

DEPARTAMENTO DE GEODINAMICA  
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS  
UNIVERSIDAD DE GRANADA



TESIS DOCTORAL

ANALISIS DE TERREMOTOS HISTORICOS  
POR SUS EFECTOS: LICUEFACCION DE SUELOS  
Y DAÑOS EN LOS EDIFICIOS

EL TERREMOTO DE ANDALUCIA

JOSE RAMON ARANGO GONZALEZ

GRANADA 1993

"ANALISIS DE TERREMOTOS HISTORICOS POR SUS  
EFECTOS: LICUEFACION DE SUELOS Y DAÑOS EN LOS  
EDIFICIOS. EL TERREMOTO DE ANDALUCIA"

Tesis presentada para optar al grado de  
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y  
Puertos.

Fdo. José Ramón Arango González  
Granada, Abril 1993

## AGRADECIMIENTOS

Son muchas las personas a las que deseo expresar mi reconocimiento, en especial a las que han contribuido más directamente al desarrollo de esta tesis.

En primer lugar a los directores de la misma:

Dr. Rafael Blázquez Martínez por sus positivas orientaciones y revisiones en las diversas etapas de la investigación. Siendo para mí un verdadero maestro en la materia.

Dr. José Chacón Montero que despertó en mí el interés por la Ingeniería Sísmica, por su positiva orientación y revisión del texto.

Dr. Carlos López Casado por su orientación durante la investigación, y positiva revisión del texto.

También quiero agradecer al Dr. José Antonio García García, al Dr. Ernesto Hontoria, y a Dn. José Jiménez Benavides, el apoyo que en todo momento me prestaron.

Y a todos aquellos que desinteresadamente han contribuido con su trabajo, información, apoyo o sugerencias al buen fin de este trabajo.

Dr. Daniel P. Abrams (Universidad de Illinois)  
Dr. Drazen Anicic (Instituto de Ingeniería Civil de Croacia)  
Dr. Maximiliano Astroza (Universidad de Chile)  
Dr. José Benito Muñoz (ETS Ing. Industriales, UNED)  
Dr. Mauro Calvi (Universidad de Pavia)  
Dr. Mauro Dolce (Universidad de la Basilicata)  
Dr. Richard E. Klinger (Universidad de Austin, Texas)  
Dr. José López Galindo (Universidad de Granada)  
Dr. Francisco López Ruiz (Universidad de Granada)  
Dr. Roberto Melli Piralla (UNAM, Mexico)  
Dr. Sagrario Muñoz Lera (ETS Ing. Industriales, Madrid)  
Dr. José Orad Aragón (ETS de Arquitectura, Sevilla)  
Dr. José Rodríguez Montero (EUAT, Universidad de Granada)  
Dr. Ignacio Valverde Espinosa (EUAT, Universidad de Granada)  
Dr. Carlos E. Ventura (Universidad British Columbia)  
Dn. Antonio Jiménez de Juan (CSN, Madrid)  
Dn. Daniel Sánchez Iglesias (MOPU, Granada)

## INDICE

### PRIMERA PARTE

#### LA LICUEFACCION DEL SUELO EN EL TERREMOTO DE ANDALUCIA

	pag
CAPITULO I INTRODUCCION	1
I-1 OBJETIVOS	3
I-2 METODOLOGIA	4
La licuefacción de los suelos	4
Causas que la producen la licuefacción	7
Evaluación del potencial de licuefacción	10
Procedimientos simplificados de evaluación del potencial de licuefacción de las arenas	11
Métodos basados en las observaciones sobre terremotos	11
Otros procedimientos simplificados	24
Procedimiento seguido	25
Antecedentes	25
Susceptibilidad a la licuefacción	26
Posibilidad de licuefacción	26
Aceleración mínima	28
Potencial de licuefacción	31
Zona de localización epicentral	32
Profundidad del hipocentro	36
CAPITULO II LA LICUEFACCION DEL SUELO EN EL TERREMOTO DE ANDALUCIA. OBSERVACIONES Y RESULTADOS EXPERIMENTALES	40
II-1 EL CORTIJO DE LOS ALAMOS	40
Ensayos de penetración	40
II-2 SANTA CRUZ DEL COMERCIO	47
Ensayos de penetración	47
II-3 DOS KM. RIO ABAJO DE SANTA CRUZ DEL COMERCIO	49
Ensayos de penetración	49
II-4 EL LLANO DE LAS DONAS	52
Ensayos de penetración	52
II-5 RIO BERMUZA	59
Ensayos de penetración	59

CAPITULO III DISCUSION DE LOS RESULTADOS	65
III-1 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION	65
III-2 RAZON DE TENSIONES CICLICA Y ACELERACION MINIMA	69
La magnitud del terremoto	69
Razón de tensiones cíclica y aceleración mínima	70
III-3 DETERMINACION DE LA ZONA DE LOCALIZACION EPICENTRAL	72
Borde externo de la zona de localización epicentral	72
Borde interno de la zona de localización epicentral	73
Zona de localización epicentral	76
III-4 DETERMINACION DEL HIPOCENTRO	82
Criterio de Yegian - Whitman	82
Criterio energético	83
III-5 POTENCIAL DE LICUEFACCION	84
Gráficos de evaluación del potencial de licuefacción	85
 CAPITULO IV RESUMEN Y CONCLUSIONES	 88
 CAPITULO V BIBLIOGRAFIA	 89
 ANEJOS	
No1 Mapa de Isosistas de Muñoz y Udias	93
No2 Densidad arena-S.P.T. Densidad media de los suelos	94
No3 Diversas correlaciones $I(MM)=IX - a_{max}$	95
No4 Programa de ajuste de puntos mal clasificados a una curva	96
No5 Terremotos instrumentales utilizados en la Carta de licuefacción.	101
No6 Lista de cuadros	103
No7 Lista de figuras	103
No8 Lista de fotografías	106
No9 Lista de símbolos	107

## SEGUNDA PARTE

### LA RESISTENCIA SISMICA DE LOS EDIFICIOS EN EL TERREMOTO DE ANDALUCIA

CAPITULO VI INTRODUCCION	108
VI-1 OBJETIVOS	114
VI-2 METODOLOGIA	115
La resistencia sismica de las estructuras de albañileria	115
Propiedades mecánicas de la albañileria no armada	117
Resistencia sismica y deformabilidad de los muros de albañileria	117
Resistencia de los muros de albañileria en su plano	119
Resistencia de los muros de albañileria fuera del plano	120
Modelo analítico de respuesta sismica	125
Procedimiento seguido	126
Características elásticas de los materiales	126
Análisis dinámico	127
Input sísmico	127
Respuesta sismica	128
Relación daño observado-daño predicho	129
CAPITULO VII RESISTENCIA SISMICA DE LA TORRE DE LA IGLESIA DE RESTABAL OBSERVACIONES Y RESULTADOS EXPERIMENTALES	131
VII-1 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES	131
Características de los ladrillos	131
Características del mortero	133
VII-2 FABRICACION Y CURADO DE LOS PANELES DE LADRILLO	137
VII-3 ENSAYO A COMPRESION DE LOS PANELES DE LADRILLO	139
VII-4 CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS MATERIALES	142
Fábrica de ladrillo	142
Mamposteria	147
VII-5 MODELO ANALITICO DE RESISTENCIA SISMICA	150
Características de los materiales	151
Situación de los materiales en el edificio	152
Torre de la iglesia	152
Resto del edificio	154
Malla de elementos finitos	154
Espectro de respuesta	154

CAPITULO VIII DISCUSION DE LOS RESULTADOS	160
VIII-1 ACELERACION QUE PRODUCE LA FISURACION	160
VIII-2 ACELERACION - ANGULO DE INCIDENCIA DE LAS ONDAS S	161
CAPITULO IX RESUMEN Y CONCLUSIONES	172
CAPITULO X BIBLIOGRAFIA	173
ANEJOS	
No10 Lista de cuadros	176
No11 Lista de figuras	177
No12 Lista de fotografias	178
No13 Lista de simbolos	179

**PRIMERA PARTE**

**LA LICUEFACCION DEL SUELO  
EN EL TERREMOTO DE ANDALUCIA**



## CAPITULO I

### INTRODUCCION

Es posible encontrar, en la Biblia y en escritos árabes, alusiones a grandes terremotos en la región mediterránea.

Suele admitirse, que la primera mención bíblica de un terremoto, es la experiencia de Moisés en el monte Sinal. Referencias más definidas probablemente son, la narración del colapso de las murallas de Jericó, en torno a 1100 a.C., y quizá la destrucción de Sodoma y Gomorra (Bolt, 1981).

El primer terremoto del que se tiene información en Andalucía, tuvo lugar el año 881 a.C. Su radio de acción abarcó un área muy extensa: toda Andalucía, Siria y Marruecos. Los efectos del terremoto fueron importantes, según refiere el "Cartás" (Ibn-Abi Zar): "... Se arruinaron con él, los castillos, se abrieron las peñas y las montañas, y huyó la gente de las ciudades al campo por causa de la terrible conmoción de la tierra, y de la caída de los techos, muros y casas; abandonaron los pájaros sus agujeros y sus crías, y vagaron algún tiempo por el aire..", (Gentil y Justo, 1983).

Existe en España abundante información histórica de terremotos ocurridos en épocas pretéritas, que resulta poco útil, por la ausencia de una interpretación científica del fenómeno sísmico.

En la época instrumental, se han registrado en España terremotos de magnitud moderada, los cuales se han analizado con métodos científicos modernos. Sin embargo hay un riesgo sísmico evidente en el área Granada-Málaga, con periodos de retorno de 500 años para terremotos de intensidad IX (I.G.N., 1991).

En estas circunstancias parece oportuno estudiar algún terremoto de la época no instrumental, que sea suficientemente conocido; y deducir de los efectos en el suelo y en las edificaciones, los valores de algunos parámetros asociados al terremoto, que pueden ser útiles en Ingeniería Civil.

Un terremoto que cumple estas características es El Terremoto de Andalucía.

Este terremoto ocurrió a las 21:08 horas del 25 de diciembre de 1884, afectando a una extensa área, de las provincias de Granada y Málaga (López Arroyo, Martín Martín y Mezcu Rodríguez, 1980).

Fue estudiado por una Comisión Oficial Española, dirigida por M. Fernández de Castro, una Comisión Italiana de la Academia dei Lincei dirigida por G. Mercalli, y otra francesa dirigida por F.

Fouqué (López Arroyo, Martín Martín y Mezcua Rodríguez, 1980).

Los informes de la Comisión Española (op. cit.) describen fenómenos que son interpretados por López Arroyo, Martín y Mezcua como licuefacción de suelos:

"..Son fenómenos de la misma especie las moyas o manantiales fangosos que en la noche del terremoto, o poco después, aparecieron en el valle del río Marchán, en el cortijo de los Alamos, y en Santa Cruz de Alhama; en el Llano de las Donas, cerca del Cortijo de Mudapelo; en las Albuñuelas, en el pago llamado de las Ventas; no lejos de Canillas de Aceituno, en las márgenes del río Bermuza, a un kilómetro al S.O. de Vélez Málaga, en la posesión de D. Antonio Jiménez; y en otros varios puntos..".

Igualmente La Comisión Española hace referencia en sus informes, a los daños producidos en las iglesias y edificios principales. En particular se cita el agrietamiento de la iglesia de Restábal: "Igualmente se agrietaron las iglesias de Restábal y Totábal", (López Arroyo, Martín Martín y Mezcua Rodríguez, 1980).

## I-1 OBJETIVOS

El objeto de la primera parte de este trabajo, es el estudio de la licuefacción del suelo causada por el terremoto de 25 de diciembre de 1884 en Andalucía, para obtener:

a) Un procedimiento de evaluación del potencial (o resistencia del suelo) a la licuefacción en función de la Intensidad

b) La situación de una zona de localización epicentral.

c) Una estimación de la profundidad del foco sísmico.

## I-2 METODOLOGIA

### LA LICUEFACCION DE SUELOS

La licuefacción inducida por cargas estáticas, es conocida a través de los trabajos de Casagrande (1976).

Seed (1979) define la licuefacción de suelos, en los siguientes términos:

Licuefacción es un estado en el que el suelo puede experimentar deformación continua, con una tensión residual baja o sin resistencia residual; debido a la aparición y mantenimiento de una alta presión intersticial, con reducción de la presión efectiva hasta un valor muy bajo. La presión neutra que gobierna la licuefacción, puede ser debida a la aplicación de tensión estática o dinámica. Depende de la razón de huecos o densidad relativa de la arena y de la presión de confinamiento. Puede ser causada por un gradiente hidráulico crítico, debido a un flujo ascendente de agua en el depósito de arena.

Una parte importante de los daños causados por los terremotos, son producidos por la licuefacción de materiales de baja cohesión saturados. Algunas roturas de pilas de puentes, presas, muros, edificios, así como movimientos del terreno, pueden ser atribuidos a la licuefacción de los suelos de sus cimientos.

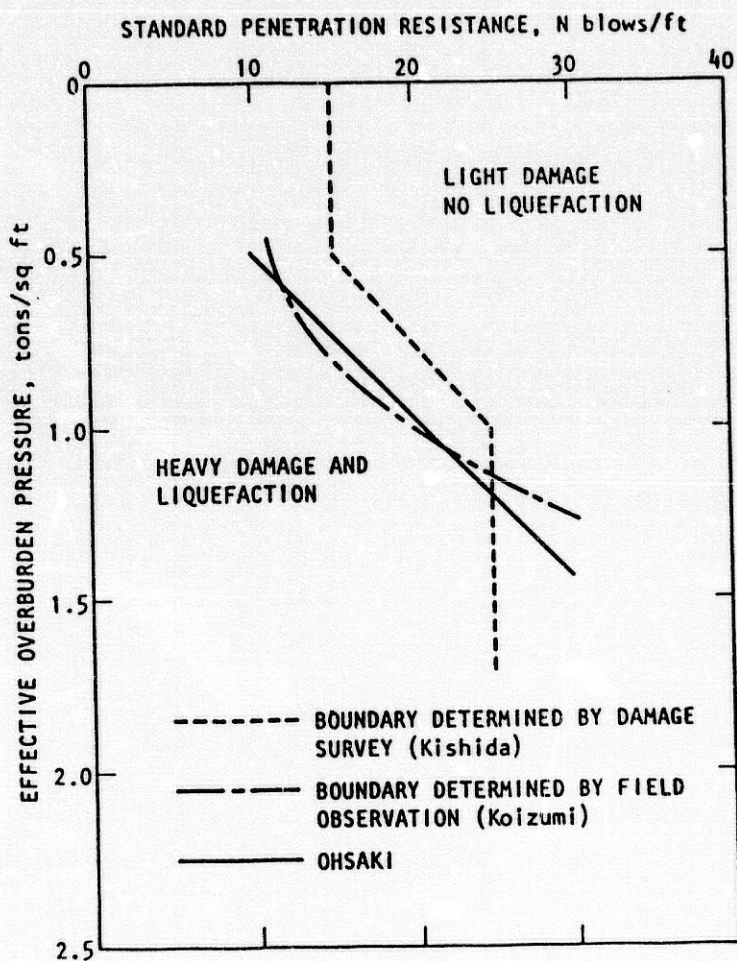
La licuefacción se manifiesta por la formación de hervideros, o caños de fango en la superficie del terreno, por filtraciones de agua a través de grietas en el terreno, y en algunos casos, por el desarrollo muy rápido de lagunas de agua.

La licuefacción de depósitos de arenas saturadas, dió lugar a grandes daños en cientos de edificios en Niiga 1964 (Seed, 1979; Seed e Idriss, 1982).

El epicentro se situó alrededor de 35 millas de Niigata, y la magnitud fue aproximadamente de 7.5. La máxima aceleración del terreno fue de 0.16g. El agua comenzó a fluir por grietas y se produjeron "hervideros" inmediatamente después del terremoto.

Kishida (1966), Koizumi (1966) y Oshaki (1964) estudiaron las relaciones del S.P.T. a diferentes profundidades, separando los suelos licuados, de los no licuados. El resultado de estos estudios se muestra en la figura 1 (Seed e Idriss, 1982).

FIGURA Nº 1



Análisis del potencial de licuefacción  
en el terremoto de Niigata 16/7/1964  
(Seed e Idriss, 1982)

En otras ocasiones, la combinación de tensiones dinámicas y presiones intersticiales inducidas por un terremoto, en depósitos de arcilla blanda, causaron movimientos del terreno, como los que tuvieron lugar durante el terremoto del 27 de Marzo de 1967 en Alaska (Seed, 1979; Seed e Idriss 1982). La magnitud fue de 8.3. Hubo deslizamientos masivos de tierras en las ciudades de Anchorage, Seward, Valdez y cerca de las orillas del lago Kenai. Los daños más severos ocurrieron en suelos saturados poco cohesivos. Por el contrario, se observó que los puentes, que estaban cimentados en gravas y en arenas con grava, en general mostraron poco o nulo desplazamiento, indicando que este tipo de materiales, tienen poca o nula importancia en el problema que nos ocupa (Seed e Idriss, 1982).

## CAUSAS QUE PRODUCEN LA LICUEFACCION

La causa principal de licuefacción de las arenas saturadas, sometidas a vibraciones procedentes de temblores de tierra, es la tendencia a la compactación con decrecimiento del volumen.

Si el drenaje está impedido, el decrecimiento del volumen es imposible, originándose un aumento de la presión intersticial. Cuando la presión intersticial alcanza el valor de la presión total, la presión efectiva se anula, y la arena pierde su resistencia desarrollándose la licuefacción.

En otras palabras, se considera que la causa de la licuefacción en suelos poco cohesivos saturados, es la formación de un exceso de presión hidrostática, debido a la aplicación de tensiones cíclicas de corte.

La estructura del suelo no cohesivo tiende a compactarse, con transferencia de tensión al agua intersticial, y reducción de la tensión entre los granos del suelo. Como resultado, el volumen de la estructura granular "rebota" hacia la magnitud requerida para mantener el volumen constante. Este juego de reducción de volumen y rebote de la estructura del suelo, determina la magnitud de la presión neutra del agua, figura 2. Este mecanismo puede ser cuantificado, conociendo las características de tensión-deformación del suelo, el cambio de volumen de la arena bajo carga cíclica, y el "rebote" debido a la reducción de tensiones, (Seed e Idriss, 1982).

Cuando la presión neutra se aproxima al valor de la presión total, la arena comienza a experimentar grandes deformaciones. Si la arena es poco densa, el aumento de la presión intersticial es muy brusco, experimentando grandes deformaciones (la deformación tangencial puede sobrepasar  $\pm$  el 20% o más). Cuando las deformaciones son virtualmente ilimitadas se produce licuefacción.

La arena densa puede desarrollar cierta presión intersticial, que al completar el ciclo de tensiones, puede alcanzar el valor de la presión total. Al repetir el ciclo de tensiones sobre la misma muestra del suelo, el suelo puede desarrollar la resistencia necesaria para soportar las cargas aplicadas. De todos modos experimentará un cierto grado de deformación, desarrollando la resistencia necesaria para alcanzar la estabilidad. Si la carga cíclica continúa la deformación necesaria para producir la estabilidad aumenta.

FIGURA Nº 2

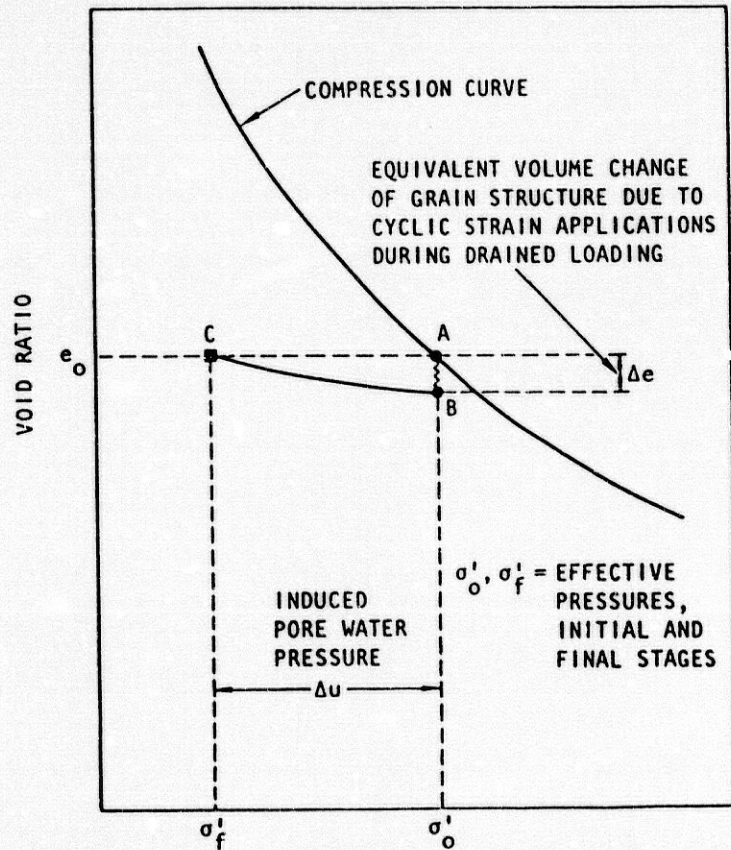
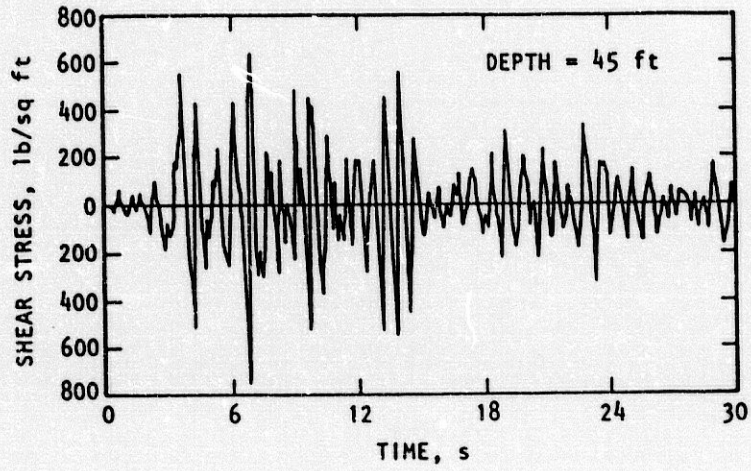
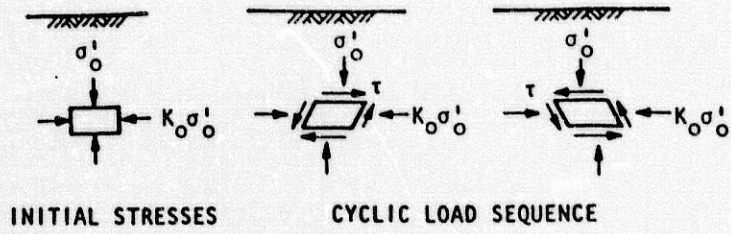


Ilustración esquemática de la generación de la presión de poros durante un proceso de carga cíclica (Seed e Idriss, 1982)



En algunos casos de carga cíclica, aparece un nivel de deformación, en el cual el suelo opone resistencia a cierto número de ciclos de la tensión, sin posterior aumento de la deformación. Este comportamiento se conoce como "Movilidad Cíclica": el suelo puede resistir un número determinado de ciclos de tensiones, con cierto aumento de la deformación. Este comportamiento es menos peligroso que la licuefacción, y su importancia depende de la magnitud de la deformación.

En todo caso una vez que el ciclo de tensiones ha terminado, queda una presión neutra residual, igual a la presión total. Esto hace inevitable que se produzca un flujo ascendente de agua, que puede dar lugar a manifestaciones de licuefacción en las capas superiores: "hervores" de arena, rápida aparición de manantiales etc. (Seed, 1979; Seed e Idriss, 1982).

La licuefacción puede ocurrir en la superficie o en una capa más profunda del depósito de arena, cuando se dan las condiciones necesarias. Sin embargo, la licuefacción de las capas superiores puede ocurrir, no como un resultado directo del terremoto, sino por desarrollo de la licuefacción en una capa más profunda. Así por ejemplo, cuando la licuefacción se produce a cierta profundidad, el aumento de la presión del agua en la zona licuada se disipa con un flujo de agua ascendente. Si el gradiente hidráulico es suficiente, el flujo de agua induce licuefacción en la superficie del terreno.

## EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION

El potencial de licuefacción de un depósito de suelo, está determinado por una combinación de sus propiedades, factores del entorno, y características del terremoto. Los factores específicos que deben de considerarse, son los siguientes:

### 1o) Las características del suelo:

- Módulo dinámico de deformación
- Características de amortiguación
- Peso unitario
- Características del grano del suelo
- Densidad relativa
- Estructura del suelo

### 2o) Los factores del entorno:

- Formación del suelo
- Historia sísmica
- Historia geológica
- Coefficiente de presión lateral del suelo
- Profundidad de la capa freática
- Presión efectiva de confinamiento

### 3o) Las características del terremoto:

- Intensidad del temblor de tierra
- Duración del temblor

Con estos datos, se determina la tensión de corte cíclica inducida por el terremoto a diferentes profundidades, convirtiendo la historia irregular de tensiones en un número de ciclos de tensión uniforme equivalente. Este estudio, puede hacerse de dos maneras:

1o) Mediante un análisis de la respuesta del terreno. Es necesario conocer el peso del suelo, su módulo dinámico, y el amortiguamiento.

2o) Utilizando procedimientos simplificados, que tienen en cuenta la relación entre las condiciones que producen la licuefacción o la movilidad cíclica y el S.P.T. de las arenas

## PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS DE EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION DE LAS ARENAS

Los métodos de evaluación del potencial de licuefacción se agrupan en dos clases:

1o) Métodos basados en las observaciones sobre terremotos en depósitos de arenas.

2o) Métodos basados en el análisis de las tensiones de corte en el campo, y en el laboratorio.

### METODOS BASADOS EN LAS OBSERVACIONES SOBRE TERREMOTOS

Un procedimiento alternativo al uso de ensayos en laboratorio, consiste en correlacionar los valores de la razón de tensiones cíclica en una capa de suelo, provocada por un terremoto, con los valores "in situ" de determinadas características del suelo.

#### Antecedentes

Kishida, Koizumi, y Oshaki, investigando el terremoto de Niigata, desarrollaron un criterio licuefacción de arenas, basado en el S.P.T., figura 1 (Seed e Idriss, 1982).

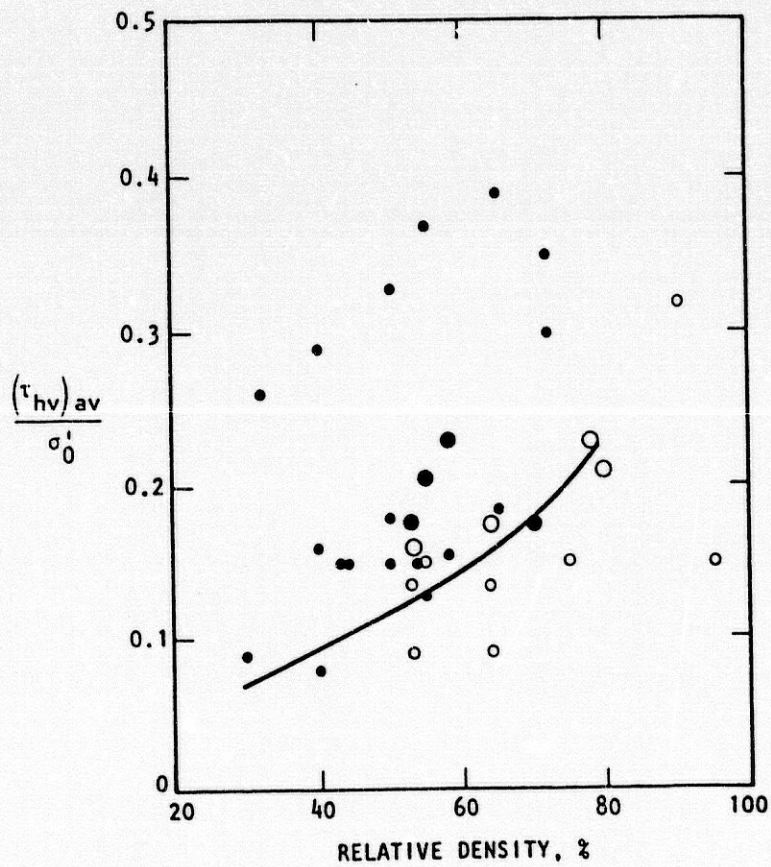
Posteriormente Seed y Peacock determinan la relación entre los valores de campo de la razón cíclica de tensiones causante de la licuefacción  $(\tau_{hv})_{av}/\sigma_o'$ , que muestra la figura 3 (Seed e Idriss, 1982).

$(\tau_{hv})_{av}$  = Valor de la tensión tangencial media en una superficie horizontal inducida por un terremoto

$\sigma_o'$  = La presión efectiva inicial sobre la capa de suelo en estudio, que actúa en la arena antes del terremoto.

FIGURA N° 3

- LIQUEFACTION: MAXIMUM GROUND ACCELERATION ESTIMATED
- LIQUEFACTION: MAXIMUM GROUND ACCELERATION RECORDED
- NO LIQUEFACTION: MAXIMUM GROUND ACCELERATION ESTIMATED
- NO LIQUEFACTION: MAXIMUM GROUND ACCELERATION RECORDED



Relación entre la razón de tensiones cíclica y la densidad relativa, para casos conocidos de licuefacción y no licuefacción (Seed e Idriss, 1982)

### Procedimiento simplificado de evaluación de tensiones producidas por terremotos

Las tensiones de corte inducidas en un depósito de suelo durante un terremoto, son consecuencia de la propagación vertical de las ondas de corte.

Suponiendo que la columna de suelo de profundidad  $h$ , se comporta como un cuerpo rígido, la máxima tensión de corte es (Seed, 1979):

$$\tau_{(max)r} = (\delta \cdot h / g) \cdot a_{max} \quad (1)$$

Si la columna del suelo es deformable, la tensión de corte máxima se puede expresar:

$$\tau_{max} = r_d \cdot \tau_{(max)r}; \quad (2)$$

en donde  $r_d$  es un coeficiente de reducción del valor  $\tau_{(max)r}$ .

La figura 4, muestra los valores de  $r_d$  para una variedad de suelos y terremotos.

Con profundidades menores de 130 cm la máxima tensión desarrollada por el terremoto es:

$$\tau_{max} = (\delta \cdot h / g) \cdot a_{max} \cdot r_d \quad (3)$$

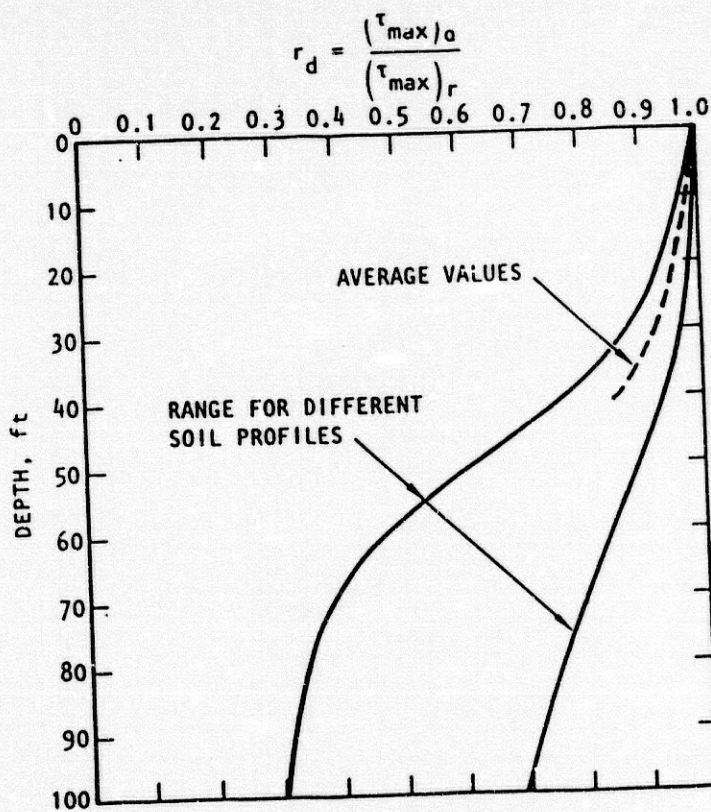
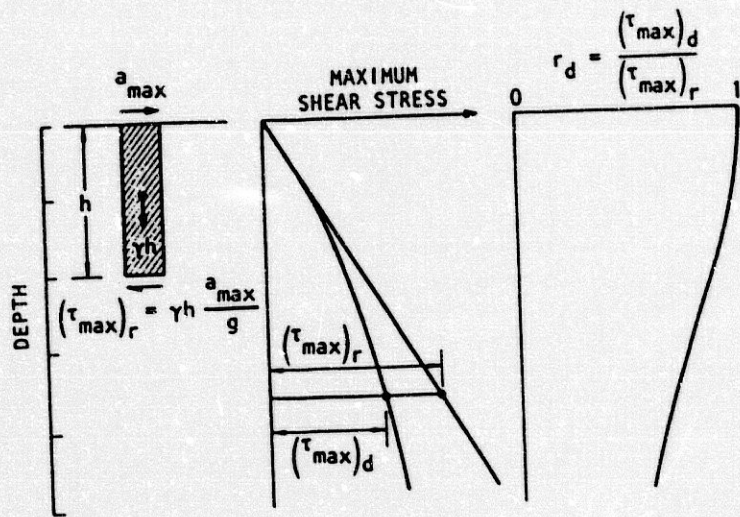
Se puede considerar con razonable exactitud, basándose en los resultados de laboratorio que la tensión media de corte equivalente  $\tau_{av}$ , que causa un terremoto es aproximadamente el 65 % de la tensión de corte máxima  $\tau_{max}$ :

$$\tau_{av} \approx 0.65 \cdot \frac{\delta \cdot h}{g} \cdot a_{max} \cdot r_d \quad (4)$$

Esta expresión permite evaluar las tensiones inducidas a diferentes profundidades, para un terremoto determinado, del que se conoce la máxima aceleración en la superficie del terreno.

Este método no tiene en cuenta el cambio de las características de la deformación del suelo, cuando aumenta la presión neutra. En la mayoría de los casos este refinamiento carece de importancia, puesto que las características de los suelos, no cambian apreciablemente cuando la licuefacción es inminente (Seed, 1979).

FIGURA Nº 4



Rango de valores de  $r_d$  para distintas clases de suelos (Seed e Idriss, 1982)

### La evaluación de la carga cíclica a través de los datos de campo

Un parámetro que resume las condiciones de licuefacción de las arenas es la "razón de tensiones cíclica",  $\tau_h/\sigma_o'$ .

Este parámetro,  $\tau_h/\sigma_o'$ , refleja la intensidad del terremoto a través de la variable  $\tau_h$ , y contiene la presión efectiva inicial del suelo,  $\sigma_o'$ . El parámetro,  $\sigma_o'$ , es causa determinante de la licuefacción al incorporar la profundidad del elemento de suelo y de la capa freática.

La tensión de corte cíclica media  $\tau_h$ , inducida por un terremoto en las superficies horizontales de un depósito, se puede estimar por el valor de la expresión:

$$\tau_h \approx 0.65*(a_{max}/g)*\sigma_o*rd \quad (6)$$

Por consiguiente, la razón de tensiones cíclica, en un elemento del suelo en el campo, durante un terremoto, puede expresarse:

$$\tau_h/\sigma_o' \approx 0.65*(a_{max}/g)*(\sigma_o/\sigma_o')*rd \quad (7)$$

$a_{max}$  = máxima aceleración en la superficie del terreno.

$\sigma_o$  = presión total en la capa de arena

$\sigma_o'$  = presión efectiva en la capa de arena

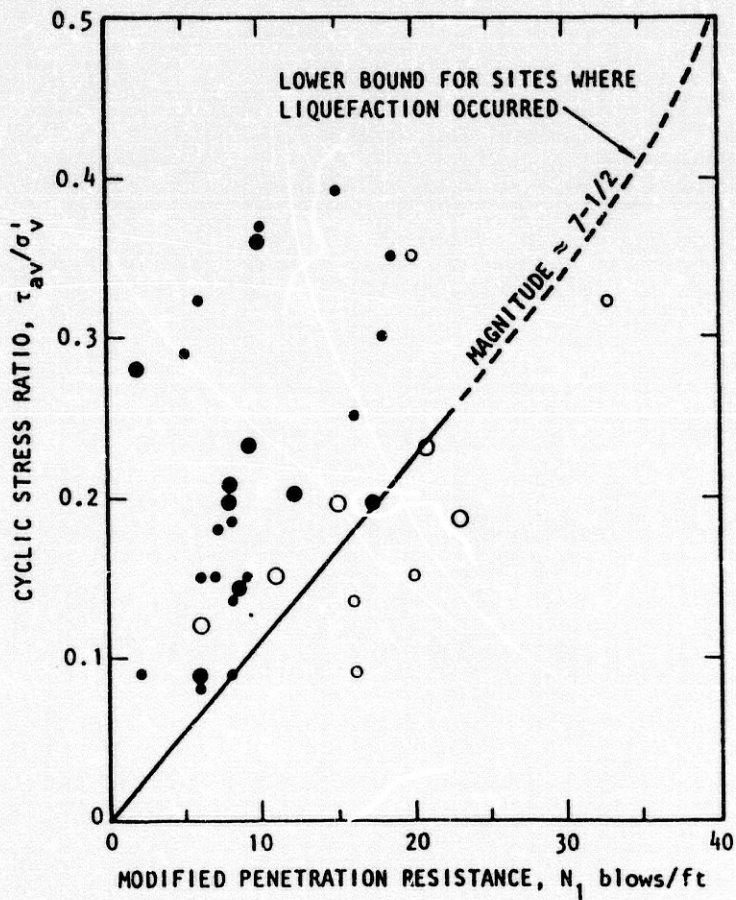
$rd$  = factor de reducción que varía entre 1 en la superficie, y  $\approx 0.93$  a 9 m. de profundidad.

La figura 5 confeccionada aplicando la expresión (7) a los datos de determinados terremotos, muestra los estados de licuefacción y no licuefacción, en función de  $N_1$  para movimientos de tierra de magnitud 7.5 (Seed e Idriss, 1982).

Este procedimiento de evaluación del potencial de licuefacción, fue recomendado por la Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, USA (Seed e Idriss, 1982).

FIGURA Nº 5

- LIQUEFACTION: STRESS RATIO BASED ON ESTIMATED ACCELERATION
- LIQUEFACTION: STRESS RATIO BASED ON GOOD ACCELERATION DATA
- NO LIQUEFACTION: STRESS RATIO BASED ON ESTIMATED ACCELERATION
- NO LIQUEFACTION: STRESS RATIO BASED ON GOOD ACCELERATION DATA



Correlación entre la razón de tensiones que causa la licuefacción en el campo y la resistencia a la penetración de la arena (Seed e Idriss, 1982)



### Factores a tener en cuenta

El potencial de licuefacción de una capa de arena depende, entre otros, de los siguientes factores :

- Densidad relativa
- Estructura del suelo
- La cementación de los granos del suelo bajo presión.
- El coeficiente de presión lateral en reposo  $K_0$
- La historia sísmica del depósito.

Los factores anteriores, que condicionan las características de la carga cíclica, afectan al S.P.T. en el mismo sentido. En efecto, cualquier cambio en los factores que aumenta la resistencia a la carga cíclica, aumenta el valor del S.P.T.

Por consiguiente, el S.P.T., es un índice de licuefacción adecuado; refleja las propiedades del suelo, y el efecto de su confinamiento.

Para utilizarlo como índice de licuefacción, se elimina la influencia de la presión, usando un índice de "penetración normalizada  $N_1$ ".

$N_1$  es el valor de la penetración en un suelo, bajo una presión efectiva de 1 ton. por pie cuadrado.  $N_1$  para cualquier arena se determina por la relación:

$$N_1 = C_N * N, \quad (5)$$

en donde  $C_N$ , es función de la presión efectiva en la capa de suelo. Se determina, entre otras correlaciones, por los valores medios de la figura 6.

Para un lugar geográfico determinado, y un valor máximo de la aceleración, la posibilidad de licuefacción puede ser considerada, utilizando los valores  $N_1$  de la figura 6 (Seed e Idriss, 1982)

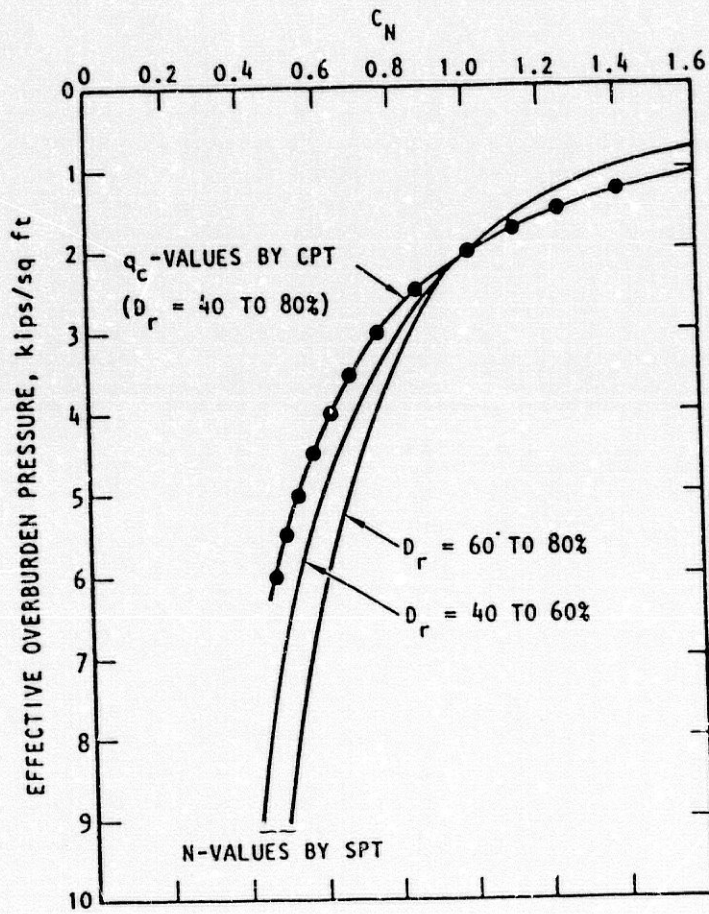
### Limitaciones

Las limitaciones de este procedimiento son las siguientes:

- No es posible separar los estados de licuefacción y no licuefacción de la parte alta de la línea frontera de la figura 5, a causa de la carencia de datos en esta zona.

- Esta figura es empírica, y no considera la duración ni la magnitud del terremoto.

FIGURA Nº 6



Valores de  $C_N$  (Seed e Idriss, 1982)

$$N_1 = C_N * N$$

Sin embargo la figura 7 está soportada por abundantes datos, que provienen del Código de Construcción Chino "Earthquake-Resistant Design Code for Industrial and Civil Building", 1974 y de los terremotos siguientes (Seed e Idriss, 1984):

- Niigata (1964)
- Terremotos de Haicheng y Tangshan en China, (1974, 1976).
- Terremoto de Guatemala (1976).
- Terremoto de Argentina (1977).
- Terremoto de Miyagiken-Oki en Japón (1978).

#### La magnitud del terremoto

Los resultados obtenidos para una magnitud de 7.5, pueden extrapolarse a otras magnitudes, teniendo en cuenta que la diferencia fundamental, en el problema que nos ocupa, entre eventos de distinta magnitud, es el número de ciclos y la tensión que inducen.

Estudios estadísticos de Seed et al (1975) muestran, que el número de ciclos de  $\tau_{av}$ , que causan la licuefacción depende de la magnitud, cuadro 1 (Seed e Idriss, 1984):

CUADRO 1

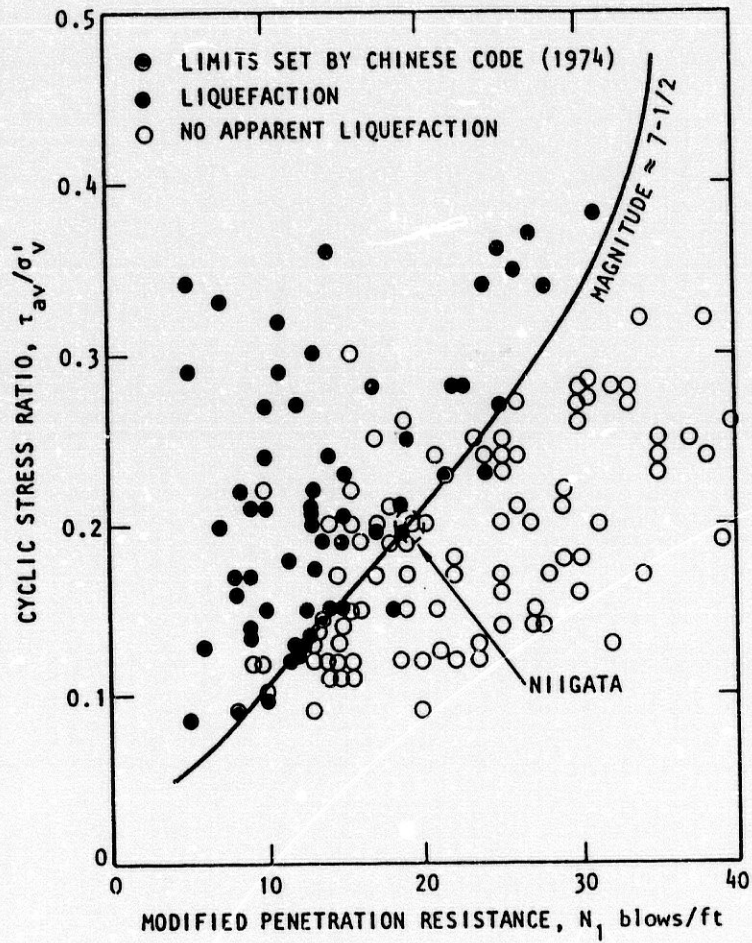
Relación entre la razón de tensiones cíclica, el número de ciclos, y la magnitud

Magnitud	Número de ciclos de valor $0.65 \cdot \tau_{max}$	$\tau_{av} / \sigma_0'$ (M = M)
		$\tau_{av} / \sigma_0'$ (M = 7.5)
8.5	26	0.89
7.5	15	1.00
6.75	10	1.13
6.0	5-6	1.32
5.25	2-3	1.50

En el cuadro precedente se considera como base de comparación, un terremoto de Magnitud 7.5, actuando  $\tau_{av}$  durante 15 ciclos.

La última columna indica el valor relativo de la razón de tensiones para un terremoto de magnitud cualquiera M, respecto de la razón de tensiones base (M=7.5 y 15 ciclos).

FIGURA Nº 7



Correlación entre el comportamiento de las arenas a la licuefacción en el campo y la resistencia a penetración (Seed e Idriss, 1982)

Multiplicando la curva de la figura 7, por los factores de la última columna, se obtiene la figura 8. En ella figuran las curvas frontera, entre los estados de probable e improbable licuefacción, en función de la magnitud.

La figura 8 es una carta de evaluación del potencial de licuefacción de las arenas, en función de la magnitud del terremoto (Seed e Idriss, 1982).

#### El potencial de licuefacción de arenas limosas

Tatsuoka et al (1980) han demostrado que las arenas limosas son menos vulnerables a la licuefacción, que las arenas sin limos para similares valores del S.P.T.

Por otra parte el terremoto de Miyagiken-Okii (Japón 1978), fue estudiado por Tokimatsu y Yoshimi (1981) para un tamaño de arena  $D_{50} < 0.15$  mm. Los resultados obtenidos aparecen en la figura 9. En ella se ha dibujado a trazos la línea frontera para suelos arenosos. La línea continua (línea frontera de suelos formados por arenas limosas), está más alta que la equivalente de suelos arenosos.

Zhou (1981) a partir de estudios del terremoto de Tangshan propone, para suelos con un 30 % de finos, se aumente la resistencia estática C.P.T., en 27 kg/cm<sup>2</sup>, lo que equivale a un aumento en el valor de N.

Como resumen Seed (1982) propone se utilicen las figuras 7 y 8 aumentando en 7.5 unidades el valor  $N_1$ .

#### El potencial de licuefacción de suelos arcillosos.

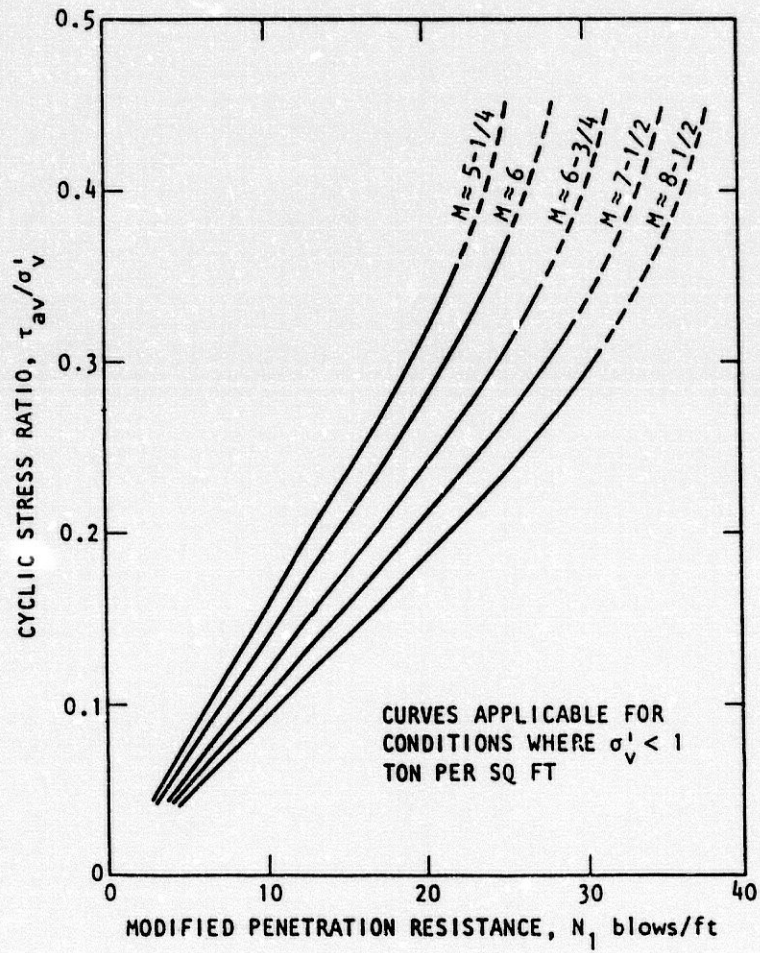
Los resultados del laboratorio y los datos de campo, muestran que los suelos arcillosos no presentan licuefacción a causa de los terremotos.

Sin embargo, Wang (1979) demuestra que cierto tipo de suelos arcillosos, pueden perder su resistencia.

