones producidas por el sismo en la presa por medio de un análisis de respuesta dinámica. Se emplean técnicas de elementos finitos con propiedades del suelo dependientes del nivel de deformación o técnicas unidimensionales más simples. De estos análisis se determinan los tiempo-historia de aceleraciones promedio para las superficies potenciales de falla.

3. En una masa potencial de deslizamiento, cuando la aceleración inducida excede a la aceleración calculada, se asume que los movimientos ocurrirán a lo largo de la dirección del plano de falla y la magnitud del desplazamiento se evalúa por un procedimiento simple de doble integración.

La aceleración máxima en la corona de la presa se denomina \ddot{u}_{max} y la aceleración máxima promedio para una masa deslizante potencial a una profundidad y , se denomina K_{max} . Seed y Martín (1966) y Ambraseys y Sarma (1967) presentaron relaciones de variación de aceleración máxima con profundidad en base a modelos de vigas de corte con material viscoelástico. Makdisi y Seed (1977) emplearon el método de elementos finitos para determinar relaciones de K_{max}/\ddot{u}_{max} con la profundidad, que se presenta en la Figura 2. De esta figura, conociendo el valor de \ddot{u}_{max} y la superficie de falla, puede calcularse el valor de K_{max} .

Las Figuras 3 y 4 presentan los valores de las deformaciones permanentes de la corona de una presa para diferentes magnitudes de terremotos. La deformación permanente se calcula en base a los valores de K_y/K_{max} , el período de vibración de la presa y la magnitud del sismo

4. ANALISIS DE ESTABILIDAD DINAMICO

En este método de análisis se evalúa en primer lugar los esfuerzos estáticos existentes en la presa antes de la ocurrencia del sismo, tomando en consideración la influencia de la secuencia constructiva, el llenado de la presa y las condiciones de drenaje. Esta evaluación se realiza mediante el método de elementos finitos con programas como el FEADAM 84 (Duncan et al, 1984) o el GEOSOFTE (Parra, 1996) desarrollado en el CISMID de la UNI. Generalmente se utilizan parámetros hiperbólicos estáticos para los materiales constituyentes de la presa (Duncan et al, 1980).

Después de calculados los esfuerzos estáticos, se evalúa la respuesta sísmica por medio de procedimientos analíticos o métodos numéricos. El programa SHAKE (Schnabel et al, 1972) y las versiones más modernas de SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992) y SHAKE21 (Kagawa, 1995) evalúan la respuesta mediante el análisis unidimensional de propagación de ondas con el uso para el suelo de modelos lineales equivalentes (Seed e Idriss, 1970; Seed et al, 1984).

El análisis bidimensional de respuesta sísmica se efectúa mediante el programa QUAD4M (Hudson et al, 1994) entre otros programas disponibles. El programa QUAD4M utiliza los esfuerzos estáticos calculados por FEADAM84 para determinar el módulo de corte dinámico en cada elemento y emplea el método de Newmark para lograr la integración de la ecuación de movimiento en el tiempo; la matriz de masa es del tipo concentrada y el amortiguamiento es variable usando el esquema de dos frecuencias.

El programa GEOSOFTE desarrollado inicialmente por Parra (1996) y actualizado en el CISMID realiza automáticamente el cálculo de los esfuerzos iniciales antes del sismo con un modelo es hiperbólico para las relaciones esfuerzo-deformación-cambio de volumen del suelo. Para el análisis dinámico se puede utilizar para la integración en el tiempo los métodos de Newmark y Wilson; además se puede emplear una matriz de masa consistente o concentrada y el amortiguamiento es variable usando el esquema de una frecuencia. El programa utiliza amortiguadores imperfectos en las fronteras infinitas del modelo. Los parámetros dinámicos del suelo son similares a los anteriores.

Para calcular las deformaciones permanentes producidas en una presa por la acción sísmica, tanto por los métodos simplificados como por el análisis de estabilidad dinámico se desarrollaron algoritmos y hojas de cálculo, Infantes (1999).

5. CASO ESTUDIADO: PRESA PALO REDONDO

El Proyecto Chavimochic requiere de un futuro embalse para regular los caudales derivados del Río Santa. Este embalse se ubicará en la Quebrada Palo Redondo, antes que el canal ingrese al túnel Intercuencas (Figura 5). El embalse tendrá un volumen total de 370 millones de metros cúbicos, de los cuales 70 corresponden al volumen muerto de sedimentos. La Presa Palo Redondo tendría una longitud de coronación de 770 m y cerca de 480 m en la base, con una altura máxima de 115 m sobre la cimentación de roca. En el estudio de factibilidad de la Presa Palo Redondo se han considerado tres alternativas de presa para el embalse:

- Presa de materiales gruesos con núcleo impermeable de arcilla.
- Presa de materiales gruesos con pantalla impermeable de concreto en el talud aguas arriba.
- Presa de gravedad, construida de concreto compactado con rodillo.

En este artículo se presenta el análisis sísmico de la alternativa de presa de materiales gruesos con pantalla de concreto, cuya sección máxima y materiales constituyentes se presenta en la Figura 6 (Alva Hurtado, 1990). El análisis sísmico original ha sido complementado recientemente por Infantes (1999), que ha ejecutado además el análisis de estabilidad sísmica.