Las características de estos suelos son las siguientes:

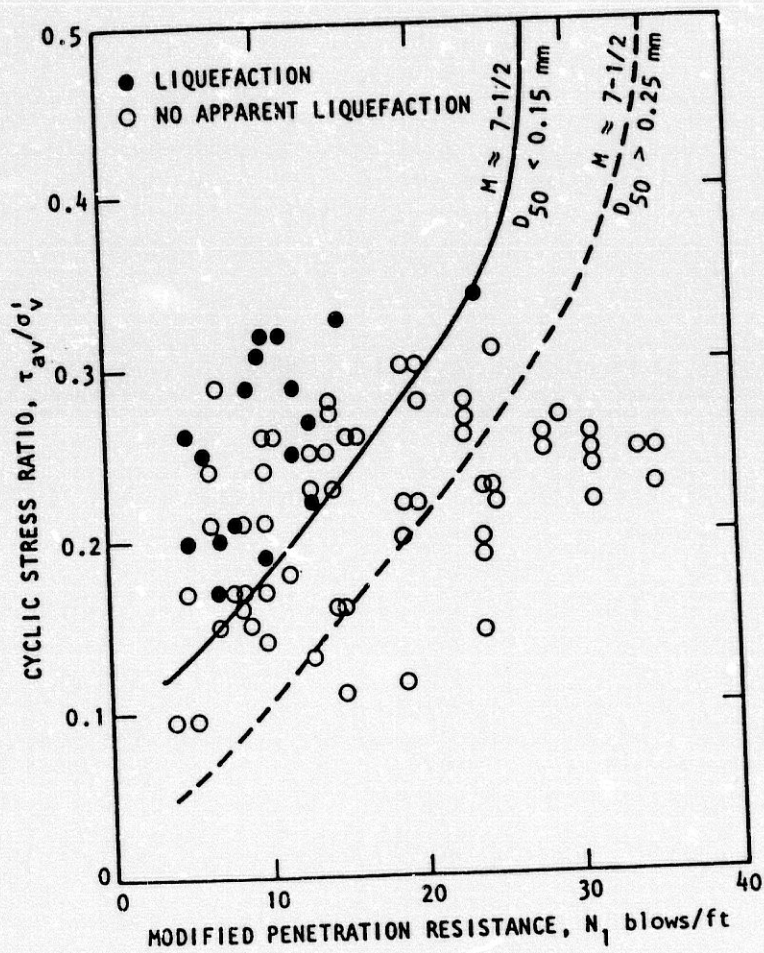
Porcentaje de finos menores que 0.005 mm	< 15 %
Limite liquido L.L.	< 35
Contenido de agua	< 0.9 * L.L.

FIGURA N° 8



Carta de evaluación del potencial de licuefacción de arenas, en función de la magnitud (Seed e Idriss, 1982)

FIGURA N° 9



Correlación entre el comportamiento de las arenas limosas, y la resistencia a la penetración (Seed e Idriss, 1982)

## OTROS PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS

Finalmente, estudios ejecutados en China, demuestran con independencia de los trabajos expuestos anteriormente, la existencia de una correlación entre las condiciones que producen la licuefacción o la movilidad cíclica y el S.P.T. de las arenas. El valor crítico del S.P.T.,  $N_{crit}$ , que separa los estados de licuefacción y no licuefacción se determina por la expresión siguiente ("Earthquake-Resistant Design Code for Industrial and Civil Building", 1974).

$$N_{crit} = \bar{N} [1 + 0.125 * (d_s - 3) - 0.05 * (d_w - 2)] \quad (8)$$

$d_s$  = profundidad de la capa de arena en consideración en metros

$d_w$  = profundidad del nivel freático en metros

$\bar{N}$  = una función de la intensidad del terremoto

<u>I (MM)</u>	<u><math>\bar{N}</math> (golpes por pie)</u>
VII	6
VIII	10
IX	16



## PROCEDIMIENTO SEGUIDO

### ANTECEDENTES

Un antecedente del procedimiento más adelante propuesto, es el estudio de Chacón, Rodríguez Moreno y López Casado (1988).

En él se hace un análisis cualitativo de la susceptibilidad a la licuefacción de la Vega de Granada, a partir de datos de 148 sondeos, estableciendo las profundidades del techo y muro de los niveles textualmente licuables y del nivel freático.

Se presentan criterios que permiten definir cuatro zonas susceptibles a la licuefacción:

a) Muy susceptible: arenas saturadas con una profundidad inferior a 10 metros

b) Susceptible: arenas saturadas con una profundidad entre 10 y 20 metros.

c) Moderadamente susceptible: arenas saturadas en una profundidad entre 20 y 30 metros.

e) No susceptible: cuando no reúne los requisitos anteriores.

Los criterios anteriores junto con los datos geotécnicos, fueron procesados por el programa SURFER (Golden Software Inc, 1987), obteniendo como resultado un mapa de susceptibilidad a la licuefacción del Holoceno de la depresión de Granada.

En la línea del estudio anterior está el trabajo de Chacón, López Casado, Rodríguez Moreno, y Irigaray (1990). En él se cuantifica el potencial de licuefacción a través de la relación de tensiones cíclica siguiendo el método de Seed (1976), tomando para la relación  $a_{max}/g$  valores comprendidos entre 0.2 y 0.3 y un rango de variación de la magnitud entre 5.25 y 8.5.

## PROCEDIMIENTO SEGUIDO

El estudio de la licuefacción del suelo causada por el terremoto de 25 de diciembre de 1884, puede definir un método de evaluación del potencial de licuefacción, la situación de la zona epicentral, y la profundidad del foco sísmico.

El procedimiento consta de los siguientes pasos:

- 1) Susceptibilidad a la licuefacción
- 2) Posibilidad de licuefacción
- 3) Cálculo de la aceleración mínima
- 4) Potencial de licuefacción
- 5) Determinación de La zona de localización epicentral
- 6) Determinación de la profundidad del hipocentro,

## SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCION

La susceptibilidad de los materiales a la licuefacción viene determinada por los factores geológicos e hidrológicos siguientes (Tinsley, Youd, Perkins, y Chen, 1985):

Edad y tipo de los sedimentos.  
Baja cohesión y densidad de los materiales  
Profundidad del nivel freático.

## POSIBILIDAD DE LICUEFACCION

La posibilidad de licuefacción del suelo provocada por un terremoto, se comprueba utilizando la expresión:

$$N_{crit} = \bar{N} * [1 + 0.125 * (d_s - 3) - 0.05 * (d_w - 2)] \quad (9)$$

Ecuación que relaciona la intensidad del terremoto I(MM), con las características geotécnicas del suelo  $N_{crit}$ ,  $d_s$  y  $d_w$ .

### Intensidad

Los datos de la intensidad del terremoto, se toman de un mapa de isosistas, en este caso el de Muñoz y Udias (1980) del anejo no 1 obtenido al considerar una propagación homogénea de las ondas sísmicas desde la zona de fractura.

Como las intensidades de interés, VII, VIII, y IX coinciden en la forma de su evaluación, en las escalas (MM) y (MSK), no se hace distinción de ellas a lo largo de este trabajo. La intensidad  $I_0=X$  (M.S.K.) se asigna al pueblo de Arenas del Rey, que quedó completamente destruido.

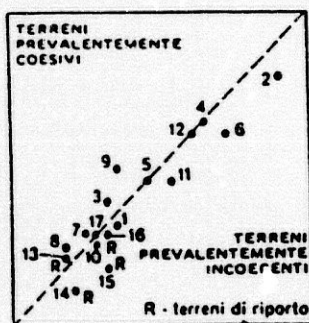
### Datos geotécnicos

El resto de los datos se obtienen de los ensayos de penetración, que determinan el S.P.T. de las capas de suelo y la posición del nivel freático. Para este trabajo se usó el penetrómetro SUNDA DL030, el cual obtiene un valor similar al S.P.T., figura no 10, (Vannelli y Benassi, 1983).

Próximos a los anteriores, se perforan nuevos sondeos con revestimiento, obteniendo muestras del suelo, de las que se deducen densidad, peso específico, y humedad. Cuando no es posible obtener muestras inalteradas, las densidades se estiman a partir del valor del S.P.T. de la capa Anejo no 2.

FIGURA Nº 10

$$N_{DL030(10)} \approx N_{SPT(30)}$$



Correlación  $N_{DL030}$  y S.P.T.  
(Vannelli y Benassi, 1983)

## ACELERACION MINIMA

Comprobada la licuefacción de una capa de suelo, se entra en la figura 8 con el valor  $N_1$ , y se obtiene el valor de  $\tau/\sigma'$  que la produce.

Conocida la razón de tensiones cíclica,  $\tau/\sigma'$ , en una capa determinada, se obtiene la aceleración que produce la licuefacción, aplicando la expresión:

$$\tau/\sigma' = 0.65 * \frac{a_{max}}{g} * \sigma/\sigma' * r_d, \quad (10)$$

en la que se relacionan la razón de tensiones cíclica, con la aceleración máxima en la superficie del terreno,  $a_{max}$ , las tensiones verticales total,  $\sigma$ , y efectiva,  $\sigma'$ , y el coeficiente  $r_d$ , que incorpora la características de deformación de la columna del suelo.

Determinadas las aceleraciones que causan la licuefacción de las capas de suelo, se deduce el valor máximo que corresponde a la capa más profunda. Este valor es la menor aceleración, que provoca la licuefacción de la columna de suelo en el sitio estudiado,  $a_{min}$ .

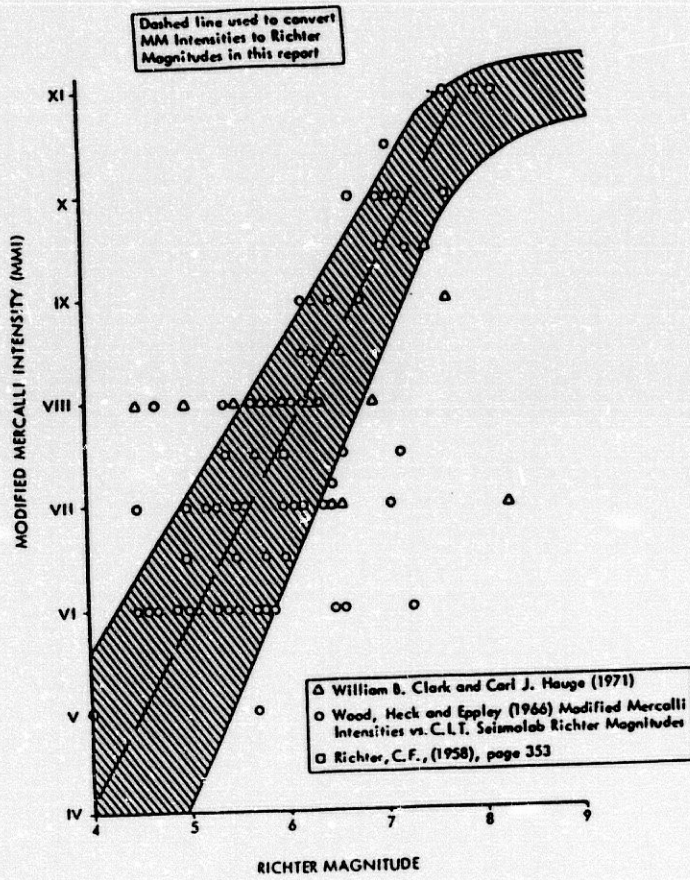
Es necesario comprobar que la aceleración pico esperada en el sitio, debida a un terremoto de intensidad igual a la utilizada en los cálculos, es igual o superior a  $a_{min}$ . Para ello se utilizan las correlaciones del trabajo de Murphy y O'Brien (1977) junto con otras que se resumen en el Anejo no 3

### La magnitud del terremoto

La utilización de la figura 8 exige conocer la magnitud del terremoto.

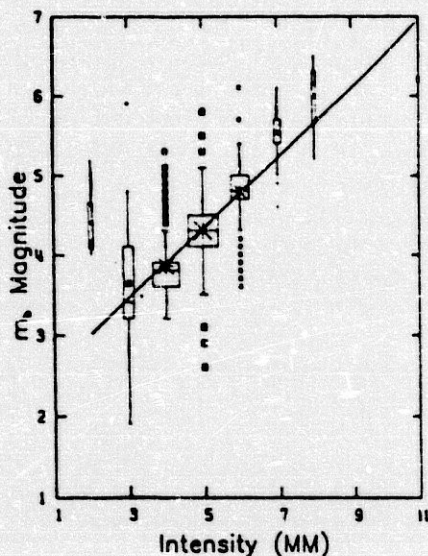
El valor de esta variable se toma de Muñoz y Udias (1991), y de publicaciones del Instituto Geográfico Nacional. Complementadas con otros valores obtenidos de correlaciones magnitud - intensidad, como las que muestran las figuras 11, (Bell y Hoffman, 1978), 12 (Sibol, Bollinger, y Birch, 1987), 13 (Boore y Joyner, 1982).

FIGURA N° 11

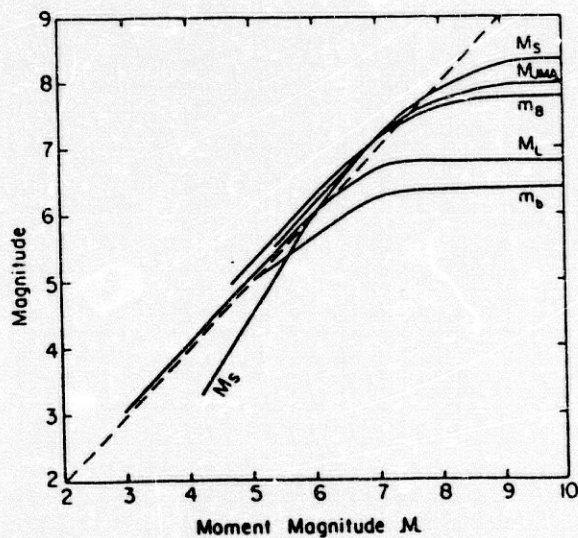


Relación magnitud intensidad  
(Bell y Hoffman, 1978)

**FIGURA N° 12,13**



**Relación magnitud intensidad  
(Sibol, Bollinger y Birch, 1987)**



**Relación magnitud momento con diversas  
escalas de magnitud,  $M_s$  (onda de superficie),  
 $m_b$  (onda de cuerpo de periodo corto),  $m_b$   
(onda de cuerpo de periodo largo),  $M_L$  (magnitud  
local,  $M_{ms}$  (Agencia Japonesa de Meteorología).  
La línea de puntos muestra una relación 1:1  
(Boore y Joyner, 1982)**

## POTENCIAL DE LICUEFACCION

Como resultado de todo lo anterior, se deduce una correlación entre la Intensidad, S.P.T. normalizado y la razón de tensiones o la aceleración mínima:

$$I, N_1 \text{ y } \tau/\sigma'$$

$$I, N_1 \text{ y } a_{min}$$

Para poder aplicar esta metodología en estudios de microzonación sísmica, se elaboran dos gráficos que dan el potencial de licuefacción (resistencia del suelo a la licuefacción) en función de la intensidad. Las variables de los gráficos ( $N_1$ ,  $\tau/\sigma'$ ) y ( $N_1$ ,  $a_{min}$ ) se deducen a partir de los ensayos de penetración y de los datos obtenidos en los terremotos de Long Beach (1933), San Francisco (1957), Niigata (1964), San Fernando (1971), Guatemala (1976), Miyagiken-Oki (1978), (Seed et al, 1984).

A los puntos ( $N_1$ ,  $\tau/\sigma'$ ) y ( $N_1$ ,  $a_{min}$ ) "mal clasificados" se les ajusta una curva exponencial del tipo:

$$y = a \cdot \exp[bx] \quad (11)$$

por similitud con la metodología utilizada por Seed e Idriss (1982).

Se entiende por "punto mal clasificado", el correspondiente a una capa de suelo, en la que se detectó licuefacción, y que al ser representado en los planos ( $N_1, \tau/\sigma'$ ) y ( $N_1, a_{min}$ ), se sitúa en una región en la que NO debería existir licuefacción. O por el contrario, un "punto mal clasificado", el correspondiente a un suelo en el que NO se produjo la licuefacción, y que se sitúa en los planos ( $N_1, \tau/\sigma'$ ) y ( $N_1, a_{min}$ ) en una región, en la que SI debería existir, para el terremoto considerado.

El criterio de ajuste consiste en minimizar la distancia de los puntos "mal clasificados" a la curva elegida. Se obtiene así un conjunto de curvas exponenciales con dos parámetros. El primero, es la distancia de los puntos "mal clasificados" a la curva. El segundo es el número de puntos "mal clasificados" que corresponden a la curva elegida. Aquella exponencial que minimiza ambos parámetros, es la curva de mejor ajuste. En el Anejo no 4 se reproduce un programa en Quickbasic que permite el ajuste anterior.

## ZONA DE LOCALIZACION EPICENTRAL

Conocida la aceleración mínima que produce la licuefacción, y la aceleración máxima esperada en el emplazamiento, se determina la posible "zona de localización epicentral".

La zona de localización del epicentro está delimitada por dos bordes.

El borde externo (distancia epicentral máxima) se obtiene sustituyendo en la curva de atenuación aceleración-distancia, el valor de la aceleración mínima. El borde interno (distancia epicentral mínima), se obtiene al sustituir la aceleración esperada en el lugar para la intensidad sentida.

A tal efecto se utilizan dos curvas de atenuación, que engloban a todas las demás (entre ellas la curva de Martín Martín, 1984):

La de Campbell (1981), y la de Fukushima y Tanaka (1990).

En la figura 14 están dibujadas ambas curvas, y otras usuales en U.S.A. y Japón, para una magnitud  $M_s = 6.5$ . El resto de las curvas se desarrollan dentro del campo limitado por las curvas de Fukushima y de Campbell. Ambas curvas representan los valores extremos, de la aceleración en función de la distancia.

### Curva de atenuación de Fukushima y Tanaka (1990)

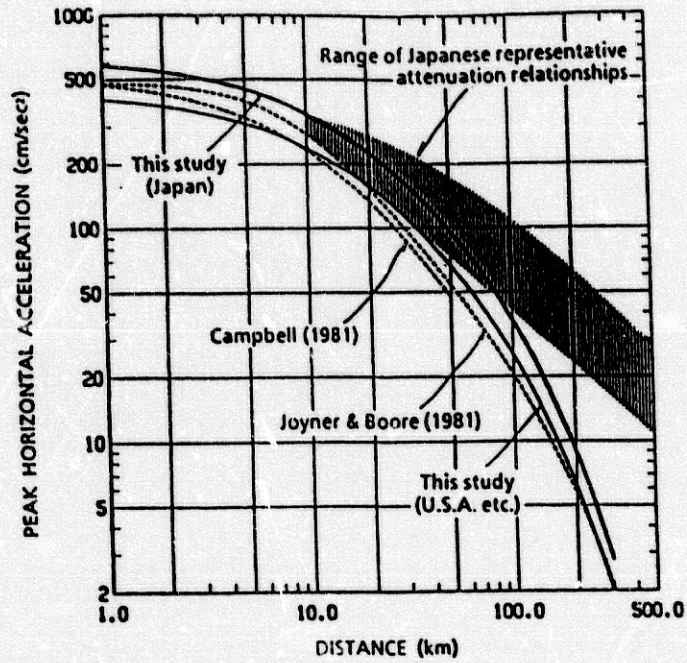
Fukushima y Tanaka (1990) desarrollan una relación entre la aceleración horizontal, aplicable a fuentes sísmicas próximas, a partir de 1372 componentes de la aceleración de 28 terremotos en Japón, y 15 terremotos en Estados Unidos y otros países. La relación es la siguiente:

$$\overline{\log A} = 0.41 * M_s - \log(R + 0.032 * 10^{0.41 * M_s}) - 0.0034 * R + 1.3 \quad (12)$$

- $\overline{A}$  = media de las dos componentes horizontales de la aceleración (cm/seg<sup>2</sup>)  
 $R$  = distancia más corta a la falla (km)  
 $M_s$  = magnitud de la onda de superficie  
 $\log$  = logaritmo decimal

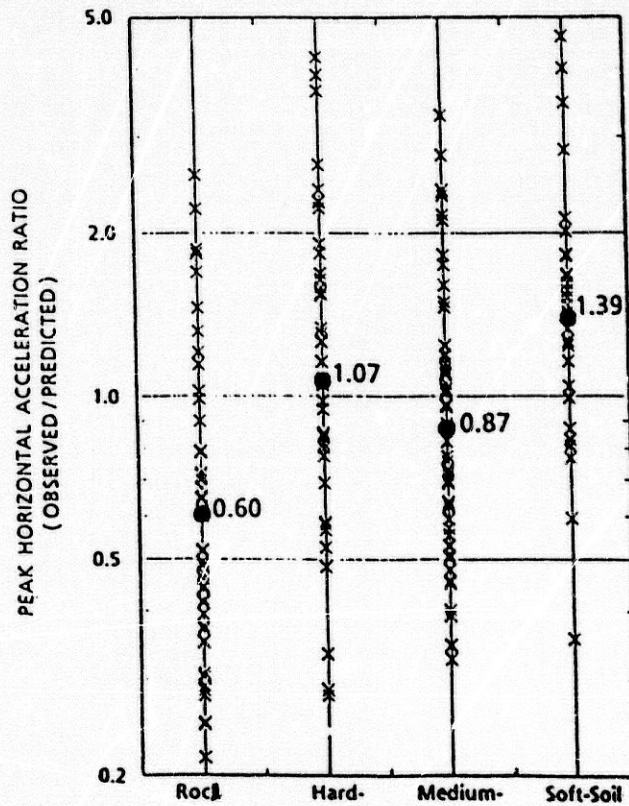


FIGURA N°14



Relación de atenuación en Japón  $M_s=6.5$   
 las líneas finas corresponden a USA y otros  
 países (Fukushima y Tanaka, 1990)

FIGURA N°15



Aceleración horizontal. Relación valor  
 observado-predicho en roca, suelo duro,  
 medio y flojo (Fukushima y Tanaka, 1990)

La relación entre los valores observados y los predichos, se indica en la figura 15 para las cuatro clases de suelos: roca, suelo duro, medio y blando.

El valor máximo de las componentes horizontales es el valor medio multiplicado por 1.13 (Boore et al, 1982).

#### Curva de atenuación de Campbell (1981)

Campbell (1981) estudia la atenuación a partir de datos obtenidos, dentro de los 50 km de la zona de ruptura, con magnitudes variando entre 5.0 y 7.7, a partir de 229 componentes horizontales de la aceleración, obtenidas de 27 terremotos.

$$\bar{A} = 0.0185 * \exp(1.28 * M_1) * [R + 0.147 * \exp(0.732 * M_1)]^{-1.75} \quad (14)$$

$\bar{A}$  = media de las dos componentes horizontales en unidades de g.

$M_1$  = magnitud Richter

$R$  = distancia a la zona de ruptura en Km

Los valores predichos por la ecuación anterior, son muy similares a los observados en suelo o roca.

El valor máximo de las dos componentes horizontales, se obtiene multiplicando el valor medio por 1.13 (Boore et al, 1982).

#### Determinación del borde externo de la zona epicentral

Conocida la aceleración mínima que causa la licuefacción, es posible determinar un borde externo de la "zona de localización epicentral".

Para ello se asimila el terreno a un sólido homogéneo e isótropo. Se dibuja un círculo, con centro en el sitio y radio la distancia que se obtiene, al sustituir en la curva de atenuación, el valor de la aceleración  $a_{min}$ .

Esta circunferencia encierra todas las posiciones del epicentro del terremoto. En efecto, cualquier punto del círculo o de la circunferencia, puede ser ocupado por el epicentro, obteniendo una

aceleración en el sitio igual o superior al valor que produce la licuefacción.

#### **Determinación del borde interno de la zona epicentral**

La zona de localización del epicentro, queda fuera del círculo cuyo centro es el lugar de estudio, y radio el correspondiente al valor de la aceleración esperada en el sitio para la intensidad sentida. Por carecer de datos de este tipo en la zona de estudio, este valor se estima de las correlaciones intensidad aceleración del anejo 3.

## PROFUNDIDAD DEL HIPOCENTRO

La profundidad del foco sísmico se puede determinar utilizando criterios de licuefacción, que tengan en cuenta la disipación de la energía desde el foco sísmico al lugar de estudio.

Los criterios utilizados son:

- 1) Criterio de licuefacción de Yegian-Whitman (1978)
- 2) Criterio de licuefacción de la Energía

### Criterio de licuefacción de Yegian Whitman

El método se debe a Yegian y Whitman (1978). En él se relacionan los datos de licuefacción de campo, la distancia hipocentral, magnitud, profundidad y presión efectiva, a través del parámetro  $S_c$ .

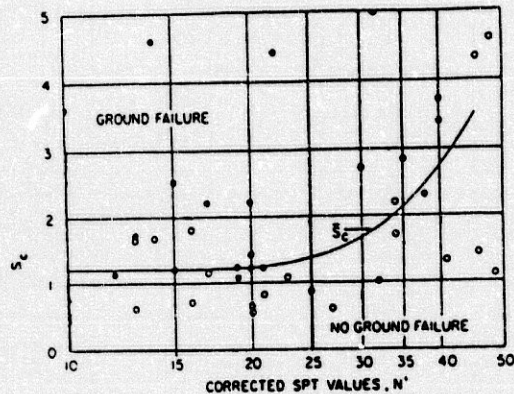
$$S_c = \frac{0.5 * M_1}{(R' + 16) * \sigma'} \quad (15)$$

$M_1$  = magnitud Richter  
 $H$  = la profundidad de la capa en pies  
 $R'$  = distancia hipocentral en millas  
 $\sigma'$  = presión vertical efectiva en la capa de terreno en libras/pulgada<sup>2</sup>.

La figura 16 muestra los resultados de este estudio. En el eje horizontal se indican los valores del S.P.T. corregido, Castro (1975).

Yegian y Whitman advierten respecto a la precaución que ha de tomarse con los valores  $S_c$  que se obtienen de la curva para valores de  $N'$  superiores a 30, a causa de los escasos datos de licuefacción considerados en esa zona.

FIGURA N° 16



Parámetro de resistencia sísmica  $S_c$   
(Yegian y Whitman, 1978)

El valor de  $N'$  para la capa de suelo se toma de la expresión:

$$N' = \frac{50 \cdot N}{\sigma' + 10} \quad (16)$$

$N$  = golpes/pie  
 $\sigma'$  = presión vertical efectiva  
 (libras/pulgada<sup>2</sup>)

#### Criterio de licuefacción de la Energía

Law, Cao y He (1990) definen un criterio de licuefacción, basado en la relación única, que existe entre la disipación de energía durante los ensayos triaxiales cíclicos y de cizallamiento simple cíclico, y el aumento de la presión intersticial que produce la licuefacción. Esta relación combinada con la atenuación de la energía desde el foco al sitio, permite definir este criterio. Para ello utilizaron 136 datos de los 13 mayores terremotos de todo el mundo.

El resultado es la condición de licuefacción, expresada por la siguiente desigualdad:

$$\frac{1.5 * M_1}{10} \geq 1 \quad (17)$$

$$2.28 * N_1 * 10^{11.5 - 0.1 * M_1} * R'^{4.3}$$

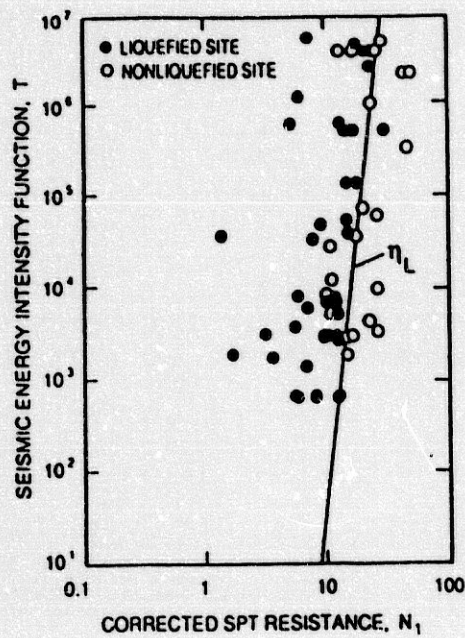
$M_1$  = magnitud Richter

$N_1$  =  $C_N * N_1$  (S.P.T. normalizado)

$R'$  = distancia hipocentral en km.

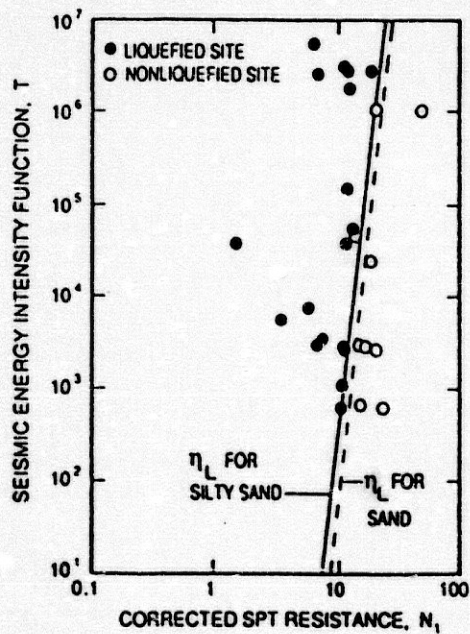
Las figuras 17 y 18 muestran la línea frontera, entre licuefacción y no licuefacción para arenas y arenas limosas.

FIGURA Nº 17



Correlación función de intensidad de energía-S.P.T. normalizado para arenas (Lao, Cao y He, 1990)

FIGURA Nº 18



Correlación función de intensidad de energía-S.P.T. normalizado para arenas limosas (Lao, Cao y He, 1990)

## CAPITULO II

### LA LICUEFACCION DEL SUELO EN EL TERREMOTO DE ANDALUCIA

#### OBSERVACIONES Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

##### II-1 EL CORTIJO DE LOS ALAMOS

El Cortijo de los Alamos es una finca rústica, situada en la carretera comarcal 335, a un kilómetro de Santa Cruz del Comercio en dirección Alhama de Granada, **fotografía 1.**

El rio Alhama divide la finca, dedicada a la producción del álamo.

El actual propietario, recuerda a su padre explicar como manaba agua caliente por un barranquito muy próximo al Cortijo, el día del Terremoto.

En la actualidad, el barranquito corresponde con un caño de drenaje de la carretera. Dos cipreses crecen junto a él, como se puede observar en la **fotografía 2.**

Los suelos en El Cortijo de los Alamos, **fotos nº 1 , 2 , 3 y 4** , son de aluvión del río Alhama, formados por arenas y limos con o sin gravas, y gravas areno-limosas.

Este tipo de suelos se encuentran a lo largo de todo el río, desde Los Baños, muy cerca de Alhama, hasta Los Llanos de Buena Vista, pasada Santa Cruz del Comercio.

#### Ensayos de penetración

Se hicieron dos sondeos de penetración el 18 de mayo de 1991, con el Penetrómetro SUNDA DL030.

La situación de los sondeos se indica en las **figura 19.**

##### Sondeo nº 1:

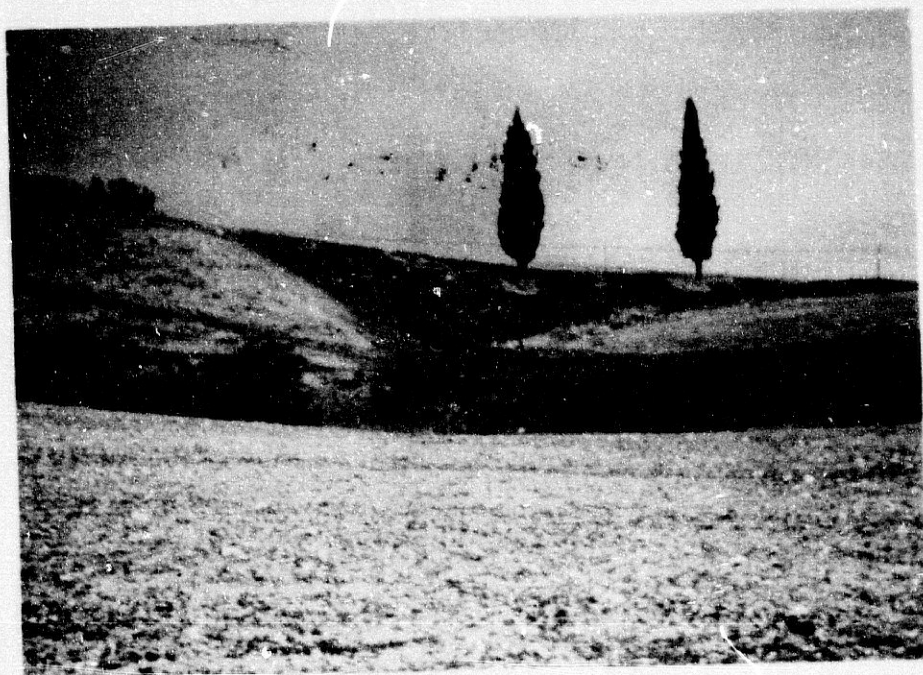
El sondeo **nº 1** representado en la **figura 20**, se efectuó a 15 m. de la orilla del río Alhama, determinando las características de las capas de suelo.



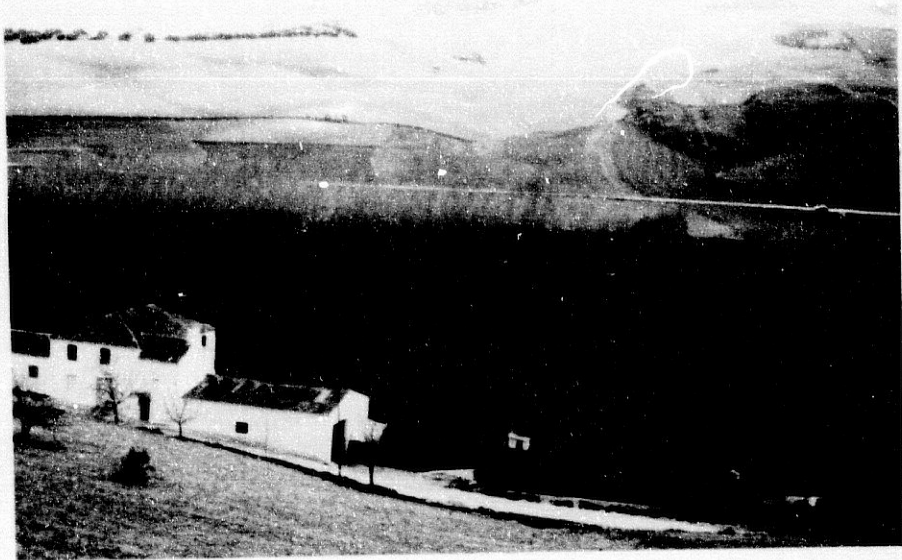
FOTOGRAFIA Nº 1



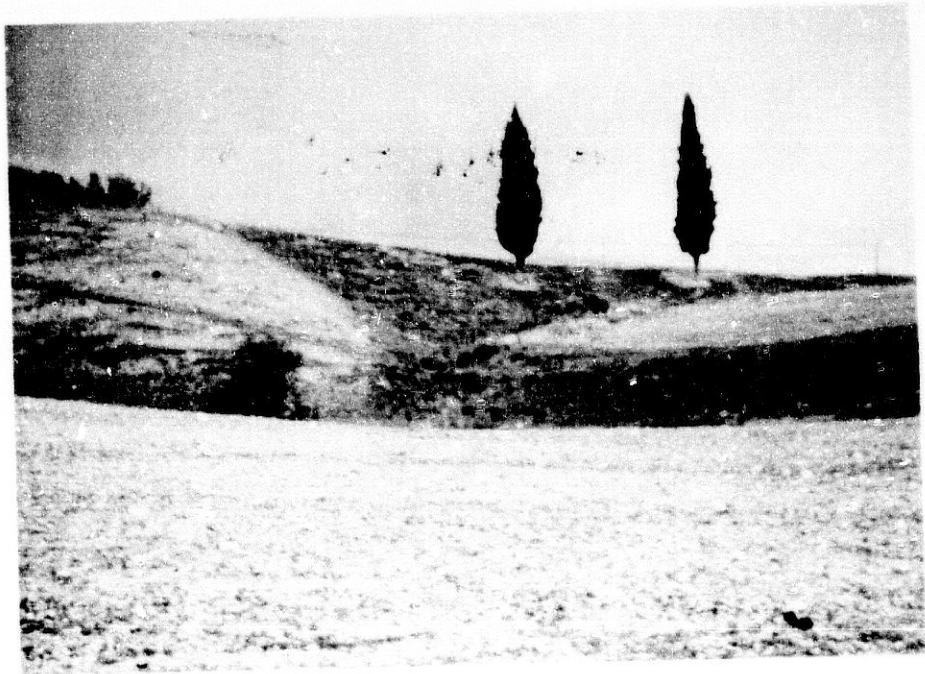
FOTOGRAFIA Nº 2



FOTOGRAFIA Nº 1



FOTOGRAFIA Nº 2



FOTOGRAFIA Nº 3



FOTOGRAFIA Nº 4



FOTOGRAFIA Nº 3



FOTOGRAFIA Nº 4



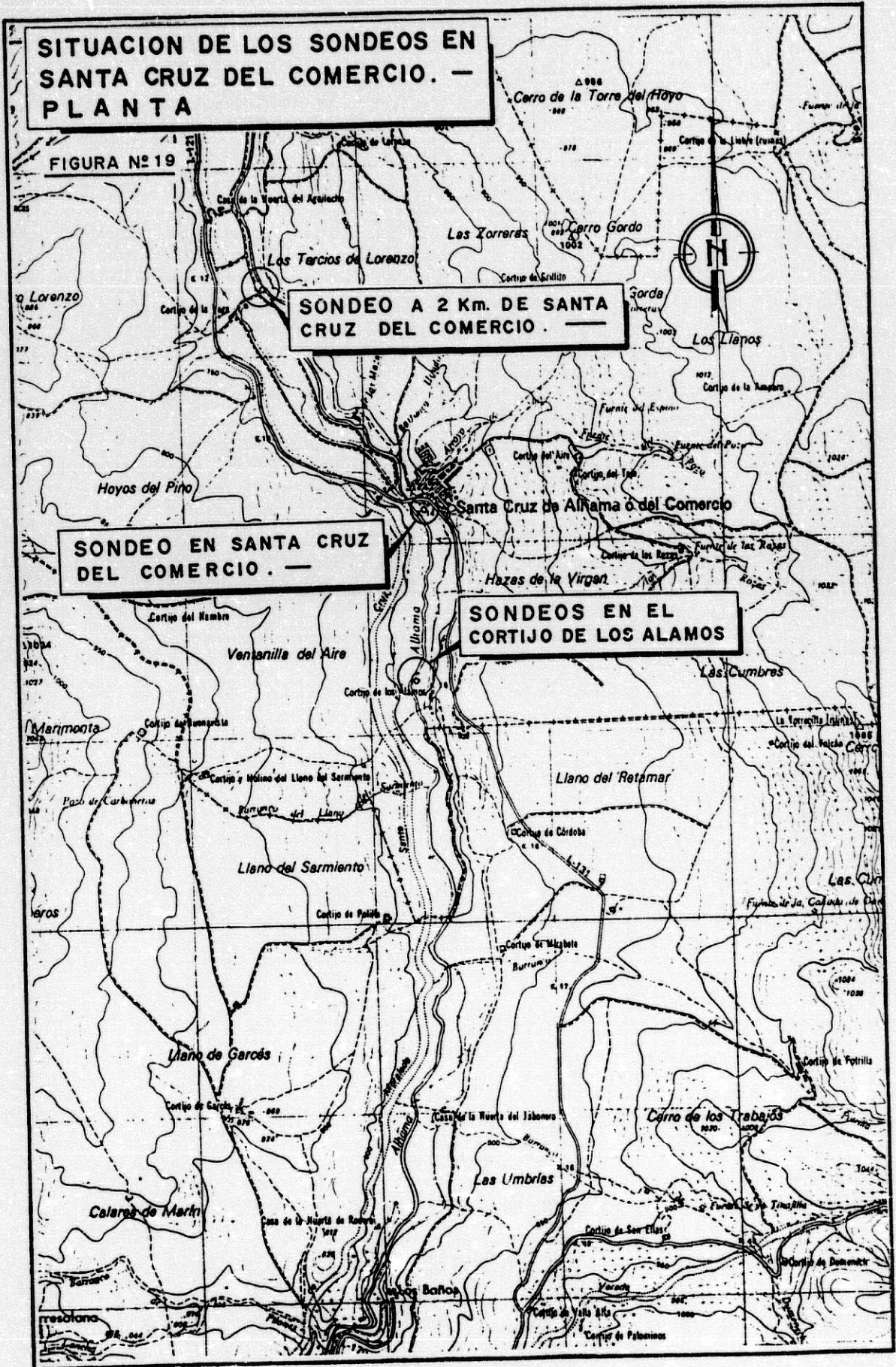
**SITUACION DE LOS SONDEOS EN SANTA CRUZ DEL COMERCIO. — PLANTA**

FIGURA Nº 19

**SONDEO A 2 Km. DE SANTA CRUZ DEL COMERCIO. —**

**SONDEO EN SANTA CRUZ DEL COMERCIO. —**

**SONDEOS EN EL CORTIJO DE LOS ALAMOS**



La primera capa es de arena con un espesor de un metro, y un S.P.T. de 4.3.

La siguiente capa es un limo de medio metro de espesor. Se atravesó por el propio peso del varillaje.

La tercera está formada por gravas, con una profundidad indeterminada. Dio rechazo.

El nivel freático que fue medido con tubo piezométrico, se detectó 5 horas después de terminar la perforación, dio una profundidad de 1.60 m. por debajo de la cota de boca del sondeo.

Se obtuvieron muestras representativas de la segunda capa. Los datos obtenidos figuran el cuadro 2.

#### Sondeo no 2:

El sondeo no 2 se hizo a 13 m. de distancia del no 1, y a dos metros de la orilla del río.

Se distinguieron las capas siguientes según se indica en la figura 21:

La primera capa es arena con un S.P.T. de 6.25 golpes, y 0.4 m. de espesor.

Debajo aparecen limos con un S.P.T. de 1.50 golpes, y 0.4 m. de espesor

La tercera capa es arena con un S.P.T. de 6.0, y 0.4 m. de espesor.

La cuarta capa es arena con un S.P.T. de 1.3 golpes, y 0.30 m. de espesor.

La quinta es arena con gravas de 0.80 m. de espesor, y un S.P.T. de 15.4.

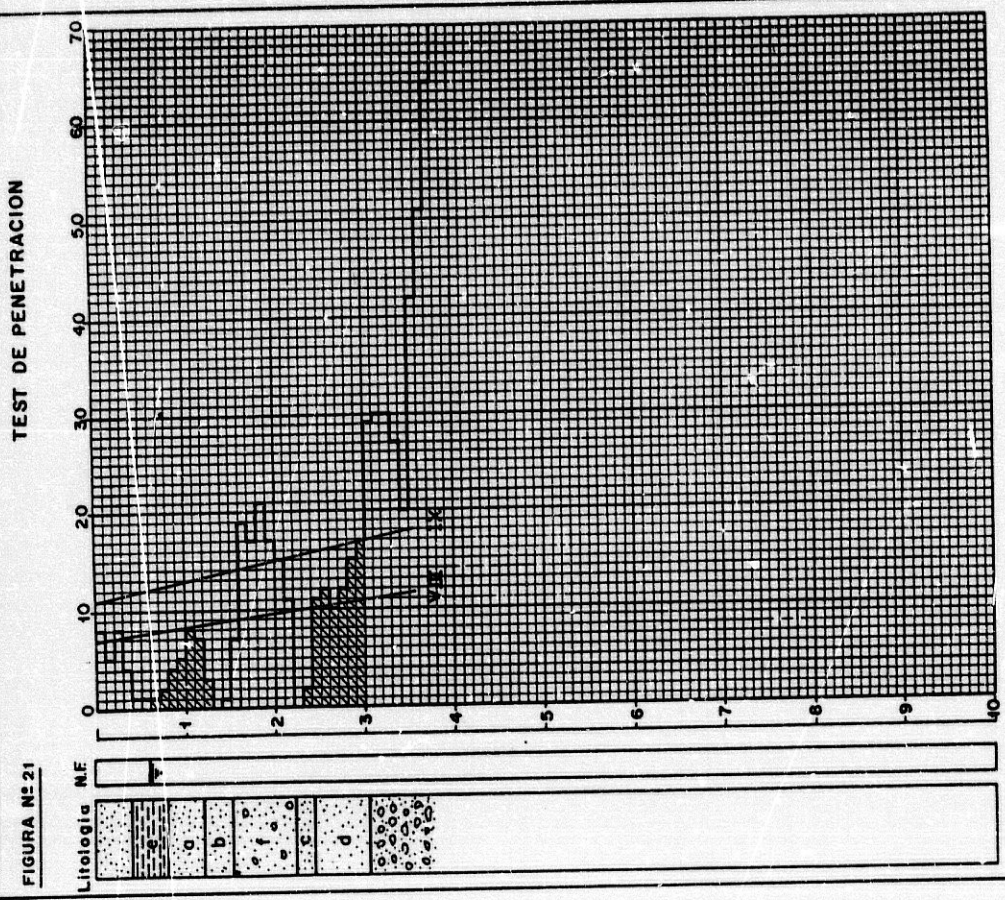
La sexta es arena con un S.P.T. de 1, y un espesor de 0.20 m.

La séptima es arena con un espesor de 0.60 m, un S.P.T. de 12.83.

Por último se obtuvo el rechazo en las gravas.

El nivel freático aparece a 0.6 m de profundidad con relación a la boca del sondeo.

Para obtener muestras representativas de los suelos, se efectuó un sondeo con revestimiento paralelo al anterior. Los datos obtenidos figuran en el cuadro 2.



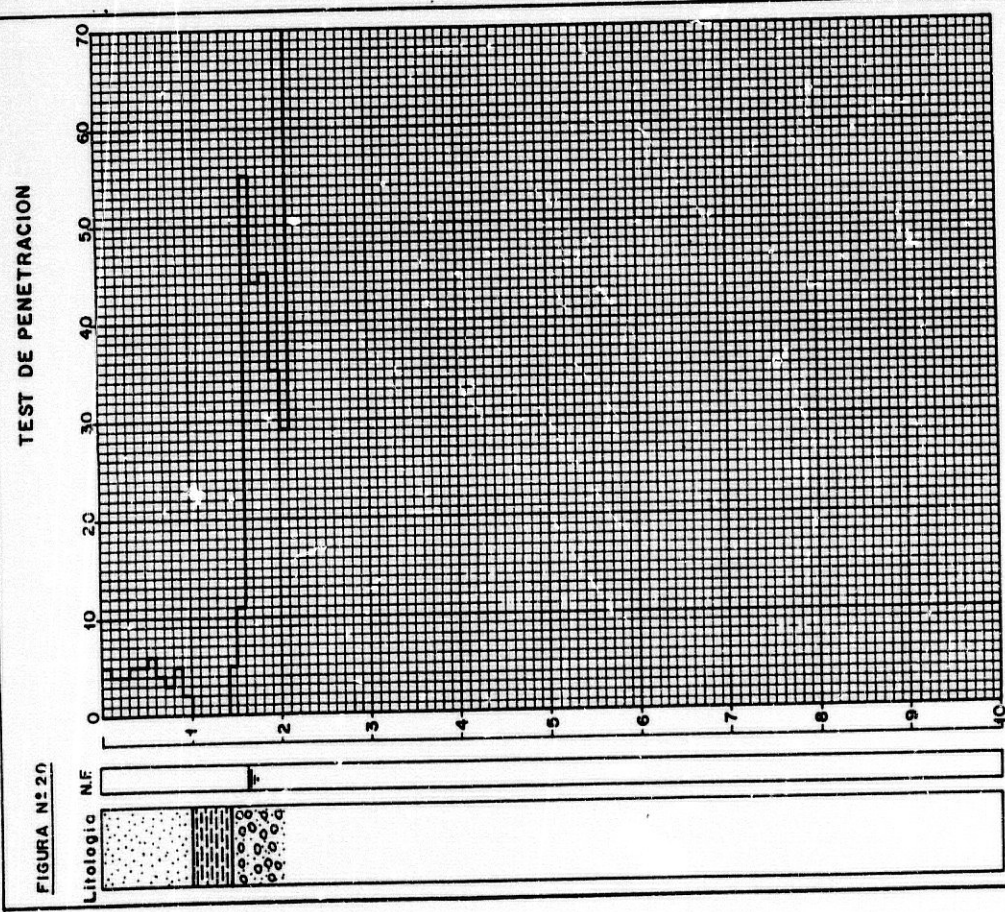
**LEYENDA**

- ARENA
- LIMO
- ARENA - GRAVOSA
- GRAVA - ARENOSA

**SITUACION**

CORTIJO DE LOS ALAMOS      18-5-91

SONDEO N° 2



**LEYENDA**

- ARENA
- LIMO
- GRAVA-ARENOSA

**SITUACION**

CORTIJO DE LOS ALAMOS      18-5-91

SONDEO N° 1

En el cuadro 2 se resumen las características de los suelos del sondeo no2 en El Cortijo de los Alamos

CUADRO 2

Características de los suelos  
Sondeo no2. El Cortijo de los Alamos

Sondeo	Suelo	H	N.F.	$\delta$	N
No 1	Limo	1.50	1.60	1.70	0.00
No 2	Limo	0.81	0.60	1.81	1.50
No 2	Arena	1.50	0.60	1.91	1.30

H = profundidad de la muestra en m  
 N.F. = nivel freático en m  
 $\delta$  = densidad húmeda o saturada tm/m<sup>3</sup>  
 N = número de golpes cada 30 cm

Los valores del cuadro 2 corresponden con limos muy sueltos y arenas uniformes muy sueltas (Terzaghi y Peck, 1969; Schultze y Simmer, 1967)



## II-2 SANTA CRUZ DEL COMERCIO

Santa Cruz del Comercio, antiguamente Santa Cruz de Alhama, está situada a orillas del río Alhama, en la carretera comarcal 335, un km río abajo del Cortijo de los Alamos.

Los suelos de las terrazas del río a su paso por Santa Cruz del Comercio, están formados por arenas y limos, con o sin gravas, y gravas.

### Ensayos de penetración

Se hizo el sondeo de penetración de la figura 22, el 10 de junio de 1991

El sondeo se efectuó en la margen derecha del río, a 25 m del puente actual, y a 4 m de la orilla.

Se determinaron las capas suelo siguientes:

La primera capa de medio metro de espesor, está formada por arenas limosas con alguna grava, con un S.P.T. de 20.

La segunda capa es limo arenoso, con 30 cm. de espesor y un S.P.T. de 5.3.

La tercera capa es arena con bastante grava, en un espesor de 1.30 m., y un S.P.T. de 34.2.

La capa siguiente es de arena fina algo arcillosa de 0.9 m de espesor, con un S.P.T. de 10.8.

Por último, se obtiene rechazo en una zona de gravas.

El nivel freático aparece a 0.90 m. de profundidad, con relación a la cota de boca del sondeo.

Se efectuó un sondeo con revestimiento, paralelo al anterior, para obtener muestras de la cuarta capa. Los datos obtenidos figuran en el cuadro 3.

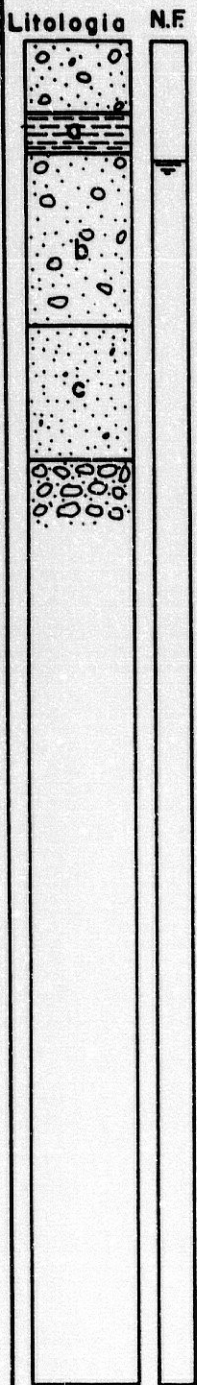
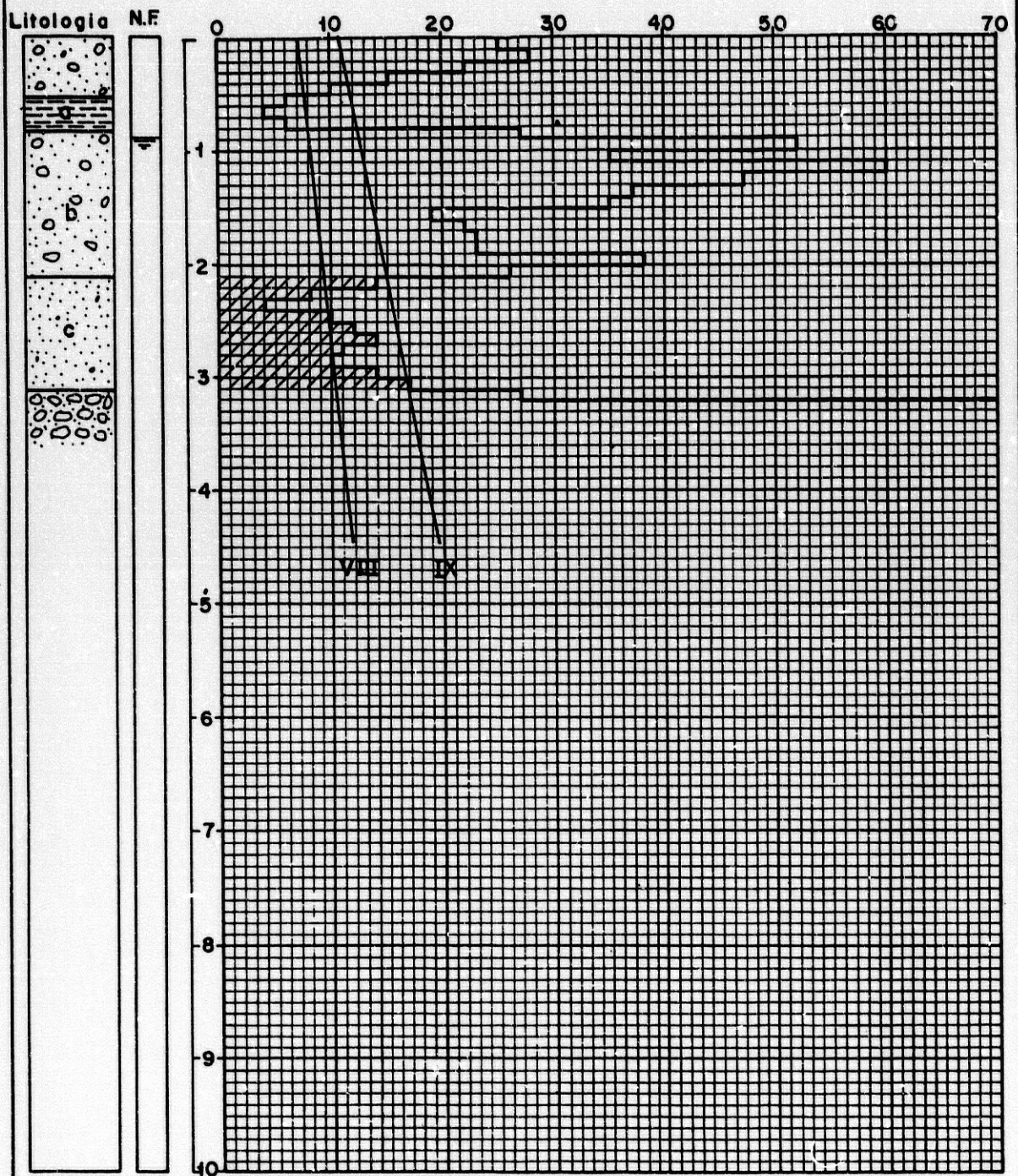
### CUADRO 3

Características de los suelos sondeo no 1  
Santa Cruz del Comercio

Sondeo	Suelo	H	N.F.	δ	N
No 1	Limo	0.70	0.90	1.80	5.3
No 1	Arena	2.50	0.90	1.92	10.8

FIGURA N° 22

TEST DE PENETRACION



SITUACION  
**SANTA CRUZ DEL COMERCIO** 10-6-91  
**SONDEO N° 1**

LEYENDA

ARENA	
ARENA-GRAVOSA	
GRAVA	
LIMO	

## II-3 DOS KM RIO ABAJO DE SANTA CRUZ DEL COMERCIO

Los suelos del río Alhama figura 23, dos kilómetros río abajo de Santa Cruz del Comercio, son similares a los encontrados en el Cortijo de los Alamos, y de Santa Cruz del Comercio.

### Ensayos de penetración

Se hizo un sondeo de penetración figura 24, el 10 de junio de 1991.

El sondeo se efectuó en la margen izquierda del río, a una distancia de 2 km. del puente actual, según se indica en el croquis de la figura 19.

Se determinaron las capas siguientes:

La primera capa de 30 cm de espesor, está formada por arenas-limosas con alguna grava, con un S.P.T de 7.3.

La segunda capa es un limo arenoso, de 70 cm. de espesor y un S.P.T. de 0.6.

La capa siguiente es arena con bastante grava, de 1.4 m de espesor y un S.P.T.a de 19 golpes.

La cuarta capa es de arena con 80 cm. de espesor y un S.P.T. de 11.9.

El ensayo de penetración continúa hasta los 5.80 m., en donde se obtiene el rechazo.

El nivel freático aparece a 0.60 m. de profundidad.

Los datos obtenidos figuran en el cuadro 4.

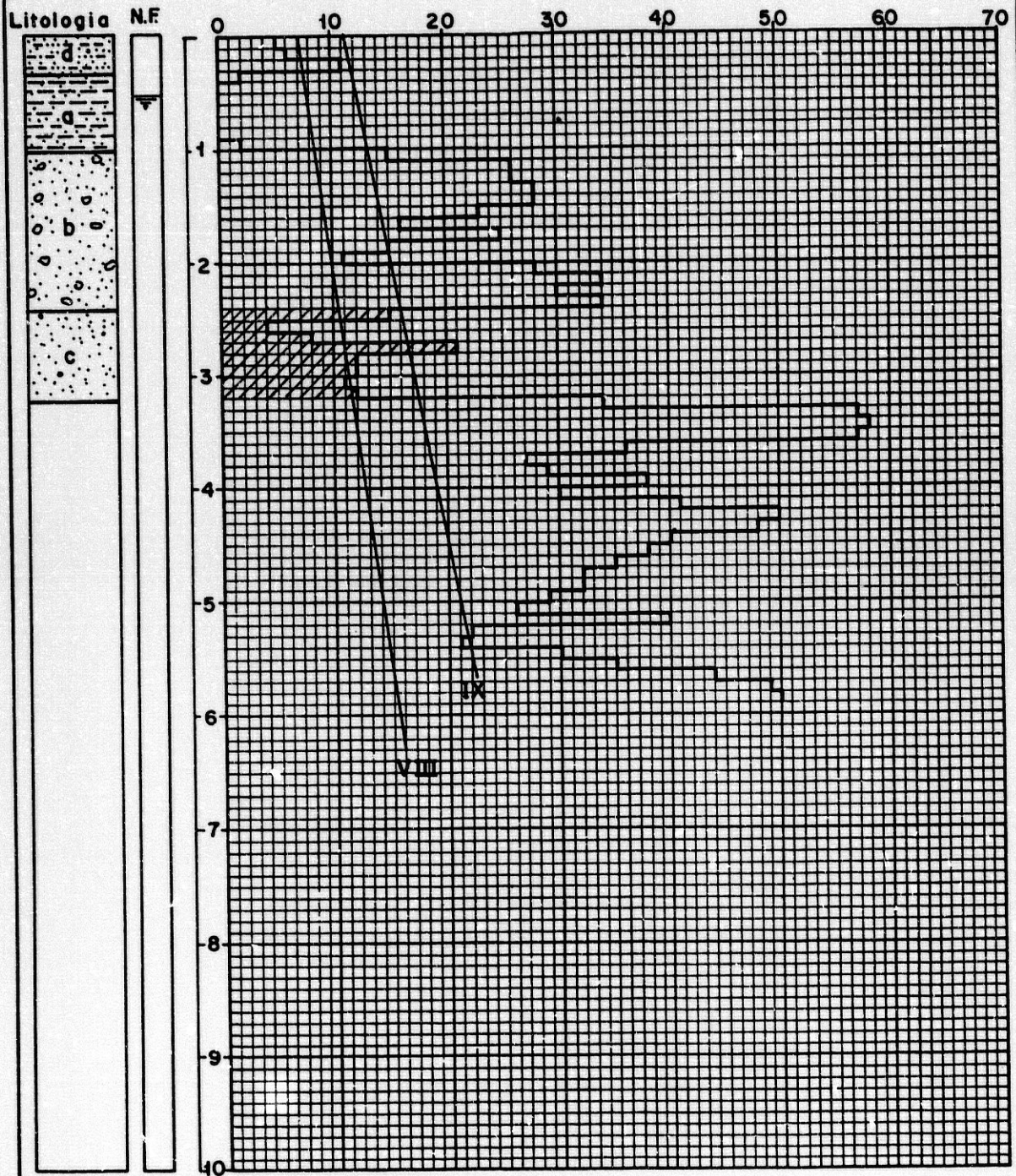
### CUADRO 4

Características de los suelos sondeo no 1  
Dos km río abajo de Santa Cruz del Comercio

Sondeo	Suelo	H	N.F.	δ	N
1	Limo	0.80	0.60	1.70	0.00
1	Arena	2.80	0.60	2.05	11.90

FIGURA N° 24

TEST DE PENETRACION



SITUACION

2 Km. RIO ABAJO DE STA. CRUZ DEL COMERCIO

SONDEO N°2

10-6-91

LEYENDA

ARENA



ARENA-LIMOSA



LIMO - ARENOSO



ARENA-GRAVOSA



## II-4 EL LLANO DE LAS DONAS

En el trabajo de López Arroyo et al (1980) se recoge la posibilidad de licuefacción, en las proximidades del Cortijo Mudapelo en el Llano de las Donas.

En la actualidad, existe un cortijo de construcción antigua, con ese nombre, situado sobre un promontorio calizo.

El Valle de las Donas, es un llanura limitada por las sierras de Alhama, Loja, Corda y Tejeda; foto 5. Los materiales de estas sierras son predominantemente calizos.

Durante el invierno, el agua aparece en diversas fuentes, foto 6, dando lugar a diversos arroyos. Estos arroyos drenan al Salar, tributario del Genil.

Existe desde muy antiguo un pozo poco profundo, fotos 7 y 8, cuya lámina de agua el 17 de mayo de 1991 coincidía con el nivel del terreno.

Durante el invierno, el agua es muy abundante. En la primavera y verano, desciende el nivel freático, a consecuencia del cambio de estación, y de la extracción del agua para riegos.

El suelo en los primeros metros está formado por alternancia de capas de arena, gravillas y gravas más o menos arcillosas.

Por tanto, en el Valle de las Donas, aparecen las características mínimas, exigidas a los terrenos potencialmente licuables: abundante agua y suelo con capas arenosas.

### Ensayos de penetración

Se perforaron dos sondeos el 19 de mayo de 1991, fotos 9 y 10.

Los sondeos se situaron en las cercanías de una fuente, según se indica en el croquis de la figura 25.

Se puede observar en las fotos obtenidas en invierno, la abundancia de agua y de arena.

El primer sondeo, produjo rechazo en el primer medio metro, según se indica en la figura 26.

El segundo sondeo se perforó muy próximo al primero, figura 27.

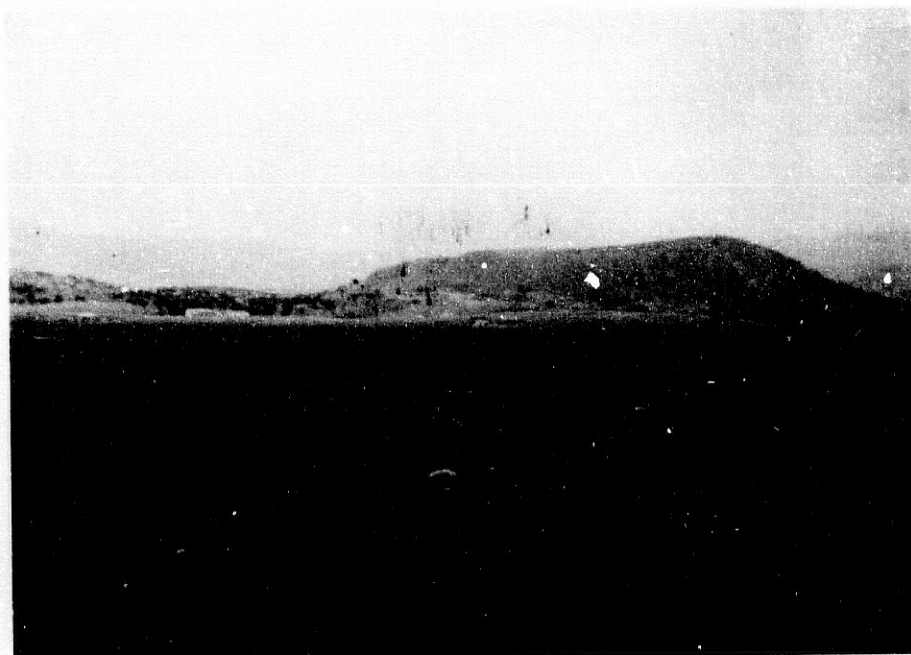
FOTOGRAFIA Nº 5



FOTOGRAFIA Nº 6



FOTOGRAFIA Nº 5



FOTOGRAFIA Nº 6



FOTOGRAFIA Nº 7



FOTOGRAFIA Nº 8





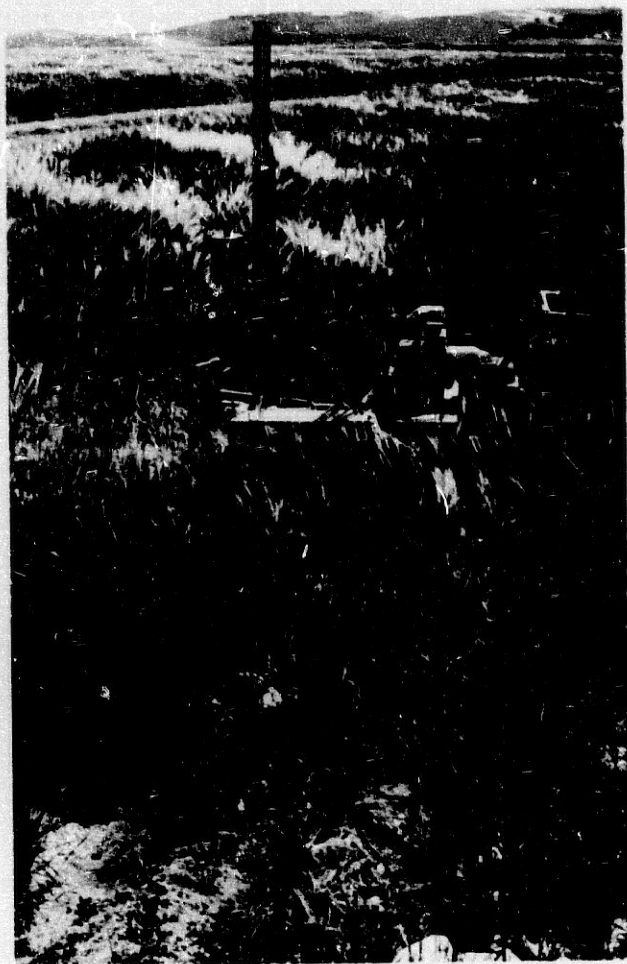
FOTOGRAFIA Nº 7



FOTOGRAFIA Nº 8



FOTOGRAFIA Nº 9



FOTOGRAFIA Nº 10



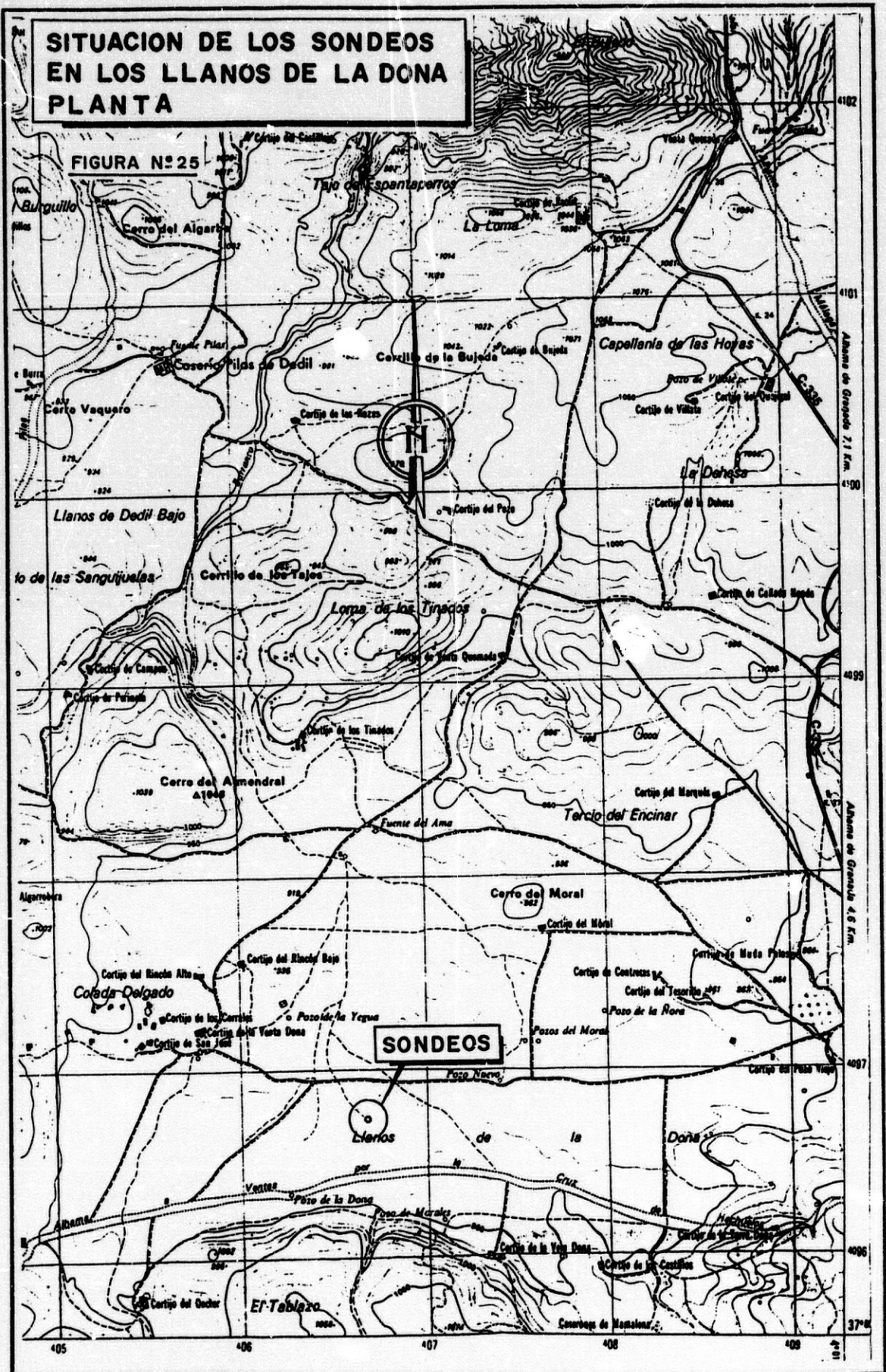
FOTOGRAFIA Nº 9

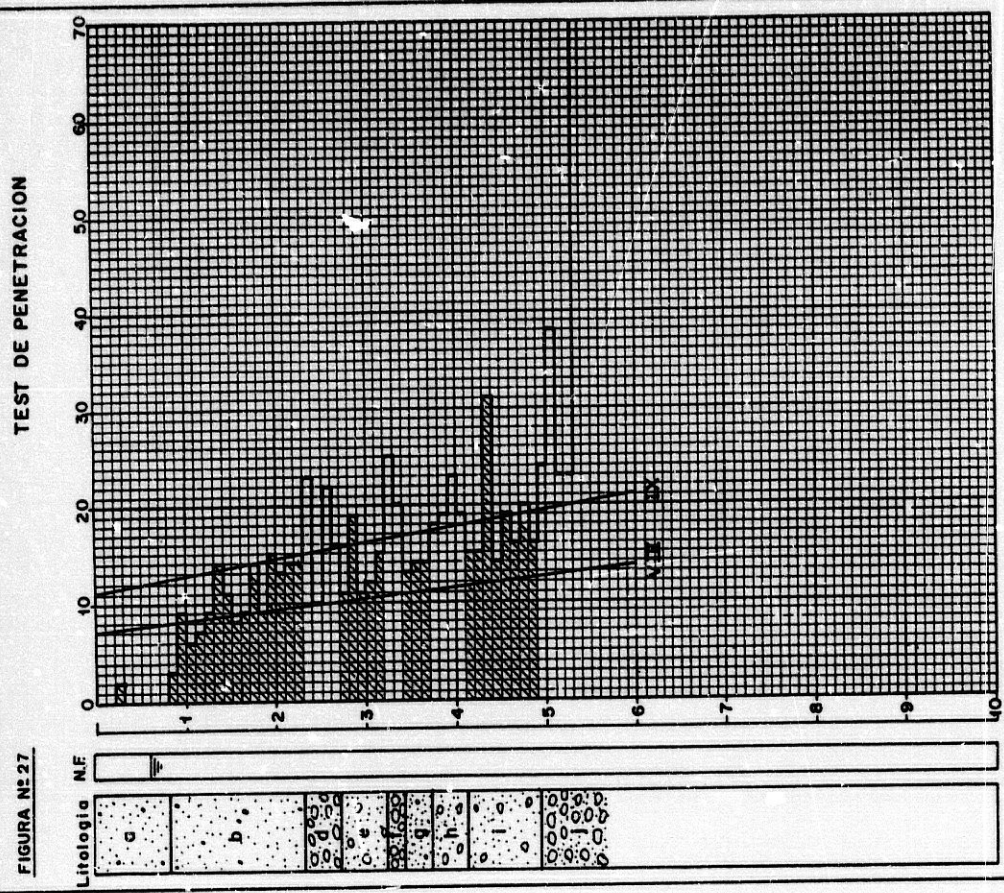


FOTOGRAFIA Nº 10



# SITUACION DE LOS SONDEOS EN LOS LLANOS DE LA DONA PLANTA





**LEYENDA**

ARENA

ARENA-GRANOSA

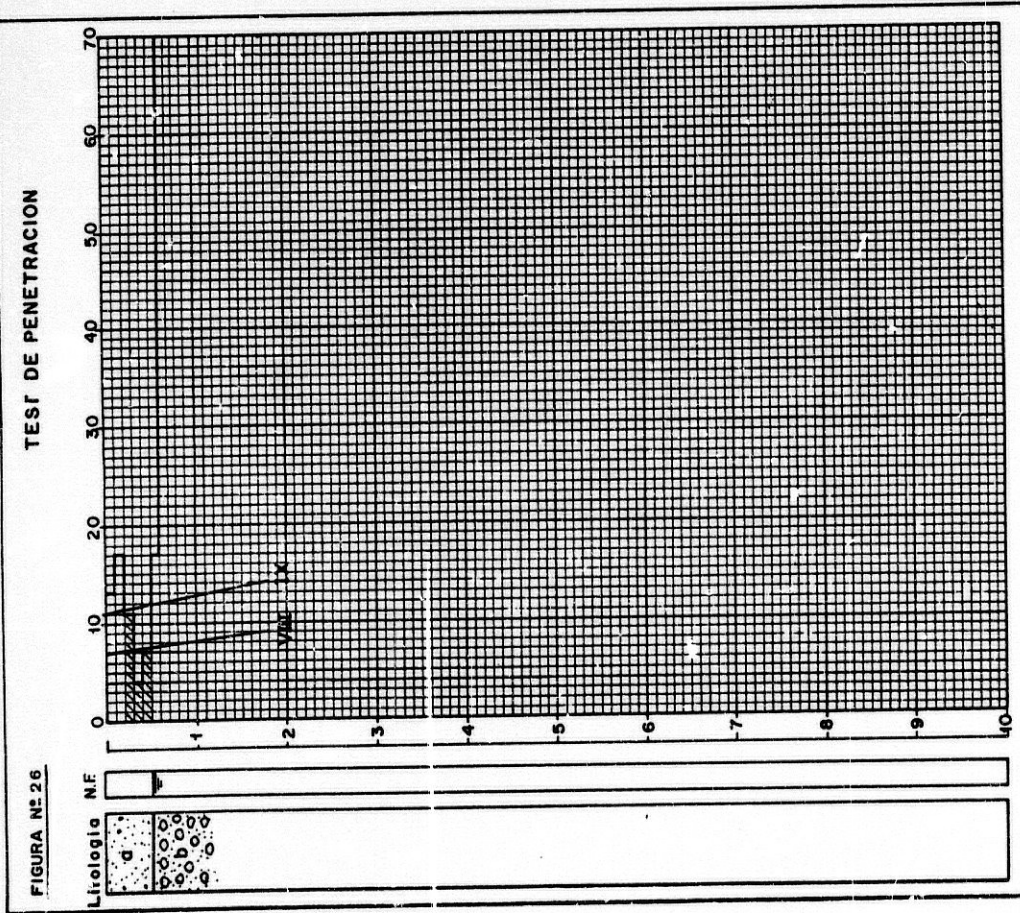
GRAVA - ARENOSA

**SITUACION**

VALLE DE LAS DONAS

19-5-91

SONDEO N° 2



**LEYENDA**

ARENA

GRAVA-ARENOSA

**SITUACION**

VALLE DE LAS DONAS

19-5-91

SONDEO N° 1

La primera capa a, está formada por 80 cm. de arena con un S.P.T de 0.25.

La capa siguiente b, es de arena de 1.5 m. de espesor, y un S.P.T. de 10.40.

La tercera capa d, tiene un espesor de 40 cm., y está formada por arenas con alguna grava. El S.P.T. es de 19.

La cuarta capa e, es arena con alguna grava, con un espesor de 50 cm, y un S.P.T. de 17.

La quinta capa f, son gravas con un espesor de 20 cm, y un S.P.T. 22.5.

La sexta capa g, es arena con un espesor de 30 cm., y un S.P.T. de 13.7.

La séptima capa h, está compuesta de gravas con un espesor de 40 cm, y un S.P.T. de 19.5.

La octava capa es de arena con alguna grava, de 80 cm. de espesor, y un S.P.T. de 18.2.

Por último se obtiene el rechazo a partir de los 4.80 m

El nivel freático, que fue medido con tubo piezométrico, se detectó a una profundidad de 0.60 m.

#### CUADRO 5

Características de los suelos sondeo no 2  
El Llano de las Donas

Sondeo	Suelo	H	N.F.	δ	N
2	Arena	1.50	0.60	1.90	10.4
2	Arena	2.90	0.60	1.99	13.6
2	Arena	3.70	0.60	2.00	13.7
2	Arena	4.50	0.60	2.00	18.2

## II-5 RIO BERMUZA

En el lugar que indican las fotos 11 y 12, estuvo el núcleo urbano de Rio Bermuza en 1884. El terremoto destruyó algunas casas y se produjo un deslizamiento en la zona conocida por el "fundidero" ( hundidero ), foto no 11 y figura 28.

### Ensayos de penetración

Se perforaron dos sondeos el 19 de mayo de 1991, fotos 13 y 14.

El sondeo no1 se perforó, en la segunda terraza del rio en la margen derecha.

El sondeo no2 se hizo, en la primera terraza del rio, a 1.5 m. de la orilla y a 7 m. del sondeo no2.

En la figura 29, correspondiente al sondeo No 1 se puede apreciar:

Una capa de arena de 1.5 m.

Inmediatamente después el rechazo.

No aparece el nivel freático.

De la figura 30, correspondiente al sondeo No2 se deduce:

La primera capa a, es de arena con un espesor de 1 m. y 3.3 golpes.

La segunda capa b, es de arenas con gravas; de 60 cm. de espesor y un S.P.T. de 26.7.

La tercera capa c, es arena con un espesor de 60 cm y un S.P.T. de 6.3 golpes.

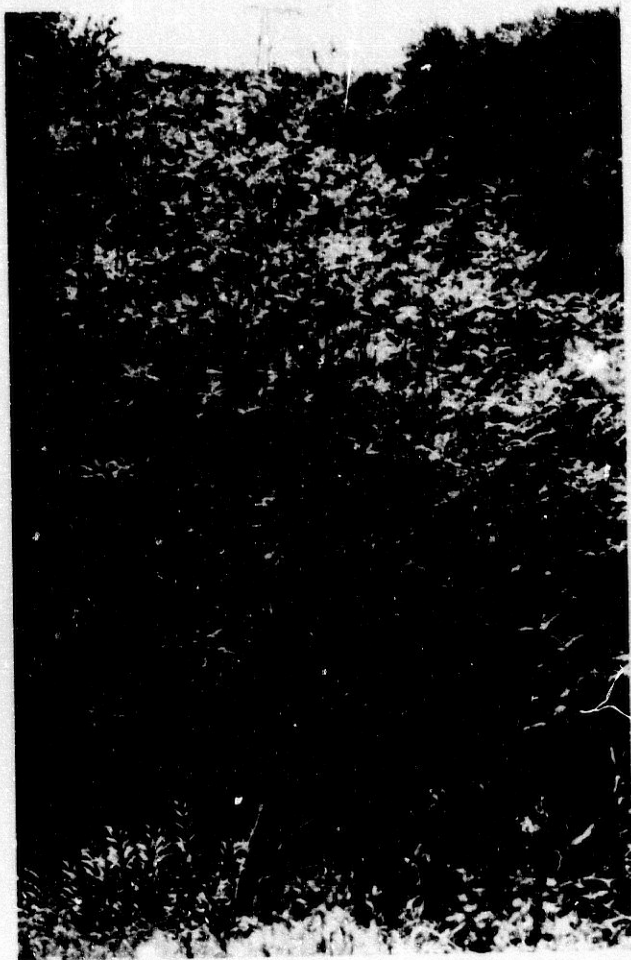
Se puede observar, en las fotos 14 y 15, la arena fina uniforme de la capa c. Este tipo de arena, se encuentra en todas las terrazas del rio.

### CUADRO 6

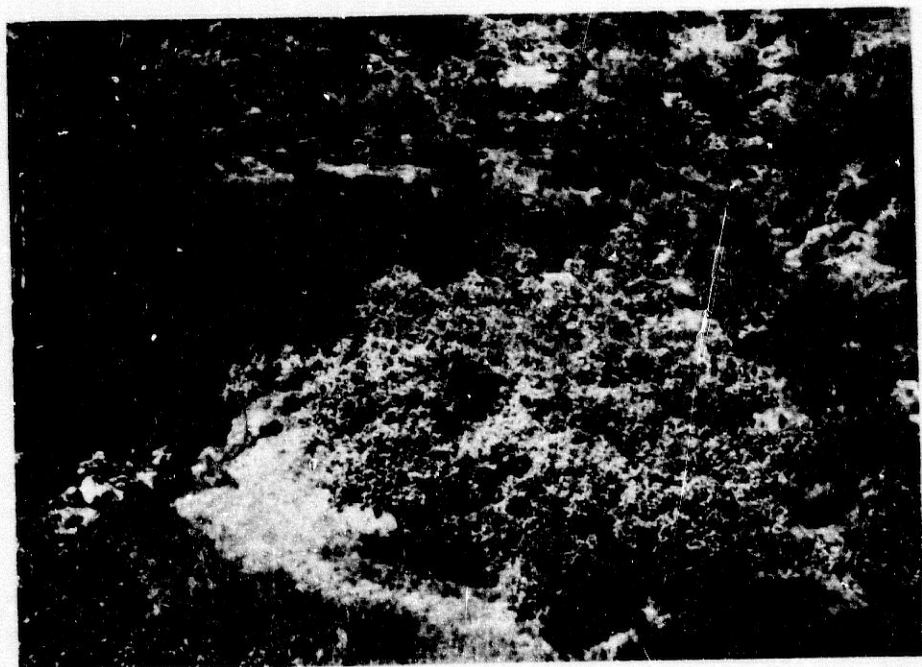
Características de los suelos sondeo no 2  
Rio Bermuza

Sondeo	Suelo	H	N.F.	δ
2	Arena	2.00	1.20	1.90

FOTOGRAFIA Nº 11



FOTOGRAFIA Nº 12





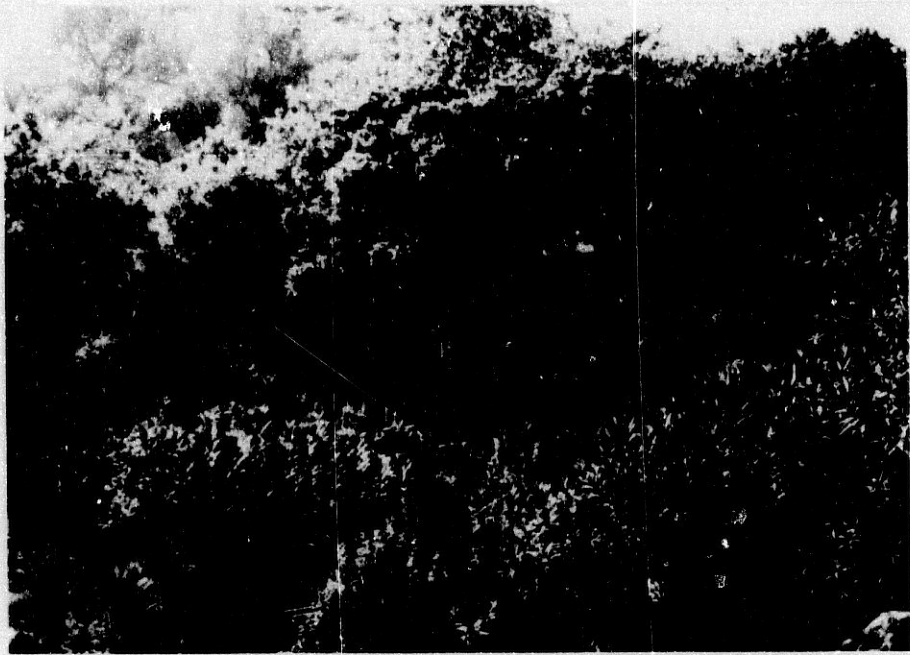
FOTOGRAFIA Nº 11



FOTOGRAFIA Nº 12



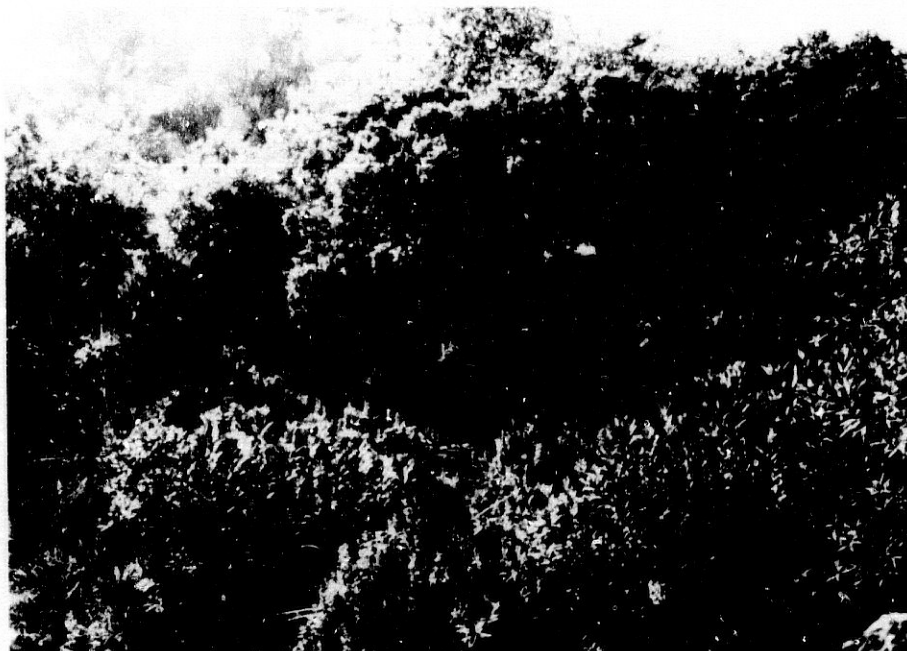
FOTOGRAFIA Nº 13



FOTOGRAFIA Nº 14



FOTOGRAFIA Nº 13



FOTOGRAFIA Nº 14



FOTOGRAFIA Nº 15



FOTOGRAFIA Nº 15

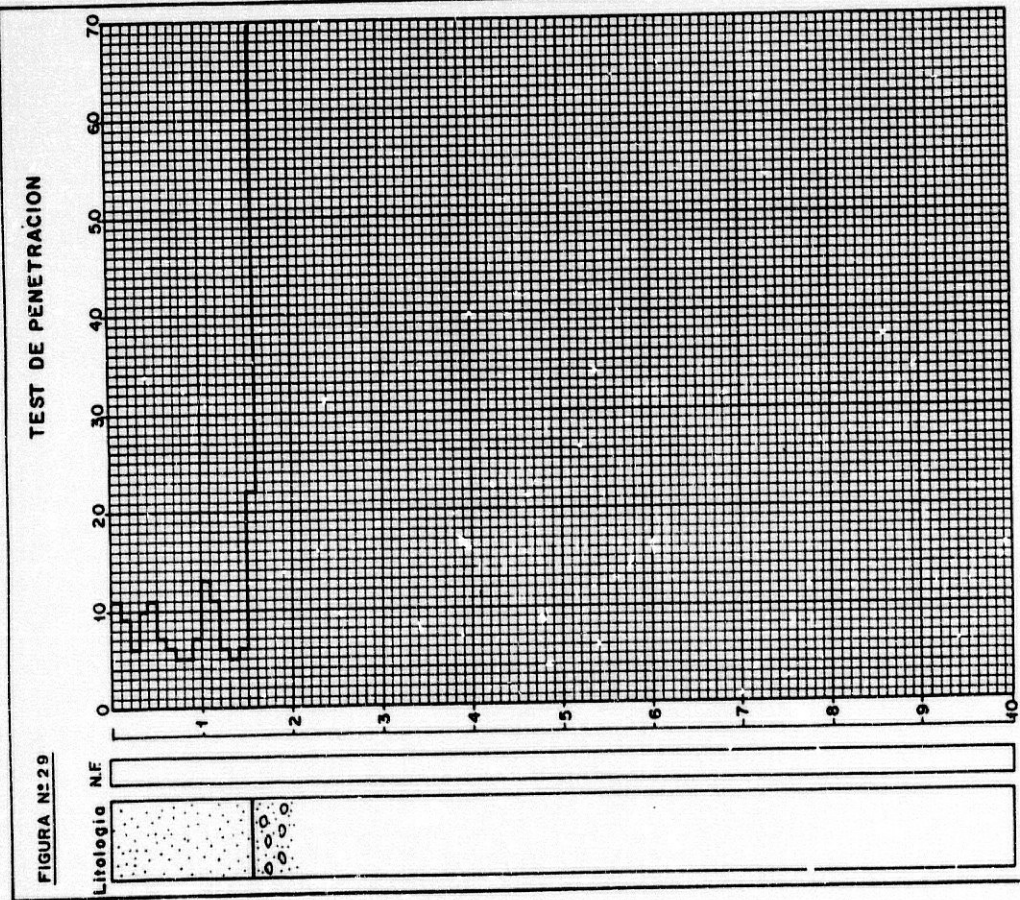


# SITUACION DE LOS SONDEOS EN EL RIO BERMUZA

FIGURA N° 28



FIGURA N° 29



LEYENDA

ARENA

ARENA-GRAVOSA

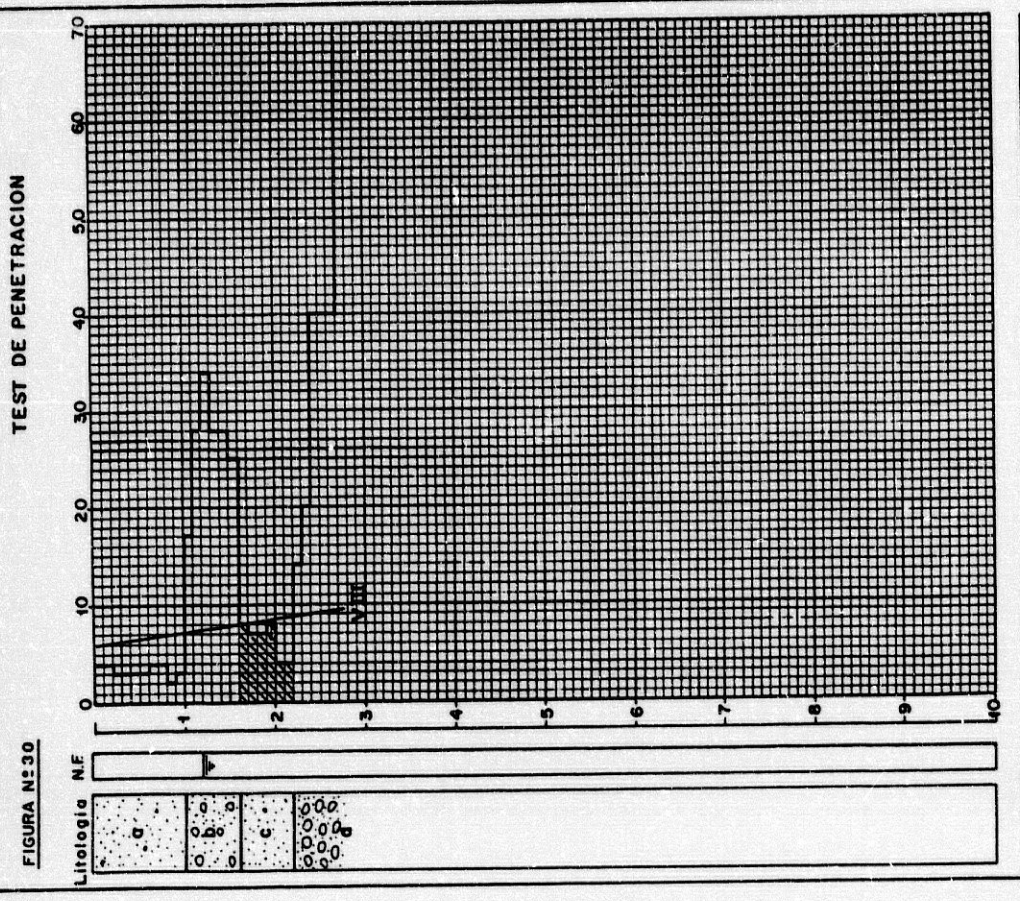
SITUACION

RIO BERMUZA

19-5-91

SONDEO N° 1

FIGURA N° 30



LEYENDA

ARENA

ARENA-GRAVOSA

GRAVA-ARENOSA

SITUACION

RIO BERMUZA

19-5-91

SONDEO N° 2

## CAPITULO III

### DISCUSION DE LOS RESULTADOS

#### III-1 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION

Para comprobar la resistencia a la licuefacción (potencial de licuefacción), en cada uno de los lugares ensayados, se utiliza el valor crítico del S.P.T.,  $N_{crit}$ , que separa los estados de licuefacción y no licuefacción.

##### El Cortijo de lo Alamos

La posibilidad de licuefacción de cada una de las capas de suelo, en el Cortijo de los Alamos, se evalúa determinando el  $N_{crit}$ :

$$N_{crit} = N*[1+0.125*(d_s-3)-0.05*(d_w-2)]$$

Del mapa de isosistas del anejo no 1, se deduce una intensidad de IX para el Cortijo de los Alamos.

Aplicando la fórmula precedente al sondeo No 2 se obtiene la siguiente expresión:

$$N_{crit} = 11.12 + 2*d_s$$

Esta ecuación que da el valor del S.P.T. crítico en función de la profundidad, se dibujó sobre el gráfico de penetración dinámica del sondeo No 2., de la figura 21.

Como se puede ver, todos los valores del S.P.T. de las capas ensayadas del sondeo, son notablemente inferiores al valor de  $N_{crit}$ , salvo la capa f, y la última capa en la que se obtuvo rechazo.

Como consecuencia, las capas e, a, b, c y d son potencialmente licuables por un terremoto de intensidad IX .

Sobre el mismo gráfico se dibujó la recta que representa  $N_{crit}$  para intensidad VIII:

$$N_{crit} = 6.95 + 1.25*d_s$$



Del gráfico se deduce que la intensidad VIII, también causa la licuefacción en las mismas capas salvo en la capa d.

Como resultado de las observaciones de campo descritas, se puede confirmar la existencia de la licuefacción en El Cortijo de los Alamos, durante el terremoto de 25 de diciembre de 1884.

Este resultado coincide con los estudios de López Arroyo, Martín Martín, y Mezcu Rodríguez (1980).

### Santa Cruz del Comercio

El valor de la intensidad asignada a Santa Cruz del Comercio es IX. Para esta intensidad y profundidad de la capa freática se obtiene el S.P.T. crítico siguiente:

$$N_{crit} = 10.88 + 2*d_s$$

Esta ecuación, que da el valor del S.P.T. crítico, en función de la profundidad, se dibujó sobre el gráfico de penetración dinámica del sondeo No 1, figura 22.

Se puede ver que el valor del S.P.T., de la capa c es inferior al crítico.

Como resultado se deduce que la capa c presenta licuefacción ante un terremoto de intensidad IX.

Este resultado corrobora los estudios de López Arroyo et al (1980)

Sobre el mismo gráfico, se dibujó la recta que da  $N_{crit}$  para una intensidad de VIII:

$$N_{crit} = 6.80 + 1.25*d_s$$

Los valores de  $N_{crit}$  son inferiores a los valores del S.P.T. En consecuencia no existe licuefacción para intensidad VIII.

### Dos km rio abajo de Santa Cruz del Comercio

La intensidad se tomó igual a VIII, correspondiendo un S.P.T. crítico de:

$$N_{crit} = 6.95 + 1.25*d_s$$

Del gráfico de penetración del sondeo, figura 23, se deduce que la capa de arena c tiene un valor del S.P.T. = 11.9, superior al  $N_{crit}$ .

Por tanto NO se produce licuefacción de esta capa.

El limo de la capa a tampoco presenta licuefacción, al ser  $0.6+7.5=8.1$  superior a  $N_{crit}$ .

Por otra parte ambas capas son licuables por un terremoto de intensidad IX, que no se dio en ese lugar

### III-1.4 El Llano de las Donas

Con una intensidad IX y el valor del nivel freático del sondeo No 2 se obtiene el  $N_{crit}$ :

$$N_{crit} = 11.12 + 2*d_s$$

Esta ecuación, que da el valor del S.P.T. crítico en función de la profundidad, se dibujó sobre el gráfico de penetración dinámica del sondeo No 2. De la figura no 27 se deduce la posibilidad de licuefacción de todas las capas de arena, al ser  $N_{crit}$  superior al del S.P.T. en todas ellas.

Este resultado corrobora los estudios de López Arroyo et al (1980)

### III-1.5 Rio Bermuza

Con una intensidad VIII y el valor de la profundidad del nivel freático del sondeo No 2 se obtiene el  $N_{crit}$ :

$$N_{crit} = 5.85 + 1.25*d_s$$

Esta ecuación se dibujó sobre el gráfico de penetración dinámica del sondeo No 2., figura no 30.

De la figura anterior se deduce la posibilidad de licuefacción del suelo en las márgenes del río Bermuza, durante el terremoto de 25 de diciembre de 1884.

Resultado que corrobora los estudios de López Arroyo et al (1980)

### III-2 RAZON DE TENSIONES CICLICA Y ACELERACION MINIMA

Para obtener la razón de tensiones cíclica y la aceleración mínima correspondiente, causantes de la licuefacción en un emplazamiento, es necesario conocer el valor de la magnitud del terremoto.

#### La magnitud del terremoto

Muñoz y Udias (1991) sitúan la magnitud del terremoto de 25 de diciembre de 1884 entre 6.5 y 6.7. A su vez el Instituto Geográfico Nacional (1989) asigna un valor a la magnitud de 6.7.

Se pueden complementar los valores anteriores, con otros obtenidos de diversas correlaciones:

De la figura 11 (Bell, Roy y Hoffmann, 1978) se obtiene para una intensidad IX un valor de la magnitud entre 6.4 y 7.4.

De la figura 12 (Sibol, Bollinger, y Birch, 1987), se deduce un valor de la magnitud  $m_b$  de 6.2 para la misma intensidad.

Por otro lado Campbell (1981) define la magnitud  $M$ , como la magnitud correspondiente a las ondas superficie  $M_s$ , cuando  $M_s$  y  $M_l$  (magnitud local) son mayores de 6; y por  $M_l$  cuando ambas son menores de 6. El uso de  $M_s$  para los grandes acontecimientos, está justificado por la tendencia a la saturación entre los valores de  $M_l$  y  $m_b$  que se observa en la figura 13.

Por consiguiente, tomando el valor de la Magnitud Momento (que define el tamaño del terremoto) que corresponde a  $m_b = 6.2$ , se obtiene de la figura 13 un valor de la magnitud próximo a 6.8.

Teniendo en cuenta que la estimación de la magnitud propuesta por Muñoz y Udias es inferior al resto de las estimaciones (I.G.N., Bell et al y Campbell), se toma en este trabajo el valor superior del rango definido por Muñoz y Udias, 6.7.

La diferencia entre la distancia epicentral obtenida para  $M=6.7$ , respecto de la obtenida para el valor medio de los propuestos por Muñoz y Udias, 6.6, es inferior al 8 %. Desviación que no influye significativamente en los resultados de este trabajo.

### Razón cíclica de tensiones y aceleración mínima

Siguiendo el procedimiento simplificado de evaluación del potencial de licuefacción, se preparó el cuadro 7 en el que figuran todas las capas de los sondeos a estudiar, con los valores mínimos de la razón cíclica de tensiones, y de la aceleración, que causan la licuefacción de la capa una de ellas.

El valor de la densidad de arenas y limos, cuyas muestras resultaron representativas, se toman de los cuadros 2, 3, 4, 5, 6. La densidad del resto de las capas se tomó anejo no 2.