El cuerpo principal de la presa estará formado por material de la Quebrada Palo Redondo, del cual deberá descartarse las partículas mayores de 12". En el talud aguas abajo, a modo de relleno estabilizador, se colocará el mismo material, pero con bloques de hasta 24" de diámetro. El material del cuerpo de presa se apoyará directamente sobre el material de quebrada previa limpieza de los 0.5 m superiores y se colocará en capas de 1 m compactado con rodillo vibratorio. El material aluvial de cimentación tiene un espesor variable de 5 a 20 m. La pantalla de concreto deberá cimentarse en roca, la que requiere una cortina de inyecciones de impermeabilización y consolidación. Existen además materiales de transición, filtros y materiales de protección.

5.1 Análisis de Estabilidad Estático y Pseudo- Estático

En base a los ensayos realizados en las muestras de los materiales de cantera y a la literatura existente se establecieron los parámetros de resistencia cortante de los materiales, éstos se presentan en la Tabla 1.

Tabla 1
Parámetros de Resistencia Cortante de los Materiales
de la Presa Palo Redondo

Material	Densidad (KN/m ³)	Resistencia	
		C' (KPa)	φ' (°)
Roca de Cimentación	24	100	45
Material de Cimentación	21	0	36
Cuerpo Principal de Presa	21	0	38
Bloque Estabilizador	22	0	42
Material de Transición	20	0	36

Se realizó el análisis de estabilidad para la condición al final de la construcción, por ser ésta la condición más desfavorable y estar la presa permanentemente seca. En el estudio original se recomendó el uso de un coeficiente lateral sísmico de 0.20 (Castillo y Alva Hurtado, 1993).

Para realizar los análisis de estabilidad de taludes para las condiciones establecidas se utilizó el programa de cómputo SLOPE/W. Los factores de seguridad calculados se detallan en la Tabla 2.

Tabla 2
Factores de Seguridad Calculados en el Análisis de Estabilidad

Condición	Talud Aguas Abajo		Talud Aguas Arriba	
	Estático	Pseudo- Estático	Estático	Pseudo- Estático
Al Final de la Construcción	1.44	1.06	1.53	1.03

Si se comparan estos resultados con los factores mínimos establecidos por el US Corps of Engineers para presas de tierra, se podrá observar que los taludes de esta presa son adecuados.

5.2 Análisis de Respuesta Dinámica

Los parámetros utilizados en este análisis, así como las curvas de reducción del módulo cortante y factor de amortiguamiento se han estimado considerando que el

material de la cimentación corresponde a un suelo gravoso de mal a bien graduado (Seed et al, 1984). El análisis de respuesta sísmica se realizó con la componente horizontal N 82° O del sismo de Lima-Perú de Octubre de 1974. Según el Estudio de Peligro Sísmico de la zona (Castillo y Alva Hurtado, 1993), para el sismo de diseño se ha determinado un valor de aceleración máxima de 0.38 g con una magnitud Ms igual a 7.5; el acelerograma del sismo anteriormente nombrado fue escalado a este valor. Los parámetros dinámicos empleados se presentan en Infantes (1999).

5.2.1 Cálculo simplificado de la aceleración máxima en la corona y período natural

Este procedimiento fue desarrollado por Makdisi y Seed (1977). Para realizar este análisis se tomó en cuenta que el material del cuerpo de la presa es un material gravoso, para lo cual se utilizaron los valores de los factores de reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva correspondientes a este material.

Las propiedades iniciales utilizadas fueron las siguientes:

* Altura de la Presa, h	:	95.00	m
* Peso Unitario, γ	:	21.00	KN/m ³
* Módulo Cortante Máximo, G_{max}	:	892,184.06	KPa
* Velocidad de Corte Máxima, V_{max}	:	650.00	m/s
* Aceleración Máxima, a_{max}	:	0.38	g

Luego se determina una velocidad de corte inicial (V_s), que fue de 330 m/s. Con esto se determina una relación G/G_{max} y una deformación cortante inicial. Los resultados finales después de 5 iteraciones se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3
Resultados del Procedimiento Simplificado de Makdisi y Seed (1977)

Resultados	Lima 10/74 N 82° O
Aceleración Máxima en la Cresta (g)	1.13
Periodo Natural (s)	0.737
Deformación Cortante Promedio (%)	0.064
Amortiguamiento (%)	13.40

Se observa que las aceleraciones máximas en la cresta son altas. Esto se debe a que el material es gravoso. Este valor de amplificación utilizando este procedimiento se ha obtenido en este tipo de material en otras oportunidades.

5.2.2 Cálculo de la respuesta dinámica

A. ANALISIS UNIDIMENSIONAL

La sección que se utilizó corresponde al eje de la presa. Su estratificación parte desde una cota de 230.00 m.s.n.m. donde se encuentra el basamento rocoso, hasta llegar a los 250.00 m.s.n.m, que corresponde al material gravoso de cimentación. El material del cuerpo de la presa alcanza hasta una cota de 345.00 m.s.n.m., que corresponde a la corona de la presa. Los valores de los factores de reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva correspondientes al material de cimentación y al material del cuerpo de la presa son los mismos que en el caso anterior. Se obtuvo una aceleración en la cresta de 0.47 g con el programa SHAKE21 y de 0.41 g con el programa SHAKE91.

B. ANALISIS BIDIMENSIONAL

En la Figura 7 se ilustra la malla de elementos finitos que se utilizó para los análisis bidimensionales, tanto estáticos como dinámicos. Esta malla está compuesta por 769 nudos y 727 elementos. Para la evaluación de los esfuerzos estáticos se utilizó el modelo hiperbólico. La estimación de los parámetros hiperbólicos utilizados en el modelo constitutivo empleado se ha realizado a partir de la información existente en la literatura para materiales similares analizados (Duncan et al., 1980). Se utilizó el programa FEADAM84 (Duncan et al., 1984). En la Figura 8 se muestra la distribución de los esfuerzos cortantes obtenidos.