CUADRO 7

### Razón cíclica de tensiones y aceleración mínima

Capa	H	$\sigma$	$\sigma'$	N	$C_N$	$N_1$	$\tau/\sigma'$	$a_{min}$
<b>Sondeo no2 El Cortijo de los Alamos</b>								
e	0.7	1.19	1.09	1.5	2.15	10.73	0.13	0.20
a	1.0	1.74	1.34	6.0	2.09	12.54	0.16	0.19
b	1.4	2.39	1.59	1.3	1.99	2.59	0.04	0.04
c	2.3	4.24	2.54	1.0	1.74	1.74	0.02	0.02
d	2.7	5.02	2.92	12.8	1.67	21.38	.25	0.23
<b>Sondeo no1 Santa Cruz del Comercio</b>								
c	2.5	5.08	3.43	10.8	1.58	17.00	0.20	0.21
<b>Dos km rio abajo de Santa Cruz del Comercio</b>								
a	0.8	1.42	1.22	0.6	2.15	8.80	0.10	0.13
c	2.8	5.50	3.30	11.9	1.60	19.00	0.23	0.22
<b>El Llano de las Donas</b>								
a	0.7	1.19	1.09	0.2	2.2	0.40	0.01	0.01
b	1.5	2.78	1.88	10.4	1.9	19.80	0.24	0.25
e	2.9	5.05	2.70	13.6	1.7	23.00	0.27	0.23
g	3.5	6.25	3.30	13.7	1.6	22.00	0.26	0.22
i	4.5	8.15	4.25	18.2	1.5	26.60	0.31	0.26
<b>Rio Bermuza</b>								
c	1.9	4.04	3.34	6.3	1.9	10.00	0.12	0.15

- H = profundidad en metros del punto medio de la capa  
 $\sigma$  = presión total en  $tm/m^2$  a la profundidad H  
 $\sigma'$  = presión efectiva en  $tm/m^2$  a la profundidad H.  
N = S.P.T. medio de la capa  
 $C_N$  = coeficiente de normalización de S.P.T  
 $N_1$  = S.P.T. normalizado a 1 ton por pie cuadrado  
 $\tau/\sigma'$  = razón cíclica de tensiones a la profundidad H.  
 $a_{min}$  = aceleración mínima en unidades de g

### El Cortijo de los Alamos

Del cuadro 7 se deduce que la aceleración que causa la licuefacción, varía desde un valor de 0.02g en la capa c a 0.23g en la d.

La aceleración mínima que produce la licuefacción en el lugar del sondeo, será la máxima de los valores mínimos, de la capa más profunda. En este caso el valor es 0.23g.

Una vez comprobada la licuefacción, el valor mínimo de la aceleración que la produce es 0.23g.

De todas maneras, es necesario comprobar que la aceleración pico esperada en el sitio, debida a un terremoto de intensidad IX es superior a 0.23g.

En efecto, los valores de la aceleración esperados, utilizando trece correlaciones entre intensidad y aceleración, son superiores a 0.23g o muy próximas a ese valor, según se recoge en el anejo 3.

### Santa Cruz del Comercio

La aceleración mínima que causa la licuefacción es 0.21g, inferior al valor esperado para la intensidad IX.

### Dos km rio abajo de Santa Cruz del Comercio

En este caso NO se produce licuefacción del suelo para la intensidad VIII, aunque sí la habría para intensidad IX.

### El llano de las Donas

La aceleración que produce la licuefacción es 0.26g, inferior al valor esperado para la intensidad IX.

### Rio Bermuza

La aceleración mínima que produce la licuefacción 0.15g, inferior al valor esperado para la intensidad VIII.

### III-3 DETERMINACION DE LA ZONA DE LOCALIZACION EPICENTRAL

Conocida la aceleración mínima que produce la licuefacción, y la aceleración máxima esperada en el emplazamiento, se determina la posible "zona de localización epicentral".

La zona de localización del epicentro está delimitada por dos bordes, a saber:

El borde externo (distancia epicentral máxima) se obtiene sustituyendo en la curva de atenuación aceleración-distancia, el valor de la aceleración mínima. El borde interno (distancia epicentral mínima), se obtiene al sustituir la aceleración esperada en el lugar para la intensidad sentida.

#### Borde externo de la zona de localización epicentral

Conocida la aceleración mínima que produce la licuefacción, es posible determinar un borde de la zona de localización epicentral.

Para ello se asimila el terreno a un sólido homogéneo e isótropo. Se traza una circunferencia, con centro en la implantación elegida, y radio la distancia que se obtiene, al sustituir en las curvas de Campbell (1981) y Fukushima y Tanaka (1990), el valor de la aceleración mínima.

En ambos casos se consideró un suelo tipo medio, al que corresponde un coeficiente de corrección de 1.

Para pasar del valor medio dado por las curvas, al máximo de las dos componentes horizontales, se multiplica el valor medio por 1.13 (Boore et al., 1980).

Sustituyendo en las curvas de Fukushima y Tanaka, y Campbell,

$$\log A = 0.41 * M_s - \log(R + 0.032 * 10^{0.41 M_s}) - 0.0034 * R + 1.3$$

$$\bar{A} = 0.0185 * \exp(1.28 * M_1) * [R + 0.147 * \exp(0.732 + M_1)]^{-1.75}$$

el valor medio  $\bar{A}$  que corresponde a la aceleración mínima en cada uno de los puntos, se obtiene la

distancia máxima, del epicentro al punto considerado que el cuadro no 8:

**CUADRO No 8**

**Radio del borde externo (km) de la "zona de localización del epicentro"**

Situación del sondeo	a <sub>min</sub>	Máxima distancia epicentral	
		Fukushima	Campbell
El Cortijo de los Alamos	0.23g	28.0	14.6
Santa Cruz del Comercio	0.21g	30.0	16.3
El Llano de las Donas	0.26g	23.5	12.0
Rio Bermuza	0.15g	43.0	24.0

El epicentro está en el área común de círculos, de centro cada uno de los sondeos (El Cortijo de los Alamos, Santa Cruz del Comercio, et.) y radio los valores de las columnas tercera y cuarta del cuadro 8.

En las figuras 31 y 32 están dibujadas las circunferencias anteriores.

**Borde interno de la zona de localización epicentral**

La zona de localización epicentral queda fuera del círculo, de centro el lugar de estudio y radio la distancia epicentral, que se obtiene al sustituir en la ecuación de atenuación aceleración-distancia, la aceleración esperada en el sitio para intensidad sentida.

La aceleración máxima se estimó de las correlaciones intensidad aceleración del anejo 3.

Para la intensidad IX se eliminaron los valores de la aceleración siguientes:

0.50g de Trifunac y Brady (Murphy y O'Brien, 1977) frente a 0.33g de Murphy y O'Brien, por considerar el ajuste de Murphy y O'Brien, con una muestra de 1465 datos mejor, sobre todo para intensidades altas, que el de Trifunac y Brady, con una muestra de 187 datos. Los inferiores a 0.26g al tener en cuenta, que al menos se dio este valor en el Llano de las Donas.



Por tanto, se estimó una aceleración para intensidad IX, variando dentro del rango:

0.30g - 0.40g

Para intensidad VIII se estimó un valor de la aceleración:

0.25g - 0.30g

Sustituyendo en las curvas de Fukushima, y de Campbell, los valores extremos de la aceleración para intensidad IX y VIII, se obtiene el rango de la mínima distancia en km del epicentro al punto considerado:

#### CUADRO No 9

Radio del borde interno (km) de la "zona de localización del epicentro"

Situación del sondeo	Máxima distancia epicentral	
	Fukushima	Campbell
El Cortijo de los Alamos	5.0- 9.2	4.6- 6.7
Santa Cruz del Comercio	5.0- 9.2	4.6- 6.7
El Llano de las Donas	5.0- 9.2	4.6- 6.7
Rio Bermuza	9.2-25.0	6.7-12.7

Las figuras 33 y 34 muestran las circunferencias con centro cada uno de los sondeos y radios los obtenidos anteriormente

#### Zona de localización epicentral

En las figuras 35 y 36 se representa rayada la zona de localización epicentral, para las curvas de Fukushima & Tanaka y Campbell .

Se puede observar como la curva de Campbell ajusta mejor el área epicentral.

Por otra parte, los epicentros propuestos por Muñoz y Mezcua (1980, 1991),  $36^{\circ} 95' N$ ,  $3^{\circ} 98' W$ , y  $36^{\circ} 57' N$ ,  $3^{\circ} 59' W$ , están en el área común de los círculos, que limitan el borde externo y el interno de la zona epicentral, figura 36.

Por su parte, la Comisión Italiana sitúa el epicentro en un punto a mitad de camino entre Ventas de Zafarraya y Arenas del Rey dentro del área triangular formada por Ventas de Zafarraya, Alhama de Granada y Játar.

Ambos hechos suponen un contraste favorable de la metodología desarrollada, cuando se utiliza la curva de atenuación de Campbell (1981).

### III-4 DETERMINACION DEL HIPOCENTRO

La profundidad del foco sísmico se puede determinar utilizando criterios de licuefacción, que tengan en cuenta la disipación de la energía desde el foco sísmico al lugar de estudio.

Los criterios utilizados son:

- 1) Criterio de licuefacción de Yegian-Whitman
- 2) Criterio de licuefacción de la Energía

#### Criterio de Yegian-Whitman

Las variables a considerar se refieren a la capa que lidera la licuefacción.

Entrando en la figura 16 con el valor  $N'$ , deducido de la expresión (16), se determina el valor  $S_c$  que da licuefacción.

El valor de la distancia hipocentral  $R'$  se obtiene de la expresión (15).

Así por ejemplo, para el Cortijo de los Alamos los valores a considerar son los de la capa  $d$ , que lidera la licuefacción siguientes:

$$\begin{aligned} a_{min} &= 0.23g \\ N &= 12.8 \text{ golpes/pie} \\ \sigma' &= 4.15 \text{ libras/pulgada}^2 \\ H &= 9 \text{ pies} \end{aligned}$$

Con estos datos se deduce de la expresión (16) el valor de  $N'$ :

$$N' = 45.33$$

Entrando con este valor en la figura 16 se deduce el valor del parámetro  $S_c$ :

$$S_c = 3.5$$

De la expresión (15) se obtiene la distancia hipocentral 3.47 km.

Valor discordante con los datos de estudios precedentes. Esto se puede explicar dado que el valor de  $N'$ , 45.33, está en la zona de no utilización de la curva.

Procediendo de idéntica manera para resto de las localizaciones, se obtienen valores de  $N'$

superiores a 31, y distancias hipocentrales muy desajustadas.

### Criterio energético

En este caso, la condición de licuefacción, en función de la magnitud y el S.P.T. normalizado  $N_1$ , viene expresada por la desigualdad (17).

Sustituyendo en (17) el valor de  $N_1$ , correspondiente a la capa que lidera la licuefacción, se obtiene el valor que puede alcanzar la distancia hipocentral:

	Distancia hipocentral (km)
Cortijo de los Alamos	$\leq 10.5$
Santa Cruz del Comercio	$\leq 19.4$
Llano de las Donas	$\leq 16.0$
Rio Bermuza	$\leq 39.4$

Considerando que el epicentro propuesto por Muñoz y Udías es el correcto, se obtienen los siguientes valores de la profundidad del hipocentro.

Cortijo de los Alamos	$\leq 5$ km
Santa Cruz del Comercio	$\leq 14$ km
Llano de las Donas	$\leq 14$ km
Rio Bermuza	$\leq 36$ km

La media y la desviación típica de los valores anteriores son 17 y 12 km.

Los valores encontrados se ajustan a los propuestos por Terramelli y Mercalli, 12.3 km, Muñoz y Udías (1980), por Muñoz y Udías (1991) de 10 a 20 km., y el Instituto Geográfico Nacional (1989) 15 km.

### III-5 POTENCIAL DE LICUEFACCION

Por último se elaboran dos gráficos, que dan el potencial de licuefacción en función de la intensidad. Las variables ( $N_1$ ,  $\tau/\sigma'$ ) y ( $N_1$ ,  $a_{min}$ ) se deducen de los datos de los sondeos, que figuran en el cuadro no 10, y de los obtenidos en los terremotos de Long Beach (1933), San Francisco (1957), Niigata (1964), San Fernando (1971), Guatemala (1976), y Miyagiken-Oki (1978), según el trabajo de Seed (1984).

CUADRO 10

Relación I(MM) -  $N_1$  -  $a_{min}$  -  $\tau/\sigma'$   
Que causa o no la licuefacción

I(MM)	$N_1$	$a_{min}$	$\tau/\sigma'$	Licuefacción
El Cortijo de los Alamos				
IX	10.73	0.20	0.13	Si
VIII	10.73	0.20	0.13	Si
IX	12.54	0.19	0.16	Si
VIII	12.54	0.19	0.16	Si
IX	21.38	0.23	0.25	Si
VIII	21.38	0.23	0.25	No
IX	6.95	0.09	0.08	Si
VIII	6.95	0.09	0.08	Si
IX	16.33	0.17	0.19	Si
VIII	16.33	0.17	0.19	Si
Santa Cruz del Comercio				
IX	17.00	0.21	0.20	Si
VIII	17.00	0.21	0.20	No
Dos km rio abajo de Santa Cruz del Comercio				
IX	8.80	0.13	0.10	Si
VIII	8.80	0.13	0.10	No
IX	19.00	0.22	0.23	Si
VIII	19.00	0.22	0.23	No
Llano de las Donas				
IX	19.80	0.25	0.24	Si
VIII	19.80	0.25	0.24	No
IX	23.00	0.23	0.27	Si
VIII	23.00	0.23	0.27	No
IX	22.00	0.22	0.26	Si
VIII	22.00	0.22	0.26	No
IX	26.60	0.26	0.31	Si
VIII	26.60	0.26	0.31	No
Rio Bermuza				
VIII	10.0	0.15	0.12	Si

### Gráficos de evaluación del potencial de licuefacción

Las figuras 37 y 38 muestran dos cartas para la evaluación del potencial de licuefacción, en función de la intensidad Mercalli Modificada.

Un punto del plano, representado por el par de valores  $(N_1, \tau/\sigma')$  o  $(N_1, a_{min})$ , que esté situado, a la izquierda de la línea frontera, definida por la intensidad VII, pertenece a una capa de arena potencialmente licuable, por un terremoto cuya Intensidad Mercalli Modificada sea igual o superior a VII.

Un punto comprendido entre las curvas VII Y VIII, pertenece a una capa de arena que no presenta resistencia a la licuefacción, ante un terremoto cuya I(MM) sea al menos VIII.

De idéntica manera, un punto situado a la derecha de la línea IX, representa una capa de arena potencialmente licuable por un terremoto de I(MM) igual o mayor de IX.

Ajustando los puntos "mal clasificados", siguiendo el procedimiento explicado, a la curva exponencial elegida, se obtienen las siguientes expresiones para las curvas frontera:

$$\begin{array}{ll} \text{VII} \leq I(\text{MM}) \leq \text{VIII} & \tau/\sigma' = 10^{-15} * \exp[4.318607 * N_1] \\ \text{VIII} \leq I(\text{MM}) \leq \text{IX} & \tau/\sigma' = 0.04 * \exp[0.105668 * N_1] \\ \text{VII} \leq I(\text{MM}) \leq \text{VIII} & a_{min} = 10^{-15} * \exp[2.75551 * N_1] \\ \text{VIII} \leq I(\text{MM}) < \text{IX} & a_{min} = 0.0386 * \exp[0.1189 * N_1] \end{array} \quad (17)$$

FIGURA N° 37

# POTENCIAL DE LICUEFACCION DE ARENAS

## Razón cíclica de tensiones - I(MM)

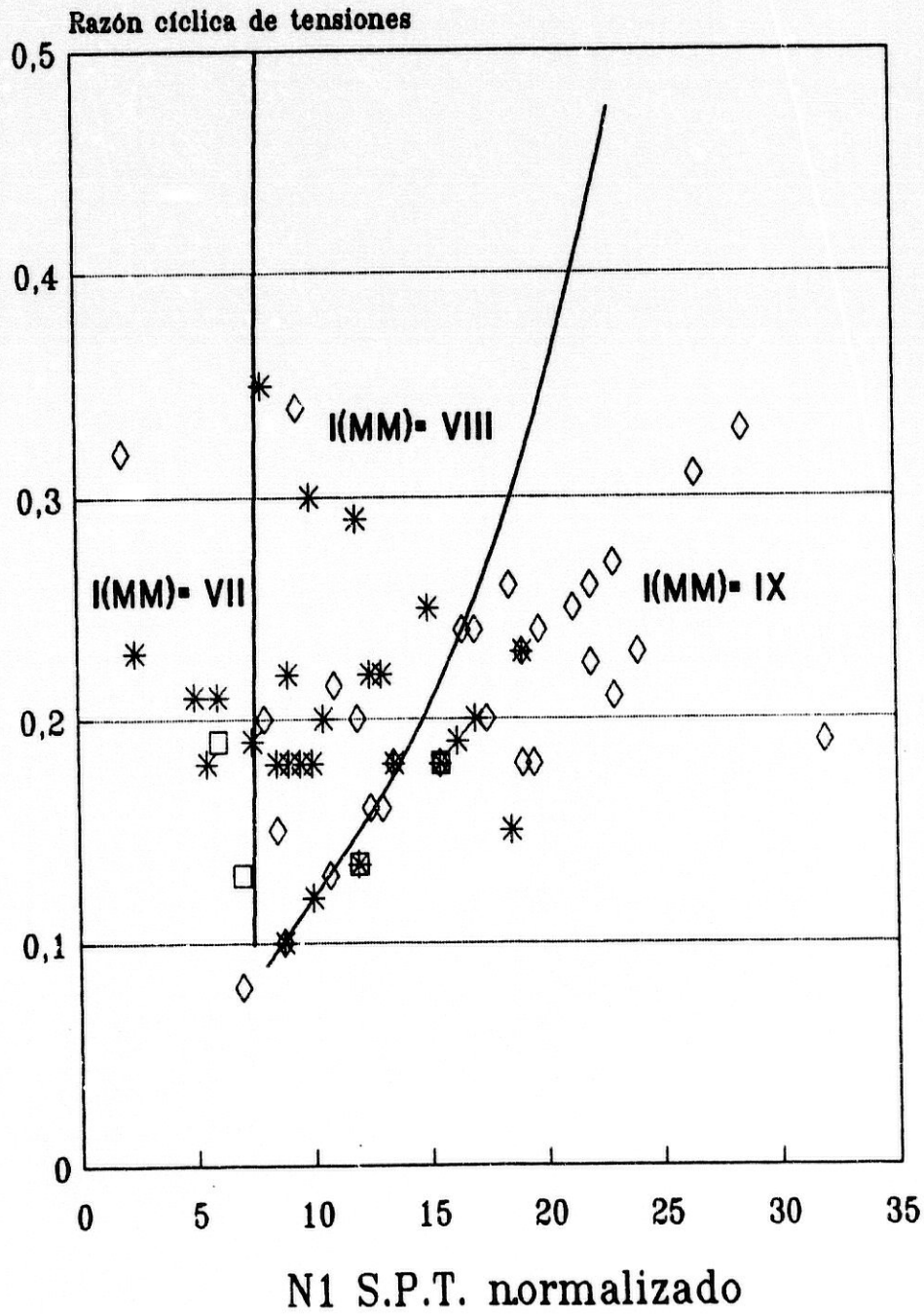


FIGURA N°38

### POTENCIAL DE LICUEFACCION DE ARENAS amin - I(MM)

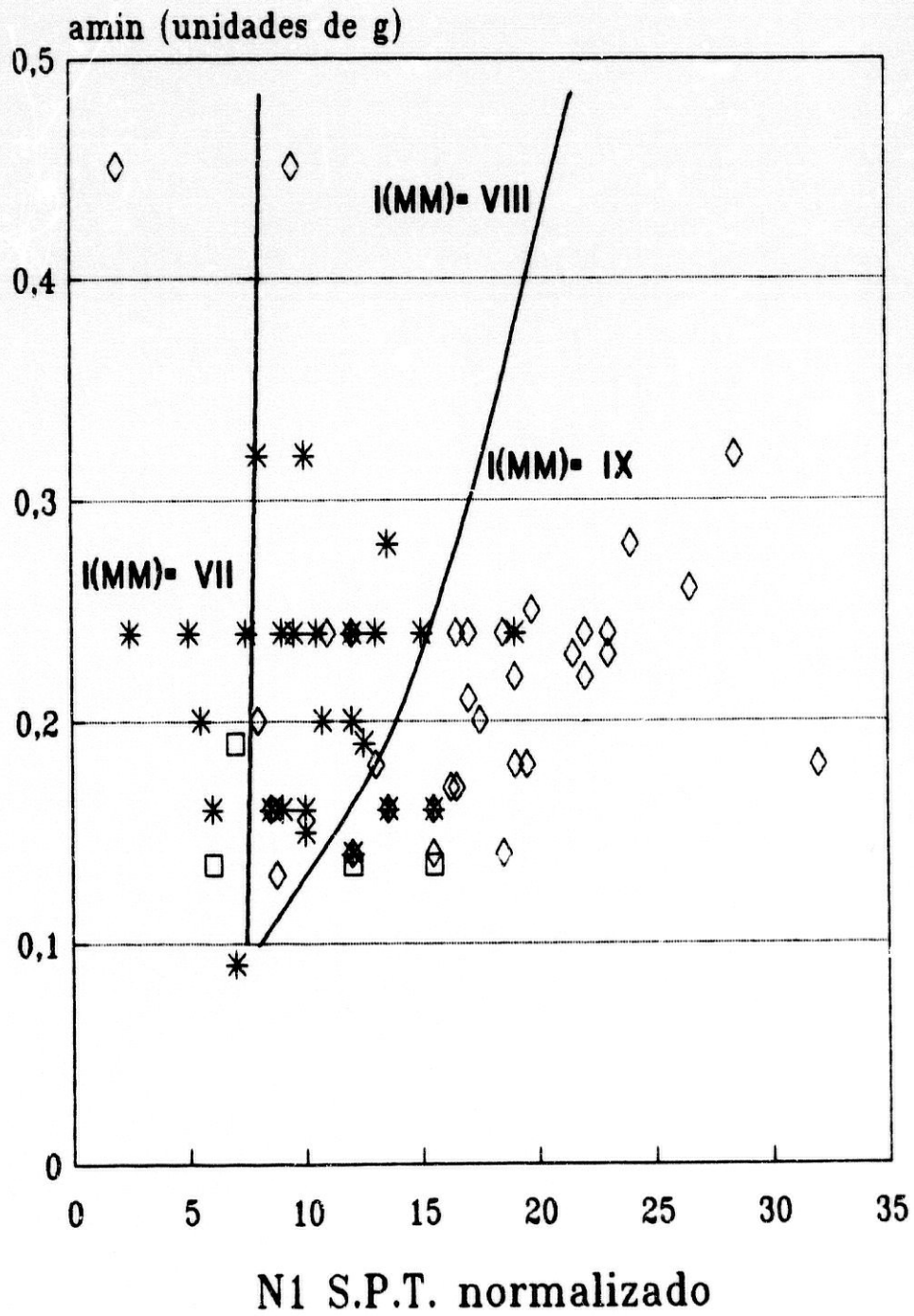
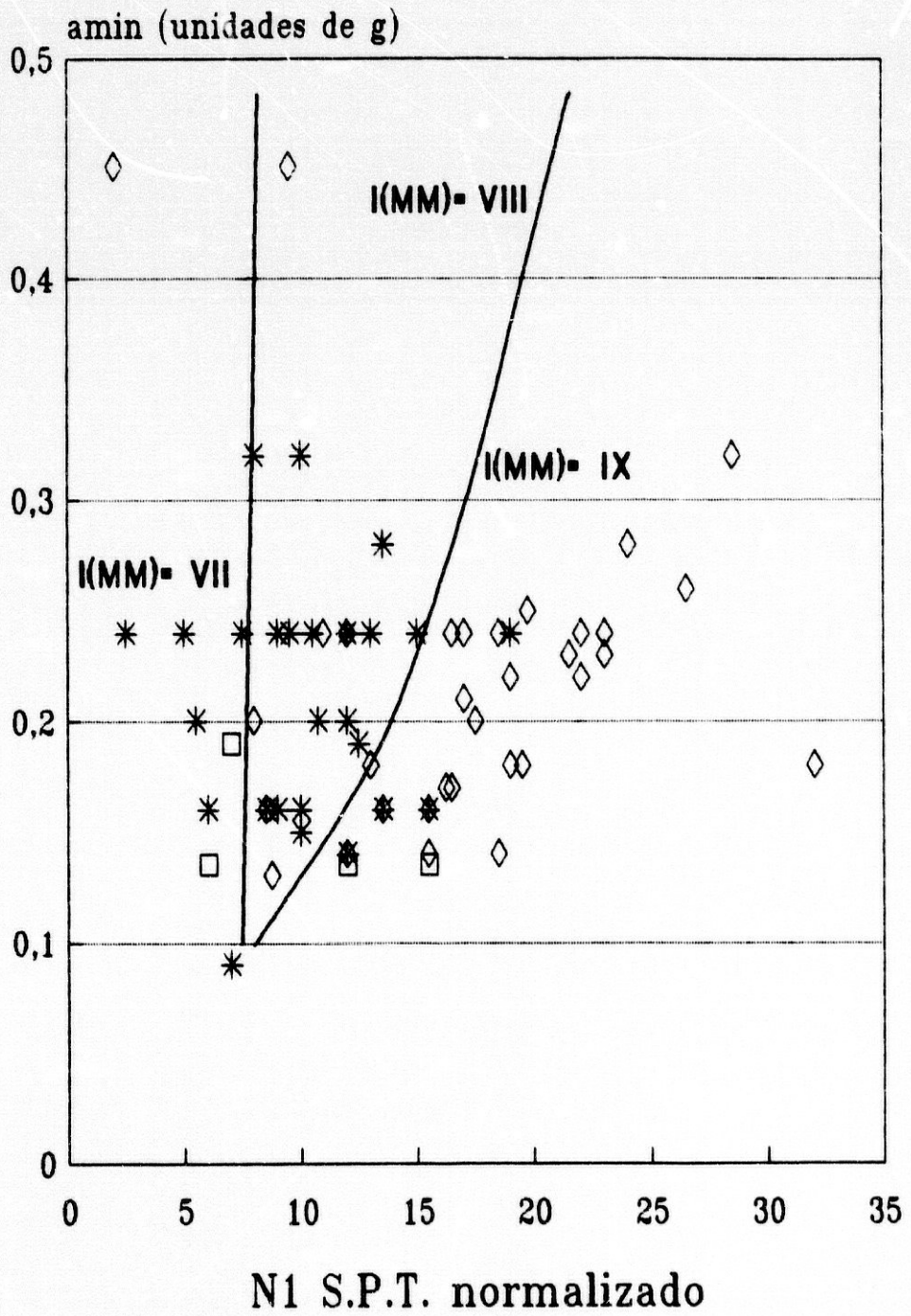






FIGURA N°38

POTENCIAL DE LICUEFACCION DE ARENAS  
amin - I(MM)



## CAPITULO IV

### RESUMEN Y CONCLUSIONES

Los trabajos de campo y las técnicas utilizadas en este estudio, han permitido desarrollar una sencilla metodología de regionalización sísmica, utilizable en estudios de Riesgo Sísmico, cuando se tratan temas de licuefacción de suelos bajo carga sísmica.

El potencial de licuefacción de las diferentes capas de suelo, caracterizadas a partir de datos obtenidos en ensayos de penetración estándar e información geotécnica suplementaria, se determinó utilizando el criterio de la Norma China "Earthquake Resistant Design Code", (1974), y el gráfico de Seed e Idriss (1982), en el que se relacionan la razón cíclica de tensiones,  $\tau/\sigma'$  y la correspondiente aceleración del terreno. El valor más elevado de las aceleraciones en el emplazamiento, que corresponde a la capa más profunda, se consideró equivalente a la aceleración mínima que produce la licuefacción,  $a_{min}$ .

Las correlaciones entre  $N_1$ ,  $\tau/\sigma'$  e  $I(MM)$ , y  $N_1$ ,  $a_{min}$  y  $I(MM)$ , de los datos utilizados en este análisis y de otros datos obtenidos de terremotos más recientes, en los que se produjo licuefacción; han permitido desarrollar dos gráficos que determinan el potencial de licuefacción de una capa de suelo, sometida a una determinada excitación sísmica.

Finalmente el método permite, en el caso de terremotos históricos con datos de licuefacción del suelo, obtener una localización epicentral que compara favorablemente, con otros métodos usuales de asignación del epicentro al centro geométrico de la isosista de máxima intensidad. Este método de determinación epicentral es susceptible de mejora con: a) avance en la precisión e interpretación de los ensayos de penetración en relación con la licuefacción de suelos; b) el conocimiento más exacto de las leyes de atenuación de la aceleración con la distancia; c) la posibilidad de tener rodeada azimutalmente la zona epicentral por emplazamientos con licuefacción; d) el conocimiento más preciso de las relaciones intensidad-aceleración en la zona de estudio; e) con un mayor número de datos geotécnicos de campo.

## CAPITULO V

### BIBLIOGRAFIA

Bell J. y Hoffman R., 1978  
Design Earthquake Motions Based on Geologic Evidence  
Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp 231-271  
Pasadena CA.

Bolt A., 1981  
Terremotos, pp. 266, Ed. Reverté.

Boore D.M., Joyner W. B., 1982.  
"The Empirical Prediction of Ground Motion".  
Bull. of Seis. Soc. of Amer., vol. 72, no 6, pp. S43-  
S60, Diciembre.

Campbell, K.W., 1981  
"Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration," Bull. Seis. Soc. Amer., 71:6, December, pp. 2039-2070.

Casagrande A., 1976  
Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands, A  
critical Review. Harvard Soil Mechanics Series No 88,  
Harvard University Cambridge, Mass.

Castro G. 1975  
Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands.  
Journal of the Geotechnical Engineering Division,  
ASCE, Vol 101, No GT11. Proc. Paper 11701, pp 1135-  
1150, Nov.

Chacón J., Rodríguez Moreno I., López Casado C., 1988  
Susceptibilidad a la licuefacción en el Holoceno de  
la depresión de Granada.  
II Congreso Geológico de España, comunicaciones,  
Vol.2, pp 329-332.

Chacón J., López Casado C., Rodríguez Moreno I., and  
Irigaray C. (1990).  
Geotechnical Site Conditions and Seismic  
Microzonation of Granada Basin (Spain).  
Proceeding of the ECE/UN Seminar on Prediction of  
Earthquakes, pp 449-459, November, 14-18. Lisbon  
Portugal

Chiaruttini C. y Siro L., 1981  
The Correlation of Peak Ground Horizontal  
Acceleration with Magnitude, Distance, and Seismic

Intensity, for Friuli and Ancona, Italy and the Alpine Belt.  
Bull. Seis. Soc. Amer. Vol 71, No 6, pp 1993-2009.  
December.

Fukushima Y., Tanaka T., 1990  
"A New Attenuation Relation for Peak Horizontal Acceleration of Strong Earthquake Ground Motion in Japan".  
Bull. Seis. Soc. Amer., Vol. 80, August, pp. 757-783.

Gentil P., Justo J. L., 1983  
Los terremotos que afectaron a Sevilla durante la dominación árabe. "Comunicaciones y Ponencias no1, Seminario sobre Sismicidad y Riesgo Sísmico", Córdoba, 7-11 de noviembre, pp.41-50.

Instituto Geográfico Nacional, 1989  
Servicio Nacional de Sismología  
Banco de Datos Sísmicos, Septiembre.

Instituto Geográfico Nacional, 1991  
Peligrosidad Sísmica en España

Kishida H., 1966  
Damage to Reinforced Concrete Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering Soil and Foundations. Japanese Soc. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7:1.

Koizumi Y., 1966  
Changes in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake. Soil and Foundations. Japanese Soc. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6:2, Mar. pp 33-44

Law K.T., Cao Y. L., He G. N., 1990  
"An Energy Approach for Assessing Seismic Liquefaction Potential", Can. Geotech. J. 27, 320-329.

López Arroyo, Martín Martín A.J., Mézcua Rodríguez, 1980  
El Terremoto de Andalucía. Influencia en sus Efectos de las Condiciones del Terreno y del Tipo de Construcción. Presidencia del Gobierno Instituto Geográfico Nacional, pp 1-94, Madrid

Martín Martín A. J. 1984  
Riesgo Sísmico en la Península Ibérica  
Tesis doctoral. Instituto Geográfico Nacional. pp 234.

Muñoz D., Udías A., 1980  
Estudio de los Parámetros y Serie de Réplicas del Terremoto de Andalucía del 25 de diciembre de 1884, y

de la Sismicidad de la Región Granada-Málaga.  
Presidencia del Gobierno, Instituto Geográfico  
Nacional", pp 95-131. Madrid.

Muñoz D., Udías A., 1991  
Three Large Historical Earthquakes in Southern Spain  
Seismicity, Seismotectonics and Seismic Risk of  
Ibero-Maghrebian Region  
Monografía no 8, pp. 175-182  
Instituto Geográfico Nacional

Murphy J. R. y O'Brien L. J., 1977.  
The Correlation of Peak Ground Acceleration  
Amplitude with Seismic Intensity and other Physical  
Parameters. Bull. of Tech. Seismological Society of  
America. Vol 67, No 3, pp 877-915, June.

Oshaki Y., 1966  
Niigata Earthquakes, 1964 Building Damage and  
Condition. Soil and Foundations, Japanese Soc. of  
Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6:2, Mar.,  
pp 14-37

Schulze W.E., Simmer K., 1967  
"Cimentaciones", pp 364, Ed. Blume.

Seed H. B., Arango I., Chan C. K., 1975  
Evaluation of Soil Liquefaction Potential During  
Earthquakes. Report No EERC 75-28, Earthquake  
Engineering Research Center, University of  
California, Berkeley, CA, Oct.

Seed H. B. 1976  
Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level  
Ground During Earthquakes. American Society of Civil  
Engineers. Special Session on Liquefaction Problems  
in Geotechnical Engineering, Philadelphia, pp 1-104.

Seed H. B. 1979  
Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for  
Level Ground During Earthquakes. Journal of the  
Geotechnical Engineering Division, American Society  
of Civil Engineers, 105, pp 201-255.

Seed H.B., y Idriss I.M., 1982  
"Ground Motions and Soil Liquefaction during  
Earthquakes", Earthquake Engineering Research  
Institute, C.A., pp 134.

Seed H.B., Tokimatsu, Harder y Chung, 1984  
The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction  
Resistance Evaluations.  
Rep No UCB/EERC/-84/15, pp 50, October.

Sibol M.S., Bollinger G.A., Birch J.B., 1987

Estimation of Magnitudes in Central and Eastern North America using, Intensity and Felt Area.  
Bull. Seis. Soc. Amer., Vol. 77, No5, pp. 1635-1654, October.

SURFER, 1987  
Golden Software, Inc., pp. 74

Tatsuoka F., Iwasaki T., Tokida K., Yasuda S., Hirose M, Imai T., Kon-no M., 1980.  
Standard Penetration Tests and Soil Liquefaction Potential Evaluation. Soil and Foundations, Japanese Soc. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 20:4, Dec.

Terzaghi K., B. Peck R., 1969.  
"Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", pp 681, Ed. El Ateneo

Tinsley J., Youd T., Perkins D., y Chen A., 1985  
Evaluating Liquefaction Potential.  
S. Geol. Survey. Prof. Paper 1360, pp 263-316.

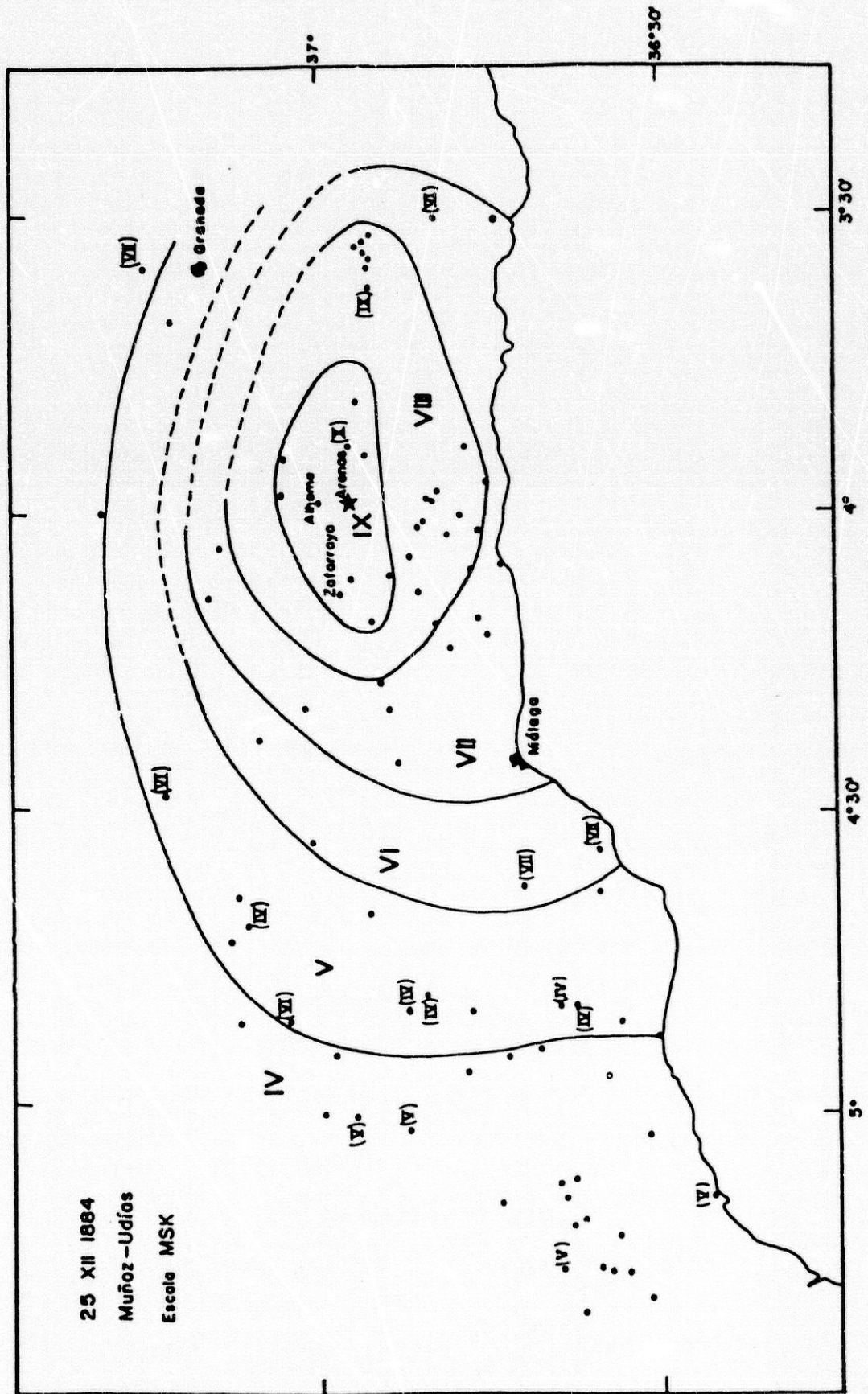
Tokimatsu K., Yoshimi Y., 1981  
Field Correlation of Soil Liquefaction with SPT and Grain Size. Proc. Inter. Conf. on Recent Advantaces in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Lpuis, Apr-May.

Vannelli F., Benassi E., 1983  
"Penetrómetro Dinámico SUNDA DL030", pp 30.  
Studio de Geologia e Meccanica dei Terreni, Bologna

Wang W., 1979  
Some Findings in Soil Liquefaction. Water Coservancy and Hidroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing China, Aug.

Yegian M. y Withman R., 1978.  
Risk Analysis for ground Failure by Liquefaction  
J. Geot. Eng. div., ASCE, 104,GT7 pp. 921-938.

Zhcu S. G., 1981  
Influence of Fines on Evaluating Liquefaction of Sand by SPT. Proc. Inter. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquakes Engineering and Soil Dynamics, S. Louis Vol 2, May, pp 167-172



25 XII 1984  
Muñoz - Udiás  
Escala MSK

Mapa de Isoisotias de Udiás y Muñoz



ANEJO No 2

Cuadro A

Densidad arena-S.P.T. (\*)

Densidad relativa	N	$\delta_{hum}$	$\delta_{sat}$	$\delta_{sum}$
Muy suelta <4				.
Suelta 4-10		1.7	1.9	0.9
Compacta 10-30		1.8	2.0	1.0
Densa 30-50		1.9	2.1	1.1
Muy densa >50				.

Cuadro B

Densidad media de los suelos (\*\*)

Tipo de suelo	$\delta_{hum}$	$\delta_{sat}$	$\delta_{sum}$
Grava	1.7	2.0	1.0
Grava arenosa	1.9	2.1	1.1
Limo blando	1.9		0.9

$\delta_{hum}$  = densidad húmeda Tm/m<sup>3</sup>

$\delta_{sat}$  = densidad saturada Tm/m<sup>3</sup>

$\delta_{sum}$  = densidad sumergida Tm/m<sup>3</sup>

(\*) Terzaghi y Peck, 1969

(\* \*) Schultze y Simmer, 1967

ANEJO No3

Diversas correlaciones  $I(MM)=IX - a_{max}$

Intensidad IX (*)	Aceleración máxima
Neuman, (1954)	0.55g
Gutember y Richter (1956)	0.32g
Hershberger (1956)	0.93g
Medvedev-Sponheuer (1969)	0.20g
Coulter-Waldron-Devine (1973)	1.22g
Ambraseys (1974)	1.23g
Norma Sismorresistente(1968)	0.31g
Trifunac y Brady (1975)	0.50g
Murphy y O'Brien (1977)	0.33g
Bolt (1981)	0.50g-0.55g
Chiaruttini y Siro (1981)	.
dan para una $I(MM) = 9$ , y terreno	.
semejante al aluvial "all. like",	0.40g
En China para $M=7.5$ , Seed et al.	.
(1984)	0.35g

(\*) La escala M.S.K. coincide con la escala Mercalli Modificada para los valores elevados de la intensidad (Murphy y O'Brien, 1977).

ANEJO No 4

PROGRAMA DE AJUSTE DE PUNTOS  
MAL CLASIFICADOS A UNA CURVA

```
CLS
LOCATE 10, 10
PRINT "PROGRAMA PARA CALCULAR UN TIPO DE FUNCION QUE SIRVA"
LOCATE 11, 10
PRINT "PARA CLASIFICAR UNA SERIE DE PUNTOS"
LOCATE 12, 10
PRINT "EN ESTE CASO LAS FUNCIONES SON DEL TIPO:  $a \cdot \exp(b \cdot x)$ "
LOCATE 20, 10
PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
A$ = INPUT$(1)
CLS
DO
  LOCATE 2, 1
  INPUT "Nombre del fichero de datos: ", File$
LOOP UNTIL File$ <> ""
PRINT
DO
  LOCATE 4, 1
  INPUT "Número de variables que hay en el fichero: ",
Variables
LOOP UNTIL Variables > 0
PRINT
DO
  LOCATE 6, 1
  INPUT "Número de orden de la variable que clasifica: ", Var
LOOP UNTIL Var > 0 AND Var <= Variables
PRINT
DO
  LOCATE 8, 1
  INPUT "Valor numérico para el primer grupo: ", Valor1
LOOP UNTIL Valor1 > 0
PRINT
DO
  LOCATE 10, 1
  INPUT "Valor numérico para el segundo grupo: ", Valor2
LOOP UNTIL Valor2 > 0 AND Valor2 <> Valor1
PRINT
DO
  LOCATE 12, 1
  INPUT "Número de orden de la variable independiente: ",
Indep
LOOP UNTIL Indep > 0 AND Indep <= Variables
PRINT
DO
  LOCATE 14, 1
```

```

INPUT "Número de orden de la variable dependiente: ", Dep
LOOP UNTIL Dep > 0 AND Dep <= Variables AND Dep <> Indep
PRINT
DO
  LOCATE 16, 1
  INPUT "Numero de funciones a calcular: ", Funciones
LOOP UNTIL Funciones > 0
PRINT
DO
  LOCATE 18, 1
  INPUT "Introduzca el valor de la constante A (mayor que
cero): ", Coef1
LOOP UNTIL Coef1 > 0
PRINT
DO
  LOCATE 20, 1
  INPUT "Introduzca el nombre del fichero para los
resultados: ", File2$
LOOP UNTIL File2$ <> ""
LOCATE 23, 10
PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
A$ = INPUT$(1)
CLS
Numero = 0
OPEN File$ FOR INPUT AS 1
DO WHILE NOT EOF(1)
  LINE INPUT #1, A$
  Numero = Numero + 1
LOOP
CLOSE 1
DIM A(Numero, Variables), Va(Numero), Ind(Numero),
Dep(Numero)
DIM LogDep(Numero), Tangente(Numero), Distancia(Funciones +
2), Cuenta(Funciones + 2)
DIM Pendiente(Funciones + 2), Caso(Numero)
OPEN File$ FOR INPUT AS 1
FOR I = 1 TO Numero
  FOR J = 1 TO Variables
    INPUT #1, A(I, J)
  NEXT
  PRINT
NEXT
CLOSE
LogCoef1 = LOG(Coef1)
FOR I = 1 TO Numero
  Va(I) = A(I, Var)
  Ind(I) = A(I, Indep)
  Dep(I) = A(I, Dep)
  LogDep(I) = LOG(Dep(I))
  Tangente(I) = (LogDep(I) - LogCoef1) / Ind(I)
NEXT
Max = Tangente(1)
Min = Tangente(1)
FOR I = 1 TO Numero
  IF Max < Tangente(I) THEN Max = Tangente(I)

```

```

        IF Min > Tangente(I) THEN Min = Tangente(I)
NEXT
Paso = (Max - Min) / Funciones

OPEN File2$ FOR OUTPUT AS 2
CLS
LOCATE 1, 30
PRINT "SALIDA DE RESULTADOS"
LOCATE 2, 30
PRINT "-----"
LOCATE 4, 10
PRINT TAB(5); "DISTANCIA TOTAL"; TAB(30); "PUNTOS ERRONEOS";
TAB(50); "VALOR DE b"
PRINT TAB(5); "-----"; TAB(30); "-----";
TAB(50); "-----"
PRINT #2, TAB(30); "SALIDA DE RESULTADOS"
PRINT #2, TAB(30); "-----"
PRINT #2, ""
PRINT #2, TAB(15); "VAR.INDEP."; TAB(30); "VAR.DEP.";
TAB(50); "VAR.GRUPO"
PRINT #2, TAB(15); "-----"; TAB(30); "-----";
TAB(50); "-----"
FOR I = 1 TO Numero
    PRINT #2, TAB(15); A(I, Indep); TAB(30); A(I, Dep);
TAB(50); A(I, Var)
NEXT
PRINT #2, CHR$(12)
PRINT #2, TAB(30); "RESULTADOS INTERMEDIOS"
PRINT #2, TAB(30); "-----"
PRINT #2, ""
PRINT #2, TAB(5); "DISTANCIA TOTAL"; TAB(30); "PUNTOS
ERRONEOS"; TAB(50); "VALOR DE b"
PRINT #2, TAB(5); "-----"; TAB(30); "-----"
-"; TAB(50); "-----"

I = 0
I1 = 0
DO
    I = I + 1
    I1 = I1 + 1
    Pendiente(I) = Min + I * Paso
    FOR J = 1 TO Numero
        Coor = LogCoef1 + Pendiente(I) * Ind(J)
        IF (LogDep(J) > Coor AND Va(J) = Valor2) OR
(LogDep(J) < Coor AND Va(J) = Valor1) THEN
            Cuenta(I) = Cuenta(I) + 1
            Distancial = ABS(LogCoef1 + Pendiente(I) * Ind(J)
- LogDep(J)) / SQR(1 + Pendiente(I) ^ 2)
            Distancia2 = Distancial ^ 2
            Distancia(I) = Distancia(I) + Distancia2
        END IF
    NEXT
    PRINT TAB(5); Distancia(I); TAB(35); Cuenta(I); TAB(50);
Pendiente(I)

```

```

    PRINT #2, TAB(5); Distancia(I); TAB(35); Cuenta(I);
    TAB(50); Pendiente(I)
    LOOP UNTIL Pendiente(I) >= Max
    Min1 = Distancia(1)
    Lugar = 1
    Cuenta = Cuenta(1)
    Pendiente = Pendiente(1)
    FOR I = 1 TO I1
        IF Min1 > Distancia(I) THEN
            Min1 = Distancia(I)
            Lugar = I
            Cuenta = Cuenta(I)
            Pendiente = Pendiente(I)
        END IF
    NEXT

```

```

REM *****
REM SALIDA DE RESULTADOS
REM *****

```

```

CLS
LOCATE 5, 5
PRINT "FUNCION DEFINITIVA (CON MIMIMA DISTANCIA A LOS PUNTOS
MAL CLASIFICADOS)"
LOCATE 7, 5
PRINT "-----"
"-----"
LOCATE 9, 10
PRINT "AMIN="; Coef1; ".exp("; Pendiente; ".SPT)"
LOCATE 11, 10
PRINT "DISTANCIA TOTAL AL CUADRADO: "; Min1
LOCATE 13, 10
PRINT "NUMERO DE PUNTOS MAL CLASIFICADOS: "; Cuenta
LOCATE 20, 10
PRINT "PULSE UNA TECLA PARA CONTINUAR"
PRINT #2, CHR$(12)
PRINT #2, TAB(5); "FUNCION DEFINITIVA (CON MIMIMA DISTANCIA A
LOS PUNTOS MAL CLASIFICADOS)"
PRINT #2, TAB(5); "-----"
"-----"
PRINT #2, TAB(10); "AMIN="; Coef1; ".exp("; Pendiente;
".SPT)"
PRINT #2, TAB(10); "DISTANCIA TOTAL AL CUADRADO: "; Min1
PRINT #2, TAB(10); "NUMERO DE PUNTOS MAL CLASIFICADOS: ";
Cuenta
A$ = INPUT$(1)
Cuenta2 = 0
FOR J = 1 TO Numero
    Coor = LogCoef1 + Pendiente * Ind(J)
    IF (LogDep(J) > Coor AND Va(J) = Valor2) OR (LogDep(J) <
Coor AND Va(J) = Valor1) THEN
        Cuenta2 = Cuenta2 + 1
        Caso(Cuenta2) = J
    END IF
NEXT

```

```
CLS
LOCATE 2, 10
PRINT "RELACION DE PUNTOS MAL CLASIFICADOS"
LOCATE 3, 10
PRINT "-----"
PRINT
FOR I = 1 TO Cuenta2
    PRINT TAB(20); Caso(I)
NEXT
PRINT #2, CHR$(12)
PRINT #2, TAB(20); "RELACION DE PUNTOS MAL CLASIFICADOS"
PRINT #2, TAB(20); "-----"
PRINT #2, ""
FOR I = 1 TO Cuenta2
    PRINT #2, TAB(37); Caso(I)
NEXT
CLOSE
CLS
```

ANEJO No5

TERREMOTOS INSTRUMENTALES UTILIZADOS  
EN LAS CARTAS DE LICUEFACCION

TERREMOTO	Licuefacci3n	I	N <sub>1</sub>	a <sub>max</sub>	τ/σ'
Guatemala					
4/2/76					
Amatlitlam B-1	Si	VII	6	0.135	0.19
Amatlitlam B-2	No/Si	VII	12	0.135	0.135
Amatlitlam B-2	No/Si	VII	15.5	0.135	0.18
Amatlitlam B-3,4	No	VII	18.5	0.135	0.15
Miyagiken-Oki					
12/6/78					
Ishinomaki 2	Si	V(*)	5.5	0.20	0.18
Ishinomaki 4	No	V(*)	17.5	0.20	0.20
Arahama	Si	V(*)	12.0	0.20	0.22
Yuriagekami	Si	V(*)	2.5	0.24	0.23
Yuriagekami	Si	V(*)	15.0	0.24	0.25
Yuriagekami	No	V(*)	23.0	0.24	0.21
Yuriage	Si	V(*)	5.0	0.24	0.21
Yuriage	Si	V(*)	19.0	0.24	0.23
Yuriage	Si	V(*)	12.0	0.24	0.29
Yuriage	No	V(*)	18.5	0.24	0.26
Nakamura	No	V(*)	28.5	0.32	0.33
Nakamura	Si	V(*)	8.0	0.32	0.35
Nakamura	Si	V(*)	10.0	0.32	0.30
Oiiri	Si	V(*)	9.5	0.24	0.18
Oiiri	Si	V(*)	9.0	0.24	0.22
Kitawabuchi	Si	V(*)	13.5	0.28	0.18
Kitawabuchi	No	V(*)	24.0	0.28	0.23
Shendaikou	No	V(*)	16.5	0.24	0.22
Shendaikou	No	V(*)	17.0	0.24	0.20
Shiomi	No	V(*)	11.0	0.24	0.215
Shiomi	Si	V(*)	7.5	0.24	0.19
Hyori	No	V(*)	22.0	0.24	0.225
Hyori	Si	V(*)	10.5	0.24	0.20
Nakajima	No	V(*)	12.0	0.24	0.20
Nakajima	Si	V(*)	13.0	0.24	0.22



TERREMOTO	Licuefacción	I	N <sub>1</sub>	a <sub>max</sub>	τ/σ'
Niigata 1964					
Niigata	Si	VIII	9.0	0.16	0.18
Niigata	No/Si	VIII	13.5	0.16	0.18
Niigata	No	VIII	19.5	0.18	0.18
Niigata	Si	VIII	10.0	0.16	0.18
Niigata	No/Si	VIII	15.5	0.16	0.18
Niigata	No	VIII	19.0	0.18	0.18
Showa	Si	VIII	6.0	0.16	0.21
Showa	No	VIII	32.0	0.18	0.19
Road site	No	VIII	13.0	0.18	0.16
River site	Si	VIII	8.5	0.16	0.18
Long Beach 1933					
	No	VII-VIII	8.0	0.20	0.20
	No	VII-VIII	8.5	0.16	0.15
San Francisco 1957					
	Si	VI-VII	7.0	0.19	0.13
San Fernando 1971					
	Si	IX-X	9.5	0.45	0.34
	Si	IX-X	2.0	0.45	0.32

(\*) Intensidad Japonesa, I<sub>JMS</sub>

$$I(\text{MM}) = 0.5 + 1.5 * I_{\text{JMS}} \quad (\text{Murphy y O'Brien, 1977})$$

## ANEJO No 6

### LISTA DE CUADROS

		pag
Cuadro no 1	Relación razón de tensiones cíclica, no de ciclos, magnitud (Seed & Idriss, 1982)	19
Cuadro no 2	Características de los suelos. Sondeo no2. El Cortijo de los Alamos	46
Cuadro no 3	Características de los suelos. sondeo no1. Santa Cruz del Comercio	47
Cuadro no 4	Características de los suelos sondeo no1. Dos km rio abajo de Santa Cruz	49
Cuadro no 5	Características de los suelos sondeo no2. El Llano de las Donas	57
Cuadro no 6	Características de los suelos sondeo no2. Rio Bermuza.	59
Cuadro no 7	Razón cíclica de tensiones y aceleración mínima	70
Cuadro no 8	Radio del borde externo (km) de la "zona de localización epicentral"	73
Cuadro no 9	Radio del borde interno (km) de la "zona de localización epicentral"	76
Cuadro no 10	Relación $I(MM) - a_{min} - \tau/\sigma'$ Que causa o no la licuefacción	84

## ANEJO No 7

### LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Análisis del potencial de licuefacción en el terremoto de Niigata de 16 de junio de 1964 (Seed & Idriss, 1982)	5
Figura 2	Ilustración esquemática de la generación de la presión de poros durante un proceso de carga cíclica (Seed & Idriss, 1982)	8
Figura 3	Relación entre la razón media de tensiones cíclica, y la densidad relativa para casos conocidos de licuefacción y no licuefacción (Seed & Idriss, 1982)	12
Figura 4	Valores de $r_d$ para distintos perfiles de suelos (Seed & Idriss, 1982)	14
Figura 5	Correlación entre la razón de tensiones que causa la licuefacción en el campo, y la resistencia a la penetración de la arena (Seed & Idriss, 1982)	16
Figura 6	Valores de $C_N$ (Seed & Idriss, 1982)	18

Figura 7	Correlación entre el comportamiento de las arenas a la licuefacción y la resistencia a la penetración estandar (Seed & Idriss, 1982)	20
Figura 8	Carta de evaluación del potencial de licuefacción de arenas en función de la magnitud del terremoto (Seed & Idriss, 1982)	22
Figura 9	Correlación entre el comportamiento de las arenas-limosas y la resistencia a la penetración estandar (Seed & Idriss, 1982)	23
Figura 10	Relación entre el número de golpes cada 10 cm. con el penetrómetro SUNDA DL030 y el S.P.T.	27
Figura 11	Relación magnitud del terremoto - Intensidad (Bell & Hoffman, 1978)	29
Figura 12	Relación intensidad-magnitud (Sibol, Bollinger y Birch, 1987)	30
Figura 13	Relación magnitud momento con diversas escalas de magnitud $M_s$ (onda de superficie), $m_b$ (onda de cuerpo periodo-corto), $m_b$ (onda de cuerpo periodo-largo), $M_l$ (local), $M_{jms}$ (Agencia Japonesa de Meteorología). La línea de puntos muestra una relación de referencia 1:1	30
Figura 14	Nueva relación de atenuación en japon $M_s=6.5$ . La línea gruesa es la nueva relación de Japón, las finas son de USA y otros países (Fukushima & Tanaka, 1990)	33
Figura 15	Aceleración pico horizontal. Observado/predicho. En roca, suelo duro, medio y flojo (Fukushima & Tanaka, 1990)	33
Figura 16	Parámetro de resistencia media $S_c$ (Yegian & Whitman, 1978)	37
Figura 17	Correlación entre la función de intensidad de energía con el S.P.T. normalizado, para sitios de arena obtenida de datos chinos (Lao, Cao y He, 1990)	39
Figura 18	Correlación entre la función de intensidad de energía con el S.P.T. normalizado, para arenas limosas obtenida de datos chinos (Lao, Cao y He, 1990)	39
Figura 19	Situación de los sondeos en Santa Cruz del Comercio. Planta	43
Figura 20	El Cortijo de los Alamos. Sondeo no 1	45
Figura 21	El Cortijo de los Alamos. Sondeo no 2	45
Figura 22	Santa Cruz del Comercio. Sondeo no 1	48
Figura 23	Perfil litológico del río Alhama	50
Figura 24	Dos km río abajo de Santa Cruz del Comercio. Sondeo no 2.	51
Figura 25	Situación de los sondeos en los Llanos de la Dona. Planta.	56

Figura 26	Valle de las Donas Sondeo no 1	57
Figura 27	Valle de las Donas Sondeo no 2	57
Figura 28	Situación de los sondeos en Rio Bermuza	63
Figura 29	Rio Bermuza. Sondeo no 1	64
Figura 30	Rio Bermuza. Sondeo no 2	64
Figura 31	Borde exterior de la zona epicentral Curva de atenuación de Fukushima y Tanaka	74
Figura 32	Borde exterior de la zona epicentral. Curva de atenuación de Campbell	75
Figura 33	Borde interior de la zona epicentral. Curva de atenuación de Fukushima y Tanaka	77
Figura 34	Borde interior de la zona epicentral. Curva de atenuación de Campbell	78
Figura 35	Zona epicentral deducida con la curva de atenuación de Fukushima y Tanaka. Situación del epicentro según Muñoz D. y Udías A. (1991)	79
Figura 36	Zona epicentral deducida con la curva de atenuación de Campbell. Situación del epicentro según Muñoz D. y Udías A. (1991)	80
Figura 37	Carta de evaluación del potencial de licuefacción de arenas en función de la intensidad del terremoto. Relación $\tau/\sigma' -$ $N_1$ .	86
Figura 38	Carta de evaluación del potencial de licuefacción de arenas en función de la intensidad del terremoto. Relación $a_{min} -$ $N_1$ .	87

ANEJO No 8

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Foto no 1	Vista general del Cortijo de los Alamos	41
Foto no 2	Vista general en el Cortijo de los Alamos.	41
Foto no 3	Arenas y limos en el Cortijo de los Alamos	42
Foto no 4	Capas de arenas y limos en el Cortijo de los Alamos	42
Foto no 5	Vista general del LLano de las Donas	53
Foto no 6	Fuente en el LLano de las Donas	53
Foto no 7	Pozo en el Llano de las Donas	54
Foto no 8	Pozo en el Llano de las Donas	54
Foto no 9	Penetrómetro SUNDA DL 030 en el Llano de las Donas	55
Foto no 10	Arenas del Llano de las Donas	55
Foto no 11	" El fundidero" en Rio Bermuza	60
Foto no 12	Terrazas del rio, en Rio Bermuza	60
Foto no 13	Penetrómetro SUNDA DL 030 en Rio Bermuza	61
Foto no 14	Arenas en Rio Bermuza	61
Foto no 15	Arenas en Rio Bermuza	62

ANEJO No 9

LISTA DE SIMBOLOS

- $\bar{A}$  = valor medio de las componentes horizontales de la aceleración del suelo.
- $a_{max}$  = aceleración máxima en la superficie del terreno.
- $a_{min}$  = aceleración mínima en la superficie del terreno.
- $C_N$  = coeficiente de normalización del S.P.T.
- $d_s$  = profundidad de la capa de arena.
- $d_w$  = profundidad del nivel freático.
- $g$  = aceleración de la gravedad.
- $H$  = profundidad de una capa de suelo.
- $h$  = profundidad de una capa de suelo.
- $I$  = intensidad
- $I(MM)$  = intensidad Mercalli Modificada
- $L.L.$  = límite líquido
- $M$  = magnitud de un terremoto.
- $M_l$  = magnitud local
- $M_{JMS}$  = magnitud Agencia Japonesa de meteorología
- $M_s$  = magnitud ondas de superficie.
- $m_B$  = magnitud ondas de cuerpo periodo largo
- $m_b$  = magnitud ondas de cuerpo periodo corto
- $N$  = valor del S.P.T.
- $N'$  = valor del S.P.T. corregido.
- $N_1$  = S.P.T. normalizado.
- $N_{crit}$  = S.P.T. crítico.
- $\bar{N}$  = número de golpes por pie en función de la intensidad del terremoto
- $N.F.$  = profundidad nivel freático.
- $R$  = distancia más corta a la falla o zona de ruptura.
- $R'$  = distancia hipocentral.
- $S_c$  = parámetro de resistencia media a la licuefacción.
- $r_d$  = factor de corrección de  $\tau_{max}$ .
- $\sigma$  = tensión normal.
- $\sigma'$  = tensión efectiva normal.
- $\sigma_o$  = presión total inicial en la capa de suelo.
- $\sigma_o'$  = presión efectiva inicial en la capa de suelo.
- $\tau$  = tensión tangencial.
- $\tau_{av}$  = tensión de tangencial uniforme equivalente que produce un temblor de tierras.
- $\tau_h$  = tensión tangencial media horizontal inducida por un terremoto.
- $(\tau_h)_{av}$  = tensión tangencial media en una superficie horizontal inducida por un terremoto.
- $\tau_{max}$  = máxima tensión tangencial para suelo deformable.
- $\tau_{(max)r}$  = máxima tensión tangencial para suelo rígido.
- $\delta$  = densidad
- $\delta_{hum}$  = densidad húmeda.
- $\delta_{sat}$  = densidad saturada.
- $\delta_{sum}$  = densidad sumergida

**SEGUNDA PARTE**

**LA RESISTENCIA SISMICA DE LOS EDIFICIOS  
EN EL TERREMOTO DE ANDALUCIA**

## CAPITULO VI INTRODUCCION

Los daños causados por el terremoto fueron cuantiosos, se reedificaron " cerca de un millar de viviendas, y reparado unas catorce mil en más de cien núcleos de población " (López Arroyo, Martín y Mezcu Rodríguez, 1980).

La gran magnitud de los daños se debe, en buena parte a la pobre calidad de los materiales utilizados. El tapial, la mampostería y la fábrica de ladrillo, son los materiales de construcción más comunes.

La Comisión Española hace referencia en sus informes, a los daños producidos en las iglesias y edificios principales. En particular se cita el agrietamiento de la iglesia de Restábal: "Igualmente se agrietaron las iglesias de Restábal y Totábal", (López Arroyo, Martín y Mézcua Rodríguez 1980).

Las figuras 39, 40, 41 y 42 muestran las grietas más evidentes de la torre de la iglesia de Restábal, fotografía nº 16.

El análisis de la respuesta de una estructura, solicitada por varias cargas sísmicas, permite determinar su resistencia sísmica, al confrontar el daño predicho por el modelo analítico, con el provocado por el terremoto real.

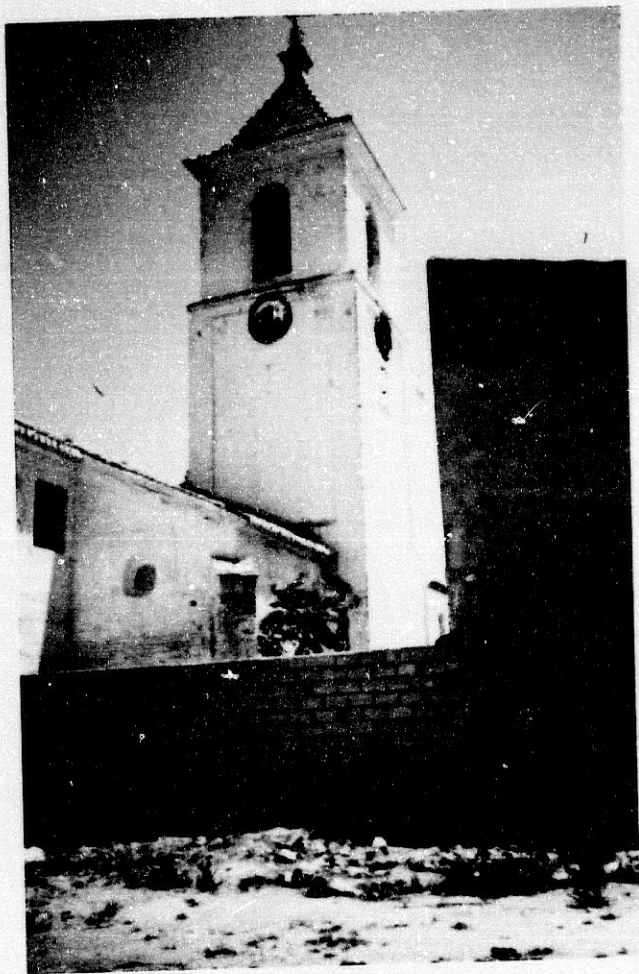
Durante la época de redacción de este trabajo, el Cementerio de Restábal anejo al edificio de la iglesia, se trasladó de lugar, lo que permitió recoger ladrillos de la época del terremoto.

Con estos ladrillos y mortero de cal, se reprodujo la fábrica original. Obteniendo en ensayos de laboratorio algunas de las características elásticas de la fábrica de ladrillo. Estos datos, junto con otros tomados de investigaciones precedentes, y la geometría del edificio permiten programar un modelo analítico de elementos finitos 3D, solicitado por un terremoto específico.

De la relación respuesta dinámica - input sísmico, se deduce un valor de la aceleración pico que produce el daño, y la dirección de llegada de las ondas sísmicas.



FOTOGRAFIA Nº 16



FOTOGRAFIA Nº 16

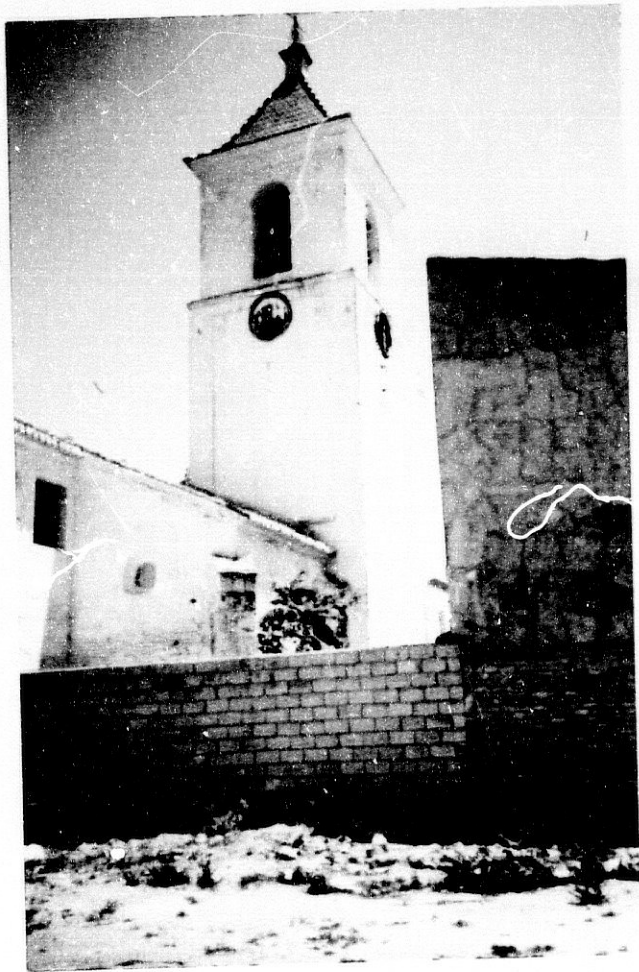
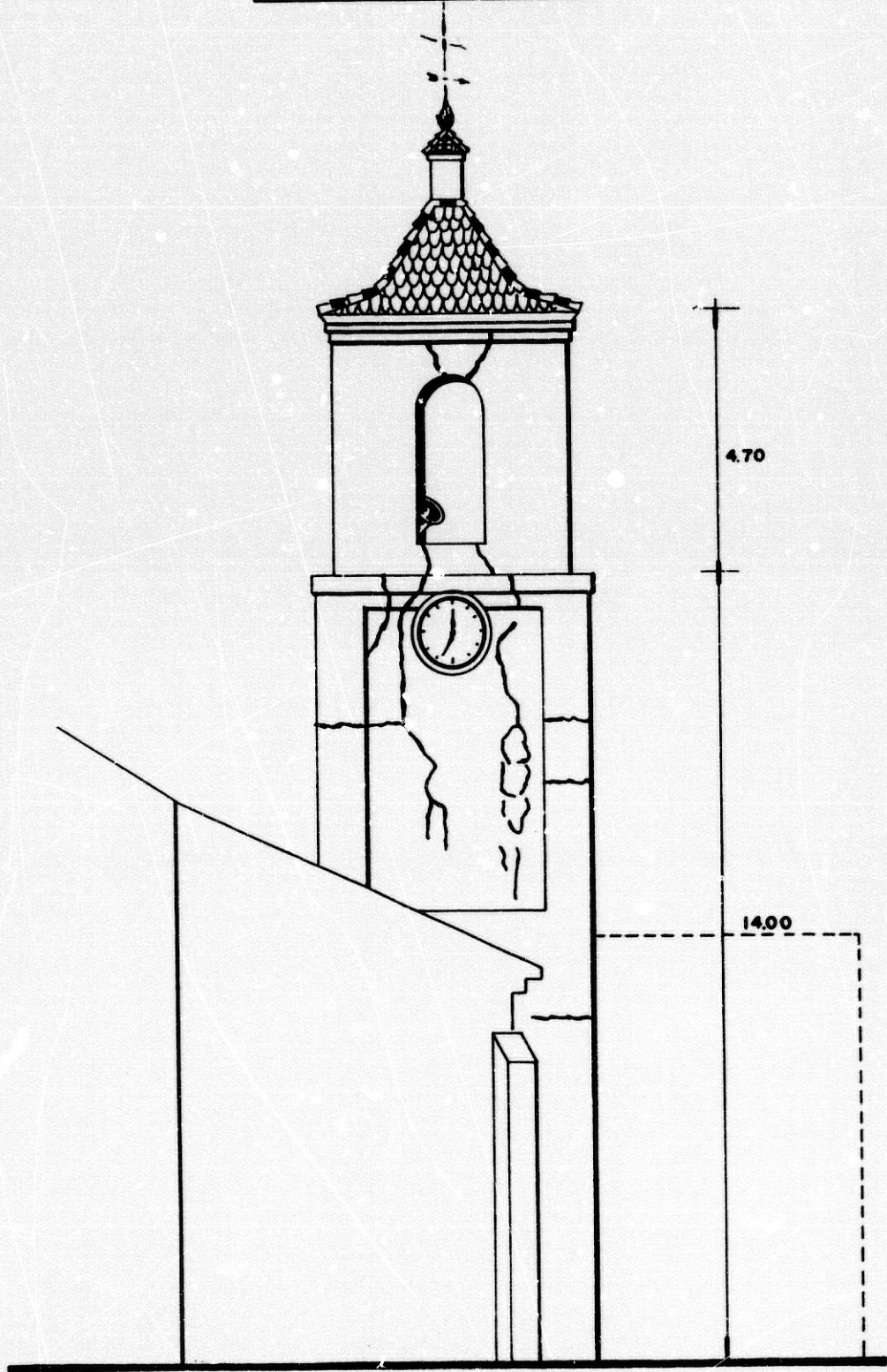


FIGURA Nº 39

IGLESIA DE RESTABAL



ALZADO Nº 1

FIGURA Nº 40

IGLESIA DE RESTABAL

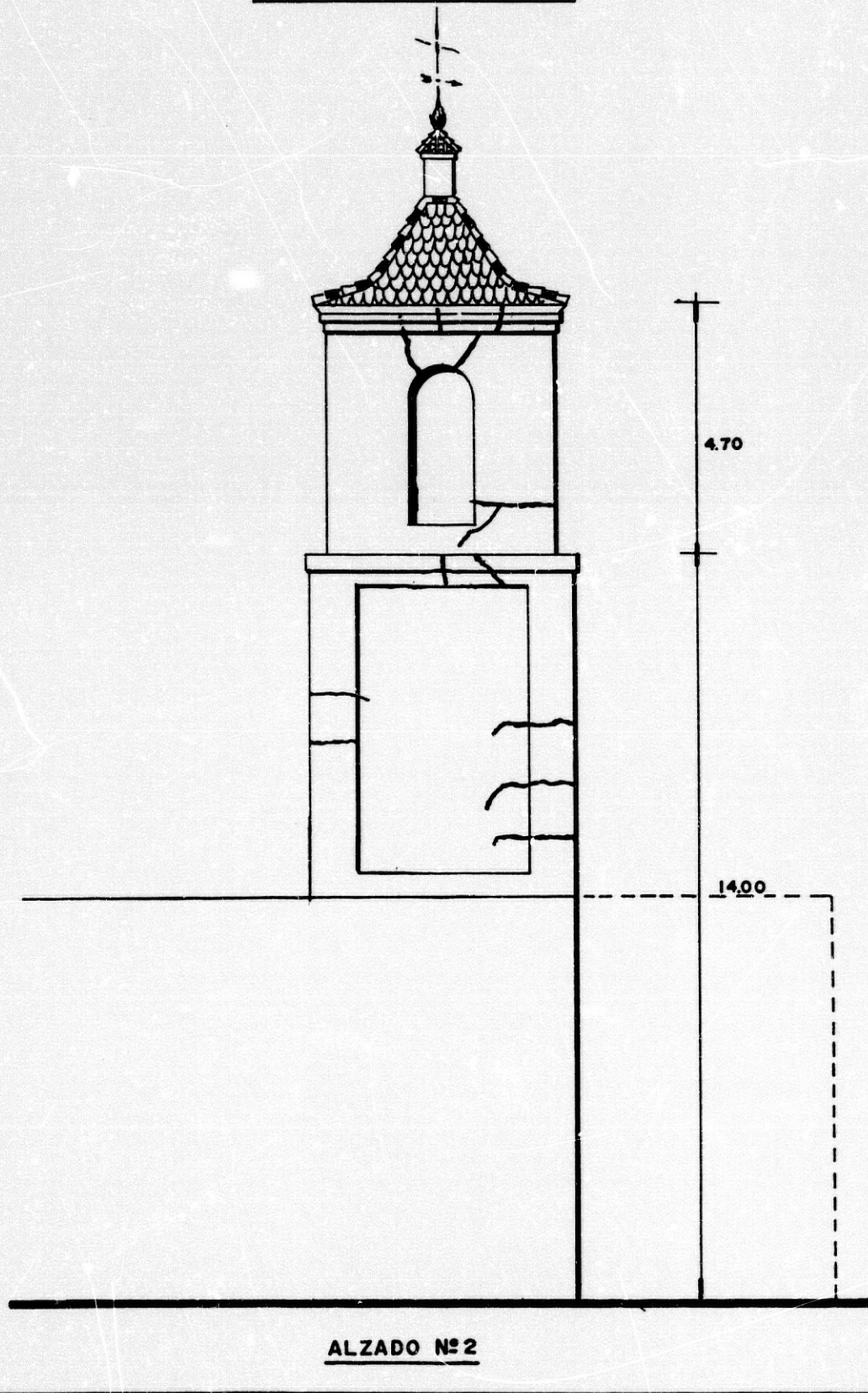
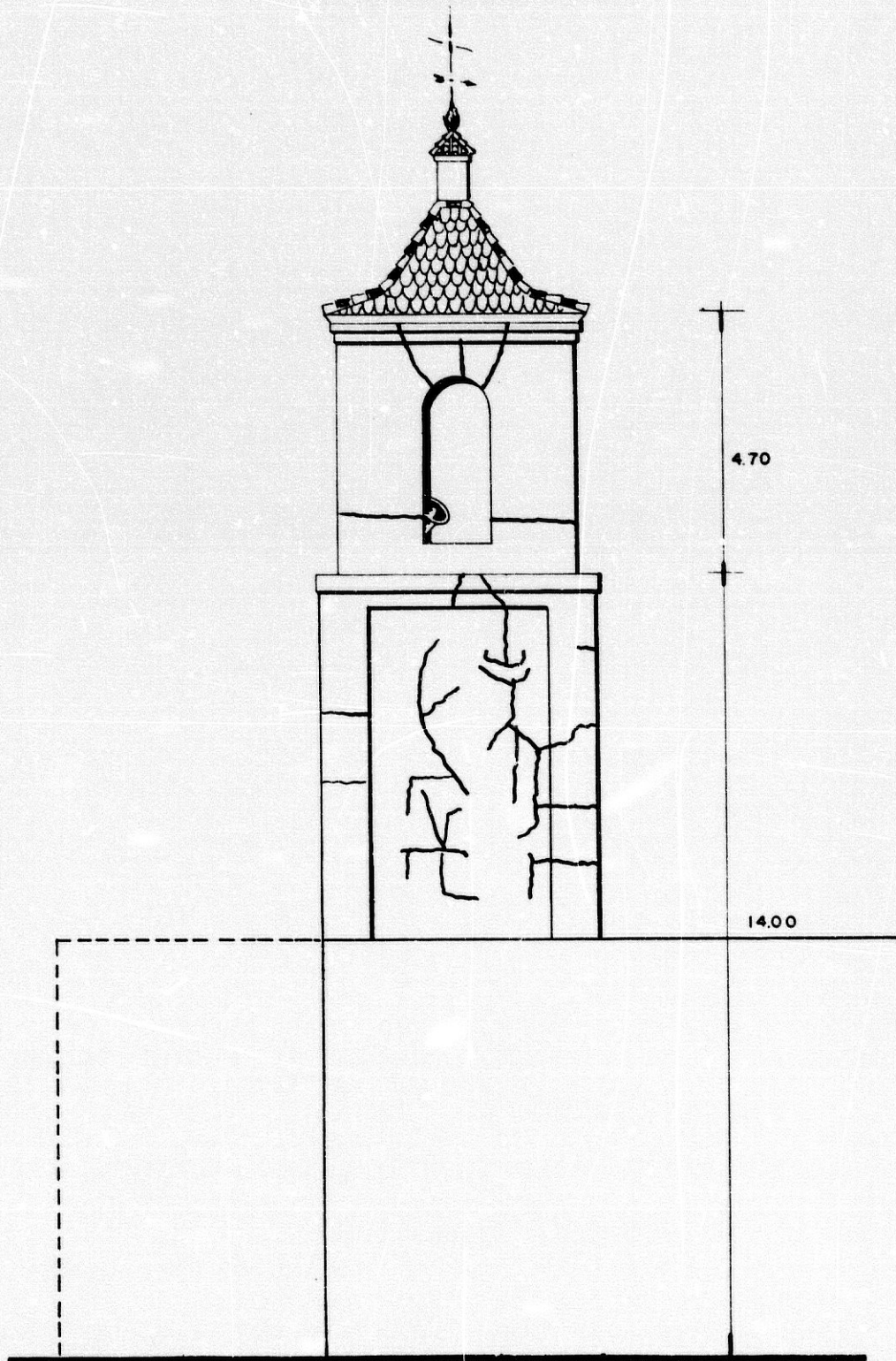


FIGURA Nº 41

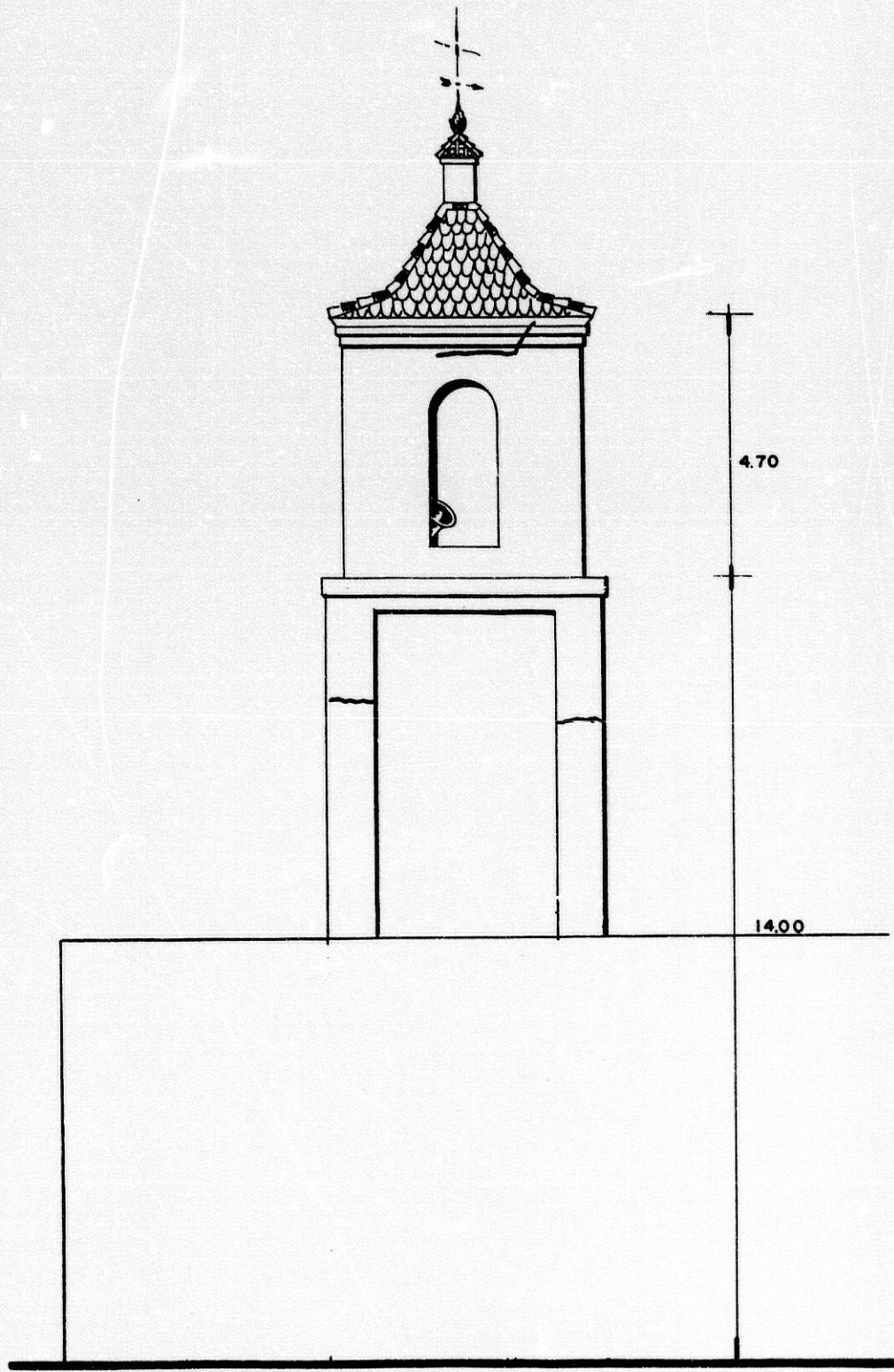
IGLESIA DE RESTABAL



ALZADO Nº 3

FIGURA Nº 42

IGLESIA DE RESTABAL



ALZADO Nº 4

## VI-1 OBJETIVOS

El objeto de la segunda parte de este trabajo, es el análisis de la respuesta de la torre de la iglesia de Restábal, solicitada por a una serie de terremotos, representados por el espectro de respuesta, la aceleración pico, y la dirección de las ondas S.

Al relacionar, las tensiones predichas (para distintos inputs sísmicos) por el modelo analítico, con la resistencia del material, se deduce:

1o) La dirección de llegada de las ondas S; lo que permite comprobar la situación de la zona epicentral

2o) El valor mínimo de la aceleración pico que reproduce el daño.

## VI-2 METODOLOGIA

### LA RESISTENCIA SISMICA DE LAS ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERIA

La albañilería, que puede ser solicitada por una carga de compresión relativamente alta, no es un material apropiado para resistir el esfuerzo cortante o de tracción (Tomazevic, 1990).

Es un material de construcción, ejecutado desde siempre, según la experiencia del maestro de obras.

Con la excepción de los edificios monumentales, que son diseñados tomando como base la experiencia y la teoría de estructuras (las grandes aberturas de los muros se diseñan cubriendo el espacio con arcos), la capacidad de carga de los muros se ha determinado por su espesor, dependiendo de la calidad de los materiales y su disposición.

A pesar de las trágicas experiencias después de los terremotos, la albañilería no se ha estudiado seriamente, hasta las dos últimas décadas principalmente, en U.S.A, Italia, y Yugoslavia.

En general, es un material fuertemente heterogéneo, compuesto por dos materiales muy diferentes en su naturaleza y propiedades mecánicas. Su resistencia está muy condicionada por la tipología constructiva.

La presencia de bloques y mortero, determina direcciones de resistencia preferenciales. Esta anisotropía resulta difícil de modelar, cuando el tamaño o la forma de los bloques es irregular, situación muy frecuente en las construcciones tradicionales (Manfredi, Mazzolani, Masi, 1992).

Además la albañilería muestra un comportamiento no lineal, debido a la coacción que los bloques ejercen sobre juntas de mortero, con deformaciones muy diferentes. Ambas circunstancias son la causa de la formación de microrroturas, que aparecen en estado de baja tensión. Al aumentar la carga, la rotura progresiva se superpone al deslizamiento en la fase bloque-mortero, que depende de la adherencia entre bloque y mortero, a su vez condicionada por la forma y tipología constructiva (Manfredi, et al, 1992).

Teniendo en cuenta estas circunstancias, el comportamiento mecánico de la albañilería, se puede hacer en niveles de progresiva dificultad:



- a) Material homogéneo e isótropo, caracterizado por propiedades medias.
- b) Material homogéneo y ortótropo o anisótropo.
- c) Material en dos fases constituido por bloques y mortero.

El uso de material homogéneo y ortótropo o anisótropo, requiere asumir que la resistencia y deformabilidad, dependen de la dirección de la tensión principal, en relación con el movimiento entre bloque y mortero.

La introducción de dos fases tiene en cuenta, la resistencia y deformabilidad de los materiales, y la dimensión real de los bloques y juntas de mortero.

El uso de material homogéneo e isótropo permite utilizar modelos analíticos más sencillos, que son además, los de uso más frecuente.

## PROPIEDADES MECANICAS DE LA ALBAÑILERIA NO ARMADA

### Propiedades mecánicas de los materiales

Las propiedades mecánicas que determinan la capacidad de carga, y la deformabilidad de los muros de mampostería son las siguientes:

- Resistencia a compresión  $f_c$ .
- Resistencia a tracción  $f_t$ .
- Módulo elástico  $E$
- Módulo de corte  $G$
- Ductilidad  $\mu$

### Relación tensión-deformación de la mampostería a compresión

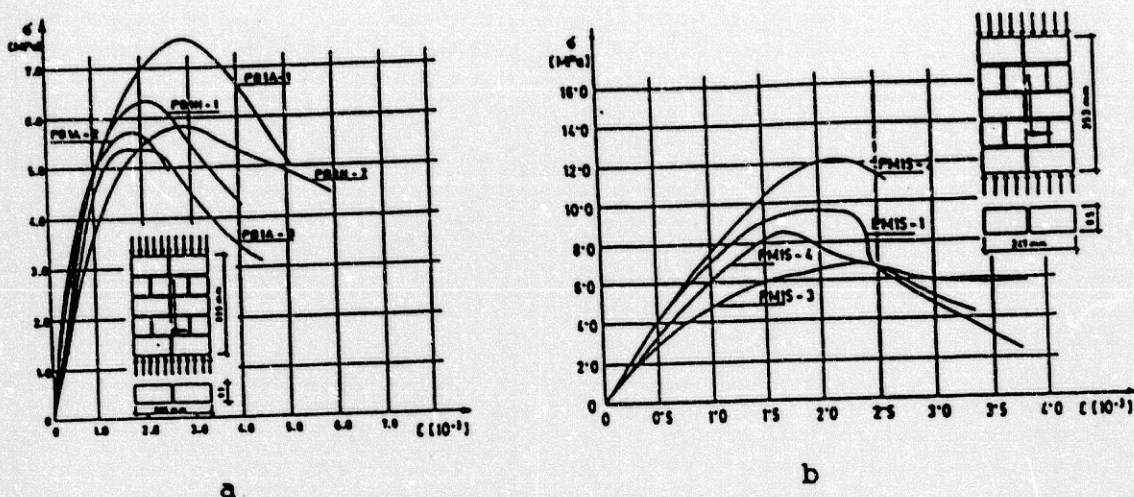
En la figura 43a y 43b se muestran los resultados típicos, de unos ensayos tensión-deformación, en albañilería de bloques de hormigón y de ladrillo (Tomazevic y Zarnic, 1985).

De estos ensayos se deduce la necesidad de determinar experimentalmente, la relación tensión-deformación del material en cada caso concreto.

### RESISTENCIA SISMICA Y DEFORMABILIDAD DE LOS MUROS DE ALBAÑILERIA

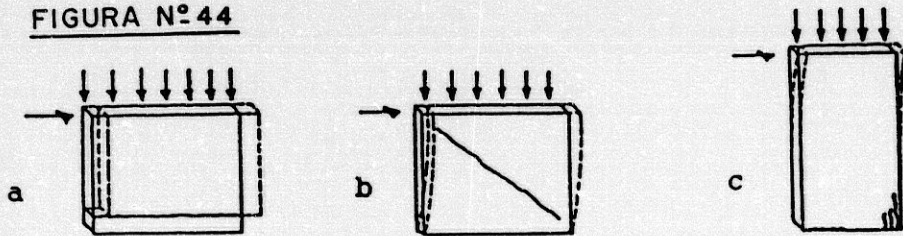
Las propiedades específicas de la albañilería, impiden aplicar directamente los resultados de la Elasticidad. Las relaciones obtenidas en Elasticidad, deben de ser consideradas como ecuaciones de regresión estadística, siendo los datos experimentales los que determinan, los valores de los parámetros que las definen (Tomazevic , 1990).

FIGURA N° 43



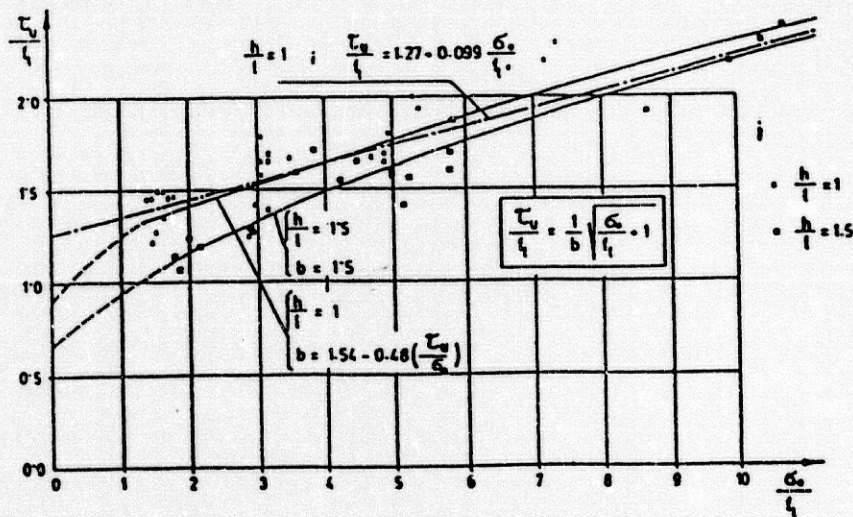
Tensión deformación de la albañilería a compresión (Tomazevic & Zarnic, 1985)

FIGURA N° 44



Mecanismo de agotamiento de un muro (Tomazevic, 1990)

FIGURA N° 45



Relación resultados teóricos-experimentales de test de cortante en muros de albañilería no reforzada (Turnsek y Sheppard, 1980)

## Resistencia de muros de albañilería en su plano

Cuando la albañilería está solicitada por fuerzas en su plano, se producen tres tipos de colapso, figura 44.

-Colapso por deslizamiento y cortante (colapso por fricción), caracterizando la tensión cortante en una junta de mortero horizontal, con un nivel bajo de carga vertical.

-Colapso por cortante, caracterizado por una rotura diagonal en el muro. Se produce cuando la "tensión principal de tracción" supera, la resistencia a tracción de la mampostería.

-Colapso por flexión, caracterizado por la rotura de las unidades de albañilería (mampuesto o ladrillo), en la zona comprimida.

En general los ensayos de muros de albañilería, solicitados por una combinación de cargas horizontal y vertical, muestran una rotura diagonal en forma de X.

Para material elástico, homogéneo e isótropo, las tensiones principales tienen las siguientes expresiones (Turnsek y Cacovic, 1970):

$$\sigma_t = -0.5\sigma_o + \sqrt{(0.5\sigma_o)^2 + (b\tau)^2}$$

$$\sigma_c = 0.5\sigma_o + \sqrt{(0.5\sigma_o)^2 + (b\tau)^2}$$

En donde:

$\sigma_o$  = tensión de compresión media en la sección horizontal de muro debida a la carga vertical.

$\tau$  = tensión de corte media en la sección horizontal de muro debida a la carga lateral.

$\sigma_t, \sigma_c$  = tensión principal de tracción y compresión en un elemento de muro

$b$  = factor que determina la distribución de la tensión de corte en la sección horizontal de muro.

Representa la razón entre el valor máximo, y el medio de la tensión de corte, en la sección horizontal crítica.

$$b = 1.5 \text{ ( altura/ancho del muro } > 1.5)$$

$$b = 1.1 \text{ ( altura/ancho del muro } = 1.0)$$

Por definición, la resistencia a tracción de la albañilería es la máxima tensión principal de tracción, en el momento de alcanzar la resistencia del muro.

$f_t$

Sustituyendo el valor de  $f_t$  en la primera expresión, se obtiene la tensión de corte media en la sección horizontal, cuando se produce el colapso por cortante (Turnesk y Cacovic, 1970, Turnsek y Sheppard 1980, Tomazevic y Zarnic, 1984):

$$\tau_u = (f_t/b) * \sqrt{(\sigma_o/f_t + 1)}$$

El cociente  $f_t/b$  es la resistencia al cortante media para  $\sigma_o = 0$ .

$$\tau_k = f_t/b$$

En la figura 45 se utilizó  $\tau_u$ , como curva de regresión de los resultados obtenidos por el ZRMK de Lujbljana en muros de albañilería. Los parámetros utilizados son las tensiones, la geometría del muro, y las magnitudes que determinan su resistencia.

#### Resistencia de los muros de albañilería fuera del plano

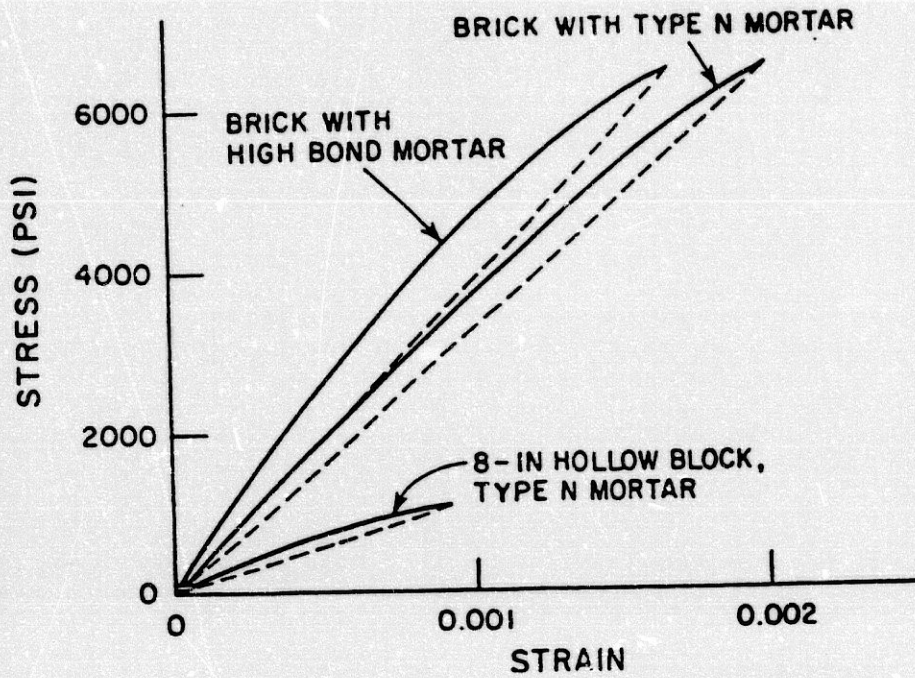
La resistencia de los muros fuera de su plano, ha sido analizada, entre otros, por los siguientes autores:

Yokel et. al. (1971) estudiaron el comportamiento de la albañilería en su plano.

Asumiendo la relación lineal tensión-deformación, y la hipótesis de Navier (las secciones permanecen planas en la deformación), deducen la distribución de tensiones bajo carga axial excéntrica, figuras 46 y 47.

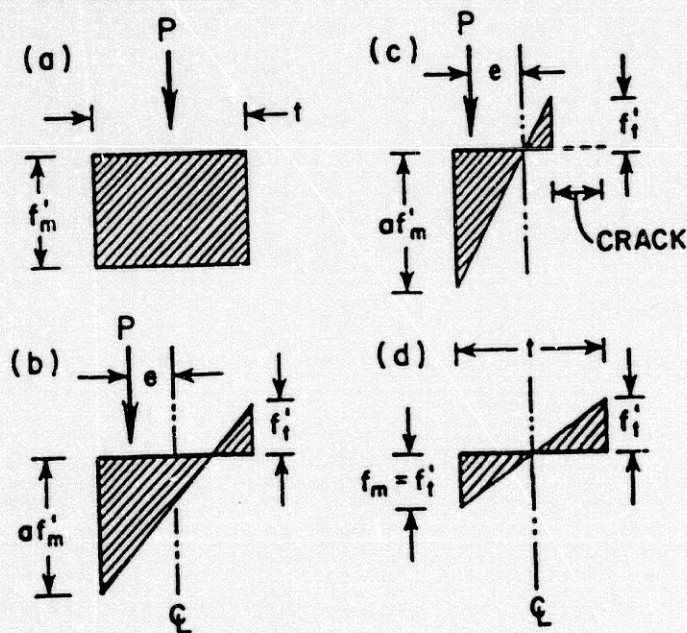
A medida que la excentricidad de la carga aumenta, la sección desarrolla su resistencia a tracción en una cara del muro, y a compresión en la otra. Si la excentricidad sigue aumentando, la distribución de tensiones en rotura toma la forma de la figura 47c. Finalmente la figura 47d, muestra la distribución de tensiones en rotura por flexión pura. En este caso, la capacidad de resistencia depende enteramente, de la resistencia a tracción de la albañilería.

FIGURA N° 46



Curvas tensión-deformación en albañilería,  
(Yokel y Dikkers, 1971)

FIGURA N° 47



NOTE:  $t$  = wall thickness  
 $f'_t$  = flexural tensile strength of masonry  
 $f'_m$  = compressive strength of masonry  
 $a$  = flexural compressive strength coefficient

Distribución de tensiones con diversas  
cargas en el agotamiento  
(Yokel y Dikkers, 1971)

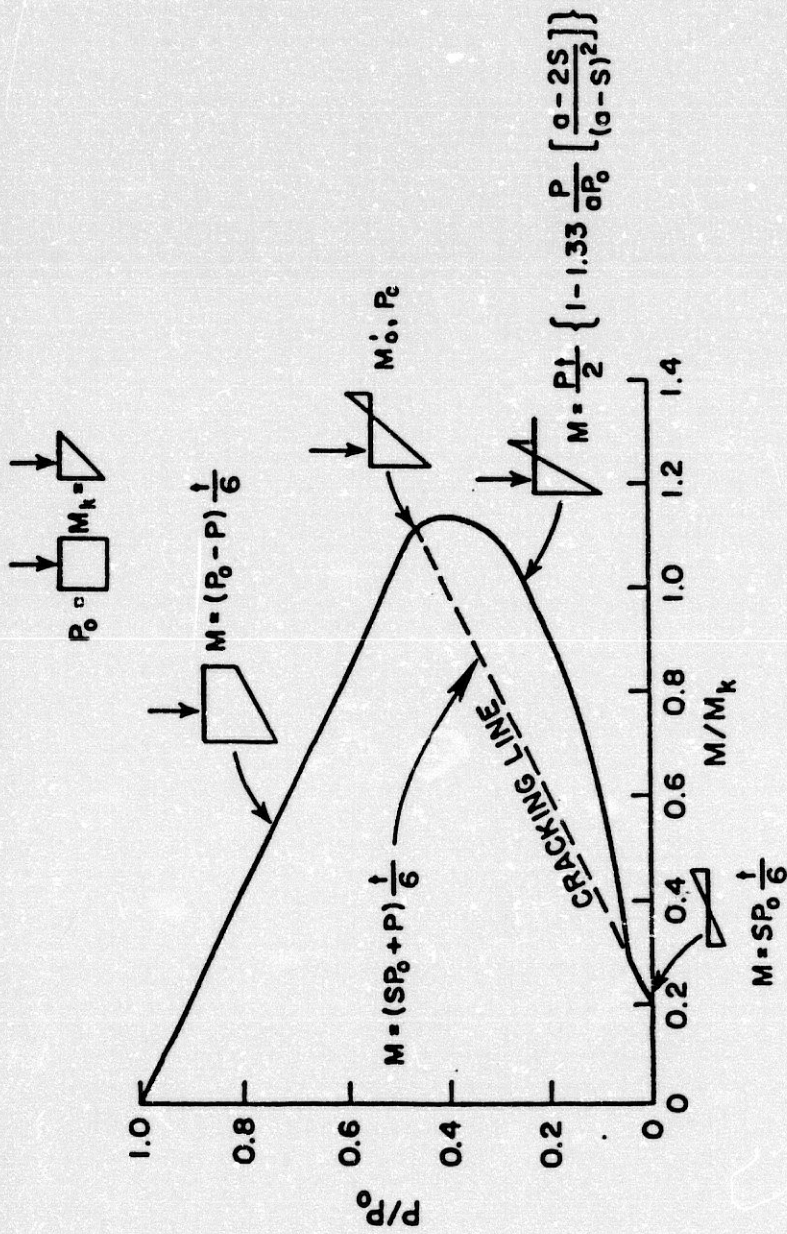
La figura 48 muestra la curva de interacción para una sección rectangular.