El siguiente paso es el cálculo bidimensional de la respuesta sísmica propiamente dicha, en donde se calcularán los esfuerzos dinámicos máximos producidos durante el evento sísmico. Para la determinación de las aceleraciones máximas y esfuerzos dinámicos máximos mediante el análisis bidimensional de respuesta sísmica se utilizó el programa QUAD4M (Hudson et al, 1994). Los valores de las propiedades dinámicas y de los materiales de la presa son los mismos que los utilizados anteriormente.

En las Figuras 9 y 10 se muestra la distribución de esfuerzos cortantes dinámicos máximos y la distribución de aceleraciones máximas obtenidas, respectivamente. Adicionalmente se realizó el mismo análisis bidimensional con el programa GEOSOFTE. Los resultados son bastante similares. Por ejemplo, se obtuvo una aceleración en la cresta de 0.66 g con QUAD4M y de 0.60 g con GEOSOFTE.

5.3 Análisis de Deformación Permanente

Este análisis se realizó con los métodos de Newmark, Sarma y Makdisi y Seed, cuyos resultados se presentan a continuación.

A. MÉTODO DE NEWMARK

Se consideró ocho superficies potenciales de falla, cuatro de ellas ubicadas aguas arriba y las demás ubicadas aguas abajo. Son superficies que pasan de la corona a 1/4, 1/2, 3/4 y una altura total de la presa. Se calculó la aceleración de fluencia, K_y , para cada una de estas superficies potenciales de deslizamiento, es decir la aceleración que desarrollaría un factor de seguridad igual a la unidad. Para esto se empleó el programa SLOPE/W.

Tabla 4

Aceleración de Fluencia (K_y) de las Superficies de Falla - Presa Palo Redondo

Profundidad/Altura Total (y/H)	Aceleración de Fluencia (K_y)	
	Talud Aguas Abajo	Talud Aguas Arriba
1/4	0.29	0.32
1/2	0.27	0.29
3/4	0.25	0.26
1	0.23	0.23

En la Tabla 5 se presentan las aceleraciones inducidas máximas (K_{max})

Tabla 5

Aceleraciones Inducidas Máximas (K_{max}) en g - Presa Palo Redondo

Profundidad/Altura Total (y/H)	Sismo	
	Lima 10/74 N 82° 0	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo
1/4	0.739	0.465
1/2	0.482	0.237
3/4	0.327	0.171
1	0.258	0.165

Como siguiente paso se calculan las deformaciones permanentes mediante un proceso simple de doble integración. En la Tabla 6 se resume las deformaciones permanentes calculadas para cada caso.

Tabla 6

Deformaciones Permanentes Calculadas por el Método de Newmark

Profundidad/Altura Total (y/H)	Sismo	
	Lima 10/74 N 82° 0	
	Aguas Arriba (cm)	Aguas Abajo (cm)
1/4	41.196	1.532
1/2	13.253	0.000
3/4	1.498	0.000
1	0.094	0.000

Las deformaciones obtenidas son muy pequeñas, esto indica que la presa tiene una capacidad muy grande de resistir sismos extremadamente fuertes.

B. MÉTODO DE SARMA

Para este cálculo se consideró un ángulo de fricción del material del cuerpo de la presa de 38° y un periodo predominante de vibración de 1.20 seg. En la Tabla 7 se presenta el resumen de resultados para cada uno de los taludes de la presa.

Tabla 7
Deformaciones Permanentes Calculadas por el Método de Sarma

A. Talud Aguas Arriba

y/H	K_c	K	K_m	K_c / K_m	Deformación Permanente (cm)
$\frac{1}{4}$	0.294	1.35	0.513	0.573	80.002
$\frac{1}{2}$	0.266	1.00	0.380	0.700	36.376
$\frac{3}{4}$	0.249	0.70	0.266	0.936	4.057
1	0.215	0.50	0.190	1.132	0.084

B. Talud Aguas Abajo

y/H	K_c	K	K_m	K_c / K_m	Deformación Permanente (cm)
$\frac{1}{4}$	0.314	1.35	0.513	0.612	75.515
$\frac{1}{2}$	0.285	1.00	0.380	0.750	28.920
$\frac{3}{4}$	0.255	0.70	0.266	0.954	2.326
1	0.232	0.50	0.190	1.221	0.083

C. MÉTODO DE MAKDISI Y SEED

Para aplicar este método se tomó en cuenta los resultados obtenidos con el método simplificado de Makdisi y Seed para el cálculo de la aceleración máxima en la cresta y el periodo natural, por ser ésta la más conservadora en términos de la aceleración máxima calculada. Las aceleraciones de fluencia (K_y) se pueden obtener con algún procedimiento o programa de equilibrio límite. Para este caso se utilizaron las mismas calculadas para el Método de Newmark. En la Tabla 8 se presenta las deformaciones permanentes para cada una de las profundidades de la superficie potencial de deslizamiento para una magnitud M_s igual a 7.5.