Benedetti y Benzoni (1984) proponen el mismo modelo de Yokel et. al.

Dolce (1989) admite un modelo simplificado, bajo la hipótesis elástica y sección enteramente reaccionante.

Para idénticas hipótesis, el borrador del EC6 establece una relación entre la resistencia a tracción en flexión simple, y el % de agua absorbida por los ladrillos. En la figura 49 se indica una correlación de este tipo obtenida Edgell, (1990).

FIGURA N° 48

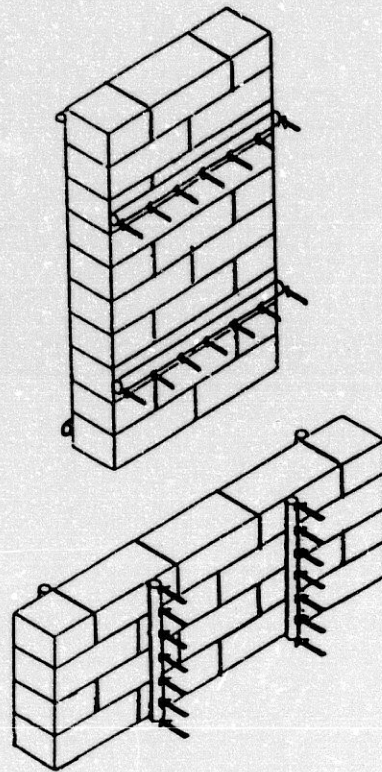


NOTE:  $P_o$  = axial load capacity  $P_o = f'_m bt$   
 $M_k$  = moment capacity  $M_k = P_o t/12$   
 $t$  = thickness of wall  
 $b$  = width of wall  
 $s$  = ratio of tensile strength to axial compressive strength of masonry ( $f'_t/f'_m$ )

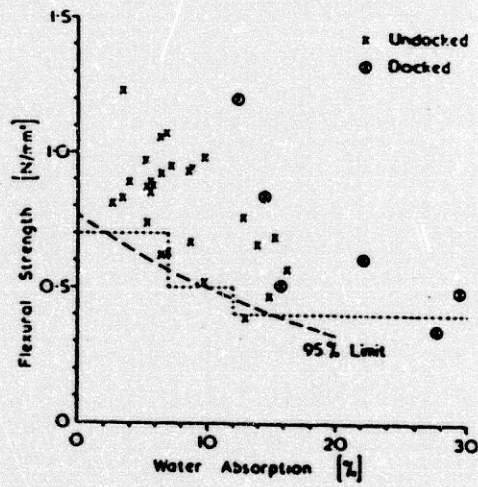
Capacidad de carga de la sección rectangular  
(Omote, Mayes, Chen y Clough, 1977)



**FIGURA N° 49**



**Flexural strength test.**



**Relación resistencia a flexión  
absorción de agua (Edgell, 1990)**

## MODELO ANALITICO DE RESPUESTA SISMICA

La albañilería muestra un comportamiento mecánico no lineal, con aparición de microrroturas en estado de baja tensión. Al aumentar la carga, la rotura progresiva se superpone al deslizamiento en la fase bloque-mortero, que depende de la adherencia entre ambos, a su vez condicionada por la forma y tipología constructiva (Manfredi et al, 1992).

Teniendo en cuenta estas circunstancias, el comportamiento mecánico de la albañilería, se hace en niveles de progresiva dificultad.

- a) Material homogéneo e isótropo, caracterizado por propiedades medias.
- b) Material homogéneo y ortótropo o anisótropo.
- c) Material en dos fases, constituido por bloques y mortero.

El uso de material homogéneo y ortótropo o anisótropo, requiere asumir que la resistencia y deformabilidad, dependen de la dirección de la tensión principal, respecto del movimiento entre bloque y mortero.

La introducción de dos fases tiene en cuenta, la resistencia y deformabilidad de los materiales, y la dimensión real de los bloques y junta de mortero.

El uso de material homogéneo e isótropo permite utilizar modelos analíticos más sencillos, y de uso más frecuente.

Diversos autores han comprobado el comportamiento elástico muy frágil de la albañilería bajo tensión biaxial de tracción o de tracción compresión. Solicitaciones que coinciden en general, con el estado tensional desarrollado en los muros bajo carga sísmica (Dhanasekar, Peter, y Page, 1985; Benedetti y Benzoni, 1984, etc.)

Teniendo en cuenta estos condicionantes, el modelo elástico es el más usual en el análisis dinámico de las estructuras de albañilería (Chiostrini, Foraboschi y Vignolo, 1992; Karantoni y Fardis, 1992; etc.)

En el presente trabajo se utiliza el programa de análisis estructural SAP80, que permite el cálculo dinámico en tres dimensiones. Se utilizan elementos tipo "shell", con comportamiento de membrana y placa, y materiales diferentes. El input sísmico es el espectro de respuesta (Wilson, 1984)

## PROCEDIMIENTO SEGUIDO

La reproducción del comportamiento dinámico de una estructura de albañilería, requiere el conocimiento de las características elásticas de los materiales.

### Características elásticas de los materiales

Las características elásticas de los materiales, se obtienen de ensayos efectuados en paneles fabricados con los mismos materiales, que componen la estructura, siguiendo las recomendaciones del borrador del Eurocódigo 6 (1989). En otro caso, los datos necesarios, se toman de investigaciones sobre materiales similares.

La fabricación de los paneles de ladrillo requiere conocer el tipo de mortero utilizado.

A tal fin, se pueden ejecutar ensayos de difracción de rayos X, químicos, y granulométricos.

Cuando el árido y el aglomerante son calizos, los ensayos químicos no permiten diferenciar la cal aglomerante, de la calcita o dolomita. Es necesario separar el aglomerante de la arena, en una fase anterior al ataque químico.

Con éste fin, se preparó el procedimiento siguiente:

1<sub>o</sub> La muestra de mortero de cal se machaca cuidadosamente con mazo de goma, separando la cal adherida al árido sin romperlo.

2<sub>o</sub> Una vez ejecutado el paso 1<sub>o</sub>, la muestra se tamiza separándola por tamaños.

3<sub>o</sub> La porción de muestra retenida en cada tamiz debe ser machacada de nuevo.

4<sub>o</sub> Se repite el procedimiento desde el paso 1<sub>o</sub>, hasta que toda la cal o un porcentaje muy elevado de la misma, se haya separado de la arena.

5<sub>o</sub> Hecho esto, se lava con agua toda la muestra recogiendo en un papel de filtro el pase por el tamiz 0.08. El árido queda retenido en el 0.08, y la cal, polvo de árido, arcilla etc. se recogen en el papel de filtro.

6<sub>o</sub> El residuo insoluble que corresponde al pase del tamiz 0.08, determina la proporción de sílice.

7<sub>o</sub>) La diferencia entre el % retenido en el papel de filtro y % material insoluble, corresponde a cal aglomerante y polvo de árido.

En general la cantidad de cal es muy superior a la de polvo del árido; por lo que la diferencia deducida en el punto 7º, es una estimación adecuada del % de cal contenida en el mortero.

Los ladrillos se recogen del edificio a estudiar o de otras obras próximas que sean de la misma época.

La arena será la utilizada tradicionalmente en el lugar. En general, se recogerá de algún río o mina próximos a la obra.

Con estos materiales el albañil fabricará los aparejos de ladrillo, de acuerdo con la tradición de su oficio.

### Análisis dinámico

Una estimación del input sísmico representativo del terremoto, se puede obtener relacionando el daño observado en el edificio con el predicho procesando el programa SAP80.

Para ello es necesario adoptar:

- Un modelo analítico de comportamiento del edificio frente a carga sísmica (SAP80).
- Un input sísmico caracterizado por la dirección de las ondas, el espectro de respuesta, el factor de escala, y el amortiguamiento del edificio.

Al comparar las tensiones obtenidas por el SAP80 (para cada input sísmico) con la resistencia del material, se deducen relaciones entre el daño predicho por el modelo analítico y el producido por el terremoto.

El input sísmico que da lugar a un daño similar al daño producido por el terremoto representa una estimación adecuada del mismo.

### Input sísmico

De acuerdo con el terreno de cimentación se elige el espectro de respuesta elástica para suelo rocoso (Seed e Idriss, 1982). Se adoptó un valor conservador para el amortiguamiento del 5%, de acuerdo con los valores propuestos por varios autores para materiales similares que figuran en el cuadro 11.

### CUADRO No 11

#### Factor de amortiguamiento elástico para mampostería de piedra y aparejo de ladrillo

	Mampostería de piedra
Tomazevic y Sheppard	4.7 - 7.3 %
Benedetti y Benzoni (1984)	7.0 %
Jacobsen (1959)	5.0 -10.0 %

	Albañilería de ladrillo
Ghobarath y Baumber (1990)	5.0 %
Colunga y Abrams (1992)	5.0 %
J.M. Blondet et al. (1989)	5.0 %
L. S. Jacobsen (1959)	5.0-10.0 %

#### Respuesta sísmica

La predicción de la respuesta sísmica se obtiene, computando el programa SAP80 con distintos inputs sísmicos.

Si la situación del foco sísmico es desconocida, cabe la posibilidad de tantear la dirección de llegada de las ondas a un punto, uniéndolo con cualquier otro del área encerrada por la isosista de máxima intensidad.

De esta forma, se tienen en cuenta todas las posibilidades de llegada de las ondas S, responsables de los daños.

### Relación daño observado-daño predicho

La albañilería presenta básicamente dos tipos de rotura: Rotura por flexión y por cortante.

La fisuración por flexión comienza cuando la tensión en la fibra más traccionada, alcanza la resistencia a tracción del material  $f_t$

El colapso por cortante se produce cuando la tensión de corte media en la sección horizontal es superior al valor  $\tau_u$ .

La relación entre el daño observado y el predicho, para cada input sísmico, se deduce de las tensiones obtenidas procesando el SAP80 (Colunga y Abrams, 1992; Blondet, Meyes y Kelly, Villablanca y Klinger, 1989).:

- Tensión de flexión
- Tensión de cortante.

Se define "tensión de flexión neta" la diferencia entre la tensión de flexotracción y la compresión debida a la gravedad (Colunga y Abrams, 1992).

Al comparar el valor de la tensión de flexión neta con la resistencia tracción de la fábrica  $f_t$ , se determina el estado de fisuración del elemento cuando la rotura procede de la flexión.

El valor de la tensión de corte media comparada con  $\tau_u$  permite determinar el estado de fisuración de un elemento cuando la rotura procede del esfuerzo cortante.

Por otra parte la respuesta de la estructura en tensiones obtenida procesando el SAP80 para un espectro de respuesta determinado, es proporcional al valor de la aceleración pico.

Por lo tanto la relación

$$r = \frac{\text{Tensión de fisuración del material del muro}}{\text{Tensión predicha por el modelo}}$$

coincide con la relación

### **Aceleración de fisuración**

#### **----- Aceleración del input en el modelo**

Por consiguiente, multiplicando el valor de  $r$  por la aceleración utilizada en el modelo analítico (SAP 80), se obtiene la aceleración que produce la fisuración:

$$\text{Aceleración de fisuración} = r * \text{Aceleración en el modelo}$$

El valor de  $r$  se obtiene, dividiendo la tensión de fisuración del material, por la tensión predicha por el SAP80.

El proceso termina cuando la tensión de fisuración coincide con la tensión predicha por el programa.

La dirección del input sísmico correspondiente, es una estimación de la dirección de llegada de las ondas sísmicas. El valor de la aceleración encontrado es un límite inferior de la aceleración pico. En otras palabras, la aceleración pico del terremoto es al menos igual a este valor.

**CAPITULO VII**  
**RESISTENCIA SISMICA**  
**DE LA**  
**TORRE DE LA IGLESIA DE RESTABAL**  
**OBSERVACIONES Y RESULTADOS EXPERIMENTALES**

El módulo elástico y la carga de rotura a compresión de la fábrica de ladrillo, se obtienen de ensayos de compresión en paneles construidos con materiales similares a los del edificio.

**VII.1 CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES**

Los materiales utilizados en la construcción de los muros de carga son los siguientes:

- Aparejo de ladrillo de mortero de cal.
- Mampostería de mortero de cal

Los ladrillos utilizados en los ensayos, se recogieron del cementerio anejo al edificio de la iglesia.

El mortero de unión de mampuestos y ladrillos, fue analizado en un proceso que permitió deducir su composición.

**Características de los ladrillos**

Las características más relevantes de los ladrillos de arcilla, que interesan en este trabajo, son las siguientes:

- Dimensiones y color.
- Agua absorbida en 24 horas.
- Resistencia a la tracción.
- Resistencia a la compresión.

El color del ladrillo varía desde el rosa al ocre pálido, y sus dimensiones entre los valores siguientes:



Longitud 29.00 cm.  
 Ancho 12.00 - 12.50 cm.  
 Grueso 3.50 - 4.50 cm.

Para obtener probetas de ladrillo de 12.00cmx4.00cmx4.00cm, similares a las recomendadas por el borrador de la Comunidades Europeas EC6 octubre de 1989, se cortaron tres ladrillos representativos del conjunto.

Las probetas así obtenidas se ensayaron a flexotracción.

Terminado el ensayo se determinó el % de agua absorbida en 24 horas, por uno de los trozos que resultan del ensayo. El otro trozo se ensayó a compresión simple.

Los resultados más relevantes de estos ensayos se muestran en el Cuadro 12, y se resumen en el Cuadro 13.

#### CUADRO 12

Relación tensión de rotura a tracción  
 y compresión (Kg/cm<sup>2</sup>) - % absorción de agua en 24 h.

No de la probeta	Tensión de rotura a Flexotracción	Tensión de rotura a Compresión	% absorción 24 h.
V-25	-	112.00	6.3
V-26	58.00	118.00	4.7
V-27	62.00	143.00	5.3
V-28	76.00	143.00	9.6
V-29	-	175.00	13.7
V-30	83.00	-	22.0
VI-31	46.00	106.00	5.6
VI-32	-	150.00	8.2
VI-33	61.00	144.00	8.8
VI-34	45.00	144.00	8.5
VI-35	63.00	131.00	14.1
VI-36	48.00	69.00	20.9
VII-37	-	-	-
VII-38	-	-	-
VII-39	112.00	250.00	19.2
VII-40	113.00	275.00	16.4
VII-41	-	237.00	21.0

CUADRO 13

Tensión media de rotura a tracción y compresión Kg/cm<sup>2</sup>  
- % absorción de agua en 24 h.

Grupo de probetas	Tensión de rotura a Flexotracción	Tensión de rotura a Compresión	% absorción 24 h.
V-26 a V-28 VI-33 a VI-36	62.00	126.00	10.60
VII-39 a VII-40	112.00	262.00	17.80

V - Ladrillos color rosa  
VI - Ladrillos color rosa  
VII- Ladrillos color ocre claro

Características del mortero

Estudios efectuados en la Escuela de Arquitectos Técnicos de la Universidad de Granada, muestran que el material aglomerante utilizado en algunas construcciones árabes del Albaicín contiene cal, en ocasiones mezclada con yeso. Este hecho obligó a realizar ensayos de difracción de rayos X, para determinar si el mortero del edificio de la iglesia de Restábal contiene yeso.

Se comprobó la ausencia de yeso, figura 50, siendo las proporciones de cada componente mineralógico aproximadamente las siguientes:

Dolomita ≈ 42 %  
Calcita ≈ 38 %  
SiO<sub>2</sub> ≈ 15 %  
Arcilla ≈ 5 %

El % de cal aglomerante es la diferencia entre el pase por el tamiz 0.08 y el residuo insoluble:

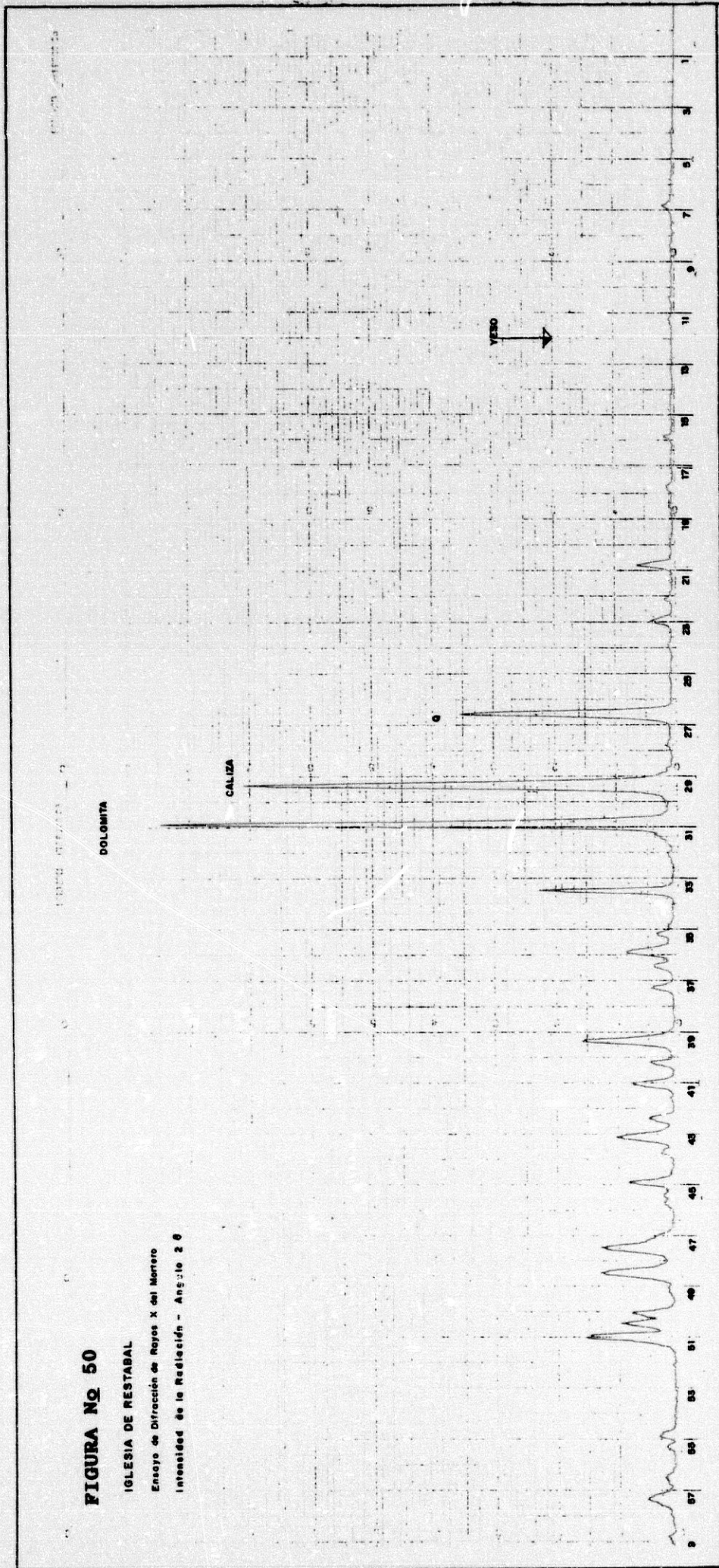
Pase tamiz 0.08 19.65 %  
Residuo insoluble 8.60 %  
-----  
Cal aglomerante ≈ 11.05 %

El % de cal corresponde con una dosificación en volumen cal:arena 1:3.

**FIGURA Nº 50**

**IGLESIA DE RESTABAL**

Ensayo de Difracción de Rayos X del Mortero  
Intensidad de la Radiación - Ángulo 2  $\theta$



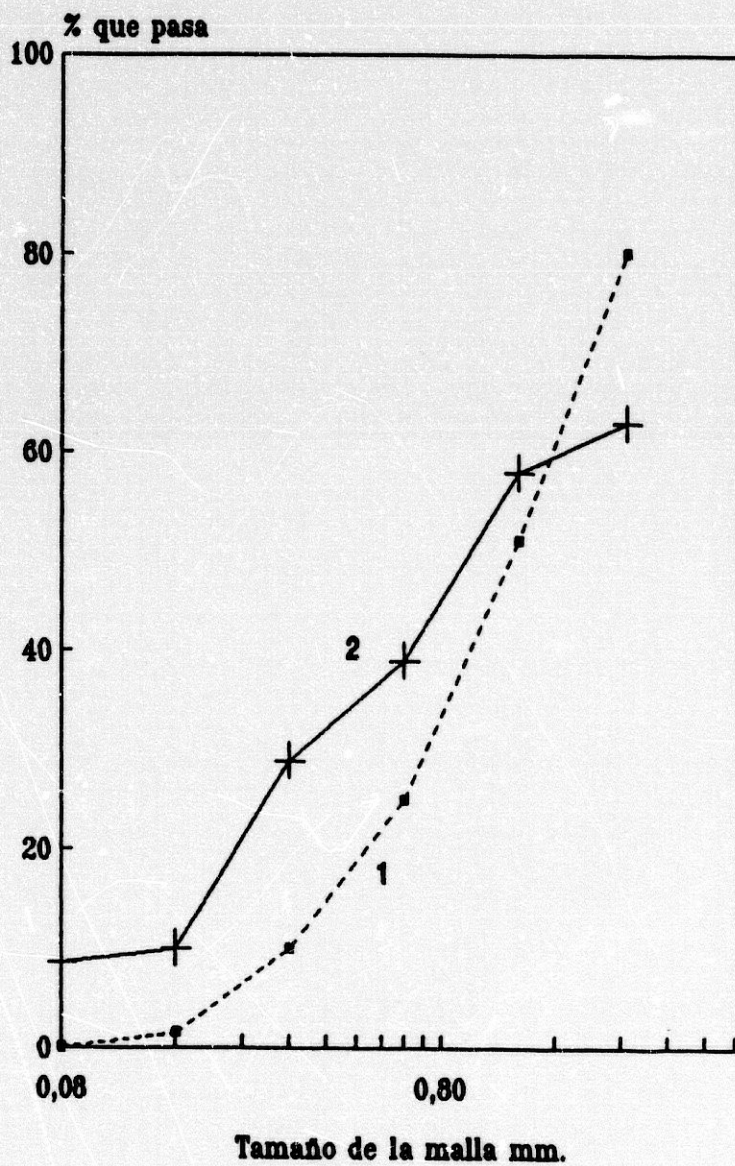
Los resultados de los ensayos granulométricos se muestran en la figura 51, junto con la curva granulométrica de la arena del río, que se utilizó en la confección del mortero.

La curva granulométrica 1, corresponde con la muestra de la arena actual. La curva 2 pertenece al mortero recogido en el muro del cementerio, una vez descontada la cal aglomerante.

Del análisis anterior se concluye, que el mortero utilizado en la fábrica de la iglesia de Restábal, es un mortero de cal y arena caliza 1:3.

**FIGURA Nº 51**

**Granulometría arena de Restábal**



**1. Arena actual recogida en el río**

**2. Arena procedente del mortero de la época**

## VII-2 FABRICACION Y CURADO DE LOS PANELES DE LADRILLO

Se fabricaron tres paneles de albañilería con ladrillos tipo V y VI, cuadros 11 y 12, y mortero de cal y arena 1:3.

El espesor de la junta de mortero fue en todos los casos 2.5 cm.

### CUADRO 14

#### Dimensiones de los paneles de ladrillo

---

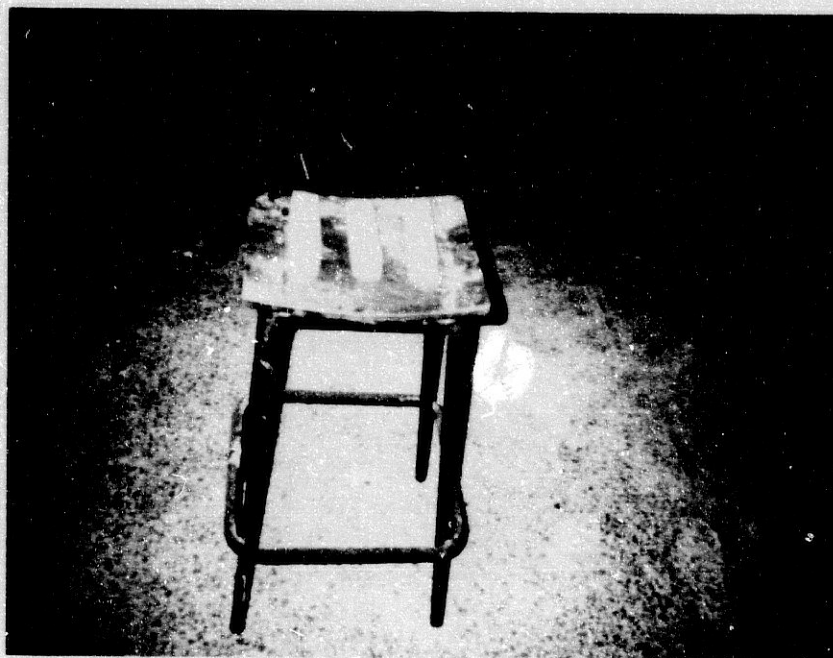
N o de hiladas	5
Espesor del ladrillo	3.5 - 4.5 cm.
Espesor de las juntas	2.0 - 3.0 cm.
Longitud del panel	56.16 cm.
Ancho del panel	12.16 cm.
Area del panel	683.00 cm <sup>2</sup>

---

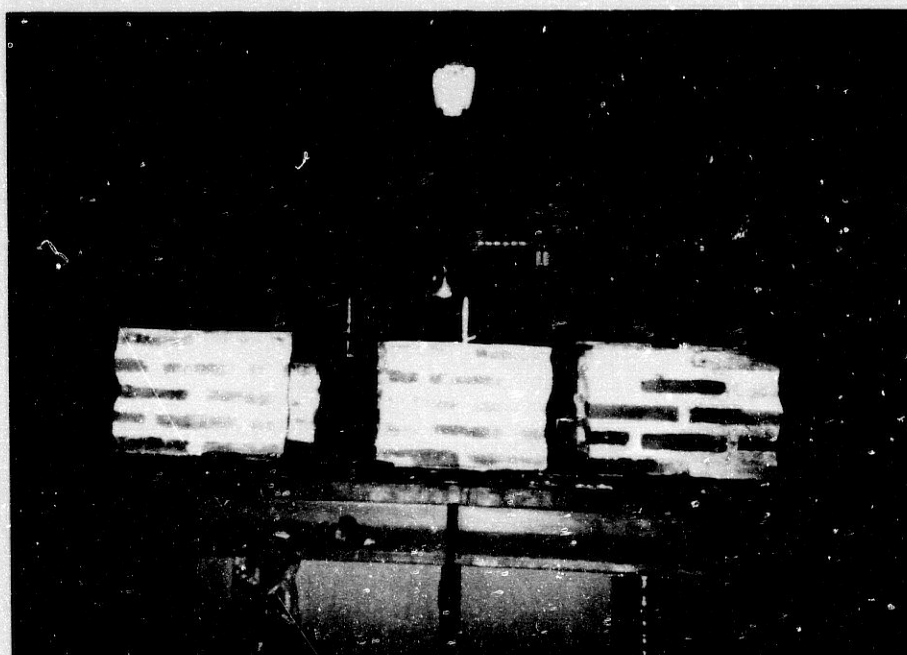
Con el fin de evitar deformaciones y roturas de los paneles, se construyeron sobre una plancha de acero horizontal de 1 cm. de espesor, previamente imprimada con gas oil, foto 18

Una vez fabricados, se curaron junto con las probetas de mortero, siguiendo las recomendaciones del borrador del EC6 (50 % de humedad y 25 ° C), fotos 17 y 18.

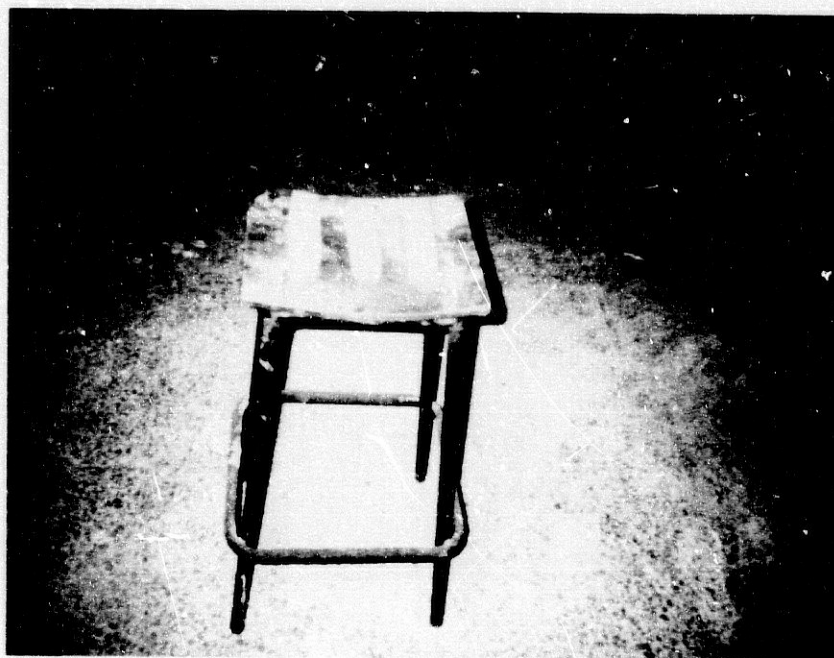
FOTOGRAFIA Nº 17



FOTOGRAFIA Nº 18



FOTOGRAFIA Nº 17



FOTOGRAFIA Nº 18





### VII-3 ENSAYO A COMPRESION DE LOS PANELES DE LADRILLO

Pasados veintiocho días, se refrentó la cara superior de los paneles fotos 18, 19 y 20, con azufre fundido vertido en un pequeño encofrado de aluminio, para asegurar la horizontalidad y paralelismo de las caras del panel.

Se colocaron en la prensa protegidas las caras superior e inferior, con una chapa de acero de 15 mm. de espesor, para asegurar la transmisión uniforme de la carga en los ensayos. Las deformaciones se midieron en la zona central de cada panel, con precisión de milésimas de milímetro. Las cargas aplicadas se leyeron en la prensa.

La duración del primer ensayo fue de 16 minutos, y de 14 el segundo, observándose en ambos casos una rotura frágil.

Los resultados de dos ensayos (el panel del tercer ensayo, se rompió sin apenas carga) se muestran en la figura 52.

El valor medio del módulo de elasticidad secante, a 1/3 de la carga de rotura  $E_{1/3}$  (Turnsek y Sheppard, 1980; Calvi y Magenes, 1991), es el siguiente:

$$E_{1/3} = 41.000 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo elástico recomendado por el borrador del EC6 es:

$$E = 1000 \cdot f_k = 37.100 \text{ kg/cm}^2$$

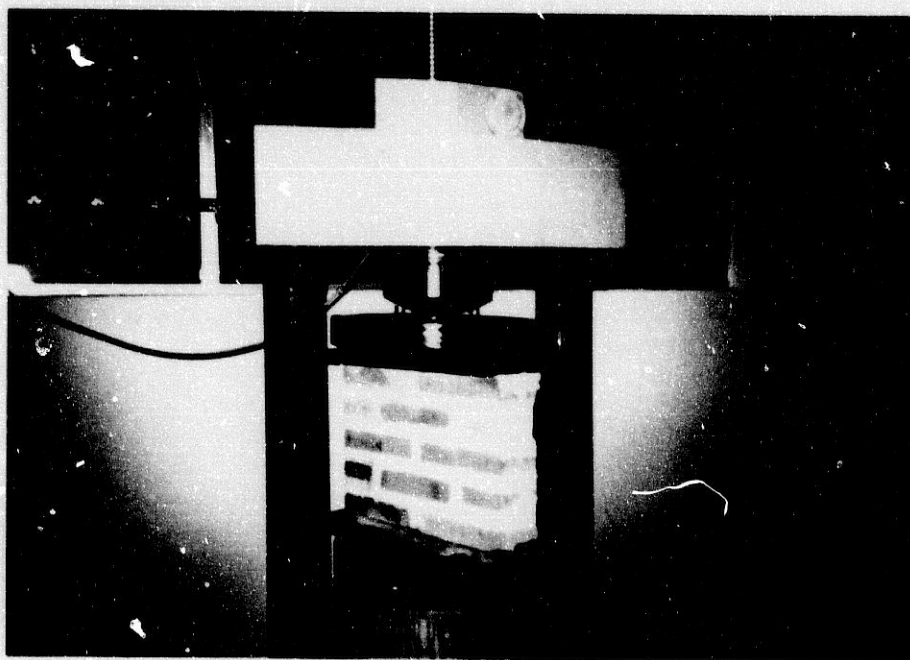
El cuadro 15 muestra la resistencia del mortero y de los paneles I y II. En la última columna se recogen los valores medios de la resistencia y del módulo de elasticidad.

CUADRO 15

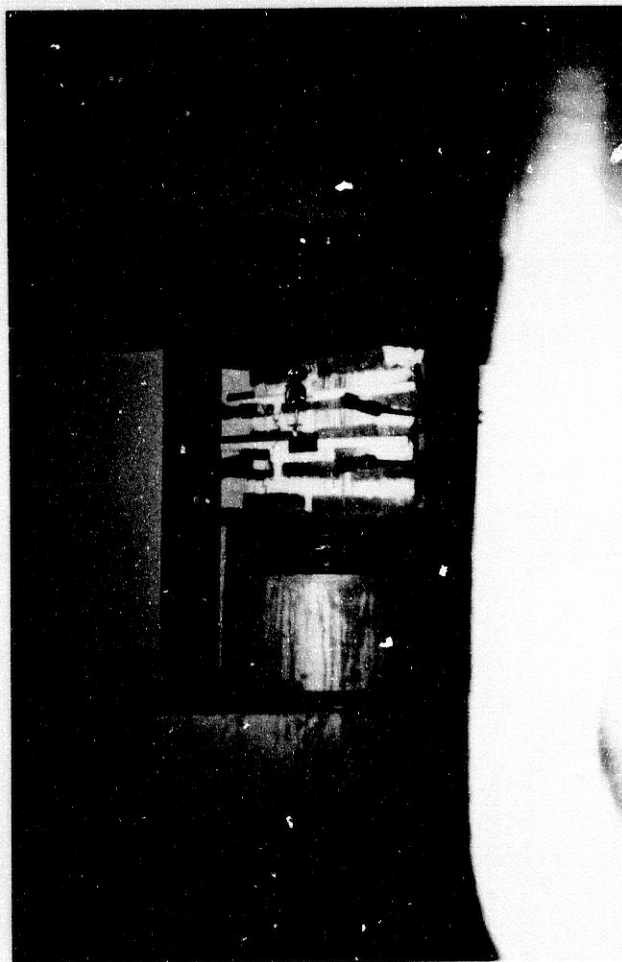
Módulo de elasticidad y resistencia a compresión ( $\text{Kg/cm}^2$ )  
Ladrillos clase V y VI  
Mortero de cal y arena 1:3

Característica	Panel I	Panel II	Valor medio
Resistencia $f_k$			37.10
Módulo E			37,100.00
Resistencia a compresión del mortero	10.00	11.00	10.50
Resistencia a tracción del mortero	5.00	6.00	5.50

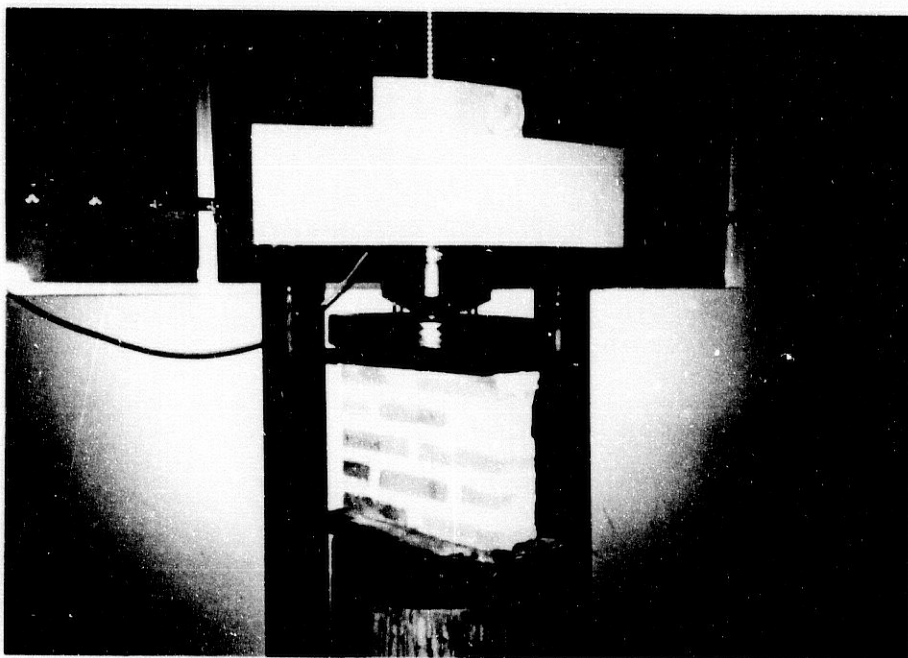
FOTOGRAFIA Nº 19



FOTOGRAFIA Nº 20



FOTOGRAFIA Nº 19

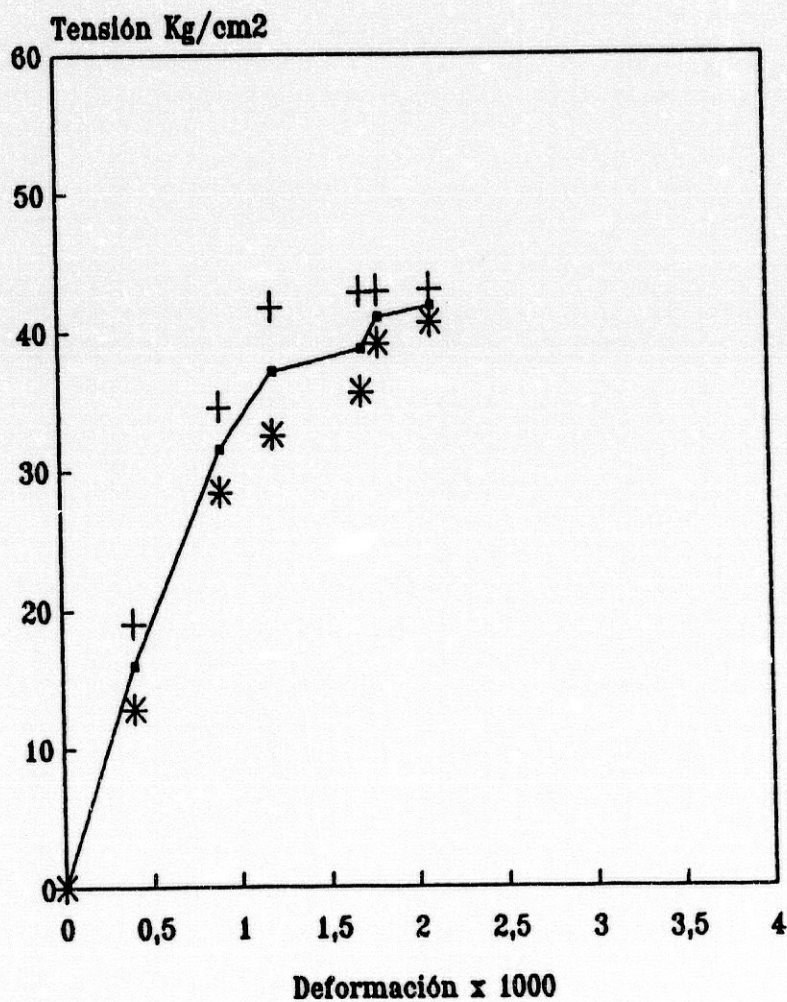


FOTOGRAFIA Nº 20



**FIGURA N° 52**

**Ensayo de rotura a compresión  
Ladrillo macizo mortero de cal. Restábal**



**+ Panel I   \* Panel II**

**Carga de rotura = 37.1 kg/cm2**

**Módulo Elasticidad E 1/3 = 41.000 kg/cm2**

**Módulo de Elasticidad EC6, E=37.100 kg/cm2**

## VII-4 CARACTERISTICAS MECANICAS DE LOS MATERIALES

### FABRICA DE LADRILLO

Los ladrillos utilizados en la confección de los paneles son del tipo V y VI, cuadros 12 y 13.

#### Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la fábrica ladrillo se estima de los ensayos de compresión

De acuerdo con el borrador del EC6, el valor del módulo de elástico es:

$$E = 1000 * f_k$$

En donde  $f_k$  es la resistencia característica de la fábrica de ladrillo. En este caso el valor medio de E, resultó 37.100 kg/cm<sup>2</sup>.

Se adopta el valor redondeado siguiente:

$$E = 37,000 \text{ kg/cm}^2$$

#### Coefficiente de Poisson

Los datos del coeficiente de Poisson disponibles son los siguientes:

	<u>v</u>
Page, 1978	0.167
Atkinson et al., 1989	0.16
Atkinson et al., 1989	0.22
Bernardini et. al. 1978	0.20-0.40
Blondet et al, 1989.	0.30
Sheppard, 1980	0.25
Yew Chaye Loo y Yan Yang, 1991.	0.16

Se adopta el valor:

$$v = 0.20$$

### Densidad

El valor medio de la densidad de los paneles de ladrillo es:

$$\delta = 1.6 \text{ kg/dm}^3$$

### Resistencia a tracción

Para estimar la resistencia a la tracción se consideran tres correlaciones.

Los valores de las magnitudes a considerar son:

Resistencia ladrillo	126.00 kg/cm <sup>2</sup>
Absorción de agua	10.6 %
Resistencia del mortero	10.5 kg/cm <sup>2</sup>

#### a) Anicic, (1984)

Para mortero con una resistencia variando entre 2 y 24 MPa, Anicic obtiene los valores de  $f_t$ , en muros de ladrillo macizo:

$\sigma_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )
3.71	1.75
7.61	2.53

$\sigma_o$  = tensión de compresión media en la sección horizontal debida a la carga vertical

#### b) Borrador del Eurocódigo 6, EC6

Para una absorción de agua entre el 7 y el 12 % con morteros M10 y M5, el borrador del EC6, recomienda una resistencia característica a la flexión:

$$f_{xk} = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

c) Edgell, (1990)

La figura 49 es el resultado de las investigaciones de Edgell. De ella se obtiene para una absorción de agua del 11 % un valor de la resistencia a la flexotracción de:

$$f_{x\lambda} = 4.0 \text{ kg/cm}^2$$

Como resumen de las tres correlaciones, se adoptó un valor conservador de la resistencia a tracción de la fábrica de ladrillo:

$$f_t = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a compresión

Fue determinada en el ensayo de compresión.

$$f_c = 37.1 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia al cortante

Se consideraron las tres correlaciones siguientes:

a) Borrador del Eurocódigo 6, EC6

Para el mortero M10 este documento recomienda el valor

$$f_{vko} = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

Teniendo en cuenta que la resistencia al cortante  $f_{vk}$  depende de la carga vertical  $\sigma$ , el valor de  $f_{vk}$  en una sección horizontal se puede tomar:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \cdot \sigma_o$$

Expresión que permite obtener la resistencia al cortante en función de la carga vertical:

$\sigma_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{vk}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	3.0
3.0	4.2

$\sigma_o$  = tensión de compresión media en la sección horizontal de muro

**b) Dolce, (1989)**

Para una resistencia a compresión del ladrillo

$$f_{bk} \leq 150 \text{ kg/cm}^2,$$

y cualquier clase de mortero M. Dolce recomienda el valor:

$$f_{vko} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la expresión de  $f_{vk}$  el valor  $f_{vko} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ , se obtiene:

$\sigma_o$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{vk}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	2.0
3.0	3.2

$\sigma_o$  = tensión de compresión media en la sección horizontal de muro

**c) Astroza M., (1992)**

El profesor Maximiliano Astroza, una vez analizadas las características de los ladrillos y mortero, y los antecedentes de sus propias investigaciones en la Universidad Católica de Chile, tuvo la amabilidad de comunicar lo siguiente:



"..., creo que el mortero que ustedes han ensayado tendrá un efecto sobre la adhesión. Así la resistencia ante acciones sísmicas se podría estimar conservadoramente del orden de 2.5 kg/cm<sup>2</sup> (tensión tangencial media en la sección transversal del muro). Este valor necesariamente se debe modificar, incrementándolo, por efecto de las tensiones normales que produzcan las cargas verticales."

Tomando  $f_{vko} = 2.5 \text{ kg/cm}^2$

El valor de  $f_{vk}$  es el siguiente

$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{vk}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	2.5
3.0	3.7

$\sigma$  = tensión de compresión  
media en la sección  
horizontal de muro

Como resumen de las tres correlaciones se adopta para la tensión tangencial media  $f_{vk}$ , el valor recomendado por Astroza.

## MAMPOSTERIA

La mampostería de relleno de los muros y torre de la iglesia de Restábal, está fabricada con trozos de roca o gravas gruesas, entre 10 y 20 cm. de diámetro máximo.

El mortero es de cal y arena, en una proporción en volumen 1:3.

### Módulo de Elasticidad

En el cuadro 16 se resumen los valores de las magnitudes más importantes, de fábricas de mampostería similares:

Cuadro 16

Propiedades medias de la mampostería  
(kg/cm<sup>2</sup>)

	E	δ	f <sub>t</sub>	τ <sub>k</sub>	f <sub>c</sub>	f <sub>m</sub>
Benedetti et. al. (1)		1.4	1.3	0.87		5.0
Benedetti et. al. (2)		1.4	1.3	0.89		8.0
Chiostrini (3)	4,200-10,500					
Sheppard (4)	10,000		0.8		9.0	
Tomazevic (5)	10,000		1.5		9.0	

E = módulo de elasticidad en ensayo de compresión  
δ = densidad  
τ<sub>k</sub> = resistencia al cortante media para σ<sub>o</sub> = 0  
f<sub>t</sub> = 1.5 \* τ<sub>k</sub>  
f<sub>c</sub> = resistencia a compresión de la albañilería  
f<sub>m</sub> = resistencia a compresión del mortero

(1) Material típico de una casa rural en Friuli (Italia). Los mampuestos de formas irregulares colocados toscamente con dos caras paralelas. Mortero de cal y arena composición volumétrica 1:3, de baja resistencia a compresión 5 kg/cm<sup>2</sup>. Modelo ensayado a escala 1:2.

(2) Los mampuestos de formas irregulares, colocados toscamente con dos caras paralelas. Pobre calidad del mortero (resistencia a compresión 8

kg/cm<sup>2</sup>), simulando las condiciones de los edificios antiguos. Modelo ensayado a escala 1:2.

(3) Mampostería típica de la construcción de edificios en Florencia. Resultados de los test con flat-jack en los muros del edificio.

(4) Mampostería de piedra-ladrillo-mortero, correspondiente a edificios de los siglos XVII y XVIII, en Yugoslavia. La proporción piedra-ladrillo es aproximadamente 4:1. La mayoría de los bloques de arenisca tiene un tamaño máximo de 30 cm. El ladrillo fabricado a mano, tiene una resistencia a compresión de 150 kg/cm<sup>2</sup>. El mortero es una mezcla de cal, arcilla, arena y grava. Debido a la carbonatación durante muchos años, el mortero ha adquirido una resistencia muy elevada, en el rango 25-40 kg/cm<sup>2</sup>. Ensayos in situ y en laboratorio.

(5) Mampostería de piedra local (arenisca, caliza, y conglomerado) y mortero de cal con una pequeña cantidad de cemento para acelerar la resistencia. Modelo a escala 1:4.

Teniendo en cuenta la similitud entre los materiales, se adoptó un valor del módulo elástico de Tomazevic:

$$E = 10,000 \text{ kg/cm}^2$$

#### Coefficiente de Poisson

La calidad de la mampostería de relleno de los muros es relativamente baja; se puede asimilar a un suelo granular

Los valores adoptados para este tipo de material son los siguientes:

	v
Conglomerado	0.25
Arenas y gravas flojas	0.30
Material mal graduado	0.35

Se adopta un coeficiente de Poisson conservador variando en el rango:

$$0.30 \leq v \leq 0.35$$

### Densidad

La densidad media de tres bloques de mampostería, confeccionada con material similar al del edificio fue de:

$$\delta = 1.5 \text{ kg/dm}^3$$

### Resistencia a compresión

Al tener en cuenta la similitud de los materiales se adopta el valor de Tomazevic:

$$f_c = 9.0 \text{ kg/cm}^2$$

### Resistencia a tracción

Teniendo en cuenta la similitud entre los materiales, se adoptó el valor de Tomazevic.

$$f_{tk} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

### Resistencia a cortante

Se adoptó el valor

$$\tau_k = 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo  $f_{vk0} = 1.0$  en la expresión

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 * \sigma_0$$

Se obtiene:

$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{vk}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	1.0
3.0	2.2

$\sigma_0$  = tensión de compresión  
media en la sección  
horizontal de muro

## VII-5 MODELO ANALITICO DE RESPUESTA SISMICA

Determinadas las constantes mecánicas de los materiales, es necesario definir:

- El modelo de elementos finitos SAP80
- El espectro de respuesta

Con estos datos, variando el input sísmico, magnitud de la aceleración pico y dirección de llegada de las ondas S, se obtiene para cada input (Colunga y Abrams, 1992; Blondet, Meyes, Kelly, Villablanca y Klinger, 1989), una tabla de valores de:

- La tensión de flexión
- La tensión de corte media.

Al comparar el valor de la "tensión de flexión neta", con la resistencia a tracción  $f_t$ , se determina el estado de fisuración del elemento, cuando la rotura es gobernada por la sollicitación de flexión.

El valor de la tensión de corte media, comparado con  $f_{vk}$ , permite determinar el estado de fisuración de un elemento, cuando la rotura procede del esfuerzo cortante.

El comportamiento dinámico de la torre de una iglesia, cuya altura es varias veces el ancho, responde a un modelo con predominio de la flexión frente al cortante. Por consiguiente, la "tensión de flexión neta" determina las zonas de fisuración.

En efecto, las grietas dibujadas en las figuras 39, 40, 41, y 42, se desarrollan en la dirección del eje de la torre y perpendiculares al mismo. No aparecen las grietas en forma de X, debidas al cortante. Por tanto el trabajo de la torre se asemeja al de una ménsula, en la que predominan las flexiones frente al resto de las sollicitaciones.

### Características de los materiales

Se resumen a continuación las características de los materiales de construcción del edificio, que se utilizaron en este trabajo

#### Fábrica de ladrillo

Módulo de Elasticidad 37,000.00 kg/cm<sup>2</sup>  
Coeficiente de Poisson 0.20  
Densidad 1.60 kg/dm<sup>3</sup>  
Resistencia a tracción 2.50 kg/cm<sup>2</sup>  
Resistencia a compresión 37.10 kg/cm<sup>2</sup>  
Resistencia al cortante:  $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \cdot \sigma_o$

$\sigma_o$ (kf/cm <sup>2</sup> )	$f_{vk}$ kg/cm <sup>2</sup>
0.0	2.5
3.0	3.7

$\sigma_o$  = tensión de compresión media en la sección horizontal de muro debida a la carga vertical

#### Mampostería

Módulo de elasticidad 10,000.00 kg/cm<sup>2</sup>  
Coeficiente de Poisson 0.30-0.35  
Densidad 1.50 kg/dm<sup>3</sup>  
Resistencia a tracción 1.50 kg/cm<sup>2</sup>  
Resistencia a cortante:  $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \cdot \sigma_o$

$\sigma_o$ (kf/cm <sup>2</sup> )	$f_{vk}$ kg/cm <sup>2</sup>
0.0	1.0
3.0	2.2

### Situación de los materiales en el edificio

La figura no 53 muestra la planta del edificio de la iglesia. En la cara sur está adosada la torre, y en la norte la casa rectoral.

#### Torre de la iglesia

Los cuatro muros de la torre, se han numerado del 1 al 4.

Se distinguen en la estructura de la torre, dos cuerpos con geometría y materiales de construcción diferentes:

##### -Cuerpo inferior

Este cuerpo tiene una altura de 13.75 m., extiéndose desde los cimientos hasta el arranque del cuerpo superior.

La fábrica de estos muros es de ladrillo y mampostería.

La fábrica de ladrillo ocupa dos bandas verticales, de 1.60 m. de ancho y 13.75 m. de altura; que recorren el cuerpo inferior de la torre en toda su longitud.

Estas bandas de ladrillo, limitan un espacio de ancho variable de mampostería, que completa el muro.

El espesor de las paredes y el tipo de material, para cada uno de los muros de la torre, se indican seguidamente:

Muro no	Espesor(m)	Altura (m)	Fábrica del muro
1	1.10	0.00 - 13.75	Ladrillo y mampostería
1	0.90	13.75 - 18.70	Ladrillo
2	1.10	0.00 - 13.75	Ladrillo y mampostería
2	0.90	13.75 - 18.70	Ladrillo
3	1.60	0.00 - 9.17	Ladrillo y mampostería
3	1.10	9.17 - 13.75	Ladrillo y mampostería
3	0.90	13.75 - 18.70	Ladrillo
4	2.20	0.00 - 9.17	Ladrillo y mampostería
4	1.10	9.17 - 13.75	Ladrillo y mampostería
4	0.90	13.75 - 18.70	Ladrillo

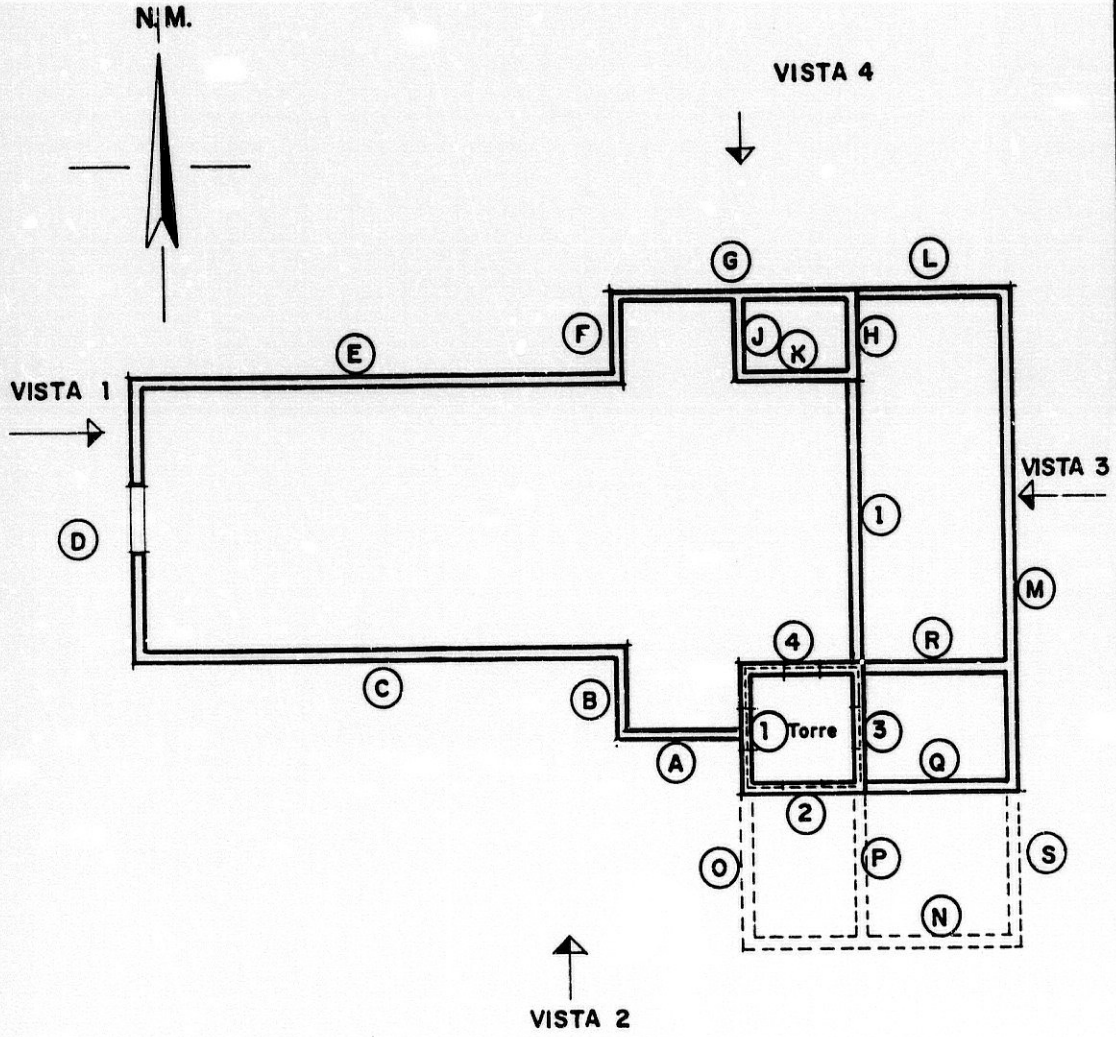
##### -Cuerpo superior de la torre

El cuerpo superior tiene una altura de 4.95 m. Está construido de aparejo de ladrillo exclusivamente.

FIGURA Nº 53

IGLESIA DE RESTABAL

PLANTA - CROQUIS





### **Resto del edificio**

Los muros que forman el edificio de la iglesia y casa rectoral, vienen indicados en la figura 53, por las letras mayúsculas siguientes:

A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, R, Q

La línea discontinua corresponde a los muros, que formaron parte de la casa rectoral y fueron demolidos muy recientemente:

N, O, P, Q, S

El material predominante en la iglesia y casa rectoral, es la mampostería reforzada en las esquinas con fábrica de ladrillo.

El espesor de estos muros es aproximadamente de 1.10 m., salvo el muro J que tiene un espesor de 1.60 m.

### **Malla de elementos finitos**

La malla de elementos finitos adoptada para los muros de la torre, se indica en la figura 54. La del resto del edificio en las figuras nº 55, 56 y 57. Aparecen en línea discontinua, los elementos que formaron parte de la casa rectoral en la época del terremoto y fueron demolidos recientemente, con el fin de dar a la Torre mayor realce.

Se utiliza el elemento "shell" (con comportamiento de membrana y placa). El espesor y el material de cada elemento, corresponde con los valores indicados en la página 152.

El número de nudos de la malla es de 344, de los que se consideran empotrados aquellos que definen la cimentación.

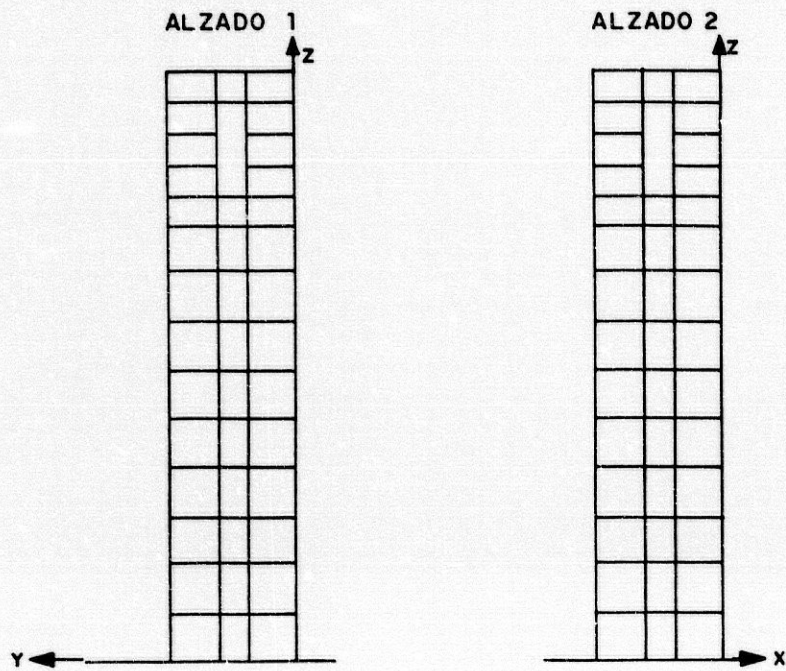
Se evalúan cinco valores propios, (Ghobarah et al, 1992, y Stephen et al, 1975 evalúan tres y cuatro valores), cuyos periodos son: 0.275, 0.267, 0.157, 0.143, 0.133 segundos.

### **Espectro de respuesta**

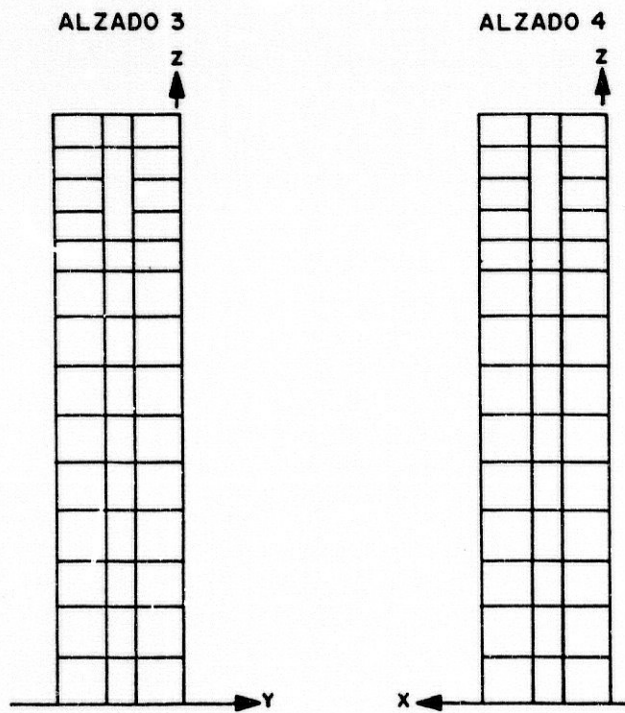
El espectro de respuesta es el de suelo rocoso, con un factor de amortiguamiento del 5 %, figura 58 (Seed e Idriss, 1982).

**FIGURA N° 54**

Malla elementos finitos Torre Iglesia de Restabal.

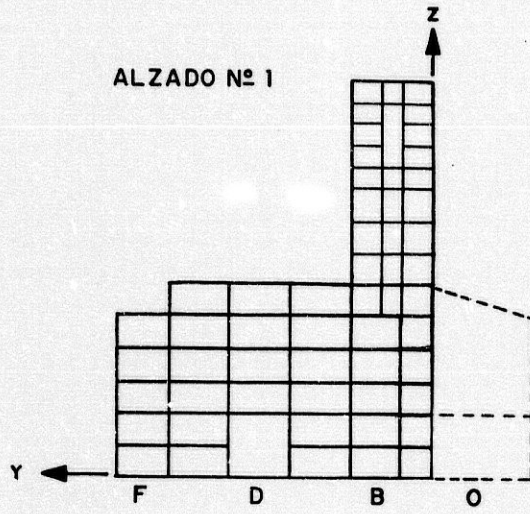


**TORRE IGLESIA DE RESTABAL**

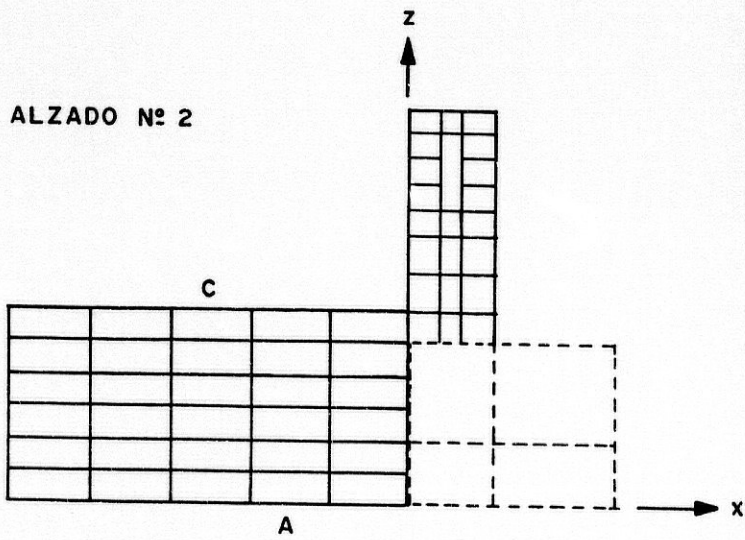


**FIGURA Nº 55**

**Malla elementos finitos Iglesia de Restabal**



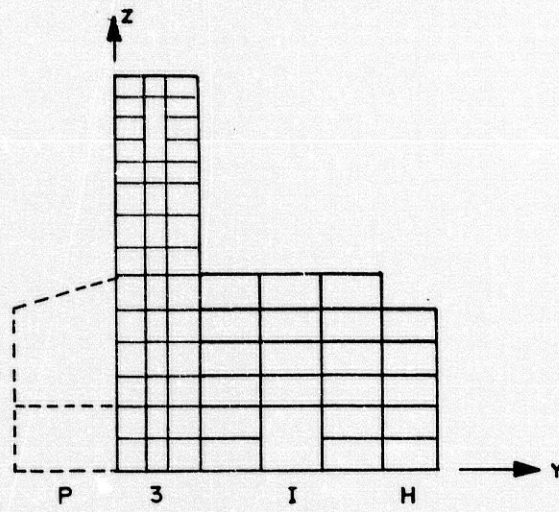
IGLESIA DE RESTABAL



**FIGURA N° 56**

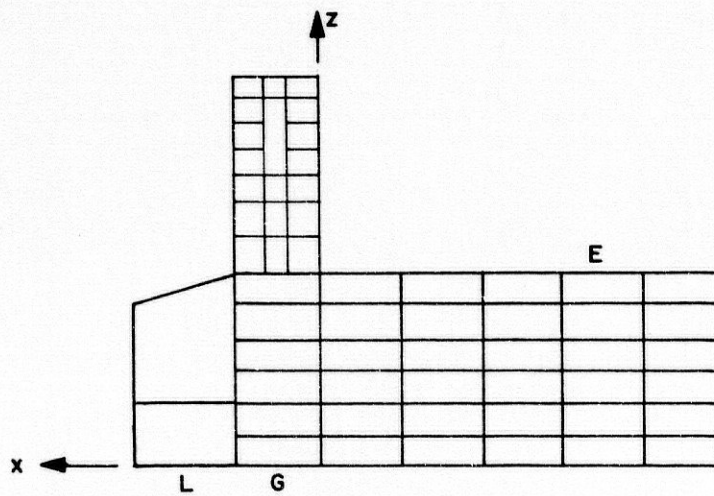
**Malla elementos finitos iglesia de Restabal**

**ALZADO N° 3 INTERIOR**



**IGLESIA DE RESTABAL**

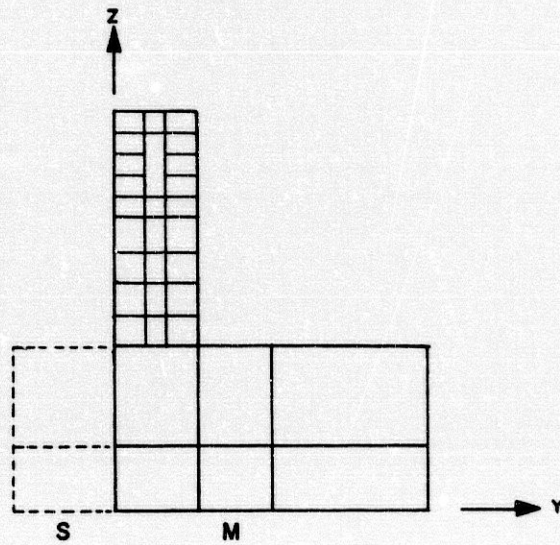
**ALZADO N° 4**



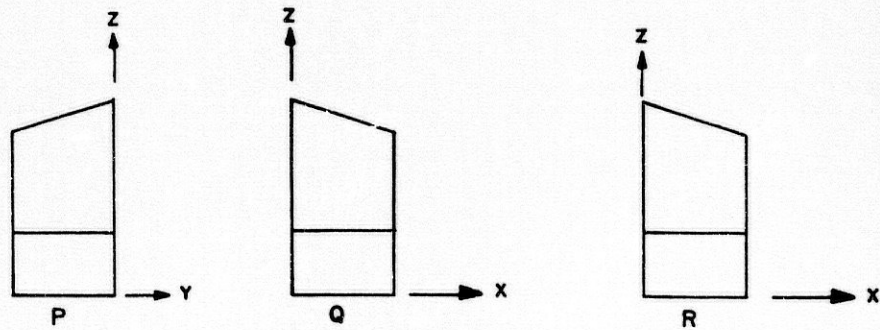
**FIGURA Nº 57**

**Malla elementos finitos iglesia de Restabal**

**ALZADO Nº 3 EXTERIOR**



**IGLESIA DE RESTABAL**



**MUROS INTERIORES**

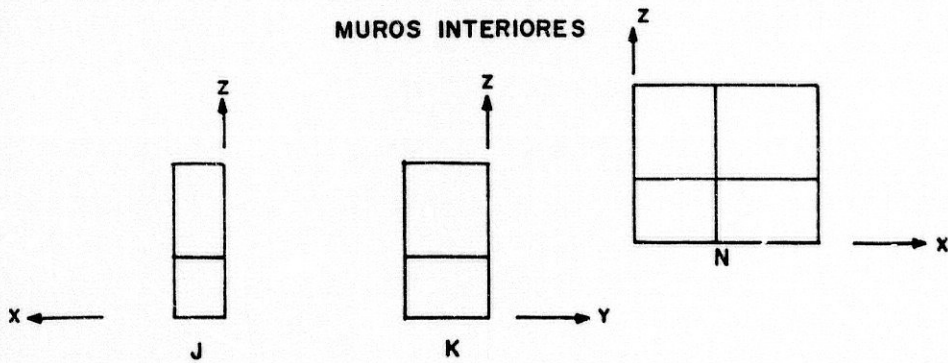
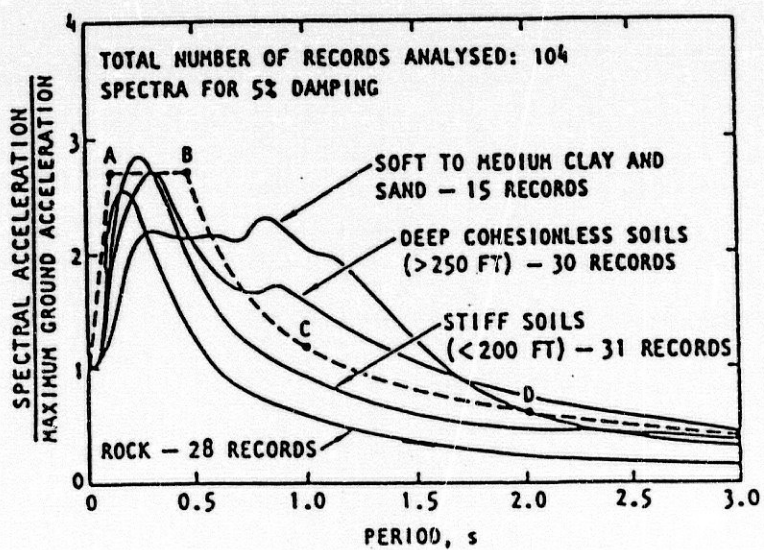


FIGURA Nº 58



Aceleración espectral media para distintos suelos (Seed e Idriss, 1982)

## CAPITULO VIII

### DISCUSION DE LOS RESULTADOS

#### VIII-1 ACELERACION QUE PRODUCE LA FISURACION

Para una dirección de llegada de las ondas S, y un espectro de respuesta determinado, la respuesta elástica de la estructura es proporcional al valor de la aceleración pico.

Por lo tanto, la relación

$$r = \frac{\text{Tensión de fisuración del material del muro}}{\text{Tensión predicha por el programa (SAP80)}}$$

coincide con la relación

$$\frac{\text{Aceleración de fisuración}}{\text{Aceleración del input en el SAP80}}$$

Por consiguiente, multiplicando el valor de r anterior, por la aceleración del input sísmico en el programa SAP80, se obtiene la aceleración que produce la fisuración del elemento correspondiente:

$$\text{Aceleración de fisuración} = r * \text{Aceleración del input}$$

Conocida la tensión de fisuración del material, el valor r se obtiene dividiendo la tensión de fisuración por la tensión obtenida al procesar el programa SAP80.

Los esfuerzos cortantes que se obtienen en los cimientos de la torre, en todos los casos de carga analizados, son muy pequeños. Así por ejemplo, la tensión cortante máxima para una aceleración 0.2g es de 0.1 Kg/cm<sup>2</sup>, muy inferior a las admisibles para mampostería y fábrica de ladrillo, 2.2 y 3.7 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.

Las tensiones de torsión para la aceleración 0.2g, son inferiores a 0.6 Kg/cm<sup>2</sup> en todos los elementos de la torre, salvo en tres elementos en los que alcanzan 1.0, 1.2 y 2.1 Kg/cm<sup>2</sup>.

Teniendo en cuenta que la aceleración en Restábal (deducida de las curvas de atenuación de Campbell y Fukushima, para el epicentro propuesto por Muñoz y Udías) está entre 0.09g y 0.17g (valores inferiores a 0.2g), se concluye que el terremoto no causó tensiones de torsión y cortante importantes en la torre. Por lo tanto, la fisuración de la torre se debe principalmente al esfuerzo de flexión.

#### VIII-2 ACELERACION-ANGULO DE INCIDENCIA DE LAS ONDAS S

La figura 59 muestra las tangentes a la isosista IX trazadas desde Restábal. Una recta perpendicular a una de estas tangentes define una posible dirección de llegada de las ondas S.

De la figura se deduce que la dirección del input sísmico puede variar entre 75° y 100°, medidos a partir del este.

Procesando el SAP80 para un ángulo de ataque de las ondas S de 75° y una aceleración pico de 0.2g, se obtienen las tensiones en cada elemento de la torre de la iglesia y el valor de r:

$$r = \frac{\text{Tensión de fisuración del material del muro}}{\text{Tensión predicha por el SAP80}}$$

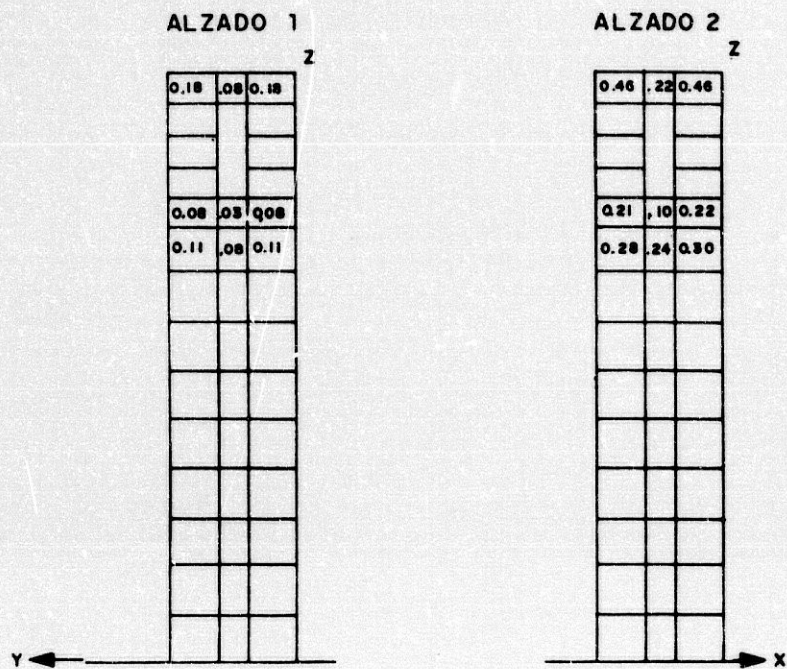
Este valor de r multiplicado por 0.2\*g da el valor de la aceleración pico, que produciría la fisuración del elemento correspondiente para un ángulo de ataque de las ondas S de 75°.

En la figura 60, obtenida con un coeficiente de Poisson de la mampostería,  $\nu=0.35$ , se indica en unidades de g, el valor de la aceleración que produciría la fisuración de los elementos finitos más solicitados a flexión. Los valores de la aceleración que no aparecen en ciertos elementos son superiores a los dibujados sobre los elementos contiguos.

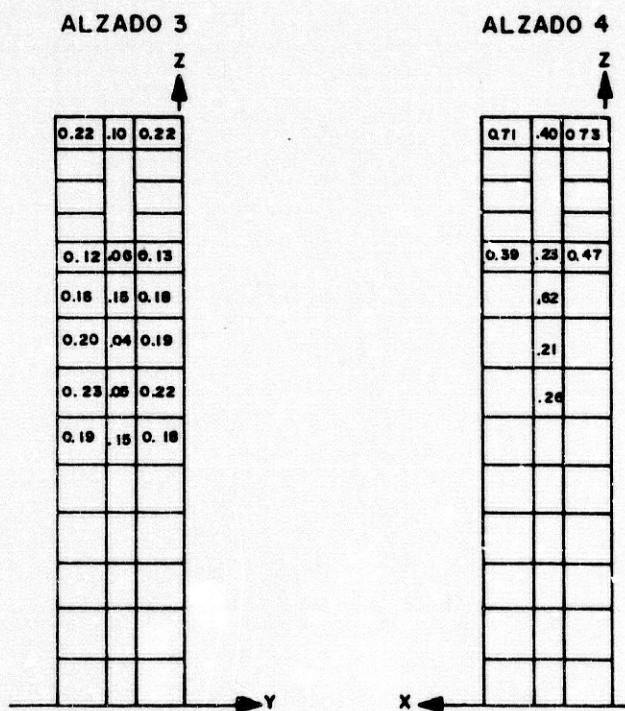


**FIGURA Nº 60**

Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g)  
Angulo incidencia ondas S 75°



**TORRE IGLESIA DE RESTABAL**



Del examen de la figura 60 se deduce:

1<sub>o</sub>) El cuerpo inferior de la torre comienza a fisurarse por flexotracción, para los valores de la aceleración pico siguientes:

Muro 1	0.08g	y	0.11g
Muro 2	0.24g	y	0.30g
Muro 3	0.04g	y	0.15g
Muro 4	0.21g	y	0.26g

2<sub>o</sub>) El cuerpo superior se fisura con valores de la aceleración pico:

Muro 1	0.03g	y	0.08g
Muro 2	0.10g	y	0.21g
Muro 3	0.06g	y	0.10g
Muro 4	0.23g	y	0.40g

3<sub>o</sub>) Los muros de la Torre tienen un comportamiento desigual. Resultando el más resistente el muro n<sub>o</sub>4, debido sin duda su mayor espesor.

Repitiendo el proceso de cálculo para los ángulos 80, 85, 90, y 100<sub>o</sub>. Se obtienen las figuras 61, 62, 63 y 64.

Por último las figuras 65 y 66 muestran, en función del coeficiente de Poisson de la mampostería, la relación existente entre el ángulo de incidencia de las ondas S, y el rango de variación de la aceleración que causa la fisuración de los muros más dañados de la torre, el n<sub>o</sub>1 y el n<sub>o</sub>3.

De las figuras 65 y 66 se deduce que la aceleración disminuye a medida que aumenta el ángulo, manteniéndose constante a partir de 80<sub>o</sub>-85<sub>o</sub> entre los

valores que se indican en el cuadro siguiente:

ACELERACION DE FISURACION

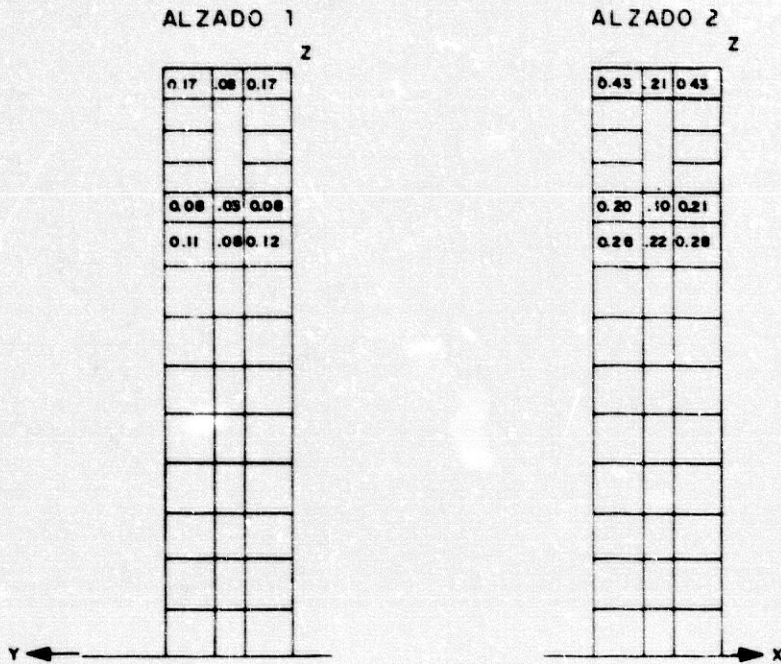
Coeficiente de Poisson de la mampostería	0.35	0.30
	Cuerpo superior del muro	
Muro n <sup>o</sup> 1	0.03g-0.08g	0.04g-0.10g
Muro n <sup>o</sup> 3	0.05g-0.10g	0.08g-0.12g
	Cuerpo inferior del muro	
Muro n <sup>o</sup> 1	0.08g-0.11g	0.10g-0.13g
Muro n <sup>o</sup> 3	0.04g-0.14g	0.04g-0.14g

Teniendo en cuenta que el cuerpo inferior del muro n<sup>o</sup> 1 es el más dañado, se estima un valor conservador de la aceleración pico en Restábal, igual a la aceleración de fisuración.

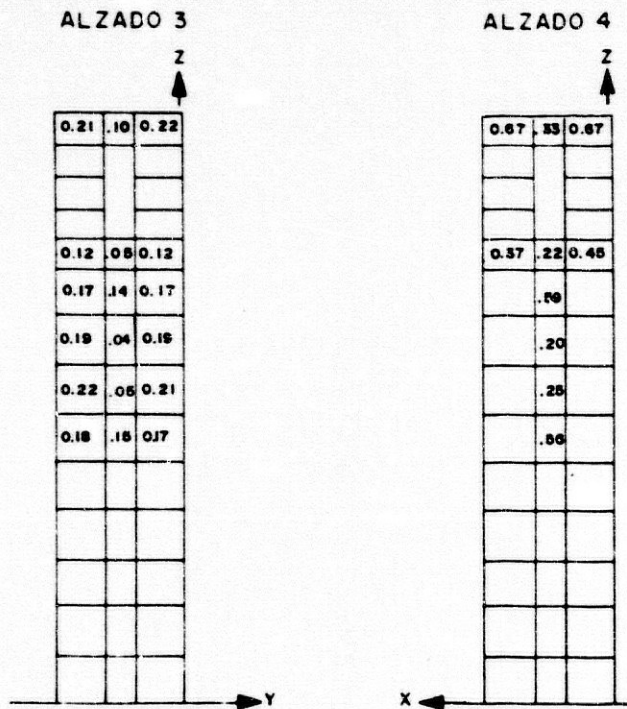
v= 0.35	0.08g - 0.11g
v= 0.30	0.10g - 0.13g

**FIGURA N° 61**

Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g)  
Angulo de incidencia ondas S 80°

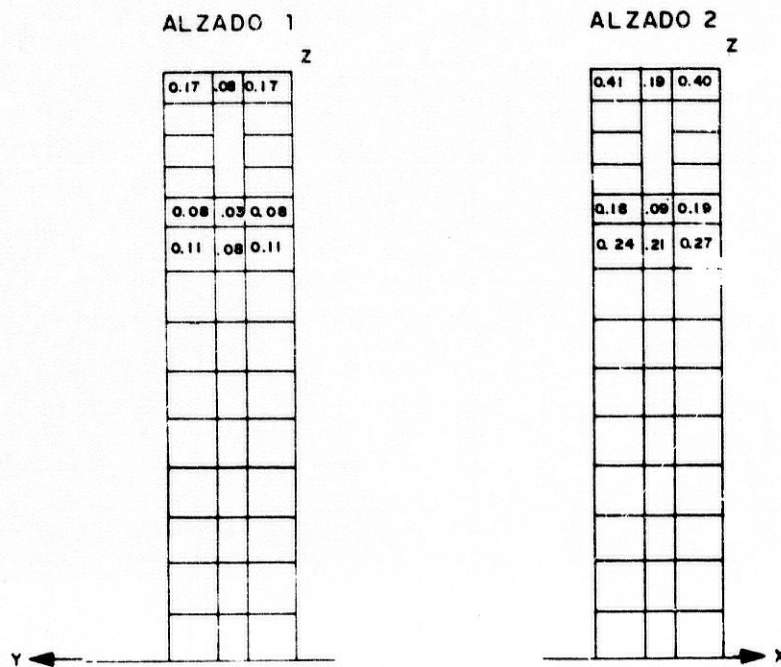


**TORRE IGLESIA DE RESTABAL**

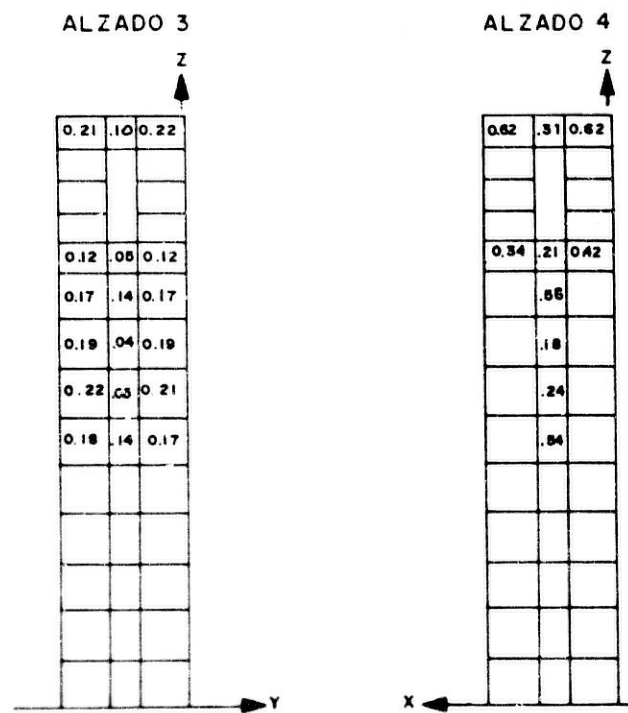


**FIGURA N° 62**

Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g)  
 Angulo de incidencia ondas S 85°

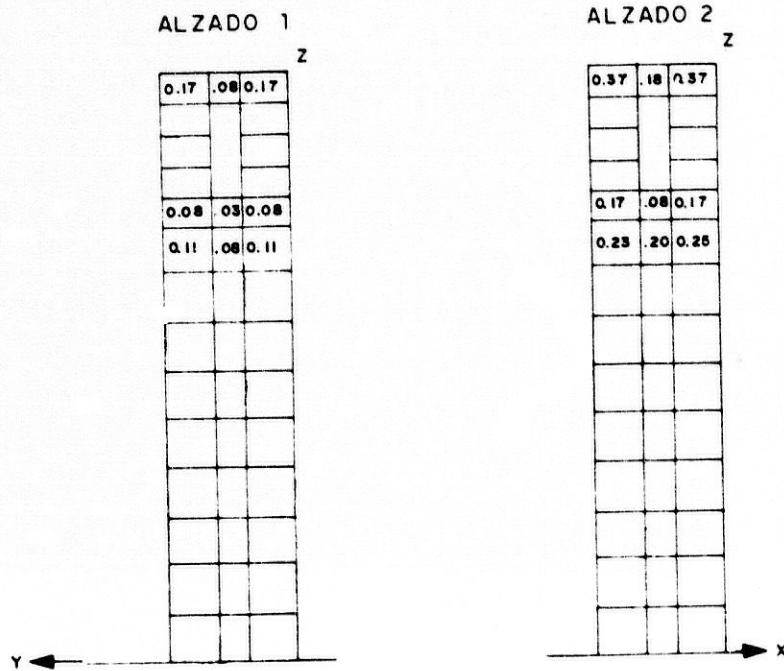


**TORRE IGLESIA DE RESTABAL**

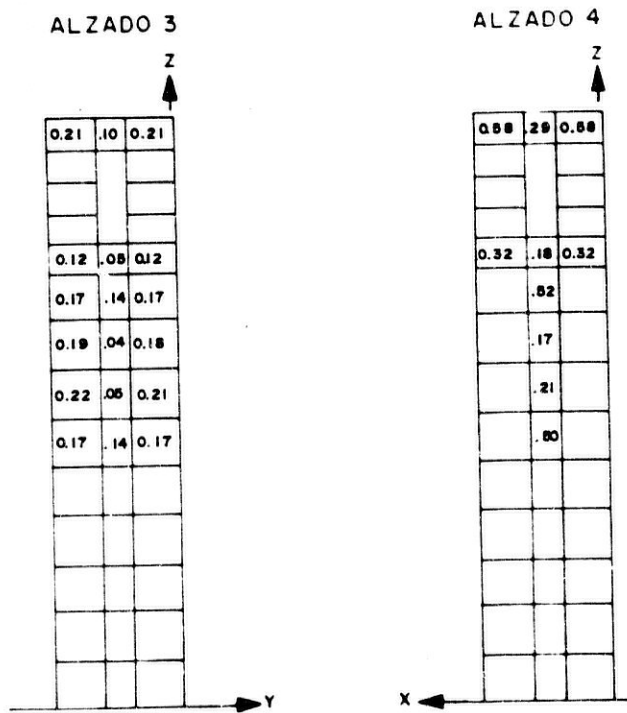


**FIGURA N.º 6.3**

Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g)  
 Angulo de incidencia ondas S 90°



**TORRE IGLESIA DE RESTABAL**



**FIGURA N° 64**

**Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g)**  
**Angulo de incidencia ondas S 100°**

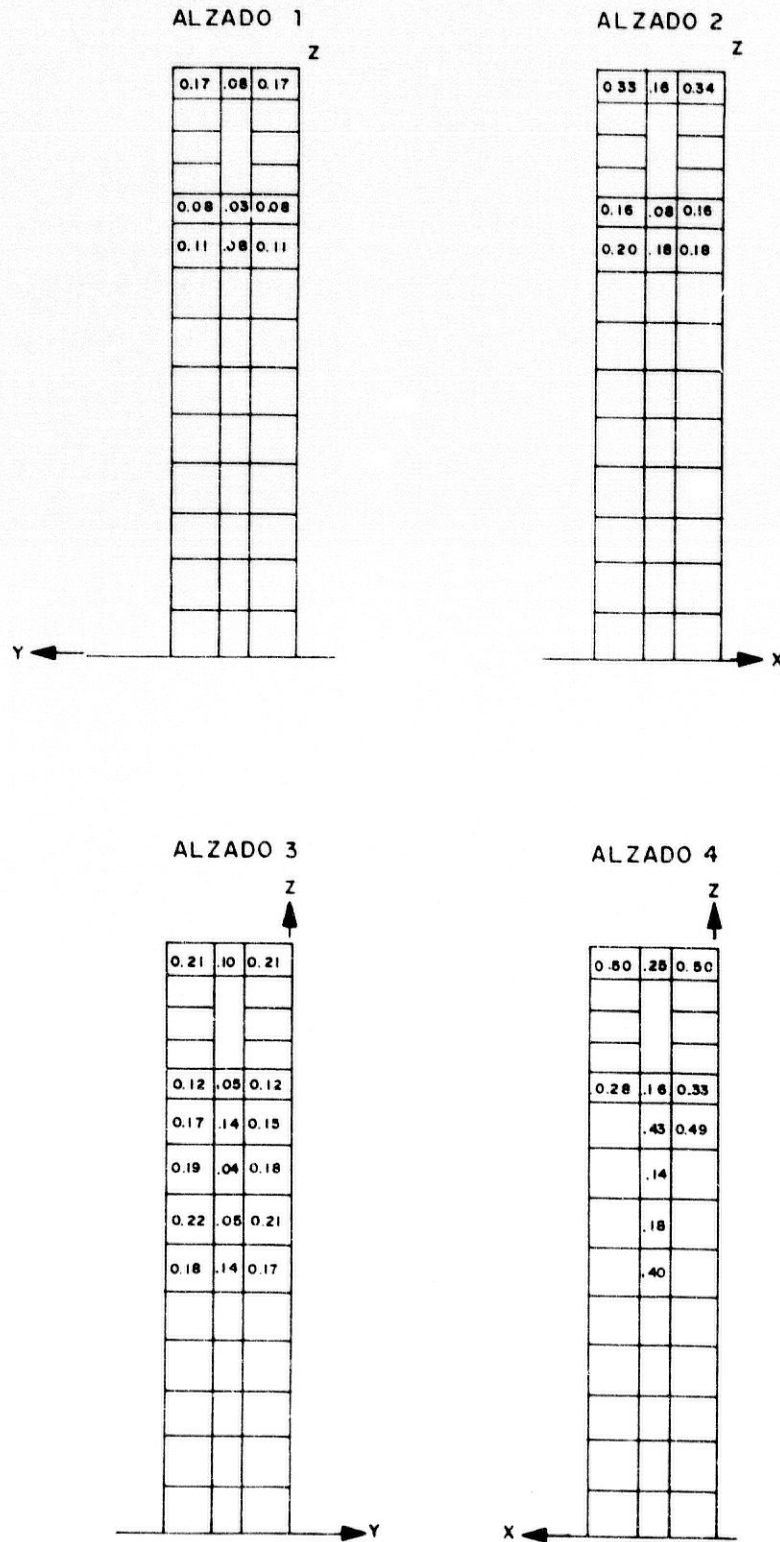
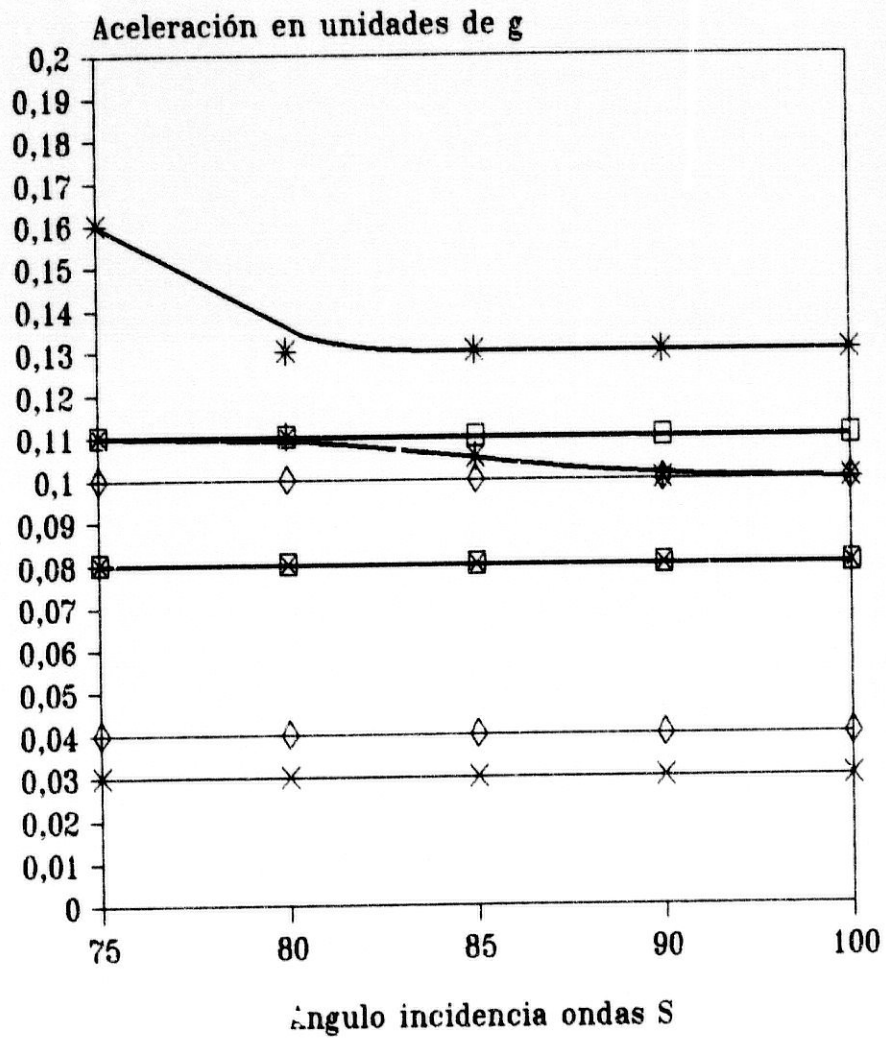


FIGURA 65

MURO 1 TORRE IGLESIA DE RESTABAL  
 Aceleración - ángulo incidencia ondas S



- ✕ Muro S, v=.35
- Muro I, v=.35
- ◇ Muro S, v=.30
- \* Muro I, v=.30

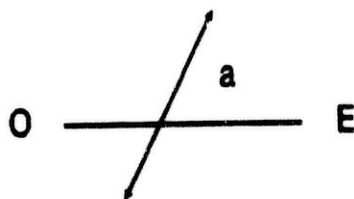
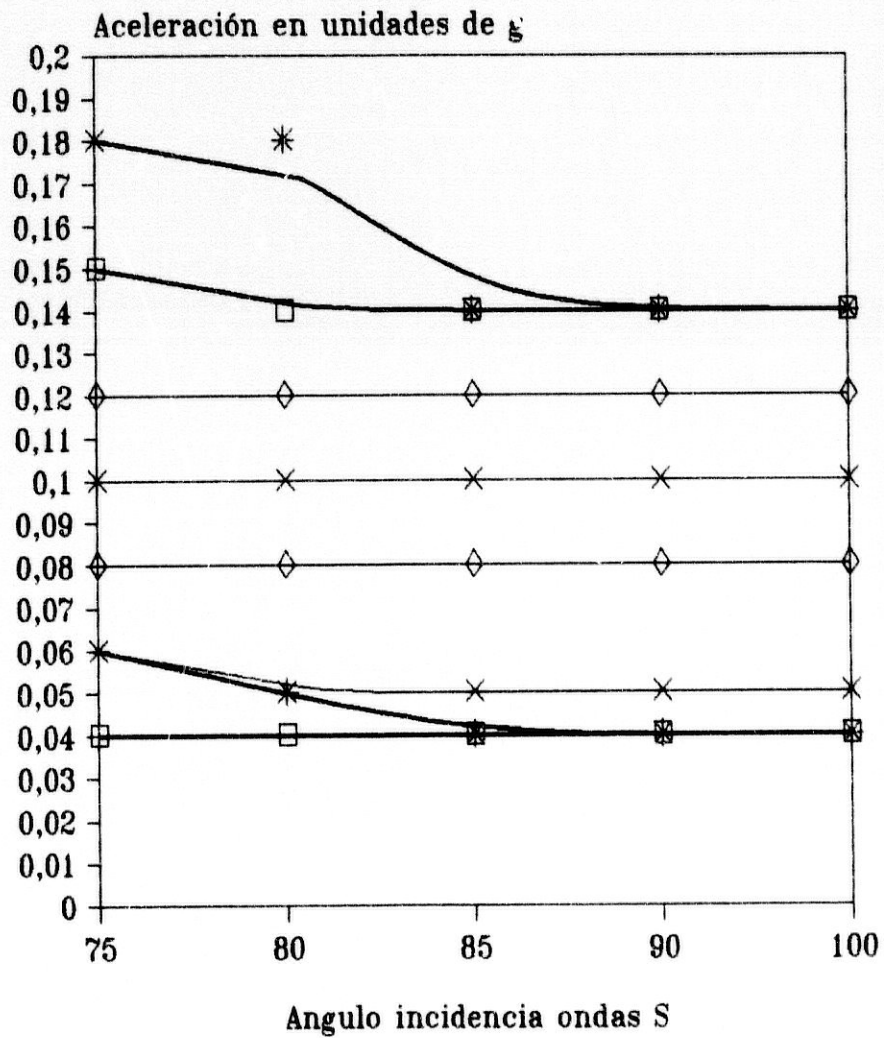


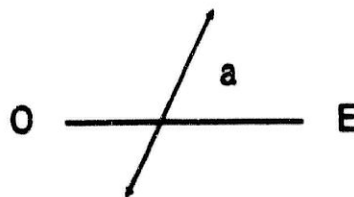


FIGURA 66

MURO 3 TORRE IGLESIA DE RESTABAL  
 Aceleración - ángulo incidencia ondas S



- ✕ Muro S. v=.35      □ Muro I. v=.35
- ◇ Muro S. v=.30      \* Muro I. v=.30



## CAPITULO IX

### RESUMEN Y CONCLUSIONES

Se ha analizado la respuesta de la Torre de la Iglesia de Restábal, solicitada por a una serie de terremotos, determinando su Resistencia Sísmica, al contrastar el daño predicho por el M.E.F., en el campo elástico, con el causado por el Terremoto de Andalucía.