Tabla 8
Deformaciones Permanentes Calculadas por el Método de Makdisi y Seed

Sismo de Lima – Perú 10/74 componente N82°O

$M_s = 7.50$

$\ddot{u}_{max} = 1.1280 \text{ g}$

$T_o = 0.737 \text{ seg}$

A. Talud Aguas Arriba

y/H	K_y	$\frac{K_{max}}{\ddot{u}_{max}}$	K_{max}	$\frac{K_v}{K_{max}}$	$\frac{U}{K_{max} \cdot g \cdot T_o}$	Deformación Permanente (cm)
1/4	0.29	0.85	0.959	0.302	0.140	97.089
1/2	0.27	0.60	0.677	0.399	0.070	34.267
3/4	0.25	0.44	0.496	0.504	0.038	13.641
1	0.23	0.35	0.395	0.583	0.022	6.282

B. Talud Aguas Abajo

y/H	K_y	$\frac{K_{max}}{\ddot{u}_{max}}$	K_{max}	$\frac{K_v}{K_{max}}$	$\frac{U}{K_{max} \cdot g \cdot T_o}$	Deformación Permanente (cm)
1/4	0.32	0.85	0.959	0.334	0.118	81.832
1/2	0.29	0.60	0.677	0.428	0.058	28.392
3/4	0.26	0.44	0.496	0.524	0.032	11.488
1	0.23	0.35	0.395	0.583	0.021	5.997

Según Seed (1969), la deformación permanente inducida por un sismo en una presa no debe exceder de 3 pies, que es aproximadamente 1 m. Se observa que la presa cumple con este requisito para las condiciones de diseño.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- * En este artículo se presenta una metodología de diseño sísmico de presas de tierra y enrocado siguiendo un procedimiento por etapas. Primera etapa: método pseudo-estático. Segunda etapa: método simplificado de deformación permanente. Tercera etapa: análisis riguroso de la respuesta sísmica. Se comprueba que para presas de pequeña y mediana altura, los análisis pseudo-estáticos utilizados con un apropiado coeficiente sísmico y una verificación de las deformaciones permanentes, pueden ser adecuados.
- * Debido a las limitaciones en la selección de un adecuado coeficiente sísmico, el análisis pseudo-estático no es suficiente para presas de tierra y enrocado de gran altura. Para esto existen diversos procedimientos más sofisticados de respuesta dinámica. No obstante, los métodos pseudo-estáticos siguen en vigencia por su sencillez y rapidez en el diseño sísmico de presas pequeñas y de mediana altura.
- * El método de estabilidad pseudo-estático se aplica a presas o diques de enrocado, rellenos cohesivos y arenas compactadas.
- * La zonificación del coeficiente sísmico propuesto por Ruesta et al. (1988), no exime al diseñador de la realización de estudios de peligro sísmico para determinar dicho coeficiente en el diseño sísmico definitivo de presas importantes.
- * Para presas de enrocado los coeficientes sísmicos propuestos son menores que para presas de tierra debido a que éstas presentan un mayor ángulo de fricción interna y generalmente no presentan problemas de presión de poros.
- * Para las presas construidas de o sobre suelos granulares saturados, sueltos a medianamente densos (presas de relave), sometidas a movimientos fuertes, una causa principal de daño o falla es el incremento en la presión de poros en el suelo granular y la posible pérdida de la mayor parte de su resistencia, producto de este aumento de presión de poros (licuación). No es posible predecir este tipo de falla mediante el análisis pseudo-estático. En este caso se requiere un procedimiento de análisis dinámico, que proporcione una base más confiable para evaluar el comportamiento sísmico de este tipo de presa. Esto significa realizar un análisis de estabilidad post-sismo. La descripción de este método está fuera del alcance de este artículo.
- * El método de deformación permanente de Newmark sólo puede ser aplicado si previamente se realiza un análisis de respuesta sísmica para el cálculo de las aceleraciones promedio inducidas para una masa potencial de falla. Para la aplicación de este método se recomienda una apropiada selección de las propiedades dinámicas de los materiales.
- * Se verificó que el método de Sarma es aplicable a cualquier tipo de estructura de tierra, además este procedimiento no es conservador. Cabe recalcar que este procedimiento también puede ser empleado para tener en cuenta el incremento de la presión de poros dentro de la estructura de tierra.

- * Se comprueba que el método de Makdisi y Seed es un método muy simple de aplicar, ya que no requiere de mayores cálculos. Aunque su uso es demasiado conservador para ciertos casos, es suficiente para verificar las deformaciones permanentes en presas de tierra y enrocado de mediana altura.
- * El uso de procedimientos unidimensionales para el análisis sísmico de presas no es recomendable para un estudio definitivo, pero sí para tener una noción preliminar cuando no se tiene disponible otras herramientas numéricas.
- * El análisis de estabilidad dinámico riguroso o de respuesta sísmica se aplica a presas o diques de arenas medianamente densas o cimentación similar. Se debe tener muy en cuenta el método de análisis a emplear, los programas más idóneos y la interpretación de resultados.
- * Para el uso apropiado de nuevos programas de cómputo se recomienda la verificación de sus resultados con otros de uso generalizado.
- * El análisis riguroso requiere determinar los esfuerzos estáticos iniciales antes que se produzca el movimiento sísmico. Para este caso se concluye que los métodos de elementos finitos son adecuados para simular la secuencia constructiva y la respuesta dinámica posterior. El programa GEOSOFTE que integra el análisis estático y dinámico es conveniente y fácil de usar, por lo que se recomienda su empleo.
- * La evaluación de la estabilidad sísmica en el caso de presas de tierra y enrocado está referida a su capacidad para soportar las sollicitaciones dinámicas, manteniendo su integridad y operatividad durante y después de la ocurrencia del evento sísmico, particularmente limitando sus deformaciones permanentes.
- * Del análisis del caso presentado se concluye que el procedimiento de evaluación propuesto fue el más indicado pues se verificó la validez de éste con métodos más sofisticados.
- * Cabe indicar que la experiencia del proyectista juega un rol muy importante en la selección de los procedimientos, programas, métodos y parámetros más adecuados para el diseño sísmico de presas de tierra y enrocado.

REFERENCIAS

- 1) Alva Hurtado J.E. (1990), " Análisis Dinámico de la Presa Palo Redondo-Nivel Factibilidad. Alternativa de Materiales Gruesos con Pantalla de Concreto". Informe presentado a GMI S.A., Proyecto Chavimochic.
- 2) Ambraseys N.N. y Sarma S.K. (1967), "The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes", Geotechnique, London, Vol. 17, pp. 180-213.
- 3) Bishop A.W. (1955), "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Earth Slopes", Geotechnique, Vol. 5, pp. 7-17.
- 4) Castillo J. y Alva Hurtado J.E. (1993), "Peligro Sísmico en el Perú", VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones", Lima, pp. 409-431.
- 5) Duncan J.M., Byrne P., Wong K.S. y Mabry P. (1980), "Strength Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses", Geotechnical Engineering Research Report N° UCB/GT 80-01, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 6) Duncan J.M., Seed R.B., Wong K.S. y Ozawa Y. (1984), "FEADAM 84: A Computer Program for Finite Element Analysis of Dams", Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg.
- 7) Geoslope International Ltd (1998), "User's Guide for Slope/W for Slope Stability Analysis".
- 8) Hudson M., Idriss I.M. y Beckae M. (1994), "QUAD4M: A Computer Program to Evaluate the Seismic Response of Soil Structures using Finite Element Procedures and Incorporating a Compliant Base", Department of Civil and Environmental Engineering, University of California.
- 9) Idriss I. M. y Sun J.I (1992), "SHAKE91 A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits", National Institute of Standards and Technology of Maryland and University of California, Davis.
- 10) Infantes Quijano M.A., (1999), "Análisis Sísmico de Estructuras de Tierra", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.
- 11) Kagawa T. (1995), "SHAKE 21: New Approach to Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Soil Stress using the Equivalent Lineal Method", Wayne State University, Detroit.

- 12) Makdisi F.I. y Seed H.B. (1977), "A Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deformations in Dams and Embankments", Report EERC. 77-19, University of California, Berkeley.
- 13) Newmark N.W. (1965), "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique, London, Vol. 15, pp. 139-160.
- 14) Parra D. (1996), "Modelagen do Comportamento Estático e Sísmico de Barragens de Terra", Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, Brasil.
- 15) Ruesta P., Díaz J. y Alva Hurtado J.E. (1988), "El Coeficiente Sísmico en el Diseño de Presas de Tierra y Enrocado", VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huaraz pp. 197-218.
- 16) Sarma S.K. (1975), "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments", Geotechnique, Vol. 25, No. 4, pp. 743-761.
- 17) Seed H.B. (1979), "Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams", Geotechnique, Vol. 29, No 3 pp. 215-263.
- 18) Seed H.B. y Martin G.R. (1966), "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92 SM3, pp. 25-58.
- 19) Seed H.B., Makdisi F.I. y De Alba P. (1978), "Performance of Earth Dams During Earthquakes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, GT7, pp. 967-994.
- 20) Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M. y Tokimatsu K. (1984), "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils", report EERC 84-14, University of California, Berkeley.
- 21) Seed H.B. e Idriss I.M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Report N° EERC 70-10, University of California, Berkeley.
- 22) Schnabel P.B., Lysmer J. y Seed H.B. (1972), "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Soils", Report N° EERC 72-12, University of California, Berkeley.

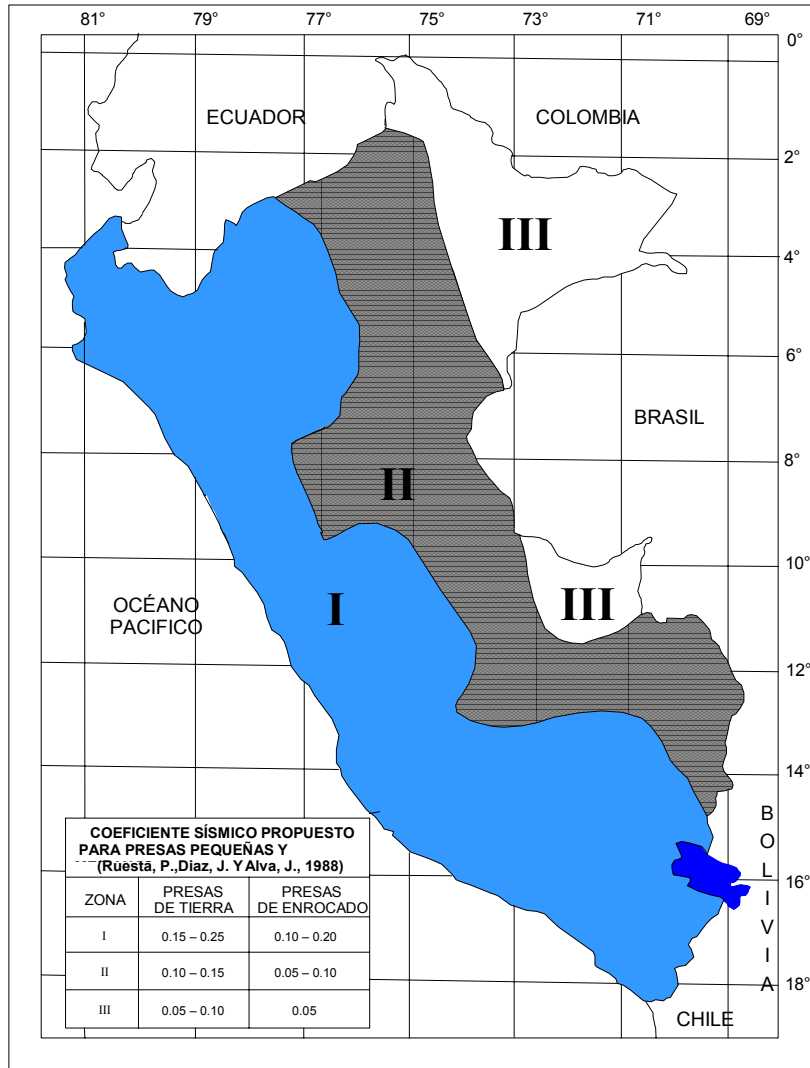


Fig. 1: Mapa de Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú (Ruesta et. al., 1988)