Como resultado se obtiene, adoptando un coeficiente de Poisson de la mampostería de 0.30, el rango de variación de la aceleración que produce el comienzo de la fisuración de los muros de la torre:

0.10g - 0.13g

Que coincide sensiblemente con la aceleración pico en Restábal, obtenida aplicando la curvas de atenuación de Campbell (1981) y Fukushima (1990) al terremoto de 25 de diciembre de 1884:

0.09g - 0.17g

Este método de estimación de la aceleración es susceptible de mejora con: a) el conocimiento más exacto de las leyes de atenuación de la aceleración con la distancia, y, b) el conocimiento más preciso del comportamiento de los materiales de las estructuras ante cargas sísmicas.

## CAPITULO X

### BIBLIOGRAFIA

- Anicic Drazen, 1984  
Tensile Strength of Masonry Walls as a Factor of  
Earthquake Resistance of Masonry Buildings  
Third Int. Symposium on Wall Structures, CIP-  
COBPBO, Warsaw, 1-3.6, Warsaw, pp. 253-260.
- Astroza Maximiliano, 1992  
Comunicación personal  
Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas,  
Departamento de Ingeniería Civil Universidad de  
Chile
- Atkinson R.H., Amadei B. P., Saeb S., Sure S., 1989  
Response of Masonry Bed Joints in Direct Shear  
Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 9,  
pp 2276-2296, September.
- Benedetti D., Benzoni G. M., 1984  
A numerical model for seismic analysis of masonry  
buildings: Experimental correlations.  
Earthquake Engrg. Struct. Dyn., 12(6), pp. 817-831.
- Bernardini A., Modena C., Vescovi U., 1978.  
Ricerca sperimentale sui parametri di resistenza e  
deformabilità di murature in laterizio armato e  
alveolato.  
Cunstruire, pp. Tst 1-16.
- Blondet J. M., Mayes R. L., Kelly T. E. Villablanca  
R. y Klinger Richard E., 1989.  
Performance of Engineered Masonry in the Chilean  
Earthquake of March 3, 1985. Implications for U.S.  
Design Practice, pp 310.
- Calvi G. M. y Magenes G., 1991.  
Experimental Evaluation of Seismic Strength of Old  
Masonry Structures  
Proc. 9th. Int. Brick/Block Masonry Conf.
- Chiostrini S., Foraboschi P., Vignoli A., 1992.  
Structural analysis and damage evaluation of  
existing masonry buildings.  
Proc. Earthquake Engineering, Tenth World  
Conference , pp. 3481-3486, Madrid.
- Colunga A., Abrams D. P., 1992.

Response of an unreinforced masonry building during de Loma Prieta earthquake.  
Proc. Earthquake Engineering, Tenth World Conference , pp. 79-84, Madrid.

Dhanasekar M., Peter W. K., and Page A. W., 1985.  
Biaxial stress-strain relations for brick masonry.  
J. Struct. Engrg., ASCE, 111(5), 1085-1100

Dolce Mauro, 1989.  
Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano de la pareti.  
Corso sul Consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, pp 20. Potenza.

Eldgell G.J., 1990.  
Test Methods for Masonry.  
British Ceramic Transactions and Journal, Vol. 89, Iss 4, pp. 146-149.

EC6, 1989  
Common Unified Rules for Unreinforced Masonry Structures. Commission of the European Communities, pp. 145. October.

Ghobarah A. y Baumber T., 1992.  
Seismic response and retrofit of industrial brick masonry chimeneys  
Ca., J. Civ. Eng. 19, pp. 117-128

Jacobsen, L. S., 1959  
Frictional Effects in Composite Structures Subjected to Earthquake Vibrations, Stanford University, California.

Karantoni F. V., Fardis M. N., 1992  
Computed versus Observed Seismic Response and Damage of Masonry Buildings.  
Journal of Structural Engineering, vol. 118, No 7, July, pp. 1804-1821

Manfredi G., Mazzolani y Masi A., 1992  
Review of existing in experimental testing of masonry structures subjected to horizontal loads.  
Proc. Earthquake Engineering, Tenth World Conference, pp. 3557-3562 Madrid

Page Adrian W., 1978.  
Finit Element Model for Masonry  
Journal of the Structural Division. Proc. of American Society of Civil Engineering, Vol. 104, No. ST8, pp 1267-1285, August.

Rodriguez Ortiz, 1984  
Curso Aplicado de Cimentaciones

- Sheppard P.F., 1985.  
In-situ Test of the Shear Strength and Deformability of an 18th. Century Stone-and-Brick Masonry Wall. Proc. of VII Inter. Brick Masonry, pp. 149-160, Melbourne.
- Stephen R., Hollings J., Bouwkamp J. (1975)  
Dynamics Properties of Eleven Story Masonry Building. Earthquake Engineering Research Center Report No EEC75-20, July, pp 50, CA.
- Tomazevic Miha, 1990.  
Masonry Structures in Seismic Areas. A State-Of-The-Art Report  
Proc. 9TH Europ. Conf. Earthquake Engineering. Moscow, September 11-16, pp. 247-302
- Tomazevic M., Velechovsky T. y Weiss P., 1992.  
The effect of interventions in the floor structural system on the seismic resistance of historic stone-masonry buildings: An experimental study.  
Proc. Earthquake Engineering, Tenth World Conference, pp. 5321-5326 Madrid.
- Tomazevic M. y Zarnic R., 1985.  
The effects of horizontal reinforcement on strength and ductility of masonry walls - part two.  
ZRMK/IKPI-85/02, Ljubljana.
- Turnsek V. y Sheppard P., 1980  
The shear and flexural resistance of masonry walls. International Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, , pp. 517-573.
- Turnsek V. y Cacovic F., 1970.  
Some experimental results on the strength of brick-masonry walls, 2nd International Brick-masonry Conference , Stoke-on-Trent, pp. 149-156.
- Wilson L. E., 1984  
Structural Analysis Programs. A series of Computer Programs for the Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures pp 193. Computers & Structures inc. Berkeley, California.
- Yew Chaye Loo y Yan Yang, 1991  
Cracking and Failure Analysis of Masonry Arch Bridges. Journal of Structural Engineering, Vol. 117, no. 6, pp 1641-1659, June.
- Yokel F. Y., y Dijkers R. D., 1971.  
Strength of Load Bearing Masonry Walls.  
Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE, No. ST5, pp 1593-1609, May.

## ANEJO No 10

### LISTA DE CUADROS

	pag	
Cuadro no 11	Factor de amortiguamiento elástico para mampostería de piedra y aparejo de ladrillo	128
Cuadro no 12	Relación tensión de rotura a tracción y compresión ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )-% absorción de agua en 24 h.	132
Cuadro no 13	Tensión media de rotura a tracción y compresión ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )-% absorción de agua en 24 h.	133
Cuadro no 14	Dimensiones de los paneles de ladrillo	137
Cuadro no 15	Módulo de Elasticidad y resistencia a compresión ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ). Ladrillos clase V y VI. Mortero de cal y arena 1:3.	139
Cuadro no 16	Propiedades medias de la mampostería. ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	147

## ANEJO No 11

### LISTA DE FIGURAS

Figura 39	Alzado no 1 Torre iglesia de Restabal	110
Figura 40	Alzado no 2 Torre iglesia de Restabal	111
Figura 41	Alzado no 3 Torre iglesia de Restabal	112
Figura 42	Alzado no 4 Torre iglesia de Restabal	113
Figura 43	Relación tensión deformación de la albañilería a compresión (Tomazevik & Zarnic, 1985)	118
Figura 44	Mecanismo de agotamiento de un muro (Tomazevic, 1990)	118
Figura 45	Correlación entre los resultados teóricos y experimentales de test de resistencia a cortante de muros de albañilería no reforzada (Turnsek y Sheppard, 1980)	118
Figura 46	Curvas de tensión-deformación en albañilería (Yokel & Dikers, 1971)	121
Figura 47	Distribución de tensiones en agotamiento con diversas cargas verticales y momentos (Yokel & Dikers, 1971)	121
Figura 48	Capacidad de carga de la sección rectangular (Omote, Mayes, Clough, 1977)	123
Figura 49	Resistencia a la flexión-absorción de agua en 24 h	124
Figura 50	Ensayo de difracción de rayos X. Mortero iglesia de Restabal	134
Figura 51	Granulometría arena de Restabal	136
Figura 52	Ensayo de rotura a compresión. Ladrillo macizo-mortero de cal. Iglesia de Restabal	141
Figura 53	Planta-croquis. Iglesia de Restabal	153
Figura 54	Malla de elementos finitos. Torre iglesia de Restabal	155
Figura 55	Malla de elementos finitos. Alzados no 1 y 2. Iglesia de Restabal	156
Figura 56	Malla de elementos finitos. Alzados no 3 y 4 iglesia de Restabal	157
Figura 57	Malla de elementos finitos. Alzados no 3 exterior y muros interiores. Iglesia de Restabal	158
Figura 58	Aceleración espectral media con diferentes clases de suelo (Seed & Idriss, 1982)	159
Figura 59	Dirección del input sísmico. Angulo de incidencia ondas S	162
Figura 60	Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g). Angulo de incidencia ondas S 75°	163

Figura 61	Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g). Angulo de incidencia ondas S 80°	166
Figura 62	Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g). Angulo de incidencia ondas S 85°	167
Figura 63	Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g). Angulo de incidencia ondas S 90°	168
Figura 64	Aceleración de fisuración del elemento (unidades de g). Angulo de incidencia ondas S 100°	169
Figura 65	Muro 1. Torre iglesia de Restábal. Aceleración-ángulo de incidencia	170
Figura 66	Muro 3. Torre iglesia de Restábal. Aceleración-ángulo de incidencia	171

#### ANEJO No 12

#### LISTA DE FOTOGRAFIAS

Foto no 16	Torre de la iglesia de Restabal	109
Foto no 17	Probetas de mortero de cal 1:3	138
Foto no 18	Paneles de ladrillo de Restabal y mortero de cal 1:3	138
Foto no 19	Panel de ladrillo de Restábal	140
Foto no 20	Ensayo de compresión panel de ladrillo de Restábal	140



## ANEJO No 13

### LISTA DE SIMBOLOS

b	= factor de distribución de la tensión de corte en la sección horizontal de muro. Representa la razón entre el valor máximo, y el medio de la tensión de corte, en la sección horizontal crítica.
E	= módulo elástico de la fábrica
$E_{1/3}$	= módulo elástico secante a 1/3 de la carga de rotura.
$f_c$	= resistencia a compresión de la fábrica.
$f_m$	= resistencia a compresión del mortero.
$f_k$	= resistencia característica a compresión de la fábrica.
$f_t$	= resistencia a tracción de la fábrica.
$f_{xk}$	= resistencia a flexotracción de la fábrica.
$f_{vk}$	= resistencia a cortante con tensión de compresión $\sigma_0$
$f_{vko}$	= resistencia a cortante sin tensión de compresión $\sigma_0$
G	= módulo de cortante de la fábrica
R	= distancia del sitio al epicentro
r	= razón aceleración de fisuración-aceleración del input en el modelo analítico
t	= espesor del muro
v	= módulo de Poisson
$\delta$	= densidad
$\sigma_t$	= tensión principal de tracción
$\sigma_c$	= tensión principal de compresión
$\sigma_0$	= tensión de compresión media en una sección horizontal de muro
$\tau$	= tensión de corte media, en la sección horizontal de muro, debida a la carga lateral
$\tau_u$	= tensión de corte media de colapso, en la sección horizontal de muro, debida a la carga lateral
$\tau_k$	= resistencia al cortante media para $\sigma_0=0$ .
$\mu$	= coeficiente de ductilidad de la fábrica

PERFIL LITOLOGICO DEL RIO ALHAMA

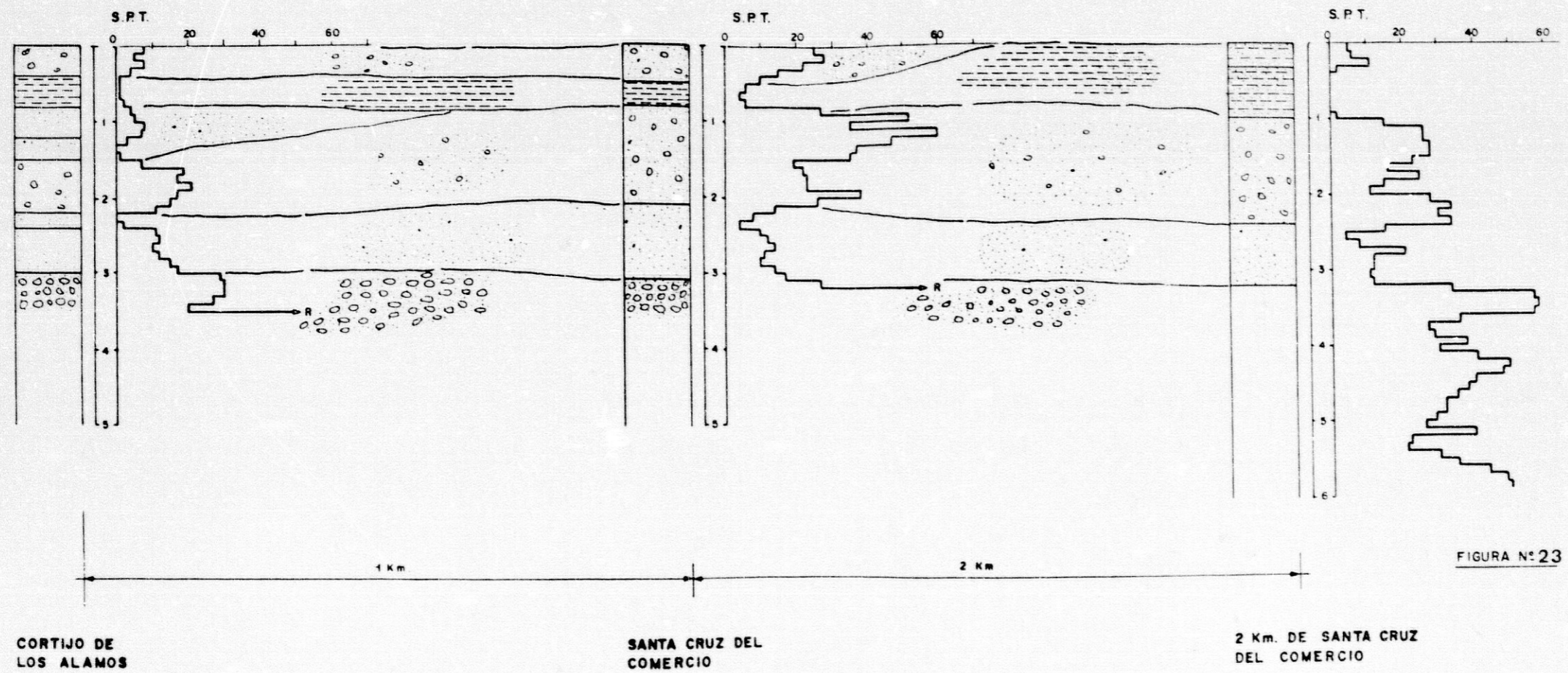


FIGURA N° 23

LEYENDA

ARENAS	
ARENAS CON GRAVA	
ARENA-LIMOSA	
LIMOS	
GRAVAS	

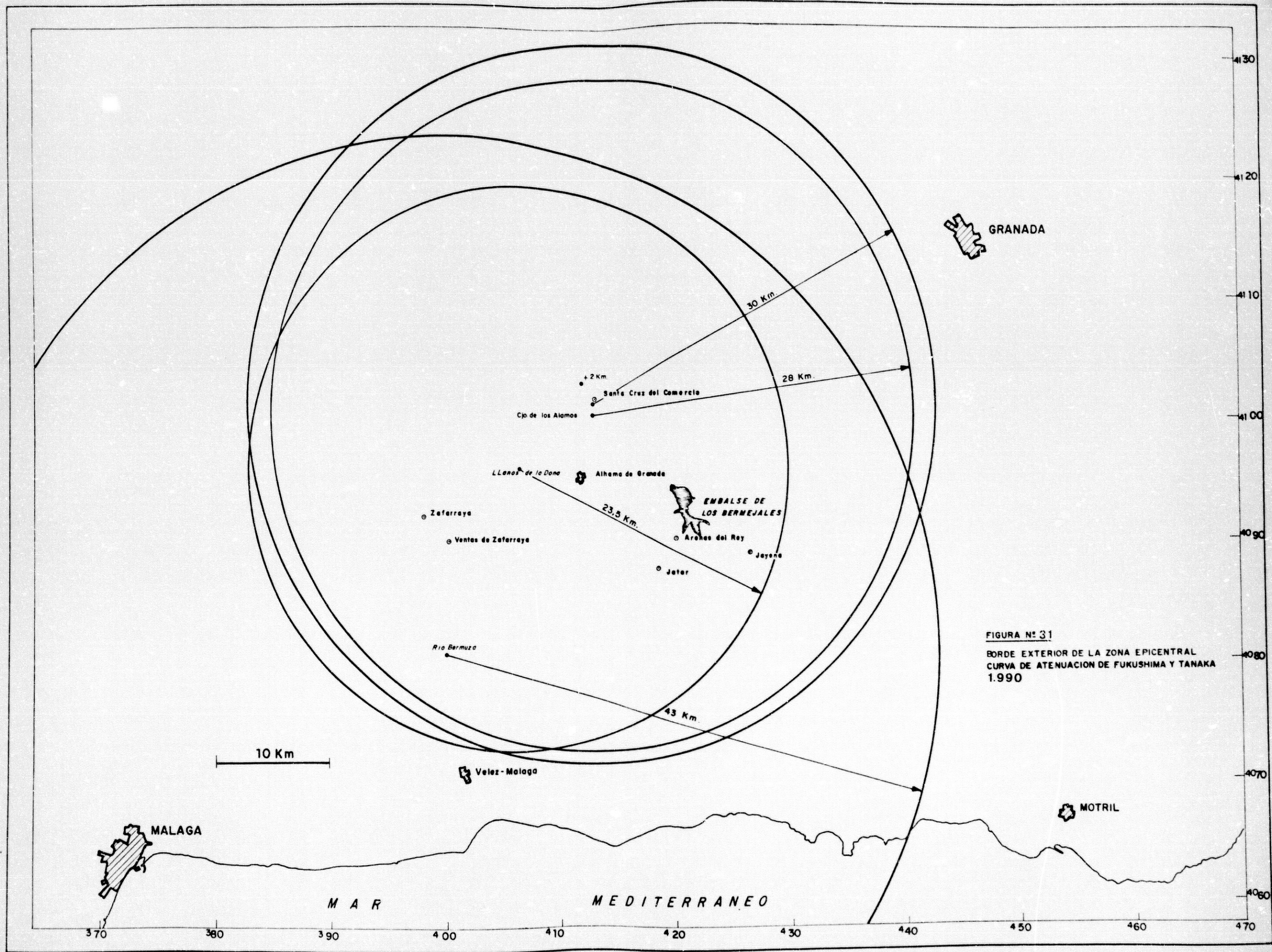


FIGURA Nº 31  
 BORDE EXTERIOR DE LA ZONA EPICENTRAL  
 CURVA DE ATENUACION DE FUKUSHIMA Y TANAKA  
 1.990

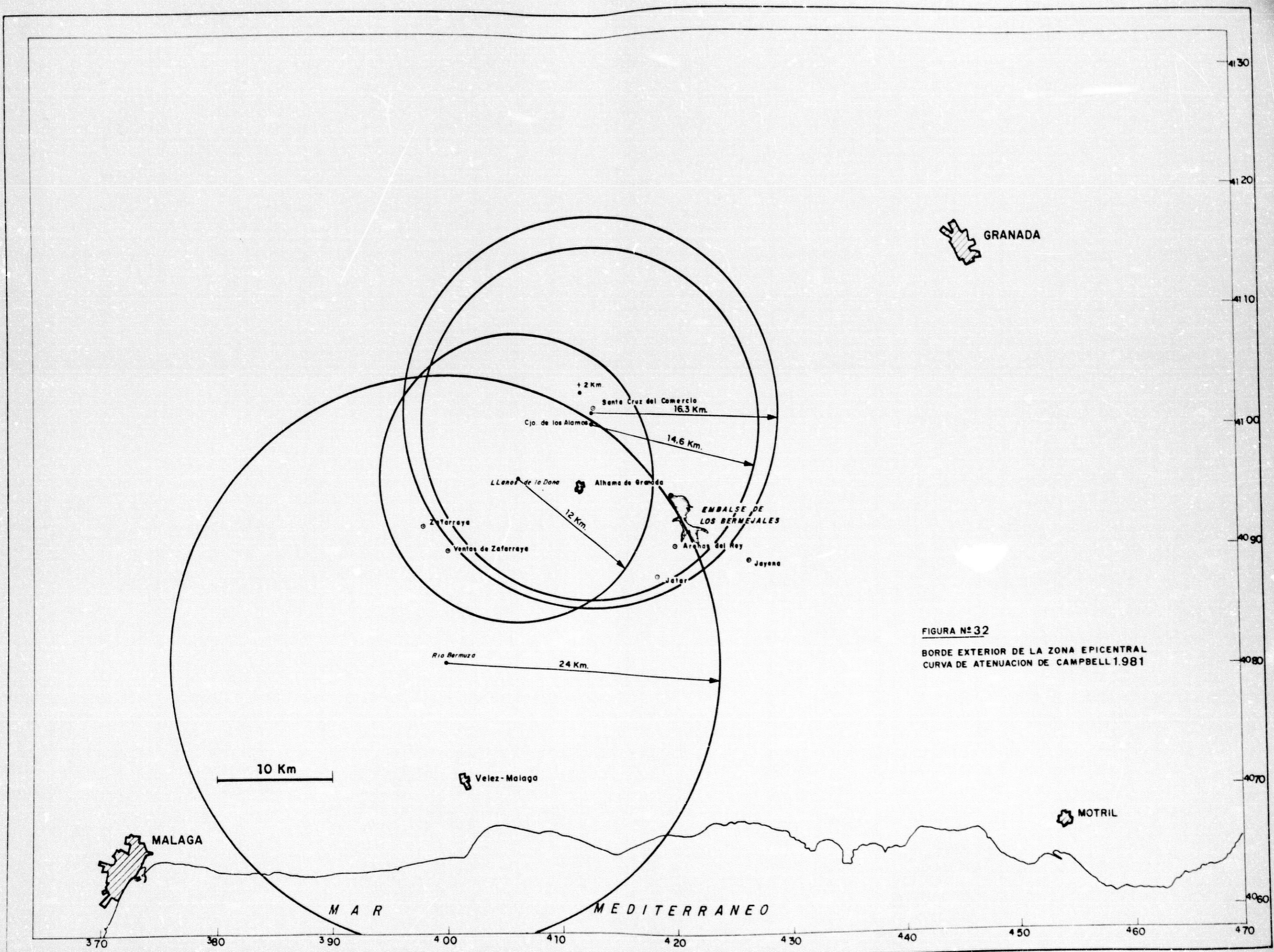


FIGURA N° 32  
 BORDE EXTERIOR DE LA ZONA EPICENTRAL  
 CURVA DE ATENUACION DE CAMPBELL 1.981

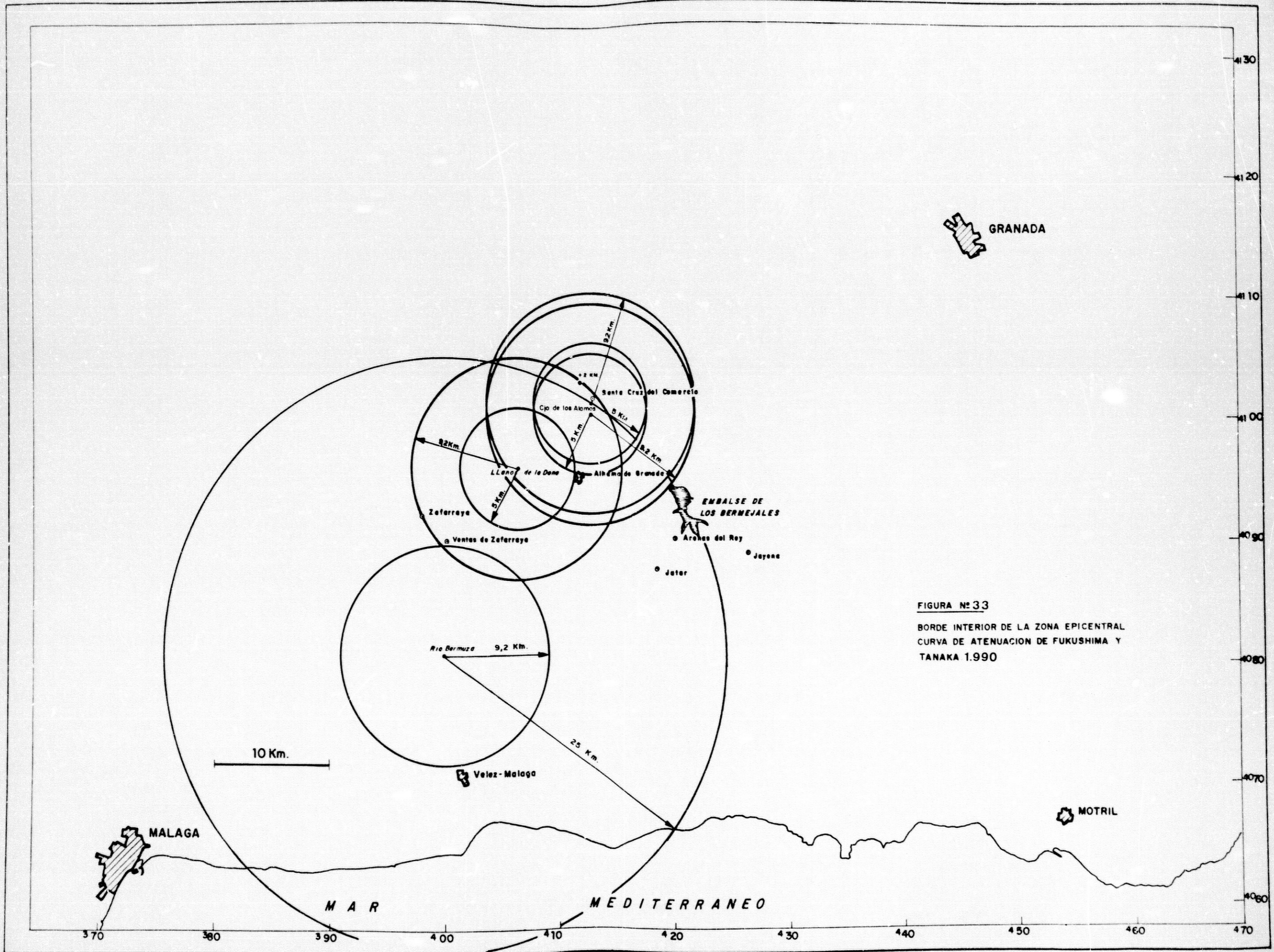


FIGURA N° 33  
 BORDE INTERIOR DE LA ZONA EPICENTRAL  
 CURVA DE ATENUACION DE FUKUSHIMA Y  
 TANAKA 1.990

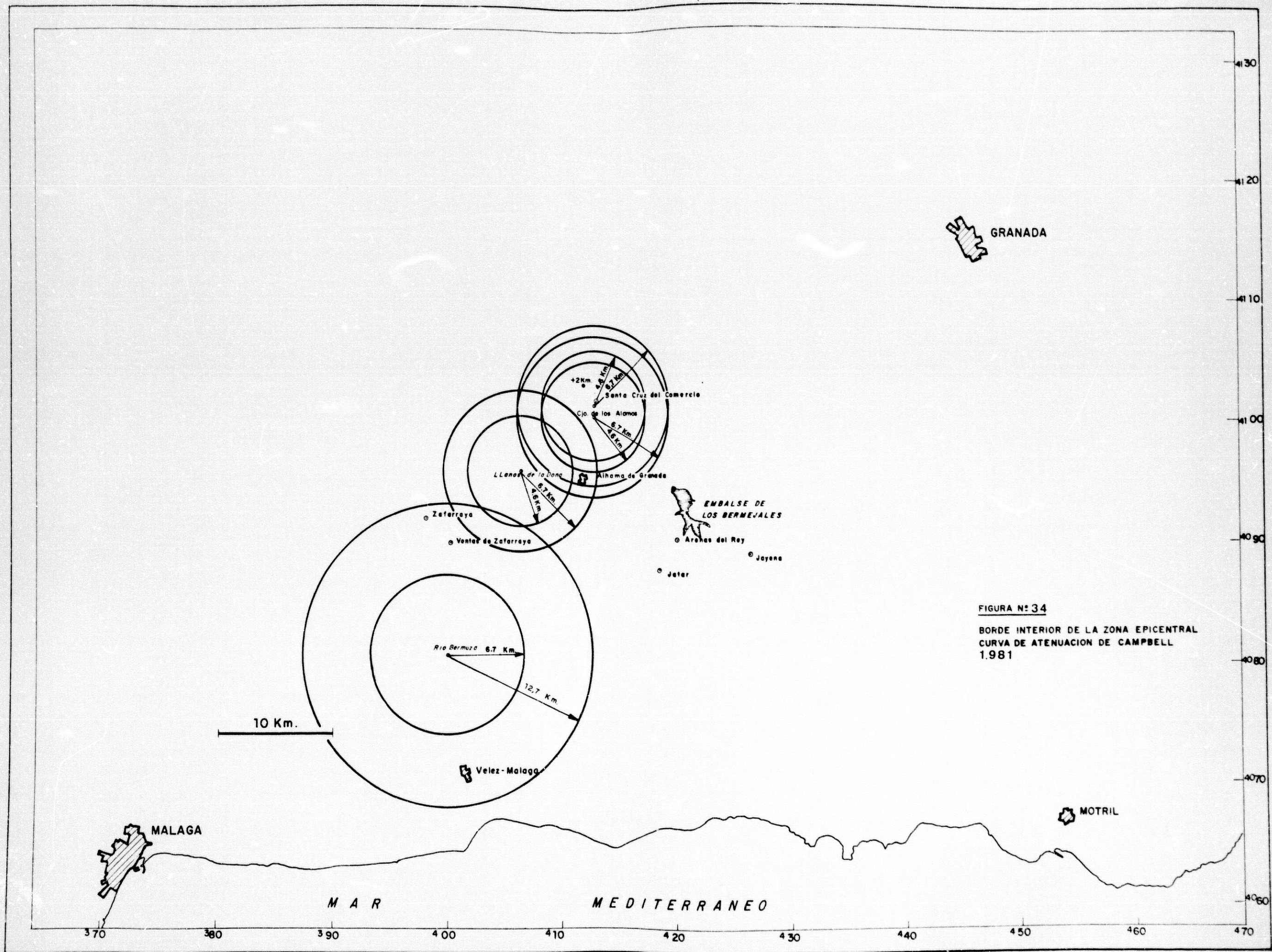


FIGURA N° 34  
 BORDE INTERIOR DE LA ZONA EPICENTRAL  
 CURVA DE ATENUACION DE CAMPBELL  
 1.981

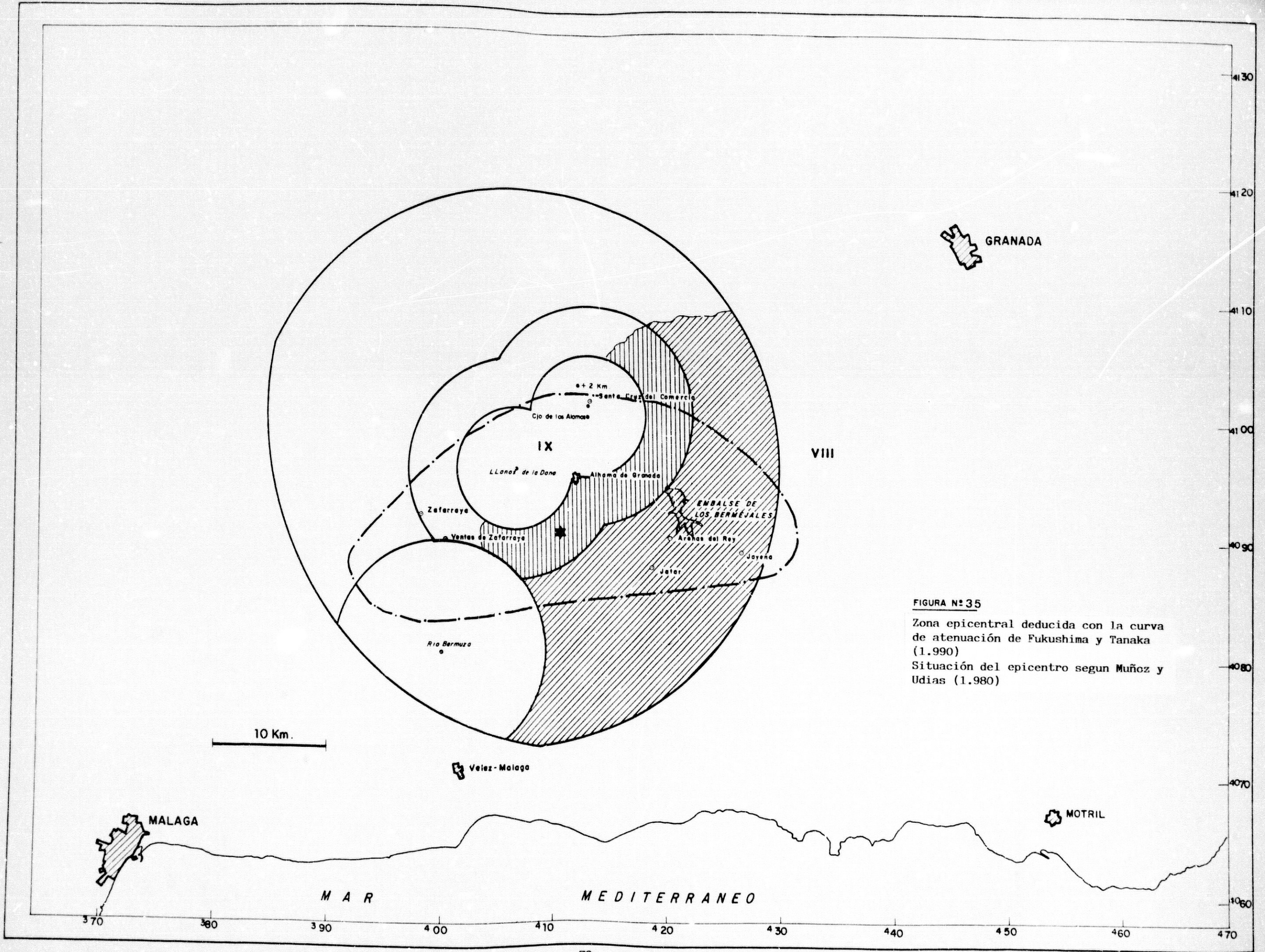


FIGURA N° 35  
 Zona epicentral deducida con la curva  
 de atenuación de Fukushima y Tanaka  
 (1.990)  
 Situación del epicentro segun Muñoz y  
 Udias (1.980)

LIST OF SYMBOLS

$\rho$  = density of the fluid  
 $\mu$  = dynamic viscosity of the fluid  
 $\nu$  = kinematic viscosity of the fluid  
 $\omega$  = angular velocity of the rotating disk  
 $\Omega$  = angular velocity of the rotating disk  
 $\Gamma$  = circulation  
 $\Gamma_{\infty}$  = circulation at infinity  
 $\Gamma_0$  = circulation at the origin  
 $\Gamma_{\theta}$  = circulation at angle  $\theta$   
 $\Gamma_{r_0}$  = circulation at radius  $r_0$   
 $\Gamma_{r_1}$  = circulation at radius  $r_1$   
 $\Gamma_{r_2}$  = circulation at radius  $r_2$   
 $\Gamma_{r_3}$  = circulation at radius  $r_3$   
 $\Gamma_{r_4}$  = circulation at radius  $r_4$   
 $\Gamma_{r_5}$  = circulation at radius  $r_5$   
 $\Gamma_{r_6}$  = circulation at radius  $r_6$   
 $\Gamma_{r_7}$  = circulation at radius  $r_7$   
 $\Gamma_{r_8}$  = circulation at radius  $r_8$   
 $\Gamma_{r_9}$  = circulation at radius  $r_9$   
 $\Gamma_{r_{10}}$  = circulation at radius  $r_{10}$   
 $\Gamma_{r_{11}}$  = circulation at radius  $r_{11}$   
 $\Gamma_{r_{12}}$  = circulation at radius  $r_{12}$   
 $\Gamma_{r_{13}}$  = circulation at radius  $r_{13}$   
 $\Gamma_{r_{14}}$  = circulation at radius  $r_{14}$   
 $\Gamma_{r_{15}}$  = circulation at radius  $r_{15}$   
 $\Gamma_{r_{16}}$  = circulation at radius  $r_{16}$   
 $\Gamma_{r_{17}}$  = circulation at radius  $r_{17}$   
 $\Gamma_{r_{18}}$  = circulation at radius  $r_{18}$   
 $\Gamma_{r_{19}}$  = circulation at radius  $r_{19}$   
 $\Gamma_{r_{20}}$  = circulation at radius  $r_{20}$   
 $\Gamma_{r_{21}}$  = circulation at radius  $r_{21}$   
 $\Gamma_{r_{22}}$  = circulation at radius  $r_{22}$   
 $\Gamma_{r_{23}}$  = circulation at radius  $r_{23}$   
 $\Gamma_{r_{24}}$  = circulation at radius  $r_{24}$   
 $\Gamma_{r_{25}}$  = circulation at radius  $r_{25}$   
 $\Gamma_{r_{26}}$  = circulation at radius  $r_{26}$   
 $\Gamma_{r_{27}}$  = circulation at radius  $r_{27}$   
 $\Gamma_{r_{28}}$  = circulation at radius  $r_{28}$   
 $\Gamma_{r_{29}}$  = circulation at radius  $r_{29}$   
 $\Gamma_{r_{30}}$  = circulation at radius  $r_{30}$   
 $\Gamma_{r_{31}}$  = circulation at radius  $r_{31}$   
 $\Gamma_{r_{32}}$  = circulation at radius  $r_{32}$   
 $\Gamma_{r_{33}}$  = circulation at radius  $r_{33}$   
 $\Gamma_{r_{34}}$  = circulation at radius  $r_{34}$   
 $\Gamma_{r_{35}}$  = circulation at radius  $r_{35}$   
 $\Gamma_{r_{36}}$  = circulation at radius  $r_{36}$   
 $\Gamma_{r_{37}}$  = circulation at radius  $r_{37}$   
 $\Gamma_{r_{38}}$  = circulation at radius  $r_{38}$   
 $\Gamma_{r_{39}}$  = circulation at radius  $r_{39}$   
 $\Gamma_{r_{40}}$  = circulation at radius  $r_{40}$   
 $\Gamma_{r_{41}}$  = circulation at radius  $r_{41}$   
 $\Gamma_{r_{42}}$  = circulation at radius  $r_{42}$   
 $\Gamma_{r_{43}}$  = circulation at radius  $r_{43}$   
 $\Gamma_{r_{44}}$  = circulation at radius  $r_{44}$   
 $\Gamma_{r_{45}}$  = circulation at radius  $r_{45}$   
 $\Gamma_{r_{46}}$  = circulation at radius  $r_{46}$   
 $\Gamma_{r_{47}}$  = circulation at radius  $r_{47}$   
 $\Gamma_{r_{48}}$  = circulation at radius  $r_{48}$   
 $\Gamma_{r_{49}}$  = circulation at radius  $r_{49}$   
 $\Gamma_{r_{50}}$  = circulation at radius  $r_{50}$   
 $\Gamma_{r_{51}}$  = circulation at radius  $r_{51}$   
 $\Gamma_{r_{52}}$  = circulation at radius  $r_{52}$   
 $\Gamma_{r_{53}}$  = circulation at radius  $r_{53}$   
 $\Gamma_{r_{54}}$  = circulation at radius  $r_{54}$   
 $\Gamma_{r_{55}}$  = circulation at radius  $r_{55}$   
 $\Gamma_{r_{56}}$  = circulation at radius  $r_{56}$   
 $\Gamma_{r_{57}}$  = circulation at radius  $r_{57}$   
 $\Gamma_{r_{58}}$  = circulation at radius  $r_{58}$   
 $\Gamma_{r_{59}}$  = circulation at radius  $r_{59}$   
 $\Gamma_{r_{60}}$  = circulation at radius  $r_{60}$   
 $\Gamma_{r_{61}}$  = circulation at radius  $r_{61}$   
 $\Gamma_{r_{62}}$  = circulation at radius  $r_{62}$   
 $\Gamma_{r_{63}}$  = circulation at radius  $r_{63}$   
 $\Gamma_{r_{64}}$  = circulation at radius  $r_{64}$   
 $\Gamma_{r_{65}}$  = circulation at radius  $r_{65}$   
 $\Gamma_{r_{66}}$  = circulation at radius  $r_{66}$   
 $\Gamma_{r_{67}}$  = circulation at radius  $r_{67}$   
 $\Gamma_{r_{68}}$  = circulation at radius  $r_{68}$   
 $\Gamma_{r_{69}}$  = circulation at radius  $r_{69}$   
 $\Gamma_{r_{70}}$  = circulation at radius  $r_{70}$   
 $\Gamma_{r_{71}}$  = circulation at radius  $r_{71}$   
 $\Gamma_{r_{72}}$  = circulation at radius  $r_{72}$   
 $\Gamma_{r_{73}}$  = circulation at radius  $r_{73}$   
 $\Gamma_{r_{74}}$  = circulation at radius  $r_{74}$   
 $\Gamma_{r_{75}}$  = circulation at radius  $r_{75}$   
 $\Gamma_{r_{76}}$  = circulation at radius  $r_{76}$   
 $\Gamma_{r_{77}}$  = circulation at radius  $r_{77}$   
 $\Gamma_{r_{78}}$  = circulation at radius  $r_{78}$   
 $\Gamma_{r_{79}}$  = circulation at radius  $r_{79}$   
 $\Gamma_{r_{80}}$  = circulation at radius  $r_{80}$   
 $\Gamma_{r_{81}}$  = circulation at radius  $r_{81}$   
 $\Gamma_{r_{82}}$  = circulation at radius  $r_{82}$   
 $\Gamma_{r_{83}}$  = circulation at radius  $r_{83}$   
 $\Gamma_{r_{84}}$  = circulation at radius  $r_{84}$   
 $\Gamma_{r_{85}}$  = circulation at radius  $r_{85}$   
 $\Gamma_{r_{86}}$  = circulation at radius  $r_{86}$   
 $\Gamma_{r_{87}}$  = circulation at radius  $r_{87}$   
 $\Gamma_{r_{88}}$  = circulation at radius  $r_{88}$   
 $\Gamma_{r_{89}}$  = circulation at radius  $r_{89}$   
 $\Gamma_{r_{90}}$  = circulation at radius  $r_{90}$   
 $\Gamma_{r_{91}}$  = circulation at radius  $r_{91}$   
 $\Gamma_{r_{92}}$  = circulation at radius  $r_{92}$   
 $\Gamma_{r_{93}}$  = circulation at radius  $r_{93}$   
 $\Gamma_{r_{94}}$  = circulation at radius  $r_{94}$   
 $\Gamma_{r_{95}}$  = circulation at radius  $r_{95}$   
 $\Gamma_{r_{96}}$  = circulation at radius  $r_{96}$   
 $\Gamma_{r_{97}}$  = circulation at radius  $r_{97}$   
 $\Gamma_{r_{98}}$  = circulation at radius  $r_{98}$   
 $\Gamma_{r_{99}}$  = circulation at radius  $r_{99}$   
 $\Gamma_{r_{100}}$  = circulation at radius  $r_{100}$



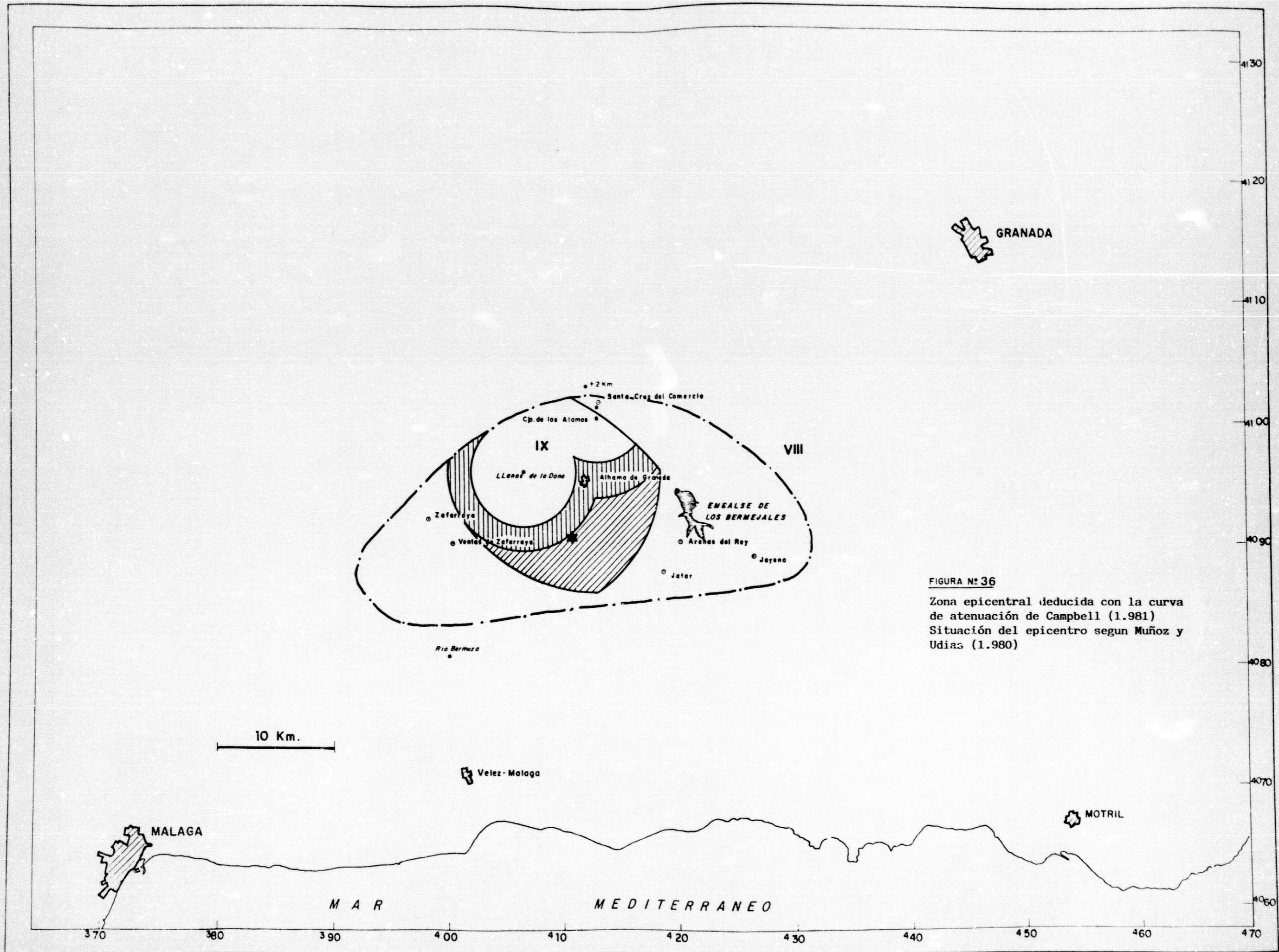


FIGURA N° 36

Zona epicentral deducida con la curva de atenuación de Campbell (1.981)  
 Situación del epicentro según Muñoz y Udias (1.980)

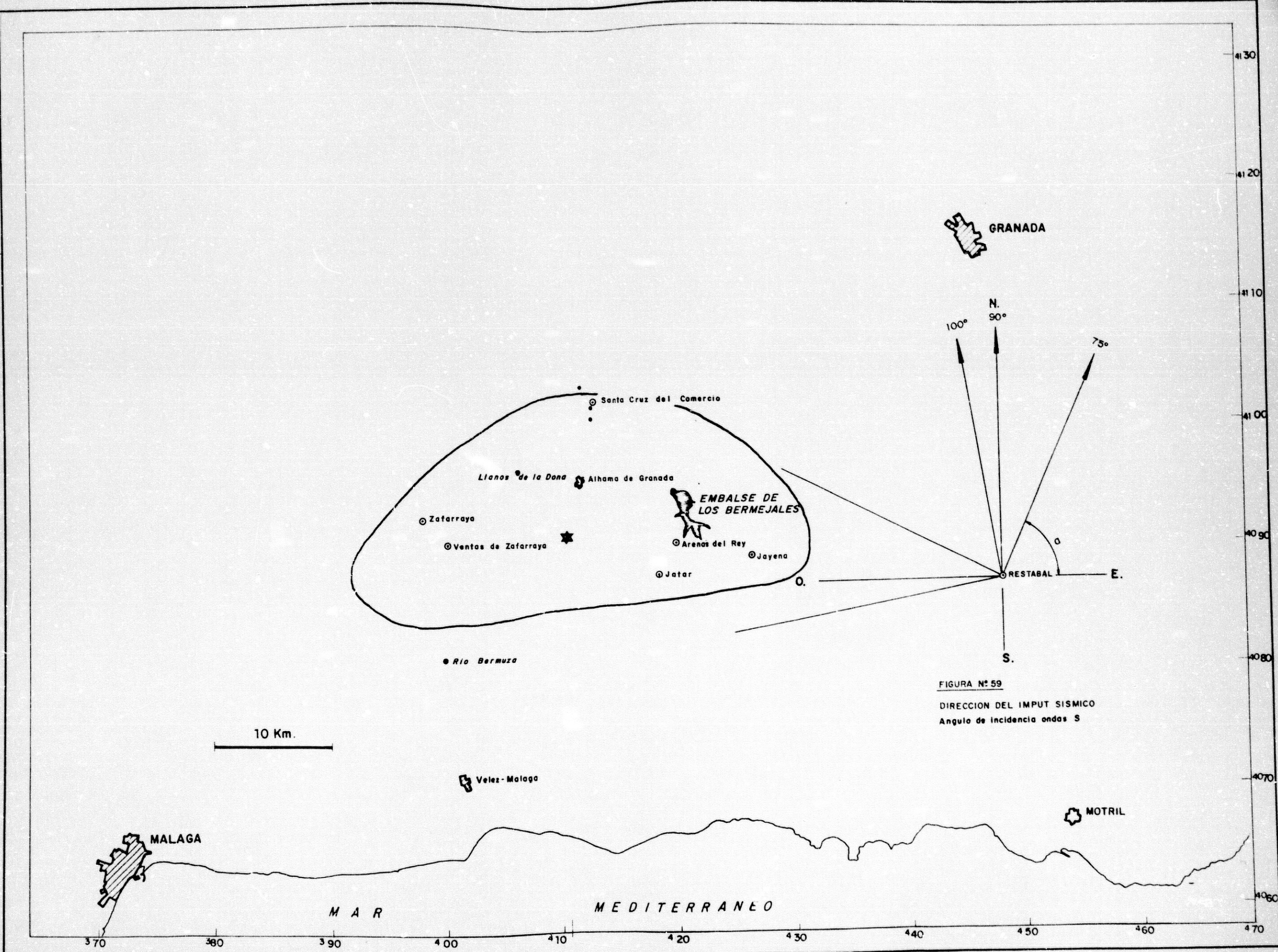


FIGURA Nº 59  
 DIRECCION DEL IMPUT SISMICO  
 Angulo de incidencia ondas S