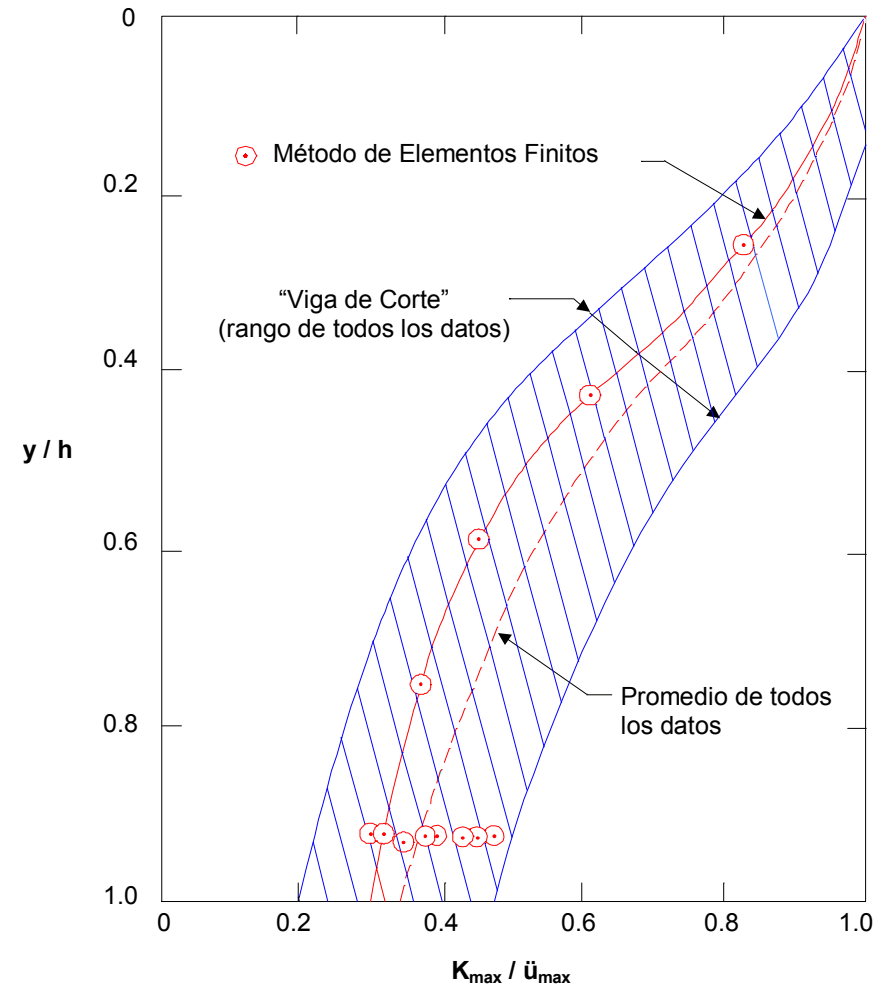


Fig.2: Variación de la relación de aceleraciones máximas con la profundidad de la masa deslizante (Makdisi y Seed, 1977)

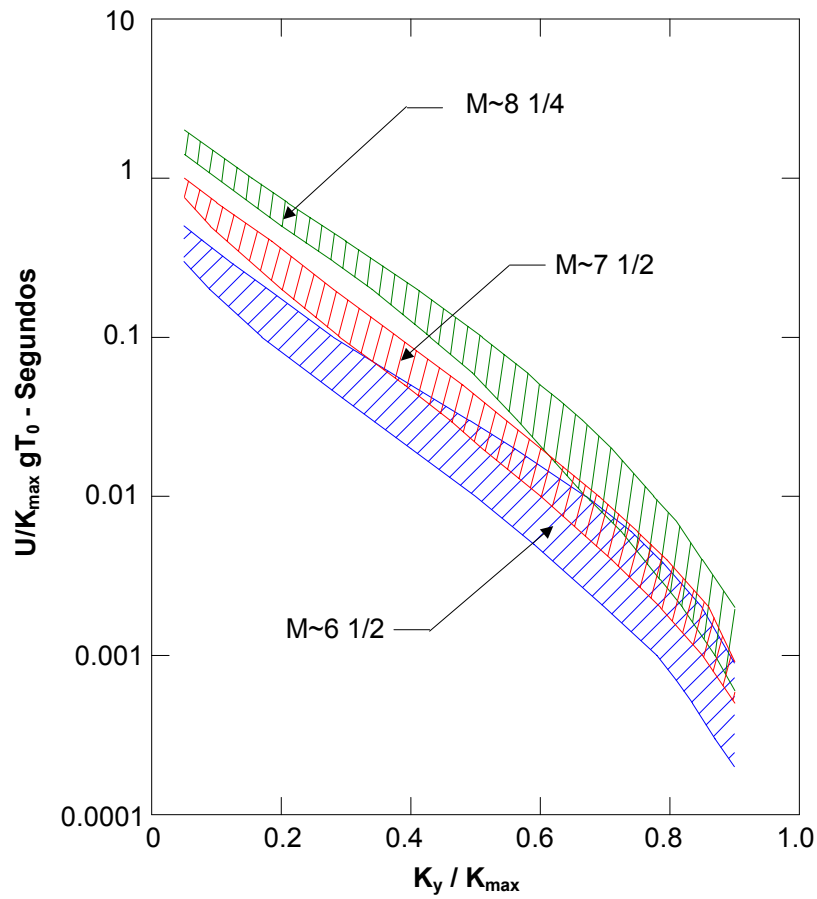


Fig. 3: Variación del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia. Resúmenes de datos (Makdisi y Seed, 1977)

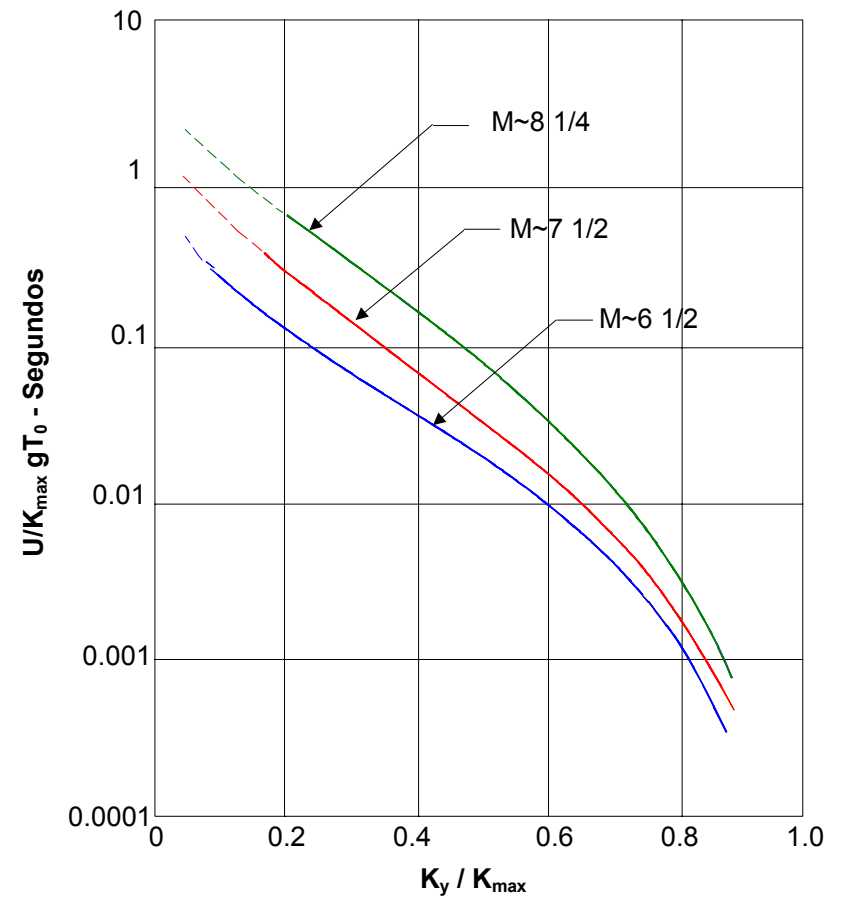


Fig. 4: Variación del desplazamiento permanente promedio normalizado con la aceleración de fluencia. (Makdisi y Seed 1977)



Fig. 5: Ubicación geográfica de la Presa Palo Redondo

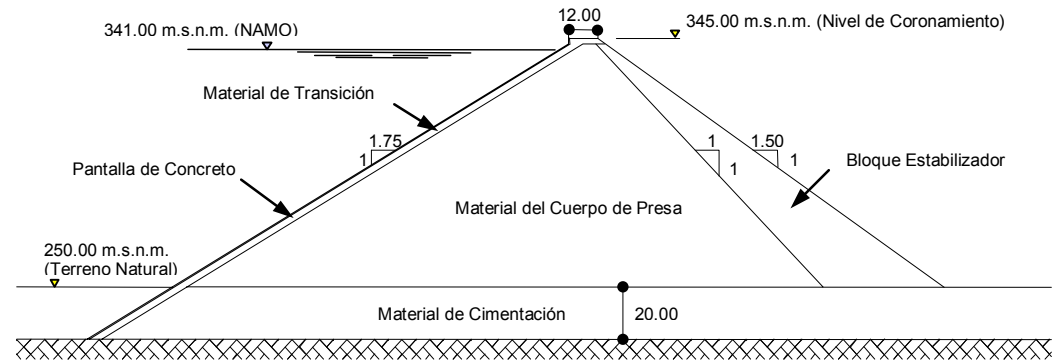


Fig. 6: Sección transversal de la Presa Palo Redondo

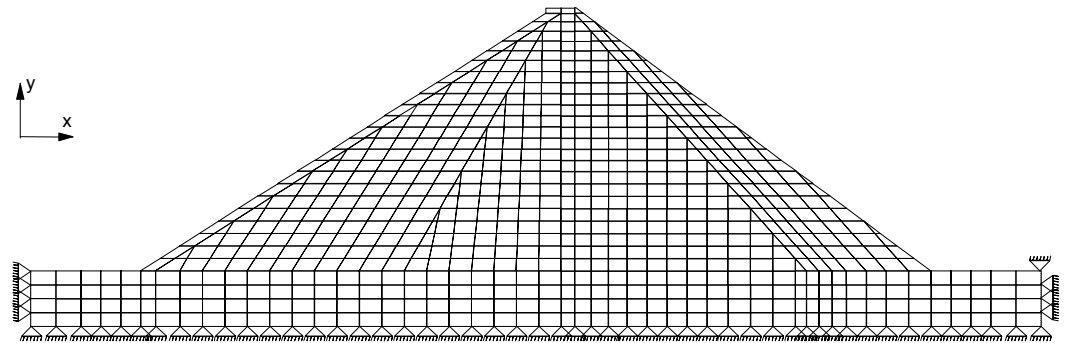


Fig. 7: Malla de Elementos Finitos – Presa Palo Redondo

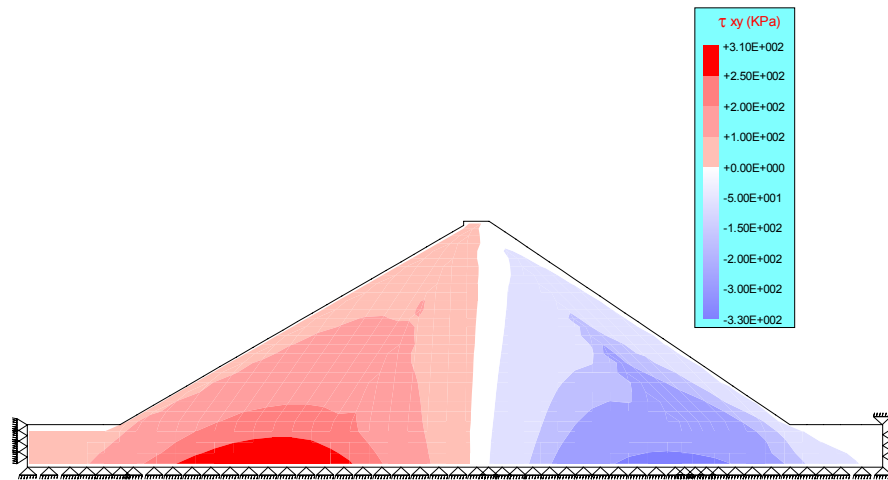


Fig. 8: Distribución de los Esfuerzos Cortantes al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Palo Redondo.

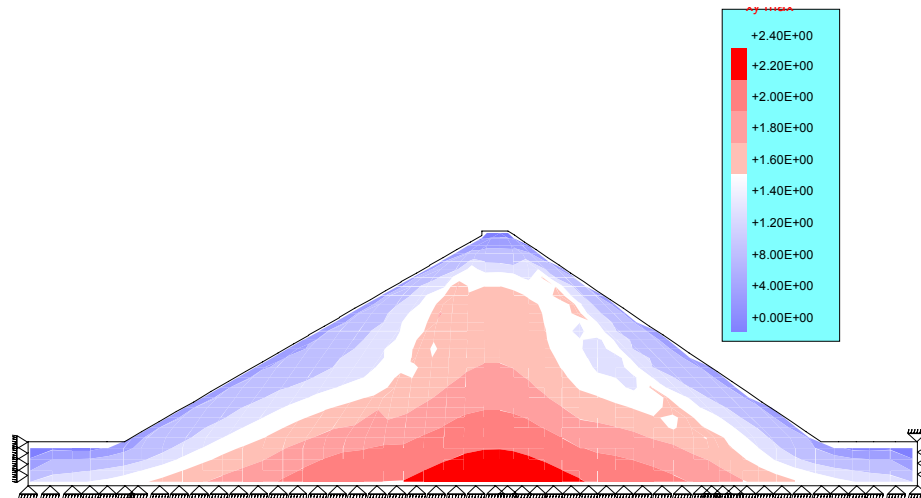


Fig. 9: Distribución de los Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima – Perú 10/74 N 82° O – Presa Palo Redondo

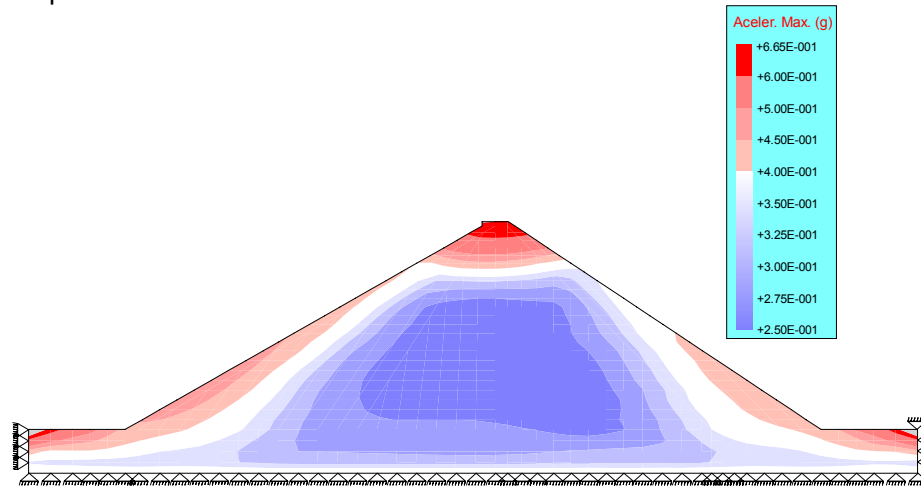


Fig. 10: Distribución de Aceleraciones Máximas calculadas con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima – Perú 10/74 N82° O – Presa Palo Redondo.